

Objaśnienie do tablic .

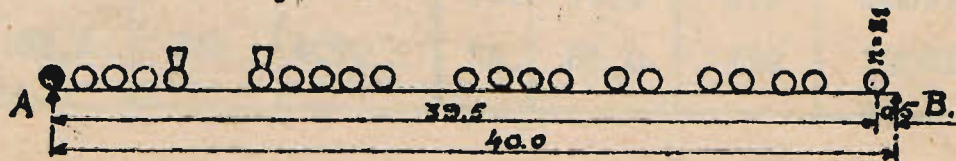
Tablice 1 - 12 służą do wyznaczania sił poprzecznych i momentów gnących w dowolnych przekrojach belek różnych rozpiętości, swobodnie leżących na dwóch podporach, przy obciążeniu według norm z roku 1923 /patrz rozporządzenie M.K.Z z dnia 10.III.1923 N.V-1939-22/23/Dz.Urz.M.K.Z. N.11 z roku 1923/.

Poniżej podaje się przykład obliczenia dla normy "A" największej siły poprzecznej w przekroju belki nad podporą i w dowolnym przekroju belki, swobodnie leżącej na dwóch podporach, o rozpiętości teoretycznej 40 mtr. oraz przykład obliczenia największego momentu gnącego dla tejże belki.

Największą siłę poprzeczną otrzyma się nad podporą przy ustawieniu na prześle pociągu według schematu III w ten sposób /patrz rysunek 47/ ażeby pierwsze koło parowozu znajdowało się nad samą podporą, jak na rysunku 47, przyczem na prześle okaże się ilość osi  $n = 21$ .

**U w a g a :** Schemat III otrzymuje się z schematu II przy założeniu, że tender pierwszego parowozu zeszedł z prześka i stosuje się przy obliczeniach tylko przy wspomnianem założeniu, gdyż, według przepisów, tendra od parowozu oddzielać nie wolno.

R y s u n e k 47





Największą siłę poprzeczną nad podporą A otrzymujemy wówczas, posługując się tablicą III ze wzoru :

$$\max Q_A = \frac{M_A}{L} = \frac{M_n + \sum P(L-l)}{L} = \frac{9525 + 398 \cdot 0.5}{40} = 243.10 \text{ t.}$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście, złożonym z dwóch dźwigarów :

$$\max Q'_A = \frac{243.10}{2} = 121.55 \text{ t.}$$

Chcąc otrzymać największą siłę poprzeczną dla przekroju w odległości  $x = 10$  m. od lewej podpory, postępujemy w sposób następujący :

Największą siłę poprzeczną otrzyma się w tym przekroju przy ustawieniu na prześle pociągu według schematu I /patrz rysunek 48/.

R y s u n e k 48

$$\max Q_c = \frac{M_c}{L} = \frac{M_n + \sum P a}{L} = \frac{5503 + 346 \cdot 0.5}{40} = 141.90 \text{ t}$$

Czyli na 1 dźwigar

$$\max Q'_c = \frac{141.90}{2} = 70.95 \text{ t.}$$

Dla uwidocznienia sposobów wyznaczania największych momentów gnących dla belek na dwóch podporach służą następujące przykłady :

a/ Obliczamy największy moment gnący w środku przęsła dla belki o rozpiętości  $L = 40$  mtr.

Ponieważ w celu otrzymania największego momentu w danym przekroju, należy ustawić nad tym przekrojem i w pobliżu niego ciężary największe, więc oczywiście w tym wypadku należy przy



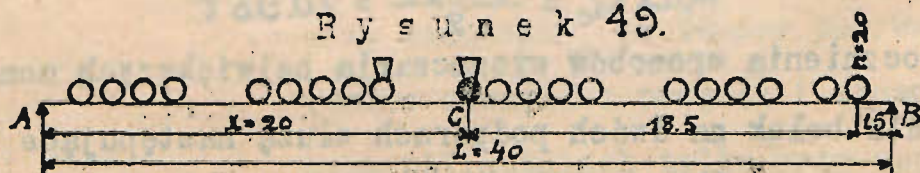
jąc schemat pociągu II. Oś miarodajną, t.j. tę, którą należy ustawić nad przekrojem, ażeby otrzymać największy moment gnący, określamy w sposób następujący : na przęsle o rozpiętości  $L = 40$  mtr. można ustawić, według tablicy II osi  $n = 21$  ; miarodajną będzie ta oś  $x$ , która czyni sumę nacisków /od pierwszego do  $x/\sum_1^x P$  większą od połowy sumy wszystkich nacisków  $n$ , znajdujących się na przęsle, czyli  $\sum_1^x P > \frac{\sum_1^n P}{2}$

Osią najbliższą do rozpatrywanego przekroju, czyniącą za-  
dość powyższemu warunkowi, jest oś 10, ponieważ  $\sum_1^{10} P = 214 t.$   
jest większą od  $\frac{\sum_1^{20} P}{2} = \frac{414}{2} = 207 t.$

Ustawivszy 10-tą oś nad środkiem belki widzimy, że oś 21  
zeszła z przęsła, wobec czego czynność powyższą musimy powtórzyć  
dla  $n = 20$   $\frac{\sum_1^{20} P}{2} = \frac{402}{2} = 201 t.; \quad \sum_1^{10} P = 214 t.$

Pierwszą osią, dającą sumę nacisków większą od 201 t., jest  
oś 10-ta, przyczem przy ustawieniu jej nad środkiem belki otrzy-  
mujemy następujący rozkład ciężarów /patrz rysunek 49/

R y s u n e k 49.



