G 92

DISSERTAZIONE

PRESENTATA

ALLA COMMISSIONE ESAMINATRICE

DELLA

R. Scuola d'Applicazione per gl'Ingegneri in Torino

DA

MICHELE LEVI

DA BENE-VAGIENNA (CUNEO)

PER OTTENERE IL DIPLOMA DI LAUREA

DI INGEGNERE CIVILE

1873.

TORINO
TIPOGRAFIA G. DEROSSI
Via Rossini, N. 12 bis.

1873

AI MIEI CARISSIMI GENITORI

CALCOLO DELLE DIMENSIONI

d'una incavallatura Polonceau.

L'arte del costrurre fece in questi ultimi anni progressi giganteschi, per opera specialmente dell'introduzione e dell' applicazione, su vastissima scala, dei metalli nelle costruzioni sì civili che idrauliche.

Infatti stante la loro grande tenacità, si può con pezzi di dimensioni relativamente piccole resistere a sforzi assai possenti ; e d'altronde per essere essi fusibili od almeno foggiabili in qualsivoglia guisa, si può dar loro la forma che meglio risponde ai tre requisiti necessarii in ogni costruzione : solidità, economia, bellezza.

Le costruzioni metalliche utili in molti casi diventano in alcuni altri affatto necessarie ; come per ponti e viadotti di portate eccezionali, per coperture di straordinaria larghezza, ecc. ; nei quali casi le costruzioni di struttura murale sono insufficienti.

Arrestandomi particolarmente al caso delle coperture sostenute da costruzioni metalliche, farò oggetto di questa mia dissertazione il calcolo delle dimensioni di un'incavallatura sistema Polonceau servendomi a tal uopo delle norme e delle formole insegnate dal chiar. prof. Curioni nel suo corso di costruzioni.

Di queste specie d'incavallatura assai usate in Francia esistono due tipi, l'uno conveniente a portate piccole o medie, l'altro applicabile a portate più grandi.

Consiste essenzialmente il primo in due puntoni egualmente inclinati all'orizzonte sostenuti nei loro punti di mezzo da due colonnette perpendicolari alla direzione dei puntoni, ed unite fra loro ed alle estremità di questi per mezzo di 5 tiranti. Quest'incavallatura può servire per portate inferiori ai 20 metri.

Il secondo tipo ha i puntoni sostenuti ciascuno da tre colonnette, le quali sono unite fra loro ed ai punti d'attacco di esse coi puntoni da 13 tiranti. Quest'incavallatura può servire per portate comprese fra 20 e 30 metri.

Volendo coprire aree di maggior larghezza si possono fare in quest'incavallatura i puntoni con parete a traliccio; in tal caso col primo tipo d'incavallatura si possono coprire aree di larghezza compresa fra 30 e 40 metri, e col secondo si può giungere a superare la portata straordinaria di 50 metri.

Formole necessarie per il calcolo delle dimensioni d'una incavallatura Polonceau. — Sieno AC e CB (fig. 1) gli assi dei due puntoni HK, GE, IL le colonnette che sostengono il puntone di destra; AL, LG, LE, EK, KG, KC, i tiranti che uniscono le estremità K, E, I delle colonnette colle estremità C, A del puntone e col suo punto di mezzo G; DE un altro tirante che tiene unite fra loro le due mezze incavallature e che piglia il nome di catena. Supporremo che i tiranti LE ed EK sieno rispettivamente sul prolungamento di BL e di KC e che i punti H G I dividano il puntone CA in 4 parti eguali.

Sieno $AB = 2a$ la corda dell'incavallatura; $CAB = \alpha$ l'angolo d'inclinazione dei puntoni coll'orizzonte;

$$CAE = ECA = \beta$$

e p il peso uniformemente distribuito sulla proiezione orizzontale del puntone.

Catena *DE* — Considerando la mezza incavallatura di destra formata dal sistema triangolare CAE la possiamo ritenere svincolata da tutto il resto, quando s'immaginino applicate : in C una forza orizzontale Q uguale alla spinta esercitata dall'altra mezza incavallatura ; nel punto A una forza verticale diretta dal basso all'alto ed eguale alla reazione dell' appoggio A e nel punto E la forza T diretta da E verso D ed eguale alla tensione della catena DE. Per l'equilibrio di questo sistema si dovrà avere dicendo h ed h' le distanze CN CM del punto C dalle rette AB e DE

$$T = Q\,; \; V = Pa\,; \; Qh - T\,(h - h') - \frac{1}{2}\,pa^2 = O$$

Le due prime di queste equazioni esprimono che le somme algebriche delle componenti orizzontali e verticali delle forze considerate sono nulle, la 3ª che la somma dei momenti di queste stesse forze presi rispetto al punto A è nulla.

Da queste equazioni si ricava

$$Q = T = \frac{pa^2}{2\,h'} \qquad (1)$$

Si avrà così l'espressione della tensione a cui è sottoposta la catena DE, ponendo l'equazione di stabilità

$$n'\,R' = \frac{T}{\Omega_1}$$

(in cui n' R' si fa generalmente eguale a 6 Kg. per mm. quadrato) n'avrà in Ω_1 la sezione da darsi alla catena DE.

