

## L'INGEGNERIA CIVILE

B

## LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

*Si discorre in fine del Fascicolo delle opere e degli opuscoli spediti franchi alla Direzione dai loro Autori od Editori.*FERROVIA D'ACCESSO AL SEMPIONE  
DA GOZZANO A DOMODOSSOLAVIADOTTO IN CURVA A TRAVATE METALLICHE  
PER L'ATTRAVERSAMENTO DEL FIUME TOCE  
A VOGOGNA.*Cenni dell'Ing. F. MAZZONI.*

(Veggansi le Tav. X e XI)

Fra le molte travate metalliche che si costrussero sulla linea ferroviaria da Gozzano a Domodossola e segnatamente sul tratto Ornavasso-Piedimulera, quella che siamo per descrivere non è certo delle più cospicue nè per la portata delle singole luci nè per la complessiva lunghezza; tuttavia essendo in curva e di uno sviluppo relativamente esteso viene, sotto questo riguardo, a presentare una particolarità che ci sembra sufficiente per farne oggetto di un cenno monografico. Tanto più che l'accennata particolarità ha dato necessariamente origine ad alcune modificazioni sia nei calcoli di resistenza come nella disposizione di certe membrature, le quali faremo rilevare man mano che si presenteranno. Sarà pure nostra cura, fin dove ci riesce di farlo, di mostrare le parti meno perfette del congegno, proponendone le modificazioni in base alle esperienze che ebbero l'opportunità di fare così all'atto delle prove statiche e dinamiche come durante l'esercizio della linea.

Unico nostro scopo è di riuscire di qualche utilità a chi debba studiare un'opera consimile fornendogli, con testimonianze sperimentali, i mezzi di evitare certi vizi di costruzione non facili a prevedersi, redimendo per cotale guisa il più che sia possibile le opere nuove dalle mende d'origine di quelle già costrutte.

## I. — Descrizione della travata.

L'impalcatura metallica del *viadotto in curva* (1), tale è il nome dell'opera della quale imprendiamo a parlare, si estende fra le due tangenti alle progressive 39772,70 e 40083,76 occupando esattamente tutto lo sviluppo della curva. È suddivisa in dieci travate indipendenti di eguale portata costituenti colle rispettive travi maestre una poligonale interna ed una esterna alla curva dell'asse stradale a lati ed angoli eguali, ad eccezione delle due estreme le quali, pur mantenendo colle altre l'uguaglianza dei lati, formano angoli alquanto minori colle adiacenti per ragioni che diremo più avanti. Le lungarine sottoguide sono pure disposte secondo due poligonali che per la brevità dei lati hanno assunto l'aspetto di due curve continue concentriche coll'asse stradale.

(1) Fa parte delle opere per l'attraversamento del fiume Toce a Vogogna, susseguito da altro rettilineo a due travate continue di eguale sezione della lunghezza complessiva di m. 67,62, da un ponte a tre travate continue di m. 177 e da altro viadotto a tre travate continue di m. 101,43.

Quantunque le travate sieno indipendenti, come già si disse, tuttavia presentano nel loro complesso l'aspetto di una travata continua a cagione della pochissima distanza che passa tra l'una e l'altra, che è quella strettamente necessaria per il libero scorrimento dovuto agli effetti del calore. La travatura continua era quasi impossibile potersi adottare sia per la difficoltà di lasciare libero sfogo ai movimenti or ora accennati che sarebbero riusciti di qualche momento per oltre 300 metri di sviluppo, sia per l'altra maggiormente seria di escogitare un metodo di calcoli rispondenti al bisogno, a meno di non applicare, come taluno già fece, le solite formole delle travate continue rettilinee senza preoccuparsi del grado di approssimazione che possono fornire le risultanze di simili calcoli. D'ora innanzi parleremo quindi di una delle dieci travate componenti il viadotto e ciò che si dirà di questa una si intenderà detto per tutte le altre.

La sezione delle travi maestre ha la forma di un doppio T che è quella generalmente adottata in queste costruzioni; il passaggio si effettua nella parte inferiore, e superiormente le due travi sono perfettamente libere ed indipendenti. La trave interna alla curva è di m. 30,80 fra le due teste e l'esterna di m. 31,10; la maggiore lunghezza di quest'ultima è dovuta a ragioni estetiche le quali consigliavano di rendere uguali le distanze fra due teste di travi contigue tanto sulla curva interna quanto sulla curva esterna. Però per brevità di calcolo e per facilità di esecuzione le due travi si costrussero perfettamente simmetriche, salvo l'aver allungato del soprappiù gli appoggi della trave esterna ritenendo poi nei calcoli la sua portata teorica come perfettamente eguale a quella della trave interna. Le pareti sono formate da un reticolato le cui maglie hanno la larghezza di m. 1, delle quali tre sono esattamente comprese fra i cantonali delle briglie, per cui 3 m. e 20 è l'altezza delle travi maestre tra le tavole interne. Il reticolato è costituito di sole sbarre piatte, e qui è debito nostro fare osservare che per travate di questa portata giova di assegnare alle serie di sbarre compresse del traliccio profili a nervature quali sono ferri a T ferri a L o ferri a U con economia di materiale a vantaggio di resistenza.

Il tempo ristretto fissato all'impresa per la costruzione di questo viadotto insieme con altri due formanti un peso complessivo di 1200 tonn. di travata ci consigliò, non senza malincuore, la forma piatta, sia per favorire la lavorazione del ferro come per agevolarne la laminazione, ma avemmo a pentircene all'atto delle prove, perchè malgrado il doppio montante e la tenuità del coefficiente di resistenza (chilogr. 4,50 per mm<sup>2</sup>) attribuito ai tralicci si ebbero da questa travata risultati soddisfacenti, è vero, ma inferiori a quelli di analoghe travate a tralicci compressi eseguiti con ferri a nervature.

Di due in due metri abbiamo un montante composto di un'anima e due cantonali rafforzato esternamente da altrettante, a ciascuno dei quali è attaccato un traverso. I montanti si innestano sull'anima delle briglie in corrispon-

denza d'un nodo del traliccio, e questa disposizione è più razionale di quella, che pure spesso si vede praticata, per la quale i montanti si innestano alle briglie nei vani delle maglie. Infatti l'ufficio del montante è quello di trasmettere alle travi maestre la pressione del traverso, perciò migliore sarà l'attacco che incontra maggior numero di sbarre del traliccio, tanto perchè il montante può distribuire la pressione a maggior lunghezza di trave quanto perchè trova maggior incartamento nella parete sulla quale è inchiodato.

I traversi hanno una sezione a doppio T a parete piena e portano alle estremità due lunghe piastre, da un lembo saldate all'anima per doppio coprigiunto e dall'altro racchiuse fra i due cantonali formanti il montante interno. Questa forma di unione (spessissimo usata) è delle meglio concepite perchè lascia luogo ad una solida inchiodatura tanto del traverso alla piastra quanto di questa al montante.

Le lungarine corrono da un traverso all'altro secondo una disposizione che verrà descritta più avanti.

Inferiormente le due travi sono collegate da sbarre diagonali di controventi.

Il pavimento è formato da lamiera striate, e ciascuno dei tre marciapiedi è diviso in tanti scompartimenti della lunghezza di un metro ciascuno perfettamente liberi fra di loro; ogni pezzo di lamiera porta dei risalti tutto all'ingiro sui lembi, dei quali i longitudinali entrano a coperchio di scatola fra le sole dei due ferri a U, che fan l'ufficio di sopporti, ed i trasversali oppongono un mutuo contrasto alla sovrapposizione di due lamiere consecutive. Questo sistema ha il vantaggio di essere spacciativo nella costruzione perchè completamente lavorato all'officina e molto comodo durante la manutenzione per la facilità che offre alla sorveglianza delle parti inferiori della travata, i pezzi essendo tutti maneggiabili da un solo operaio. Alcuni avevano sollevato il dubbio che al passaggio dei treni i movimenti susultori della travata avrebbero sconnessa la compagine del pavimento spingendo il timore a segno da dubitare che taluni pezzi potessero riuscire d'ingombro al binario. Ma dovettero riederli all'atto delle prove, ove anche per velocità impresse superiori ai 50 Chm. all'ora non si ebbe a lamentare nessuno dei suddetti inconvenienti, nè tampoco quello di un maggiore frastuono che si aveva ragione di temere essendo facilitato il moto vibratorio delle lamiere striate in conseguenza della loro mutua indipendenza.

La lunghezza assegnata a ciascuna travata risulta dalla suddivisione in dieci parti uguali del totale sviluppo to-

gliendo da ciascuna quel tanto di spazio che si è supposto necessario per i liberi movimenti dovuti agli effetti del calore (veggasi Tav. XI). Stabilita in tal modo a m. 30,80 la lunghezza della corda sull'asse del binario, si calcolò la freccia devoluta a questa corda per il raggio di 500 m. tale essendo il raggio della curva:

$$f = 500 - \sqrt{500^2 - 15,40^2} = 237 \text{ mm.}$$

Ora facendo coincidere l'asse della travata colla corda or nominata era necessario dare alla sezione trasversale un'ampiezza superiore a quella delle prescrizioni regolamentari del doppio della freccia ossia 47 cm. circa, la quale cosa avrebbe senza dubbio avuto un'influenza di qualche rilievo sul peso, trattandosi di considerevole sviluppo. Si è perciò pensato di economizzare la metà di questa maggiore ampiezza facendo passare l'asse della travata sulla metà della freccia, locchè portò la conseguenza d'avere l'asse del binario spostato dall'asse della travata sul centro di mm. 118,5 verso la trave esterna ed ai due estremi di altrettanto verso la trave interna.

Tale disposizione si praticò per le otto travate intermedie calcolando gli spostamenti dell'asse del binario dall'asse della travata in corrispondenza d'ogni traverso, con che si ottenne una poligonale di due metri di lato, distanza dei traversi fra loro, parallelamente alla quale si disposero le longerine sottoguide. Il calcolo degli spostamenti, come è facile prevedere, si fece coll'equazione del circolo riferita all'asse della travata preso come corda e al diametro ad essa coniugato (vedi Tav. XI). Ma per le due travate estreme si dovette cambiare la posizione dell'asse, e lasciandolo spostato come nelle precedenti travate alla estremità verso la travata contigua, lo si è fatto coincidere colla corda all'altra estremità, affinché in questo punto tagli l'asse del binario, altrimenti si avrebbero avute le spalle dissimmetriche rispetto alla mezzaria dell'argine ferroviario.

Con tale spostamento d'asse se lasciavasi sviluppare la curva col medesimo raggio si violavano i regolamenti, quantunque per ben poca cosa, i quali prescrivono di rispettare il minimo di 2<sup>m</sup>.25 tra l'asse del binario ed i punti più vicini delle travi. Infatti, come si rileva dalla seguente figura tra il 7° e 12° traverso si aveva una distanza costantemente minore la quale raggiunge il minimo al nono traverso ove l'asse del binario non avrebbe che la distanza di 2<sup>m</sup>.219 dalle tavole superiori della trave esterna, ed inoltre, come si vedrà più avanti, conveniva cambiare il calcolo dei traversi e forse anco la loro struttura.

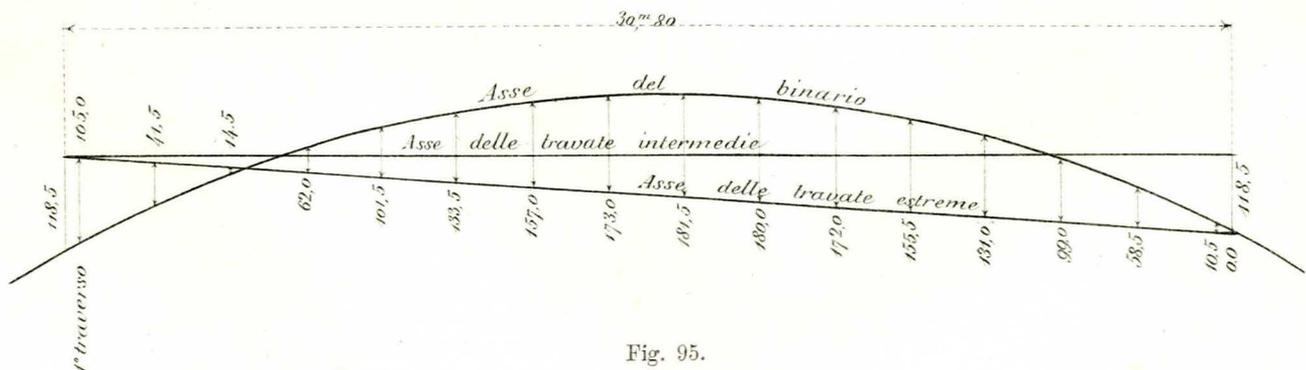


Fig. 95.

Le ordinate della curva secondo il nuovo asse sono quelle stesse delle travate intermedie prese coi loro segni alle quali si è aggiunta la distanza dei rispettivi punti di ascissa del nuovo asse dal vecchio. Inutile osservare che le ordi-

nate di quest'ultima posizione dell'asse quantunque non ortogonali si possono considerare come tali perchè l'errore che si commette è affatto trascurabile.

Le suddette considerazioni hanno consigliato di non va-

riare lo spostamento sul centro, la qualcosa si ottenne costruendo sulla corda primitiva un arco più depresso cioè tale che la freccia risulti composta di mm. 118.5 distanza del nuovo asse dall'asse del binario, aumentata di mm. 61.5, distanza di questo asse dalla corda primitiva. Con questi elementi si calcolò il raggio del nuovo cerchio, indi colla solita equazione si calcolarono le ordinate della curva dal nuovo asse (vedi Tav. XI). È bensì vero che teoricamente quest'ultimo arco non sarebbe raccordato nè coll'arco precedente, nè col rettilineo susseguente, ma l'errore è così piccolo che non è apprezzabile all'atto pratico come può facilmente convincersi col seguente calcolo:

$$R_1 = \frac{15.55^2}{2 \times 0.18} = 671^m,67$$

$$\text{ang. } \alpha = \text{ang. tag. } \frac{671.67}{15.55} = 88^\circ 40' 30''$$

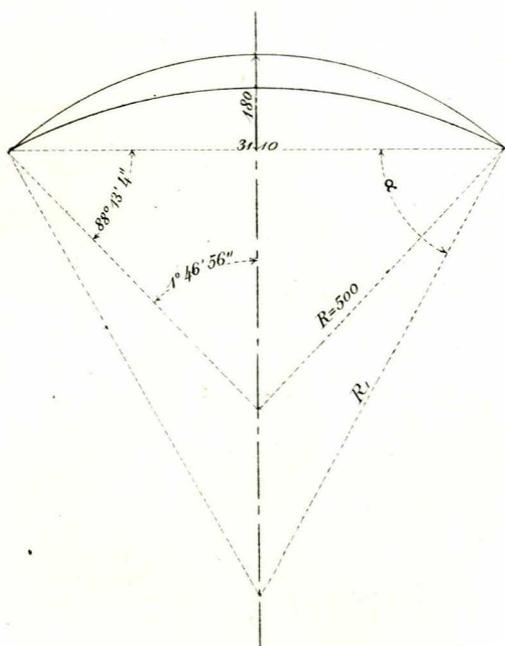


Fig. 96.

ossia i due raggi  $R$  ed  $R_1$  fanno tra di loro un angolo di  $27'$  epperò possono ritenersi sovrapposti senza che il raccordo abbia l'apparenza di essere strozzato come di fatto avviene.

Tenuto conto degli spostamenti suddescritti che raggiungono il massimo a mm. 118.5 e delle prescrizioni che stabiliscono a m. 2.25 la distanza minima dell'asse del binario dai punti più vicini delle travi, la larghezza della travata fra asse ed asse delle travi principali risulta così composta:

Spostamento dall'asse . . . . .	m. 0.1185
Distanza dei lembi delle tavole superiori dall'asse del binario . . . . .	» 2.2500
Metà larghezza delle tavole . . . . .	» 0.2000

In tutto m. 2.5685

ossia fra asse ed asse delle travi  $5^m.137$  che per rotondità di cifra si portò a  $5^m.200$ .

Le travate si disposero sulle pile in modo che due a due

sono fisse oppure hanno libero scorrimento sul medesimo appoggio; le due ultime scorrono sulle spalle. Nulla si ha da dire sulla forma dei relativi apparecchi; osserveremo soltanto che essendosi fatto l'appoggio di due travate consecutive sulle medesime piastre e d'altra parte le travate essendo poste ad angolo l'una rispetto all'altra si pensò di fare i rulli scannellati e le piastre a risalti per tenere costantemente il carrello nella direzione che gli fu assegnata da principio. Non devesi nemmeno tacere che, a nostro giudizio, la piastra comune a due travate sia per l'ancoraggio come per la dilatazione non costituisce lodevole pratica ed in nessun caso la consigliamo quando trattisi di travate indipendenti consecutive, perchè si arrischia di accumulare nell'opera parecchi degli inconvenienti delle travate continue senza averne i vantaggi.

