

Zasady projektowania mostów.

Napisał

inż. dr. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Lwów.

Podział mostów. Mosty dzieli się wedle rodzaju drogi komunikacyjnej na: *a*) drogowe (kołowe), — tu należą też mosty dla pieszych, czyli t. zw. kładki, *b*) kolejowe, *c*) kanałowe i *d*) wodociągowe (akwadukty). Mosty drogowe dzieli się w Polsce na trzy klasy, a to: pierwszej klasy na drogach państwowych i na głównych ulicach większych miast, drugiej klasy na drogach wojewódzkich i powiatowych, oraz na ulicach miejskich, nie objętych pierwszą kategorią, wreszcie trzeciej klasy na drogach gminnych poza obrebnem miast.

Ze względu na rodzaj konstrukcji na mosty stałe i ruchome.

Wreszcie podział można przeprowadzić ze względu na materiał, użyty na konstrukcję (mosty drewniane, żelazne, kamienne, betonowe, żelbetowe), oraz ze względu na charakter belek głównych (np. mosty łukowe, wspornikowe itd.).

Przepustami nazywamy małe mosty o rozpiętościach do 4 m.

Wiaduktami nazywamy mosty ponad wgłębieniami terenu, a więc zastępujące nasyp; zwykle opłaczają się one dla wysokości 16—20 m nad terenem.

Most składa się z konstrukcji (budowy) *a*) spodniej czyli dolnej i *b*) wierzchniej czyli górnej. Do pierwszej należą filary (podpory środkowe) i przyczółki (podpory końcowe). Konstrukcja wierzchnia składa się z belek (dźwigarów) głównych, na których spoczywają poprzecznice (belki poprzeczne) i podłużnice (belki podłużne), podtrzymujące jezdnię i chodniki; belki główne związane są nadto ze sobą t. zw. tężnikami (wiatrownicami) pionowymi i poziomymi.

Most może być o pomoście górą, pomoście dołem i pomoście pośrodku (wgłębionym). Dla mniejszych rozpiętości korzystniejsza jest jazda górą (dobre steżenia poprzeczne, lżejsza konstrukcja pomostu, mniejsze przyczółki i filary); o ile jednak jesteśmy skrepowani zbyt małą wysokością konstrukcyjną, dajemy pomost dołem lub wgłębiony. Dla większych rozpiętości lżejsze są mosty o pomoście dołem.

Wysokością ustrojową mostu nazywamy odległość od najniższego punktu dolnej krawędzi belki mostowej do niwelety mostu, tj. do wierzchu nawierzchni w osi mostu drogowego, względnie do stopy szyny mostu kolejowego.

Wymiary poprzeczne mostów. Szerokość mostów drogowych ustala się odpowiednio do rodzaju drogi. Najmniejsze dopuszczalne wymiary wedle przepisów M. R. P. z r. 1925 podane są na fig. 1. Mosty w większych miastach mają szerokości znacznie większe i dostosowane do szerokości ulic. Chodniki należy urządzić zawsze w miastach i osiedlach, lub w ich pobliżu. Najmniejsza ich szerokość 75 cm. Jeżeli niema chodników, należy dać krawężniki o szerokości 40 cm.

Małe mosty i przepusty o rozpiętościach do 4 m należy budować o tej samej szerokości, co korona drogi, na której znajduje się most.

Teżniki (wiatrownice) górne itp. konstrukcje winny znajdować się nad powierzchnią jezdni conajmniej 4,5 m, zaś nad powierzchnią chodników conajmniej 2,5 m.

Wymiary poprzeczne mostów kolejowych należy dostosować do skrajni, dodając nadto około 20 cm (por. dział: „Koleje“, str. 235, fig. 267). Szerokość w świetle normalnotorowego mostu kolejowego wynosić będzie co-

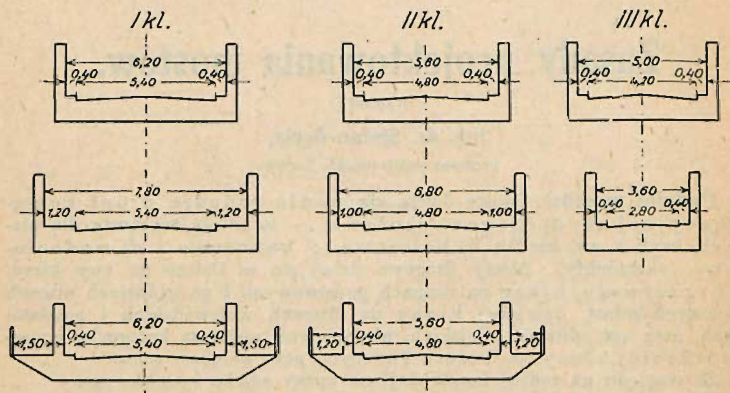


Fig. 1.

najmniej 4,80 m. Jeżeli most jest w łuku, to szerokość jego zwiększa się odpowiednio do strzałki łuku na moście. Por. niżej o rozpiętości przejazdów nad kolejami.

Wzniesienie dolnej krawędzi mostu nad najwyższy stan wody wynosić powinno wedle przepisów M. R. P. conajmniej 0,5 m,
jeżeli rzeką płynąć mogą pnie itd. 1,0 m,
na rzekach spławnych przy spławie luzem 1,0 m,
na rzekach spławnych przy spławie wiązonym 2,5 m,
na rzekach żeglownych 5,5 m.

Wzniesienie nad kanałami żeglugi por. str. 644. Powyższe normy może M. R. P. zmienić w poszczególnych wypadkach.

Mosty łukowe, których $f < \frac{1}{6} l$, zaś $\alpha < 90^\circ$, należy założyć tak, aby

najwyższe zwierciadło wody nie sięgało ponad wezgiłowia. Jeżeli $f > \frac{1}{6} l$, zwierciadło najwyższe wody nie powinno sięgać do punktu a (fig. 2).

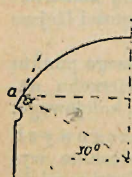


Fig. 2.

Wzniesienie konstrukcji mostu nad torami kolejowymi należy dostosować do skrajni; przyczem przy mostach drewnianych powinno ono wynosić conajmniej 0,5 m nad skrajnią, o ile zastosuje się urządzenia, chroniące drzewo od pożaru, względnie 2,0 m nad skrajnią, o ile tychże nie ma.

Wzniesienie nad drogą kołową: min. 2,50 m nad chodnikami, oraz 4,50 m nad jezdnią; na drogach podrzędnych można ten wymiar zmniejszyć do 3,20 m za zezwoleniem M. R. P.

Wysokość poręczy conajmniej 1,10 m.

Rozpiętości mostów. Łączna rozpiętość mostów nad rzekami zależy od największej ilości przepływającej wody, zwiększenia chyżości pod mo-

stem i dopuszczalnego spiętrzenia. Dla małych mostów oblicza się ilość wody z wzorów empirycznych, dla większych wykonywa się odpowiednie pomiary (por. dział: „Pomiary wodne“).

Przy określonej długości mostu należy rozpiętości poszczególnych przęseł dostosować do warunków miejscowych, do wymiarów największych statków i tratów, jakie mogą kursować w danym miejscu, wreszcie do kosztów. Rozpiętości są tem większe, im większy jest koszt filarów, tj. im trudniejsze fundowanie i im są one wyższe. Przesła przepływowe są często większe od przesła inundacyjnych. Przy kilku możliwych ewentualnościach decydują najniższe koszty. Na zakrętach rzek powinny być przesła większe niż w miejscach normalnych. Rozpięć ościwiaduktów zależą przedewszystkiem od kosztów i w konsekwencji od wysokości filarów.

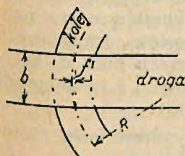


Fig. 3.

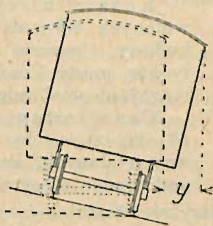


Fig. 4.

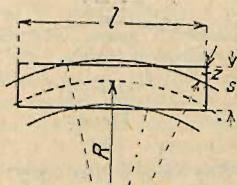


Fig. 5.

Przy niewielkiej ilości przęseł budujemy je zwykle w nieparzystej ilości.

Ze względu na prostotę roboty i ekonomję staramy się o to, aby możliwie wielką ilość przęseł była taka sama; o ile zatem rozpiętości są różne, to zmieniamy je grupami.

Mosty nad kanałami żeglugi powinny obejmować jednym przęsłem całą (niezmniejszoną) szerokość profilu wraz z drogami holowniczymi (por. dział: „Kanały żeglugi“).

Mosty nad ulicami i drogami powinny dostosować się rozpiętością do szerokości drogi. Można jednak ustawić słupy w środku drogi, co zresztą nie jest pożądane, oraz na chodnikach obok krawężnika.

Przejazdy nad kolejami powinny mieć rozpiętość równą szerokości skrajni, zwiększoną o ∓ 20 cm. Jeżeli tor kolejowy pod mostem przechodzi w łuku, należy zwiększyć rozpiętość mostu: 1. o strzałkę krzywizny toru $f =$

$\frac{b^2}{8R}$, gdzie b jest szerokością mostu, a R promieniem krzywizny toru

(fig. 3), 2. o poszerzenie toru w łuku (por. dział: „Koleje żelazne“, str. 230), 3. o wielkość y , powstałą wskutek ukośnego położenia skrajni (fig. 4), i 4. o wielkość z , powstałą wskutek odchylenia osi wozu od osi toru (fig. 5); przyjąć można, jeżeli s jest szerokością wozu, l długością tegoż:

$$z = \sqrt{\left(R + \frac{s}{2}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} - \left(R + \frac{s}{2}\right).$$

Przy przejazdach nad kolejami lub drogami kołowymi można przeprowadzić rowy a) pomiędzy przyczółkami (filarami) jako otwarte lub kryte, b) poza filarami (przyczółkami), wreszcie nawet c) przez przyczółki (rzadko).

Mosty ukośne mają większe rozpiętości i kosztowniejszą konstrukcję od prostych, to też w miarę możliwości staramy się ich unikać.

Niweleta mostu niejednokrotnie dana z góry. Przy mostach drogowych przeważnie pozioma; podniesienie niwelety ku środkowi mostu wy-

chodzi z użycia, chyba, gdy chodzi o uzyskanie większej wysokości konstrukcyjnej (stosunkowo najczęściej przy mostach łukowych); wtedy w środkowej części zaokrągla się spadek łukiem koła lub parabolą o długości $2l'$ (fig. 6.) Najwyższe spadki por. dział: „Ulice“. Czasem niweleta spada w jedną stronę, gdy wynika to ze spadku całej drogi. Przy mostach kolejowych niweleta stosuje się do spadku linii kolejowej. Załamanie spadku na moście możliwe, ale niemiłe i rzadko używane.