Cercheremo ora le dimensioni delle colonnette GE IL HK. A tal uopo osserviamo che il puntone CA si può considerare come un solido ad asse rettilineo obliquamente disposto su cinque appoggi equidistanti e che le componenti del peso uniformemente distribuite prese in direzione normale all'asse del puntone tendono ad infletterlo cagionando sugli appoggi delle pressioni che sono quelle appunto sopportate dalle colonnette. Quindi dovremo calcolare le reazioni degli appoggi in questo caso.

Sieno:

m_1 m_2... i momenti infletti sugli appoggi

μ_1 μ_2... i momenti inflett. in una sezione qualunque di ciascuna travata;

N_1 N_2... gli sforzi di taglio corrispondenti;

R_1 R_2... le reazioni degli appoggi.

Consideriamo le formole che ci danno la relazione fra i momenti inflettenti su tre appoggi successivi, ed il valore del momento inflettente di una sezione qualunque d'una travata:

$$m_1 a_1 + 2 m_2 (a_1 + a_2) + m_3 a_2 - \frac{1}{4} (p_1 a_1^3 + p_2 a_2^3) = o \quad (2)$$

$$\mu = m_1 + \frac{m_2 - m_1}{a_1} z - \frac{1}{2} p z (a_1 - z) \quad (3)$$

in cui z è l'ordinata dalla sezione che si considera misurata a partire dall'appoggio di sinistra ed i momenti inflettenti sono presi positivi all'ingiù. Nel nostro caso avremo:

$$a_1 = a_2 = ... = \frac{a}{4 \cos \alpha}$$

$$p_1 = p_2 = ... = p \cos^2 \alpha$$

e quindi sostituendo questi valori nelle formole (2) e (3)

$$m_1 = o \quad m_2 = \frac{3}{448} pa^2 \quad m_3 = \frac{1}{224} pa^2$$

$$m_4 = \frac{3}{448} pa^2 \qquad m^5 = o$$

$$\left.\begin{aligned}
\mu_1 &= -\frac{11}{112} pa \cos\alpha . z + \frac{1}{2} p \cos^2 \alpha \, z^2 \\
\mu_2 &= \frac{3}{448} pa^2 - \frac{15}{112} pa \cos\alpha . z + \frac{1}{2} p \cos^2 \alpha \, z^2 \\
\mu_3 &= \frac{1}{224} pa^2 - \frac{13}{112} pa \cos\alpha . z + \frac{1}{2} p \cos^2 \alpha \, z^2 \\
\mu_4 &= \frac{3}{448} pa^2 - \frac{17}{112} pa \cos\alpha . z + \frac{1}{2} p \cos^2 \alpha \, z^2
\end{aligned}\right\} \quad (4)$$

Dalle quali ultime equazioni si ricavano gli sforzi di taglio

$$N_1 = -\frac{d\,\mu_1}{dz} = \frac{11}{112} pa \cos\alpha - p \cos^2 \alpha \, z$$

$$N_2 = \frac{15}{112} pa \cos\alpha - p \cos^2 \alpha \, z$$

$$N_3 = \frac{13}{112} pa \cos\alpha - p \cos^2 \alpha \, z$$

$$N_4 = \frac{17}{112} pa \cos\alpha - p \cos^2 \alpha \, z$$

Ora sappiamo che in un solido ad asse rettilineo collocato su più appoggi la reazione di uno qualunque degli appoggi si ottiene facendo la differenza fra gli sforzi di taglio di due sezioni infinitamente vicine poste l'una a sinistra e l'altra a destra dell'appoggio considerato. Quindi dicendo N_1' N_1'' i valori di N_1 rispettivamente per $z = o$ e per $z = \frac{a}{4 \cos\alpha}$ ed analogamente per gli altri valori di N, avremo:

$$R_1 = -N_1' = -\frac{11}{112} pa \cos\alpha \quad \text{appoggio } C$$

$$R_2 = N_1'' - N_2' = -\frac{2}{7} pa \cos\alpha \quad \text{»} \quad H$$

$$R_3 = N_2'' - N_3' = -\frac{13}{56} pa \cos\alpha \quad \text{»} \quad G$$

$$R_4 = N_3' - N_4' = -\frac{2}{7} pa \cos\alpha \quad \text{»} \quad I$$

$$R_5 = N_4 = -\frac{11}{112} pa \cos\alpha \quad \text{»} \quad A$$

Queste forze essendo negative saranno dirette secondo il prolungamento dell'asse delle colonnette cioè dirette dall'indentro all'infuori.

Saranno queste le reazioni dei 5 appoggi in cui si vede come quelle corrispondenti ai punti C ed R, ed ai punti H ed I sieno eguali; cosa che si poteva facilmente prevedere per la simmetria del sistema.

Le due colonnette LI ed HK sopporteranno adunque la stessa pressione

$$\frac{2}{7} pa \cos\alpha$$

Quindi ponendo l'equazione di stabilità

$$n'' R'' = \frac{2}{7} \frac{pa \cos\alpha}{\Omega_2} \quad (5)$$

(supponendo che le colonnette si facciano di ghisa si può mettere $n'' R'' = 6$ Cg. per mm. q.) avremo in Ω_2 l'espressione della superficie della sezion retta delle due colonnette LI ed HK.

