

Mosty żelazne.

Napisał

inż. dr. kom. Dr. Andrzej Pszenicki,

profesor politechniki, Warszawa.

I. Część ogólna.

Klasyfikacja mostów żelaznych. Pod względem działania dźwigarów głównych na podpory mostowe rozróżniamy dwa zasadnicze typy mostów: mosty belkowe i mosty rozporowe (łukowe i wiszące). Pierwsze charakteryzują się tem, że pod działaniem na nie zewnętrznych sił pionowych wywołują na podpory ciśnienia tylko pionowe, drugie zaś pod działaniem tychże sił zewnętrznych pionowych dają ciśnienia na podpory ukośne, skierowane na zewnątrz lub na wewnątrz i starają się zwiększyć lub zmniejszyć odległość między podporami. Przy ukośnem działaniu dźwigarów na podpory, skierowanem na zewnątrz, mamy mosty łukowe, zaś przy działaniu ukośnem, skierowanem wewnątrz, otrzymujemy mosty wiszące.

Tak mosty belkowe, jak i łukowe, mogą mieć odmiany. Belka może być podparta na dwóch lub na kilku podporach: w pierwszym wypadku będziemy mieć most o belkach prostych rozciętych (wolno podpartych), w drugim wypadku most o belkach ciągłych bezprzegubowych, lub jeżeli damy przeguby dodatkowe, most o belkach wspornikowych. Również i mosty łukowe mogą być ciągłe lub wspornikowe. Na fig. 216 *a* (most Pałacowy w Petersburgu) mamy belki ciągłe, dwuprzęsłowe, na fig. 216 *b* mamy most układu mie-

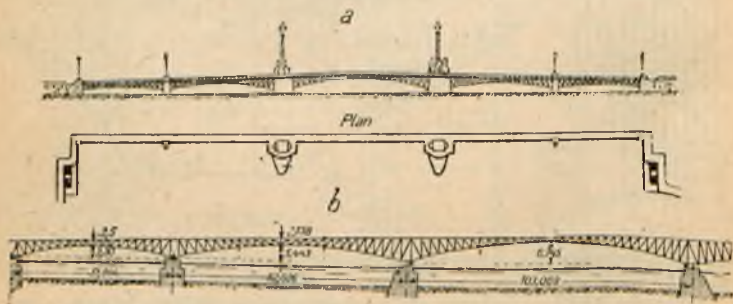


Fig. 216 *a, b*,

szanego: belkowy wspornikowy i łukowy wspornikowy (Troicki most w Petersburgu). Pod względem kształtu zewnętrznego mogą być mosty o obu pasach prostych, o jednym pasie prostym i drugim krzywym lub wielobocznym, paraboliczne, hyperboliczne, o obu pasach krzywych lub wielobocznych (system Pauli, łukowe ze ściąganiem).

W zależności od ustroju ścianki, łączącej pasy dźwigara, mamy mosty o ściance pełnej lub kratowe. Te ostatnie zaś mogą mieć kratę pojedynczą lub wielokrotną, statycznie wyznaczalną lub statycznie niewyznaczalną. Mosty belkowe o ściance pełnej zwykle stosuje się do rozpiętości do 20 m. Do tej rozpiętości są one ekonomiczniejsze i lżejsze. Przy większej rozpiętości waga własna mostów kratowych staje się już mniejsza w porównaniu z wagą własną mostów o ściance pełnej, lecz wykonanie tych ostatnich jest znacznie prostsze, a zatem i tańsze. Ostateczna przewaga tego lub innego systemu pod względem taniałości zależy od stosunku kosztów materiału i robocizny. W Ameryce mosty o ściance pełnej budują do rozpiętości

35 m. Mosty belkowe rozcięte (wolno podparte) mamy do rozpiętości 204 m, wspornikowe do rozpiętości 550 m, łukowe do 250 m, wiszące do 490 m. Przy bardzo dużych rozpiętościach możliwe są jedynie mosty wiszące; projekty tych mostów doprowadzone były do rozpiętości 945 m przy szerokości mostu 35 m. Największa możliwa rozpiętość mostu żelaznego wiszącego, jak to wykazały prace komisji, która opracowywała projekt mostu przez rzekę Hudson, mogłaby być doprowadzona nie więcej, niż do 1320 m. Waga mostu wynosiłaby około 93 t m b.

W zależności od położenia pomostu rozróżniamy mosty z jazdą górą, z jazdą dołem lub jazdą po środku. Mosty z jazdą górą stosujemy zwykle, jeżeli wysokość ustrojowa mostu może być znaczna i jeżeli przeto dźwigary główne można umieścić pod pomostem. W mostach kolejowych o niewielkich rozpiętościach (do 35 m) mamy możliwość obejścia się bez belek poprzecznych i podłużnych i układać mostownice (podkłady) bezpośrednio na dźwigarach głównych (fig. 217). W mostach szerokich drogowych możemy dawać kilka dźwigarów głównych, co zmniejsza znacznie wagę pomostu a przez to i całego mostu. Nadto jazda górą daje nam mosty otwarte, które nie zakrywają nam widoku, co również należy do zalet tego ustroju. Lecz, o ile w mostach szerokich można je stosować z wygodą do dużych rozpiętości, o tyle w mostach nie szerokich (kolejowych jednotorowych) przy większej rozpiętości mogą okazać się niedogodne, gdyż wymagają większej odległości pomiędzy dźwigarami, niż przy umieszczeniu pomostu w dole, tj. przy zastosowaniu jazdy dołem.

