

Si è ammesso poi che le tensioni longitudinali al lembo superiore delle nervature, nella sezione di appoggio sulla pila, fossero proporzionali alle reazioni y trasmesse alle nervature dal trasverso terminale; i valori desunti dalle esperienze riportati al carico $P_1 = 1$, sono stati allora indicati ancora con y .

Nella fig. 12 sono confrontati i valori delle reazioni ottenuti dalle due serie di

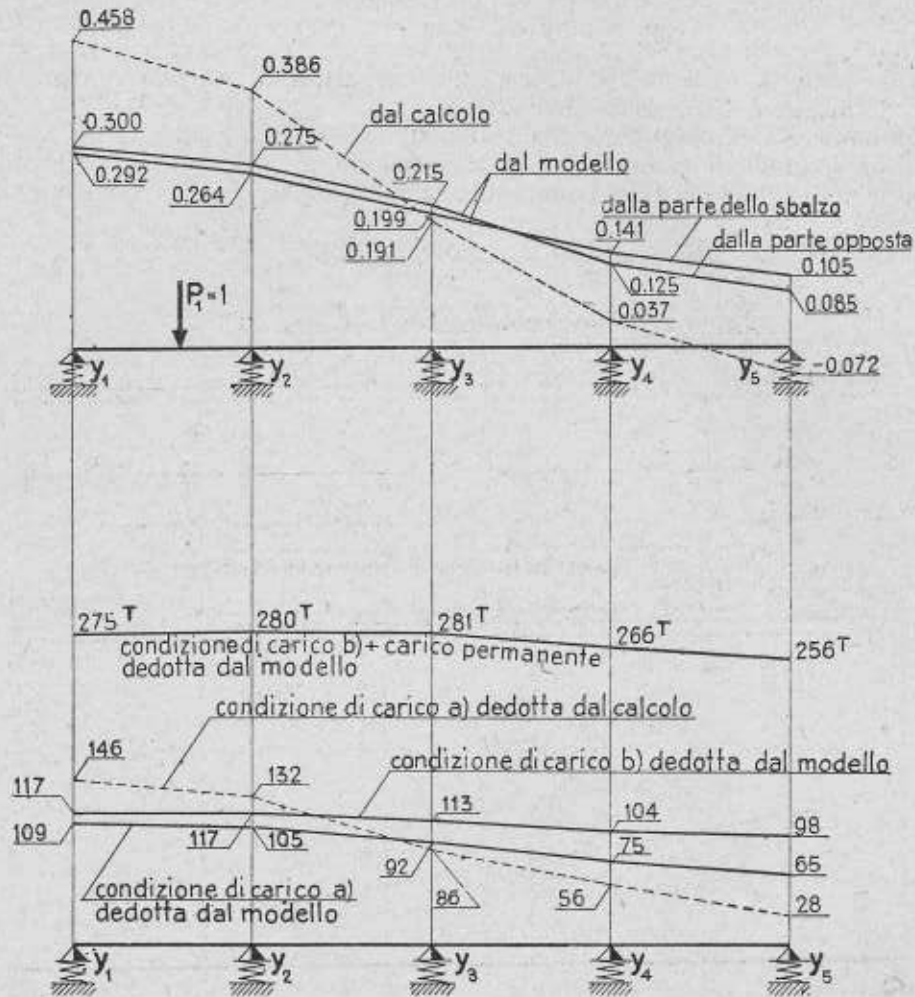


Fig. 12. — *Sopra*: Reazioni fra trasverso e nervature dovute al carico concentrato $P_1 = 1$ dedotte sperimentalmente e dal calcolo approssimato.

Sotto: Reazioni in Tonn. prodotte dal carico mobile nelle posizioni a) e b) della fig. 11 e reazioni totali compreso il carico permanente.

strumenti disposti ai lati del trasverso con quelli desunti dal procedimento di calcolo sopra indicato.

Mediando i primi si ottiene:

$$y_1 = 0,296; y_2 = 0,269; y_3 = 0,207; y_4 = 0,133; y_5 = 0,095$$

È evidente dal confronto quanto influisca la rigidità torsionale della struttura nel ripartire il carico sulle nervature longitudinali, anche considerato che le approssimazioni ammesse nel calcolo rendono più sensibile la discordanza con i risul-

tati dell'esperienza. Infatti mentre dal calcolo approssimato si aveva per la nervatura di estremità una reazione pari a 0,458 volte il carico applicato, il modello chiarisce che essa si riduce in realtà a 0,296 volte.

Applicando ai nuovi valori delle y , desunti dall'esperienza, ancora i carichi mobili della condizione a) si hanno le reazioni fra il trasverso e le cinque nervature:

$$Y_1 = 109 T; Y_2 = 105 T; Y_3 = 92 T; Y_4 = 75 T; Y_5 = 65 T;$$

dalle quali risulta che la nervatura più sollecitata è ancora quella esterna, ma con un incremento, rispetto al valore medio, che scende dal 62 % del caso teorico precedentemente considerato al 22,5 %.

Con i risultati ottenuti dal modello la linea d'influenza della y_1 si modifica come indicato nella fig. 11 e poichè essa è tutta positiva, va considerato il carico completo su tutta la larghezza del ponte (condizione b). Per essa si ottengono le reazioni sulle mensole: $R_1 = 150 T; R_2 = 105 T$, e i carichi sul trasverso: $P_1 = 323 T; P_2 = 226 T$

Le reazioni fra trasverso e nervature diventano allora:

$$Y_1 = 117 T; Y_2 = 117 T; Y_3 = 113 T; Y_4 = 104 T; Y_5 = 98 T$$

La nervatura esterna risulta ancora la più sollecitata; ma appena del 6,5 % oltre il valore medio.

Ove si tenga conto anche del carico permanente le reazioni sul trasverso sono:

$$P_1 = 727 T \text{ e } P_2 = 630 T$$

e le reazioni sulle nervature:

$$\begin{aligned} Y_1 &= 727 \times 0,296 + 630 \times 0,095 && = 275 T \\ Y_2 &= 727 \times 0,269 + 630 \times 0,133 && = 280 \text{ »} \\ Y_3 &= (727 + 630) \times 0,207 && = 281 \text{ »} \\ Y_4 &= 727 + 0,133 + 630 \times 0,269 && = 266 \text{ »} \\ Y_5 &= 727 \times 0,095 + 630 \times 0,296 && = 256 \text{ »} \end{aligned}$$

Questi valori delle reazioni, unitamente a quelli precedentemente trovati per il solo carico accidentale, sono riassunti nel grafico della fig. 12.

In definitiva si perviene alla conclusione che la nervatura più sollecitata non è quella esterna bensì quella centrale, anche considerando il carico mobile disposto eccentricamente. L'aumento rispetto al valore medio è appena del 3,7 % e pertanto, tenute presenti le inevitabili inesattezze delle misure e le imperfezioni del modello, può darsi che tale aumento in realtà non sussista; comunque esso è trascurabile e d'altra parte ricordando l'approssimazione che si suole ammettere nei calcoli d'ingegneria è da ritenersi con certezza accettabile l'ipotesi di uniforme ripartizione del totale carico fra le cinque nervature.