Tirante AL. — Diciamo T' la tensione del tirante AL. Consideriamo le forze che agiscono sul punto A : esse sono la AV verticale, la T', e la reazione dell'appoggio diretta normalmente al puntone ed eguale a

$$\frac{11}{112} pa \cos \alpha$$

Ponendo che la somma delle componenti delle prime due forze prese in direzione normale al puntone deve essere eguale alla terza, si avrà:

$$V \cos \alpha - T' \operatorname{sen} \beta = \frac{11}{112} pa \cos \alpha$$

da cui si ricava

$$T' = \frac{\left(V - \frac{11}{112} pa\right) \cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta} \qquad (6)$$

quindi ponendo l'equazione di stabilità

$$n' R' = \frac{T'}{\Omega_3}$$

avremo in Ω_3 l'espressione della superficie della sezione retta del tirante $A\ L$.

Tirante CK — diciamo T'' la tensione del tirante $C\ K$, avremo tra le forze Q, T'' e $\frac{11}{112} pa \cos \alpha$ che si fanno equilibrio attorno al punto C, la relazione.

$$Q \operatorname{sen} \alpha - T'' \operatorname{sen} \beta = \frac{11}{112} pa \cos \alpha$$

da cui si ricava

$$T'' = \frac{Q \operatorname{sen} \alpha - \frac{11}{112} pa \cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta} \qquad (7)$$

e dicendo Ω_4 la superficie della sezione retta del tirante $C\ K$ la potremo ricavare coll'equazione

$$n' R' = \frac{T''}{\Omega_4}$$

TIRANTI $L\,E$ ED $L\,G$ — sieno T''' e T^{IV} le tensioni di questi tiranti, avremo tra le forze T_1, T''', T^{IV} e la reazione $\frac{2}{7}\,pa\cos\alpha$ dell'appoggio I, che si fanno equilibrio attorno al punto I, le equazioni

$$(T' - T'' + T^{IV})\,sen\,\beta = \frac{2}{7}\,pa\cos\alpha$$

$$(T' - T''' - T^{IV})\cos\beta = 0$$

da cui si ricava

$$T^{IV} = \frac{1}{7}\,\frac{pa\cos\alpha}{sen\,\beta} \qquad T''' = T' - \frac{1}{7}\,pa\,\frac{\cos\alpha}{sen\,\beta} \qquad (8)$$

quindi dicendo Ω_5 ed Ω_6 le superficie delle sezioni rette dei due tiranti le si potranno ricavare dalle due equazioni

$$n' R' = \frac{T'''}{\Omega_5} \qquad n' R = \frac{T^{IV}}{\Omega_6}$$

TIRANTI $K\,E$ E $K\,G$ — sieno T^{V} e T^{VI} le loro tensioni esse si determinano analogamente alle precedenti, considerando le forze che si fanno equilibrio attorno al punto K, si avrà quindi

$$T^{VI} = \frac{1}{7}\,\frac{pa\cos\alpha}{sen\,\beta} \qquad T^{V} = T'' - \frac{1}{7}\,pa\,\frac{\cos\alpha}{sen\,\beta} \qquad (9)$$

per cui ponendo le equazioni di stabilità

$$n' R' = \frac{T^{V}}{\Omega_7} \qquad n' R' = \frac{T^{VI}}{\Omega_8}$$

saranno Ω_7 ed Ω_8 le superficie delle sezioni rette dei due tiranti considerati.

Osserviamo come i due tiranti $K\,G$ e $G\,I$ abbiano la stessa sezione, cosa che si poteva prevedere dalla simmetria della loro posizione.

Colonnetta GE. — Oltre la pressione trasmessale dal puntone nel punto G che abbiamo trovata eguale a $\frac{13}{56}\,pa\cos\alpha$; la colonnetta GE sopporta ancora le pressioni prodotte dalle componenti delle forze T^{IV} e T^{VI} prese nella direzione GE. Dicendo P questa pressione sarà

$$P = \frac{13}{56}\,pa\cos\alpha + (T^{IV} + T^{VI})\,sen\,\beta \qquad (10)$$

e quindi ponendo l'equazione di stabilità per pressione

$$n''\,R'' = \frac{P}{\Omega_9}$$

sarà Ω_9 l'area della sezione retta della colonnetta GE.

Puntone CA. — Lo si può riguardare come un solido prismatico caricato d'un peso uniformemente distribuito sulla sua proiezione orizzontale e sollecitato: in C dalla forza orizzontale Q e dalla forza obliqua T'' diretta da C verso K; in H dalla forza normale $\frac{2}{7}\,pa\cos\alpha$ diretta secondo il prolungamento di KH; in G dalla forza normale $\frac{13}{56}\,pa\cos\alpha$ diretta secondo il prolungamento di EG e dalle forze T^{IV} e T^{VI} la prima diretta da G in L, la seconda da G in K; in I dalla forza normale $\frac{2}{7}\,pa\cos\alpha$ diretta secondo il prolungamento di LI; e finalmente in A dalla forza T' operante da A verso L e dalla forza verticale V rivolta dal basso all'alto.