Przy niewielkiej wysokości ustrojowej stosujemy zwykle jazdę dołem (fig. 218). Jazda pośrodku (fig. 219), lub w górze pomiędzy pasami dolnym



Fig. 217.



Fig. 218.

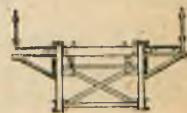


Fig. 219.

i górnym może być urządzona przedewszystkiem, gdy na to pozwala wysokość ustrojowa i gdy oba pasy, górny i dolny, są krzywe, gdy wysokość dźwigarów jest niedostateczna, aby je można było powiązać u góry i chodzi o zmniejszenie wysokości dźwigarów, wystającej ponad pomostem dla tych lub innych przyczyn, np. dla zwiększenia sztywności słupków.

Zależność poprzecznego przekroju mostu od wysokości ustrojowej. Jeżeli nie jesteśmy ograniczeni co do wysokości ustrojowej, to mosty o niewielkiej i średniej rozpiętości robimy zwykle z jazdą górą, które prócz innych zalet (lepsze usztywnienie poprzeczne) są zwykle tańsze. Przy rozpiętości około 65—70 m waga mostów kolejowych z jazdą górą lub dołem jest mniej więcej jednakowa. Przy większej rozpiętości mosty z jazdą dołem są cięższe od mostów z jazdą górą. W mostach z jazdą górą możemy zmniejszyć rozstaw między dźwigarami, zatem otrzymujemy poprzecznicę lżejsze, możemy dobrze połączyć dźwigary główne tężnikami poprzecznymi, przez co osiągamy równomierniejszą pracę dźwigarów przy nierównomiernem obciążeniu dźwigarów; ilość dźwigarów może być dowolna w zależności od szerokości mostu i odpowiadać najmniejszej wadze całego mostu. Dając mniejszą odległość pomiędzy dźwigarami skrajnymi, niż w mostach z jazdą dołem, możemy zmniejszyć szerokość przyczółków i długość filarów. Wreszcie, przy jeździe górą mamy most otwarty, zatem dobrą komunikację na szerokości mostu, co ma niewątpliwie zalety zwłaszcza w mostach długich.

Jeżeli wysokość ustrojowa mostu jest mała, wtedy stosujemy mosty z jazdą dołem. Te ostatnie mogą być otwarte, tj. takie, które nie mają

ponad pomostem wiązań, łączących dźwigary ze sobą, albo mosty zamknięte, gdy ponad pomostem są wiązania — tężniki, które łączą dźwigary ze sobą. Drugi ustrój jest lepszy, gdyż tężniki podłużne, łącząc pasy górne, usztywniają je i nadają im większą stateczność. Aby jednak można było stawiać tężniki górne podłużne, trzeba mieć odpowiednią wysokość dźwigarów, która jest zależna od rozpiętości mostu. W mostach kolejowych tężniki górne można dawać przy rozpiętościach nawet od 32 m. W mostach drogowych, w których wolna wysokość przejazdu jest mniejsza, niż w mostach kolejowych, tężniki górne można dawać i przy nieco mniejszej rozpiętości.

Rozpiętość teoretyczna dźwigarów. Mając rozpiętość danego przesła w świetle L , możemy znaleźć rozpiętość teoretyczną l dźwigarów, o ile są dane wymiary ciosów podporowych, na których spoczywają poduszki czyli łożyska¹⁾ mostowe. Nie mając wymiarów ciosów, można w przybliżeniu znaleźć rozpiętość teoretyczną dla mostów belkowych ze wzoru $l = \alpha L$, gdzie współczynnik α można przyjąć równym w zależności od rozpiętości L (fig. 220) według poniżej podanej tablicy:

$L = m$	15	30	40	50	60	80	100
α	1,08	1,05	1,04	1,035	1,03	1,025	1,02

Mając teoretyczną rozpiętość l , możemy znaleźć wagę mostu według jednego ze wzorów empirycznych i obciążenie ruchome; zatem będziemy mieć ciśnienie na podporę A , które da nam możliwość znaleźć wymiary ciosu podporowego przy dopuszczalnym naprężeniu k na mur. Jeżeli wymiary ciosu są a i b , to mamy: $ab = \frac{A}{k}$ i przy $a = nb$, otrzymujemy $a = \sqrt{\frac{nA}{k}}$. Rozpiętość $l = L + a + 2c$, wielkość odsadzki c przyjmujemy równą od 15 do 30 cm i dajemy ją, aby lepiej rozłożyć ciśnienie od ciosu podporowego na mur i aby można było ustawiać na niej dźwigi przy podnoszeniu dźwigarów.

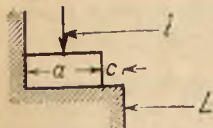


Fig. 220.