Nel programma di prove era inclusa l'analisi, oltre che della distribuzione del carico fra le nervature, anche dell'andamento delle isostatiche sul trasverso, al fine di conseguire nel progetto dell'opera la migliore distribuzione di ferri piegati. Si dovette, però, rinunciare a quest'ultima ricerca poichè, a causa della grande rigidità del trasverso, gli estensimetri non si dimostrarono sufficientemente sensibili a rilevare le tensioni su piccole basi, come dovevano adottarsi per tale caso.

SECONDA SERIE DI ESPERIENZE.

Dalla fig. 1 si vede che l'impalcato del ponte, in prossimità dell'estremo sinistro della trave metallica mobile, è costituito da una soletta a sbalzo in cemento armato a spessore variabile e rastremata all'estremità in modo da terminare a spigolo vivo.

Occorrendo conoscere le sollecitazioni prodotte dai carichi concentrati delle ruote dei veicoli, si è assimilata, in sede di progetto, tale soletta ad una piastra incastrata lungo un lato, appoggiata lungo i due adiacenti e libera all'altro, con rapporto di lati infinito (mensola indefinita); si è inoltre supposto per semplicità di calcolo costante lo spessore della soletta. Nella fig. 13 sono segnati i momenti trovati (linee di uguale momento) agenti nelle fibre in direzione normale (x) e parallela (y) al lato di lunghezza infinita per un carico concentrato unitario applicato alla estremità dello sbalzo stesso, supposto nullo il modulo di Poisson.

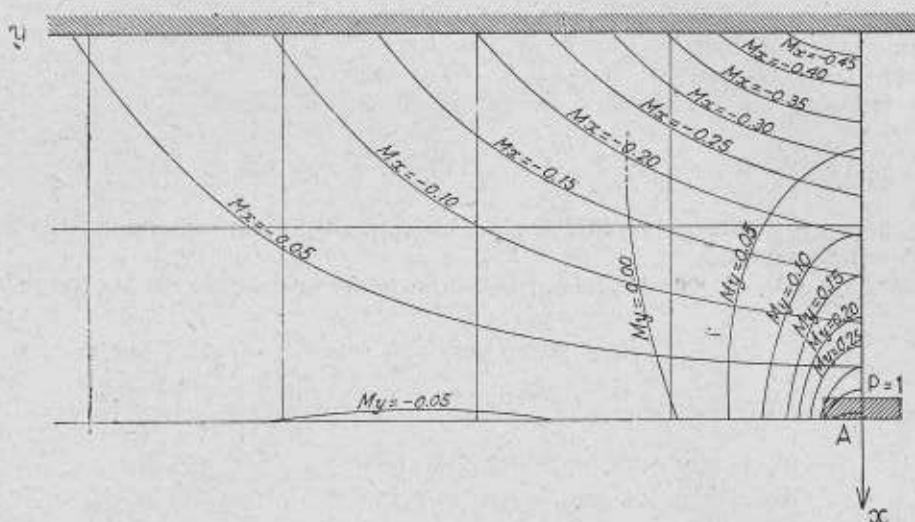


Fig. 13. — Linee di uguale momento in una soletta a sbalzo di spessore costante e di lunghezza infinita per un carico concentrato $P = 1$ applicato al suo bordo (Punto A).

A causa delle ipotesi semplificative introdotte nel calcolo, si rendeva opportuno, anche per questa struttura, ricercare risultati più vicini al vero servendosi del modello. Sul piano superiore della soletta vennero applicati estensimetri su 10 mm. di base come indicato nella fig. 14,; quelli dal n. 1 a 22 in modo da misurare le tensioni nella direzione dello sbalzo e quelli da 23 a 25 in direzione normale, ad essa. Lungo il bordo della soletta si posero poi dei flessimetri contrassegnati con lettere da *a* a *g*.

Il carico di prova $P = 62$ kg. venne applicato sul bordo della soletta mediante una piastrina metallica riprodotte, in scala, la zona di appoggio di una ruota posteriore del rullo compressore.

Mediante le formule della similitudine, precedentemente ricordate, sempre supposto $\nu = 0$ si dedussero le sollecitazioni ideali indotte nella soletta del prototipo dalla ruota del rullo compressore pesante $9 \times 1,25 = 11,3 T$ ossia per un rapporto di forze $f = \frac{11300}{62} = 182$. Le tensioni misurate nella direzione dello sbalzo sono riportate nella fig. 15 e quelle in direzione normale nella fig. 16 unitamente ai valori delle tensioni ottenuti dal calcolo mediante l'impiego del grafico della fig. 13.

Nella fig. 17 dove è indicato il cedimento dello spigolo dello sbalzo per un carico $P = 70$ kg. Δa e Δg rappresentano gli abbassamenti dei punti di estremità dello spigolo. Poichè i tratti a sbalzo delle nervature esterne, sottostanti alla soletta, possono ritenersi rigidi rispetto alla soletta stessa, Δa e Δg altro non sono se non gli abbassamenti delle nervature dovuti alla rotazione in corrispondenza della pila, per flessione longitudinale della travata adiacente. Il fatto che detti cedimenti non siano uguali conferma quanto già posto in rilievo e cioè che il comportamento del modello rispetto ai suoi assi non è simmetrico.

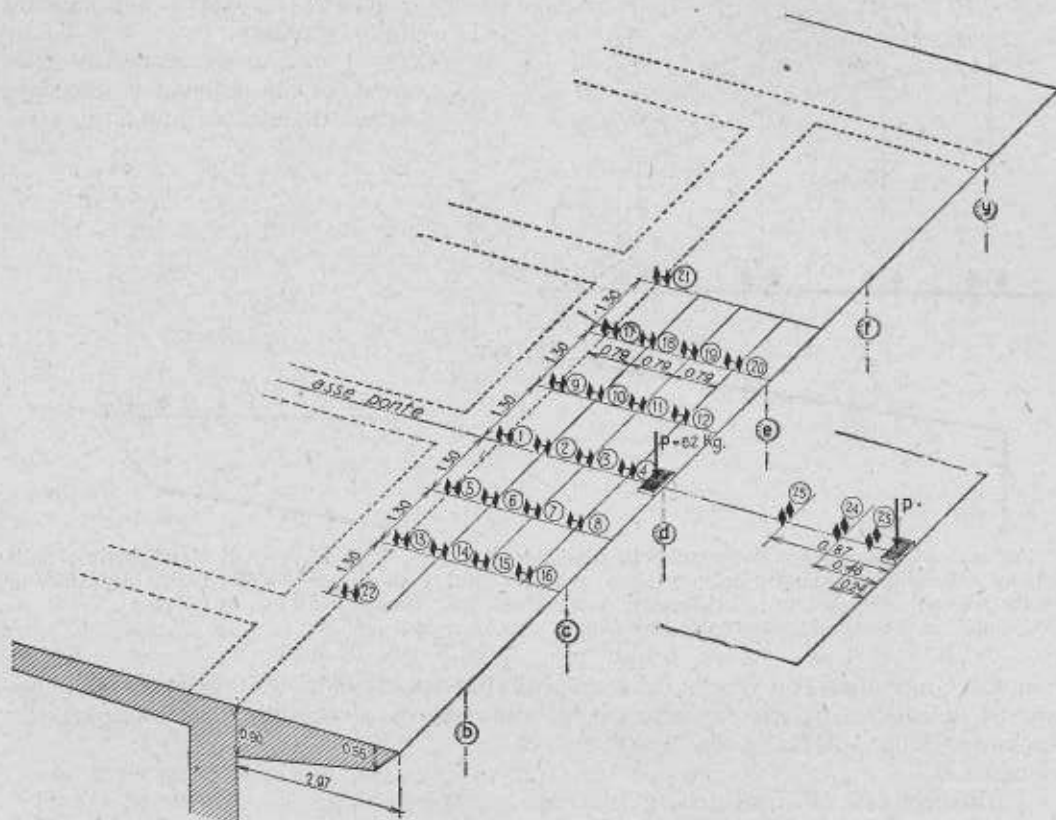


Fig. 14. — Disposizione degli apparecchi di misura (estensimetri da 1 a 25, flessimetri da a a g) sullo sbalzo di raccordo dalla parte fissa a quella mobile (fig. 1).
Le dimensioni segnate si riferiscono ai punti omologhi del prototipo.