## II. — Calcoli di resistenza.

### Dati generali.

Raggio della curva . . . . .	m. 500.00
Sviluppo dell'arco tra le due tangenti »	311.06
Angolo al centro . . . . .	$35^\circ 38' 43''$
Numero delle travate discontinue . . . . .	10
Lunghezza rettilinea di ciascuna travata (trave interna)	$30^m.80$
Freccia corrispondente a questa corda	mm. 237
Spostamento dell'asse del binario sul mezzo della portata ed agli estremi »	118.5
Distanza dei centri degli appoggi o portata teorica . . . . .	$30^m.00$
Distanza fra gli assi dei traversi . . . . .	$2^m.00$
Carico di prova per m. l. di ponte . . . . .	Chg. 5300.00
Carico permanente . . . . .	» 2202.00
Altezza delle travi . . . . .	$3^m.20$
Larghezza della travata fra asse ed asse delle travi maestre . . . . .	$5^m.20$

### Travi maestre.

Per il calcolo delle travi maestre stabiliremo due ipotesi:

- 1° Che i pesi permanente ed accidentale sieno concentrati in corrispondenza dell'estremità dei traversi;
- 2° Che i pesi permanente ed accidentale sieno uniformemente distribuiti sopra tutta la lunghezza delle travi.

*Distribuzione del peso dissimmetrico.* — Le travi maestre essendo rettilinee e parallele, mentre le rotaie seguono la curva definita dagli elementi suesposti, ne consegue che i pesi i quali a questa curva sono invariabilmente connessi, sieno dessi permanenti od accidentali, trovansi rispetto le travi in condizioni costantemente variabili di distanza, epperò anche di pressione trasmessa. Tali sono i pesi delle rotaie, dei lungaroni di legname, delle lungarine sottoguide e del carico accidentale o di prova; mentre invece il peso di tutte le altre parti, come travi, traversi, pavimenti, ecc., gravita in modo costante e simmetrico sulle travi stesse.

Per riguardo alla 1° ipotesi calcoleremo per ciascun traverso la pressione trasmessa alle due travi per effetto del carico dissimmetrico, a questa aggiungeremo quella devoluta al carico simmetrico e coi massimi avremo la serie di pesi con cui costruire il diagramma dei momenti inflettenti e degli sforzi di taglio. A tale scopo ecco gli spostamenti dell'asse del binario dall'asse della travata calcolati in corrispondenza dei traversi quali risultano dalla Tav. XI.

Posizione del traverso	Spostamento dell'asse del ponte dall'asse del binario in mm.		Annotazioni
	verso l'interno della curva	verso l'esterno della curva	
1° traverso dopo il centro	117.5	»	Gli altri otto traversi hanno spostamenti perfettamente simmetrici a questi rispetto al centro della travata.
2° » »	109.5	»	
3° » »	93.5	»	
4° » »	69.5	»	
5° » »	37.5	»	
6° » »	»	2.5	
7° » »	»	50.5	
8° » »	»	106.5	

rico espresse dalla seguente figura, nella quale  $a$  e  $b$  rappresentano le distanze delle due rotaie dall'asse della rispettiva trave maestra, ed  $R_i$  e  $R_e$  le pressioni rispettivamente trasmesse alla trave interna od esterna alla curva dal trasverso.

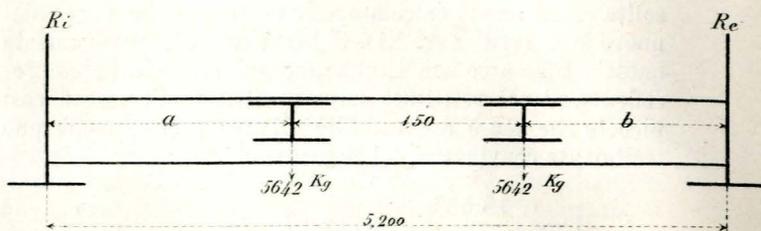


Fig. 97.

Per l'equilibrio si hanno le equazioni:

$$5642 \times a + 5642 (a + 1.50) = R_e \times 5.20$$

$$R_i + R_e = 5642 + 5642;$$

dalle quali:

$$R_e = \frac{5642 (2a + 1.50)}{5.20}$$

$$R_i = 11284 - R_e.$$

Risolviendo le due equazioni simultanee per tutti i traversi compresi fra il centro ed un estremo della travata, si hanno i valori raccolti nel seguente specchio:

Ciò posto, per calcolare la pressione trasmessa a ciascuna delle travi dai singoli traversi per effetto del carico dissimmetrico, osserviamo che il carico di prova secondo le tavole dell'ing. F. Biglia per la travata in discorso deve essere assunere di Chg. 5300 per ml. di ponte, e quindi per due ml. di trave (distanza dei traversi) . . . . . Chg. 5300 cui devesi aggiungere:  
 per rotaie  $36 \times 2 =$  . . . . . » 72  
 per longarone di legname  $35 \times 2 =$  . . . . . » 70  
 per lungarina metallica . . . . . » 200

In tutto Chg. 5642

Ogni traverso si troverà dunque nelle condizioni di ca-

Posizione del traverso	Valore di $a$ in metri	Valore di $b$ in metri	Valori di $R_i$ in Chg.	Valori di $R_e$ in Chg.	Peso simmetrico per ogni traverso	Peso complessivo in Chg.		Valori massimi in Chg.	Annotazioni
						Trave interna	Trave esterna		
1° traverso dopo il centro	1.968	1.732	5386	5898	2202	7588	8100	8100	Gli altri otto traversi si trovano in condizioni perfettamente simmetriche a questi rispetto al centro della travata.
2° » »	1.960	1.740	5403	5881	»	7605	8083	8083	
3° » »	1.944	1.756	5438	5846	»	7640	8048	8048	
4° » »	1.920	1.780	5490	5794	»	7692	7996	7996	
5° » »	1.888	1.812	5560	5724	»	7762	7926	7926	
6° » »	1.847	1.853	5649	5635	»	7851	7837	7851	
7° » »	1.799	1.901	5753	5531	»	7955	7733	7955	
8° » »	1.743	1.957	2937	2705	1101	4038	3806	4038	

Ricerca delle forze esterne. — Supposto che una trave possa trovarsi nella condizione di essere sovraccaricata da tutti i massimi esposti nel precedente quadro secondo la 1ª ipotesi, si avrebbe il seguente diagramma dei pesi:

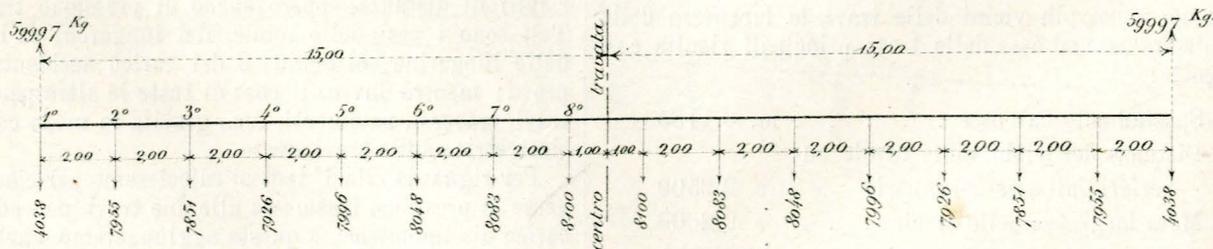


Fig. 98.

In quale si calcolarono i momenti inflettenti e gli sforzi di taglio in corrispondenza di ciascun traverso, i cui valori sono raccolti nel seguente specchio:

Posizione del traverso	Momenti inflettenti in Chg.	Sforzi di taglio Chg.	Annotazioni
1° a sinistra	000000	59997	Per la simmetria della disposizione dei pesi rispetto il centro i valori dei momenti inflettenti e degli sforzi di taglio risultano simmetrici, quindi ci arrestiamo a questo punto.
2° »	111918	55959	
3° »	207926	48004	
4° »	288232	40153	
5° »	352686	32227	
6° »	401148	24231	
7° »	433514	16183	
8° »	449714	8100	

Seguendo la 2ª ipotesi supporremo il peso totale uniformemente ripartito su tutta la lunghezza della trave e riterremo il peso dissimmetrico costantemente spostato del massimo dall'asse. In tale ipotesi il peso a metro lineare di trave resta composto nel seguente modo:

Carico accidentale ed accessori connessi  
 colla curva . . . . . Chg. 2949  
 Peso del rimanente della travata . . . » 1101  
 In tutto Chg. 4050

Il diagramma dei momenti inflettenti sarà perciò definito dall'equazione:

$$M = \frac{1}{2} (30 \times 4050 x - 4050 x^2),$$

d'onde:

$$M = 60750 x - 2025 x^2,$$

che rappresenta la solita parabola passante per l'origine. La derivata prima con segno cambiato, come è noto, rappresenta l'equazione generale degli sforzi di taglio, e così sarà:

$$\frac{dM}{dx} = S = 4050 x - 60750.$$

I valori assoluti che assumono queste due equazioni per valori di  $x$  corrispondenti alle distanze dei singoli traversi cominciando da quello d'origine (1° a sinistra) sono raccolti nel seguente specchio:

Posizione del traverso	Valori di $x$	Momenti inflettenti in Chg.	Sforzi di taglio Chg.	Annotazioni
1° a sinistra	0	000000	60750	In corrispondenza degli altri otto traversi si avrebbero valori simmetrici a questi.
2° »	2	113400	52650	
3° »	4	210600	44550	
4° »	6	291600	36450	
5° »	8	356400	28350	
6° »	10	405000	20250	
7° »	12	437400	12150	
8° »	14	453600	4050	

Confrontando i valori portati in quest'ultimo specchio con quelli corrispondenti dell'ipotesi precedente, si rileva che mentre in questo i valori dei momenti inflettenti si mantengono costantemente superiori, i valori degli sforzi di taglio si mantengono invece costantemente inferiori. Questo fatto è identicamente confermato, e non poteva essere altrimenti, dal calcolo grafico. Coi soliti metodi si è tracciata la parabola dei momenti inflettenti e la retta degli sforzi di taglio corrispondenti all'ipotesi del carico equabilmente ripartito, indi coi principii della Statica grafica

si è tracciato il poligono funicolare dei momenti inflettenti e la spezzata degli sforzi taglianti corrispondenti all'ipotesi dei pesi concentrati (Tav. XI); anche qui, come dal raffronto dei due quadri precedenti, risulta che i momenti inflettenti della 1ª ipotesi (pesi concentrati) sono costantemente inferiori a quelli della 2ª, perchè il poligono funicolare si mantiene costantemente interno alla parabola, mentre succede il contrario per le forze taglianti, perchè i vertici della spezzata della 1ª ipotesi escono dallo spazio limitato dalla retta che rappresenta il diagramma della 2ª ipotesi.

Nella costruzione dei diagrammi delle forze resistenti si è tenuto conto dei massimi assoluti.

*Determinazione delle dimensioni dei ferri.* — Fin qui ci siamo occupati della determinazione delle forze estrinseche; adesso passeremo a calcolare le sezioni delle membrature capaci di sviluppare reazioni molecolari tali da resistere ai massimi delle accennate forze, attribuendo al ferro un coefficiente di resistenza che non superi i Chg. 6,00 a mm².

*Briglie.* — Il momento inflettente massimo si verifica nell'ipotesi del carico equabilmente ripartito e sul mezzo della portata:

$$M = \frac{1}{8} 4050 \times 30^2 = 455625.$$

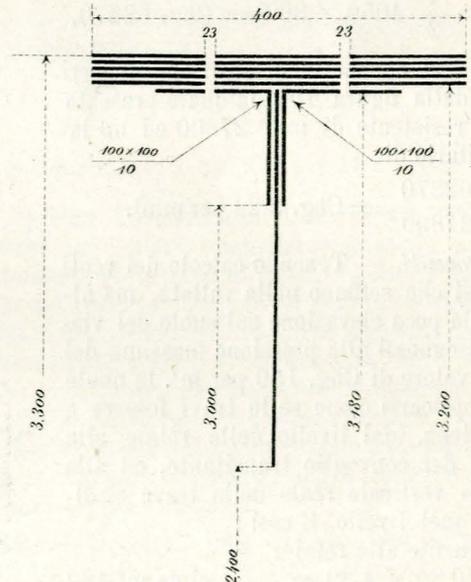


Fig. 99.

Contrapponendovi la sezione di trave indicata dalla figura 99, della quale chiamando  $I$  il momento d'inerzia, detrazione fatta dei fori, ed  $R$  il lavoro unitario del materiale, si ha:

$$I = \frac{1}{12} \left\{ 0.354 \times 3.30^3 - \left[ 0.190 \times 3.20^3 + 0.134 \times 3.18^3 + 0.02 \times 3.00^3 + 0.010 \times 2.40^3 \right] \right\} = 0.125708 ;$$

$$R = \frac{455625 \times 1.65}{125708} = \text{Chg. } 5.98 \text{ per mm}^2.$$

A tutte le altre sezioni si è provveduto colla costruzione del diagramma dei momenti resistenti distribuendo le la-

miere per modo di avere una trave di egual resistenza in base a 6 Chg. di lavoro per mm<sup>2</sup> di sezione utile.

*Reticolato.* — Lo sforzo di taglio massimo si verifica nelle sezioni prossime agli appoggi e per l'ipotesi del peso equabilmente ripartito che, come risulta dal precedente specchio, è:  $S = 60750$ .

Per le sezioni in corrispondenza degli altri traversi risulta maggiore per l'ipotesi dei pesi concentrati, onde il diagramma degli sforzi resistenti si è tracciato in modo da involuppare i diagrammi relativi alle due ipotesi. Così i valori degli sforzi di taglio che si riferiscono ai tre scompartimenti nei quali si è supposta divisa la mezza portata si ricavano dall'equazione:  $S = 4050 x - 60750$ .

Sostituendo ad  $x$  rispettivamente i valori 0 ; 6 ; 10, si ha:

- 1° scompartimento  $S_1 = 60750$  Chg.
- 2° id.  $S_2 = 36450$  »
- 3° id.  $S_3 = 20250$  »

Con che si è anche provveduto largamente al massimo effetto che il sovraccarico in movimento può produrre sulla metà della portata, effetto che diventa nullo per la travata completamente carica.

I calcoli relativi alle tre serie di sbarre che rispettivamente si oppongono agli sforzi sunnominati sono raccolti nel quadro seguente:

Serie delle sbarre resistenti	Sforzi di taglio			Sbarre resistenti					Annotazioni
	Verticali per una intera sezione	Longitudinali ossia valori di $S \sqrt{2}$		Profilo	Dimensioni in mm.	Fori a detrarsi	Sezione utile in mm.	Coefficiente di resistenza in Chg. per mm <sup>2</sup>	
		per sezione di trave	per sbarre di traliccio						
1 <sup>a</sup>	60750	85900	14317		240 X 16	2 X 22	3080	4 Chg. 65	Le sbarre sono inclinate a 45° e se ne incontrano sei per sezione.
2 <sup>a</sup>	36450	51540	8590		180 X 13.5	2 X 19	1863	4 Chg. 61	
3 <sup>a</sup>	20250	28633	4772		120 X 13	2 X 19	993	4 Chg. 80	

*Sugli appoggi.* — La reazione degli appoggi è rappresentata da:

$$R = \frac{1}{2} 4050 \times 30.8 = \text{Chg. } 62370,$$

alla quale si oppone la disposizione di ferri segnata dalla figura 100, la quale presenta un'area resistente di mm<sup>2</sup> 27800 ed un lavoro unitario di:

$$\frac{62370}{27800} = \text{Chg. } 2.24 \text{ per mm}^2.$$

*Controventi.* — Tenendo calcolo dei venti impetuosi che soffiano nella vallata, ma altresì della poca elevazione sul suolo del viadotto, assegnossi alla pressione massima del vento il valore di Chg. 150 per m<sup>2</sup>, la quale dovrà applicarsi come se le travi fossero a parete piena, dal livello delle rotaie alla sommità del convoglio transitante, ed alla superficie verticale reale della trave al di sotto di quel livello. E così:

superiormente alle rotaie:  
 $m. 30.80 \times 4.30 = \dots$  circa m<sup>2</sup> 132  
 inferiormente alle rotaie  $\dots$  » » 8

In tutto m<sup>2</sup> 140  
 epperò una pressione totale sull'intera travata di:

$$140 \times 150 = 21000 \text{ Chg.}$$

La pressione del vento potendosi ritenere uniforme, si

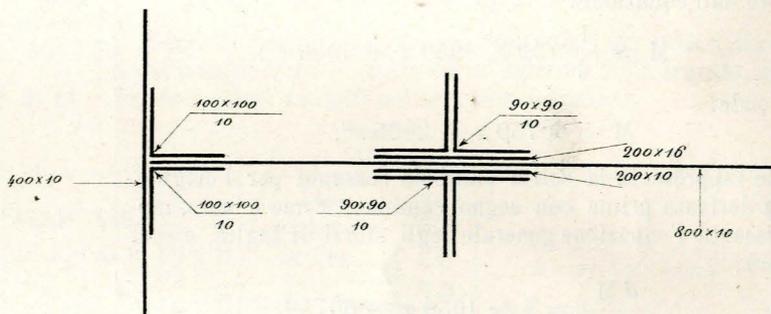


Fig. 100.