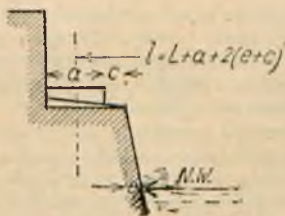


Fig. 221.

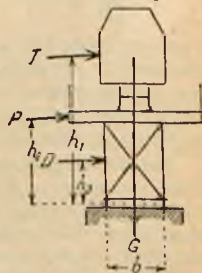


Fig. 222.

Dopuszczalne naprężenie k na mur zwykły przyjmujemy około 10—12 kg/cm^2 , zaś na mur ciosowy w zależności od jakości kamienia $k = 20—30 kg/cm^2$. Otrzymaną tym sposobem rozpiętość teoretyczną l zaokrąglamy zwykle tak, aby ona była wielokrotna do długości przedziału mostu, lub wyrażała się w całkowitych metrach. Czasem przy większej wysokości podpór do wielkości $L + a + 2c$ dodają jeszcze pochylenie bocznych ścianek podpór $2c$, liczone od podstawy ciosu do poziomu wody normalnej, mając na uwadze, że rozpiętość w świetle L winna być mierzona na tym poziomie (fig. 221).

¹⁾ „Łożysko“, wyraz używany w Małopolsce i Wielkopolsce, „poduszka“ w b. zabrze rosyjskim.

W mostach łukowych rozpiętość teoretyczna zależy od stosunku strzałki łuku do rozpiętości. Dla łuków wyniosłych rozpiętość teoretyczna jest zwykle nieco większa od rozpiętości w świetle, zaś w łukach płaskich, odwrotnie, rozpiętość teoretyczna jest mniejsza od rozpiętości w świetle. W mostach łukowych można zatem dla pierwszego przybliżenia przyjąć, że $l = L$, znaleźć ciśnienie na podporę A od jednego dźwigara, znaleźć wymiary płyty łożyskowej i ciosu podporowego, naszkicować cios i łożysko, i następnie już przeprowadzić obliczenie rozpiętości teoretycznej.

Szerokość mostu, wysokość wolna przejazdu i odległość między dźwigarami. Szerokość mostu zależy przede wszystkim od zadanej szerokości części przejazdowej, od rozpiętości mostu i od stateczności w zależności od sił poziomych: parcia wiatru, siły odśrodkowej w moście w krzywej.

W mostach kolejowych o niewielkich rozpiętościach z jazdą górną najmniejszą szerokość przyjmuje się $1,8 m$ przy dostatecznej stałości mostu przeciw wywracaniu się pod działaniem parcia wiatru i siły odśrodkowej, jeżeli most leży w krzywej. Zatem, jeżeli oznaczymy (fig. 222) siłę parcia wiatru na tabor kolejowy przez T , na pomost przez P i na dźwigary przez D , zaś odległość wypadkowych tych sił do dołu dźwigara (do osi czopa łożyskowego) odpowiednio przez h_1 , h_2 i h_3 , wagę mostu wraz z obciążeniem przez G i odległość dźwigarów przez b , to przy współczynniku stateczności $1,5$ mamy:

$$b \geq \frac{3,0 (Th_1 + Ph_2 + Dh_3)}{G}.$$

W mostach o znacznej wysokości, szczególnie z jazdą górną, by osiągnąć dostateczną stałość mostu (współczynnik pewności $1,2—1,5$) przeciw wywracaniu się pod działaniem sił poziomych, należy stawiać dźwigary pochyła. Nadto odległość między dźwigarami winna być taka, aby była zabezpieczona sztywność mostu w płaszczyźnie poziomej, aby pod działaniem parcia wiatru most w planie zbyt nie ugiął. Aby zabezpieczyć dostateczną sztywność mostu w planie odległość b pomiędzy dźwigarami mostów o dużych rozpiętościach nie powinna być mniejsza od $\frac{1}{20} l$, w stosunku zaś do wysokości H dźwi-

garów przy pasach prostych winno być $b \geq 0,4 H$, przy pasach zaś krzywych $b \geq 0,33 H$.

W mostach z jazdą dołem najmniejsza szerokość mostu określa się szerokością skrajni (por. str. 235, fig. 267), w granice której nie może wkroczyć żadna część konstrukcji mostowej, zatem $b = 4,40 m$. Odległość pomiędzy osiami dźwigarów będzie tutaj zależna od wystawiania dźwigarów ponad nawierzchnią części przejazdowej.

Jeżeli wystająca część dźwigarów nie dochodzi do pierwszego odskoku skrajni, odległość pomiędzy dźwigarami może być w granicach $3,2—3,4 m$ (fig. 223 a). Przy wystającej części dźwigarów na wysokości pomiędzy pierwszym i drugim odskokiem odległość ta winna być w granicach $3,7—4,8 m$ (fig. 223 b). Przy wyższych dźwigarach szerokość w świetle musi wynosić $4,4 m$, zatem odległość między osiami dźwigarów będzie najmniej $4,8 m$, mając na uwadze, że szerokość pasów wynosi co najmniej $40 cm$ (fig. 223 c). Inne warunki, którym powinna odpowiadać szerokość mostu z jazdą dołem,

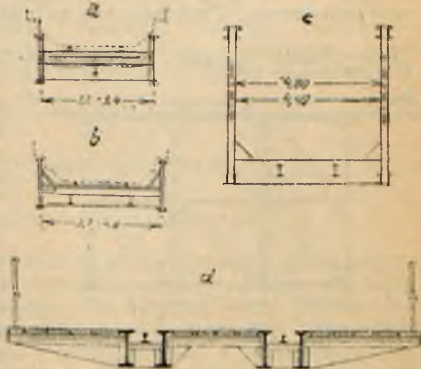


Fig. 223 a, b, c, d.

są te same, które były wskazane wyżej. Dla mostów kolejowych dwutorowych szerokość się zwiększa o 3,5 m, tj. o odległość pomiędzy osiami torów.