Jeżeli powyższe ustawienie pociągu odpowiada największemu  
momentowi gnącemu, to przy przesunięciu tego układu ciężarów na  
lewo i na prawo o jakąś małą odległość „ $d x$ ” musimy otrzymać  
warunki, wyrażone następującymi dwiema nierównościami :



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

$$\frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1^{10} P} < \frac{40}{20}; \quad \frac{402}{214} = 1.878 < \frac{40}{20} = 2$$

$$2) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^{x-1} P} > \frac{L}{x}, \text{ czyli } \frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1^9 P} > \frac{40}{20}; \quad \frac{402}{189} = 2.127 > \frac{40}{20} = 2.$$

Na podstawie powyższego twierdzimy, że taki układ ciężarów daje największy moment gnący dla rozpatrywanego przekroju w punkcie C, który to moment obliczymy ze wzoru :

$\max M_c = Q_A x - M_x$ , gdzie  $Q_A$  oddziaływanie podpory A,  $M_x$  - suma momentów gnących względem punktu C wszystkich ciężarów, znajdujących się między A i C.

Posługując się tablicą II, otrzymamy :

$$\begin{aligned} \max M_c &= \left[ \frac{M_{20} + \sum_1^{20} P a}{L} \right] x - M_{10} = \left[ \frac{7767 + 402 \cdot 15}{40} \right] \cdot 20 - 1915 = \\ &= 4185 - 1915 = 2270 \text{ ton.}, \end{aligned}$$

czyli na jeden dźwigar

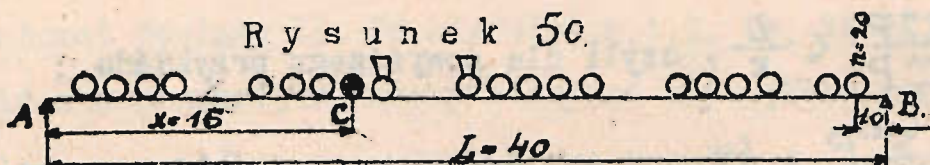
$$\max M'_c = \frac{2270}{2} = 1135 \text{ ton.}$$

b/ Dla tejże belki obliczamy największy moment gnący w przekroju, odległym od lewej podpory o  $x = 15$  m.

Największy moment wywoła pociąg, zgrupowany według schematu II. Po zrobieniu kilku prób znajdujemy, że osią miarodajną będzie oś 8, przy ustawieniu której nad przekrojem rozpatrywanym na przęsko wchodzi  $n = 20$  osi /patrz rysunek 50/



R y s u n e k 50.



Oś 8-ma czyni zadość warunkom :

$$1) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^n P} < \frac{L}{x}, \text{ czyli } \frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1^{20} P} = \frac{402}{164} = 2.45 < \frac{40}{15} = 2.67$$

$$2) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^n P} > \frac{L}{x}, \text{ czyli } \frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1^{20} P} = \frac{402}{139} = 2.89 > \frac{40}{15} = 2.67$$

Największy moment obliczymy, posługując się tablicą II ze wzoru

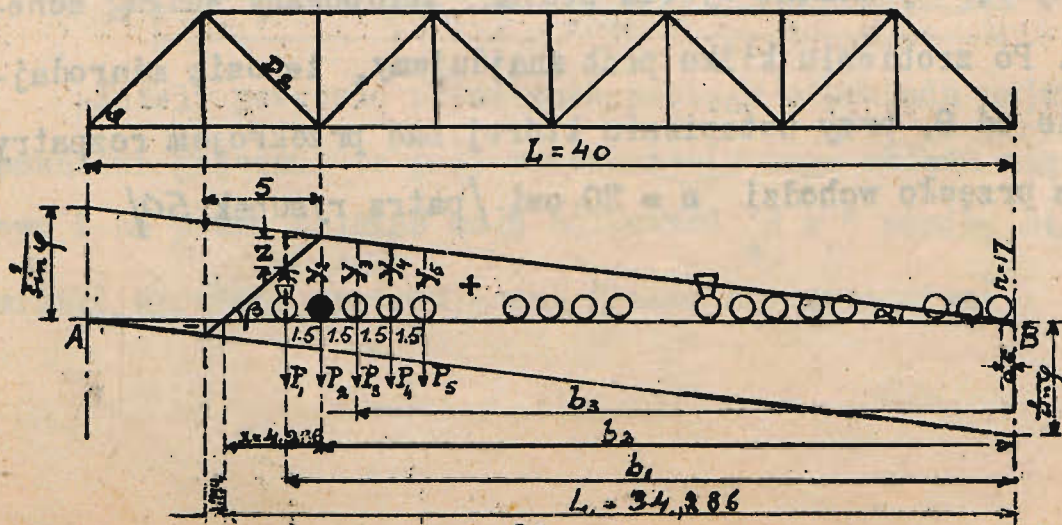
$$\max M_c = Q_x x - M_x = \left[ \frac{M_{20} + \sum_1^{20} P a}{L} \right] x - M_x = \left[ \frac{7767 + 402 \cdot 10}{40} \right] \cdot 15 - 913 = 2150.375 \text{ t}$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście, złożonym z dwóch dźwigarów :

$$\max M'_c = \frac{2150.375}{2} = 1075.1875 \text{ t}$$

Powyższe tablice mają zastosowanie również przy obliczaniu sił osiowych w prętach kratownic od obciążenia ruchomego za pomocą linii wpływowych.