Spadek poprzeczny: dyle 2,5—3%, droga bita 4—6%, bruk 2,5—3%, chodniki 1—2%; pozatem por. dział: „Ulice“.

Porównanie mostów z różnym materiałom. Koszta budowy. Najtańsze są mosty drewniane; żelazne zwykle tańsze od betonowych i żelbetowych, niemniej potrzebne jest porównanie.

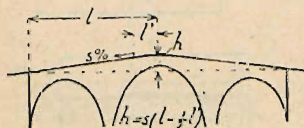


Fig. 6.

Koszta utrzymania mostów drewnianych wynoszą około 2—3% kosztów budowy, mostów żelaznych 0,2—0,3% tychże, mosty kamienne i betonowe nie wymagają niemal żadnych kosztów utrzymania.

Czas trwania mostów drewnianych 10—20 lat, co do żelaznych brak definitywnych danych, kamiennych i betonowych praktycznie nieograniczony.

Szybkość budowy: najszybciej buduje się mosty drewniane, następnie żelazne, potem żelbetowe i betonowe, wreszcie kamienne.

Rozpiętości mostów żelaznych dochodzą do 610 m (projekty do 1000 m i wyżej), żelbetowych do 200 m (projekty do 250 m i wyżej), betonowych i kamiennych prawie do 100 m, drewnianych do 50 m.

Wysokość konstrukcyjna: najmniejsza w mostach żelaznych, następnie drewnianych i żelbetowych, wreszcie betonowych i kamiennych.

Mosty ukośne najłatwiej wykonać żelazne (ukos do 20°), najtrudniej kamienne (30° dla mostów odcinkowych, 70° dla półkolistych).

Wstrząśnienia najmniej działają na mosty kamienne, betonowe, wreszcie na żelbetowe i żelazne.

Wpływ dymu i gazów nie szkodzi mostom kamiennym i betonowym, — szkodzi żelaznym i żelbetowym.

Wygląd najbardziej monumentalny mają mosty kamienne i betonowe, dalej żelbetowe, żelazne i drewniane.

Dzisiaj buduje się z drzewa mosty, których czas trwania nie ma być długi (mosty tymczasowe, rusztowania), dalej mosty drogowe III. klasy i czasem mosty dla kolei drugorzędnych. Pozatem staramy się budować mosty o charakterze stałym, przeważnie żelbetowe dla mniejszych rozpiętości, żelazne dla rozpiętości większych, oraz tam, gdzie mała wysokość konstrukcyjna lub inne względy nie pozwalają na zastosowanie żelbetu. Wskazane jest budować nawet mosty drewniane na filarach i przyczółkach kamiennych lub betonowych; trwałość mostu znacznie się wtedy zwiększa, gdyż przyczółki i filary drewniane szybko niszczeją.

Obciążenia mostów. Na mosty działają następujące obciążenia: a) ciężar stały (belek głównych, poprzecznic, podłużnic itd.), b) ciężar ruchomy czyli zmienny (na mostach drogowych automobile, wozy, walce parowe, ludzie itd., na kolejowych pociągi), c) parcie wiatru, d) parcie ziemi i wody, a nadto e) zmiany temperatury i ewentualnie f) skurcz materiałów.

1. Ciężar stały przyjmuje się wedle wzorów; najważniejsze podane są w odpowiednich działach. Ciężary materiałów konstrukcyjnych poleca M. R. P. przyjmować w następujących wielkościach:

Żelazo zlewne	7,85 t/m ³	Mur z cegieł na cemencie	1,70 t/m ³
„ spawane	7,80 „	Beton stwardniały	2,20 „
Stal	7,86 „	„ mokry (w deskowa- niu)	2,40 „
Zelivo	7,30 „	Żelbet stwardniały	2,40 „
Drzewo miękkie mokre	0,90 „	„ mokry (w deskowa- niu)	2,60 „
„ „ suche	0,80 „	Bruk drewniany	1,10 „
„ twarde mokre	1,00 „	Piasek	1,60 „
„ „ suche	0,90 „	Żwir lub tłuczeń na jezdni	1,90 „
Mur ciosowy	2,40—2,60 „	Ziemia, glina	1,80 „
„ z kamienia łamanego (wapień)	2,40 „	Bruk kamienny	2,40—2,80 „
„ z kamienia łamanego (piaskowiec)	2,20 „	Asfalt lany	1,20 „
„ z cegieł na wapie	1,60 „		

2. Ciężar ruchomy. a) Mosty drogowe. W poszczególnych państwach istnieją rozmaite rozporządzenia, określające rodzaj i wielkość obciążeń drogowych. Zazwyczaj składają się na nie: walec drogowy, jako obciążenie największe, samochody ciężarowe, czasem wozy dla dróg podrzędnych; oraz tłum ludzi, przyjmowany jako ciężar jednostajnie rozłożony. Niektóre rozporządzenia przyjmują nadto obciążenia moździerzem, kolejką polową itd. W Polsce przepisy M. R. P. z r. 1925 wprowadzają tylko jeden rodzaj obciążenia zasadniczego, ułatwiając tem samem obliczenie mostu w bardzo wybitnym stopniu, nie mówiąc o tym, że dla różnych klas i dla różnych szerokości mostu należy pomnożyć je tylko przez odpowiednie współczynniki.

Obciążenie zasadnicze rozmieszczone jest na pasie jezdni o szerokości 2,50 m. Jest nim walec parowy o ciężarze 20 t (os przednia 8 t, os tylna 12 t); przed nim i za nim tłum ludzi o ciężarze 500 kg/m² dla długości mostu $l \leq 50$ m, zaś 400 kg dla $l \geq 100$ m, gdzie l oznacza długość przęsła; dla pośrednich długości l należy interpolować linjowo (fig. 7). Na chodnikach należy przyjmować tłum ludzi o tymże ciężarze jednostajnie rozłożonym. Zasadnicze obciążenie (jezdni i chodników) należy pomnożyć przez współczynnik φ (współczynnik klasy mostu), zależny od klasy mostu; wynosi on

dla mostów I. klasy	$\varphi = 1,0$,
„ „ II. „	$\varphi = 0,8$,
„ „ III. „	$\varphi = 0,4$.

Aby znaleźć całkowity ciężar, działający na jezdnię mostową, należy pomnożyć tak określone obciążenie przez współczynnik α (współczynnik szerokości mostu), wynoszący:

$$\alpha = 0,4 b \quad \text{dla jezdni o szerokości } b \leq 5,0 \text{ m,}$$

$$\text{zaś } \alpha = 1 + 0,2 b \quad \text{dla jezdni o szerokości } b > 5,0 \text{ m,}$$

gdzie b jest szerokością jezdni (fig. 8 a, b, c). Krawężników można nie obciążać.

Z powyższego wynika, że dla szerokości równej lub mniejszej od 5,00 m obciążenie mostu zwiększa się wprost proporcjonalnie do szerokości. Dla szerokości $b > 5,0$ m obciążenie to wzrasta znacznie wolniej, co uzasadnia się tem, że jest mniejsze prawdopodobieństwo, aby cała jezdnia była obciążona równie silnie.

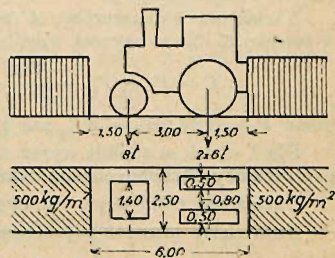


Fig. 7.

Przy obliczeniu mostów o dwu belkach głównych przyjęć należy, że na każdą belkę przenosi się połowa obciążenia, obliczonego w powyższy sposób. Jeżeli most ma większą ilość belek głównych w odstępnie mniejszym niż 2,5 m, to współczynnik $a = 0,4 b$ należy zastosować przy ich obliczeniu, jeżeli urząd pomostu zapewnia ściśle współdziałanie belek (np. mostu żelbetowego z silnymi steżeniami poprzecznymi). Przez b należy rozumieć wtedy odstęp belek głównych (fig. 8 d). Jeżeli urząd pomostu nie zapewnia ściśłego współdziałania belek, to ciężary, działające na jedną belkę, należy przyjąć odpowiednio do rozkładu ciśnienia na te belki z uwzględnieniem szerokości kół walca i ob-

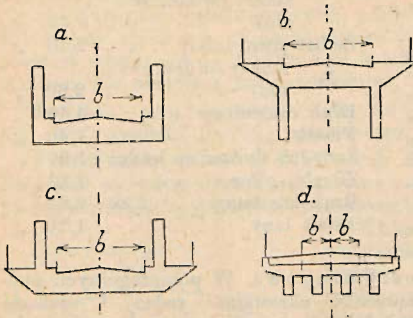


Fig. 8.

ciążenia każdego z nich. To samo należy zastosować przy obliczaniu pomostu. Pomost należy nadto przeliczyć na ciężar skupiony koła samochodu ciężarowego o wielkości $P = 4 t$ dla mostów I. klasy, $3,2 t$ dla II. klasy, zaś $1,6 t$ dla III. klasy.

Nacisk na poprzecznicy A (fig. 9) z powodu obciążenia pasa jezdni o szerokości 2,5 m wynosi wogóle:

$$P = P_1 + P_2 \frac{\lambda - 2a}{\lambda} + \frac{q(\lambda - 3a)^2}{2\lambda} + \frac{q(\lambda - a)^2}{2\lambda},$$

gdzie $P_1 = 12 t$, $P_2 = 8 t$, zaś $q = 1,2 \sqrt{\lambda} t/m$ b.

Dla $\lambda < 4,5 m$ odpada wyraz trzeci, dla $\lambda < 3 m$ także wyraz drugi; dla poprzecznicy skrajnej odpada także wyraz ostatni.

Obciążenie całej poprzecznicy: $(P) = a \varphi P$.

Największy moment poprzecznicy, jeżeli oblicza się ją jako belkę wolno podpartą: najw. $M = \frac{1}{8} (P) b$.

Przy obliczaniu mostów o rozpiętości $l > 50 m$ można zamiast ciężarów skupionych kół walca przyjąć ciężar zastępczy, jaki otrzymamy, rozkładając ciężar walca jednostajnie na powierzchnię, zajętą przez walec, tj. $2,50 \times 6,00 = 15,00 m^2$. Takież ciężar zastępczy przyjmować można też przy obliczaniu mostów o rozpiętościach między 30 m a 50 m, o ile odpowiednia gałąź linii wpływowej ma długość równą lub większą niż 30 m. Wreszcie tenże sam ciężar zastępczy przyjmuje się przy obliczaniu przyczółków.