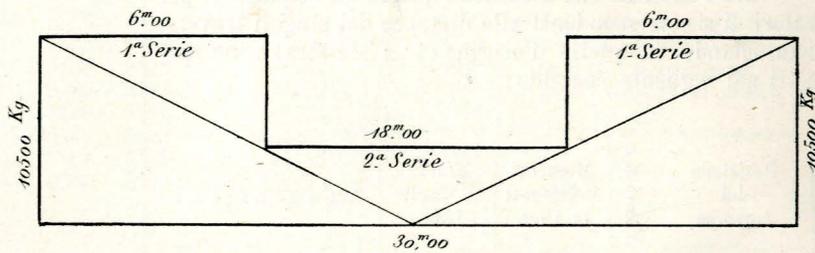


Fig. 101.

avranno i diagrammi di sforzo e di resistenza per tutta la travata rappresentati dalla figura 101. Il calcolo relativo alle due serie di sbarre dei controventi è raccolto nel seguente specchio:

Serie	Sforzi di taglio normali alla trave per una intera sezione	Valore del coseno dell'angolo $\varphi$ delle sbarre colle travi	Sforzi di taglio		Sbarre resistenti				
			Longitudinali ossia valori di $P: \cos \varphi$		Profilo	Dimensioni in mm.	Fori a detrarsi	Sezione utile in mm <sup>2</sup>	Coefficiente di resistenza in Chg. per mm <sup>2</sup>
			per sezione di trave	per sbarre di contr.ti					
1 <sup>a</sup>	$21000 \times \frac{1}{2} = 10500$	$\frac{4.80}{7.70}$	16844	8422		$\frac{110 \times 110}{12}$	1 X 20	2185	3.85
2 <sup>a</sup>	$10500 \times \frac{9}{15} = 6300$	»	10106	5053		$\frac{90 \times 90}{10}$	1 X 20	1386	3.65

Si è tenuto il coefficiente di resistenza piuttosto basso, perchè queste sbarre funzionano in pari tempo anche come collegamenti e come tali devono resistere alle vibrazioni che si manifestano nella travata al passaggio del carico mobile.

*Travi trasversali.*

La disposizione del carico accidentale più sfavorevole ai traversi nel nostro caso è quella della figura 102, nella quale si suppone l'esercizio fatto colle macchine più pesanti (5ª categoria).

La reazione del traverso di mezzo sarà espressa da:

$$R = \frac{6650 \times 0.72 \times 2}{2.00} + 6650 = \text{Chg. } 11438,$$

a cui devesi aggiungere:

per rotaia $36 \times 2$ . . . . .	Chg. 72
lungarone di legname $35 \times 2$ . . . . .	» 70
lungarina metallica $100 \times 2$ . . . . .	» 200

In tutto Chg. 342

Quindi la reazione totale dei traversi in corrispondenza di ogni lungarina sarà di Chg. 11780.

Oltre questi pesi concentrati devesi considerare gravitare sul traverso un altro peso uniformemente distribuito, composto del:

peso proprio . . . . .	Chg. 980
» del pavimento . . . . .	» 740

In tutto Chg. 1720

e per ml. di traverso  $\frac{1720}{5.20} = \text{Chg. } 330$  circa.

Talchè considerando il traverso sul quale si ha il maggiore spostamento dell'asse, si hanno le condizioni di carico segnate dalla figura 103:

Il momento massimo sofferto dal traverso per effetto dei pesi concentrati cade evidentemente in corrispondenza della lungarina di sinistra, mentre per effetto del peso uniformemente distribuito cade sul mezzo della portata del traverso; per trovare la sezione sulla quale si verifica il massimo della somma basta scrivere le equazioni generali dei momenti per i due modi di carico riferite alla stessa origine che supporremo coincidere coll'appoggio di sinistra, indi cercare il massimo della funzione somma. Anzitutto però bisogna determinare la reazione dell'appoggio di sinistra per i pesi concentrati, che è data da:

$$R_i = \frac{11780 (2 \times 1.732 + 1.50)}{5.20}$$

indi si può stabilire l'equazione generale dei momenti per tratto compreso fra le due lungarine per rispetto ai soli pesi concentrati, che sarà:

$$M = 11780 (2 \times 1.732 + 1.50) \frac{x}{5.20} - 11780(x - 1.968)$$

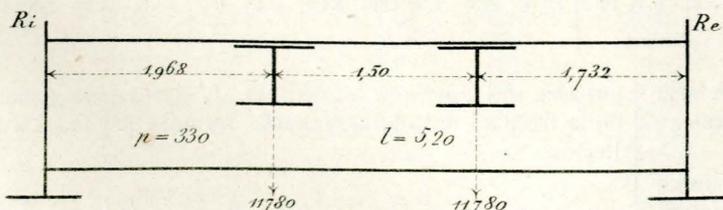


Fig. 103.

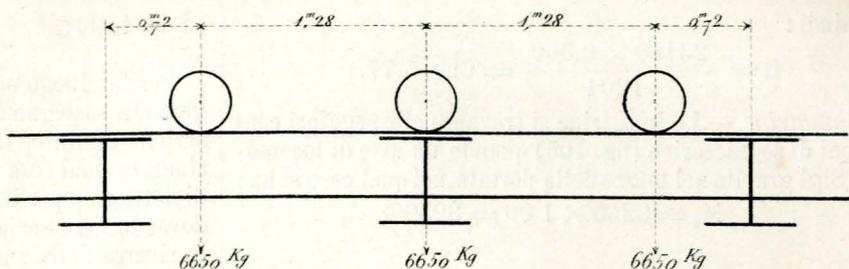


Fig. 102.

la quale si riduce a:

$$M = 23183 - 534,62 x$$

che è l'equazione di una retta riferita all'asse orizzontale del traverso e alla verticale passante per l'appoggio di sinistra.

L'equazione generale dei momenti per rispetto al solo peso equabilmente ripartito, è rappresentata da:

$$M_1 = 858 x - 165 x^2$$

che è l'equazione di una parabola riferita ai medesimi assi, la quale passa per l'origine e taglia l'asse orizzontale all'altra estremità del traverso: Sommando membro a membro le due equazioni, si ha:

$$M_s = 23183 + 323,38 x - 165 x^2.$$

Per vedere quando  $M_s$  diventa massimo, basta formarsi la prima derivata, che è:

$$\frac{dM_s}{dx} = 323,38 - 330 x$$

la quale evidentemente si annulla per  $x = \frac{323,38}{330} = 0,98$

e questa sarebbe l'ascissa che dà il massimo della funzione, perchè per valori immediatamente più piccoli ed immediatamente più grandi di questo, il valore della derivata passa dal positivo al negativo. Da questo valore in su la derivata si mantiene negativa, il che significa che la funzione è decrescente, epperò l'ordinata sarà tanto maggiore quanto più piccola sarà l'ascissa; ora, siccome per tratto compreso fra le due lungarine l'ascissa minima è m. 1.968, così il massimo valore del momento nel tratto in discorso si verificherà in corrispondenza della lungarina di sinistra, e sarà rappresentato da:

$$M_s = 23183 + 323,38 \times 1.968 - 165 \times 1.968^2 = 23180,37$$

ed in cifra rotonda:

$$M_s = 23180 \text{ Chg.}$$

Per il traverso essendosi adottata la sezione indicata dalla figura 104, si ha:

$$I = \frac{1}{12} \left\{ 0.252 \times 0.600^3 - 0.212 \times 0.572^3 - 0.028 \times 0.360^3 \right\} = 0.001204$$

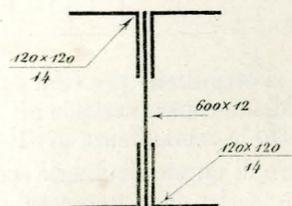


Fig. 104.

e quindi:

$$R = \frac{23180 \times 0.300}{1204} = \text{Chg. } 5.77.$$

*Lungarine.* — Le lungarine si trovano nelle peggiori condizioni di sovraccarico (fig. 105) quando un asse di locomotiva Sigl gravita nel mezzo della portata, nel qual caso si ha:

$$M_1 = 3250 \times 1.00 = 3250$$

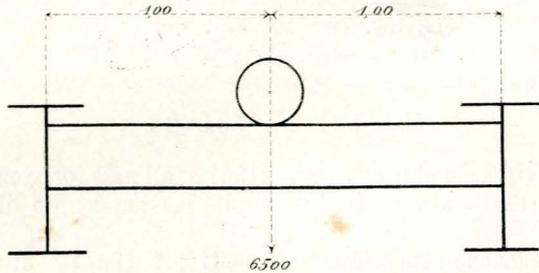


Fig. 105.

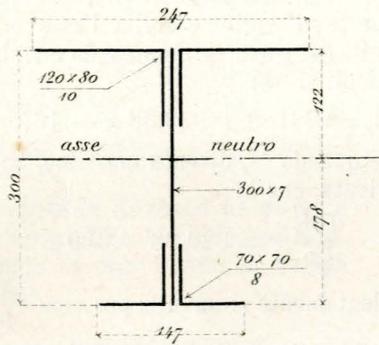


Fig. 106.

al quale va aggiunto quello del peso uniformemente ripartito di Chg. 171 a metro lineare, come si è visto precedentemente, ossia:

$$M_2 = \frac{1}{8} 171 \times 2.00^2 = 85.5$$

ed in tutto:

$$M = 3335.5.$$

Per far luogo ad un solido appoggio dei longaroni di legname a sostegno delle rotaie, si adottò per la lungarina una sezione dissimmetrica (fig. 106) rispetto il suo asse di flessione, la qual cosa diede origine alla ricerca della posizione di detto asse per il calcolo del momento d'inerzia. Tale asse dovendo necessariamente passare per il centro di gravità, la ricerca della sua posizione diventa spicciativa dividendo il momento statico della sezione rispetto ad un asse parallelo all'asse neutro (che abbiamo supposto passare alla sommità) per l'area totale. Eccone la disposizione del calcolo:

247 × 10 = 2470	2470 × 5 = 12350
27 × 70 = 1890	1890 × 45 = 85050
150 × 7 = 1050	1050 × 155 = 162750
62 × 23 = 1426	1426 × 261 = 372186
147 × 8 = 1176	1176 × 296 = 348096
8012	980432
$\frac{980432}{8012} = 122 \text{ mm.}$	

onde

$$I = \frac{1}{3} \left\{ 0.247 \times 0.122^3 + 0.147 \times 0.178^3 - 0.220 \times 0.112^3 - 0.02 \times 0.042^3 - 0.124 \times 0.170^3 - 0.016 \times 0.108^3 \right\} = 0.00011254$$

ed

$$R = \frac{3335.5 \times 0.178}{112.54} = \text{Chg. } 5.28.$$

III. — Risultati delle esperienze.

*Prove di resistenza delle travate.* — Le prove alla resistenza si eseguirono con locomotive di quinta classe unite per la testa e disposte rispetto al centro delle travate in modo da ottenere la posizione pericolosa come indica l'ingegnere F. Biglia nella sua relazione: *Sui carichi di prova delle travate metalliche.*

Le risultanze di dette prove per le dieci travate sono raccolte nel seguente specchio:

Indicazione delle esperienze	Travi				Travi															
	principali		trasversale	lungarina	princ. pali		trasversale	lungarina	principali		trasversale	lungarina	principali		trasversale	lungarina	principali		trasversale	lungarina
	destra	sinistra			destra	sinistra			destra	sinistra			destra	sinistra			destra	sinistra		
	1 <sup>a</sup> Campata				2 <sup>a</sup> Campata				3 <sup>a</sup> Campata				4 <sup>a</sup> Campata				5 <sup>a</sup> Campata			
A peso morto . . .	13.6	13.8	2.0	0.6	14.0	13.5	2.0	1.0	13.8	13.5	3.0	0.8	13.6	13.5	2.7	1.0	14.0	13.5	2.0	0.5
A passo d'uomo . . .	13.4	13.5	2.5	0.5	14.3	13.5	2.3	1.5	14.0	13.7	3.0	0.8	13.5	13.5	3.0	0.8	13.8	13.5	2.5	0.5
A grande velocità . . .	15.0	13.8	3.0	1.3	15.1	13.5	2.5	1.0	15.5	13.9	3.5	1.2	14.3	14.2	4.0	1.5	13.7	14.1	2.5	0.5
	6 <sup>a</sup> Campata				7 <sup>a</sup> Campata				8 <sup>a</sup> Campata				9 <sup>a</sup> Campata				10 <sup>a</sup> Campata			
A peso morto . . .	13.5	13.0	2.0	0.4	13.1	13.4	3.0	0.3	13.6	13.5	2.2	1.5	13.9	13.5	2.7	0.5	13.5	13.5	3.0	0.5
A passo d'uomo . . .	13.6	13.4	2.0	0.3	13.8	13.8	3.0	0.3	13.5	13.6	2.7	1.0	14.0	13.2	2.8	0.4	13.5	13.7	2.3	0.7
A grande velocità . . .	14.1	13.7	3.0	0.7	14.5	14.0	3.2	0.7	14.5	13.3	3.3	1.5	16.0	13.4	3.2	0.5	14.5	13.0	2.6	0.8

Le prove si eseguirono per cura della Società ferroviaria della Rete Mediterranea secondo gli ordini della direzione tecnica e sotto la sorveglianza del R. Ispettorato.

A riscontro di queste risultanze sperimentali metteremo l'espressione teorica della freccia calcolata secondo i metodi razionali esposti da Castigliano nell'opera: *Théorie de l'é-*

*quilibre des systèmes élastiques.* L'espressione generale della freccia è data dalla seguente formola per travi a traliccio:

$$f = \frac{p}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2(l-x) dx}{EI} + \frac{p}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{A(l-2x) dx}{E\omega}$$

della quale la prima parte rappresenta la freccia dovuta alla flessione e la seconda la freccia dovuta allo sforzo di taglio.

Ricordiamo che E sta a rappresentare il valore del coefficiente di elasticità longitudinale del ferro per le briglie e per i tralicci, che assumeremo eguale a  $16 \times 10^9$  ed  $A = \frac{G}{I}$ , ove G non è che il momento statico di una sezione di briglia per rispetto all'asse neutro o di flessione e tutte le altre lettere hanno i soliti valori.

La suddetta formola integrata per i diversi tronchi di trave nei quali I ed  $\frac{A}{\omega}$  sono costanti, si riduce per la prima parte a:

$$f' = \frac{p}{2E} \left\{ \begin{aligned} & \frac{l}{3} \left( \frac{a_1^3}{I_1} + \frac{a_2^3 - a_1^3}{I_2} + \dots + \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^3 - a_{n-1}^3}{I_n} \right) \\ & - \frac{1}{4} \left( \frac{a_1^4}{I_1} + \frac{a_2^4}{I_2} + \dots + \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^4 - a_{n-1}^4}{I_n} \right) \end{aligned} \right\}$$

e per la seconda parte:

$$f'' = \frac{p}{2E} \left\{ \begin{aligned} & l \left( \frac{A_1 b_1}{\omega_1} + \frac{A_2 (b_2 - b_1)}{\omega_2} + \dots + \frac{A_n \left(\frac{l}{2} - b_{n-1}\right)}{\omega_n} \right) \\ & - \left( \frac{A_1 b_1^3}{\omega_1} + \frac{A_2 (b_2^3 - b_1^3)}{\omega_2} + \dots + \frac{A_n \left(\frac{l^2}{4} - b_{n-1}^2\right)}{\omega_n} \right) \end{aligned} \right\}$$

nelle quali le distanze  $a_1 a_2 a_3 \dots, b_1 b_2 b_3 \dots$  hanno l'origine comune in uno degli appoggi.

Osserviamo che nel calcolare i valori di I non si tenne conto della detrazione dei fori, come si praticò nel calcolo del coefficiente di resistenza, perchè l'integrale della freccia va esteso fino ad  $\frac{l}{2}$  sulla quale lunghezza i fori non occu-

pano che una frazione che potrà variare fra  $\frac{1}{10}$  ed  $\frac{1}{15}$ ; inoltre che si ritenne il diagramma dei momenti resistenti simmetrico rispetto la mezzaria della trave, e alle ultime lamiere si tolsero le porzioni che funzionano da copri-giunti.