Jako przykład rozpatrzmy obciążenie siły osiowej w krzyżulcu Dg kratownicy o rozpiętości teoretycznej  $L = 40$  mtr.



rys. 51



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

$$\frac{\sum_i P_i}{\sum_i P} < \frac{L}{x}; \quad \frac{362}{50} = 7.24 < \frac{34.286}{4.286} = 7.9995$$

$$\frac{\sum_i P_i}{\sum_i P} > \frac{L}{x}; \quad \frac{362}{25} = 14.48 > 7.9995$$

Ażeby otrzymać siłę osiową w krzyżulcu  $D_2$  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

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

ponieważ  $y_1 = b_1 \tan \alpha, y_2 = b_2 \tan \alpha, \dots, y_n = b_n \tan \alpha$ , przeto

$$D_2 = P_1 b_1 \tan \alpha + P_2 b_2 \tan \alpha + P_3 b_3 \tan \alpha + \dots + P_n b_n \tan \alpha - P_1 z =$$

$$= (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \dots + P_n b_n) \tan \alpha - P_1 z$$

Odcinek  $z = a(\tan \alpha + \tan \beta) = 1.5(\tan \alpha + \tan \beta)$

Ostatecznie otrzymamy :

$$D_2 = (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \dots + P_n b_n) \tan \alpha - P_1 a(\tan \alpha + \tan \beta) =$$

$$= M_B \tan \alpha - M_C (\tan \alpha + \tan \beta).$$

W równaniu powyższem  $M_B$  moment wszystkich ciężarów, ustawionych na prześle, względem podpory B.  $M_C$  moment ciężarów, ustawionych przed punktem C, względem tegoż punktu.

Obydwa te momenty otrzymujemy z tablic.

A więc w danym przykładzie .

$$D_2 = (6022 + 362 \times 0.5) \tan \alpha - 37.5 (\tan \alpha + \tan \beta) =$$

$$= 6203 \tan \alpha - 37.5 (\tan \alpha + \tan \beta).$$

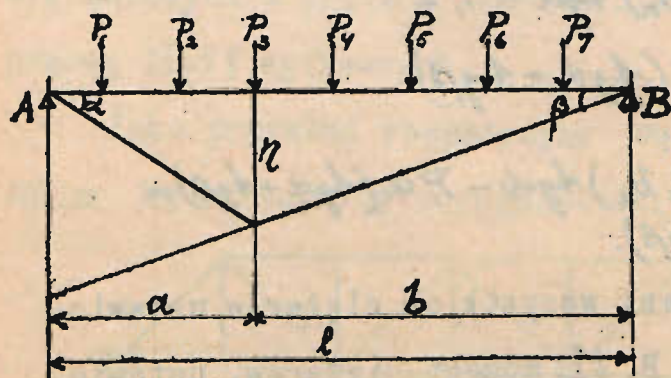


## O b c i ą ż e n i e   z a s t ę p c z e .

Obliczenia sił w prętach danego dźwigara oraz momentów gnących i sił poprzecznych w belkach zwykłych jest daleko prostsze i wymaga znacznie mniej czasu, jeżeli operujemy nie układami ciężarów skupionych, lecz obciążeniem równomiernie rozłożonym. Musimy przeto mieć takie obciążenia równomiernie rozłożone, obciążając którymi daną belkę według linii wpływu, otrzymamy ten sam efekt, jak i przez obciążenie układem sił skupionych.

Takie obciążenia zastępcze mogą być również obliczone dla belek różnych rozpiętości i zgrupowane w tablice.

Jeżeli będziemy mieć belkę prostą, swobodnie podpartą na podporach to linia wpływu momentu gnącego dla jakiegokolwiek przekroju w odległości  $a$  od lewej podpory będzie w kształcie trójkąta z wierzchołkiem pod przekrojem i wysokością  $\eta = \frac{ab}{l}$



Rys. 52.

Mając układ ciężarów skupionych /rys.52/  $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$  i, stawiając te ciężary tak, aby jeden z nich stał nad przekrojem, otrzymamy moment gnący

$$M_x = \sum P_i b_i \tan \beta + \sum P_j a_j \tan \alpha,$$

gdzie przez  $a_i$  i  $b_i$  są oznaczone odległości ciężarów od odpowiednich podpór i  $\alpha, \beta$  kąty pochylenia linii wpływu do poziomu.



Zamiast  $\alpha, \beta$  możemy podstawić ich wartości i wtedy otrzymamy

$$M_x = \sum P_i b_i \frac{a}{l} + \sum P_j a_j \frac{b}{l} = \frac{1}{l} [a \sum P_i b_i + b \sum P_j a_j]$$

Obciążając ciężarem  $p$  na mtr. bieżący równomiernie rozłożonym, otrzymamy :

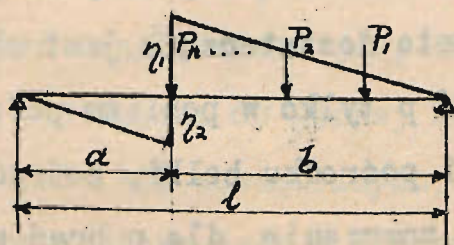
$$M_x = \frac{pab}{2}$$

Przyrównując te dwa wyrazy, otrzymamy znaczenie  $p$ .

$$p = \frac{2}{l} \left[ \frac{1}{b} \sum P_i b_i + \frac{1}{a} \sum P_j a_j \right]$$

z którego przedewszystkiem widać, że obciążenie zastępcze zależne jest tylko od kształtu linii wpływu, nie zaś od wielkości rzędnych linii wpływu.

Dla siły poprzecznej mamy linję wpływu /rys. 53/



Rys. 53.