Per determinare le dimensioni da darsi alla sezione retta di questo puntone cercheremo quale è la massima resistenza in esso provocata per l'azione complessiva degli sforzi trasversali e lungitudinali a cui esso è soggetto; e porremo l'equazione di stabilità per la sezione pericolosa cioè per quella sezione in cui si verifica questa massima resistenza. In questo caso avremo l'equazione

$$Q_m = \left(\frac{v\mu}{I_x} + \frac{Z}{\Omega}\right)_m$$

In cui Q_m è la massima resistenza provocata nella sezione pericolosa; μ il massimo momento inflettente; v la metà altezza della sezione; I_x il momento d'inerzia rispetto ad un asse orizzontale passante pel centro della sezione, Ω l'area di questa; Z la pressione longitudinale formata dalle componenti parallele all'asse del puntone delle forze che su di esso agiscono.

Cercando i massimi di $\mu_1\ \mu_2\ \mu_3\ \mu_4$ dalle equazioni (4) e paragonandoli coi momenti inflettenti sulle sezioni corrispondenti agli appoggi troviamo che il più grande momento inflettente ha luogo in ciascheduna delle sezioni H ed I ed è espresso da:

$$m_2 = m_4 = \frac{3}{448}pa^2$$

Il valore di Z sarà evidentemente più grande in I che non in H, quindi la sezione pericolosa del puntone sarà in I. Per questa sezione si avrà

$$Z = -Q \cos\alpha - T' \cos\beta - \frac{3}{4}pa \operatorname{sen}\alpha \qquad (11)$$

tutti negativi perchè Z è una pressione.

L'equazione di stabilità per la sezione in I sarà quindi:

$$n'' R'' = \frac{3}{448}\frac{vpa^2}{I_x} + \frac{Q\cos\alpha + T''\cos\beta + \frac{3}{4}pa \operatorname{sen}\alpha}{\Omega}$$

poichè evidentemente vi è in essa maggior pericolo di pressione che di tensione. Essendo il puntone di ferro si farà R'' compreso fra 24 e 29 Kg. per mmq., ed il coeficiente di stabilità $n'' = \frac{1}{5}$.

In questa ultima formola ponendo in luogo di v, I_x ed Ω i loro valori espressi in funzione della dimensione della sezione retta da darsi al puntone si potrà desumere una di queste dimensioni dalla conoscenza delle altre.

Però in questo caso in cui il puntone è formato da un ferro unico, convien meglio cercare di soddisfare a questa ultima equazione col metodo di falsa posizione dandosi cioè anticipatamente le dimensioni della sezione retta e cercando dopo se con queste dimensioni vi sia sufficiente stabilità.

Avremo così ottenute le formole determinatrici delle sezioni di tutte le parti principali dell'incavallatura, applichiamo queste formole al caso particolare d'una tettoia di date dimensioni.

Si vuol costrurre una tettoia per sosta di convogli per una stazione intermediaria di via ferrata.

La lunghezza di questa tettoia sia di metri 200, la larghezza di metri 50, la parte resistente di essa sia formata da incavallature Polonceau; e sia dessa divisa in tre scompartimenti longitudinali di cui quello di mezzo sia doppio di ciascheduno dei laterali; cosicchè impiegando delle incavallature intiere per lo scompartimento centrale e delle mezze incavallature per gli scompartimenti laterali verranno sì queste che quelle delle stesse dimensioni.

Supponiamo che queste incavallature sieno sostenute da due file di colonne di ghisa vuote internamente che separano lo scompartimento interno dei laterali. Sopra queste colonne sono inchiavardate dalle doppie mensole pure di ghisa, sulle quali vanno a poggiare i puntoni delle incavallature. I culmini delle mezze incavallature laterali sono sostenute dai muri della stazione.

La larghezza $2a$ della incavallatura si misura a partire dai punti d'attacco dei tiranti inferiori coi puntoni, supporremo che questi punti d'attacco per le due mezze incavallature sostenute dalla stessa colonna distino fra loro di metri 0,40. Verrà quindi:

$$2a = \frac{50}{2} - 0{,}40 \qquad a = 12^{m},30.$$

La distanza fra asse ed asse di due incavallature successive la supponiamo di 5 metri, cosicchè a sostenere la tettoia vi saranno 40 incavallature ed 80 mezze incavallature, a collegare le quali longitudinalmente vi siano degli arcarecci orizzontalmente disposti uniti per mezzo di chiavarde e di coprigiunti ai puntoni. La sezione dell'arcareccio sia a doppio T simmetrico colla sua massima dimensione perpendicolare alla direzione dell'asse del puntone. Questi arcarecci sono sette per ogni falda di tettoia, ed uno sul comignolo, equidistanti fra loro, cioè tre di essi corrispondenti ai punti d'attacco H, G, I, delle tre colonnette coi puntoni e gli altri quattro disposti sui punti di mezzo dalle CH, HG, GI, IA, quindi la porzione di asse del puntone intercetta fra gli assi di due arcarecci successivi sarà eguale ad $\frac{1}{8}$ della lunghezza del puntone.