Dla poszczególnych mostów wszystkich klas może M. R. P. zarządzić zastosowanie innych obciążeń. Dotyczy to zwłaszcza mostów w większych miastach, gdzie ruch jest większy i cięższy. Można w nich przyjmować albo współczynnik $\varphi > 1$, albo też wogóle inne obciążenie, np. szereg wozów tramwajowych jeden za drugim itd.

Przy obliczaniu części ustrojowych chodników należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi $600 kg/m^2$, zaś ciśnienie poziome na poręczu $80 kg/m$ b.

Przy obliczaniu kładek przyjmuje się tłum ludzi, jak dla II. klasy, tj. $400 kg/m^2$.

Bezwzględnie największy moment zgięcia dla belek wolno podpartych otrzymujemy:

a) dla $l < 3 m$ pod cięższą osią walca w środku przęsła (fig. 10 b):

$$\text{najw. } M = \frac{1}{4} Pl;$$

b) od $l = 3,00 m$ do $l = 5,50 m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 c):

najw. $M = Ax$, przyczem

$$A = \frac{1}{2} q \frac{x^2}{l} - \left[P + q(l-a) \right] \frac{x}{l} + P + \frac{1}{2} \frac{q}{l} (l-a)^2$$

$$x = \frac{1}{3q} \left\{ 2P + 2q(l-a) - \sqrt{4P^2 + 2q(l-a)P + (l-a)^2 q^2} \right\};$$

c) od $l = 5,50 m$ do $l = 8,25 m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 d):

najw. $M = Ax - \frac{4}{3} a P$, przyczem

$$A = \frac{1}{2} \frac{q}{l} x^2 - \left[\frac{5}{3} P + q(l-a) \right] \frac{x}{l} + \frac{P}{3} \left(5 + 4 \frac{a}{l} \right) + \frac{1}{2} \frac{q}{l} (l-a)^2$$

$$x = \frac{1}{3q} \left\{ \frac{10}{3} P + 2q(l-a) - \sqrt{\left(\frac{10}{3} P \right)^2 + \frac{Pq}{3} (10l - 64a) + q^2 (l-a)^2} \right\};$$

d) od $l = 8,25 m$ do $l = 30 m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 e):

$$\text{najw. } M = Bz - \frac{1}{2} q (z^2 - a^2),$$

$$\text{gdzie } B = - \left(\frac{5}{3} P - 4aq \right) \frac{z}{l} + \frac{P}{3} \left(5 - 4 \frac{a}{l} \right) + q \left[\frac{l}{2} - 4a \left(1 - \frac{a}{l} \right) \right],$$

$$z = \frac{l}{2} - 4a \frac{P - 3aq}{10P + 3q(l-8a)};$$

e) dla $l > 30 m$ najw. $M = \frac{1}{2} G \left(\frac{l}{2} - a \right) + \frac{1}{2} q \left(\frac{l}{2} - 2a \right)^2$, przyczem

G = ciężar walca drogowego. We wzorach powyższych $P = 12 t$, zaś $q = 1,25 t/m$ dla $l \leq 50 m$, zaś $q = 1 t/m$ dla $l \geq 100 m$. Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

W tablicy I. (str. 758/759) zestawione są największe momenty zgięcia, obliczone w odstępach co $0,1 l$, oraz bezwzględnie największe momenty i ich odstępów od środka belki. Poczynając od $l = 30 m$, bezwzględnie największy moment występuje w środku belki, gdyż ciężar walca przyjęty jest tam jako ciężar jednostajnie rozłożony.

Największy moment w dowolnym przekroju występuje:

a) dla $l < 30 m$, gdy cięższa oś walca ($12 t$) stanie w danym przekroju;

b) dla $l \geq 30 m$. Wykres dla najniekorzystniejszego położenia walca podany jest na fig. 11. Prowadzimy $C''F' \parallel A'B'$, odcinamy $C''F' = 4a = 6 m$;

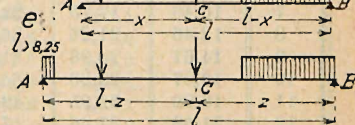
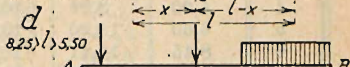
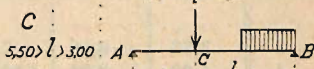
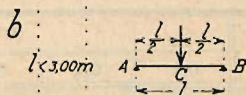
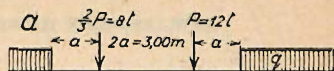


Fig. 10.

Tabli-

Najw. momenty w tonmetrach dla belki wolno podpartej, w prze-
najw. momenty wskutek obciążenia walcem i tłumem ludzi na

W ostatniej rubryce podane

Rozpię- tość l m	$q = x : l$					Bez wzgl. najw. M	e cm *)
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		
3	3,33	5,86	7,62	8,66	9,00	9,00	0
4	4,60	8,04	10,40	11,72	12,08	12,085	5
5	6,60	11,20	13,80	14,49	13,31	15,33	11
6	8,45	14,41	18,04	19,50	18,71	19,55	51
7	10,40	17,75	22,39	24,64	24,25	24,82	45
8	12,46	21,26	26,98	29,91	29,95	30,32	38
9	14,61	24,96	31,84	35,46	35,82	36,1	35
10	16,87	28,86	36,96	41,30	41,90	42,1	34
11	19,22	32,95	42,34	47,45	48,31	48,5	32
12	21,68	37,26	47,98	53,80	55,05	55,3	31
13	24,24	41,75	53,89	60,65	62,09	62,3	30
14	26,90	46,46	60,08	67,70	69,40	69,6	29
15	29,66	51,35	66,49	75,05	77,06	77,2	28
16	32,54	56,44	73,20	82,70	85,01	85,1	28
17	35,52	61,78	80,10	90,67	93,30	93,5	27
18	38,61	67,25	87,30	98,85	101,92	102,0	26
19	41,80	72,92	94,80	107,4	110,8	110,8	26
20	45,16	78,85	102,6	116,3	120,0	120,1	25
21	48,57	84,97	110,6	125,5	129,6	129,8	24
22	52,10	91,28	118,8	134,9	139,5	139,6	24
23	55,77	97,75	127,4	144,7	149,5	149,6	23
24	59,50	104,4	136,1	154,7	160,0	160,1	22
25	63,40	111,4	145,3	165,0	170,9	171,0	22
26	67,4	118,5	154,5	175,7	182,0	182,1	21
27	71,5	125,8	164,2	186,6	193,5	193,6	21
28	75,7	133,3	173,9	197,9	205,2	205,2	21
29	80,0	141,0	184,1	209,5	217,1	217,1	21
30	84,5	148,8	195,6	221,4	229,5	229,5	21
31	85,6	152,1	199,6	228,2	237,7		
32	90,2	160,4	210,5	240,6	250,6		
33	95,0	168,9	221,7	253,4	263,9		
34	99,9	177,6	233,1	266,4	277,5		
35	104,9	186,5	244,8	279,8	291,4		
36	110,0	195,6	256,7	293,4	305,6		
$q =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		

*) Odstęp niebezpiecznego przekroju od środka belki.

ca I.

krojach, oddalonych od podpory o $x = \varphi l$, tudzież bezwzględnie
szerokości 2,5 m wedle przepisów M. R. P. z dnia 9 listopada 1925 r.

jest położenie miejsca najw. M .

Rozpię- tość l m	$q = x : l$				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
37	115,3	204,9	268,9	307,4	320,2
38	120,6	214,4	281,4	321,6	335,0
39	126,1	224,1	294,1	336,2	350,2
40	131,6	234,0	307,1	351,0	365,6
41	137,3	244,1	320,4	366,2	381,4
42	143,1	254,4	333,9	381,6	397,5
43	149,0	264,9	347,7	397,4	413,9
44	155,0	275,6	361,7	413,4	430,6
45	161,2	286,5	376,0	429,8	447,7
46	167,4	297,6	390,6	446,4	465,0
47	173,8	308,9	405,4	463,4	482,7
48	180,2	320,4	420,5	480,6	500,6
49	186,8	332,1	435,9	498,2	518,9
50	193,5	344,0	451,5	516,0	537,5
52	206,3	366,7	481,3	550,1	573,0
54	219,3	389,9	511,8	584,9	609,3
55	225,9	401,6	527,1	602,4	627,5
56	232,6	413,6	542,9	620,4	646,3
58	246,3	437,9	574,8	656,9	684,3
60	260,1	462,4	606,9	693,6	722,5
62	274,1	487,4	639,7	731,0	761,5
64	288,5	512,8	673,2	769,2	801,2
65	293,5	521,8	684,8	782,6	815,2
66	303,0	538,6	706,8	807,8	841,5
68	317,7	564,8	741,3	847,2	882,5
70	332,6	591,4	776,2	887,0	924,0
72	347,7	618,1	811,2	927,1	965,7
74	363,0	645,3	846,9	967,9	1008,2
75	370,6	658,9	864,8	988,3	1029,5
76	378,4	672,6	882,8	1009,0	1051,0
78	393,9	700,3	919,2	1050,5	1094,3
80	409,7	728,3	955,9	1092,5	1138,0
89	449,5	799,0	1048,7	1198,6	1248,5
90	490,0	871,0	1143,2	1306,6	1361,0
100	572,2	1017,3	1335,2	1625,9	1689,5
$q =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Tabli-

Największe siły poprzeczne w tonnach dla belki wolno
o $x = \varphi l$ wskutek obciążenia walcem i tłumem
M. R. P. z dnia