Dai valori misurati si ottiene il cedimento massimo della soletta del prototipo per la ruota del rullo:

$$f = 0,57 \frac{161}{25 \times 10} = 0,37 \text{ mm.}$$

essendo:

$$\frac{E'}{E} = \frac{1}{10}; f = \frac{11300}{70} = 161$$

Osservando i grafici delle fig. 15 e 16 si vede che le sollecitazioni ottenute dal calcolo e dal modello differiscono sensibilmente fra di loro in prossimità del carico, e quindi del bordo dello sbalzo, mentre tale differenza diminuisce nei punti

più lontani da esso fino quasi a scomparire nella sezione d'incastro. Il fatto che in prossimità del carico le sollecitazioni misurate siano maggiori di quelle di calcolo

è da attribuirsi anche alla forte deformabilità della soletta in questa zona poichè, essendo ivi minimo lo spessore, si verifica una minore ripartizione trasversale del carico rispetto all'ipotesi costante adottata nel calcolo dello spessore.

Può essere interessante rilevare poi che la tensione massima ottenuta nella sezione d'incastro,

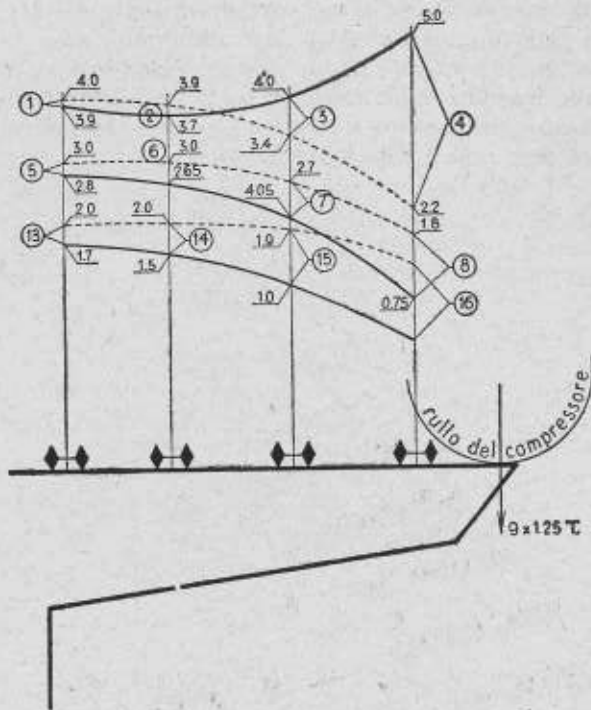


Fig. 15. — Diagrammi delle sollecitazioni ideali in kg/cm^2 nella soletta a sbalzo del ponte per una ruota del rullo, ottenuti dal calcolo (tratteggiati) in base alla tavola della fig. 13 e dalle esperienze (continui).

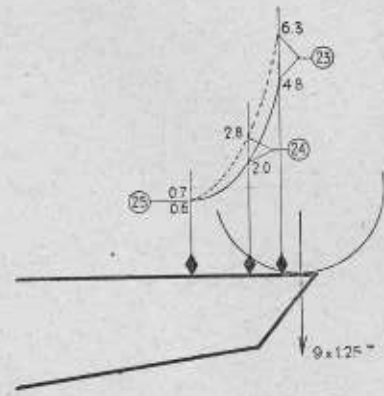


Fig. 16. — Gli stessi risultati della fig. 15 per le sollecitazioni in direzione normale allo sbalzo (asse y).

coincide in valore con quella che risulterebbe ripartendo uniformemente il momento dovuto al carico concentrato, su una sezione d'incastro d'altezza pari allo spessore della soletta e di lunghezza di circa m. 6.

Ciò equivale a considerare una uniforme ripartizione del carico entro una zona di soletta delimitata dai due piani verticali passati per il punto di applicazione del carico e formanti angoli di 45° con l'asse del ponte.

Dai valori delle sollecitazioni e delle deformazioni rilevati per il carico concentrato di prova è stato poi facile dedurre, per sovrapposizione, le massime sollecitazioni e deformazioni prodotte da più ruote contemporaneamente agenti sul bordo della soletta.

TERZA SERIE DI ESPERIENZE.

Il problema della ripartizione trasversale dei carichi mobili direttamente transitanti sull'impalcato, problema che si presenta nel progetto delle travate ogni qualvolta si desidera analizzare più esattamente lo stato di sollecitazione delle

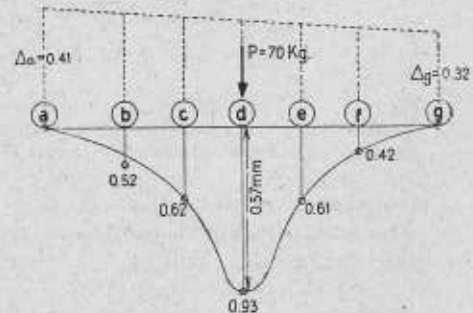


Fig. 17. — Cedimenti in mm. del bordo dello sbalzo del modello per la condizione di carico e nella disposizione dei flessimetri indicata nella fig. 14.

diverse nervature, è stato qui affrontato sperimentalmente per la campata appoggiata del modello (fig. 18).

Gli appositi procedimenti di calcolo che considerano, come già è stato detto,

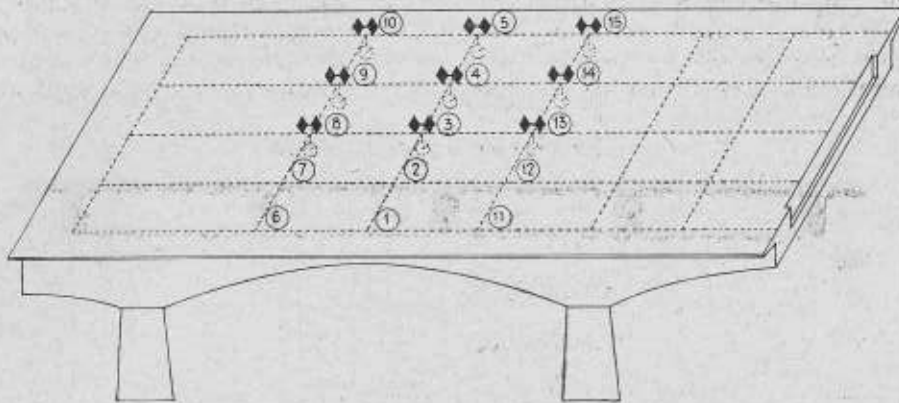


Fig. 18. — Disposizione dei flessimetri e degli ertensimetri per lo studio della ripartizione di un carico concentrato sul graticcio di travi dell'impalcato.