Rzędna  $\eta_1 = \frac{1}{b}$ ;  $\eta_2 = -\frac{a}{l}$

Siła poprzeczna

$$Q = \frac{1}{l} \sum P_i b_i$$

Z drugiej strony  $Q = \frac{p_1 b^2}{2l}$ ,

skąd otrzymamy

$$\frac{p_1 b^2}{2l} = \frac{1}{l} \sum P_i b_i; \quad p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{b^2}$$

Wzór ten przedewszystkiem wskazuje, że obciążenie zastępcze dla siły poprzecznej nie zależy od rozpiętości belki, lecz tylko od długości obciążonej części. Dla przekrojów <sup>w</sup> odległości

$\Delta a$  od podpory na odcinku  $\Delta a$  sił skupionych nie będzie, przeto dla  $p$  i  $p_1$  otrzymamy wzory :

$$p = \frac{2 \sum P_i b_i}{l(l - \Delta a)}; \quad p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{(l - \Delta a)^2}$$

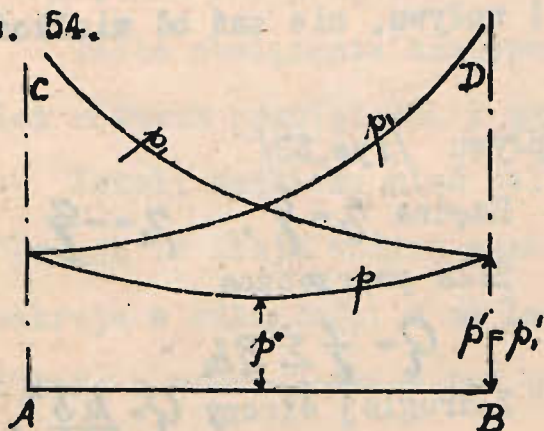
jeżeli teraz  $\Delta a$  będzie dążyć do 0, to

$$p = \frac{2 \sum P_i b_i}{l^2}; \quad p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{l^2}$$



czyli, że  $p = p_1$ , t.j. na podporze ciężar zastępczy dla siły poprzecznej i dla momentu gnącego będzie jednakowy.

Ciężar zastępczy dla momentów gnących zależy od rozpiętości i od odległości przekroju od podpory, dla którego szukamy momentu gnącego. Obciążenie to jest dla przekroju w pobliżu podpory nieco większa niż dla przekroju środkowego. Jeżeli przeprowadzić obliczenia dla różnych przekrojów i przedstawić wielkości obciążeń zastępczych graficznie, to otrzyma się wykres przedstawiony na rys. 54.



Rys. 54.

Obciążenie zastępcze dla momentów zmienia się według krzywej, bardzo małej krzywizny, przeto dostatecznie jest obliczyć  $p$  tylko w pobliżu podpory i pośrodku belki, pośrednie zaś znaczenie dla  $p$  brać według prostolinijowej interpolacji.

Krzywa obciążenia zastępczego siły poprzecznej ma kształt hyperboliczny z asymptotą  $BD$  i  $AC$  /rys. 54/.

Dla min. siły  $Q$ , gdy jeden ciężar skupiony stoi w odległości  $\Delta x$  od podpory  $B$ , wielkość  $p$ , rośnie nieskończenie w miarę, jak  $\Delta x$  zbliża się do zera.



### S i ł a   o d   ś r o d k o w a .

Jeżeli most położony jest na łuku to ciężar ruchomy oprócz sił pionowych daje jeszcze przy pewnej szybkości siły poziome, prostopadłe do osi mostu. Oznaczając przez  $m$  masę idącego pociągu,  $v$  jego szybkość,  $r$  promień łuku na którym most leży,  $G$  wagę pociągu i  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  przyspieszenie siły ciężkości, otrzymamy następującą siłę odśrodkową :

$$S = \frac{mv^2}{r} = \frac{Gv^2}{gr}$$

Przy  $r = 500 \text{ mtr.}$ ,  $G = 378 \text{ T} = 378000 \text{ klgr.}$   $V = 72 \text{ km/godz.} = 20 \text{ m/s}$

Otrzymamy siłę  $S = \frac{378000 \times 400}{8.81 \times 500} = \frac{1512000}{49.05} = 30826 \text{ klgr.}$

Siła odśrodkowa jest dość znaczna, przeto działanie jej powinno być uwzględnione przy obliczaniu mostu. Siłę tę przyjmuje się zaczepioną do górnej krawędzi szyn z uwzględnieniem przeciążenia kół zewnętrznych, gdyż w rzeczywistości siła odśrodkowa przyłożona jest w środku ciężkości pociągu, a przeniesiona do poziomu szyn daje dodatkowo moment pary sił, który wytwarza przeciążenie kół zewnętrznych i odciążenie kół wewnętrznych. Ponieważ siła odśrodkowa jest dość znaczna, przeto naogół należy unikać budowy mostów na krzywej i tylko w wyjątkowych okolicznościach stosować mosty na łukach, przytem niewielkich rozpiętości. Przy długich mostach i wiaduktach należy stosować mosty wieloprzęskowe o niewielkich rozpiętościach poszczególnych przęsek /około 11 metrów według przepisów rosyjskich/.



### Siły, powstające wskutek hamowania.

Do sił poziomych, działających wzdłuż mostu, należą siły powstające wskutek hamowania pociągu na moście.

Siłę tę należy uwzględniać przy obliczaniu części mostowych jeżeli most znajduje się na spadku dość dużym, lub też jeżeli most położony jest w pobliżu stacji kolejowej, gdyż w ostatnim wypadku na moście może mieć miejsce częste hamowanie pociągu. Naogół unikamy budowania mostów na spadkach, Mosty stawiamy na odcinkach szlaku poziomych, przytem tak z jednego, jak z drugiego końca mostu tor musi być poziomy na długości conajmniej 25 mtr.

Siłę hamowania otrzymujemy, przyjmując, że współczynnik tarcia  $f = 0,2$  i że połowa osi danego pociągu na hamulec. Tym sposobem całkowita siła hamowania równa się  $0,1$  od wagi największego pociągu, mieszczącego się na moście.