Ciò premesso, nel nostro caso si hanno i seguenti valori:  
Per la flessione:

$a_1 = 2.90$	$I_1 = 0.054333$	
$a_2 = 4.50$	$I_2 = 0.075199$	$p = 2650$
$a_3 = 6.10$	$I_3 = 0.096324$	
$a_4 = 9.40$	$I_4 = 0.117710$	$f' = 0^m.01382$
$a_5 = \frac{l}{2} = 15.00$	$I_5 = 0.139358$	

Per lo scorrimento:

$b_1 = 2.90$	$A_1 = 0.468209$	$\omega_1 = 0.003840$
$b_2 = 4.00$	$A_2 = 0.459762$	$\omega_2 = 0.003840$
$b_3 = 6.00$	$A_3 = 0.454349$	$\omega_3 = 0.003840$
$b_4 = 8.00$	$A_4 = 0.450363$	$\omega_4 = 0.002430$
$b_5 = 10.00$	$A_5 = 0.447168$	$\omega_5 = 0.002430$
$b_6 = \frac{l}{2} = 15.00$	$A_6 = 0.447168$	$\omega_6 = 0.001560$

onde  $p = 2650$   $f'' = 0^m.00288$   
 $f = 0^m.0167.$

Ora se confrontiamo il valore della freccia teorica col valore medio della freccia effettiva ottenuta sulle dieci travi esterne a peso morto, condizione che corrisponde appunto alla ipotesi di carico del calcolo teorico, troviamo che quest'ultima è inferiore alla prima. Ciò dipende dall'aver assunto il valore di E inferiore a quello che compete al congegno metallico del quale teniamo parola. E anzitutto che il ferro impiegato fosse di buona qualità sta a comprovarlo il seguente quadro, che contiene le risultanze di tutte le prove eseguite alla rottura per trazione sui ferri componenti le travate del viadotto in curva del quale trattiamo.

Numero progressivo	Tipo dei ferri sottoposti a prova	Saggi scelti		Carico di rottura in Chg.	Coefficiente di rottura in Chg. per mm <sup>2</sup>	Allungamento di rottura per 0/0	Osservazioni
		Dimensioni in mm.	Area della sezione mm <sup>2</sup>				
Lamiere e ferri piatti							
1	600 × 12	24.5 × 11.5	299	11350	38	10	Il coefficiente limite di rottura ammesso dal Capitolo è Chg. 32 per mm <sup>2</sup> .
2	» »	23.4 × 12	280	9750	34.8	8.5	
3	400 × 10	24.3 × 10.1	245	8400	34.3	11	
4	» »	26.2 × 10	262	11250	43	7.5	
5	120 × 13	21.6 × 13	281	10250	36.4	12.5	
6	» »	25 × 13.1	327	10600	32.4	6	
7	240 × 16	20.6 × 16.4	338	12250	36.2	8	
8	» »	22.4 × 16	358	13250	37	6.5	
9	300 × 8	24.7 × 7.2	178	6600	37	11	
10	» »	26.1 × 7.2	188	7250	38.5	10.5	
Cantonali							
11	120 × 120 × 14	25 × 13.4	335	13800	41	8.5	
12	» » »	22.2 × 13.5	300	12250	41	8	
13	90 × 90 × 10	23.3 × 9.9	231	8200	35.5	9	
14	» » »	23.5 × 10	235	8500	36.1	10	
15	100 × 100 × 10	23.4 × 10	234	8900	38	9	
16	» » »	24.6 × 10	246	8500	34.5	8	
17	120 × 80 × 10	24.6 × 11.2	296	11250	38	12.5	
18	» » »	25.6 × 11.3	289	10750	37.2	11	
19	70 × 70 × 8	20.8 × 8	166	6250	37.6	13	
20	» » »	20.4 × 8	163	6400	39.2	13	

Inoltre procedendo in senso inverso, cercando cioè il valore di  $E$  dato il valore medio della freccia suddetta di m. 0.0136, si arriva alla seguente espressione:

$$E = \frac{p}{2f} (N + N_1)$$

ove  $N$  e  $N_1$  rappresentano i valori delle parentesi delle formole parziali delle frecce date superiormente; sostituendo alle lettere i valori rispettivi, si ha:

$$E = \frac{2650}{2 \times 0.0136} \times (166893 + 34782) = 19.6 \times 10^9$$

il quale valore si accosta sensibilmente a quello di 20 miliardi, che concordemente ammettono gli autori per ferro di buona qualità laminato in sbarre.

\*

*Quantità di materiali metallici  
impiegati per ciascuna travata.*

Travi maestre . . . . .	Kg.	47484.127
Traversi . . . . .	»	15694.187
Lungherine sottoguide . . . . .	»	6286.728
Controventi . . . . .	»	1853.171
Pavimento . . . . .	»	11491.914
Accessori . . . . .	»	325.200

In tutto Kg. 83135.327

Ghisa per appoggi . . . . .	Kg.	3557.000
Piombo in fogli . . . . .	»	520.000

\*

*Numero delle chiodature eseguite.* — Si impiegarono chiodi di 22 mm. nelle seguenti proporzioni:

Travi maestre N. 7512 e per Tonn.	158
Traversi » 2144 »	136
Lungherine » 1248 »	200
Controventi » 167 »	90.

Tolto il peso del pavimento e degli accessori che non portano chiodature, si hanno sul complesso 155 chiodi per ogni tonnellata di ferro, numero sensibilmente vicino ai 150 chiodi per tonnellata che in diverse e parecchie circostanze ebbero a riscontrare come cifra media dei chiodi occorrenti nelle travature metalliche.

\*

*Montatura.* — La costruzione di questo viadotto, come tutte le opere del quarto tronco di questa ferrovia, venne affidata all'impresa Luigi Medici, che si valse per le opere metalliche, formanti un peso complessivo di circa 6000 tonnellate, della Società belga Baume et Marpent.

La lavorazione del ferro si eseguì in un'officina provvisoria appositamente impiantata ad Ornavasso, la montatura si fece sul posto definitivo di posa a mezzo di ponti di servizio.

L'opera, malgrado la strettezza del tempo assegnato, è riuscita non solo solida, come lo dimostrano splendidamente gli esperimenti di prova surriportati, ma altresì piacevole per diligente lavorazione dei vari pezzi che la costituiscono.

Omegna, 1° settembre 1889.

## COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI STRADE FERRATE

### VENTILAZIONE DELLE GRANDI GALLERIE

#### MEMORIA

PRESENTATA DALL'INGEGNERE C. CANDELLERO

al Congresso internazionale ferroviario tenutosi in Parigi

nel settembre 1889

#### I. — Ventilazione naturale.

Il problema di ottenere nelle grandi gallerie, aperte soltanto agli estremi, una buona ventilazione *naturale* che funzioni in modo costante, o almeno senza interruzioni o turbamenti troppo lunghi e troppo frequenti, non sarà forse mai, in certi casi, risolto in modo soddisfacente, perchè alcuni degli agenti fisici che hanno una influenza essenziale sulla ventilazione stessa, che anzi si può dire la dominano in modo assoluto, esercitano la loro azione in forma variabilissima, non sono cioè soggetti a legge alcuna, che sia conosciuta, e come tali quindi non possono essere indirizzati a produrre effetti costanti ed utili all'aerazione.

Un concetto esatto e completo del fenomeno della ventilazione naturale nelle gallerie sotterranee potrà aversi soltanto con lo stabilire e con lo studiare l'equazione del movimento della colonna d'aria che occupa le gallerie stesse. Con questa guida, che è infallibile, si avrà modo di provare la verità della proposizione che abbiamo enunciato e di arrivare a conclusioni precise e inoppugnabili sopra una questione, circa la quale gran parte dei costruttori e dei tecnici non hanno ancora al giorno d'oggi idee ben chiare e definite.

Rappresenti la figura 107 la sezione longitudinale di una grande galleria attraversante una catena di montagne e comunicante con lo esterno unicamente per mezzo dei due imbocchi. Supponiamo, come generalmente succede, che la galleria sia formata da due tronchi in salita verso un punto intermedio C, e che i due imbocchi A e B siano ad altitudini differenti sul livello del mare. Poniamo che la colonna d'aria interna, la quale in generale avrà una temperatura media diversa da quella esterna, sia in movimento in un certo senso, da A in B; e consideriamo i fatti meccanici che si producono quando l'intera massa subisce uno spostamento infinitesimo  $dL$ .

Il teorema delle forze vive, o dell'energia cinetica come la chiamano ora, ci dice che la somma algebrica dei lavori che si sviluppano nello spostamento considerato è uguale alla metà della variazione avvenuta nella forza viva della massa.

*Forza viva.* — La variazione di forza viva subita dall'intera massa d'aria della galleria, che è una quantità finita, durante lo spostamento infinitesimo è evidentemente uguale a quella che subirebbe lo straticello infinitesimo  $ab$  per portarsi in  $a_1b_1$ , percorrendo un tragitto finito uguale all'intera lunghezza della galleria. Perciò, se rappresentiamo con  $d\pi$  il peso dello straticello  $ab$ , con  $u_1$  e  $u_2$  le velocità che l'aria ha rispettivamente nelle sezioni  $ab$  e  $a_1b_1$ , la variazione della forza viva sarà:

$$\frac{d\pi}{g} (u_2^2 - u_1^2).$$

*Forze sollecitanti.* — Le forze che sollecitano la massa d'aria sono tre:

1° Le pressioni atmosferiche  $p_1$  e  $p_2$  che si esercitano sull'unità di area delle sezioni estreme;

2° La gravità, cioè il peso proprio della colonna d'aria;

3° Le resistenze passive, che nel caso nostro si riducono all'attrito dell'aria contro le pareti della galleria.

*Lavoro delle pressioni.* — Se diciamo  $\Omega$  l'area della sezione retta della galleria,  $dL$  lo spostamento infinitesimo della colonna d'aria,  $p_1 \cdot \Omega \cdot dL$  sarà il lavoro di  $p_1$ ; ma  $\Omega dL$ , volume dello straticello  $ab$ , può essere rappresentato con  $v \cdot d\pi$ , se  $v$  è il volume specifico dell'aria della galleria,

cioè il volume di un Kg. di tale aria, e  $d\pi$  il peso dello straticello  $ab$ . Onde il lavoro di  $p_1$  durante lo spostamento infinitesimo considerato sarà:

$$u \cdot d\pi \cdot p_1;$$

quello di  $p_2$  varrà:

$$-v \cdot d\pi \cdot p_2,$$

e quindi il lavoro delle pressioni estreme:

$$v \cdot d\pi (p_1 - p_2).$$

**Lavoro della gravità.** — È il lavoro del peso  $d\pi$  che da A si solleva fino in B, cioè:

$$-d\pi \cdot H.$$

**Lavoro d'attrito.** — È proporzionale direttamente al quadrato della velocità di regime  $u$ , alla lunghezza  $L$  della galleria, ed inversamente al diametro medio  $D$  della sezione retta. La sua espressione per ogni Kg. d'aria sarà:

$$-k \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g},$$

e per il peso  $d\pi$ :

$$-k \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g} d\pi,$$

in cui si ritiene:  $D = \frac{4s}{p}$ , essendo  $s$  e  $p$  l'area ed il perimetro della sezione retta della galleria.

Applicando quindi il teorema delle forze vive, avremo per equazione del movimento dell'aria:

$$\frac{u_2^2 - u_1^2}{2g} = v(p_1 - p_2) - H - k \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g}.$$

Ora, nel caso di cui ci occupiamo,  $u_1$ , velocità dell'aria immediatamente a monte della sezione d'origine, cioè fuori della galleria, puossi ritenere eguale a zero, ritenuto che il serbatoio d'alimentazione della condotta ha dimensioni illimitate; e  $u_2$ , velocità immediatamente a monte della sezione d'esito, sarà uguale alla velocità di regime  $u$ . E allora l'equazione diventa:

$$\frac{u^2}{2g} \left(1 + k \frac{L}{D}\right) = v(p_1 - p_2) - H \quad (1)$$

che è precisamente l'equazione di cui abbiamo bisogno.

In questa formula  $p_1$  e  $p_2$  rappresentano le pressioni atmosferiche unitarie ai due estremi, pressioni di cui i valori, dati dal barometro, variano, come noi sappiamo, in uno stesso piano di livello, col tempo e per effetto delle perturbazioni meteorologiche, senza tuttavia ubbidire a nessuna legge che sia conosciuta. Supponiamo per un momento che questi valori siano esattamente quelli che corrispondono alle altitudini dei punti A e B, supponiamo cioè (ciò che come vedremo non succede quasi mai) che sui due versanti della montagna non si abbia nessuno squilibrio nelle condizioni barometriche. Allora  $p_1 - p_2$  sarà il peso di una colonna d'aria esterna di un metro di base e di  $H$  metri di altezza, cioè il peso di  $H$  metri cubi di aria esterna, che varrà  $\frac{H}{v_0}$

se  $v_0$  è il volume specifico dell'aria esterna, ossia il volume di un Kg. di aria esterna. Sarà quindi:

$$v(p_1 - p_2) = H \frac{v}{v_0}.$$

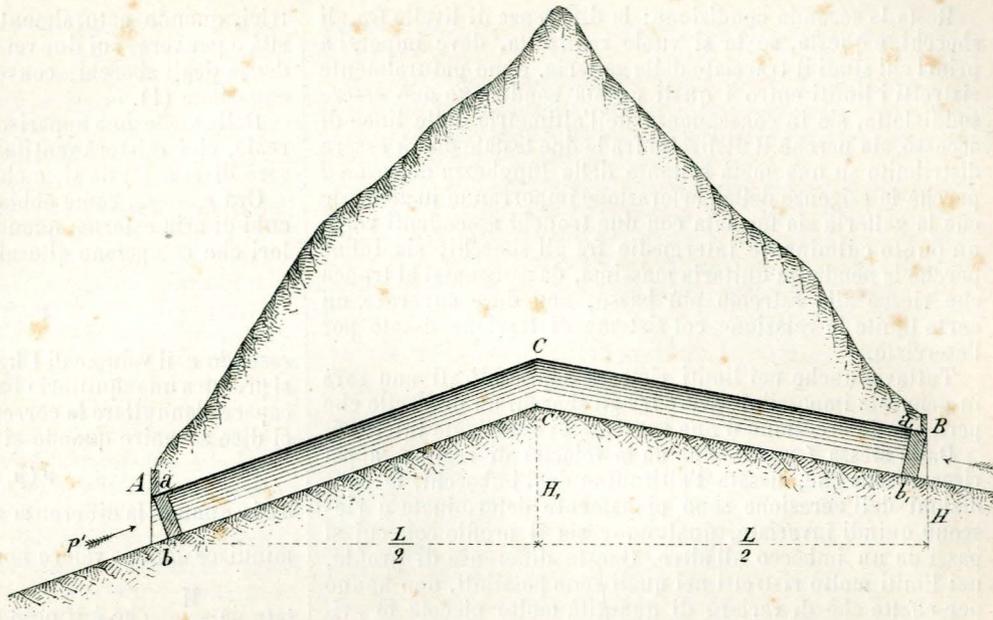


Fig. 107. — Sezione longitudinale schematica di una galleria sotto ad una montagna.

Se ora diciamo  $\theta$  e  $T$  le temperature *assolute* medie dell'aria all'interno e all'esterno, sappiamo che si ha  $\frac{v}{v_0} = \frac{\theta}{T}$ .

Onde:  $v(p_1 - p_2) = H \frac{\theta}{T}$ . E allora, sostituendo nella (1), si ricava:

$$u = \sqrt{2gH \frac{\frac{\theta}{T} - 1}{1 + k \frac{L}{D}}} \quad (2)$$

che ci dà la velocità di regime della colonna d'aria nella galleria nell'ipotesi che le pressioni segnate dal barometro agli estremi della galleria siano esattamente quelle che competono alle altitudini degli estremi stessi.

Questa formula è pure quella che serve per i camini, e ci dimostra che una galleria si comporta precisamente come un camino. Quindi la velocità di regime dell'aria, cioè la ventilazione naturale, sarà tanto più attiva quanto più grande sarà la differenza  $H$  fra il livello degli sbocchi, e quanto maggiore sarà la differenza fra le temperature medie dell'aria all'interno ed all'esterno; sarà nulla per  $H = 0$ , cioè in una galleria avente gli sbocchi nello stesso piano orizzontale, qualunque sia il valore di  $\frac{\theta}{T}$ ; e nulla altresì per  $\theta = T$ , qualunque sia  $H$ .

**Difficoltà di ottenere le due condizioni indispensabili alla ventilazione naturale.** — Le due condizioni quindi di dislivello e di differenza di temperatura debbono coesistere perchè si stabilisca un regime qualsiasi di ventilazione naturale.