il collegamento a cerniera fra le travi longitudinali e trasversali, tengono conto in generale della deformabilità dei due ordini di travi, ma, alcune volte, il problema viene ulteriormente semplificato supponendo infinita la rigidità dei trasversi, nel

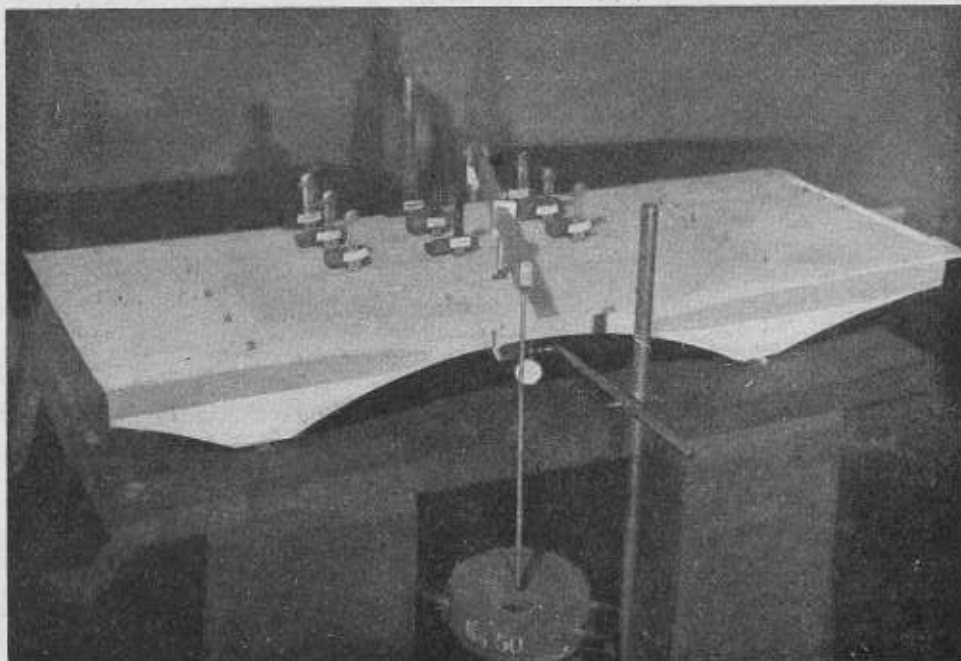


Fig. 19. — Fotografia del modello nella prova di cui alla fig. 18.

quale caso nella deformazione del sistema a graticcio i nodi di un trasverso restano su una retta. Questa ultima ipotesi, quando i trasversi hanno la medesima altezza delle nervature principali, come nel caso in esame, è quasi rigorosamente verificata.

La risoluzione teorica del problema, indicata dall'Albenga (1) nel caso che le nervature longitudinali sotto uno stesso carico abbiano linee elastiche simili, risulta così enormemente semplificata dipendendo i valori delle mutue reazioni fra travi longitudinali e trasversali unicamente dalla posizione assunta dalla risultante dei carichi e dagli interassi delle nervature longitudinali. Se si considera poi un carico concentrato su un trasverso, la sua ripartizione è anche indipendente dal numero dei trasversi. Si trova allora che le reazioni fra travi longitudinali e

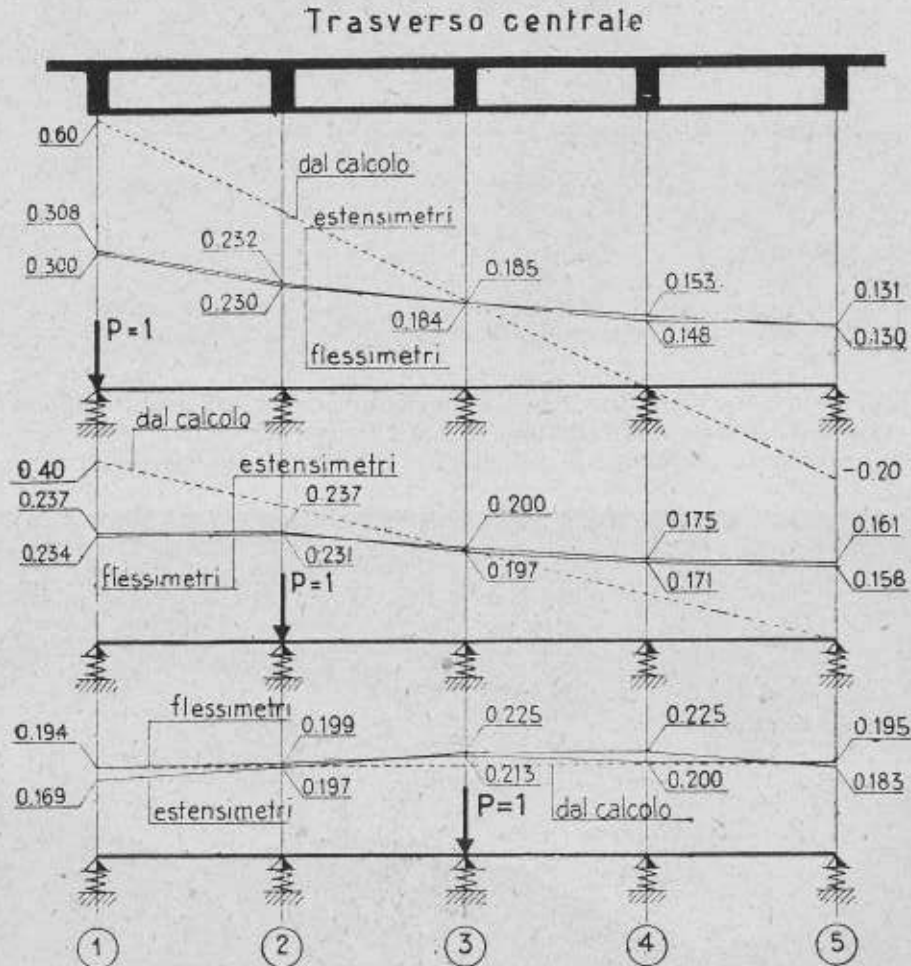


Fig. 20. — Reazioni indotte dal trasverso centrale sulle nervature longitudinali per un carico concentrato posto rispettivamente su di esso nelle posizioni 1-2-3 segnate nella fig. 18. Le linee tratteggiate indicano i risultati del calcolo approssimato, quelle continue i risultati sperimentali dedotti dalla lettura dei flessimetri e degli estensimetri.

trasversi sono uguali quando il carico agisce in corrispondenza della nervatura centrale (baricentro delle masse) e variano linearmente quando esso è eccentrico rispetto ad essa, come si vede nella fig. 20 (linee tratteggiate) per un carico concentrato unitario considerato separatamente in tre nodi d'incrocio delle travi longitudinali e del trasverso centrale della campata.

(1) ALBENGA, *Lezioni di Ponti*. UTET.

I risultati ottenuti dall'esperienza concordano qualitativamente se non quantitativamente con essi.