### P a r c i e   w i a t r u .

Siła, z jaką wiatr o szybkości  $V$  ciśnie na powierzchnię  $A$ , wyraża się wzorem :

$$W = \frac{\gamma}{g} A v^2$$

gdzie  $\gamma$  wyraża ciężar właściwy powietrza i  $g$  przyspieszenie siły ciężkości. Przyjmując stosunek  $\frac{\gamma}{g}$ , równy w przybliżeniu -  $0,125$ , otrzymujemy, że  $W = 0,125 A v^2$ , przytem siłę  $W$  otrzymamy w klgr. na metr kwadratowy, jeżeli  $A$  wyrażone jest w metrach kwadratach, zaś  $v$  w metrach na sekundę :



Dla V - 10 - 15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 - 45 - 50 m/sek.

W - 1,25 - 28 - 50 - 78 - 113 - 153 - 200 - 253 - 313 klgr/mtr.<sup>2</sup>

Jako normy parcia wiatru, stosownie do przepisów Ministerstwa Kolei, przyjmujemy 150 k/mtr.<sup>2</sup> i 250 k/mtr.<sup>2</sup> Pierwsze parcie odpowiada szybkości wiatru 35 mtr/sek., drugie 45 mtr/sek. Pierwsze będziemy przyjmować przy jednoczesnem obciążeniu mostu ciężarem ruchomym, drugie zaś bez obciążenia mostu ciężarem ruchomym.

Przy obliczaniu stateczności mostu przyjmuje się, że przy sile wiatru 250 k/m.<sup>2</sup> most może być obciążony ciężarem ruchomym niepełnym, lecz tylko częściowym, mianowicie 2,2 t/m.b. i przy sile wiatru 150 klgr/m.<sup>2</sup> obciążenie ruchome może stanowić tylko 1 t/m.b.mostu. Spółczynnik stateczności winien być nie mniejszy niż 1,50.

Przy obliczaniu współczynnika stateczności na przesunięcie współczynnik tarcia przy ślizganiu przyjmuje się 0,2.

Wyżej wskazane normy parcia wiatru, przyjęte u nas, odpowiadają mniej więcej normom w innych państwach, za wyjątkiem Austrii, Francji, gdzie siła wiatru przyjmuje się 170 k/mtr.<sup>2</sup> i 270 klgr/mtr.<sup>2</sup> i Anglii 273 k/mtr.

W Anglii przyjęto normę stosunkowo dość dużą pod wpływem Tejskiej katastrofy, która miała miejsce 1879 roku, kiedy podczas silnej burzy dziesięć przęseł o rozpiętości 74 mtr.mostu przez zatokę Tejską wraz z pociągiem pospiesznym runęło do wody. Siła wiatru dochodziła wtedy od 290 do 340 k/mtr.<sup>2</sup>

Były wypadki i w innych państwach, że siła wiatru burzone



były mosty lub też przesuwane. W roku 1869 były zburzone dwa przęsła o rozpiętości 30 mtr. przez rzekę Arrah w Indiach, w roku 1876 runął most o rozpiętości 55 m. przez rz. Tennessee w Ameryce przy sile wiatru do  $500 \text{ k/m}^2$ ; we Francji został zburzony wiadukt de la Tarde, w Rosji most o rozpiętości 107 mtr. przez rzekę Wołgę na linii Rzewo - Wiazma był przesunięty na łożyskach o 15 cm. W poszczególnych wypadkach obserwowano siłę wiatru, dochodzącą nawet do  $678 \text{ klgr/mtr}^2$  w Szkocji i  $455 \text{ k/mtr}^2$  w Ameryce. W liwerpoolu zaobserwowano siłę wiatru w roku 1868 -  $298 \text{ k/mtr}^2$  i w 1875 r.  $346 \text{ k/mtr}^2$ .

Tej nadzwyczajnej siły wiatry mają miejsce bardzo rzadko i nadto zwykle przechodzą bardzo wąskim pasmem, tak, że przy mostach większych mogą zahaczać tylko część mostu i dlatego też przyjmowanie tych nadzwyczajnych wiatrów i wprowadzanie ich do obliczeń mostów nie miałoby zupełnego uzasadnienia.

Aby otrzymać siłę poziomą parcia wiatru na dany dźwigar mostowy, musimy mieć boczną powierzchnię tego dźwigara. Dla mostów o ścianie pełnej nie przedstawia żadnej trudności obliczenie tej powierzchni, zaś dla mostów kratowych napotyka to pewną trudność, gdyż musimy właściwie mieć przekroje wszystkich prętów danego dźwigara, aby obliczyć ich powierzchnię, zaś dla wyznaczenia przekrojów potrzebne jest w obliczenie wprowadzić parcie wiatru. Ponieważ zupełna ścisłość przy określeniu tej powierzchni nie jest konieczna, przeto można przyjąć że przy dźwigarach kratowych o kratie gęstej powierzchnia podlegająca



działaniu wiatru na dwa dźwigary, stanowi 0,6 i dla mostów krzyżulcowych - 0,5 powierzchni, ograniczonej zewnętrznym konturem dźwigara. Dla dźwigarów o dużych przedziałach i rzadkiej kratce 0,2 dla jednego dźwigara i 0,38 - 0,39 dla dwóch dźwigarów.

Dla mostów szerokich, w których na całej szerokości może być rozmieszczonych kilka dźwigarów, można stosować następujący wzór dla obliczenia całkowitej powierzchni wszystkich dźwigarów podlegającej działaniu wiatru.