Ora, in una grande galleria che attraversi una catena di montagne, due cause concorrono a fare che  $\theta - T$  sia differente da zero. La prima che è permanente, sta in quel fatto fisico costante, che la temperatura degli strati della montagna, e quindi altresì quella dell'aria a contatto di questi, cresce, a partire da un certo punto, man mano che gli strati stessi s'allontanano dalla superficie libera dei versanti; la seconda, accidentale, sta nella quantità di calore che, per ogni transito di treno, viene versato nell'ambiente della galleria insieme ai prodotti della combustione. Con ciò, in generale, in qualsiasi galleria, che abbia sufficiente sviluppo, la prima condizione indispensabile per il tiraggio si verifica sempre per fatto fisico naturale con intensità fisica più o meno grande.

Resta la seconda condizione: la differenza di livello fra gli sbocchi, e questa, se la si vuole realizzata, deve imporsi a priori chi studi il tracciato della galleria. Sono naturalmente ristretti i limiti entro i quali questa condizione può essere soddisfatta, sia in conseguenza dell'altimetria delle linee di accesso, sia perchè il dislivello fra le due testate dovrà essere distribuito su una metà soltanto della lunghezza del *tunnel* perchè le esigenze della perforazione imporranno in generale che la galleria sia formata con due tronchi ascendenti verso un punto culminante intermedio fra gli sbocchi; sia infine perchè la pendenza unitaria massima, da assegnarsi al tronco che riesce allo estremo più basso, non deve superare un certo limite in relazione col sistema di trazione fissato per l'esercizio.

Tuttavia anche nei limiti ristretti sopraindicati non sarà in generale impossibile avere fra gli sbocchi un dislivello che permetta la creazione d'una corrente di sufficiente intensità.

Dalla stessa formula, che dà la velocità di regime, apparisce ancora che, fissata l'altitudine degli imbocchi, le condizioni dell'aerazione sono pienamente determinate e riescono quindi invariate, qualunque sia il profilo con cui si passi da un imbocco all'altro. Queste differenze di profilo, nei limiti molto ristretti nei quali sono possibili, non hanno per effetto che di variare di quantità molto piccole lo sviluppo totale della galleria; influiscono perciò soltanto e in

proporzioni minime sul termine  $k \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g}$ , rappresentante la resistenza d'attrito; per conseguenza il loro effetto sulla velocità di regime è trascurabile.

Ritengo importante che questo punto sia ben chiarito e fissato in modo da eliminare ogni sorta di incertezza e di dubbio, perchè qualche ingegnere che ebbe ad occuparsi tempo addietro della ventilazione delle grandi gallerie, basandosi sopra considerazioni non esatte di termodinamica, volle dimostrare, a proposito della galleria del Fréjus, che il profilo altimetrico di questa, quale fu attuato, fosse *sfavorevole assai ad una ventilazione spontanea*, e che, per contro, sarebbe stato possibile, senza variare la posizione degli sbocchi, di attuarne un altro che avrebbe notevolmente migliorato le condizioni dell'aeramento.

Questa opinione, dopo ciò che abbiamo dimostrato con la teoria alla mano, è un errore. Le condizioni di naturale aerazione del Fréjus, buone o cattive, sono state invariabilmente fissate il giorno in cui si fissò la posizione altimetrica degli sbocchi. Dopo, nessuna forma di tracciato intermedio avrebbe potuto arrecare variazioni apprezzabili.

Ritornando a ciò che ci è insegnato dalla formula del movimento dell'aria, se si verificasse sempre la circostanza, posta da principio, che le pressioni barometriche  $p_1$  e  $p_2$  agli imbocchi fossero esattamente quelle che corrispondono alle due altitudini, e ritenuto che la temperatura media interna è sempre, nelle grandi gallerie, superiore a quella esterna, noi potremmo venire alla conclusione che condizione necessaria e sufficiente per avere una ventilazione diretta costantemente nello stesso senso è che i due imbocchi non siano allo stesso livello; e in questo caso, che la ventilazione riuscirà tanto più attiva quanto maggiore sarà il dislivello.

*Influenza grandissima degli squilibri di pressione agli imbocchi.* — Ma la condizione di perfetta normalità nei valori di  $p_1$  e  $p_2$  è una pura astrazione teorica, che si verifica solo rarissimamente. Avviene invece, e massimamente nelle montagne, che gli squilibri barometrici sono frequentissimi; avviene cioè molto spesso che la pressione atmosferica, in un dato piano di livello, è superiore od inferiore, ed anche di molto, a quella che competerebbe all'altitudine del piano stesso.

Allora il regime naturale di aerazione sopradescritto, regime che si può chiamare termico perchè generato dalla differenza di temperatura, e che tenderebbe a creare ed a mantenere una ventilazione più o meno attiva in un dato senso, può venire completamente turbato.

Per formarci un concetto esatto dell'influenza che sull'aerazione delle grandi gallerie esercitano gli squilibri barome-

trici, quando naturalmente questi siano discordi per intensità o per verso sui due versanti della montagna in corrispondenza degli sbocchi, converrà che riprendiamo in esame la equazione (1).

Dalla medesima apparisce che la velocità  $u$  avrà un valore reale, cioè esisterà ventilazione, tutte le volte che  $v(p_1 - p_2)$  sarà diverso (\*) da  $H$ , e che  $u$  sarà nullo per  $v(p_1 - p_2) = H$ .

Ora  $p_1 - p_2$ , come abbiamo già detto, è il peso di  $H$  metri cubi di aria esterna, quando naturalmente  $p_1$  e  $p_2$  hanno i valori che competono alle altitudini considerate. Onde sarà:

$$p_1 - p_2 = \frac{H}{v_0},$$

essendo  $v_0$  il volume di 1 kg. di aria esterna. Supponiamo ora si produca uno squilibrio barometrico, quello squilibrio che è capace d'annullare la corrente termica, e che la equazione (1) ci dice avvenire quando si ha:

$$v(p_1 - p_2) = H,$$

ossia quando la differenza  $p_1 - p_2$  delle pressioni estreme diminuisce dal suo valore normale  $\frac{H}{v_0}$  fino a quello rappresen-

tato da  $\frac{H}{v}$ , che è il peso di una colonna d'aria *interna* di altezza  $H$ . La variazione del valore di  $p_1 - p_2$  sarà dunque

$$\frac{H}{v_0} - \frac{H}{v},$$

ossia:

$$\frac{H}{v} \left( \frac{v_0}{v} - 1 \right),$$

espressa in peso, o

$$H \left( \frac{v}{v_0} - 1 \right)$$

espressa in altezza metrica di colonna d'aria interna che può essere messa sotto la forma:

$$H \left( \frac{\theta}{T} - 1 \right)$$

quando si tenga conto che  $v$  e  $v_0$  sono proporzionali a  $\theta$  e  $T$ .

Ciò posto facciamoci a considerare una galleria che si trovi in condizioni favorevolissime per una ventilazione termica naturale. Supponiamo ad esempio:

$$H = 150 \text{ m.}, \quad \theta = 273 + 20, \quad T = 273,$$

avremo:

$$H \left( \frac{\theta}{T} - 1 \right) = 10,95.$$

Il che vuol dire che basta uno squilibrio di pressione misurato da una colonna di m. 11 d'aria, pari circa ad una colonna di 1 mm. di mercurio per arrestare completamente la aerazione naturale. Cioè può bastare che, mantenendosi normale la pressione  $p_2$  all'estremo più elevato, la pressione  $p_1$  all'altro estremo diminuisca di quanto corrisponde ad un millimetro della colonna torricelliana, oppure viceversa fermo stando  $p_1$  cresca  $p_2$  della stessa quantità, oppure ancora  $p_1$  e  $p_2$  variino contemporaneamente in modo che  $v(p_1 - p_2) = H$ .

Naturalmente, mentre le oscillazioni considerate, dirette a diminuire e a far discendere al disotto di  $\frac{H}{v_0}$  il valore di

$p_1 - p_2$ , valgono ad osteggiare e ad annullare od anche invertire la ventilazione termica naturale, produrranno effetto inverso, cioè concorreranno a rendere più attiva l'aerazione spontanea le oscillazioni inverse, le oscillazioni cioè che tenderanno a far crescere la differenza  $p_1 - p_2$  al disopra di  $\frac{H}{v_0}$ .

(\*) La velocità  $u$  avrà un valore reale anche quando sia  $v(p_1 - p_2) < H$ , perchè allora l'aria interna venendo ad essere più densa di quella esterna, il movimento, anzichè in salita come abbiamo supposto, si farà in discesa, e quindi  $H$  dovrà essere considerato come negativo.

Quindi hassi a concludere che in una galleria il cui tracciato altimetrico sia tale da creare, a condizioni normali, una aerazione termica spontanea, avvenendo squilibri di pressione nelle atmosfere ambienti agli sbocchi, gli squilibri stessi, a seconda del senso in cui si producono, prendono a favorire o ad osteggiare la corrente preesistente, tenendola nella più assoluta loro balia.

Ora quando si pensi che, come si è visto, ad annullare completamente una corrente naturale molto attiva può bastare l'oscillazione misurata da un mm. di mercurio, e si consideri che le oscillazioni normali che possono succedere tutti i giorni sono quasi sempre superiori, e talora di molto, ad un mm., massimamente nelle montagne, dove precisamente si trovano i grandi tunnel e che, per di più, non vi ha nessuna ragione perchè tali oscillazioni siano armoniche sui due versanti della catena, e che anzi, in generale, esiste fra di esse la più completa indipendenza, almeno in ordine di tempo, emerge naturale una conclusione di piena conferma alla proposizione che abbiamo posta da principio, che cioè non esiste per le grandi gallerie ferroviarie alcun profilo compatibile con le esigenze della perforazione e dell'esercizio, che garantisca costantemente una buona ventilazione naturale, che tale ventilazione invece sarà sempre dominata nel modo più assoluto dalle perturbazioni barometriche che si verificano agli imbocchi, le quali, e per la grande distanza e per la diversa esposizione degli imbocchi stessi sui due versanti della montagna attraversata, non sono soggette a nessuna legge di uniformità e di sincronismo.

#### Applicazione e verifica per il caso del tunnel del Fréjus.

— Ciò è precisamente quanto la esperienza di quasi 18 anni dimostra verificarsi al Fréjus, malgrado che le condizioni altimetriche di tracciato di questa galleria siano le migliori che si possono desiderare fra quelle che sono possibili, per produrre e mantenere un'aerazione naturale costante. Là, a condizioni atmosferiche normali, si deve avere, e si ha, una buona corrente diretta dall'estremo nord più depresso all'estremo sud, corrente che se perdurasse sempre, sarebbe capace di mantenere, almeno nell'inverno, la galleria in buone condizioni di ventilazione, malgrado sia grandissima la quantità di fumo versato dalle locomotive, grandissima quando si pensi che il tronco verso Modane ha lunghezza di quasi 8 km. (compresa la galleria di raccordo) con pendenze del 27 e 23 ‰, e che il numero dei treni, di cui parecchi in doppio attacco, è di 30 in media nelle 24 ore della giornata.

Tale corrente però è frequentissimamente osteggiata dalle perturbazioni barometriche le quali, in alcune circostanze speciali, fortunatamente molto rare, dettero luogo nei primi tempi ad accidenti d'asfissia che commossero l'opinione pubblica, onde per parte dei Governi e delle Amministrazioni interessate si fecero studi per vedere se e come fosse possibile migliorare un tale stato di cose. Risultato di tali studi fu che allo stato delle cose al Fréjus non era attuabile nessun provvedimento di efficacia assoluta nel senso di correggere gli effetti delle perturbazioni atmosferiche, che però gli accidenti gravi di malore al personale di servizio, il solo che si trovasse in condizione di avere a soffrire, potevano per intanto essere eliminati o almeno ridotti a proporzioni insignificanti con le disposizioni: di migliorare le condizioni di funzionamento dei compressori e degli aspiratori, che come vedremo, erano stati attivati fin dal principio; di ordinare ai macchinisti di evitare le cariche del focolare durante il percorso della galleria e di ridurre, nei periodi critici, la durata di stazionamento degli operai nel sotterraneo. Attuate queste disposizioni e, soprattutto, meglio educato con l'andar del tempo il personale ai disagi della galleria, gli inconvenienti cessarono quasi completamente.

Per chiarire bene le idee circa le condizioni di aerazione naturale ordinaria di una grande galleria e per vedere se e come esse si trovino in relazione ai bisogni ai quali dovrebbero soddisfare, sarà utile istituire, per alcuni casi speciali fra i più salienti, qualche calcolo numerico sopra l'intensità della corrente naturale termica, sopra l'intensità delle correnti barometriche, e sopra la quantità d'aria che sarebbe necessario rinnovare in ogni ora perchè l'atmosfera del

tunnel considerato potesse mantenersi in buone condizioni di respirabilità.

A quest'uopo, cominciando dal Fréjus, consideriamo la galleria rettilinea propriamente detta, escludendo cioè le gallerie di raccordo le quali non hanno influenza apprezzabile sul regime generale di ventilazione.

Il profilo altimetrico può ancora essere rappresentato dalla figura schematica, già considerata (fig. 107), nella quale si ritenga che l'estremo più depresso A sia quello nord di Modane sul versante francese, e l'estremo B sia quello sud di Bardonecchia sul versante italiano, e che le diverse quote siano:

$$L = 12240; \quad H = 139; \quad H_1 = 133.$$

Dalle osservazioni che si sono sempre fatte e che si fanno nell'interno della galleria risulta: che la temperatura della colonna d'aria nel punto culminante di mezzo C può ritenersi come costante, non variando essa che fra un minimo di + 22 centigradi nell'inverno e un massimo di + 24 nell'estate, che le temperature esterne invece agli sbocchi variano fra limiti molto più estesi, cioè fra - 18 e + 20; e infine che queste oscillazioni sono pressochè uguali e sincrone sui due versanti, in modo che in un dato istante si può ritenere identica la temperatura agli sbocchi. Risulta altresì dall'ispezione dei termometri distribuiti tutto lungo la galleria che, in qualsiasi stagione, la temperatura dell'aria cresce in ragione quasi lineare fra il minimo delle testate e il massimo del punto culminante, in modo che la temperatura in un punto qualunque si può ritenere proporzionale alla distanza di questo dalla testata più vicina. Ciò fa sì che la temperatura media all'interno può in un momento qualsiasi considerarsi uguale alla media fra quella esterna e quella del centro.

Noi considereremo i casi estremi del massimo caldo estivo e del massimo freddo invernale, e determineremo le corrispondenti velocità di regime della colonna d'aria, le quali ci daranno i limiti entro cui può variare l'attività della ventilazione termica naturale.

Riprendiamo perciò l'equazione del movimento dell'aria:

$$u = \sqrt{2gH \frac{\frac{\theta}{T} - 1}{1 + K \frac{L}{D}}}$$

La temperatura assoluta media interna  $\theta$ , dopo quanto si è detto, sarà:

$$\text{In inverno } \theta = 273 + \frac{1}{2} (-18 + 22) = 275$$

$$\text{In estate } \theta = 273 + \frac{1}{2} (+20 + 24) = 295$$

La temperatura assoluta limite esterna T, puossi ritenere:

$$\text{In inverno } T = 273 - 18 = 255$$

$$\text{In estate } T = 273 + 20 = 293$$

Al coefficiente di attrito  $k$ , ritenuto che si tratta di condotto a sezione molto grande e con pareti spalmate di sostanze umide ed untuose, assegneremo il valore di 0,020, come risulta dalle esperienze di Morin e di Weisbach.

Il diametro medio D della sezione retta della galleria, che vale  $4 \frac{s}{p}$ , in cui  $s$ , superficie, è uguale a  $m^2 41$  e  $p$ , perimetro, 24,50, sarà  $D = 6,70$ .

Sostituendo avremo:

$$\text{Nei massimi freddi } u = 2,33$$

$$\text{Nei massimi caldi } u = 0,68.$$

Quindi al Fréjus, quando non si avessero mai perturbazioni barometriche sui due versanti, esisterebbe costantemente in galleria una ventilazione con velocità nella colonna d'aria variabile fra un massimo di m. 2,33 e un minimo di 0,68 per minuto secondo, il che vuol dire che il rinnovamento completo di tutta la colonna d'aria si dovrebbe com-

piere in un periodo di tempo variabile fra ore 1 e 44 minuti e ore 5.

È ora a vedersi se questi periodi di rinnovamento sono sufficientemente brevi per mantenere sempre l'atmosfera della galleria in buone condizioni di respirabilità.

A quest'uopo basterà calcolare il volume d'acido carbonico che le locomotive versano nella galleria durante una giornata, e dedurre quindi il volume d'aria esterna che bisogna introdurre per sciogliere il CO<sup>2</sup> prodotto ottenendo una miscela che sia ancora respirabile senza pericolo. Dalla combustione si sviluppano bensì ancora alcuni altri gas, come essenzialmente l'ossido di carbonio, che sono dannosissimi alla respirazione, ma come la loro quantità è assolutamente trascurabile a fronte dell'acido carbonico, si può fare a meno di tenerne conto.