Rozp. l m	$\varphi = x : l$										l m
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
3	12,00	10,80	9,60	8,40	7,20	6,00	4,80	3,60	2,40	1,20	3
4	14,00	12,00	10,00	"	"	"	"	"	"	"	4
5	15,23	13,20	11,20	9,20	"	"	"	"	"	"	5
6	16,23	14,08	12,01	10,00	8,00	"	"	"	"	"	6
7	17,13	14,86	12,68	10,58	8,57	6,57	"	"	"	"	7
8	17,96	15,57	13,28	11,09	9,01	7,00	5,00	"	"	"	8
9	18,73	16,23	13,84	11,56	9,39	7,33	5,33	"	"	"	9
10	19,49	16,87	14,36	11,98	9,74	7,62	5,60	"	"	"	10
11	20,22	17,47	14,87	12,39	10,07	7,88	5,82	3,82	"	"	11
12	20,93	18,06	15,36	12,80	10,38	8,12	6,01	4,00	"	"	12
13	21,62	18,64	15,82	13,17	10,67	8,34	6,17	4,15	"	"	13
14	22,32	19,22	16,29	13,54	10,97	8,57	6,34	4,29	"	"	14
15	23,00	19,78	16,74	13,90	11,25	8,78	6,49	4,40	"	"	15
16	23,66	20,33	17,19	14,25	11,52	8,98	6,64	4,50	2,50	"	16
17	24,34	20,87	17,63	14,60	11,79	9,18	6,78	4,60	2,59	"	17
18	25,01	21,42	18,08	14,95	12,05	9,38	6,92	4,70	2,67	"	18
19	25,66	21,96	18,51	15,29	12,31	9,57	7,06	4,79	2,74	"	19
20	26,31	22,50	18,94	15,62	12,56	9,75	7,19	4,87	2,80	"	20
21	26,97	23,03	19,36	15,96	12,81	9,93	7,31	4,96	2,86	"	21
22	27,62	23,57	19,79	16,29	13,06	10,11	7,44	5,04	2,91	"	22
23	28,27	24,09	20,21	16,62	13,30	10,29	7,56	5,12	2,96	"	23
24	28,91	24,62	20,63	16,94	13,56	10,47	7,68	5,19	3,00	"	24
25	29,54	25,14	21,04	17,26	13,80	10,64	7,80	5,27	3,05	"	25
26	30,18	25,66	21,45	17,58	14,04	10,82	7,92	5,34	3,09	"	26
27	30,81	26,21	21,88	17,91	14,28	10,99	8,03	5,41	3,13	"	27
28	31,44	26,60	22,29	18,24	14,52	11,16	8,14	5,48	3,17	"	28
29	32,09	27,25	22,71	18,55	14,75	11,33	8,26	5,55	3,21	"	29
30	32,73	27,75	23,12	18,88	15,00	11,50	8,37	5,62	3,25	"	30
31	"	28,27	23,54	19,19	15,24	11,67	8,49	5,70	3,29	1,23	31
32	"	28,77	23,95	19,50	15,47	11,83	8,59	5,76	3,32	1,25	32
33	"	29,27	24,32	19,82	15,71	12,00	8,70	5,82	3,35	1,27	33
34	"	"	24,79	20,14	15,94	12,17	8,81	5,89	3,39	1,29	34
35	33,29	"	25,16	20,46	16,17	12,33	8,92	5,95	3,42	1,31	35
36	33,93	"	25,61	20,78	16,41	12,50	9,03	6,02	3,46	1,33	36
$\varphi =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	

ca II.

podpartej w przekrojach oddalonych od lewej podpory
ludzi na szerokości 2,5 m wedle przepisów
9 listopada 1925 r.

Rozp. l m	$\varphi = x : l$										l m
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
37	34,58	"	26,01	21,10	16,65	12,67	9,14	6,09	3,49	1,35	37
38	35,30	29,52	"	21,42	16,87	12,83	9,25	6,15	3,53	1,37	38
39	35,81	30,02	"	21,73	17,11	12,99	9,36	6,21	3,56	1,38	39
40	36,55	30,55	"	22,04	17,35	13,16	9,46	6,23	3,59	1,40	40
41	37,22	31,07	"	22,35	17,56	13,31	9,57	6,34	3,62	1,41	41
42	37,87	31,67	"	22,68	17,80	13,49	9,69	6,41	3,66	1,43	42
43	38,50	32,11	26,32	"	18,03	13,64	9,78	6,46	3,68	1,44	43
44	39,14	32,64	26,74	"	18,25	13,80	9,89	6,53	3,71	1,45	44
45	39,66	32,97	27,17	"	18,52	13,97	10,01	6,59	3,75	1,47	45
46	40,46	33,70	27,60	"	18,74	14,15	10,12	6,66	3,78	1,48	46
47	41,13	34,23	28,02	"	18,96	14,29	10,21	6,72	3,81	1,49	47
48	41,75	34,75	28,44	"	19,19	14,45	10,31	6,78	3,84	1,50	48
49	42,38	35,29	28,83	22,98	19,41	14,61	10,41	6,84	3,87	1,51	49
50	43,00	35,80	29,78	23,34	19,66	14,77	10,52	6,90	3,90	1,52	50
52	44,00	36,70	29,95	23,85	"	15,05	10,65	7,01	3,96	1,54	52
54	45,17	37,54	30,68	24,44	"	15,33	10,89	7,11	4,01	1,56	54
55	45,64	37,96	31,00	24,66	"	15,46	10,98	7,17	4,04	1,58	55
56	46,13	38,38	31,33	24,94	"	15,58	11,05	7,22	4,06	1,59	56
58	47,17	39,17	32,07	25,43	"	15,85	11,24	7,32	4,11	1,60	58
60	48,16	40,04	32,64	25,96	20,00	"	11,40	7,43	4,16	1,62	60
62	49,03	40,83	33,23	26,43	20,37	"	11,57	7,52	4,21	1,64	62
64	50,06	41,66	33,94	26,96	20,75	"	11,73	7,62	4,26	1,66	64
65	50,50	41,98	34,18	27,18	20,93	"	11,80	7,66	4,28	1,67	65
66	51,04	42,29	34,49	27,40	21,09	"	11,89	7,71	4,31	1,68	66
68	51,90	43,12	35,11	27,88	21,47	"	12,04	7,80	4,35	1,69	68
70	52,84	43,84	36,69	28,30	21,79	16,05	12,19	7,89	4,40	1,71	70
72	53,74	44,54	36,28	28,76	22,14	16,30	12,34	7,98	4,44	1,72	72
74	54,43	45,17	36,76	29,19	22,45	16,54	12,49	8,07	4,49	1,74	74
75	54,90	45,56	37,00	29,40	22,60	16,61	"	8,12	4,51	1,75	75
76	55,39	45,86	37,36	29,61	22,73	16,76	"	8,15	4,53	1,76	76
78	56,04	46,58	37,83	30,03	23,09	16,98	"	8,24	4,57	1,77	78
80	56,85	47,25	38,41	30,45	23,40	17,20	"	8,31	4,61	1,78	80
85	58,69	48,69	39,59	31,39	24,09	17,73	"	8,51	4,71	1,82	85
90	60,53	50,13	40,75	32,28	24,76	18,23	12,58	8,69	4,80	1,85	90
100	63,58	52,68	42,78	33,88	25,98	19,08	13,18	"	4,96	1,91	100
$\varphi =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	

prowadzimy $FE'' \parallel C''A'$ aż do przecięcia z $B'C''$ w punkcie E'' . Walec powinien obciążać długość DE .

Zastosowanie tablicy II. (str. 760/761) przy obciążeniu pośrednim:

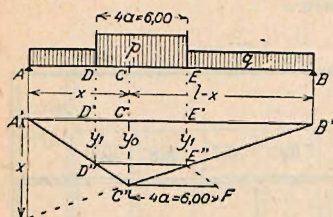


Fig. 11.

Niech λ = długość badanego pola, zaś x = odstęp prawej poprzecznicy od lewej podpory, to ξ (odległość punktu obojętnego od prawej poprzecznicy):

$$\xi = \lambda \frac{l-x}{l-\lambda},$$

$$\text{względnie } \xi = \lambda \frac{n-m}{n-1} \dots \dots (a)$$

jeżeli pola są równe: $l = n\lambda$, $x = m\lambda$.

Największa siła poprzeczna T w danym polu $T = T_x + \Delta T \dots \dots (b)$

gdzie T_x = najw. T dla przekroju x , zaś ΔT = siła poprzeczna z powodu obciążenia w obrębie ξ . T_x znajdziemy w tablicy sił poprzecznych.

Obliczenie ΔT : a) $l-x+\xi < 30$ m; walec należy przyjmować jako ciężary skupione (fig. 12), wartość T_x w tablicy II. znajduje się na prawo od linii schodkowej. Na prawej poprzecznicy stoi oś 12 t.

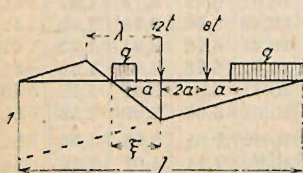


Fig. 12.

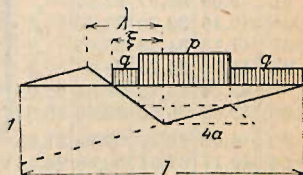


Fig. 13.

Jeżeli $\xi \leq a = 1,5$ m, to $\Delta T = 0$, $T = T_x$.

Jeżeli $\xi > a$ ($a = 1,5$ m), to $\Delta T = \frac{1}{2} q \frac{l-\lambda}{l\lambda} (\xi - a)^2 \dots \dots (c)$

względnie $\Delta T = \frac{1}{2} q \frac{n-1}{l} (\xi - a)^2$, jeżeli $\frac{l}{\lambda} = n$.

b) $l-x+\xi \geq 30$ m, walec należy przyjmować jako obciążenie jednostajnie rozłożone $p = \frac{G}{4a} = \frac{20}{6} t/m$ (fig. 13); wartość T_x w tablicy II. znajduje się na lewo od linii schodkowej.

$$\Delta T = \frac{1}{2} \frac{\lambda}{l} \left[q \frac{(l-x)^2}{l-\lambda} + (p-q) \frac{(4a)^2}{l} \right],$$

względnie, jeżeli $l = n\lambda$, $x = m\lambda$,

$$\Delta T = \frac{1}{2n} \left[q \frac{n-m}{n-1} (l-x) + (p-q) \frac{(4a)^2}{l} \right].$$

Przykłady.

1. Most żelbetowy III. klasy, $l = 9$ m, odstęp belek od osi do osi 1,4 m; współczynnik szerokości $a = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56$. Współczynnik klasy $\varphi = 0,4$.

Bezwzględnie najw. $M = 0,56 \cdot 0,4 \cdot 36,1 = 8,1$ tm; wystąpi wtedy, gdy tylna oś walca stanie w odległości $3,9 \cdot \frac{l}{100} = 3,9 \cdot 9 = 35,1$ cm od środka belki.

W przekroju belki w odległości $x = 0,3$ l od lewej podpory najw. $M = 0,56 \cdot 0,4 \cdot 81,84 = 7,14$ tm.

Najw. oddziaływanie $A = 0,56 \cdot 0,4 \cdot 19,49 = 4,36$ t.

