TETTOIA IN FERRO

PER LA NUOVA STAZIONE DI ANCONA

PROGETTO dell'Ing. O. MORENO

Capo Servizio del Materiale e della Trazione

(Ferrovie Meridionali)

Memoria presentata alla Società degli Ingegneri e degli Industriali di Torino nell'Adunanza 3 dicembre 1878

La nuova Stazione che la Società delle Strade Ferrate Meridionali ha fatto costruire in Ancona in sostituzione di quella provvisoria, che rimonta all'apertura della linea Bologna-Ancona, possiede cinque binari per il servizio dei convogli. Per comodo dei viaggiatori fu deciso di coprirli con una tettoia lunga quanto l'edifizio principale, cioè m. 138,75 e larga m. 31,40, appoggiandola da una parte all'edifizio suddetto e dall'altra sopra la rimessa delle vetture ; di questa tettoia si offre una sommaria descrizione nelle pagine seguenti corredate da tre tavole.

Secondo il progetto approvato dalla Direzione Generale e dal Ministero dei Lavori Pubblici, la tettoia si compone di 38 centine paraboliche od a falce (Tav. 1, Fig 1 e 2); le due estreme sono disposte per sorreggere un'invetriata e resistere ad un vento impetuoso ; le altre centine intermedie, destinate puramente a sorreggere la copertura in lastre ondulate di zinco ed in lastre di vetro, si compongono d'un arco rigido esterno, e d'un tirante poligonale interno riunito

al primo per mezzo di sbarre inclinate, che più brevemente si possono chiamar « diagonali. »

Un piccolo sfiatatoio a falde piane, sulla parte centrale del tetto, facilita lo scolo delle acque.

Questa tettoia differisce da quella della Stazione di Foggia (anche a centina a falce e studiata dallo stesso Ingegnere) nelle dimensioni, perché è meno larga di 6^m,40, meno lunga di 3^m,70, e ne differisce pure nella distribuzione dei membri della centina; in quest'ultima l'arco esterno ed il poligono interno sono riuniti da 8 verticali, e cadun quadrilatero mistilineo è tagliato da due diagonali sottili ; nella tettoia d'Ancona invece le sbarre inclinate adempiono al doppio ufficio delle sbarre verticali e delle diagonali della tettoia di Foggia. I particolari della costruzione differiscono sensibilmente da una all'altra tettoia, essendosi l'autore studiato di raggiungere la massima semplicità nelle forme, ed il minor numero di pezzi distinti, tanto per aumentare l'effetto estetico, quanto per diminuire la spesa ed accrescere la solidità della costruzione.

Una sommaria descrizione della tettoia di Foggia collo svolgimento della teoria delle centine a falce fu pubblicata nel 1876 nel periodico mensile « L'Ingegneria Civile e le Arti industriali » diretto dal cav. Sacheri. Le stesse formole però non sono immediatamente applicabili al calcolo delle sezioni della centina adottata nel progettar la tettoia d'Ancona; non credesi perciò fuori di luogo ripetere sommariamente la teoria delle centine a falce, seguendo, nel calcolare gli sforzi cui è soggetto ogni singolo membro, il metodo delle sezioni svolto cou molta eleganza e maestria dal *Bitter*, professore alla Scuola Politecnica di Annover, nel suo libro intitolato : « Elementare Theorie und Berechnung eisener Dach und Briicken-Constructionen », ed essa può convenientemente precedere la descrizione minuta della tettoia in discorso.

La forma parabolica dell'arco e del tirante delle centine a falce è determinata da una considerazione teorica, la quale si può esporre in poche parole.

Immaginiamo (Fig. 3, Tav. 1) un arco rigido *ABC*, uniformemente caricato secondo la proiezione *A* (7, la spinta orizzontale essendo vinta da due forze eguali *Q:* sia 2 Ma corda ed *S* la saetta di quest'arco.

Partendo dal punto più alto B, consideriamo staccato un archetto *A'B'* (Fig. 4, Tav. 1) e sostituite due forze *H* e *T* per ristabilire l'equilibrio, ambe necessariamente tnngenti alle estremità dell'archetto, perciò *H* orizzontale.

Essendo *x* ed *y* le coordinate del punto *A'* rispetto all'origine B, e *p* il peso uniformemente distribuito sull'unità di lunghezza, l'equazione de' momenti rispetto al punto *A'* si ridurrà a:

$$H\,y = \frac{1}{2}\,p\,x^2$$

e facendo $x = l$, si avrebbe per l'estremità A:

$$H\,S = \frac{1}{2}\,p\,l^2$$

e dividendo membro a membro le due eguaglianze, si ottiene:

$$\frac{y}{S} = \frac{x^2}{l^2}$$

cioè il punto *A'* appartiene ad una parabola ordinaria, epperciò, affinchè tutti i punti dell'arco *ABC* siano in equilibrio nell'ipotesi di un carico uniformemente distribuito lungo la sua proiezione, deve pur essere parabolico l'arco stesso.

Evidentemente l'archetto *A' B'* può supporsi scomposto in un numero qualunque di archetti minori, ed il peso distribuito sulla proiezione di caduno di essi concentrato nel sua punto di mezzo senza che l'equilibrio sia disturbato: s'avrebbe allora una porzione di poligono, i cui vertici cadono sulla parabola, e si può facilmente dimostrare che per l'equilibrio non è necessario che il punto più elevato *B* dell'arco coincida con un vertice del poligono.

Quanto si è detto per un carico, il quale agisce dall'alto in basso, è pur vero per tensioni che agiscano dal basso in alto, bastando mutare i segni di *p* e di *Q*.

La forma parabolica conviene alle centine a falce e generalmente alle centine curve, perché in pratica si verifica con sufficiente esattezza che tanto il peso proprio, quanto il peso accidentale sono uniformemente distribuiti lungo la proiezione.

Se una tale distribuzione di peso non si verifica rigorosamente (ed è appunto così nella pratica), la forma parabolica ha piuttosto un valore approssimativo che assoluto, come avverrebbe di molte altre curve su cui potrebbe cader la scelta, determinata allora specialmente da condizioni estetiche, ed il problema da risolversi è più generale, e può essere enunciato così : « essendo data una curva, determinare a quali sforzi è soggetto un punto qualunque della medesima sotto l'azione di un carico (proprio od accidentale) distribuito secondo una legge conosciuta. »

Si vedrà in seguito con qual facilità si possa applicare questo enunciato ad una *centina* qualunque.

Ecco ora in qual modo si può spiegare l'origine della centina a falce:

Se un arco o poligono parabolico rigido *ABC* (Tav. 1, Fig. 5) è caricato in punti equidistanti da pesi eguali, ciò che corrisponde ad un carico uniformemente ripartito sulla proiezione, esso sarà in equilibrio coll'aggiunta di due forze uguali *Q*, sufficienti per vincere la spinta orizzontale: e se un poligono parabolico *A B' G* è teso dal basso in aito (Tav. 1, Fig. 6) da forze eguali applicate a distanze eguali, esso sarà in equilibrio coll'aggiunta di due forze orizzontali *Q'* eguali alla componente orizzontale della tensione sviluppata nel poligono stesso.

Se poi la corda dell'arco è eguale a quella del poligono e se si verifica:

$$Q = Q'$$

è evidente che se sovrappongonsi le estremità dell'arco a quella del poligono, se cioè si fa coincidere *A'con A* e (7 con *C*, s'otterrà una figura composta, in equilibrio senza l'applicazione di forze esterne, rappresentata nella Figura 7 della Tavola 1.