Dimensioni d'un arcareccio. — Come usano i pratici per operare in favore della stabilità consideriamo la parte di arcareccio compresa fra asse ed asse di due puntoni successivi come un solido orizzontalmente collocato su due appoggi e caricato d'un peso uniformemente distribuito sulla sua lunghezza.

Nel nostro caso in cui l'altezza della sezione dell'arcareccio è in direzione perpendicolare all'asse del puntone; per cui il piano verticale passante per l'asse dell'arcareccio taglia ogni sezione secondo una retta diversa da un suo asse principale centrale d'inerzia riesce un po' più complicata la determinazione che ci proponiamo.

Consideriamo tre arcarecci successivi (fig. 2) di cui il centro delle sezioni sieno *L*, *K* ed *I*; si può ritenere che il peso sopportato dall'arcareccio di mezzo uniformemeute distribuito sulla sua lunghezza sia quello corrispondente alla parte di copertura *M N* essendo *M* sul mezzo di *O P* ed *N* sul mezzo di *Q P*. Questo peso dà luogo a due componenti l'una in un piano perpendicolare al pendio del tetto che divide per mezzo il gambo dell'arcareccio *K*, normale all'asse dello stesso arcareccio ed uniformemente distribuita sulla sua lunghezza; l'altra contenuta nella faccia superiore dell'arcareccio normale al detto piano passante pel mezzo del suo gambo ed uniformemente distribuita sulla sua lunghezza. La prima di queste componenti produce flessione e la seconda torzione.

Per tener conto di questa torzione si cerca il massimo della somma delle azioni producenti scorrimento trasversale e torsione e si ottiene così la massima resistenza trasversale; in un modo affatto analogo a quello che, per un solido sottoposto a tenzione e flessione, si segue nel valutare la massima resistenza longitudinale.

Però siccome la forza che tende a produrre torzione è non molto grande e contro essa validamente s'oppone lo attrito che si sviluppa fra la superficie superiore dell'arcareccio e la superficie inferiore delle parti di copertura che su esso si appoggiano; i pratici usano di non tenerne conto supponendo che il peso uniformemente distribuito su ogni arcareccio produca soltanto flessione e scorrimento trasversale e di ammettere che la traccia verticale del piano di sollecitazione per un arcareccio qualunque *K* invece di passare pel punto *P* passi pel centro di superficie *K* di ciascuna sua sezion retta. In tal guisa operando si viene a sostituire pel peso sopportato dall'arcareccio *K* alla parte *M N* di copertura, la parte *M' N'* di lunghezza uguale ad *M N* determinata col condurre, pei centri di superficie *I K L* dei tre arcarecci consecutivi che si considerano, le verticali $I\ O'$, $K\ P'$ ed $L\ Q'$ essendo M' sul mezzo di $O'\ P'$ ed N' sul mezzo di $Q'\ P'$.

Sieno $x\ x'$ ed $y\ y'$ due assi principali centrali d'inerzia della sezione (fig. 3ª) che consideriamo diretti secondo gli assi di simmetria della stessa sezione; $U\ U$ la direzione dell'asse neutro $O\ V$ quella della forza che sollecita la sezione AB', $A''B''$ le due tavole del ferro a doppio T in cui secondo il solito abbiamo sostituito un profilo ad angoli retti a quello ordinario ad angoli arrotondati; dai punti B' ed A'' i più distanti dall' asse neutro conduciamo la $B'R$ e la $A''\ S$ perpendicolari ad $U\ U$ diciamo

I_x il momento d'inerzia della sezione rispetto ad $x\ x'$
I_y » » » ad $y\ y'$

$$B'R = A''S = u$$
$$V\,O\,y = \varphi$$
$$U\,O\,x = \psi$$

Avremo le equazioni

$$n\ R = u\ \mu_m \sqrt{\frac{cos^2\ \varphi}{I_x^2} + \frac{sen^2\ \varphi}{I_y^2}}$$

$$n^{\text{IV}}\ R^{\text{IV}} = \frac{N_m}{\Omega}$$

in cui μ_m è il momento inflettente massimo, N_m il massimo sforzo di taglio; nella 1ª equazione per $n\ R$ metteremo quello dei due valori per pressione o tenzione che si trova il più piccolo; cioè quello per pressione.

Nel caso in cui trovasi l'arcareccio si ha

$$\mu_m = \frac{1}{2}\ p_1\ a_1^2 \qquad N_m = p_1\ a_1$$

in cui a_1 è la metà distanza fra due appoggi successivi degli arcarecci; cerchiamo ora il valore di p_1.

La copertura la faremo con lastre di zinco N. 16 disposte sur un tavolato d'abete sopportato a sua volta da una serie di panconcelli disposti secondo le linee di maggior pendio del tetto ed uniti agli arcarecci.

Il peso di questa copertura si valuta dai pratici a Kg 30 circa per metro quadrato. Il peso del sovracarico nei nostri climi si usa porlo a Kg. 100 per m. q. di proiezione orizzontale.