Nelle stagioni di traffico intenso, la galleria del Fréjus è traversata nelle 24 ore da 30 treni, 15 in un senso, 15 nell'altro. Ritenuto, come risultò da esperienze accurate, che un treno ordinario consumi 18 kg. di combustibile per km. nella salita e 10 nella discesa, si ha una media di 14, con che il consumo giornaliero sale a kg. 5200. Questo combustibile che è litantrace contenente all'incirca l'88 0/10 di carbonio puro, dà luogo ad uno sviluppo di 8380 m<sup>3</sup> di CO<sup>2</sup>.

Se ora si consideri che l'aria ordinaria contiene  $\frac{5}{10000}$  di acido carbonico e che la medesima cessa di essere igienicamente respirabile quando la proporzione della mescolanza sale ai  $\frac{20}{10000}$ , si deduce che un metro cubo d'aria chiamato

dall'esterno, non deve avere a sciogliere che un litro e 1/2 di CO<sup>2</sup>. In queste condizioni, per il cubo calcolato di m<sup>3</sup> 8380 di acido, occorrerà introdurre nel sotterraneo durante le 24 ore, un volume d'aria uguale a m<sup>3</sup> 5587000 cioè m<sup>3</sup> 64,67 per 1". E come la sezione della galleria è di m<sup>2</sup> 41, la colonna d'aria dovrà entrarvi e muoversi con una velocità di regime di m. 1,58 per secondo.

Dobbiamo quindi concludere che solo in inverno sarà sufficiente l'aerazione naturale che le condizioni termiche ed altimetriche della galleria sono capaci di creare. E ciò è quanto indipendentemente dai calcoli, la pratica di 18 anni ha confermato.

Ma, come abbiamo detto, questo stato normale di aerazione, buona o cattiva, si verifica soltanto quelle rare volte in cui non si hanno turbamenti atmosferici agli sbocchi.

Per annullare la corrente naturale termica basta uno squilibrio di pressione atmosferica agli estremi, di cui la misura, espressa in colonna d'aria, sia uguale a quella stessa altezza che è capace di produrre le velocità di regime che abbiamo sopra calcolate. Vediamo quale è quest'altezza che diremo *a*.

Prendiamo perciò a considerare di nuovo la formula (2).

In essa la quantità sotto il radicale:  $H \left( \frac{\theta}{T} - 1 \right)$  rappresenta la differenza di due colonne d'aria, di pari sezione trasversale, di pari peso, e fatte rispettivamente con aria alle temperature  $\theta$  e  $T$ , rappresenta cioè il battente o altezza di aria che noi cerchiamo, la quale sarà quindi:

$$a = H \left( \frac{\theta}{T} - 1 \right) = \frac{u^2}{2g} + k \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g},$$

da cui per il caso della velocità massima  $u = 2,33$ , avremo  $h = 10,43$ .

Ora quando si consideri che alle altezze fra 1100 e 1300 m. sul livello del mare, come quelle fra cui si trovano gli imbocchi del Fréjus, un mm. di mercurio vale m. 12,60 circa d'aria, apparirà che una perturbazione atmosferica misurata da  $\frac{8}{10}$  di mm. nella colonna del barometro, e tendente a diminuire la differenza normale di pressione fra gli estremi, basta per annullare completamente la più attiva fra le ventilazioni che le condizioni termodinamiche della galleria sono capaci di creare. E se la perturbazione sarà maggiore, il che in quelle località avviene spesso, non solo sarà annullata la corrente nord-sud, ma se ne creerà un'altra in senso

inverso. Viceversa, se la perturbazione avverrà nell'altro senso cioè se cresce, al di là del punto normale, la differenza  $p_1 - p_2$ , la corrente naturale crescerà di attività proporzionalmente all'intensità della perturbazione stessa. E ciò deve avvenire, ed avviene difatti qualche volta, ed allora le condizioni di aerazione si fanno a dirittura eccellenti, tantochè, pochi minuti appena dopo uscito il treno dalla galleria, dal punto culminante di questa i due sbocchi prendono ad apparire nitidissimamente come due punti brillanti.

Disgraziatamente però i casi in cui la corrente barometrica spira in senso favorevole a quella termica sono meno frequenti di quelli in cui spira in senso inverso. È un fatto dimostrato dall'esperienza di 18 anni e consegnato sui prospetti delle osservazioni meteorologiche, che si fanno al Fréjus con molta regolarità, che la differenza fra le indicazioni date dal barometro nello stesso istante ai due imbocchi, differenza che a condizioni normali dovrebbe essere di mm. 10,5, è più spesso inferiore, che superiore, a questo numero.

Questa irregolarità nell'ordine di modo e di tempo con cui si producono le irregolarità atmosferiche, è un fatto che non è possibile spiegare: troppo insufficienti sono ancora al giorno d'oggi gli insegnamenti della meteorologia. Del resto, quando anche venisse ad essere nota la legge, se legge esiste, che governa quei fenomeni, nessun giovamento sarà possibile trarne, perchè questo è certo che quella legge, come tutte le leggi di natura, non potrà essere modificata da noi per favorire i nostri utili o i nostri bisogni.

Riassumendo, per la galleria del Fréjus, nella quale, come abbiamo visto, a condizioni atmosferiche normali, esiste sempre una ventilazione dal Nord al Sud, devesi concludere che le perturbazioni atmosferiche, le quali per la loro frequenza ed intensità sono il più delle volte le padrone assolute dell'aerazione, arrecano un complesso di danni superiore a quello dei vantaggi, perchè, quando sono favorevoli, portano un aiuto che, se è utile, non è sempre necessario: per contro, e questo, come si è detto, avviene il più spesso, quando osteggiano, od elidono, od invertono la corrente naturale, sono sempre dannose.

*Applicazione al caso della galleria del Gottardo.* — Nella galleria del Gottardo, che ha lunghezza maggiore e dislivello fra gli imbocchi minore, dove, per conseguenza, la forza motrice è minore e sono più grandi le resistenze passive, la corrente termica naturale deve essere, ed è infatti, più debole che al Fréjus, ed è più frequentemente e più facilmente dominata dalle correnti barometriche.

Se noi applichiamo l'equazione (2) al movimento dell'aria nel Gottardo, per il quale abbiamo  $L = 15,000$ ,  $H = 35,40$ , e se osserviamo che la temperatura del punto culminante interno oscilla tra un massimo di + 23 centigradi in estate e un minimo di + 15 in inverno, che la temperatura esterna varia fra + 20 e - 8, noi avremo una velocità di regime per l'aerazione termica variabile fra 0,28 e 0,82: il che ci dà, per la ventilazione spontanea al Gottardo, condizioni molto più buone che al Fréjus. Ma, d'altra parte, le correnti barometriche possono generarsi ed imporsi più facilmente. Difatti, se noi consideriamo il caso della più grande velocità nel regime termico, che è di 0,82 per 1", noi troviamo che essa è generata da una altezza di carica, misurata in colonna d'aria di

$$a = \frac{v^2}{2g} \left( 1 + k \frac{L}{D} \right) = 1,57,$$

che corrisponde a 0,00013 di mercurio. Basta adunque una perturbazione meteorologica, misurata da 13 centesimi di millimetro della colonna torricelliana per annullare la corrente termica. Donde segue che al Gottardo, assai più che al Fréjus, l'aerazione deve essere quasi completamente in balia delle perturbazioni, anche molto deboli, dell'atmosfera. E ciò è quanto arriva difatti. Le osservazioni fatte durante molti anni sulla direzione e sull'intensità delle correnti hanno dato, in media per ogni anno, i risultati seguenti:

1° Correnti deboli dal Nord durante una quarantina di giorni. Sono i giorni, nei quali, essendo normale la diffe-

renza fra le pressioni barometriche, può funzionare regolarmente la corrente termica;

2° Corrente più forte, e anche molto forte, dal Nord durante 170 giorni. Sono i giorni, nei quali si crea una corrente barometrica dal Nord, che si somma con quella persistente termica;

3° Corrente incerta o rovesciata durante gli altri cento-cinquantacinque giorni. Sono i giorni, nei quali la corrente barometrica soffia dal Sud, e, a seconda della sua intensità, indebolisce, o annulla, o rovescia la corrente termica.

*Conclusione generale per il caso di lunghi tunnels a foro cieco.* — Questa preponderanza delle correnti barometriche, che possono manifestarsi indifferentemente in un senso o nell'altro sopra le correnti termiche che sono sempre orientate nella stessa direzione, aumenta man mano che diviene piccola la differenza di livello fra le estremità, di modo che, per una differenza nulla, non essendo possibile alcuna corrente termica, se si ha movimento nella colonna d'aria, questo è esclusivamente dovuto alle perturbazioni meteorologiche.

Per conseguenza, nelle gallerie aventi gli sbocchi allo stesso livello, mentre non si avrà aerazione tutte le volte che le condizioni atmosferiche sono normali, si avrà invece una corrente in un senso o nell'altro tutte le volte che si produce una perturbazione barometrica qualunque. Condizione sola che deve essere soddisfatta, il che del resto, in generale, avverrà quasi sempre in causa della grande distanza e delle differenti esposizioni degli imbocchi, è che gli squilibri atmosferici non siano nè sincroni, nè d'intensità uguale sui due versanti della montagna.

Da quanto abbiamo esposto, emana dunque questa differenza essenziale tra i grandi tunnel: che per quelli che hanno una forte differenza di livello fra le estremità sarebbe a desiderarsi che le perturbazioni si producessero il più raramente possibile o si producessero almeno nel senso di accrescere la differenza fra le pressioni barometriche estreme. Al contrario, negli altri tunnel, il *desideratum* sarebbe che non si avesse mai la normalità, la quale è condizione di arresto d'ogni corrente, e che invece si avesse sempre una perturbazione qualunque in un senso o nell'altro.

Quale adunque dei due tipi di galleria sarà da preferirsi sotto il punto di vista dell'aerazione spontanea? Gli elementi di giudizio sono assolutamente troppo variabili per poter rispondere: e l'incertezza cresce ancora, quando si consideri che un altro fatto viene a complicare la questione. Nelle gallerie a forte dislivello, nelle quali la ventilazione è più attiva, si ha lo svantaggio che il bisogno della ventilazione è anche più sentito, perchè è più grande la quantità di fumo, che la combustione produce: mentre nelle gallerie a miti pendenze, insieme ad una ventilazione meno energica, si ha altresì una minor quantità di gas irrespirabili da esportare.

Un criterio approssimativo da servire di norma nei casi concreti potrà tuttavia essere ricavato dalle seguenti osservazioni. La perfetta orizzontalità nella linea degli imbocchi dà lo stagnamento assoluto, e non può quindi essere ammessa, perchè anche su una galleria orizzontale ha sempre un valore finito, e anche notevole, il volume dei prodotti della combustione. Bisognerà quindi che un dislivello si abbia. Quando adunque per fissare questo dislivello non si abbia a soddisfare ad altre condizioni, all'infuori di quella di ottenere il migliore stato di cose sui rapporti con la ventilazione naturale, bisognerà ricorrere alla considerazione che la velocità della corrente è proporzionale alla radice quadrata della differenza di livello fra gli estremi della galleria, e che la produzione dei gas irrespirabili è proporzionale invece alla prima potenza della differenza stessa. Per cui si capisce subito che, incominciando da una differenza di livello nulla, le condizioni di aeramento miglioreranno sul principio, col crescere di tale differenza: ma miglioreranno solo fino ad un certo punto, oltre il quale gli incrementi dei prodotti della combustione non saranno più compensati dagli incrementi nella velocità di smaltimento. Questo punto, che nei singoli casi concreti, e previa una serie di opportune ipotesi circa la produzione dei gas, non sarà difficile di determinare, darà la soluzione che converrà adottare.

Comunque, non sarà gran cosa ciò che così si potrà ottenere, perchè ci troveremo sempre impotenti contro il dominio delle perturbazioni barometriche: e per conseguenza, dobbiamo ripetere la conclusione già enunciata e cioè che nelle grandi gallerie, comunicanti con l'esterno soltanto per mezzo degli imbocchi, la ventilazione naturale sarà spesse volte, per forza di agenti fisici immutabili nel loro modo di azione, insufficiente, qualunque sia il profilo delle gallerie stesse.

(Continua).

## BIBLIOGRAFIA

**De l'avenir des canaux d'irrigation**, par M. André de Llaurodo, ingénieur en chef du « Distrito forestal de Madrid ». Op. in-8° di pag. 12. — Paris, Imprimerie générale Lahure, 1889.

Questa relazione, del sig. De Llaurodo, presentata, discussa ed approvata nel Congresso per l'utilizzazione delle acque fluviali, tenutosi in Parigi nel luglio scorso, merita d'essere attentamente considerata, essendochè le idee che il sig. De Llaurodo espone in proposito sono basate su fatti da lui stesso osservati nella Spagna.

Qualunque sia la natura delle opere richieste (canali o serbatoi) per avere acqua a scopo di irrigazione è d'uopo distinguere quelle opere che ponno riescire colle sole forze dell'interesse individuale, da quelle che assolutamente richiedono l'intervento ed il concorso del Governo. Perchè possa bastare l'attività privata a condurre a buon fine un progetto di irrigazione, bisogna che le quote degli utenti e tutti i proventi diretti assicurino alla Società concessionaria, oltre all'interesse del capitale, di poter ammortizzare il capitale nel tempo che è stabilito dalla durata della concessione; e se le due condizioni non sono realizzabili, l'impresa è sfavorevole agli interessi dei privati che se la assumono.

Quei progetti di irrigazione i quali non sono suscettibili di diventare remuneratori in breve periodo di tempo non sono imprese che possano rimanere nella cerchia delle operazioni esclusivamente devolute all'industria privata. Non si può nemmeno pretendere che tali imprese debbano tutte venir comprese nella sfera d'azione dello Stato le cui grandi ali sono pur sempre limitate, sebbene tali imprese siano sempre profittevoli al pubblico erario, per i proventi diretti dell'aumento dell'imposta, e per i vantaggi indiretti dell'aumento della ricchezza nazionale.

Questa è essenzialmente la tesi che il sig. Llaurodo sostiene, citando in appoggio dati tecnici, economici e statistici relativi alle moderne e da noi cotanto decantate opere irrigatorie della Spagna.

Il *Canale Imperiale di Aragona* che riceve dall'Ebro 25 metri cubi d'acqua al secondo per distribuirla su 27,000 ettari di terreno, ha costato 25 milioni di lire, di cui 20 milioni furono a carico dello Stato. Dai proventi diretti dell'esercizio 1888 che hanno dato lire 199,121.24, se deduciamo le spese di amministrazione e di manutenzione sommantosi a lire 162,072.40, si ha un residuo di lire 37,048.84, ossia un prodotto insignificante per rispetto al capitale impegnato. Ma i terreni che prima andavano incolti, danno oggi tre raccolti all'anno; ed in questo devesi vedere una prova dei benefici che può ridonare allo Stato una misura indubbiamente rovinosa per una Società privata. La chiusa attraverso l'Ebro richiede ora lavori di riparazione preventivati a 1,500,000 lire, di cui appena un terzo è a carico degli utenti, e due terzi a carico del Governo. Si vuole pure prolungare il canale di 40 chilometri fino alla città di Quinto per irrigare altri 7 mila ettari; e la spesa occorrente (2 milioni di lire) sarà pure a carico dello Stato.

Il *Canale di Urgel*, ultimatosi nel 1861, distribuisce i suoi 16 metri cubi al secondo ad una superficie irrigua di 25,000 ettari all'anno e costò alla Società concessionaria 23,525,000 lire, di cui 14 milioni in azioni, 8 milioni in obbligazioni che dovrebbero portare l'interesse del 6 per cento; e 6,525,000 ricevuti dallo Stato, a titolo di prestito, *senza interesse*. Ma negli ultimi dieci anni di esercizio, i proventi diretti, dedotte le spese, assicurarono appena un interesse del 2 per cento alle obbligazioni, e le azioni non hanno alcun valore nè risciranno ad averne probabilmente alcuno per i 99 anni della concessione. Solo il Governo percepisce sotto forma di imposte 900 mila lire all'anno per i terreni compresi nella zona irrigua, e questo provento, ove il canale non esistesse, ridurrebbe al quinto del suo valore.

Ma v'ha di più. Gli utenti di quel canale non hanno eseguito mai lo spurgo dei canali distributori, e la Società, malgrado le cattive sue condizioni finanziarie, ha dovuto far eseguire quei lavori a proprie spese per evitare che la plaga si facesse paludosa e malsana. Avendo essa in virtù del contratto cogli utenti diritto alla nona parte dei raccolti, questo suo diritto sarebbe rimasto illusorio, ove la zona irrigua fosse ritornata sterile, e le acque che dovevano farla feconda, vi avessero invece portato le febbri malariche e la morte. Negli ultimi dieci anni la Società ha speso 30 mila lire all'anno per lavori di purgatura, e mentre ha provveduto alla salubrità della regione, ha aumentato la superficie irrigata di ben 3000 ettari.