Se i punti d'applicazione delle forze esterne sono disposti con una certa simmetria, le tensioni che agiscono sui vertici del poligono interno si possono trasmettere all'arco esterno per mezzo d'altrettanti fili inclinati di sezione conveniente; si ottiene così la centina rappresentata nella (Tav. 1, Fig. 8) e l'equilibrio continuerà a sussistere, avvertendo che si svilupperanno nell'arco rigido delle forze eguali alle tensioni stesse, dirette verso la concavità, le quali s'aggiungono perciò al carico esterno; la compressione dell'arco rigido si comporrà quindi di due parti : una corrispondente alle pressioni esterne (compreso nella medesima il peso proprio della struttura), l'altra corrispondente alla tensione del tirante verticale.

Evidentemente il poligono interno potrebbe ridursi ad una retta ; però mentre sarebbero sempre necessarie alla rigidità del sistema le sbarre inclinate, le cui funzioni non si riducono semplicemente a mantener la forma poligonale del tirante, l'effetto d'un gran numero di tiranti rettilinei orizzontali sarebbe infelicissimo.

Siccome però in realtà, come è noto, i carichi esterni (ad eccezione del peso proprio), non possono essere distribuiti uniformemente su tutta la corda, fuorché in casi troppo eccezionali per tenerne conto, così l'arco esterno caricato inegualmente tende a deformarsi, cioè a deprimersi sotto i punti caricati, e sollevarsi sopra i punti non sufficientemente caricati, e potrebbe rovinare se delle forze interne della centina non ristabilissero l'equilibrio; a quest'ufficio servono le reazioni che si sviluppano nelle sbarre che congiungono il poligono esterno all'interno, perché il primo non potendo cambiare di forma senza che succeda una deformazione corrispondente nel secondo, gli sforzi di compressione cui sono sottoposte le diagonali corrispondenti ai nodi caricati, eccitano coll'intervento del tirante degli sforzi di tensione nelle diagonali corrispondenti ai punti non caricati, i quali si trasmettono alla parte corrispondente dell'arco, la cui tendenza a sollevarsi rimane quindi ristretta entro i limiti dell'elasticità del ferro.

Spiegato l'ufficio di cadun membro della centina a falce, rimane a determinare separatamente gli sforzi massimi cui caduno di essi può andar soggetto.

Il metodo del Bitter consiste nell'applicare esclusivamente l'equazione dei momenti delle forze, fra le quali deve esistere equilibrio, attorno ad un punto scelto ad arbitrio nel piano delle forze stesse, poiché evidentemente tutte le forze interne ed esterne, che agiscono sopra una centina, possono considerarsi come rigorosamente contenute nel piano della centina stessa.

Questo metodo ha il vantaggio d'essere indipendente dalle funzioni trigonometriche e dagli svolgimenti algebrici inseparabili dalle equazioni delle componenti orizzontali e verticali, mentre la distanza d'una forza dal punto di rotazione, od il suo braccio di leva, è una quantità che può calcolarsi, o misurarsi con sufficiente esattezza sopra un piano in scala.

Affinchè l'equazione de' momenti sia sufficiente per determinare gli sforzi delle diverse parti d'una centina, ed in generale d'un sistema qualunque di sbarre rigide, è necessario che si scrivano tante equazioni distinte quante sono le incognite, e per evitare le eliminazioni, è necessario che ogni equazione contenga una sola incognita; ora se si immagina un tale sistema tagliato in due parti, ma per modo che il piano di sezione non incontri più di tre sbarre, per ristabilire l'equilibrio basterà immaginare applicate le forze interne delle medesime, ossia lo sforzo di tensione o di compressione, cui è sottoposta la materia di cui sono formate, ricordando inoltre che la direzione di queste forze cade sempre sul prolungamento della sbarra corrispondente, poiché se fosse altrimenti, questa dovrebbe girare attorno all'estremità opposta ; se finalmente si scrive l'equazione dei momenti scegliendo per punto di rotazione il punto d'incontro di due delle tre forze anzidette (che sono le incognite del problema), i momenti di queste due forze spariranno necessariamente dall'equazione, che conterrà soltanto come incognita la terza forza; ripetendo l'operazione, prendendo per punto di rotazione quello d'incontro della forza precedente con una delle altre due incognite, si otterrà un'altra equazione ad una sola incognita, e così di seguito per ogni gruppo di non più di tre stanghe.

Se si misurano i bracci di leva sopra un disegno, il metodo riesce in parte analitico, in parte grafico; ma è di molto superiore ai metodi puramente grafici, i quali, quantunque rigorosissimi in teoria, sono tanto più difficili ad applicarsi in pratica quanto più complicata è la costruzione; il poligono delle forze si compone di linee che si sovrappongono spesso, o che s'incontrano sotto angoli tanto piccoli che il punto di loro intersezione non si può determinare con esattezza, e per ultimo gli errori si accumulano.

Ad ogni ipotesi sulla distribuzione del carico corrisponde un poligono distinto, cosicché lo studio completo d'un sistema complesso, col metodo puramente grafico, riesce laborioso.

Il metodo sviluppato dal Ritter non offre alcuno di questi inconvenienti, e permette di analizzare minutamente le condizioni di resistenza d'ogni membro d'una struttura separatamente da ogni altro.

Il Ritter esamina e discute un gran numero di combinazioni di spranghe con dati numerici, sicché semplici cognizioni di aritmetica, unite al principio della leva, dovrebbero bastare per renderci ragione delle condizioni d'equilibrio di una struttura qualunque.

L'autore poi dà succintamente in forma di appendice la teoria de' tipi principali ricorrendo al calcolo infinitesimale.

Se tuttavia è permesso fare un'osservazione ad un libro di tanto valore, parmi che i calcoli sono in verità algebrici, anziché numerici, poiché l'autore non eseguisce riduzione al-

cuna fra le quantità, affine di discuterne l'influenza, ciò che sarebbe agevolato impiegando i simboli algebrici, semplificando la scrittura, evitando molte cause d'errori, ed al tempo stesso generalizzando le questioni; ed è poi molto dubbio che alcuno, senza cognizione d'algebra, segua con sicurezza i calcoli dell'autore, e possa poi applicare il metodo a casi nuovi.

La teoria poi di casi speciali basata sul calcolo infinitesimale, e svolta con molta chiarezza dall'autore, suppone di necessità che le forze esterne siano rigorosamente distribuite su tutta la lunghezza della trave, e che le dimensioni di questa varino anche in modo continuo da punto a punto, ciò che non succede in pratica, e perciò i risultati della teoria suddetta non possono rigorosamente coincidere con quelli ottenuti col metodo de' momenti statici, il quale ha il merito di considerare la struttura metallica come è realmente.

L'autore del progetto della tettoia d'Ancona non ritenendosi, soddisfatto d'applicare la teoria quasi meccanicamente, ha studiato prima il caso generale deducendone le formole corrispondenti.

Si supponga l'arco esterno ed il tirante divisi caduno nello stesso numero $2m$ di parti, e s'immaginino i punti d'ordine pari dell'arco esterno riuniti coi punti di ordine dispari del tirante, fra cui il numero pari è compreso, cioè 2 con 1 e 3, 4 con 3 e 5 e così di seguito: si otterrà il tipo della centina, oggetto di questa Memoria.

Con l'indice n si distingua un punto o nodo qualunque dell'arco esterno, nel quale s'incontrano due diagonali, e con x_n e y_n le sue coordinate, l'origine essendo collocata nell'estremità dell'arco a sinistra, mentre x'_a e y'_n rappresentano le coordinate del nodo del tirante collocato immediatamente a sinistra della verticale che passa per il primo.