W mostach kolejowych jednotorowych zwykle dajemy dwa dźwigary, a tylko w wypadkach, gdy wysokość ustrojowa mostu jest bardzo mała, cztery dźwigary, t. zw. bliźniacze (fig. 223 d). Dźwigary, które tworzą parę, są wtedy zbliżone do siebie do odległości około 300 mm. W mostach dwutorowych ilość dźwigarów może być: dwa, trzy lub cztery. Przy dwóch dźwigarach szerokość mostu może być najmniejsza, gdyż skrajne szyny mogą leżeć nad dźwigarami, odległość wtedy między dźwigarami przy jeździe górą będzie 5 m, przy jeździe zaś dołem odległość ta musi wynosić $7,90 m + S$, gdzie S jest szerokością pasa dźwigara, zatem najmniej 8,3 m.

Stosowanie w mostach dwutorowych dwóch dźwigarów ma tę niedogodność, że dźwigary otrzymują niejednakowe obciążenie, co powoduje ich niejednakowe ugięcie. Przy jeździe górą można odpowiednio połączyć dźwigary żełnikami poprzecznymi i sprowadzić różnicę ugięć do minimum. Przy jeździe dołem stężenie poprzeczne jest dość trudne, ugięcie otrzymuje się niejednakowe, w przekroju poprzecznym most się zniekształca, psując połączenia belek poprzecznych z dźwigarami. Dlatego w tym wypadku lepiej dawać połączenie belek poprzecznych z dźwigarami przegibne, a nie sztywne.

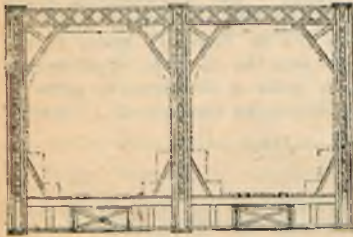


Fig. 224.

Przy trzech dźwigarach (fig. 224) przy jeździe dołem szerokość mostu zwiększa się o szerokość pasa dźwigara środkowego, który zwykle

jest dwa razy silniejszy, niż dźwigary skrajne. Wady, podane powyżej co do ugięć i zniekształceń przekroju poprzecznego mostu przy dwóch dźwigarach, mają oczywiście miejsce i przy trzech dźwigarach.

Dając cztery dźwigary, możemy mieć trzy następujące kombinacje:

a) Dwa dźwigary połączone odpowiednio ze sobą tworzą niezależny most jednotorowy. Wszystko zatem, co było powiedziane o mostach jednotorowych, ma tutaj całkowite zastosowanie.

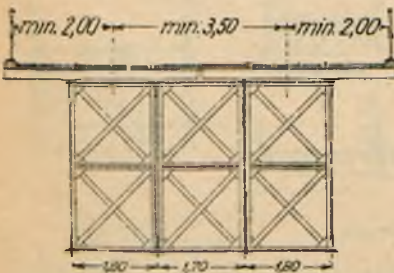


Fig. 225.

Dla mostów o niewielkich rozpiętościach przeważnie stosujemy taki ustrój, gdyż to nam daje możliwość przede wszystkim podczas remontu połowy mostu zachować ruch w zupełności na drugiej połowie. Następnie przy budowie linii kolejowej przy niewielkim ruchu daje nam możliwość budować budowę wierzchnią mostu dla jednego toru i tylko w miarę wzmożenia się ruchu dobudować przesło dla drugiego toru. Wymaga to wprawdzie nieco szerszych podpór, gdyż pomiędzy

środkowymi dźwigarami musi być pewien wolny odstęp około 0,8 m, aby można było nitować.

b) Dwa dźwigary, będąc niezależne pod względem sił i odkształceń pionowych od drugich dwóch dźwigarów, są połączone ze sobą tak, aby mogły się wspomagać pod względem parcia wiatru, aby przy zmniejszeniu odległości pomiędzy dźwigarami każdej pary zapewnić jednakowoż ich stałość przez odpowiednie połączenie jednej pary z drugą na podporach.

c) Wreszcie trzecia kombinacja przy jeździe górą powstaje, gdy wszystkie dźwigary są ze sobą połączone tężnikami pionowymi (fig. 225). Daje ona nam możność zmniejszyć odległość pomiędzy skrajnymi dźwigarami, przez co zmniejsza się szerokość podpór, lecz za to przy obciążeniu jednego toru zniekształcenia poprzeczne mostu ma miejsce.