L'inclinazione α del tetto per le coperture metalliche va compresa fra 18° e 25°, prenderemo nel nostro caso

$$\alpha = 23^\circ \quad \text{e} \quad \beta = 18^\circ$$

per cui sarà

$$h = a \, tang \, \alpha = 5^m,22$$

$$AC = \frac{a}{cos \, \alpha} = 13^m,35$$

$$h' = \frac{1}{2} \frac{a}{cos \, \alpha} \frac{sen \, (\alpha + \beta)}{cos \, \beta} = 4^m,60.$$

Distanza fra gli assi di due arcarecci successivi

$$\frac{13,35}{8} = 1^m,67.$$

Il peso sopportato da un arcareccio sarà quello di un rettangolo di copertura avente per lati la distanza fra asse ed asse di due puntoni successivi e la distanza fra due arcarecci successivi; il sovracarico sarà dato dal peso corrispondente alla proiezione orizzontale di questo rettangolo. Sarà quindi:

Peso della copertura . . $30 \times 1,67 \times 5 =$	Kg.	250,50
Sovracarico . . $100 \times 1,67 \times 5 \times cos \, \alpha =$	»	767,20
Totale . . .	Kg.	1017,70

che corrisponderà al peso di

$$\frac{1017,70}{5} = \text{Kg. } 203,54$$

che gravita sull'arcareccio per ogni unità di lunghezza.

A questo peso per avere p_1 da sostituire nelle formole dianzi trovate bisognerà aggiungere il peso proprio dello arcareccio medesimo, epperciò converrà cercarne le dimensioni col metodo di falsa posizione.

Piglieremo un ferro a doppio T simmetrico delle dimensioni

$$\frac{180 \times 150}{15}\ mm.$$

Il suo peso mutario sarà espresso da

$$(0{,}180 \times 0{,}150 - 0{,}150 \times 0{,}135) \times 7800 = \text{Kg. } 52{,}65$$

per cui sarà

$$p_1 = 203{,}54 + 52{,}65 = 256{,}19$$

$$\mu_m = \frac{1}{2} p_1\, a_1^2 = \frac{1}{2} \times 256{,}19 \times 2{,}50^2 = \text{Kg. } 802{,}59$$

Abbiamo inoltre

$$I_x = 0{,}0000357 \qquad I_y = 0{,}00000849$$

Ci resterà a trovare il valore di u. Diciamo b e c le dimensioni del rettangolo circoscritto alla sezione del ferro a doppio T che consideriamo. Tiriamo la retta $B'B''$ che taglia in T l'asse neutro $U\,V$ ed in D l'asse xx' avremo

$$TB'\,R = \psi \qquad B'\,D = \frac{b}{2} \qquad DT = OD \tang \psi = \frac{c}{2} \tang \psi$$

Quindi dal triangolo rettangolo $T\,A'\,R$ si ricava

$$u = B'R = B'T \cos \psi = \frac{1}{2}\, b \cos \psi + \frac{1}{2}\, c \operatorname{sen} \psi$$

Ora dalla teoria della resistenza dei materiali si sa che fra gli angoli φ e ψ esiste la relazione

$$\tang \psi = \frac{I_x}{I_y} \tang \varphi$$

ed essendo $\varphi = \alpha$ si avrà sostituendo

$$\tang \psi = \frac{0{,}0000357}{0{,}00000849} \tang 23^\circ.$$

Ricavando questo valore di ψ e sostituendolo nella formola u precedentemente scritta facendo inoltre in essa

$$h = 0{,}180 \qquad c = 0{,}150$$

si ricaverà

$$u = 0,^{mt}109$$

Sostituendo questi valori nell'equazione di stabilità dianzi indicata si ricaverà ponendo $R = 25000000$ Kg. per mq.

$$n = \frac{1}{5,6}$$

quindi potremo conchiudere che l'arcareccio con queste dimenzioni è in buone condizioni di stabilità rispetto alla flessione.

Per lo scorrimento trasversale abbiamo

$$N_m = pa = 640,475 \qquad \Omega = 0,^{mq}00675$$

quindi vi sarà certamente stabilità anche rispetto a questa resistenza.

Calcolo di un puntone. — Ciascun puntone sopporta 7 1|2 arcarecci, ora abbiamo che il peso complessivo del sovraccarico e carico permanente che gravita sopra di un arcareccio, compreso il peso proprio è espresso da

$$\text{Kg. } 256,19 \times 5 = \text{Kg. } 1280,95$$

Quindi il peso totale che gravita sul puntone sarà

$$1280,95 \times 7,5 = \text{Kg. } 9607,12$$

che corrisponde al peso di

$$\frac{9607,12}{12,3} = \text{Kg. } 737,98$$

per ogni unità di lunghezza della proiezione orizzontale del puntone.

A questo peso per avere p si dovrà ancora aggiungere il peso proprio che ricaveremo fissando le dimensioni della sezione retta del puntone col metodo di falsa posizione.

Sia dunque il puntone di sezione a doppio T simmetrico delle dimensioni

$$\frac{220 \times 150}{15} \; mm.$$

Avremo il peso per unità di lunghezza

$$(0{,}220 \times 0{,}150 - 0{,}190 \times 0{,}135) \times 7800 = \text{kg. } 56{,}41$$

e per ogni unità di lunghezza di proiezione orizzonlale

$$\frac{56{,}41}{\cos \alpha} = 61{,}35$$

Quindi sarà:

$$p = 737{,}98 + 61{,}31 = \text{Cg. } 799{,}29.$$

Verifichiamo ora se con queste dimensioni il puntone sia stabile.