Jeżeli oznaczymy przez  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  całkowitą powierzchnię według zewnętrznego konturu dźwigara pierwszego, drugiego, ..... n-tego, przez  $A'_1, A'_2, \dots, A'_n$  powierzchnię prześwitów pomiędzy prętami tychże dźwigarów, to mamy dla dźwigara pierwszego powierzchnię obliczeniową, równą  $A_1 - A'_1$ ,

dla 2-go 
$$/A_2 - A'_2/ \times \frac{A'_1}{A_1} .$$

dla 3-go 
$$(A_3 - A'_3) \times \frac{A'_1 \cdot A'_2}{A_1 \cdot A_2}$$

i dla n-tego 
$$/A_n - A'_n/ \times \frac{A'_1 \cdot A'_2 \cdot \dots \cdot A'_{n-1}}{A_1 \cdot A_2 \cdot \dots \cdot A_{n-1}} ,$$

zaś całkowita powierzchnia obliczeniowa będzie:

$$A = (A_1 - A'_1) + (A_2 - A'_2) \frac{A'_1}{A_1} + (A_3 - A'_3) \frac{A'_1 \cdot A'_2}{A_1 \cdot A_2} + \dots + (A_n - A'_n) \frac{A'_1 \cdot A'_2 \cdot \dots \cdot A'_{n-1}}{A_1 \cdot A_2 \cdot \dots \cdot A_{n-1}}$$

Jeżeli dźwigary będą jednakowe, co zwykle ma miejsce, to wzór

ten przyjmie postać 
$$A = (A_1 - A'_1) \left[ 1 + \frac{A'_1}{A_1} + \left( \frac{A'_1}{A_1} \right)^2 + \dots + \left( \frac{A'_1}{A_1} \right)^{n-1} \right]$$

Dla dwóch dźwigarów mamy

$$A = (A_1 - A'_1) \left( 1 + \frac{A'_1}{A_1} \right)$$



Wysokość taboru kolejowego przy obliczeniu siły wiatru, działającej na tabor, przyjmuje się 3,5 mtr., licząc od główki szyny.

Parcie wiatru w mostach drogowych.

1. Według ostatnich przepisów Ministerstwa Robót Publicznych wpływ wiatru, jako siłę poziomą, jednostajnie rozłożoną, należy przyjmować o natężeniu  $250 \text{ kg/m}^2$  powierzchni bocznej mostu nieobciążonego, lub o natężeniu  $100 \text{ kg/m}^2$  mostu obciążonego ciężarą ruchomą, uwzględniając przy obliczeniu przekroju i przy badaniu stałości mostu niekorzystniejszy z obydwu wypadków.

2. Jako powierzchnię boczną dla wpływu wiatru przyjąć należy :

a/ Przy moście nieobciążonym o dźwigarach pełnościennych, rzeczywistą powierzchnię boczną dźwigara głównego i wystającą poza dźwigarem głównym część przejazdową ; przy dźwigarach kratowych oprócz powierzchni pierwszej kraty, leżącej od strony wiatru, także i część powierzchni drugiej kraty, odpowiadającej stosunkowi niewypełnionej powierzchni pierwszego dźwigara do całkowitej powierzchni tegoż:

Jeżeli zatem całkowita powierzchnia dźwigara pierwszego wynosi  $A$ , zaś część jej, narażona na parcie wiatru,  $A_w = \alpha A$ , to z dźwigara drugiego przyjąć należy powierzchnię całkowitą, pomnożoną przez współczynnik  $\alpha(1-\alpha)$ .

b/ Przy moście obciążonym przyjmuje się jako powierzchnię boczną ciężarów ruchomych /wozów i pieszych/ pełny postępujący



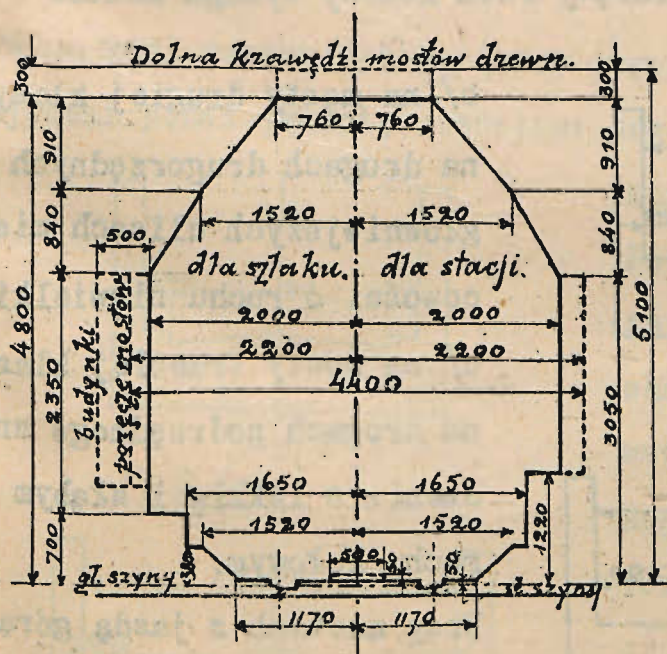
prostokąt o wysokości 2 m. ponad jezdnię w najniekorzystniejszym położeniu. Wpływ kraty pierwszej i drugiej uwzględnia się tylko w częściach, sięgających poza ten prostokąt.

Dla mostów z jazdą górą należy zbadać stałość mostu przeciw wywróceniu pod naciskiem wiatru, a to zarówno dla mostu obciążonego ciężarem ruchomym jednostajnie rozłożonym  $300 \text{ kg/m.}^2$ , jako też nieobciążonego.

W obu wypadkach powinna być pewność przeciw wywróceniu najmniej 1.5 -krotna.

Szerokość i wysokość mostów kolejowych i drogowych.

A. Szerokość mostów kolejowych zależy przede wszystkim od ilości torów, które mają być ułożone na moście i następnie od skrajni taboru kolejowego. Ta ostatnia jest ustanowiona przepisami Ministerstwa Kolei i jest wskazana na rys. 55.