Jeżeli most z jazdą dołem leży w krzywej, wtedy, ponieważ szyna zewnętrzna wznosi się nad szyną wewnętrzną na wielkość h , szerokość mostu musi być zwiększona nie tylko o strzałkę łuku f , odpowiadającą długości przesła, lecz nadto na poszerzenie wskutek pochylenia obryśia (por. str. 752 i 753, fig. 4 i 5).

Przy jeździe górą poszerzenie mostu położonego w krzywej, w porównaniu z mostem, leżącym na linii prostej, odpowiada tylko strzałce. Ponieważ tutaj mamy dodatkową siłę poziomą odśrodkową, przeto przy określeniu stałości mostu siła ta powinna być uwzględniona.

Wysokość ustrojowa mostów. Wysokość ustrojowa mostu zależy od warunków miejscowych. Mogą one określać ściśle granice poziomu stopy szyny mostu kolejowego lub poziomu górnej krawędzi nawierzchni pomostu mostu drogowego. Również mogą ograniczać obniżenie dolnej krawędzi budowy wierzchniej mostu na całej jego długości lub też częściowo. Mając takie warunki, musimy stosować ustrój taki, któryby czynił im zadość, zatem posiadał odpowiednią wysokość ustrojową. Dane przeto ilościowe, dotyczące wysokości ustrojowej mostów, mogą być rozważane pod kątem, że miejscowe warunki nie ograniczają tej wysokości i że, stosując ten lub inny ustrój budowy wierzchniej, możemy wysokość ustrojową nadawać taką, jaka okaże się najdogodniejsza dla danego systemu, a więc stosując most z jazdą górą, nadać wysokość dźwigarom na podporze i w przelocie taką, jaka wypadła najdogodniejsza pod względem wagi mostu; przy jeździe dołem poprzecznicom nadać wysokość, jaka okazuje się najdogodniejsza również pod względem wagi, tj. np. $\frac{1}{5} - \frac{1}{8}$ rozpiętości.

Tymczasem z warunków miejscowych może wynikać, że trzeba stosować belki poprzeczne lub nawet dźwigary główne ustroju belkowego $\frac{1}{24}$ rozpiętości, by zmniejszyć do minimum wysokość ustrojową. Najmniejsza wysokość ustrojową można osiągnąć pośrodku danego przesła w mostach z jazdą górą w układach łukowych. Wysokość tę można doprowadzić do $h = \frac{l}{60} + 0,35$ m, jeżeli rozpiętość l wyrazimy w metrach, w mostach zaś belkowych wysokość ta może być sprowadzona do $h = \frac{l}{20-23} + 0,35$ m przy jeździe górą, i w mostach kolejowych nawet do $h = \frac{l}{20}$ m.

W normalnych warunkach wysokość ta zależy od ustroju jezdni, od sposobu połączenia poprzecznic z dźwigarami, wreszcie od tego lub innego systemu samych dźwigarów głównych. Nie będziemy tutaj podawać tych wielkości przy różnych ustrojach, gdyż podanie ich często tylko w błąd wprowadza tych, którzy korzystają z takich wzorów, a szczególnie, jeżeli warunki miejscowe są w niezgodzie ze wzorami. Jak rozważymy dalej ustrój poszczególnych części mostów, z których składa się całość budowy wierzchniej, wtedy każdy może łatwo znaleźć, w jakich granicach może się znajdować wysokość ustrojowa jednego i tego samego systemu mostu. Ogólnie tutaj musimy tylko zaznaczyć, że, stosując belki niewielkiej wysokości, musimy takowe obliczać nie tylko ze względu na wytrzymałość, lecz również i ze względu na sztywność. O ile bowiem stosujemy belki nor-

malnej wysokości w granicach nie mniej niż $\frac{1}{12}$ rozpiętości w mostach kolejowych i do $\frac{1}{15}$ rozpiętości w mostach drogowych, to sztywność belki jest dostateczna. Poza temi granicami przy dopuszczalnych naprężeniach zwykłych sztywność może się okazać niedostateczna. Ugięcie belki może być zbyt duże i w tych wypadkach wypadnie znacznie obniżyć dopuszczalne naprężenia, by ugięcie nie przekraczało wymaganej wielkości.

W normalnych warunkach możemy przyjmować następujące wysokości ustrojowe w zależności od ich ustroju:

1. Mostownice leżą bezpośrednio na dźwigarach (fig. 226 a):

$$h = \frac{l}{7 \sim 10} + 0,30 \text{ m.}$$

2. Na dźwigarach głównych postawione są belki poprzeczne, do belek poprzecznych przynitowane są belki podłużne i na tych ostatnich ułożone są mostownice (fig. 226 b):

$$h = \frac{l}{7 \sim 10} + \frac{b}{6 \sim 8} + 0,30 \text{ m.}$$

3. W moście z jazdą dołem belki podłużne przynitowane są do belek poprzecznych tak, że pasy górne poprzecznic i podłużnic leżą w jednym poziomie. Na podłużnicach ułożone są mostownice (fig. 226 c):

$$h = \frac{b}{5 \sim 15} + 0,30 \text{ m.}$$

4. Most z jazdą dołem; na podłożu z blach cylindrycznych lub niekowych jest podsypka i na niej podkłady (fig. 227 a):

$$h = \frac{b}{5 \sim 10} + 0,35 \text{ m.}$$

5. W moście z jazdą dołem dźwigary główne połączone są blachą falistą o fali prostokątnej nitowanej i szyny ułożone na podkładach drewnianych (fig. 227 b):

Wysokość ustrojowa mostów jednotorowych: $h = 270\text{--}450 \text{ mm}$, mostów dwutorowych: $h = 500\text{--}530 \text{ mm}$.