La fig. 18 rappresenta schematicamente la disposizione degli estensimetri e dei flessimetri posti sul modello in sei nodi del graticcio durante le prove eseguite applicando un carico concentrato di 200 kg. successivamente su 9 nodi; la fig. 19 la fotografia di una di queste prove.

I valori delle deformazioni rilevati con i flessimetri, mediati fra quelli ottenuti in più operazioni di carico e scarico, sono riportati nella seguente tabella dove

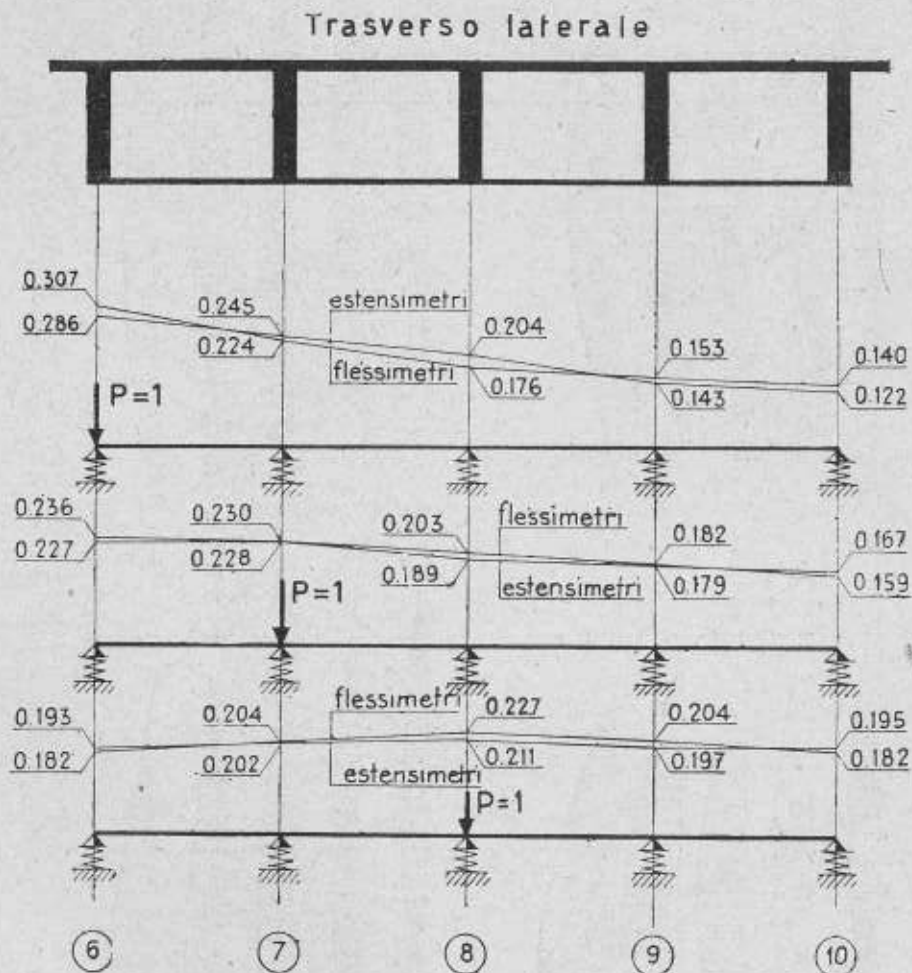


Fig. 21. — Reazioni fra trasverso laterale e nervature longitudinali per il carico nelle posizioni 6-7-8 dedotte come per il trasverso centrale (fig. 20).

sono indicate anche le somme dei valori letti nei nodi di un trasverso, somme che dovrebbero mantenersi costanti allo spostarsi del carico in senso trasversale all'asse del ponte.

Potendosi, con approssimazione lecita, ritenere che le tensioni e le frecce nei nodi del trasverso sul quale agisce il carico siano proporzionati alle mutue reazioni fra trasverso e travi longitudinali (essendo approssimativamente uguali i momenti d'inerzia delle 5 nervature longitudinali) si sono confrontati nei grafici della fig. 20 e 21 i valori di dette reazioni dedotti dalle due serie di misure (tensioni e frecce).

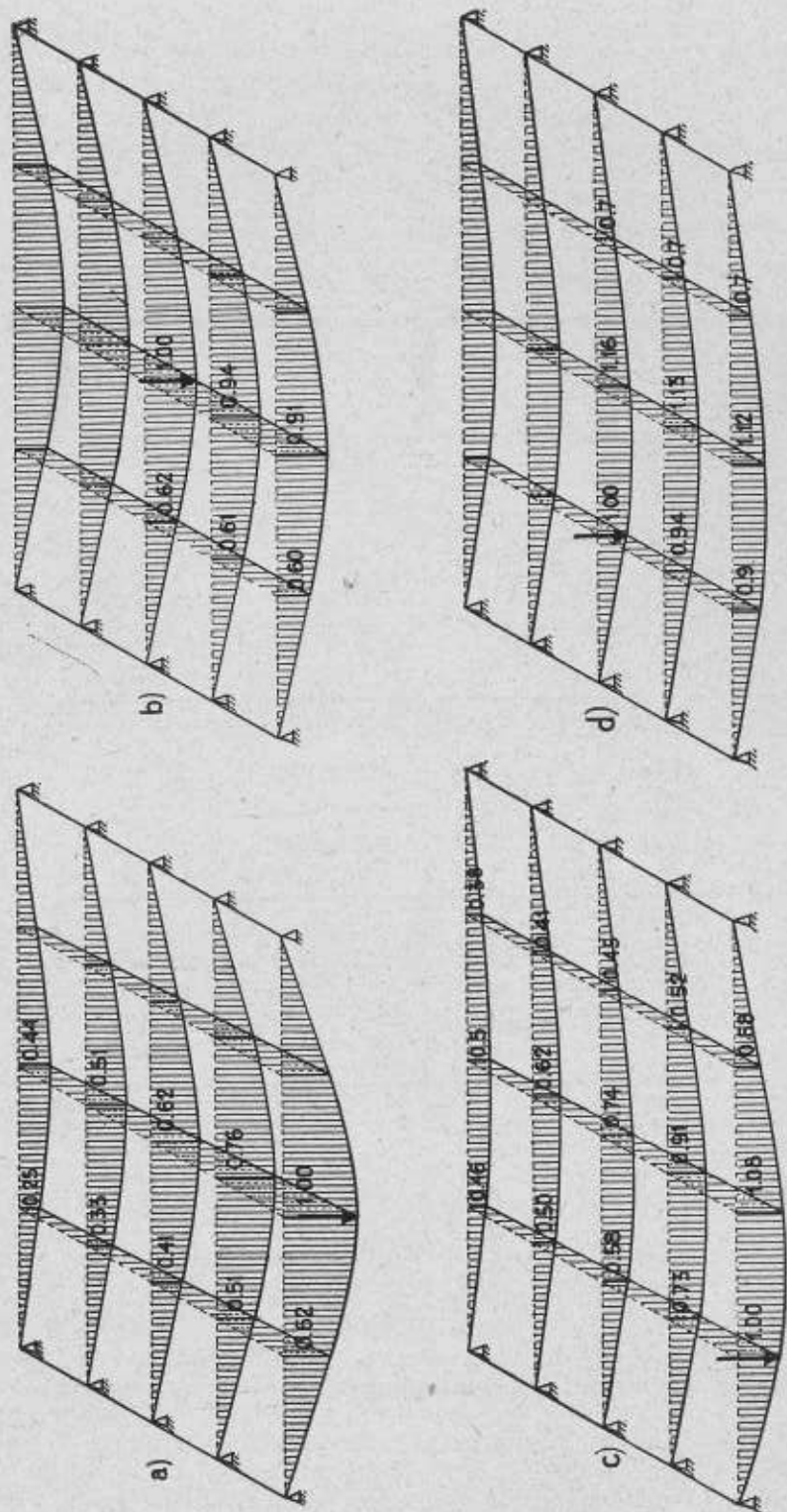


Fig. 22. — Deformazione delle travi nell'esperienza di cui in fig. 18 per il carico concentrato applicato successivamente nei nodi del graticcio. I valori segnati delle frecce sono riferiti a quelli sottostanti al carico fatto uguale ad 1.