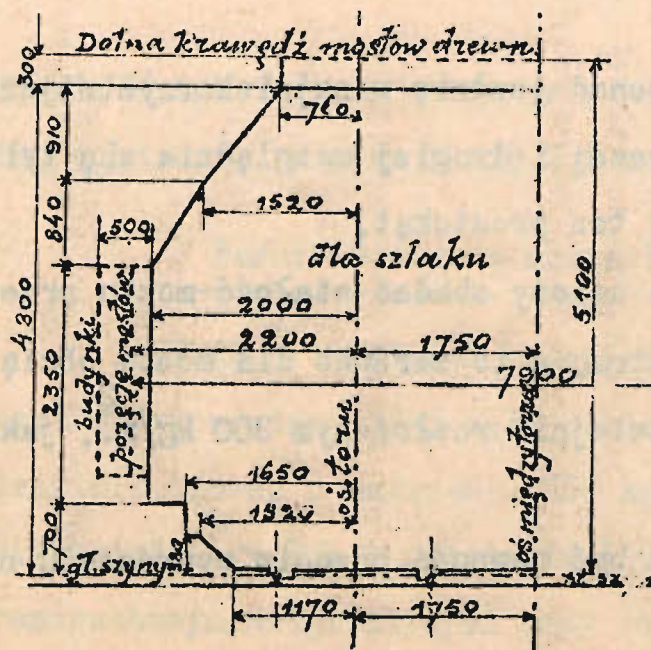
Rys. 55.

Zadna część konstrukcji mostowej nie może wkroczyć w obrysie.

Przy dwóch torach kolejowych, normalnej szerokości, odległość pomiędzy osiami torów wynosi 3,5 mtr.

Jak widać z rysunku pożyteczna szerokość mostu [pomiędzy wewnętrznymi krawędziami poręczy] jednotoro-

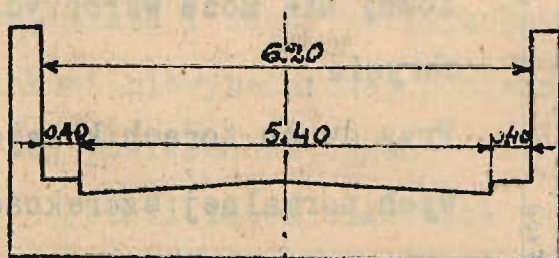




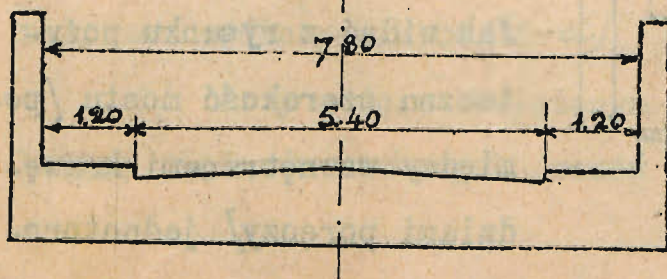
Rys. 56.

Według przepisów Ministerstwa Robót Publicznych mosty drogowe dzielą się na trzy klasy.

a/ na mosty pierwszej klasy na drogach głównych, czyli pierwszorzędnych i na drogach drugorzędnych w takich miejscowościach, w których silnie rozwinięty ruch kołowy wymaga mostów szerszych i silniejszych.



178.57.



Rys. 58

wego równa się 4,4 mtr.,  
zaś dwutorowego  $3,5 \div 4,4 =$   
 $= 7,9 \text{ mtr./rys.56/}$ .

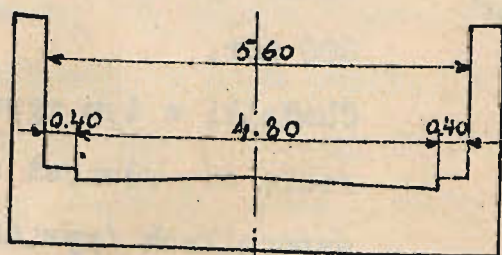
Wysokość od główki szyny wynosić musi najmniej 4,80 mtr dla mostów żelaznych i 5,10<sub>4</sub> dla mostów drewnianych.

### B. Szerokość mostów

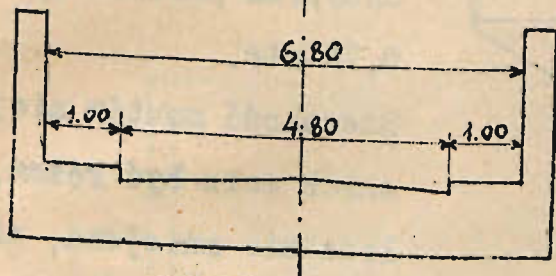
\* drogowych oraz miejskich mo-  
że być różna.



wa na całej swej szerokości od poręczy do poręczy jest zupełnie wolna dla ruchu, czyli dla mostów o torach jednodzielnym /we-



rys. 59.

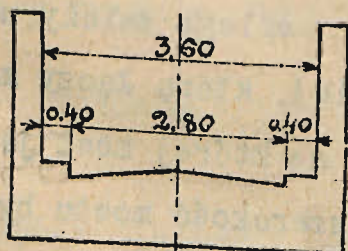


rys. 60.

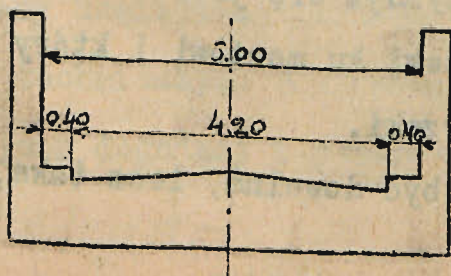
dług nomenklatury M-stwa R. P. /użyteczna szerokość winna być 6,20 mtr. na mostach I-ej klasy bez chodników /rys. 57/ i 7,80 mtr. na mostach I-ej klasy z dwoma chodnikami po 1,20 mtr. szerokości każdy /rys. 58/.