Le imprese di costruzione di *serre e serbatoi* andarono incontro alle stesse difficoltà finanziarie incontrate nelle imprese dei canali.

Il *Serbatoio di Puentes* o di *Lorca* recentemente costruito in provincia di Murcia, e capace di ben 31 milioni di metri cubi d'acqua, ha costato alla Società 7,812,000 lire. Esso riceve alimento dal Guadalentin che in acque magre ha la portata di 350 litri al secondo.

Senonchè quest'acqua che prima della costruzione del serbatoio costituiva una proprietà distinta da quella delle terre irrigate (di 11,500 ettari), andava ogni anno elevandosi di prezzo ai pubblici incanti, atalchè dal 1859 al 1880 la rendita delle acque diede il provento annuo di ben 268,298 lire. Costruito il serbatoio, crebbe notevolmente la quantità d'acqua disponibile per l'irrigazione, ed il prezzo di vendita abbassò al punto che la vendita delle acque riservate come proprietà particolare, in virtù dei preesistenti diritti, più non basta a coprire le spese di amministrazione della comproprietà; e la vendita delle acque del serbatoio, fatta per conto della Società concessionaria, non è tale da poter dare alcun interesse al capitale impiegato nella costruzione. La Società concessionaria si regge attualmente in virtù di un annuo sussidio governativo di 237,671 lire che le è accordato per soli 6 anni; onde si troverà presto in una situazione ben difficile; e per sopraggiunta avvi a temere il rapido interramento di quel serbatoio, sul cui fondo va elevandosi uno strato di alluvione che in pochi anni ha già raggiunto l'altezza di 14 metri contro il muro di sostegno delle acque.

Il *serbatoio di Monteaguado*, in provincia di Soria, terminato nel 1881 costò alla Società 225,000 lire, ma il prezzo dell'acqua è di troppo elevato; l'uso dell'acqua rimase perciò assai limitato, ed il capitale impiegato non riceve remunerazione di sorta.

Il *serbatoio di Calahorra*, in provincia di Logrono, di recente costruzione ha costato 105,270 lire. Un corpo d'acqua di 33 litri circa per secondo è venduto da 2 a 4 lire ogni ora di servizio. Dal 1885 in poi il prodotto utile annuo dell'impresa non oltrepassò le 250 lire.

Il *serbatoio di Nijar* costruito nel 1864 per contenere 15 milioni di metri cubi d'acqua (e giudicato troppo grande per la estensione del bacino alimentato dalle acque pluviali) costò siffattamente, ed il prezzo di vendita dell'acqua risultò di tanto elevato, che si dovette abbandonare, ed ora è colmo affatto di depositi alluvionali.

Molti altri serbatoi recentemente costruiti presentano enormi sproporzioni tra il capitale impiegato e l'utile che se ne può ritrarre.

Con ciò non vuolsi dire che alcuni serbatoi, di importanza secondaria, costruiti dagli stessi proprietari interessati, e riuniti in consorzio, ed in ragioni speciali dove la coltura è intensiva e l'acqua ha un gran valore, non abbiano dato benefici remuneratori. Ma questo non è il caso generale. Epperò il sig. Llaurodo esamina le cause diverse che concorrono a ridurre i benefici dei capitali impiegati.

1° La lentezza colla quale l'agricoltura si trasforma in una zona che da poco tempo è divenuta irrigua, occorrendo altri capitali per la trasformazione delle terre, e speciali attitudini nei coltivatori per saper rinunciare a ciò che è nelle abitudini, e un maggiore impiego di mano d'opera, e muove e più efficaci concimazioni con cui stimolare la produzione, costituisce un fatto di primaria importanza, di cui non sempre si tien conto e che più non si verifica, ad es. in quelle regioni ove l'irrigazione è già nelle abitudini e solamente si tratti di accrescere il volume d'acqua riconosciuto insufficiente. Quivi i progressi della coltivazione si fanno più rapidi, come appunto avvenne nella regione centrale dell'Ebri, dopochè il canale imperiale prese a portare il suo maggiore contributo ai canali preesistenti.

2° Il modo con cui è costituita la proprietà nella zona irrigua ha pure notevole influenza sui risultati economici di un'impresa di irrigazione. E così, quando la proprietà consta di grandi poderi suddivisi fra più coloni, i quali non dispongono dei mezzi necessari ad ottenere miglioramenti, ma si propongono di ricavarne tutto il profitto immediato possibile, senza punto occuparsi dell'impoverimento del suolo che ne deriva; o quando predomina la piccola proprietà, frazionata al punto da non permettere l'applicazione dei processi che la meccanica agraria e l'economia rurale danno oggi in mano all'agricoltore, è indubitato che si hanno condizioni pochissimo favorevoli.

3° La non bene definita questione di prevalenza tra i due servizi dell'acqua a scopo d'irrigazione ed a scopo industriale, è causa per cui riescono spesso inconciliabili gli interessi opposti di industriali e di agricoltori, e finiscono per essere entrambi sacrificati; e qui vorrebbe veder pendere la bilancia a favore degli agricoltori, potendo in ogni caso gli industriali ricorrere ad altre sorgenti di forza motrice, non potendosi sostituire con altri agenti l'acqua necessaria alla coltura.

4° Sovente nelle imprese di irrigazione di zone preparate ed in condizioni propizie si è stabilita la spesa in relazione alla estensione della zona irrigabile, anzichè alla quantità d'acqua che può essere offerta all'agricoltore, e così esagerando la spesa d'impianto, aumentando di troppo il capitale impegnato, si è visto per il prezzo troppo elevato dell'acqua l'impresa soggiacere ad un disastro economico.

5° Talvolta si sbagliarono le previsioni sulla quantità d'acqua da disporre; come per il canale di Hénarés che aperto con una spesa di 4,730,000 lire ad una zona di 10 mila ettari, vide l'acqua disponibile in certe epoche dell'anno ridursi a soli 517 litri per secondo.

6° Nè mancarono casi nei quali o per sbagli tecnici, o per il con-

dannevole artificio di avviare a forza una intrapresa, il capitale assorbito è riuscito di tanto superiore al preventivo da mutare affatto le basi della speculazione. Così la su citata Società del canale di Urgel prese aveva le mosse da un preventivo di 8 milioni, se lo vide successivamente portato a 14 ed oggidì ha già oltrepassato i 20 milioni, essendo stata costretta a costruire tutti i canali di distribuzione, e senza tener conto del lavoro successivo di risanamento della regione irrigua al quale, come già si disse, s'è trovata condotta.

Per tutti i sovraindicati motivi, il sig. Llaurodo adunque conclude come non basti che un'opera di irrigazione appaia in generale possibile e profittevole all'agricoltura perchè senz'altro un'azione privata ne debba promuovere l'esecuzione; essere necessario che l'opera stessa venga dimostrata egualmente profittevole tanto a chi ne assume l'impresa, quanto all'agricoltore che se ne deve servire; ed è perciò che l'opera stessa vuol essere studiata in modo che l'acqua di irrigazione abbia a costare il meno possibile; proporzionando l'opera alla quantità d'acqua su cui si può fare assegnamento sicuro, e subordinando al volume di questa ed alla spesa di quella la estensione della zona da irrigare, mai operando inversamente. La coltivazione non mancherà di svilupparsi e di progredire se troverà chi trovisi in grado di cederle acqua a basso prezzo; e solo allora sarà il caso di sperare efficacemente nel concorso di quelle fortunate circostanze valevoli a trionfare di tutte le resistenze passive, le quali si abbattono colle forze dell'istruzione, e dell'esempio, e per le quali è solo questione di tempo.

Il sig. Llaurodo prende in seguito ad accennare alle misure legislative state prese in diverse epoche dalla Spagna per favorire la formazione delle Società di irrigazione, e che pur troppo non hanno dato il risultato favorevole che se ne aspettava.

La legge del 13 giugno 1879 accordava alle Società di costruzione di canali e serbatoi, a scopo di irrigazione, il diritto di percepire oltre al prezzo di vendita dell'acqua, l'ammontare dell'aumento d'imposta sulle terre irrigate dopo i primi dieci anni di coltivazione irrigua, e per un periodo variabile a seconda delle circostanze da cinque a dieci anni. La stessa concessione era devoluta ai proprietari riuniti in consorzio per lo stesso scopo. Ma questa disposizione legislativa non si dimostrò favorevole nè allo Stato nè ai coltivatori, e molto meno ai progressi dell'agricoltura. Il tempo per il quale la terra irrigua era immune da ogni aumento d'imposta era troppo breve; mentre in quel tempo mancano appunto ai proprietari i mezzi occorrenti ad ottenere le trasformazioni volute, nè quei mezzi vengono poi ad accrescersi quando appunto si fanno cessare le concessioni destinate a costituirli.

La legge del 20 febbraio 1870 accorda alle imprese di costruzione di canali e serbatoi l'ammontare dell'aumento d'imposta fino alla concorrenza di L. 150 per ettare irrigato, e per tre anni ancora dopo che questo limite è stato raggiunto, e ciò a titolo di interesse per il capitale di primo impianto. Ed anche questa legge risultò un soccorso effimero per le imprese, alle quali si credeva venire con essa in aiuto.

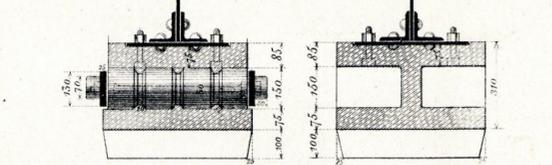
Un'altra legge del 27 luglio 1883 riguarda le imprese di irrigazione le quali distribuiscono almeno 200 litri al secondo, e loro accorda un *sussidio* che non può oltrepassare il 30 per cento del capitale impiegato tanto nel serbatoio e nel canale principale che nei diramatori principali; ed un *premio* che non può oltrepassare la somma di lire 250 per litro continuo d'acqua adoperata all'irrigazione.

Anche ai consorzi di proprietari, stabiliti in conformità della legge del 1879, i quali prendano a costruire o migliorare serbatoi e canali per l'irrigazione delle loro terre si stabilirono facilitazioni, e possono ottenere direttamente la concessione dal Governo senza che questa debba passare all'asta pubblica; ed i lavori possono essere sovvenzionati dal Governo fino alla concorrenza del 50 per cento del preventivo; questa sovvenzione per altro è accordata sotto la forma di lavori difficili ed eccezionali, che il Governo fa egli stesso eseguire. Inoltre il Governo è pure autorizzato a concedere prestiti al 3 per cento e fino alla concorrenza del 50 per cento del capitale speso.

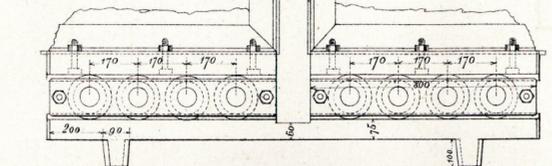
Ma il risultato finale di tutte queste leggi e concessioni non fu mai quello che si sperava, ed il sig. Llaurodo si riassume così: mentre le imprese modeste le quali non esorbitano dalla cerchia possibile di un'iniziativa privata vogliono essere incoraggiate dal Governo, il quale per altro deve limitarsi a rimuovere gli ostacoli tutti che alla libera azione individuale si oppongono, i grandi canali ed i grandi serbatoi, sono imprese rovinose per le Società particolari che se le assumono; a meno che il Governo non assicurasse con apposita legge la garanzia dell'interesse del capitale per un tempo sufficientemente lungo; senza di questo la vita di simili imprese non può essere che effimera, anche con tutti i soccorsi dalle succitate leggi stabiliti. Invece l'interesse nazionale, ed i benefici diretti ed indiretti che lo Stato può avere da simili lavori, impongono l'obbligo al Governo di prendere questi lavori a suo carico, da eseguirsi, ben inteso, nei limiti de' mezzi di cui può disporre, e colla maggiore economia possibile; ed una volta ultimati, da consegnarsi a condizioni ragionevoli ai Consorzi dei proprietari dei terreni da irrigare, riservandosi pur sempre l'alta ispezione ed il controllo, perchè i sacrifici della nazione non abbiano a correre il pericolo di divenire sterili.

G. SACHERI.

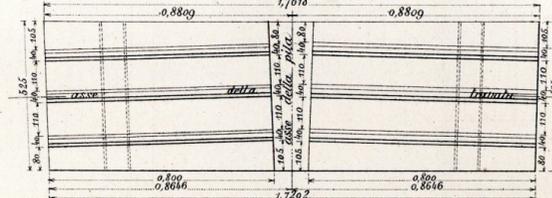
Appoggi mobili  
Sezione trasversale  
Appoggi fissi  
Sezione trasversale  
(Scala di 0,10 per m.)



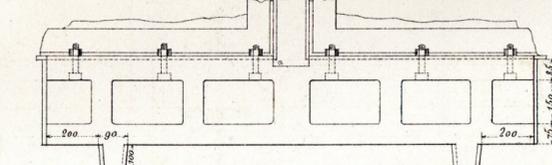
Elevazione



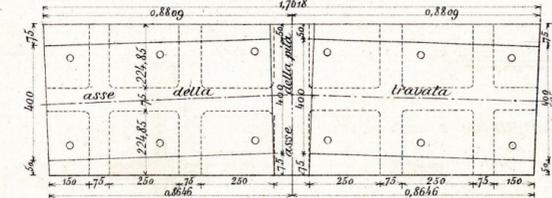
Pianta (trave interna)



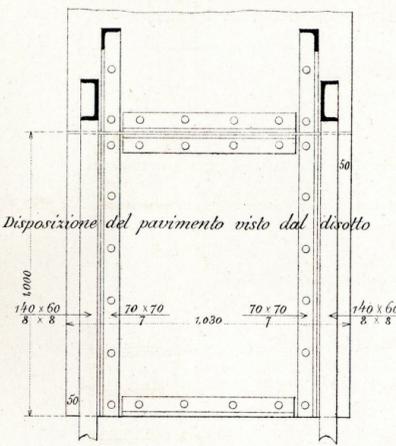
Elevazione



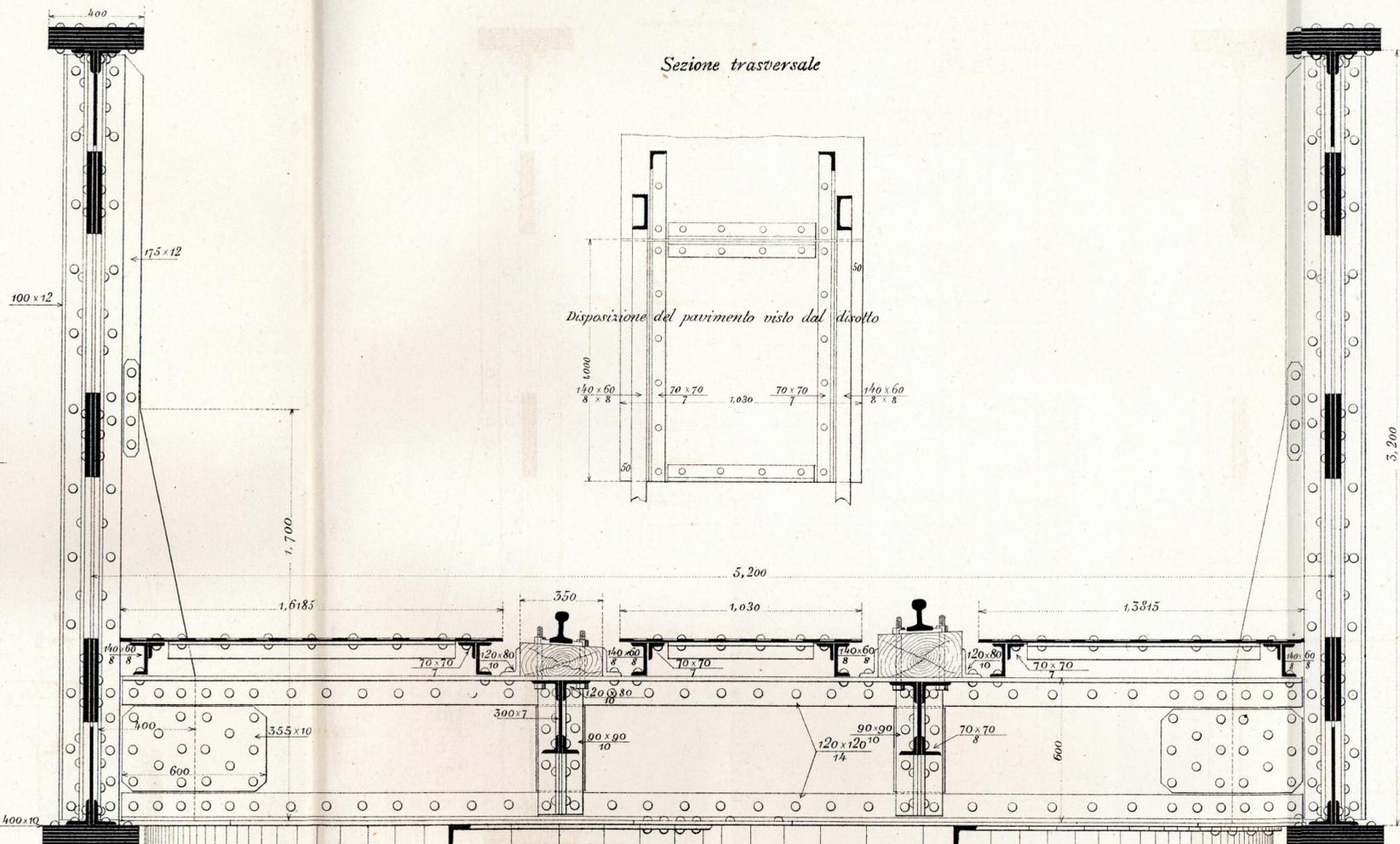
Pianta (trave interna)