Nella fig. 20 si leggono le reazioni sulle nervature longitudinali per il carico concentrato, fatto uguale ad uno, applicato successivamente su tre nodi del trasverso centrale; nella fig. 21 analogamente per un trasverso laterale. È chiaro che le linee segnate sono anche quelle d'influenza delle reazioni nel nodo sottostante al carico.

Deformazioni in mm per un carico P = 200 Kg.

Carico nella posizione	Deformazioni in mm per un carico P = 200 Kg.																		
	1	2	3	4	5	\sum_{1}^5	6	7	8	9	10	\sum_{6}^{10}	11	12	13	14	15	\sum_{11}^{15}	
1	2,35	1,79	1,44	1,30	1,03	(7,81)	1,45	1,19	0,96	0,78	0,60	(4,98)							
2	1,82	1,80	1,56	1,36	1,25	(7,79)	1,30	1,10	1,00	0,88	0,79	(4,97)							
3	1,50	1,54	1,65	1,55	1,51	(7,75)	0,98	0,99	1,01	1,00	0,99	(4,97)							
7	1,40	1,18	0,96	0,80	0,65	(4,99)	1,30	0,95	0,75	0,65	0,60	(4,25)	0,76	0,68	0,50	0,53	0,50	(3,06)	
8	1,17	1,12	0,95	0,87	0,83	(4,94)	0,99	0,96	0,79	0,75	0,70	(4,19)	0,66	0,62	0,61	0,58	0,58	(3,05)	
9	0,96	0,96	0,99	0,98	0,97	(4,86)	0,78	0,82	0,86	0,80	0,79	(4,05)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	(3,00)	

I risultati forniti dai flessimetri e dagli estensimetri concordano sensibilmente fra loro e sono quantitativamente ben diversi da quelli che si ottengono con il procedimento sommario sopra indicato, quando il carico è eccentrico rispetto all'asse del ponte. Si vede ad esempio che per il carico sul nodo di incrocio del trasverso centrale e della nervatura di bordo, quest'ultima è in realtà sottoposta ad una reazione del 50 % maggiore del valore medio mentre dal calcolo si avrebbe un aumento del 200 %. Per il carico sul nodo della seconda nervatura si ha un aumento solo del 17,5 %.

Con i valori sperimentali sono state valutate le reazioni per il carico permanente e per quello accidentale esteso a tutto il ponte (condizione b della fig. 11).

Analogamente a quanto constatato per il tratto a sbalzo, di cui si è parlato precedentemente, si trova che, comunque venga disposto il carico accidentale, le nervature risultano pressochè uniformemente sollecitate così da ritenersi lecita l'ipotesi di uguale ripartizione di carico fra tutte le nervature longitudinali della travata.

A rendere poi evidente l'effetto di un carico concentrato sul graticcio di travi nella fig. 22 si sono disegnate in scala le deformate per 4 posizioni caratteristiche. I valori riportati indicano le frecce assunte dai nodi, fatta uguale ad 1 quella del nodo sottostante al carico.

QUARTA SERIE DI ESPERIENZE.

Per ultimo si operò sullo sbalzo della campata centrale del ponte (destro in fig. 1) sul quale si appoggia la travata metallica a transito aperto. (fig. 23). Detto sbalzo è sottoposto a due carichi P_1 e P_2 alle sue estremità, come indicato nella fig. 24 nella quale è rappresentata anche la disposizione sul modello degli estensimetri e dei flessimetri.

Mentre per il carico permanente, P_1 e P_2 sono uguali fra loro e d'intensità minima (8 T) per il carico accidentale, in posizione eccentrica sulla travata metallica possono assumere valori ben diversi, analogamente a quanto si è trovato per lo sbalzo opposto della campata centrale.

Anche per questa struttura si hanno risultati sperimentali notevolmente di-

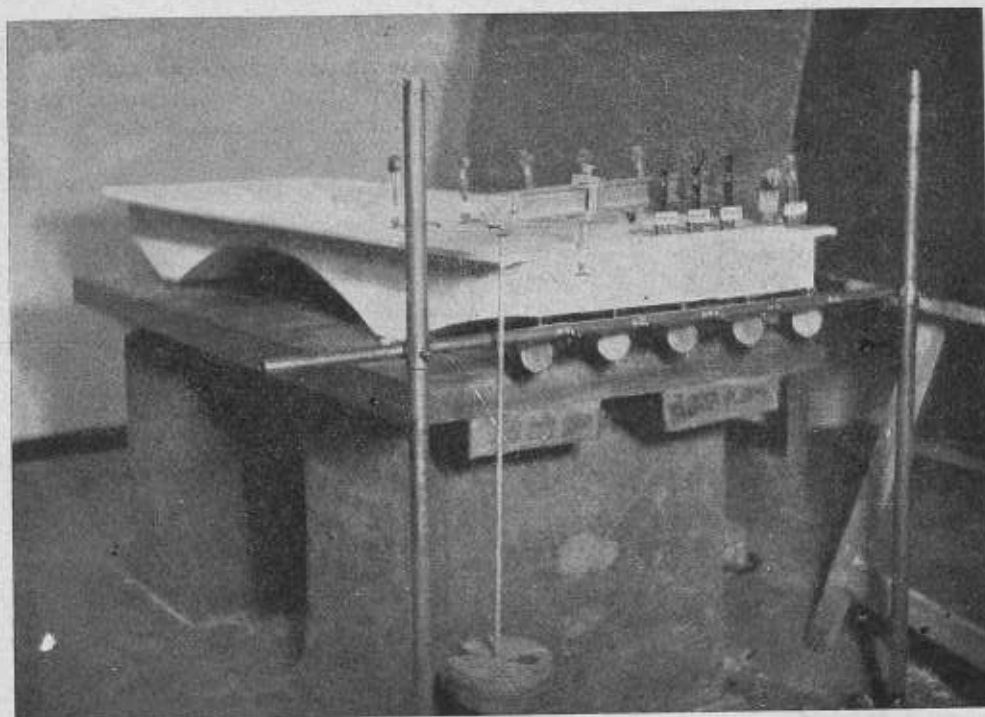


Fig. 23. — Sbalzo della campata centrale del ponte di appoggio della travata metallica a ponte chiuso.