6. Przy małej wysokości ustrojowej, gdy dźwigary nie mogą się wznosić ponad pomostem, wysokość belek głównych bliźniaczych może być doprowadzona do $\frac{1}{20}$ rozpiętości. Szyny ułożone są wtedy na poprzecznicach, łączących belki między sobą (fig. 227 c) i całkowita wysokość ustrojowa $h = \frac{l}{20}$, lecz nie mniej niż $0,35 \text{ m}$.

W mostach drogowych, w których obciążenie ruchome jest zwykle znacznie mniejsze, o ile most nie jest zbyt szeroki przy jeździe dołem, wysokość ustrojowa może być mniejsza, niż w mostach kolejowych. Przy jeździe dołem, gdy rozstaw dźwigarów głównych jest znaczny, belki poprzeczne mogą wypaść dość wysokie i przez to wypada większa wysokość ustrojowa.

W mostach belkowych z jazdą górą wysokość ustrojowa przy grubości nawierzchni d może być przyjęta:

$$h = \frac{l}{8 \sim 12} + d, \quad \text{a nawet} \quad h = \frac{l}{20} + d.$$

W mostach belkowych z jazdą dołem przy odległości między dźwigarami b :

$$h = \frac{b}{8 \approx 16} + d.$$

W mostach łukowych z jazdą górą wysokość ustrojowa pośrodku (w kluczu):

$$h = \frac{l}{60} + d$$

na podporze:

$$h = \frac{l}{60} + \frac{l}{8 \approx 17} + d - \frac{li}{2},$$

jeżeli przez i oznaczymy średni spadek podłużny nawierzchni mostu.

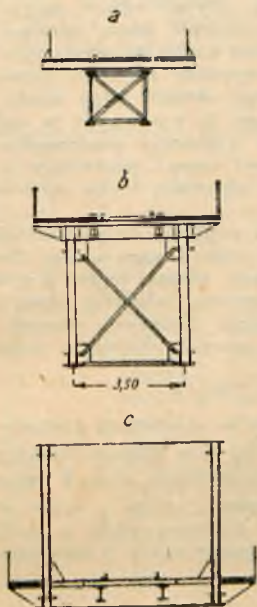


Fig. 226 a, b, c.

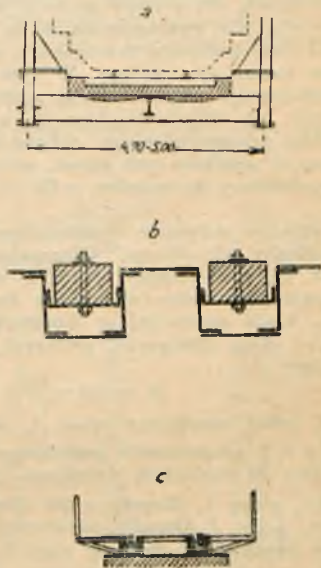


Fig. 227 a, b, c.

Sily zewnętrzne mogą być pionowe lub poziome. Do pierwszych należą: iwaga (ciężar) własna mostu czyli obciążenie stałe, oraz obciążenie ruchome pod postacią pociągu w moście kolejowym lub pod postacią ciężkich wozów, ciężarowych automobili, wałków szosowych, tłumy ludzi itp. w mostach drogowych.

Ciężar własny mostu stanowi obciążenie statyczne i jest zazwyczaj niezmienny, o ile nie uwzględniać w mostach, np. drogowych, wsiąkliwości wody w nawierzchnię pomostu, ścieralności pomostu lub w nawierzchni drewnianej większej lub mniejszej zawartości wilgoci w zależności od stanu pogody. Zmiana wagi od powyższych przyczyn jest zazwyczaj nieznaczna i dlatego przyjmujemy ją jako stałą, aczkolwiek w pewnych wypadkach przyjmujemy tę wagę większą lub mniejszą w zależności, co jest niedogodniejszym dla danego ustroju, np. gdy chodzi o stateczność dźwigarów wspornikowych.

Wagę własną mostu przyjmujemy zwykle jako równomiernie rozłożoną na całej rozpiętości mostu, gdyż to nam upraszcza obliczenie, jednak

w mostach o dużych rozpiętościach, w mostach np. wspornikowych, wiszących lub wysokich łukowych jest ona rozłożona nierównomiernie i dlatego też lepiej ją przyjmować rozłożoną na węzły. W ostatnim wypadku przyjmujemy, że na węzeł przypada połowa wagi wszystkich prętów dźwigara, schodzących się w danym węźle. Waga części przejazdowej przypada na te węzły, w których jest położona, zatem przy jeździe górą na węzły górne i przy jeździe dołem na węzły dolne.