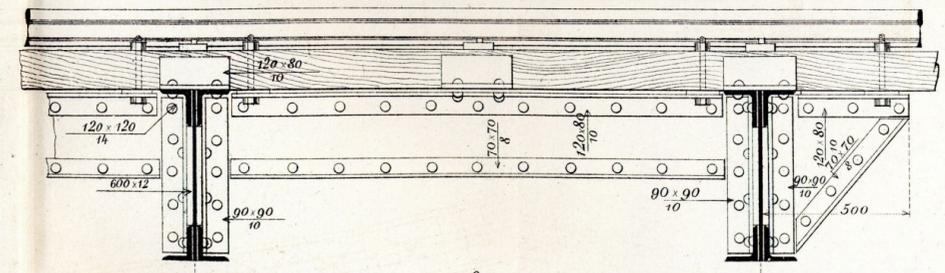
Sezione trasversale



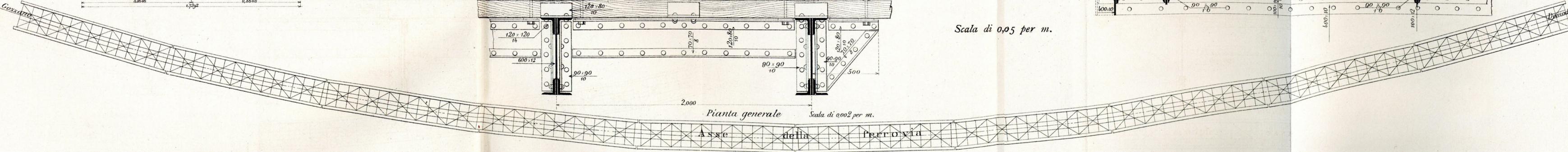
Disposizione del pavimento visto dal disotto



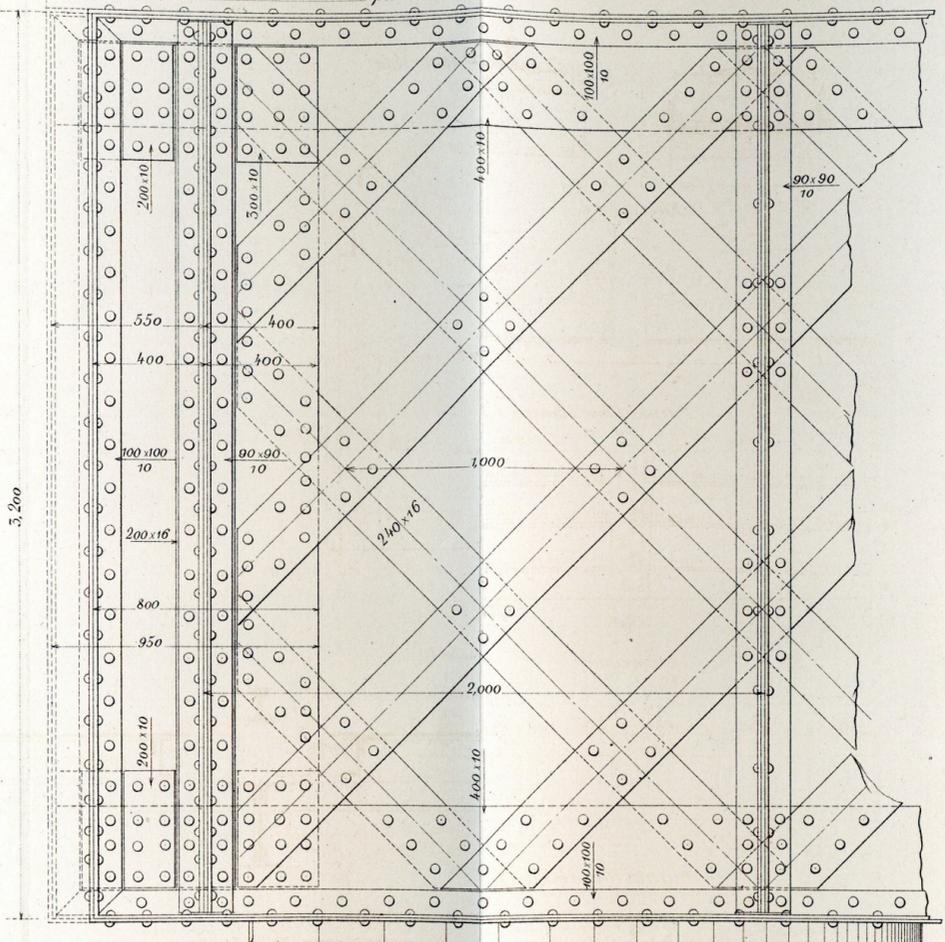
Elevazione delle lunghime e sezione dei traversi



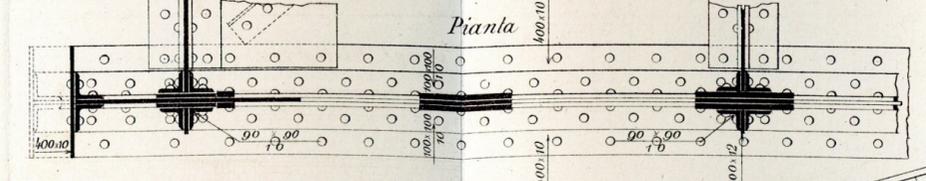
Pianta generale  
Scala di 0,002 per m.



Elevazione sulle spalle  
per le travi esterne  
per le travi interne

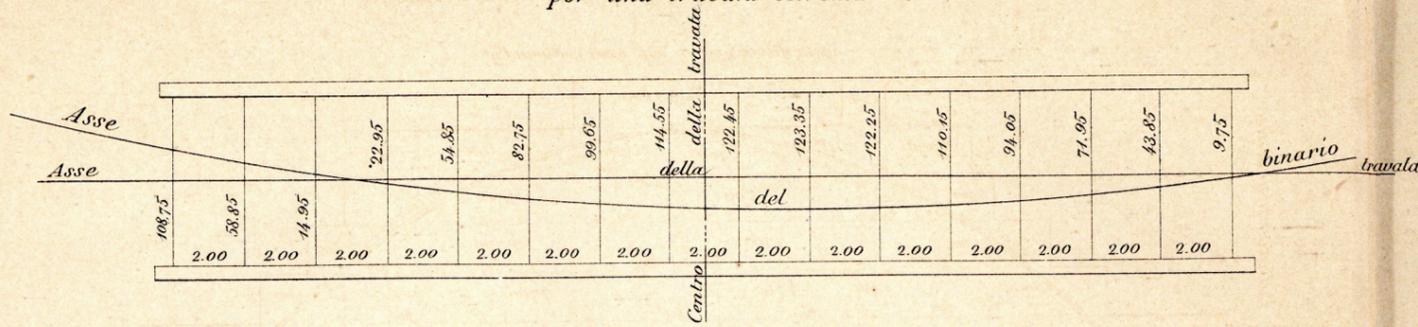


Pianta

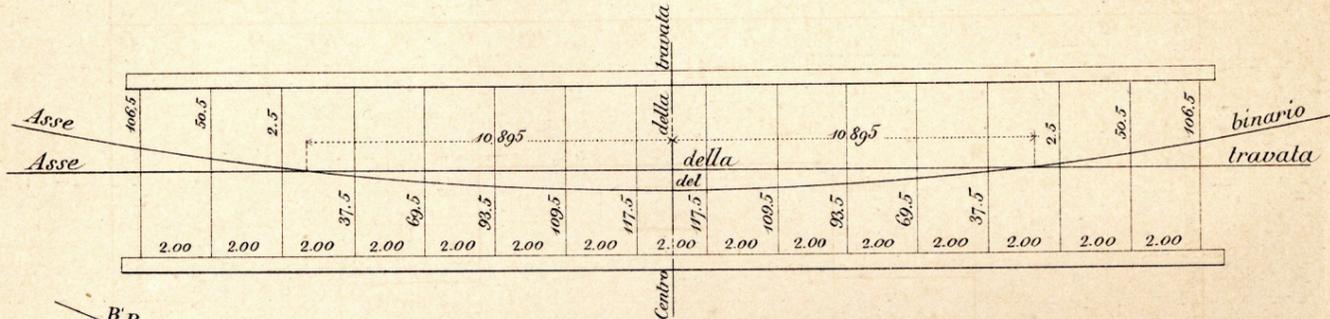


Scala di 0,05 per m.

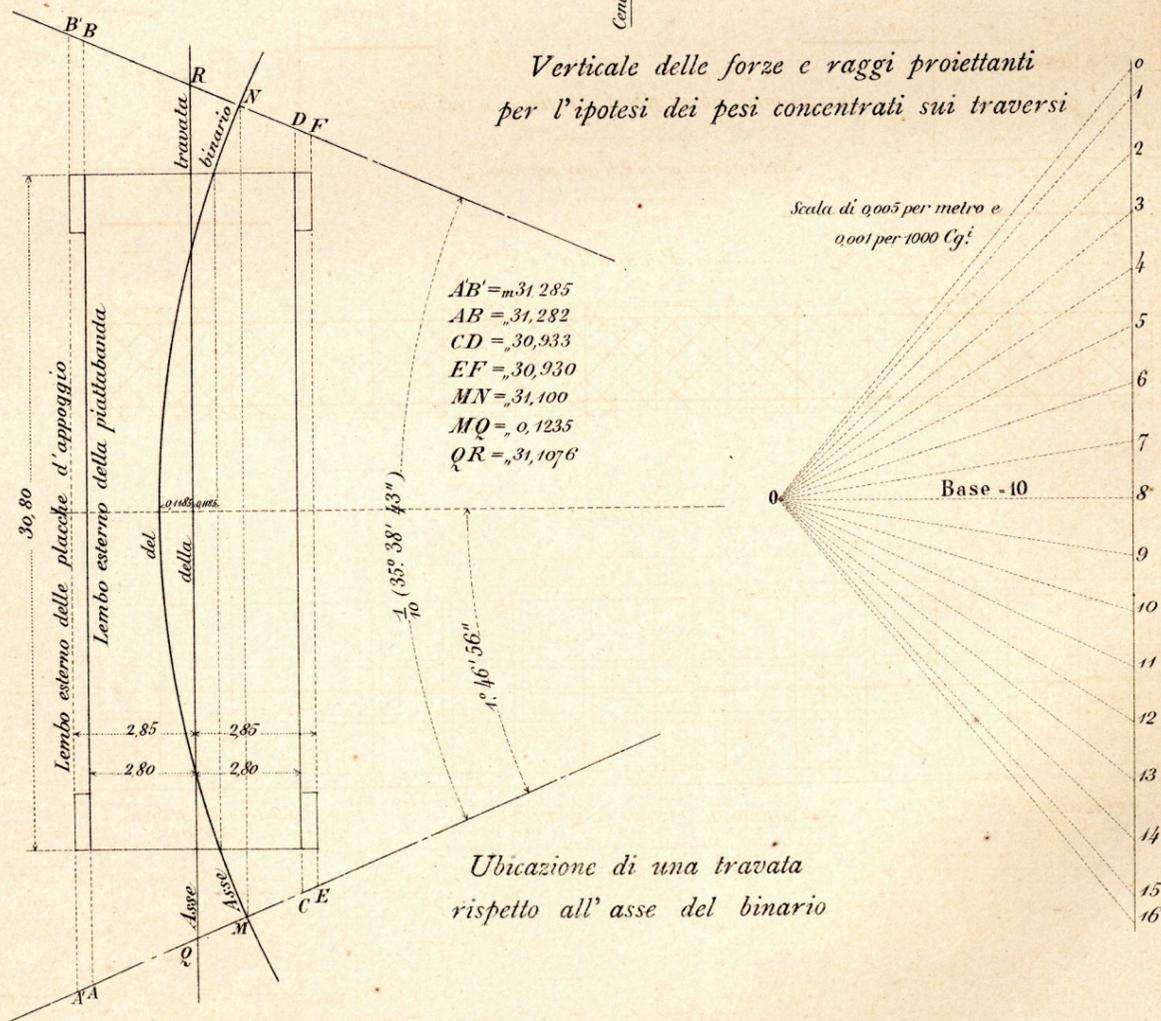
Pianta schematica per gli spostamenti dell'asse del ponte dall'asse del binario per una travata estrema



Pianta schematica per gli spostamenti dell'asse del ponte dall'asse del binario per una travata intermedia

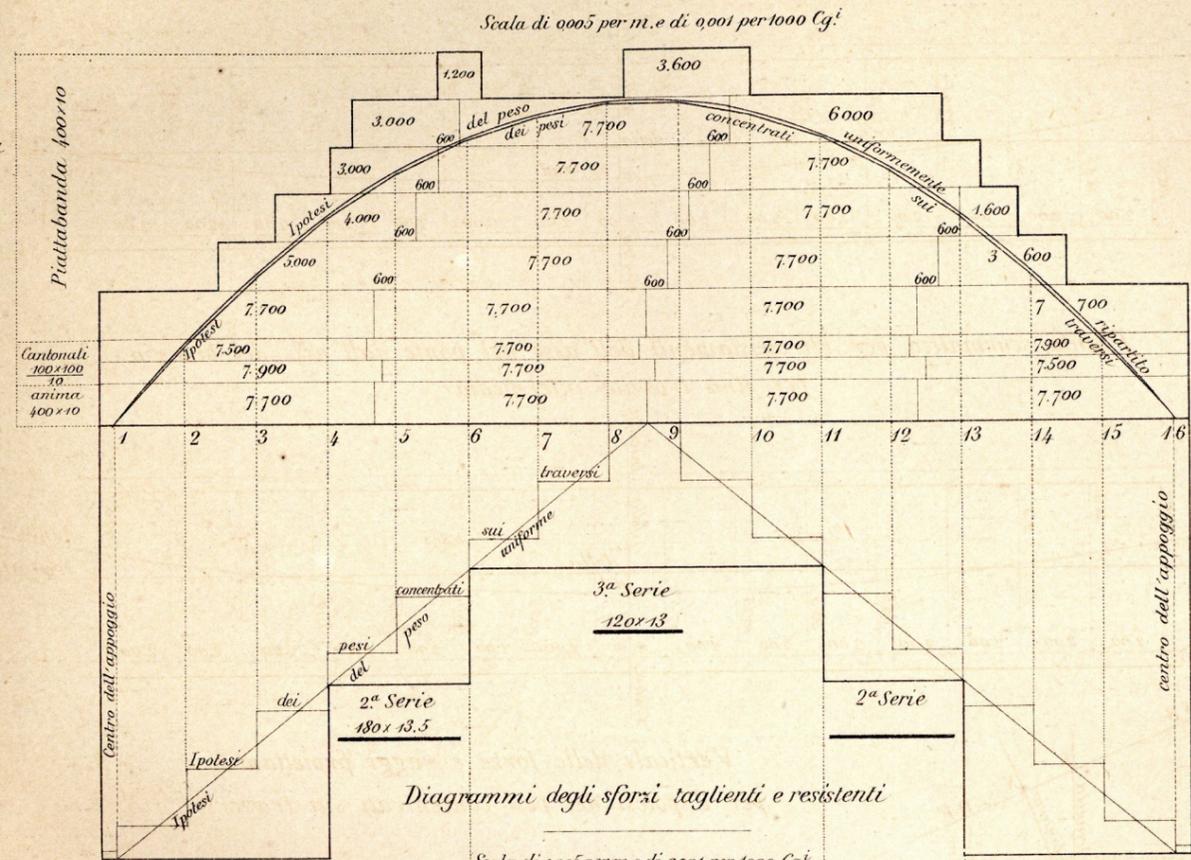


Verticale delle forze e raggi proiettanti per l'ipotesi dei pesi concentrati sui traversi



Ubicazione di una travata rispetto all'asse del binario

Diagrammi dei momenti inflettenti e resistenti



Diagrammi degli sforzi taglienti e resistenti