2. Most kratowy II. klasy; $l = 28 \text{ m}$; szerokość jezdni $b = 4,80 \text{ m}$; szerokość dwu chodników $2 \times 1,0 = 2 \text{ m}$. Odstęp węzłów $\lambda = \frac{1}{8} l$. Spółczynnik klasy $\varphi = 0,8$; współczynnik szerokości $\alpha = 0,4 \times 4,8 = 1,92$.

Najw. M w środku belki z powodu obciążenia jezdni M_j :

$$M_j = \alpha \cdot \varphi \cdot 205,2 = 1,92 \cdot 0,8 \cdot 205,2 = 314,6 \text{ tm.}$$

Najw. M z powodu obciążenia chodników M_c :

$$M_c = \frac{1}{8} g l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2 \times 0,5 \times 28^2 = 98,0 \text{ tm.}$$

$$\text{Najw. } M_p = M_j + M_c = 412,6 \text{ tm.}$$

Na jedną belkę $M'_p = \frac{1}{2} M_p = 206,3 \text{ tm.}$

Moment w węźle odległym o $x = \frac{2}{8} l = 0,25 l$ od lewej podpory $M_{0,25} = M_j + M_c$.

M_j znaleźliśmy przez interpolację:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dla } x = 0,2 l \dots M'_2 = 133,3 \text{ tm} \\ \text{Dla } x = 0,3 l \dots M'_2 = 173,9 \text{ tm} \end{array} \right\} \text{stad } M_2 = \frac{M'_2 + M''_2}{2} = 153,6 \text{ tm.}$$

$$M_j = \alpha \cdot \varphi \cdot M_2 = 1,92 \cdot 0,8 \cdot 153,6 \text{ tm} = 236,0 \text{ tm}$$

$$M_c = \frac{1}{2} g x (l - x) = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 0,25 \cdot (1 - 0,25) \cdot 28^2 = 73,6 \text{ tm}$$

$$\underline{\underline{309,6 \text{ tm.}}}$$

Na jedną belkę $M_{0,25} = \frac{1}{2} 309,6 = 154,8 \text{ tm.}$

3. Most kratowy żelazny I. klasy ($\varphi = 1$); $l = 64,8 \text{ m}$, $b = 5,4 \text{ m}$, $\alpha = 1 + 0,2 b = 2,08 \text{ m}$. Odstęp belek głównych od osi do osi $6,65 \text{ m}$. Odstęp węzłów $\frac{1}{12} l$.

Znaleźć moment w odległości $x = \frac{5}{12} l = 0,417 l$.

Moment od obciążenia jezdni: $M_j = \alpha \varphi M_2$. Dla znalezienia M_2 interpolujemy podwójnie.

$x : l$	$l =$	
	64	65
0,4	769,2	801,2
0,5	801,2	815,2
diff. 0,1	82,0	14,0
0,017	5,5	2,4
0,417	774,7	808,6

l	M_2
64	774,7
65	808,6
diff. 1	28,9
0,8	23,1
64,8	$= 774,7 + 23,1 = 797,8 \text{ tm.}$

Moment od ciężaru ruchomego jezdni, przypadający na obie belki główne: $2 M = \alpha \varphi M_2 = 2,08 \cdot 1 \cdot 797,8 = 1660 \text{ tm.}$

Na jedną belkę: $M_j = \frac{1}{2} 1660 = 830 \text{ tm.}$

4. Odstęp podłużnic mostu jak w przykładzie 3., stężonych płytą żelbetową, odstęp podłużnic $c = 1,8 \text{ m}$; rozpiętość = odstępowi węzłów belki głównej $l = 5,4 \text{ m}$.

Bez względu na najw. M : abs. $M_{\max} = \alpha \varphi M_2 = (0,4 \cdot 1,8) \cdot 1 \cdot M_2 = (0,4 \cdot 1,8) \cdot 2 \cdot 17,02 = 12,24 \text{ tm.}$

$M_2 = 17,02$ znajdujemy przez interpolację między $M_l = 15,33 \text{ tm}$ dla $l = 5 \text{ m}$, oraz $M_l = 19,55 \text{ tm}$ dla $l = 6 \text{ m}$.

5. Most, jak w przykładzie 2. Znaleźć najw. siłę poprzeczną w drugim przedziale.

Dla $x = \frac{2}{8} l = 0,25 l$ znajdujemy w tabeli II.: $T_{II} = T_x + \Delta T_x = 18,24 + 0,5 (22,29 - 18,24) = 20,27 \text{ t.}$

Z równania (a): $\xi = \frac{l}{8} \cdot \frac{8-2}{8-1} = 3 \text{ m,} \quad \xi - a = 3,0 - 1,5 = 1,5.$

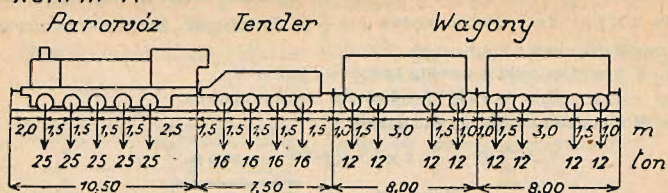
Z równania (c): $A T = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \frac{7}{28} \cdot 1,5^2 = 3,52 \text{ t,}$

$$T_{II} = T_x + A T = 20,27 + 3,52 = 23,79 \text{ t.}$$

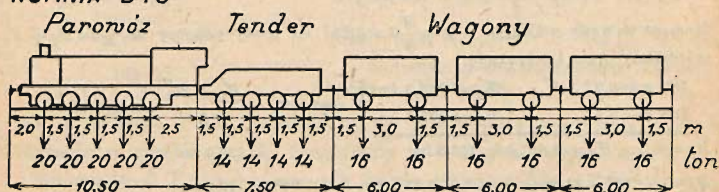


nr. 2695

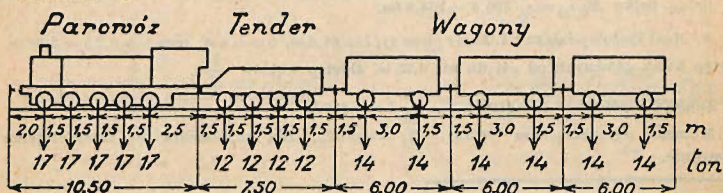
NORMA A



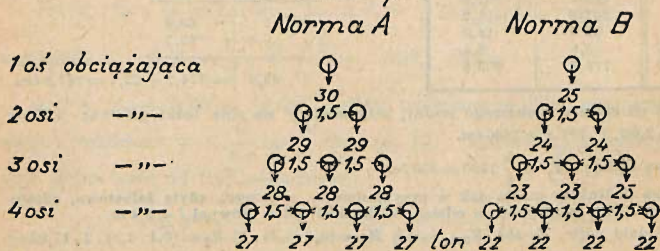
NORMA B i C



NORMA D



Obciążenie jezdni i dźwigarów małych mostów
do 5 m. rozp.:



Dla normy C i D bez powiększenia nacisku kół parowozu.

Fig. 14.

Wpływ jezdni: $T_j = a \cdot \eta \cdot T_{II} = 1,92 \cdot 0,8 \cdot 23,79 = 36,4 \text{ t.}$

Wpływ chodników: $T_c = \frac{1}{2} q \frac{(l-x)^2}{l-\lambda} = \frac{1}{2} q \frac{n-m}{n-1} (l-x) = \frac{1,0}{2} \cdot \frac{6}{7} (28-7) = 9 \text{ t.}$

Zatem najw. T w przedziale drugim z powodu ciężaru ruchomego $T_{\max} = T_j + T_c = 45,4 \text{ t.}$ Na jedną belkę przypada $T_{\max} = \frac{1}{2} 45,4 = 22,7 \text{ t.}$

Tablica III.

Bezwzględnie największe momenty (bez powiększonych ciężarów osi dla mniejszych rozpiętości) w *tm*.

l w <i>m</i>	Norma A	Norma B i C	l w <i>m</i>	Norma A	Norma B i C
1	6,250	5,000	26	1039,604	836,11
2	12,500	10,000	27	1114,035	897,32
3	21,094	16,875	28	1192,496	961,31
4	37,500	30,000	29	1270,964	1025,30
5	56,250	45,000	30	1349,433	1089,28
6	77,344	61,875	31	1431,6335	1155,95
7	106,250	85,00	32	1515,753	1222,93
8	137,500	110,00	33	1602,253	1293,92
9	168,750	135,00	34	1692,293	1367,76
10	200,000	160,00	35	1781,273	1442,21
11	231,250	185,00	36	1874,450	1518,71
12	262,500	210,00	37	1967,450	1598,42
13	293,750	235,00	38	2067,815	1680,35
14	328,662	262,94	39	2169,219	1762,22
15	370,263	296,21	40	2271,629	1844,23
16	415,149	332,12	41	2369,616	1926,18
17	464,6605	371,70	42	2472,4285	2009,99
18	516,3375	413,09	43	2573,0285	2096,00
19	575,625	460,52	44	2675,018	2181,99
20	637,500	510,00	45	2778,518	2267,99
21	699,375	559,52	46	2882,9225	2356,49
22	762,947	610,58	47	2989,348	2446,49
23	829,2475	663,93	48	3095,709	2536,48
24	895,873	717,95	49	3206,259	2626,45
25	965,007	775,74	50	3315,759	2716,65

b) Mosty kolejowe. Obciążeniem jest t. zw. pociąg normalny, składający się z jednego lub dwu parowozów z jaszczycami (tendrami), oraz szeregu wagonów. W Polsce pociągi normalne ustalone są rozporządzeniem Ministerstwa Kolei z dnia 10 marca 1923, Nr. V. 1939/22/23 w następujący sposób:

1. Norma A — pociąg ciężki normalny.

2. Norma B — pociąg lżejszy normalny.

W obu tych normach przyjmuje się dla podłużnic, poprzecznic i belek mostowych do 5 m powiększone ciśnienie osi parowozu (fig. 14).

3. Norma C — jak B, tylko bez zwiększenia ciśnień osi parowozu.

4. Norma D — lekka. W każdym poszczególnym wypadku M. K. wskazuje, która norma ma być użyta. Dla mostów drewnianych (prowizorycznych) stosuje się zawsze normę D.

Dla kolei dojazdowych normalno- i wąskotorowych należy przy obliczaniu mostów przyjmować obciążenie ruchome w zależności od taboru, jaki będzie na danej linii.