Waga własna mostu a priori właściwie nie jest wiadoma, bo musimy wpierv most obliczyć, zaprojektować i po wykonaniu projektu dopiero możemy obliczyć jego wagę, mając dokładne wymiary wszystkich jego części. Aby zaś mieć wymiary wszystkich części dokładne, musimy przeprowadzić obliczenie mostu, dla którego musimy, jako siły zewnętrzne, przyjąć wagę. Przyjęcie wagi dla wprowadzenia jej do obliczenia mostu nastęrcza częstokroć dość duże trudności, szczególnie, jeżeli mamy do czynienia z projektowaniem mostu niezwykłego. W tym wypadku zmuszeni jesteśmy iść drogą stopniowego przybliżenia, tj. możemy określić wagę mostu na zasadzie tych lub innych kombinacyj, wagę tę wprowadzić w obliczenie, na zasadzie przeprowadzonego obliczenia wyznaczyć poszczególne części mostu, mając wymiary tych części, obliczyć wagę i, porównując ją z przyjętą, przychodzimy do wniosku, o ile ona odpowiada wadze założonej pierwotnie.

Dla układów statycznie wyznaczalnych w pierwszym przybliżeniu wagę mostu możnaby tak obliczyć: Oznaczając przez p wagę własną dźwigarów głównych na metr bieżący, przez F wagę własną części przejazdowej, którą zawsze nie trudno obliczyć z dostateczną ścisłością, przez p_1 wagę tężników, która zazwyczaj w konstrukcjach żelaznych stanowi pewien procent od wagi dźwigarów głównych, przez q obciążenie ruchome na metr bieżący:

$$p_1 = \alpha p = [9\% - 12\%] p.$$

Dalej, jeżeli oznaczymy przez S_p siłę w elementach dźwigara od obciążenia $p = 1$ równomiernie rozłożonego na metr bieżący dźwigara, przez S_q tak samo od obciążenia ruchomego jednostkowego, przez k dopuszczalne naprężenie, przez λ długość pręta dźwigaru i przez γ wagę właściwą materiału, przez l długość teoretyczną dźwigara, przez φ współczynnik ustrojowy (stosunek rzeczywistej wagi do teoretycznej), to teoretyczną wagę dźwigara możnaby otrzymać ze wzoru:

$$p = \frac{\varphi \gamma (\sum S_p \lambda F' + q \sum S_q \lambda)}{l k - \varphi \gamma (1 + \alpha) \sum S_p \lambda}.$$

W tym wzorze znak sumy rozpościera się na wszystkie pręty dźwigara.

Współczynnik ustrojowy φ jest różny dla różnych mostów i zależy często nie tylko od rozpiętości mostu i systemu, lecz nadto od indywidualności projektującego. Współczynnik ten waha się w granicach od 2,45 do 1,65, przytem dla mostów małych rozpiętości jest zwykle większy, niż dla mostów dużych rozpiętości. Kilka współczynników tych podanych jest w niżej umieszczonej tabeli:

Rozpiętość l	33,0 m	75 m	110,0 m	127,4 m	158,4 m
Współczynnik φ	2,50	2,50	1,75	1,71	1,67

Dla rozpiętości pośrednich można brać φ również pośrednie.

Wagę mostu możemy przyjąć na zasadzie projektów już wykonanych, jeżeli projektujemy most mniej więcej według jednakowych warunków

technicznych. Z całego szeregu mostów wykonanych, przytem mostów mniej więcej jednego systemu i dla jednakowych celów, możemy się posilkować wzorami empirycznymi o prostym kształcie, z których można określać wagę mostów projektowanych. Tak dla mostów belkowych kolejowych jednotorowych mamy następujący wzór:

$$p = Cl + F,$$

gdzie p jest wagą mostu na metr bieżący, l teoretyczną rozpiętością mostu, F wagą pomostu na metr bieżący i C pewnym współczynnikiem. Mając wielkości C i F dla różnych rozpiętości, dla innych rozpiętości ilości C i p , można otrzymać według prostolinijowej interpolacji i tym sposobem otrzymać dość dokładną wagę mostu i dostateczną przynajmniej dla pierwszego obliczenia. W tabl. 1 są wskazane współczynniki c i p dla mostów kolejowych jednotorowych przy parowozach 100 t , tendrach 56 t i wagonach 48 t .

Tablica 1.

Jazda górą		Jazda dołem	
Rozpiętość teoretyczna l m	Waga mostów kg/m $p = Cl + F$	Rozpiętość teoretyczna l m	Waga mostu w kg/m $p = Cl + F$
5	77,7 l + 600	20	61,0 l + 1300
10	72,5 l + 600	25	55,5 l + 1400
15	71,2 l + 600	30	51,5 l + 1400
20	69,2 l + 600	35	48,2 l + 1400
25	67,5 l + 600	40	45,0 l + 1400
30	63,0 l + 600	45	43,0 l + 1400
35	59,8 l + 600	50	42,4 l + 1400
40	58,4 l + 600	55	41,7 l + 1400
45	58,6 l + 1250	60	40,0 l + 1400
50	55,3 l + 1250	90	40,5 l + 1400
55	52,0 l + 1250	100	41,0 l + 1750
60	49,5 l + 1250	120	41,0 l + 1800
65	47,0 l + 1250	130	42,0 l + 1800
		140	43,0 l + 1800
		152	44,5 l + 1800
		158	47,0 l + 2200