Na rysunkach 59 - 60, 61 - 62 pokazana jest szerokość mostów klasy drugiej i trzeciej o torach jednodzielnym

dowa na swej szerokości pomiędzy poręczami jest podzielona wystającymi ponad jezdnię częściami dźwigarów, otrzymujemy wtedy

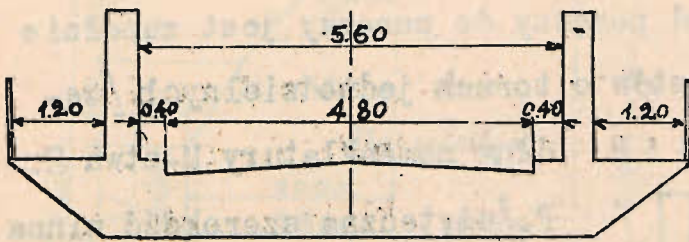


rys. 61.

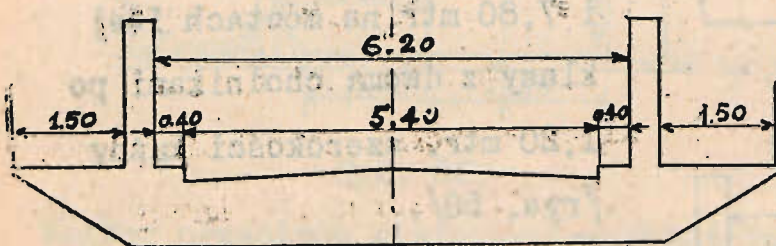


mosty o torach dwudzielnym. Jeźdźnia wtedy położona bywa zazwyczaj pomiędzy dźwigarami, chodniki zaś ulokowane są na wspornikach /rys. 63 i 64/ Mogą być wypadki, że jezdnię trzeba podzielić na dwie części, z których każda będzie służyła do ruchu jednokierun-

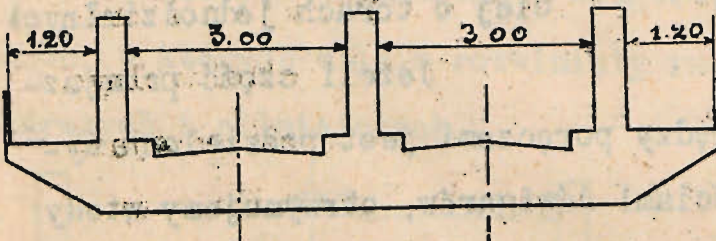




rys. 63.



rys. 64.



rys. 65.

nie, od ruchu na danej arterji miejskiej, którą łączy most, od długości mostu i od szerokości ulicy, na której most jest położony. Dążyć winno się do tego, aby szerokość mostu była nie mniejsza niż szerokość ulicy, gdyż zwykle oprócz ruchu, który ma miejsce na ulicy, na moście otrzymuje się jeszcze ruch dodatkowy, który ma miejsce wzdłuż rzeki ku mostowi i który przez most przenosi się na drugą stronę rzeki.

Szerokość jezdni nie powinna być dowolna, lecz taka, aby

kowego, wtedy szerokość każdej części jezdni powinna być nie mniej niż 3,00 mtr.

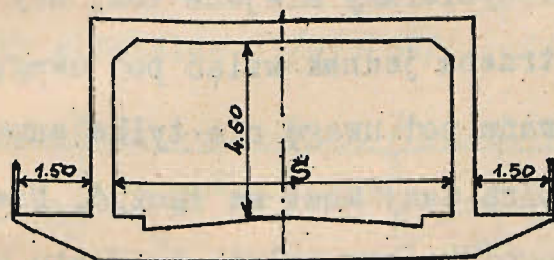
Chodniki w tym wypadku robią się również na wspornikach /rys. 65/. Najmniejsza szerokość chodnika powinna być 0,75 mtr.

Szerokość mostów miejskich może być różna, lecz nie mniejsza, niż wymagają, wyżej wskazane normy Ministerstwa Rob. Publicznych.

Szerokość mostu miejskiego zależy, natural-



mogła być wykorzystana dla ruchu. Zatem powinna ona być wielokrotnie szerszą od szerokości wozów, t.j., aby na szerokości jezdni mogło przejeżdżać kilka <sup>szeręgów</sup> wozów przy najmniejszej dopuszczalnej odległości wolnej pomiędzy wozami i aby przytem nie pozostawało wolnych pasów, na których nie mieściłyby się wozy. Szerokość zatem powinna odpowiadać dwum, czterem, sześciu lub więcej szeregom wozów. Jeżeli na moście są tory tramwajowe pośrodku, to wolna szerokość jezdni z każdej strony torów tramwa-



rys. 66.

jowych pomiędzy torami i chodnikami powinna mieścić na swej szerokości odpowiednią ilość szeregów wozów, np. jeden, dwa, trzy szeregi.

Wysokość światła mostów drogowych I, II i

III klasy ponad jezdnię winna wynosić 4,50 m. /rys.66/.

#### Wybór miejsca i obliczenie otworu mostów.

Wybór miejsca do budowy mostu zależy od wielu okoliczności. Jeżeli most ma być zbudowany w mieście, to zwykle nie możemy uzależniać położenia mostu od najdogodniejszych warunków technicznych i budować most w dowolnym miejscu, lecz w miejscu dogodnej i rozwiniętej komunikacji. Jeżeli mamy trud-