Siano p_n e q_n il peso permanente ed il peso accidentale dell'archetto il cui punto di mezzo è determinato dalle coordinate x_n e y_n: se i pesi sono uniformemente distribuiti a destra e sinistra del nodo, essi possono supporsi concentrati nel punto x_n, y_n.

Siano PeQ le reazioni sugli appoggi dovute al carico permanente ed al carico accidentale;

Sia L la corda della centina.

Scomponendo caduna delle forze p_n e q_n in due inversamente proporzionali alla distanza del punto d'applicazione dagli appoggi, si avrà:

$$P = \frac{1}{L} \{ p_1 (L - x_1) + p_2 (L - x_2) + \ldots\ldots +$$
$$+ p_n (L - x_n) + \ldots\ldots + p_{n-1} (L - x_{n-1}) \}$$

$$Q = \frac{1}{L} \{ q_1 (L - x_1) + q_2 (L - x_2) + \ldots\ldots +$$
$$+ q_n (L - x_n) + \ldots\ldots + q_{n-1} (L - x_{n-1}) \}.$$

Nella pratica però si può supporre:

$$p_1 = p_2 = p_3 = \ \ldots \ = p_{n-1} = p$$
$$q_1 = q_2 = q_3 = \ \ldots \ = q_{n-1} = q$$

ammettendo che tanto il carico permanente quanto quello accidentale siano uniformemente distribuiti sull'arco; quindi si può scrivere più semplicemente:

$$P = \frac{p}{L} \{ (L - x_1) + (L - x_2) + \ldots\ldots + (L - x_{n-1}) \}$$

$$Q = \frac{q}{L} \{ (L - x_1) + (L - x_2) + \ldots\ldots + (L - x_{n-1}) \}.$$

Suppongasi ora (Tav. 1, Fig. 9 e 10) condotto un piano $\overline{VV'}$ tra i nodi $n - 1$ ed n che tagli le tre stanghe $\overline{BC}$, $\overline{DE}$, $\overline{CD}$, e soppressa quella parte della centina che rimane a destra, l'equilibrio sarà conservato sostituendovi le reazioni delle stanghe stesse che rappresenteremo con X_n per l'arco esterno, con Y_n per la diagonale, e con Z_n per il tirante.

Per determinare queste reazioni o forze interne, seguendo il metodo di Bàtter, si sceglie anzitutto, ad esempio, per asse di rotazione il punto D dove s'incontrano le forze Y_n e Z_n, volendo calcolare X_n.

Abbassando dal punto D la perpendicolare r_n sulla $\overline{BC}$, questa rappresenterà il braccio di leva della forza X_n : quindi, prendendo come positivi i momenti di rotazione da sinistra a destra, si può scrivere:

$$X_n r_n + P x'_n + Q x'_n -$$
$$- p \{ (x'_n - x_1) + (x'_n - x_2) + \ldots\ldots + (x'_n - x_{n-1}) \} -$$
$$- q \{ (x'_n - x_1) + (x'_n - x_2) + \ldots\ldots + (x'_n - x_{n-1}) \} = 0$$

Sostituendo a P e Q i loro valori, si può osservare che il peso permanente è per sua natura invariabile, cioè non si può avverare il caso che per un punto qualunque sia p nullo ; perciò si possono immediatamente ridurre tutti i termini in p.

Essendo invece possibile non solo, ma avverandosi appunto che q sia nullo per uno o più nodi consecutivi, nel qual caso anche le reazioni sugli appoggi cambiano di valore, conviene (poiché si suppone q eguale per tutti i nodi) ridurre insieme i due termini in q corrispondenti allo stesso nodo, di cui uno rappresenta il carico diretto, e l'altro la reazione corrispondente dell'appoggio, e poi radunare in un gruppo tutti i termini positivi, ed in un altro gruppo tutti i termini negativi.

Con questo semplice artifizio si determina immediatamente la condizione di distribuzione del carico accidentale più sfavorevole per quel membro della centina che si prende in esame; diffatti supponendo nullo successivamente il gruppo de' termini in q con segno positivo, cioè supponendo completamente scaricati i nodi corrispondenti ai termini stessi, poi il gruppo dei termini in q con segno negativo, s'ottengono due valori, massimo e minimo, della forza interna cercata, e quindi immediatamente le proporzioni più convenienti del pezzo da costruirsi.

S'ottiene così l'equazione seguente:

$$X_n \cdot r_n + p\,\frac{m-2n+1}{2}\,x'_n + p(x_1+x_2+\dots+x_{n-1}) +$$

$$+\,q\,\frac{L-x'_n}{L}(x_1+\dots+x_{n-1}) +$$

$$+\,\frac{q\,x'_n}{L}\{(L-x_n)+\dots+(L-x_{n-1})\} = 0.$$

Il primo termine in q rappresenta il momento del carico accidentale de' nodi collocati a sinistra del piano VV, ed il secondo lo stesso momento per i nodi a destra della sezione suddetta.

Cambiando n in $m - n + 1$ e notando che $x_n + x_{m-n} = L$ si ricadrebbe sulla stessa equazione; quindi, come esige la simmetria della figura, gli sforzi delle spranghe simmetriche sono eguali.

I due polinomii in q sono preceduti dal segno positivo come pure quelli in p, perciò X_n è sempre negativo, cioè ogni elemento dell'arco lavora sempre per compressione, ed il valor massimo di questa corrisponde al caso in cui tutti i nodi siano caricati.

L'equazione può quindi ridursi alla sua più semplice espressione così:

$$X_n \cdot r_n + \frac{m-2n+1}{2}(p+q)\,x'_n +$$

$$+\,(p+q)(x_1+x_2+\dots+x_{n-1}) = 0 \dots \qquad (1)$$

Prendendo i momenti intorno al punto C, s'avrebbe l'equazione per Z_n, la quale sarebbe identica nella forma alla precedente, salvo il segno del primo termine; se ne può quindi conchiudere che il tirante è sempre in tensione e scrivere

(cambiando x'_n in x_n):

$$-Z_n t_n + \frac{m-2n+1}{2}(p+q)\,x_n +$$

$$+\,(p+q)(x_1+x_2+\dots+x_{n-1}) = 0 \dots \qquad (2)$$

Per calcolare il valore di Y_n si sceglie per asse di rotazione il punto 0, dove s'incontrano i prolungamenti delle stanghe $\overline{BC}$ e $\overline{DE}$.

Indicata con l la distanza TA della proiezione del punto 0 sull'asse orizzontale dall'origine A (Fig. 9, Tav. 1) l'equazione dei momenti sarà :

$$-Y_n u_n - Pl - Ql +$$

$$+\,p\,\{(l+x_1)+(l+x_2)+\dots+(l+x_{n-1})\} +$$

$$+\,q\,\{(l+x_1)+(l+x_2)+\dots+(l+x_{n-1})\} = 0.$$

Sostituendo a P e Q i loro valori e riducendo, si trova:

$$-Y_n u_n - \frac{m-2n+1}{2}\,p\,l + p\,(x_1+x_2+\dots+x_{n-1}) +$$

$$+\,q\,\frac{L+l}{L}(x_1+\dots+x_{n-1}) -$$

$$-\,\frac{q\,l}{L}\{(L-x_n)+\dots+(L-x_{n-1})\} = 0 \dots \qquad (3)$$

Il primo termine in q corrisponde ai nodi a *sinistra* del piano di sezione $\overline{VV'}$, ed il secondo a quelli collocati a *destra* dello stesso piano.