Dla uzyskania najniekorzystniejszego obciążenia można przyjąć ewent. pociąg rozdzielony na (najwyżej) dwie części, przyczem tendra nie należy odłączać od parowozu. Mosty dwutorowe oblicza się dla najniekorzystniejszego obciążenia obu torów. Rozróżnia się cztery schematy ustawienia pociągu

zależne od umieszczenia parowozów: schemat I.: dwa parowozy z tendrami, jeden za drugim; schemat II.: dwa parowozy z tendrami, kominami do siebie; schemat III.: dwa parowozy, kominami do siebie, pierwszy bez tendra; schemat IV.: dwa parowozy z tendrami, oba tyłem (fig. 15). Największe

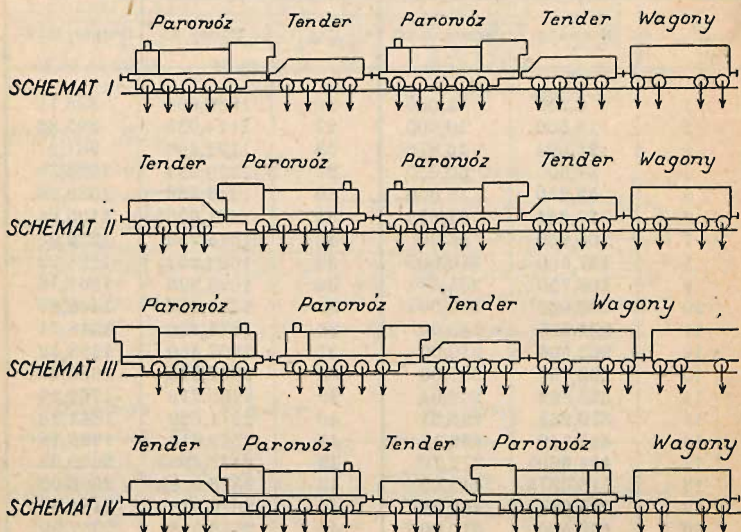


Fig. 15.

oddziaływania dla belek wolno podpartych zazwyczaj daje schemat III.; największe siły poprzeczne schemat I.; największe momenty schemat II.

Tablice pomocnicze do obliczania największych sił poprzecznych i momentów zgięcia dla polskich norm obciążenia mostów kolejowych podane są na str. 765, 767 i nast. (tablice III., IV., V., VI.).

Przykład 6.

Most o rozpiętości 40 m. Belka wolno podparta. Norma A.

Oddziaływanie A otrzymujemy, posługując się tablicą IV i schematem III. (fig. 16) ze wzoru:

$$\max A = \frac{M_n}{L} = \frac{M_{21} + \sum \frac{1}{1} P(L-l)}{L} = \frac{9525 + 398 \cdot 0,5}{40} = 248,10 \text{ t.}$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście: $\max A = \frac{248,10}{2} = 121,55 \text{ t.}$

Najw. siłę poprzeczną dla przekroju w odległości $x=10 \text{ m}$ od lewej podpory otrzyma się przy ustawieniu na prześle pociągu według schematu I. (por. fig. 17):

$$\max T_c = \frac{M_n}{L} = \frac{M_{18} + \sum \frac{1}{1} P a}{L} = \frac{5508 + 346 \cdot 0,5}{40} = 141,90 \text{ t.}$$

Czyli na jeden dźwigar $\max T_c = \frac{141,90}{2} = 70,95 \text{ t.}$

Największy moment gnący w środku prześła: Nad tym przekrojem i w pobliżu niego należy ustawić ciężary największe (schemat II.). Oś miarodajną, tj. tę, którą należy ustawić nad przekrojem, ażeby otrzymać największy moment gnący, określamy w sposób następujący: na prześle o rozpiętości $L=40 \text{ m}$ można ustawić, według tablicy II., oś $n=21$; miarodajną będzie ta oś x , która czyni sumę nacisków (od pierwszego do x)

$\frac{x}{1} \sum_1^n P$ większą od połowy sumy wszystkich nacisków n , znajdujących się na przęśle,
czyli $\frac{x}{1} \sum_1^n P > \frac{1}{2} \frac{n}{1} \sum_1^n P$.

Ośią najbardziej zbliżoną do rozpatrywanego przekroju, czyniącą zadość powyższemu warunkowi, jest oś 10., ponieważ

$$\frac{x}{1} \sum_1^{10} P = 214 \text{ t, jest większa od } \frac{1}{2} \frac{21}{1} \sum_1^{21} P = \frac{414}{2} = 207 \text{ t.}$$

Ustawivszy 10-tą oś nad środkiem belki, widzimy, że oś 21. zesła z przęśla, wobec czego czynność powyższą musimy powtórzyć dla $n = 20$:

$$\frac{1}{2} \frac{n=20}{1} \sum_1^{20} P = \frac{402}{2} = 201 \text{ t; } \quad x=10 \quad \sum_1^{10} P = 214 \text{ t.}$$

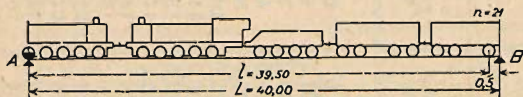


Fig. 16.

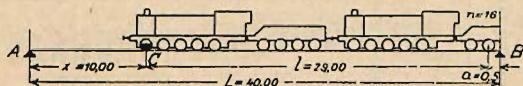


Fig. 17.

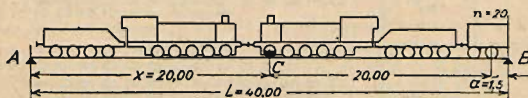


Fig. 18.

Pierwszą ośią, dającą sumę nacisków większą od 201 t, jest oś 10-ta. Rozkład ciężarów por. fig. 18.

Jeżeli powyższe ustawienie pociągu odpowiada największemu momentowi gnącemu, to przy przesunięciu tego układu ciężarów w lewo i w prawo o jakąś małą odległość dx , musimy otrzymać warunki, wyrażone następującymi dwiema nierównościami:

$$1. \quad \frac{\frac{1}{x} \sum_1^n P}{\frac{x}{1} \sum_1^n P} < \frac{L}{x}, \quad \text{czyli dla powyższego przykładu:}$$

$$\frac{\frac{1}{10} \sum_1^{20} P}{\frac{10}{1} \sum_1^{20} P} < \frac{40}{20}; \quad \frac{402}{214} = 1,878 < \frac{40}{20} = 2.$$

$$2. \quad \frac{\frac{1}{x-1} \sum_1^n P}{\frac{x-1}{1} \sum_1^n P} > \frac{L}{x}, \quad \text{czyli } \frac{\frac{1}{9} \sum_1^{20} P}{\frac{9}{1} \sum_1^{20} P} > \frac{40}{20}; \quad \frac{402}{189} = 2,127 > \frac{40}{20} = 2.$$

Na podstawie powyższego twierdzimy, że taki układ ciężarów daje największy moment gnący dla rozpatrywanego przekroju w punkcie C, który to moment obliczymy ze wzoru: $\max M_C = Ax - M_x$, gdzie A jest oddziaływaniem podpory A, zaś M_x sumą momentów gnących względem punktu C, wszystkich ciężarów, znajdujących się między A i C.

Tablica IV.
Norma obciążenia nA^4 .

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.		
	l_m	$\sum_{i=1}^n P_i$	M tm	l_m	$\sum_{i=1}^n P_i$	M tm	l_m	$\sum_{i=1}^n P_i$	M tm	l_m	$\sum_{i=1}^n P_i$	M tm
1	0	25	0	0	16	0	0	25	0	16	0	0
2	1,5	50	37,5	1,5	32	24,0	1,5	50	37,5	32	24,0	24,0
3	3,0	75	112,5	3,0	48	72,0	3,0	75	112,5	48	72,0	72,0
4	4,5	100	225,0	4,5	64	144,0	4,5	100	225,0	64	144,0	144,0
5	6,0	125	375,0	6,0	89	400,0	6,0	125	375,0	89	400,0	400,0
6	10,0	141	875,0	10,0	114	533,5	10,0	150	875,0	114	533,5	533,5
7	11,5	157	1086,5	11,5	139	704,5	11,5	175	1100,0	139	704,5	704,5
8	13,0	173	1322,0	13,0	164	913,0	13,0	200	1362,5	164	913,0	913,0
9	14,5	189	1581,5	14,5	189	1159,0	14,5	225	1682,5	189	1159,0	1159,0
10	18,0	214	2243,0	18,0	214	1915,0	18,0	250	2000	205	1820,5	1820,5
11	19,5	239	2564,0	20,0	239	2286,0	20,0	266	3000	221	2128,0	2128,0
12	21,0	264	2922,5	21,5	264	2594,5	21,5	282	3399	237	2459,5	2459,5
13	22,5	289	3318,5	23,0	289	2990,5	23,0	298	3822	253	2815,0	2815,0
14	25,0	314	3752	24,5	314	3424,0	24,5	314	4269	273	3827,0	3827,0
15	28,0	330	5008	28,5	330	4680,0	27,0	326	5054	308	4244,0	4244,0
16	29,5	346	5503	30,0	346	5175,0	28,5	338	5543	328	4688,5	4688,5
17	31,0	362	6022	31,5	362	5694,5	31,5	350	6557	350	5190,5	5190,5
18	32,5	378	6565	33,0	378	6237	33,0	362	7082	378	5790	5790
19	35,0	390	7510	35,5	390	7182	35,0	374	7806	390	6864	6864
20	36,5	402	8095	37,0	402	7767	36,5	386	8367	402	7439	7439