Dalla formola (1) ricaviamo sostituendo a: p, a ed h' i loro valori

$$Q = T = \text{Kg. } 13144$$

Dalla formola (7)

$$T'' = \text{Kg. } 13410$$

e questi valori sostituiti nella formola (11) ci danno

$$Z = \text{Kg. } 27707{,}62$$

Abbiamo inoltre per la supposta sezione del puntone

$$v = 0^{m}{,}11 \quad I_x = 0{,}0000572 \quad \Omega = 0^{m}{,}00735$$

ed il momento inflettente massimo

$$\mu_m = \frac{3}{448} pa^2 = \text{Kg. } 809{,}76$$

Quindi l'equazione di stabilità pel puntone sarà:

$$n'' R'' = \frac{0{,}11 \times 809{,}76}{0{,}0000572} + \frac{27707{,}62}{0{,}00735} = 5306230$$

per cui ponendo $n'' = \frac{1}{5}$ si ha per questo caso

$$R'' = \text{Kg. } 26531150$$

che è sufficientemente inferiore al coeficiente di rottura per pressione del ferro per potersi conchiudere che il puntone con le dimensioni assegnate per la sua sezione retta è in buone condizioni di stabilità.

Cercheremo ora le dimensioni degli altri pezzi componenti l'incavallatura, supponendo che abbiano tutti sezione circolare, e nella loro equazione di stabilità porremo sempre $n\,R = 6$ Kg. per mm. q., tanto per le pressioni che per le tensioni, ammettendo che le parti che sopportano pressione siano formate di ghisa:

Catena *DE*. — Per essa abbiamo

$$T = 13144 \text{ Kg.}$$

Quindi

$$\Omega_1 = \frac{13144}{6} = 2190 \text{ mm. q.} \qquad d_1 = 0^m,053$$

indicando con d_1 il diametro della sua sezione retta.

Colonnette *LI* ed *HK*. — Abbiamo

$$\frac{2}{7} pa \cos \alpha = \text{Kg. } 2584,22.$$

Quindi

$$\Omega_2 = \frac{2584,22}{6} = 430,70 \text{ mm. q.} \qquad d_2 = 0^m,022$$

sarà questo il diametro della loro sezione minima (ordinariamente queste colonnette si fanno con sezione più grande nel mezzo rastremandole verso le estremità).

Tirante *AL*. — Dall'equazione (6) abbiamo

$$T' = 25811$$

quindi

$$\Omega_3 = \frac{25811}{6} = 4391 \text{ mm. q.} \qquad d_3 = 0^m074$$

Tirante *CK*. — Per questo tirante si ha

$$T'' = 13410$$

$$\Omega_4 = \frac{13410}{6} = 2235 \text{ mm. q.} \qquad d_4 = 0^m054$$

Tiranti *LE* ed *LG*. — Dalle formole (8) ricavasi

$$T'''' = 4088 \qquad T''' = 21732$$

Quindi si avrà

$$\Omega_5 = \frac{21732}{6} = 3622 \text{ mm. q.} \qquad d_5 = 0^m,068$$

$$\Omega_6 = \frac{4088}{6} = 681 \text{ mm. q.} \qquad d_6 \; 0^m,030$$

Tiranti KE e *KG*. — Dalle formole (9) si ha

$$T^{VI} = 4088 \qquad d_8 = 0^m,030$$

$$T^{V} = 9322 \qquad d_7 = 0^m,045$$

Colonnetta GE.— Abbiamo dalla formola (10)

$$P = 5000 \text{ quindi } d_9 = 0^m,033$$

Abbiamo in questa guisa calcolate le dimensioni di tutti i pezzi principali componenti l'incavallatura.

Affinchè però questa incavallatura presenti la dovuta stabilità in ogni sua parte è necessario che le unioni dei diversi pezzi sieno fatte in guisa che non vi sia maggior pericolo di snervamento o di rottura per le sezioni che le attraversano che per un'altra sezione qualunque. Onde si dovrà dare alla parte resistente delle staffe una sezione equivalente a quella dei tiranti che vi sono attaccati; alle chiavarde che uniscono i tiranti ai puntoni un diametro tale che le due sezioni di esse che si oppongono a che il tirante se ne stacchi possano resistere stabilmente alla tensione a cui il tirante è sottoposto.

A tal uopo osserveremo che siccome il coeficiente di rottura per scorrimento trasversale è pel ferro i 4|5 di quello per lo scorrimento longitudinale sviluppato per trazione, così la sezione di una chiavarda sarà in area eguale ai 5|8 di quella del tirante corrispondente poichè, come già si disse, nella chiavarda vi sono due sezioni resistenti.

MICHELE LEVI.

ERRATA-CORRIGE

Pag. 6,	linea 32,	invece di	*BL*	leggasi	*AL*
» 20,	» 4,	»	mutario	»	unitario
» »	» 14,	»	*UV*	»	*UU*
» »	» 16,	»	*TA'R*	»	*TB'R*
» »	» 25,	»	$h = 0,180$	»	$b = 0,180$

Fig. 1.