Questi due termini essendo di segno contrario, se si eguagliano successivamente a zero s'otterranno due valori di T_n, massimo e minimo, secondochè solo i punti a destra od a sinistra dell'n° si suppongono caricati dal peso accidentale q. Risolvendo invece l'equazione nella supposizione che tutti i nodi siano uniformemente caricati, s'ottiene il valore assoluto di Y_n.

La forinola è generale per la simmetria della figura; e basta sostiture ad n tutti i valori da 1 a $m — 1$.

Restano a determinarsi i valori di r_n, t_n, l_n, ed u_n

Per trovare il valore di r_n nel triangolo $B\,C\,D$, (Fig. 10, Tav. 1), conducendo l'orizzontale $\overline{BF}$ e la verticale $\overline{DI}$, dai triangoli simili $B\,C\,F$, $D\,H\,I$ si ricava:

$$\overline{DH} = r_n = \overline{BF}\,\frac{\overline{DI}}{\overline{BC}}.$$

Ora $\overline{BF} = x_n - x_{n-1}$ e $\overline{BC}$ è la corda dell'archetto compreso fra due nodi, e perciò cognita; sarà:

$$S = \sqrt{(x_n - x_{n-1})^2 + (y_n - y_{n-1})^2}$$

la sua lunghezza, e

$$\overline{DI} = \frac{(x_n - x_{n-1})(y_{n-1} - y'_n) + (y_n - y_{n-1})(x'_n - x_{n-1})}{x_n - x_{n-1}}$$

quindi:

$$r_n = \frac{(x'_n - x_{n-1})(y_n - y_{n-1}) - (x_n - x_{n-1})(y'_n - y_{n-1})}{S} \ldots \quad (4)$$

Per il braccio di leva t_n si ha:

$$t_n = \overline{EV}\,\frac{\overline{CK}}{\overline{DE}} = \frac{1}{S}\Big\{(x'_{n+1} - x_n)(y'_{n+1} - y'_n) -$$
$$- (x'_{n+1} - x'_n)(y'_{n+1} - y_n)\Big\} \ldots \quad (5)$$

indicando con S la lunghezza conosciuta del lato $\overline{DE}$.

Introducendo questi valori generali di r_n e t_n nelle equazioni (1) e (2) non si otterrebbero delle formole semplici; conviene perciò introdurre nelle equazioni i valori numerici de' bracci di leva.

In luogo di calcolare la lunghezza TA $= l$ conviene determinare la lunghezza TV $= OR$ (Tav. 1, Fig. 11). Condotta l'orizzontale $\overline{OE}$ sino all'incontro della perpendicolare D R V, e l'orizzontale DI sino all'incontro della perpendicolare $\overline{EW}$, dai triangoli simili $0\,E$ D, DEI si ricava:

$$\overline{OR} = \overline{DI}\,\frac{\overline{DR}}{\overline{EI}} = \frac{(x'_{n+1} - x'_n)(y'_n - \overline{RV})}{y'_{n+1} - y'_n}$$

donde:

$$\overline{OR}\,\frac{y'_{n+1} - y'_n}{x'_{n+1} - x'_n} = y'_n - \overline{RV}.$$

Conducendo l'orizzontale $\overline{BH}$ sino all'incontro della perpendicolare $\overline{KV}$, dai triangoli simili $O\,K\,R$, $B\,K\,H$, si ricava:

$$\overline{OR}\,\frac{\overline{KH}}{\overline{BH}} = \overline{KR} = \overline{KV} - \overline{RV}$$

ora:

$$\overline{KH} = (x'_n - x_{n-1})\,\frac{y_n - y_{n-1}}{x_n - x_{n-1}}$$

$$\overline{BH} = x'_n - x_{n-1}$$

$$\overline{KV} = y_{n-1} + \frac{(x'_n - x_{n-1})(y_n - y_{n-1})}{x_n - x_{n-1}}$$

sostituendo e riducendo si trova:

$$\left.\begin{aligned} l_n = \overline{OR} = (x'_{n+1} - x'_n) \\ \frac{(y_{n-1} - y'_n)(x_n - x_{n-1}) + (x'_n - x_{n-1})(y_n - y_{n-1})}{(y_n - y_{n-1})(x'_{n+1} - x'_n) - (y'_{n+1} - y'_n)(x_n - x_{n-1})} \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

Rimane a calcolare il braccio di leva $\overline{OO'}$ ossia u_n.

Abbassando la perpendicolare $\overline{CS'}$ sul lato $\overline{DI}$ dai triangoli simili ODO', CDS' e ORD, CSS' si ricava:

$$\overline{OO'} = \overline{CS'}\,\frac{\overline{DO}}{\overline{CD}}\,; \qquad \overline{OD} = \overline{CS}\,\frac{\overline{OR}}{\overline{CS'}}$$

quindi:

$$\overline{OO'} = u_n = \frac{\overline{OR}\,.\,\overline{CS}}{\overline{CD}}\;\ldots\ldots \tag{7}$$

Ora $\overline{CD}$ è la lunghezza della diagonale, facile a determinarsi, e che si può indicare con d_n, inoltre $\overline{OR}$ è pur conosciuta e si trova facilmente che:

$$\left.\begin{aligned} v_n = \overline{CS} = & \frac{(y_n - y'_{n-1})(x'_{n+1} - x'_n)}{x'_{n+1} - x'_n} \\ & + \frac{(y'_{n+1} - y'_n)(x'_{n+1} - x_n)}{x'_{n+1} - x'_n} \end{aligned}\right\} . \tag{8}$$

Sostituendo nella (7) i valori rispettivi di $\overline{OR}$, $\overline{CS}$ e $\overline{CD}$ si otterrebbe l'espressione generale di u_n, ma troppo complicata per l'applicazione.

Determinate le formole necessarie per calcolare gli sforzi d'una centina parabolica a maglie triangolari, si possono ora applicare al caso speciale della tettoia proposta per la Stazione d'Ancona.

L'apertura o corda della centina essendo di $31^m,40$, la saetta della parabola esterna di 5^m, e quella della parabola interna di $1^m,700$, si determineranno un numero sufficiente di punti delle due curve mediante la formola:

$$H_n = \frac{4\,S}{m^2}\,(m - n)\,n$$

nella quale H_n è l'ordinata dell'n^o punto, S la saetta od ordinata massima, m il numero pari delle parti uguali in cui è divisa la corda, ed n un numero che varia da 1 ad $\frac{m}{2}$.

Ponendo $m = 32$ ed essendo $S = 5$ metri, si ha per la parabola esterna $H_n = 0{,}01953\;(32 - n)\,n$.

Facendo variare n da 1 a 16 s'ottengono i seguenti valori di H_n:

$H_1 = 0^m,605$	$H_5 = 2^m,636$	$H_9 = 4^m,043$	$H_{13} = 4^m,824$
$H_2 = 1^m,172$	$H_6 = 3^m,047$	$H_{10} = 4^m,296$	$H_{14} = 4^m,921$
$H_3 = 1^m,699$	$H_7 = 3^m,418$	$H_{11} = 4^m,511$	$H_{15} = 4^m,980$
$H_4 = 2^m,187$	$H_8 = 3^m,750$	$H_{12} = 4^m,687$	$H_{16} = 5^m,000.$

Per la parabola interna basta prendere i 2/5 dei valori trovati. S'ottengono così i seguenti valori di h_n:

$h_1 = 0^m,206$	$h_5 = 0^m,896$	$h_9 = 1^m,374$	$h_{13} = 1^m,640$
$h_2 = 0^m,398$	$h_6 = 1^m,036$	$h_{10} = 1^m,462$	$h_{14} = 1^m,673$
$h_3 = 0^m,578$	$h_7 = 1^m,162$	$h_{11} = 1^m,534$	$h_{15} = 1^m,693$
$h_4 = 0^m,744$	$h_8 = 1^m,275$	$h_{12} = 1^m,593$	$h_{16} = 1^m,700.$

Per maggiore facilità si possono calcolare queste ordinate nella scala del disegno.