21	39,5	414	9301	40,0	414	8973	39,5	398	9525	414	8945	8945
22	41,0	436	9922	41,5	426	9594	41,0	410	10122	426	9266	9266
23	43,0	458	10774	43,5	438	10446	43,0	422	10942	458	10118	10118
24	44,5	450	11431	45,0	450	11103	44,5	434	11575	450	10775	10775
25	47,5	462	12781	48,0	462	12453	47,5	446	12877	462	12125	12125
26	49,0	474	13474	49,5	474	13146	49,0	458	13546	474	12818	12818
27	51,0	486	14422	51,5	486	14094	51,0	470	14462	486	13766	13766
28	52,5	498	15151	53,0	498	14823	52,5	482	15167	498	14495	14495
29	55,5	510	16645	56,0	510	16317	55,5	494	16613	510	15989	15989
30	57,0	522	17410	57,5	522	17082	57,0	506	17354	522	16754	16754
31	59,0	534	18454	59,5	534	18126	59,0	518	18366	534	17708	17708
32	60,5	546	19255	61,0	546	18927	60,5	530	19143	546	18599	18599
33	63,5	558	20898	64,0	558	20565	63,5	542	20753	558	20237	20237
34	65,0	570	21730	65,5	570	21402	65,0	554	21546	570	21074	21074
35	67,0	582	22870	67,5	582	22542	67,0	566	22654	582	22214	22214
36	68,5	594	23743	69,0	594	23415	68,5	578	23503	594	23087	23087
37	71,5	606	25325	72,0	606	25197	71,5	590	25257	606	24869	24869
38	73,0	618	26434	73,5	618	26106	73,0	602	26122	618	25778	25778
39	75,0	630	27670	75,5	630	27342	75,0	614	27326	630	27014	27014
40	76,5	642	28815	77,0	642	28287	76,5	626	28247	642	27959	27959
41	79,5	654	30541	80,0	654	30213	79,5	638	30125	654	29885	29885
42	81,0	666	31522	81,5	666	31194	81,0	650	31082	666	30866	30866
43	83,0	678	32854	83,5	678	32526	83,0	662	32382	678	32198	32198
44	84,5	690	33871	85,0	690	33543	84,5	674	33375	690	33215	33215
45	87,5	702	35941	88,0	702	35613	87,5	686	35397	702	35285	35285
46	89,0	714	36994	89,5	714	36666	89,0	698	36426	714	36338	36338
47	91,0	726	38422	91,5	726	38004	91,0	710	37822	726	37766	37766
48	92,5	738	39511	93,0	738	39183	92,5	722	38887	738	38855	38855
49	95,0	750	41725	95,5	750	41397	95,0	734	41053	750	41069	41069
50	97,0	762	43850	97,5	762	42522	97,0	746	42154	762	42194	42194
51	99,0	774	44874	99,5	774	44046	99,0	758	43646	774	43718	43718
52	100,5	786	45535	101,0	786	45207	100,5	770	44783	786	44879	44879

Tablica V.

Norma obciążenia „B” i „C”.

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.			n
	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	
1	0	20	0	0	14	0	0	20	0	0	14	0	1
2	1,5	40	30	1,5	28	21	1,5	40	30	1,5	28	21	2
3	3,0	60	90	3,0	42	63	3,0	60	90	3,0	42	63	3
4	4,5	80	180	4,5	56	126	4,5	80	180	4,5	56	126	4
5	6,0	100	300	8,5	76	350	6,0	100	300	8,5	76	350	5
6	10,0	114	700	10,0	96	464	10,0	120	700	10,0	96	464	6
7	11,5	128	871	11,5	116	608	11,5	140	880	11,5	116	608	7
8	13,0	142	1063	13,0	136	782	13,0	160	1090	13,0	136	782	8
9	14,5	156	1276	14,5	156	986	14,5	180	1330	14,5	156	986	9
10	18,0	176	1822	18,5	176	1610	16,0	200	1600	18,0	170	1532	10
11	19,5	196	2086	20,0	196	1874	20,0	214	2400	19,5	184	1787	11
12	21,0	216	2380	21,5	216	2168	21,5	228	2721	21,0	198	2063	12
13	22,5	236	2704	23,0	236	2492	23,0	242	3063	22,5	212	2360	13
14	24,0	256	3058	24,5	256	2846	24,5	256	3426	26,5	232	3208	14
15	28,0	270	4082	28,5	270	3870	27,5	272	4194	28,0	252	3556	15
16	29,5	284	4487	30,0	284	4275	30,5	288	5010	29,5	272	3934	16
17	31,0	298	4913	31,5	298	4701	33,5	304	5874	31,0	292	4342	17
18	32,5	312	5360	33,0	312	5148	36,5	320	6786	32,5	312	4780	18
19	35,5	328	6296	36,0	328	6084	39,5	336	7746	36,0	328	5872	19
20	38,5	344	7280	39,0	344	7068	42,5	352	8754	39,0	344	6856	20
21	41,5	360	8312	42,0	360	8100	45,5	368	9810	42,0	360	7888	21
22	44,5	376	9392	45,0	376	9180	48,5	384	10914	45,0	376	8968	22
23	47,5	392	10520	48,0	392	10308	51,5	400	12066	48,0	392	10096	23
24	50,5	408	11696	51,0	408	11484	54,5	416	13266	51,0	408	11272	24
25	53,5	424	12920	54,0	424	12708	57,5	432	14514	54,0	424	12496	25
26	56,5	440	14192	57,0	440	13980	60,5	448	15810	57,0	440	13768	26
27	59,5	456	15512	60,0	456	15300	63,5	464	17154	60,0	456	15088	27
28	62,5	472	16880	63,0	472	16668	66,5	480	18546	63,0	472	16456	28
29	65,5	488	18296	66,0	488	18084	69,5	496	19986	66,0	488	17872	29
30	68,5	504	19760	69,0	504	19548	72,5	512	21474	69,0	504	19336	30
31	71,5	520	21272	72,0	520	21060	75,5	528	23010	72,0	520	20848	31
32	74,5	536	22832	75,0	536	22620	78,5	544	24594	75,0	536	22408	32
33	77,5	552	24440	78,0	552	24228	81,5	560	26226	78,0	552	24016	33
34	80,5	568	26096	81,0	568	25884	84,5	576	27906	81,0	568	25672	34
35	83,5	584	27800	84,0	584	27588	87,5	592	29634	84,0	584	27376	35
36	86,5	600	29552	87,0	600	29340	90,5	608	31410	87,0	600	29128	36
37	89,5	616	31352	90,0	616	31140	93,5	624	33234	90,0	616	30928	37
38	92,5	632	33200	93,0	632	32988	96,5	640	35106	93,0	632	32776	38
39	95,5	648	35096	96,0	648	34884	99,5	656	37026	96,0	648	34672	39
40	98,5	664	37040	99,0	664	36828	102,5	672	38994	99,0	664	36616	40
41	101,5	680	39032	102,0	680	38820	105,5	688	41010	102,0	680	38608	41

Tablica VI.

Norma obciążenia „D”.

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.			n
	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_{1}^n P_t$	M_n tm	
1	0	17	0	0	12	0	0	17	0	0	12	0	1
2	1,5	34	25,5	1,5	24	18	1,5	34	25,5	1,5	24	18	2
3	3,0	51	76,5	3,0	36	54	3,0	51	76,5	3,0	36	54	3
4	4,5	68	153	4,5	48	108	4,5	68	153	4,5	48	108	4
5	6,0	85	255	8,5	65	300	6,0	85	255	8,5	65	300	5
6	10,0	97	595	10,0	82	397,5	10,0	102	595	10,0	82	397,5	6
7	11,5	109	740,5	11,5	99	520,5	11,5	119	748	11,5	99	520,5	7
8	13,0	121	904	13,0	116	669	13,0	136	926,5	13,0	116	669	8
9	14,5	133	1085,5	14,5	133	843	14,5	153	1130,5	14,5	133	843	9
10	18,0	150	1551	18,5	150	1375	16,0	170	1360	18,0	145	1308,5	10
11	19,5	167	1776	20,0	167	1600	20,0	182	2040	19,5	157	1526	11
12	21,0	184	2026,5	21,5	184	1850,5	21,5	194	2313	21,0	169	1761,5	12
13	22,5	201	2302,5	23,0	201	2126,5	23,0	206	2604	22,5	181	2015	13
14	24,0	218	2604	24,5	218	2428	24,5	218	2913	26,5	198	2739	14
15	28,0	230	3476	28,5	230	3300	27,5	232	3567	28,0	215	3036	15
16	29,5	242	3821	30,0	242	3645	30,5	246	4263	29,5	232	3358,5	16
17	31,0	254	4184	31,5	254	4008	33,5	260	5001	31,0	249	3706,5	17
18	32,5	266	4565	33,0	266	4389	36,5	274	5781	32,5	266	4080	18
19	35,5	280	5363	36,0	280	5187	39,5	288	6603	36,0	280	5011	19
20	38,5	294	6203	39,0	294	6027	42,5	302	7467	39,0	294	5851	20
21	41,5	308	7085	42,0	308	6909	45,5	316	8373	42,0	308	6733	21
22	44,5	322	8009	45,0	322	7833	48,5	330	9321	45,0	322	7657	22
23	47,5	336	8975	48,0	336	8799	51,5	344	10311	48,0	336	8623	23
24	50,5	350	9983	51,0	350	9807	54,5	358	11343	51,0	350	9631	24
25	53,5	364	11033	54,0	364	10857	57,5	372	12417	54,0	364	10681	25
26	56,5	378	12125	57,0	378	11949	60,5	386	13533	57,0	378	11773	26
27	59,5	392	13259	60,0	392	13083	63,5	400	14691	60,0	392	12907	27
28	62,5	406	14435	63,0	406	14259	66,5	414	15891	63,0	406	14083	28
29	65,5	420	15653	66,0	420	15477	69,5	428	17133	66,0	420	15301	29
30	68,5	434	16913	69,0	434	16737	72,5	442	18417	69,0	434	16561	30
31	71,5	448	18215	72,0	448	18039	75,5	456	19743	72,0	448	17863	31
32	74,5	462	19559	75,0	462	19383	78,5	470	21111	75,0	462	19207	32
33	77,5	476	20945	78,0	476	20769	81,5	484	22521	78,0	476	20593	33
34	80,5	490	22373	81,0	490	22197	84,5	498	23973	81,0	490	22021	34
35	83,5	504	23843	84,0	504	23667	87,5	512	25467	84,0	504	23491	35
36	86,5	518	25355	87,0	518	25179	90,5	526	27003	87,0	518	25003	36
37	89,5	532	26909	90,0	532	26733	93,5	540	28581	90,0	532	26557	37
38	92,5	546	28505	93,0	546	28329	96,5	554	30201	93,0	546	28153	38
39	95,5	560	30143	96,0	560	29967	99,5	568	31863	96,0	560	29791	39
40	98,5	574	31823	99,0	574	31647	102,5	582	33567	99,0	574	31471	40
41	101,5	588	33545	102,0	588	33369	105,5	596	35313	102,0	588	33193	41

Postępując się tablicą IV. otrzymamy: $\max M_c = \left[\frac{M_{20} + \sum P \cdot a}{L} \right] \cdot x$

$$M_{10} = \left[\frac{7767 + 402 \cdot 1,5}{40} \right] \cdot 20 - 1915 = 4185 - 1915 = 2270 \text{ tm.}$$

Na jeden dźwigar $\max M_c = \frac{2270}{2} = 1135 \text{ tm.}$

Największy moment gnący w przekroju, odległym od lewej podpory o $x = 15 \text{ m}$, wywoła pociąg, zgrupowany według schematu II. Po zrobieniu kilku prób znajdujemy, że osią miarodajną będzie oś 8., przy ustawieniu której nad przekrojem rozpatrywanym na przęśle wchodzi $n = 20$ osi (por. fig. 19).