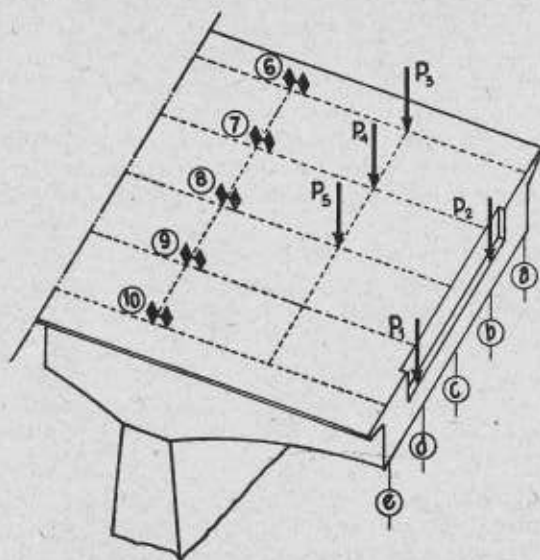


Fig. 24. — Schema dei carichi e della disposizione degli estensimetri (da 6 a 10) e dei flessimetri (da a ad e) sulla prova di cui i fig. 23.

Allo scopo di analizzare anche la distribuzione dei carichi transitanti sull'impalcato dello sbalzo venne successivamente applicato un carico concentrato sui tre nodi del trasverso intermedio ottenendo i valori dei digrammi della fig. 26 dai

versi da quelli del calcolo condotto colle ipotesi già dette.

Nella fig. 25 a) si vedono i cedimenti dell'estremità dello sbalzo: teorici e sperimentali per carichi $P_2 = 73$ kg e $P_1 = 0$. Il grafico b) indica i valori delle reazioni delle cinque nervature longitudinali per il carico P_2 fatto uguale ad uno dedotti dalle tensioni misurate al lembo superiore della sezione di appoggio sulla pila.

Anche in questo caso si trova sperimentalmente una migliore distribuzione del carico sulle nervature di quanto non dia il calcolo.

Il grafico c) rappresenta le tensioni misurate nella sezione di mezzeria della campata adiacente. Si vede che praticamente in tale sezione le cinque nervature vengono sollecitate in ugual misura.

quali si vede che nonostante il trasverso sia molto rigido le sollecitazioni nella sezione di appoggio sulla pila non variano linearmente.

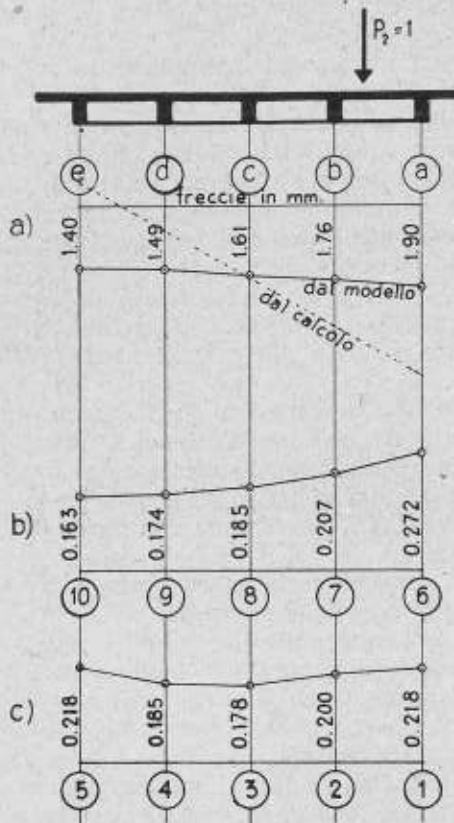


Fig. 25. — Cedimenti dell'estremità delle travi nelle prove di cui in fig. 23 per il carico $P_2 = 93$ kg. e coefficienti di sollecitazione nelle sezioni di appoggio (b) e di mezziera della campata adiacente (c) per il carico $F_2 = 1$.

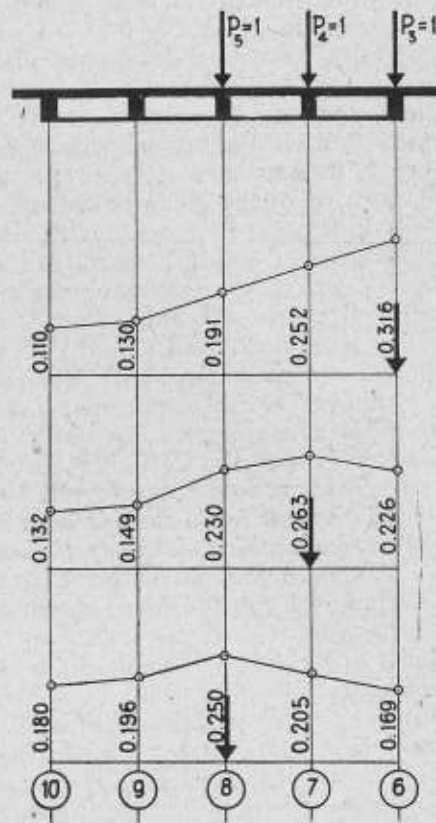


Fig. 26. — Coefficienti di sollecitazione nella sezione di appoggio sulla pila per successive condizioni di carico; $P_5 = 1$; $P_4 = 1$; $P_3 = 1$.

In fine coi valori delle reazioni dedotti sperimentalmente, sia per il carico permanente, che per quello accidentale, sono risultati nelle cinque nervature sollecitazioni quasi uguali cosicchè anche per questa struttura si perviene a conclusioni analoghe a quelle formulate per le altre.

Degli estensimetri vennero anche disposti sulla parete del trasverso di estremità dello sbalzo nella direzione dei ferri piegati (figura 27) determinando così la zona più sollecitata come risulta dalla figura.

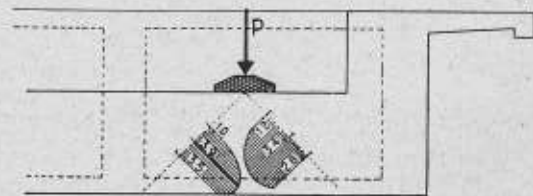


Fig. 27. — Diagrammi delle deformazioni misurate sul trasverso di estremità in direzione normale a rette inclinate a 45° passanti per il punto di applicazione del carico.

CONCLUSIONI.

Dalle esperienze eseguite si traggono delle conclusioni che, seppure legate al tipo di struttura esaminato, possono estendersi con opportune riserve ai ponti a travata in genere.

Caratteristiche del ponte allo studio sono: i trasversi notevolmente rigidi estesi a tutta l'altezza della trave, il momento d'inerzia delle nervature longitudinali fortemente variabile dalla mezzeria della campata agli appoggi, i marciapiedi a sbalzo notevolmente aggettanti. Tenuto conto anche del maggior spessore delle nervature esterne, quest'ultime hanno momento d'inerzia inferiore, ma di poco, a quello delle nervature centrali. La controsoletta collega le nervature nella loro parte inferiore costituendo così nel complesso una grande trave cellulare costituita da soletta, nervature longitudinali e controsoletta.

Questa trave presenta una elevata rigidità torsionale alla quale è da attribuirsi il comportamento rilevato dalle esperienze, per condizioni di carico particolari, comportamento molto diverso da quello dedotto dal calcolo basato sulle ipotesi semplificative delle quali si è parlato.