Lo sviluppo dell'arco si può calcolare colla formola:

$$\text{Arco} = p\left\{\sqrt{\frac{2x}{p}\left(1 + \frac{2x}{p}\right)} + \log.nat\left(\sqrt{\frac{2x}{p}} + \sqrt{1 + \frac{2x}{p}}\right)\right\} \tag{9}$$

nella quale facendo $p = 24{,}649$, $x = 5$ s'ottiene:

$$\text{Arco} = 38^m,39$$

quindi la 7^{ma} parte ossia gli archetti, in cui è divisa la centina esternamente, avranno la lunghezza di $4^m,77$.

Per la parabola interna fatto $p = 72,497$ e $x = 1,70$ nell'equazione (9) si trova:

$$Arco = 31^m,64$$

di cui la settima parte sarebbe uguale a $4^m,52$.

Per determinare rigorosamente le coordinate dei punti di divisione delle due parabole, si potrebbe applicare la stessa formola (a) che bisognerebbe risolvere per tentativi: è più spedito misurare le stesse coordinate sopra un disegno all'1/50, e poi introducendole nell'equazione della parabola, e in quella che dà la lunghezza della corda cioè:

$$(x_1 - x)^2 + (y_1 - y)^2 = \overline{corda}^2,$$

verificarne l'esattezza: seguendo questo metodo sono state determinate le coordinate dei due poligoni esterno ed interno, inserite nel diagramma (Fig. 12) colla lunghezza delle diagonali.

Introducendo questi valori nelle formole (4) e (5) si ottengono le lunghezze r_n e t_n dei bracci di leva dei lati dei due poligoni, ad eccezione di quello corrispondente al primo tratto del tirante, che si calcola scegliendo per asse di rotazione il vertice C (Tav. 1, Fig. 13) e considerando i triangoli simili ABD, ACE, si trova che:

$$t_0 = r_1 \frac{\overline{AC}}{\overline{AB}}.$$

Facendo le sostituzioni si ha:

$$r_1 = 0^m,679 \qquad t_0 = 1^m,433$$
$$r_2 = 1^m,975 \qquad t_1 = 1^m,535$$
$$r_3 = 2^m,861 \qquad t_2 = 2^m,651$$
$$r_4 = 3^m,185 \qquad t_3 = 3^m,252.$$

Per le quantità ausiliarie l'_n e v_n (formole (6) e (8)) si trovano i seguenti valori:

$$l'_1 = 1^m,961 \qquad v'_1 = 1^m,555$$
$$l'_2 = 7^m,454 \qquad v'_2 = 2^m,663$$
$$l'_3 = 18^m,084 \qquad v'_3 = 3^m,259$$
$$l'_4 = 102^m,602 \qquad v_4 = 3^m,259$$
$$l'_5 = -\ 29^m,465 \qquad v_5 = 2^m,663$$
$$l'_6 = -\ 9^m,530 \qquad v_6 = 1^m,555$$

i quali introdotti nella formola (7) servono a calcolare i bracci di leva delle diagonali, che sono:

$$u_1 = 1^m,130 \qquad u_4 = 84^m,036$$
$$u_2 = 5^m,760 \qquad u_5 = -\ 22^m,276$$
$$u_3 = 14^m,916 \qquad u_6 = -\ 5^m,346.$$

Siccome $l_n = l'_n - x'_n$ si ha pure:

$$l_1 = 0,259;\ l_2 = 0,764;\ l_3 = 6,894;\ l_4 = 86,902;$$
$$l_5 = -\ 49,675;\ l_6 = -\ 34,240.$$

Bisogna ricordare che l'asse di rotazione per le diagonali Y_5 e Y_6 si trova collocato oltre l'estremità destra della centina, ciò che spiega i valori negativi trovati di alcuni bracci di leva.

Assumendo che il carico accidentale possa salire a 50^{kg} per metro quadrato di superficie coperta, la distanza fra le centine essendo di $3^m,75$, il sopraccarico per ogni centina sarà:

$$50 \times 3,75 \times 31,40 = 5887^{kg},50.$$

Quindi ogni vertice del poligono esterno sosterrà il peso:

$$q = 850^{kg} \text{ circa.}$$

Suppongasi pure, per prima approssimazione che il peso della struttura corrisponda a poco più di 50^{kg} per m. q. di superficie coperta, ossia a 850^{kg} circa per ogni nodo, s'otterranno i valori degli sforzi di compressione e di tensione delle diverse parti della struttura, facendo nelle formole (1), (2) e (3) le opportune sostituzioni; si troveranno così i seguenti valori:

Sforzi di compressione dell'arco esterno.

$$X_1 . 0,678 + 3 . 1700 . 2,22 = 0$$

$$X_2 . 1,975 + 2 . 1700 . 6,69 + 1700 . 4,175 = 0$$

$$X_3 . 2,861 + 1700 . 11,19 + 1700 . 12,81 = 0$$

$$X_4 . 3,185 + 1700 . 26,125 = 0$$

$$X_1 = X_7 = -16699^{kg}$$

$$X_2 = X_6 = -15111^{kg}$$

$$X_3 = X_5 = -14261^{kg}$$

$$X_4 = -13944^{kg}$$

Sforzi di tensione del tirante.

$$-Z_0 . 1,433 + 3 . 1700 . 4,175 = 0$$

$$-Z_1 . 1,535 + 3 . 1700 . 4,175 = 0$$

$$-Z_2 . 2,651 + 2 . 1700 . 8,635 + 1700 . 4,175 = 0$$

$$-Z_3 . 3,252 + 1700 . 13,315 + 1700 . 12,81 = 0$$

$$Z_0 = Z_7 = 14862^{kg}$$

$$Z_1 = Z_6 = 13866^{kg}$$

$$Z_2 = Z_5 = 13752^{kg}$$

$$Z_3 = Z_4 = 13658^{kg}$$

$$-Y_1 . 1,130 + 3 . 850 . 0,259 + 0 + 0 - \frac{850 . 0,259}{31,40}$$

$$(4,175 + 8.635 + 13,315 + 18,085 + 22,765 + 27,225) = 0$$

$$-Y_1 . 1,130 + 660,45 - 660,44 = 0$$

$Y_1 = 0$ (assoluto); $Y_1 = 584^{kg}$ (mass°); $Y_1 = 0$ (min°)

$Y_2 = 751^{kg}$ (assol°); $Y_2 = 992^{kg}$ (mass°); $Y_2 = 150^{kg}$ (min°)

$Y_3 = 674^{kg}$ (assol°); $Y_3 = 1227^{kg}$ (mass°); $Y_3 = -216^{kg}$ (min°)

$Y_4 = 513^{kg}$ (assol°); $Y_4 = 1260^{kg}$ (mass°); $Y_4 = -465^{kg}$ (min°)

$Y_5 = 208^{kg}$ (assol°); $Y_5 = 1190^{kg}$ (mass°); $Y_5 = -565^{kg}$ (min°)

$Y_6 = 478^{kg}$ (assol°); $Y_6 = 1202^{kg}$ (mass°); $Y_6 = -484^{kg}$ (min°).

Questi valori sono stati determinati per le diagonali inclinate da destra a sinistra; ma si estendono per simmetria alle altre.