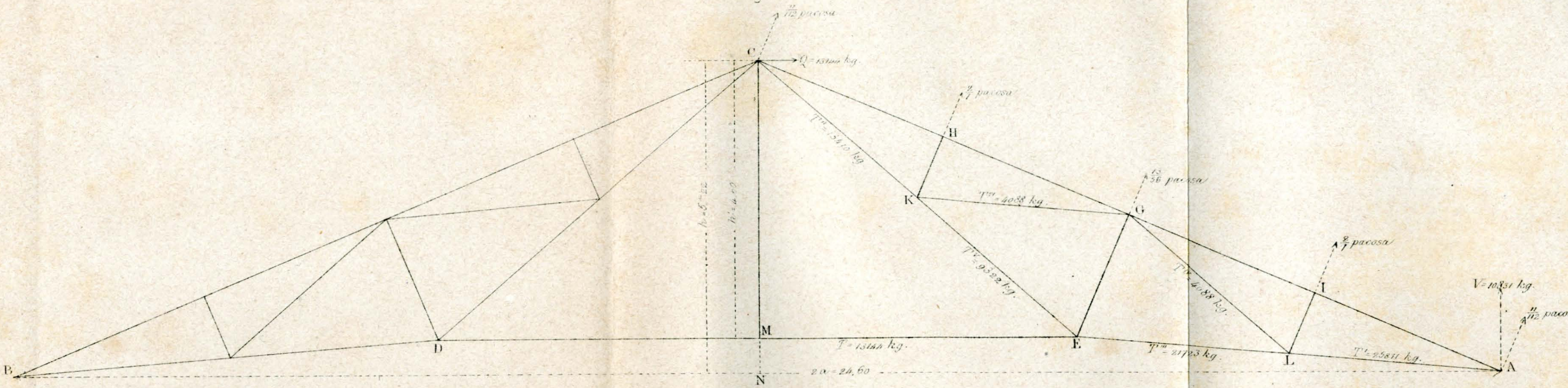


Fig 2

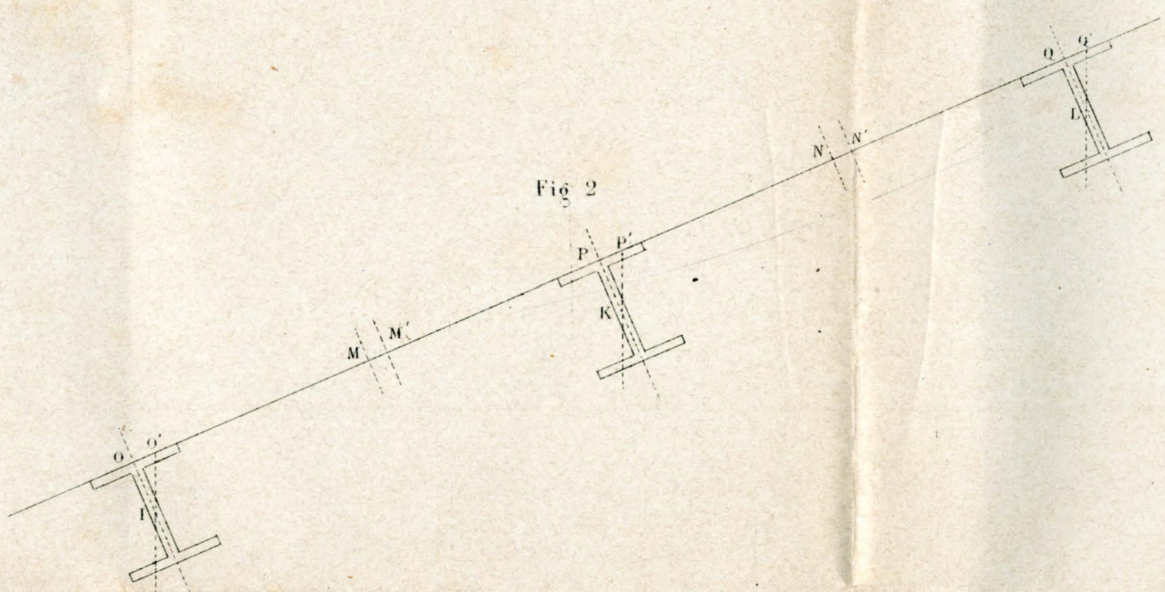
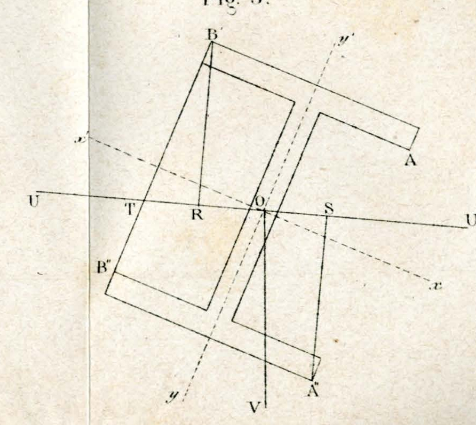


Fig. 3.



Lit. L. E. F.lli Antonetti. Kirchmayr inc.