Sia per la campata appoggiata che per gli sbalzi, si è trovato che il carico permanente unitamente a quello mobile, costituito da colonne d'intensità notevolmente diversa una dall'altra, produce sulle cinque nervature sollecitazioni praticamente uguali comunque vengano disposte le colonne rispetto all'asse del ponte.

È pertanto lecito considerare nei calcoli di stabilità il ponte come una unica trave con carico accidentale disposto lungo il suo asse.

Volendo generalizzare i risultati conseguiti si osserva che in generale le caratteristiche di cui si è fatto cenno quasi sempre si ritrovano tutte nei ponti in cemento armato a travata. Alcune volte manca la controsoletta e quindi viene ridotta la rigidità torsionale della travata, ma comunque, quando il ponte abbia dei marciapiedi sufficientemente ampi, e quindi i veicoli non possano transitare in prossimità dei parapetti, è da ritenersi che la ripartizione uniforme dei carichi fra le varie travature longitudinali sia ancora accettabile.

È sempre consigliabile, per avvicinarsi in realtà a questo comportamento, che le nervature di estremità non siano più alte di quelle intermedie (contrariamente a quanto alcune volte suole farsi per realizzare i marciapiedi a sbalzo) e che i trasversi siano notevolmente rigidi: possibilmente, come suggeriscono sia l'Albenga che il Giannelli, d'altezza pari a quella delle nervature longitudinali e distribuiti in modo che uno di essi venga a cadere nella mezzeria del ponte o nelle immediate vicinanze. È ovvio che i trasversi, e particolarmente quello centrale, debbono essere messi in grado, con sufficiente armatura a flessione e taglio, di trasmettere da una nervatura longitudinale all'altra gli sforzi che derivano dalle varie possibili condizioni di carico.

ROMA - Giugno 1944.

BIBLIOGRAFIA

Le memorie su argomenti che riguardano direttamente o indirettamente l'impiego dei modelli nello studio sperimentale delle costruzioni civili sono così numerose che una completa bibliografia sarebbe oltremodo estesa.

Qui di seguito ci siamo limitati a segnalarne solo alcune che trattano il problema generale della similitudine meccanica ovvero illustrano esperienze su modelli, preferibilmente di ponti, eseguite con il metodo dei carichi applicati.

Restano pertanto escluse le pubblicazioni sulla ricerca delle linee d'influenza per mezzo di distorsioni impresse ed anche quelle ricerche eseguite con procedimenti speciali quale la fotoelsticità.

I. BERTRAND, *Note sur la similitude en mécanique*. Journal de l'Ecole Polytechnique, 1848, Parigi.

E. PHILLIPS, *Sur l'équilibre des solides élastiques semblables*. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences. Parigi, 1869.

- E. PHILLIPS, *Sur l'emploi des modèles pour déterminer expérimentalement les conditions de résistance des solides élastiques*. Congrès International de Mécanique Appliquée, 1891.
- A. MESNAGER, *Sur une méthode expérimentale pour déterminer les tensions qui se produisent dans les constructions*. — Comptes Rendus, 1912.
- A. MESNAGER, *Détermination sur un modèle réduit des tensions qui se produisent dans un ouvrage*. Annales des Ponts et Chaussées, 1913.
- R. TOLMAN, *The principle of similitude*. Physical Review, 1914.
- R. TOLMAN, *The principle of similitude and the principle of dimensional homogeneity*. Physical Review, 1915.
- G. NICOLOSI, *Applicazioni del principio di similitudine meccanica alle costruzioni*. Annali di Ingegneria e Architettura, Agosto 1919.
- G. NICOLOSI, *Nuove ricerche sulle applicazioni del principio di similitudine meccanica alle costruzioni*. Giornale del Genio Civile, 1920.
- A. MESNAGER, *Détermination de la résistance d'un ouvrage sur un modèle réduit*. Genie Civil, 1927.
- BAES, *L'extensomètre Huggenberg*. Bulletin de la Soc. Belge des Ingénieurs et des Industriels, 1929.
- M. RITTER, *Experimentelle Methoden der Baustatik*. Schweizer-Bauzeitung, 1930.
- BLAZEK, *Zelluloidmodelle in der Baustatik*. Bauingenieur, 1931.
- A. V. KARPOV, *Similarity conditions between an arch dam model and its prototype*. Discussions on Theory of Similarity and Models. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1932.
- A. V. KARPOV e R. TEMPLIN, *Building and testing an arch dam model*. Civil Engineering, 1932.
- B. F. GROAT, *Theory of Similarity and Models*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Volume 96, 1932.
- A. V. KARPOV, *Theory of Similarity and Models* Transactions of the American Society of Civil Engineers. Discussions 1932, Vol. 96.
- L. PLUMMER, *Study of an arch bridge for statically indeterminate stresses* Eng. New Rec. 1932, Volume 190, N. 10.
- G. BEGGS - E. DAVIS, *Tests on structural models of proposed San Francisco - Oakland Suspension Bridge*. University of California Publications in Engineering, Volume 3, N. 2, 1933.
- M. WILSON, *Laboratory tests of multiple span reinforced concrete arch bridges* Proceedings, 1934, N. 4.
- W. CARLSON, *Similitude requirements in model design*. Eng New Rec. 1934, N. 8.
- WILSON a. KLUGE, *Laboratory tests of three - span reinforced concrete arch ribs on Slender Piers* Illinois Engineering Experiment Station, 1934, Bulletin 269.
- G. OBERTI, *Indagini Sperimentali sulle Costruzioni con l'ausilio dei modelli*. Atti Ricerche e Studi del R. Politecnico di Milano 1935.
- H. LOSSIER, *Les essais sur modèles en béton armé à échelle réduite*. Genie Civil, Febbraio, 1935.
- R. L. TEMPLIN, *Tests of engineering structures and their models*. Proceedings, 1936, N. 8.
- C. F. KOLLBRUNNER, *Versuche über die Knicksicherheit und die Grundschnitzungszahl Vollwandiger Bogen*, Bautechn. 1936, H. 12.
- P. WITMER a. H. BONNER, *Tall building frames studied by means of mechanical models*. Proceedings 1936, N. 1.
- G. OBERTI, *L'uso dei modelli per lo studio dello stato di sollecitazione in strutture: concetti basilari e recenti applicazioni*. Energia elettrica, 1936.
- F. WIYNER, H. BONNER, *Tall buildings frames studied by means of mechanical models*, Proceedings of A.S.G.E. gennaio 1936.
- C. CESTELLI GUIDI, *L'impiego dei modelli nelle ricerche sperimentali sulle costruzioni*. Annali dei LL. PP., 1936.
- RUGE a. SCHMIDT, *Mechanical structural analysis by the moment indicator* Proceedings 1938, N. 8.
- PASCAL, *La méthode expérimentale au Bureau d'Etudes*, Ann. P. Chass. 1938, N. 8, e 9.
- E. CARDOSO, *A investigação experimental científica*. Tecnica, N. 124, 1941.
- E. LEHR, *Mess- und Auswertverfahren für statische Dehnungsmessungen* A.T.M., n. 127, 1942.
- La sperimentazione nella tecnica delle Costruzioni*. Corso di 6 lezioni. Ist. Naz. per gli Studi e la Sperimentazione nell'Edilizia 1943. Roma.