Il valore assoluto corrisponde all'ipotesi del carico uniformemente distribuito; il valore massimo quando soltanto sui nodi *sopra* la diagonale agisce il carico accidentale, ed il valore minimo corrisponde invece all'ipotesi del sopraccarico limitato ai nodi *sotto* la diagonale.

I valori degli sforzi delle diverse parti della centina sono ripetuti per maggior chiarezza su un diagramma (Tav. I, Fig. 14).

Per resistere agli sforzi di compressione l'arco esterno è formato da due ferri ad [ad alette disuguali (Tav. II, Fig. 10).

Fu adottata questa sezione anziché quella d'un doppio T, perché si ottiene una più larga superficie all'estradosso per collocare i travicelli, i quali sono continui, secondo la pratica inglese, anziché interrotti, secondo la pratica francese; ritiensi questa disposizione assai superiore all'ultima applicata per la tettoia di Foggia.

Inoltre fra i due ferri esiste un intervallo di 30 millimetri, nel quale s'introducono le teste delle diagonali, foggiate

Suppongasi pure, per prima approssimazione che il peso della struttura corrisponda a poco più di 50^{kg} per m. q. di superficie coperta, ossia a 850^{kg} circa per ogni nodo, s'otterranno i valori degli sforzi di compressione e di tensione delle diverse parti della struttura, facendo nelle formole (1), (2) e (3) le opportune sostituzioni; si troveranno così i seguenti valori:

Sforzi di compressione dell'arco esterno.

$$X_1 . 0,678 + 3 . 1700 . 2,22 = 0$$

$$X_2 . 1,975 + 2 . 1700 . 6,69 + 1700 . 4,175 = 0$$

$$X_3 . 2,861 + 1700 . 11,19 + 1700 . 12,81 = 0$$

$$X_4 . 3,185 + 1700 . 26,125 = 0$$

$$X_1 = X_7 = - 16699^{kg}$$

$$X_2 = X_6 = - 15111^{kg}$$

$$X_3 = X_5 = - 14261^{kg}$$

$$X_4 = - 13944^{kg}$$

Sforzi di tensione del tirante.

$$- Z_0 . 1,433 + 3 . 1700 . 4,175 = 0$$

$$- Z_1 . 1,535 + 3 . 1700 . 4,175 = 0$$

$$- Z_2 . 2,651 + 2 . 1700 . 8,635 + 1700 . 4,175 = 0$$

$$- Z_2 . 3,252 + 1700 . 13,315 + 1700 . 12,81 = 0$$

$$Z_0 = Z_7 = 14862^{kg}$$

$$Z_1 = Z_6 = 13866^{kg}$$

$$Z_2 = Z_5 = 13752^{kg}$$

$$Z_3 = Z_4 = 13658^{kg}$$

$$- Y_1 . 1,130 + 3 . 850 . 0,259 + 0 + 0 - \frac{850 . 0,259}{31,40}$$

$$(4,175 + 8,635 + 13,315 + 18,085 + 22,765 + 27,225) = 0$$

$$- Y_1 . 1,130 + 660,45 - 660,44 = 0$$

$Y_1 = 0$ (assoluto); $Y_1 = 584^{kg}$ (mass°); $Y_1 = 0$ (min°)

$Y_2 = 751^{kg}$ (assol°); $Y_2 = 992^{kg}$ (mass°); $Y_2 = 150^{kg}$ (min°)

$Y_3 = 674^{kg}$ (assol°); $Y_3 = 1227^{kg}$ (mass°); $Y_3 = -216^{kg}$ (min°)

$Y_4 = 513^{kg}$ (assol°); $Y_4 = 1260^{kg}$ (mass°); $Y_4 = -465^{kg}$ (min°)

$Y_5 = 208^{kg}$ (assol°); $Y_5 = 1190^{kg}$ (mass°); $Y_5 = -565^{kg}$ (min°)

$Y_6 = 478^{kg}$ (assol°); $Y_6 = 1202^{kg}$ (mass°); $Y_6 = -484^{kg}$ (min°).

Questi valori sono stati determinati per le diagonali inclinate da destra a sinistra; ma si estendono per simmetria alle altre.

Il valore assoluto corrisponde all'ipotesi del carico uniformemente distribuito; il valore massimo quando soltanto sui nodi *sopra* la diagonale agisce il carico accidentale, ed il valore minimo corrisponde invece all'ipotesi del sopraccarico limitato ai nodi *sotto* la diagonale.

I valori degli sforzi delle diverse parti della centina sono ripetuti per maggior chiarezza su un diagramma (Tav. I, Fig. 14).

Per resistere agli sforzi di compressione l'arco esterno è formato da due ferri ad [ad alette disuguali (Tav. II, Fig. 10).

Fu adottata questa sezione anziché quella d'un doppio T, perché si ottiene una più larga superficie all'estradosso per collocare i travicelli, i quali sono continui, secondo la pratica inglese, anziché interrotti, secondo la pratica francese; ritiensi questa disposizione assai superiore all'ultima applicata per la tettoia di Foggia.

Inoltre fra i due ferri esiste un intervallo di 30 millimetri, nel quale s'introducono le teste delle diagonali, foggiate a occhio, anzichè a forcella, come sarebbe stato inevitabile se l'arco fosse stato con un ferro a doppio T.

La superficie netta della sezione è:

$$2 \,.\, 58 \,.\, 10 + 2 \,.\, 100 \,.\, 10 + 2 \,.\, 28 \,.\, 10 = 3720^{mmq}.$$

Il massimo sforzo di compressione essendo di 16699, la compressione per millimetro quadrato salirebbe a $\frac{16699}{3720} = 4^{kg},48$, cosicché si ha ampio margine per la deduzione da farsi per le sezioni dei fori.

I diversi pezzi di ferro ad [ond' è composto l'arco sono riuniti a giunto alternato per mezzo di lastre di 30 mill. di spessore e di viti di 15 mill. di diametro.

Gli stessi ferri s'allargano all'estremità dell'arco, onde ricevere due lastre di 15 mill. di spessore, fra le quali passa l'estremità del tirante maggiore, unito all'arco per mezzo di un cuneo, il quale permette di serrare convenientemente l'arco ed il tirante.

Questo sistema, molto più semplice di quello a vite adottato per la tettoia di Foggia, è quasi esclusivamente impiegato per le grandi tettoie inglesi di 60 e più metri d'apertura.

Diffatti siccome si possono ottenere le diverse parti del tirante rigorosamente esatte, l'errore da correggersi è sempre piccolissimo, ed una volta messa la centina a posto non occorre più di doverne modificare l'apertura; è perciò inutile la vite e i complicati pezzi di fucina, necessari nel sistema adottato generalmente in Francia.

La sezione media del cuneo è eguale a 2560 mill. q.

Il tirante è formato di otto pezzi d'acciaio tondo: il diametro dei quali è di 46 millimetri. Lo sforzo massimo di tensione essendo di 14862^{kg} e la sezione delle sbarre, di 46 mill. di diametro, essendo di 1662 mill. quadrati, lo sforzo per millimetro quadrato sarà di $8^{kg},93$ appena.

Le diverse parti del tirante sono riunite semplicemente con perni, ciascun tirante terminando in due occhi, semplice da una parte, a forcella dall'altra, la cui sezione netta è uguale a più di una volta e mezzo quella del tirante stesso.

Il diametro dei perni è di 55 mill., sicché le due sezioni che lavorano di taglio offrono una superficie di 4752 mill. quad., superiore al bisogno.