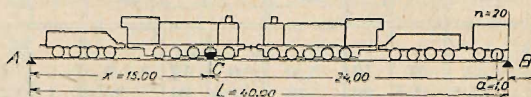


Fig. 19.

Oś 8. czyni zadość warunkom:

$$1. \quad \frac{\frac{\sum P}{1}}{\frac{x}{\sum P}} < \frac{L}{x}, \quad \text{czyli} \quad \frac{\frac{20}{1} \sum P}{8} = \frac{402}{164} = 2,45 < \frac{40}{15} = 2,67.$$

$$2. \quad \frac{\frac{\sum P}{1}}{\frac{x-1}{\sum P}} > \frac{L}{x}, \quad \text{czyli} \quad \frac{\frac{20}{1} \sum P}{7} = \frac{402}{139} = 2,89 > \frac{40}{15} = 2,67.$$

Największy moment obliczymy, postępując się tablicą II. ze wzoru:

$$\max M_c = Ax - M_x = \left[\frac{M_{20} + \sum P \cdot a}{L} \right] \cdot x - M_8 = \left[\frac{7767 + 402 \times 1,0}{40} \right] \cdot 15 - 913 = 2150,375 \text{ tm.}$$

Na jeden dźwigar $\max M_c = \frac{2150,375}{2} = 1075,1875 \text{ tm.}$

Powyższe tablice mają zastosowanie również przy obliczaniu sił osiowych w prętach kratownic zapomocą linii wpływowych.

Jako przykład rozpatrzmy obliczenie siły osiowej w przekątnej D_2 kratownicy o rozpiętości teoretycznej $L = 40 \text{ m}$ (fig. 20).

Największą rozciągającą siłę osiową w skosie D_2 otrzymamy przy ustawieniu na dodatniej części linii wpływowej pociągu według schematu I., w ten sposób, że drugie koło parowozu stanie w punkcie C, gdyż w tym wypadku

$$\frac{\frac{\sum P}{1}}{\frac{x}{\sum P}} < \frac{L_1}{x}; \quad \frac{362}{50} = 7,24 < \frac{34,286}{4,286} = 7,9995,$$

oraz

$$\frac{\frac{\sum P}{1}}{\frac{x-1}{\sum P}} > \frac{L_1}{x}; \quad \frac{362}{25} = 14,48 > 7,9995$$

Ażby otrzymać siłę osiową w skosie D_2 zapomocą linii wpływowej, należałoby każdy nacisk osi $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ pomnożyć przez odpowiednią rzędną $y_1, y_2, y_3 \dots y_n$ linii wpływowej, czyli

$$D_2 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \dots + P_n y_n - P_1 z,$$

i przy badaniu stałości mostu niekorzystniejszy z obu wypadków. Jako powierzchnię boczną, na którą wiatr działa, przyjąć należy:

1. przy moście nieobciążonym; przy dźwigarach pełnościennych (np. blachownicach) rzeczywistą powierzchnię boczną dźwigara głównego i pomostu; przy dźwigarach kratowych zaś prócz powierzchni pierwszej kraty, leżącej od strony wiatru, także i część powierzchni drugiej kraty, odpowiadającą stosunkowi niewypełnionej powierzchni pierwszego dźwigara do całkowitej powierzchni tegoż. Jeżeli zatem całkowita powierzchnia dźwigara (fig. 21; pełny prostokąt $a b c d$) wynosi F , zaś część jej narażona na parcie wiatru $F_w = a F$ (część zakreskowana), to

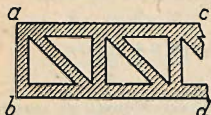


Fig. 21.

z dźwigara drugiego przyjąć należy powierzchnię całkowitą, pomnożoną przez współczynnik $a(1 - a)$, a więc powierzchnię $Fa(1 - a)$.

2. Przy moście obciążonym przyjmuje się jako powierzchnię boczną ciężarów ruchomych (wozów i pieszych) pełny postępujący prostokąt o wysokości $2 m$ ponad jezdnią w najniekorzystniejszym położeniu. Wpływ kraty pierwszej i drugiej uwzględnia się tylko w częściach, sięgających poza ten prostokąt.

Dla mostów o jezdni górą należy zbadać stałość (stateczność) mostu przeciw wywróceniu lub przesunięciu przez nacisk wiatru, a to tak dla mostu obciążonego ciężarem jednostajnie rozłożonym 300 kg/m^2 , jakoteż nieobciążonego. W obu wypadkach pewność przeciw wywrótowi powinna być conajmniej 1,5-krotna.

b) Mosty kolejowe. Parcie wiatru przyjmuje się w wielkości 250 kg/m^2 powierzchni bocznej przy moście nieobciążonym, zaś 150 kg/m^2 przy moście obciążonym.

Powierznię boczną mostu, wystawioną na działanie wiatru, określa się jak przy mostach drogowych. Jako powierzchnię pociągu, narażoną na parcie wiatru, przyjmuje się prostokąt o wysokości $3,5 m$ poruszający się po górnej krawędzi szyny.

Przy sprawdzaniu stałości (stateczności) mostu należy uwzględnić trzy rodzaje obciążenia:

1. Most nieobciążony przy ciśnieniu wiatru $w = 250 \text{ kg/m}^2$ (zwykle najniekorzystniejszy wypadek na przesunięcie).

2. Most obciążony pociągiem z próżnych wagonów ciężarowych o wadze $1 t/m$ b. pociągu, przy $w = 150 \text{ kg/m}^2$.

3. Most obciążony pociągiem z wagonów ciężarowych niezupełnie naładowanych o wadze (z ładunkiem) $2,2 t/m$ b. pociągu, przy sile wiatru 250 kg/m^2 (z reguły najniekorzystniejszy wypadek na wywrócenie).

Jeżeli współczynnik pewności na wywrócenie jest mniejszy niż 1,5, albo współczynnik pewności na przesunięcie mniejszy niż 1,25, to należy dźwigary zakotwić, lub zapewnić stateczność konstrukcji w inny sposób.

4. Siła hamowania działa w osi toru; przyjmować ją należy równą $\frac{1}{10}$ obciążenia ruchomego (współczynnik tarcia 0,2; jednak przyjmuje się, że hamowana jest tylko połowa osi). Wystarczy je uwzględniać przy mostach w spadku $> 10\text{‰}$, oraz przy mostach na stacjach lub w ich pobliżu.

5. Wpływ bocznych wahań i bocznych ciśnień taboru na steżenia poziome, umieszczone między podłużnicami, uwzględnia się jako siły poziome o wielkości 0,05 ciśnienia osi parowozu. Punkty zaczepienia ich przyjmuje się na wysokości górnej krawędzi szyny.

6. Siła odśrodkowa. Przy obliczaniu mostów w łuku uwzględnia się wpływ siły odśrodkowej, którą przyjmujemy w wielkości:

$$C_t = \frac{P \cdot v^2 \left(\frac{1000}{60 \cdot 60} \right)^2}{9,81 \rho} = \frac{P v^2}{127 \rho},$$

gdzie v = szybkość pociągu w $km/godz.$; ρ = promień krzywizny w metrach; P = ciśnienie na oś w tonnach. Punkt zaczepienia siły odśrodkowej przyjął się w środku ciężkości taboru, na wysokości 2,0 m nad górną krańdziwą szyny.

7. Tarcie. Rozporządzenie Ministerstwa Kolei poleca przyjmować następujące współczynniki tarcia w łożyskach metalowych: przy ślizganiu (łożyska przesuwowe) 0,2; przy toczeniu się (łożyska wałkowe) 0,03.

8. Wpływ zmian ciepłoty. Zmiany temperatury przyjmować należy dla mostów żelaznych od $-35^{\circ}C$ do $+45^{\circ}C$, współczynnik rozszerzalności 0,000012 na $1^{\circ}C$,

dla mostów kamiennych $l > 20 m$ od $-10^{\circ}C$ do $+10^{\circ}C$, współczynnik rozszerzalności 0,000007 na $1^{\circ}C$,

dla mostów betonowych i żelbetowych od $-15^{\circ}C$ do $+15^{\circ}C$, współczynnik rozszerzalności 0,00001 na $1^{\circ}C$,

względnie $-10^{\circ}C$ do $+10^{\circ}C$, o ile każdy wymiar przekroju jest większy od 70 cm, albo jeżeli konstrukcja chroniona jest dostatecznie przez inne materiały.

Innych wpływów przepisy nie przewidują. O ileby należało wprowadzić je w obliczenie, należy to zrobić wedle ogólnie przyjętych norm.

LITERATURA.

- Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych. Warszawa 1926.
 Dziennik urzędowy Ministerstwa Kolei Żelaznych Nr. 11 z d. 17 maja 1923.
 Thullie: Podręcznik teorii mostów. Cz. 1. Tom I. Lwów 1904.
 Pszenicki: Kura budowy mostów. Aut. Warszawa 1925/1926.
 Bryła: O przekroczeniach większych dróg wodnych. Lwów 1913.
 Bryła: Największe momenty i siły poprzeczne mostów drogowych. Warszawa 1926.
 Séjourné: Grandes Voûtes. Bourges. 1913—1916.
 Arago: Ponts en bois et en métal. Rouen 1911.
 Waddell: Bridge engineering. N. York 1916.
 Waddell: Economics of bridgework. N. York 1921.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Teil. I. Band.
 Melan: Der Brückenbau. I Band. Lipsk i Wiedeń 1922.
 Schönhofer: Die wirtschaftlich günstigste Anordnung einer Brückenanlage. Berlin 1915.
 Nikolaj: Mosty.

Mosty drewniane.

Napisał

inż. dr. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Lwów.

Zalety: materiał tani i łatwy do uzyskania; łatwość wykonania (bez specjalnych urządzeń i bez kwalifikowanego robotnika); łatwość wymiany i naprawy; szybkość wykonania; mały ciężar własny.

Wady: mało wytrzymały materiał, więc niewielkie rozpiętości: dla belkowych do kilkunastu metrów, dla kratowych zw. do 40 m, wyjątkowo więcej; mała odporność na wpływy atmosferyczne, więc krótki czas trwania; duże niebezpieczeństwo pożaru; trudne połączenia na rozciąganie (w belkach kratowych).

Używane zatem: dla większych obciążeń (koleje, drogi I. i II. kl.) zw. jako mosty tymczasowe; — jako stałe zaś dla dróg III. kl. lub tam, gdzie małe środki finansowe (j. np. obecnie w Polsce); przy budowie mostów drewnia-