In questo modo, oltre al sopprimere le piastrelle coi tre perni d'unione di due diagonali e di due tiranti, adottate comunemente, la congiunzione presenta non solo un aspetto più elegante, ma le forze operanti sulle quattro stanghe suddette s'incontrano sempre in un punto, come teoricamente si è ammesso per ricavare i loro valori; ciò non succede coll'altro sistema più usuale; ma però nella pratica non può dar luogo ad alcun inconveniente.

Le diagonali sono caduna formate da due piccoli ferri a T ribaditi insieme, in modo da presentare una sezione crociforme. La sezione netta d'una diagonale è di:

$$2 \times 50 \times 7 + 2 \times 23 \times 6,5 = 999^{mmq}.$$

Verso le estremità le alette sono tagliate onde permettere alle due diagonali consecutive d'introdursi fra il gruppo di unione alla parte inferiore, e fra i ferri a [dell'arco superiore, alle quali parti sono congiunte per mezzo d'un perno di 22 mill. di diametro.

La sezione netta d'attacco si riduce quindi a 400 mill. quad. circa.

Il massimo sforzo di tensione essendo di 1260^{kg} al più, o sforzo per unità di superficie sarà appena di $\frac{1260}{400} = 3^{kg}$ circa.

Alla più lunga diagonale corrisponde uno sforzo di compressione di 565^{kg}.

Ora la diagonale essendo un solido fissato alle due estremità, lo sforzo di compressione P che può sopportare prima di cedere lateralmente è dato dalla formola:

$$P = 40 \frac{E\,I}{l^2}$$

essendo E il modulo d'elasticità ed I il momento minimo di inerzia della sezione di *mezzo* del solido rispetto all'asse principale centrale d'inerzia che si trova nel piano della centina; e si ha:

$$E = 20000, \quad I = \frac{7 \times 60^3 + 36 \times 14^3}{12} = 134232$$

$$l = 3979^{mm.}$$

quindi:

$$P = 40 \, \frac{20000 \, . \, 134232}{3979^2} = 6782 \text{ kg.}$$

Ammettendo $^1/_6$ per coefficiente di sicurezza, la sbarra può sopportare uno sforzo di 1130 kg. almeno, e perciò doppio di quello cui in realtà sarà sottoposta, senza tuttavia avvicinarsi al limite pratico, oltre il quale non conviene cimentare il ferro.

A maggior ragione quindi resisteranno le altre diagonali più corte.

I piedi della centina sono uniti a vite a zoccoli di ferro fuso, di forma semplicissima, i quali presentano una superficie di 1044 cent. quad., ampiamente sufficiente per trasmettere e distribuire sui piedritti il peso delle centine poichè questo peso essendo eguale a $\frac{7 \times 1700}{2}$ per ogni estremità, la pressione per centim. quad. è uguale a:

$$\frac{5950}{1044} = 5^{kg.},69.$$

Siccome la tettoia d'Ancona deve esser ricoperta di lastre di zinco ondulate, come quella della Stazione di Foggia, la distanza fra i correnti fu limitata a $1^m,10$. La loro lunghezza essendo di $3^m,75$, i correnti sono sottoposti ad un

carico totale così composto:

Peso proprio	$10^{kg},25$ al metro	kg. 38,44
Copertura	$15^{kg} \times 1,10 \times 3,75$	» 61,87
Peso accidentale	$50^{kg} \times 1,10 \times 3,75$	» 206,25
	Totale	kg. 306,56

La sezione proposta per i travicelli è rappresentata nella Fig. 10, Tav. II: è un ferro a U di dimensioni speciali, cioè

$$\frac{80 \times 8}{52 \times 8}.$$

Il momento di resistenza rispetto all'asse orizzontale d'inerzia è:

$$W = \frac{I}{y} = \frac{52 \times 80^3 - 44 \times 64^3}{6 \times 80} = 31436,8$$

prendendo il millimetro per unità.

Considerando quindi un corrente come semplicemente appoggiato alle estremità s'avrebbe:

$$R \times 31436,8 = \frac{306,56 \times 3750}{8} = 143700$$

quindi:

$$R = 4,57 \text{ per mm. q.}$$

Siccome però i travicelli sono effettivamente incastrati, così lo sforzo si riduce a:

$$\frac{8}{12} \, . \, 4,57 = 3^{kg.},04 \text{ per mm. q.}$$

Malgrado l'apparente eccesso di ferro, non converrebbe adottare un travicello più leggero, che dovrebbe essere un ferro a squadra, (non potendosi laminare ferri a [più piccoli di quelli proposti colla stessa ampiezza delle ali) : ora la resistenza di un ferro a squadra discenderebbe assai più rapidamente che il peso.

Inoltre i correnti debbono resistere ad ogni tendenza di deformazione dell'arco.

I correnti sono tagliati a lunghezza di $3^m,75$ e passano sopra l'arco.

Due correnti consecutivi sono uniti con quattro viti da una lastra collocata esternamente lunga $0^m,38$, alla quale corrisponde internamente una ganascia spessa 0,012 ed un po' meno alta che il vano del ferro a U affine di permettere agli uncini, coi quali si fissano le lastre ondulatorie, di avere una lunghezza uguale a quella dell'aletta. La lastra esterna si ripiega ad angolo retto, ed è unita all'arco per mezzo di quattro chiodi (Tav. 2, Fig. 10).

I quattro chiodi che riuniscono la lastra all'arco sono collocati alla rispettiva distanza di $0^m,10$: il loro diametro.è di 15^{mm} e quindi in ragione di 6 kg. per mill. quad.; i quattro chiodi riuniti presentano una resistenza di 4240 kg., la quale moltiplicata per la mezza diagonale del rettangolo determinato dai quattro chiodi (ossia $0^m,10$) ci dà la misura della forza necessaria per strappare per rotazione tale giunto : s'aggiunge che il momento di resistenza laterale dell'arco formato di due ferri a [proposto per la nuova tettoia sale a:

$$\frac{10 \times \overline{134}^3 + 100 \times \overline{50}^3 + 10 \times \overline{86}^3 - 120 \times \overline{30}^3}{6 \times 134} = 49355.$$

È evidente che questo giunto è molto rigido e resiste efficacemente ad ogni tendenza che possa aver l'arco d'uscire dal piano verticale, tendenza che in alcuni casi s'è preferito combattere col mezzo di diagonali.

Ma in realtà questa tendenza non esiste che nel periodo della collocazione a sito delle prime centine, tanto più se abbandonate a se stesse, cosa sempre imprudente, poiché le centine d'una tettoia sono necessariamente esili nel senso della

lunghezza, anche quando si prevede un carico accidentale di 150 a 180 kg. per mq. Ma appena esse sono collegate assieme dai correnti, a meno che questi siano leggerissimi, e troppo lontani uno dall'altro, cessa il pericolo che una centina possa rovesciarsi.

Le diagonali quindi, molto pesanti e costose, riescono inutili.

Siccome i travicelli o correnti sono soppressi sulla parte centrale corrispondente al lucernario, così onde non abbandonare gli archi a se stessi per una lunghezza di $4^m,70$ circa si sono riuniti a metà delle centine per mezzo d'un corrente formato d'un ferro a squadra congiunto ad ogni arco da una lastra ed 8 viti come dalla Fig. 3, Tav. II; le dimensioni del ferro a squadra sono: $\frac{110 \,.\, 70}{10 \,.\, 13}$.

Malgrado che la tettoia d'Ancona possa considerarsi come più esposta alle bufere che quella di Foggia, la quale tuttavia ha già dato prova, dal 72 in poi, della sua grande rigidezza, il sistema di giunti proposto è ampiamente sufficiente per sostenere la pressione più elevata che si può ragionevolmente prevedere.

Lungo tutta la tettoia e precisamente sulla parte centrale còrre un lucernario largo $4^m,76$ esternamente.

Esso è intieramente in ferro laminato essendo sostenuto su montanti formati da ferri a T le cui dimensioni sono $\frac{90 \,.\, 55}{10\,^1/_2 \,.\, 11}$, i quali riescono più economici che delle colonne in ghisa, tenuto conto de' pesi.

Le capriate sono formate d'un ferro a [a bracci diseguali identico a quello impiegato per gli archi, fortemente consolidato al vertice per mezzo di una lastra esagonale di 10^{mm} di spessore.

Il montante poi è unito all'arco per mezzo di un ferro ad angolo $\frac{120 \times 80}{9 \times 12}$.

Il lucernario è coperto con lastre ondulate come tutta la tettoia (salvo le due invetriate sui fianchi), perciò le capriate sostengono sei correnti ordinari, eguali a quelli che uniscono le centine, ed alle quali sono uniti per mezzo d'una lastra piegata a squadra, come si propose per i travicelli delle centine, e che serve anche a congiungere due correnti consecutivi.

Il lucernario è assai basso, ed ha più specialmente per scopo di facilitare lo scolo delle acque sulla parte centrale. In questo modo si è potuto ridurre l'elevazione massima della tettoia a metri 13,78.

La tettoia è illuminata da due invetriate sui fianchi delle centine, e sopra tutta la lunghezza, eccetto le due campate estreme. Esse sono formate da 4 file di vetri che presentano in tutto una superficie uguale ad un terzo circa di quella coperta.

I vetri di $0^{m},008$ di spessore sono sostenuti sopra piccoli ferri a T rovesciati (Fig. 9, Tav. II). Questi ferri tagliati a lunghezze eguali a quelle dei vetri s'appoggiano gli uni sugli altri per mezzo di dadi di ghisa, per modo da formare quasi una gradinata, lasciando fra due ordini consecutivi di vetri uno spazio per facilitare lo sfogo del vapore e del fumo, il quale può pure scaricarsi dalle aperture laterali del lucernario, e dagli intervalli di circa 3 centimetri d'altezza praticati fra i diversi ordini di lastre ondulate.

Ciascuna centina poi è fissata sui piedritti dal lato della Stazione, mentre l'altra è sostenuta sopra cinque rulli, onde facilitare e rendere innocue le variazioni dovute ai cambiamenti di temperatura, quantunque l'esempio delle immense tettoie, inglesi, senza questi mezzi di precauzione, possa citarsi ove si volesse risparmiare la spesa corrispondente, poiché le centine d'una tettoia non si possono paragonare alle travi d'un ponte, in quanto alla loro resistenza nel senso della lunghezza.

La tettoia è chiusa alle due estremità da invetriate sostenute da un'intelaiatura di ferro.

Quest'intelaiatura o facciata è formata da un arco rigido in ferro laminato a [dell'altezza di 235^{mm} sopra 85 di larghezza, e d'un arco interno o tirante consistente in un ferro

a ⌴ alto 53 millimetri e largo 203 millimetri (Fig. 1 e 2, Tav. III).

La sua larghezza è disposta orizzontalmente per modo da resistere efficacemente e riportare su punti fissi la pressione del vento.

Lo spazio compreso è diviso in 12 campi per mezzo di verticali formate di un ferro a T di $\frac{150 \cdot 80}{10}$ uniti ai due archi per mezzo di lastre triangolari mistilinee e di due ferri a squadra che corrono lungo gli archi stessi; formando così un sistema rigidissimo lateralmente.

Le diverse parti dell'arco e del tirante sono riunite per mezzo di coprigiunti interni ed esterni e d'un sufficiente numero di chiodi e viti.

I coprigiunti esposti alla vista sono tagliati regolarmente per modo da costituire un ornamento semplice.

Siccome, malgrado la sua forma, e malgrado che opponga alla spinta orizzontale del vento l'asse di maggior resistenza, il tirante non sarebbe abbastanza inflessibile sopra tutta la lunghezza, sicchè, vibrando esso, ne succederebbe la rottura de' cristalli, la facciata è sostenuta nel senso dell'asse della tettoia da tre mensole formate di lamiera di 10^{mm} di spessore e di ferri a squadra di $\frac{60 \times 70}{10}$ (Fig. 2, Tav. I).

Queste mensole fanno corpo coi travicelli corrispondenti, e sono connessi alla prima centina (Fig. 3, Tav. III).

In tal modo al movimento di rotazione cui sono sottoposte le mensole dalla pressione esercitata dal vento sulla facciata, si oppone tutto il peso che gravita sulla prima centina.

La facciata è perciò suddivisa in quattro parti quasi eguali in lunghezza.

Per ultimo la facciata riposa sopra due cuscinetti di ferraccio di forma speciale, uno dei quali è direttamente fissato sulla muratura, mentre l'altro può scorrere sopra sette rulli, come le centine normali (Fig. 1 e 9, Tav. III).

Caduno dei dodici campi è poi suddiviso verticalmente in parti eguali da quattro ferri a T di $\frac{50 \times 46}{7}$ riuniti ai ferri a squadra, che corrono lungo gli archi per mezzo di lastre triangolari come i montanti principali, ed orrizzontalmente da ferri a T di $\frac{45.25}{6}$, per modo che le lastre di vetro non oltrepassano $1^m,40$ in altezza, e $0^m,50$ in larghezza, dimensioni commerciali assai convenienti.

Le estremità del lucernario sono chiuse con lamiera, e mascherate da un fregio in ferro fuso: con quest'artificio non si scorge la sovrapposizione del lucernario a falde rette alla tettoia curvilinea.

Dalle Fig. 3, 6 e 7 della Tav. III si scorge che i travicelli sono riuniti all'arco della facciata (il quale supera appunto l'altezza di quelli), per mezzo di una lastra piegata in modo da opporsi efficacemente al rovesciamento senza impedire di assicurare le lastre ondulate ai travicelli coi mezzi usuali.

Le file delle lastre ondulate poi dovranno ricoprire lo spigolo dell'arco della facciata, formando cornice al medesimo, ed impedendo all'acqua di penetrare sotto la tettoia.

Le lastre ondulate sono mantenute a sito per mezzo di linguette di ferro zincato, unite per mezzo di due piccoli chiodi: queste linguette penetrano sotto l'ala dei travicelli, e permettono la dilatazione delle lastre stesse.

I vetri della parte superiore sono legati ai ferri a T con fili di rame e poi saldati con mastice.

Il peso approssimativo di questa tettoia si compone come segue:

Ferro e acciaio	chilogr.	163546,23
Ferro fuso	»	4147,76
Zinco in lastre ondulate . . .	»	22974,50
Totale della parte metallica	chilogr.	190668,49
Vetri	»	35418,09
Totale	chilogr.	226086,58

Il peso complessivo per *m. q.* di superficie coperta (compreso cioè il peso della ghisa, de' cuscinetti e quello delle due facciate) sale a:

$$\frac{226086^{kg},58}{4356^{mq},75} = 51^{kg},89.$$

Sottraendo però il peso delle due facciate, ed il peso di quella porzione di copertura che riposa sulle medesime, ogni capriata sostiene un carico permanente di 5700^{kg} appena, ossia 48^{kg} per m.q. di superficie coperta; cioè un po' meno di quanto si è supposto nel calcolare gli sforzi delle diverse parti della tettoia.

La stabilità di questa è quindi d'altrettanto accresciuta.

Ing. O. MORENO.