Dla obciążeń innych wagę własną dźwigarów głównych można w przybliżeniu obliczyć, wychodząc z założenia, że całkowite wagi dźwigarów mostów mają się, jak całkowite obciążenia. Przeto, mając wagę mostu $p = Cl + F$ przy obciążeniu q , możemy znaleźć wagę p_1 mostu tej samej rozpiętości przy obciążeniu q_1 z równania:

$$\frac{Cl}{C_1 l} = \frac{Cl + F + q}{C_1 l + F_1 + q_1}, \quad \text{skąd} \quad C_1 = \frac{C[F_1 + q_1]}{F + q}.$$

Waga części przyjazdowej F_1 oczywiście musi być obliczona dla nowego obciążenia, co zazwyczaj nie sprawia wielkiej trudności, o ile konstrukcja jest wyjaśniona przynajmniej w głównych zarysach, a co powinno być zrobione przed przystąpieniem do obliczania poszczególnych części mostu.

Dla dźwigarów z pasami prostymi równoległymi można zastosować następujący wzór do obliczenia wagi własnej dźwigarów:

$$p = \frac{2F[a^2(2m^2 + 3m - 2) + 6mh^2] + q[a^2(4m^2 + 7m - 6) + 2h^2(7m - 2)]}{\frac{24kh}{\varphi\gamma} - 2[a^2(2m^2 + 3m - 2) + 6mh^2]} \quad t/m \text{ b.}$$

W tym wzorze F' oznacza wagę części przejazdowej w $t/m \text{ b.}$ mostu, a długość przedziału przeszła w metrach, m ilość przedziałów, licząc węzły główne, k dopuszczalne naprężenie w t/m^2 , h wysokość dźwigara, q obciążenie ruchome w $t/m \text{ b.}$ mostu, γ wagę właściwą materiału, z którego most się buduje i φ współczynnik ustrojowy, który jest różny dla różnych rozpiętości i może być przyjęty średnio 1,75.

Dla wsporników o n przedziałach można korzystać ze wzoru:

$$p = \frac{(F' + q)a[a^2(2n^2 + 1) + 3n(a^2 + 2h^2)] + 6Q[a^2(n + 1) + 2h^2]}{\frac{6ahk}{\varphi\gamma} - 1,1[a^2(2n^2 + 1) + 3(a^2 + 2h^2)]} \quad t/m \text{ b.}$$

We wzorze tym Q oznacza całkowite ciśnienie na wspornik od belki zawieszanej, n ilość przedziałów wspornika, inne zaś wielkości, jak wyżej.

Jeżeli oznaczymy przez p_1 wagę łożysk i pozostawimy oznaczenia innych wartości, jak we wzorze powyższym, to uzyskamy następujące wzory, dane przez prof. Nikolaj'ego i otrzymane na zasadzie teoretycznej objętości dźwigarów:

1. Dla dźwigarów z pasami prostymi równoległymi:

$$p = \frac{13,74(F' + p_1)\left(\frac{l^2}{6h} + \frac{3}{4}l + \frac{h}{4}\right) + q\left(\frac{l^2}{6h} + \frac{21}{24}l + \frac{7h}{24}\right)}{k - 13,74\left(\frac{l^2}{6h} + \frac{3}{4}l + \frac{h}{4}\right)} \quad t/m \text{ b.}$$

2. Dla dźwigarów o pasie krzywym (parabolicznych, hyperbolicznych, wielobocznych):

$$p = \frac{13,74(F' + p_1)\left(2,126\frac{l^2}{8h} + \frac{2}{3}h - \frac{4}{9}\frac{h^2}{l}\right) + \frac{9h}{18}\left(3\frac{l}{h} - 4\right)}{k - 13,74\left(2,126\frac{l^2}{8h} + \frac{2}{3}h - \frac{4}{9}\frac{h^2}{l}\right)} \quad t/m \text{ b.}$$

Według Bertschingera waga dźwigarów głównych w mostach drogowych o rozpiętości L w m wynosi:

I. Mosty kratowe z pomostem z dyli: $g = 25 + 2L + 0,008L^2 \text{ kg/m}^2$.

II. Mosty z pomostem ciężkim.

a) Dźwigary o ścianie pełnej (blachownic), mosty bez chodników:

$$g = 60 + 5L \text{ kg/m}^2.$$

b) Takież dźwigary, mosty z chodnikami:

$$g = 20 + 5L \text{ kg/m}^2.$$

c) Dźwigary kratowe, most z chodnikami wewnętrznymi.

1. Pasy równoległe, rozpiętość od 15 do 40 m : $g = 50 + 3,7L \text{ kg/m}^2$

2. Pasy krzywe, rozpiętość od 15 do 40 m : $g = 30 + 3,7L \text{ kg/m}^2$

3. Pasy krzywe, rozpiętość od 40 do 60 m : $g = 60 + 3,7L \text{ kg/m}^2$

d) Mosty kratowe z chodnikami zewnętrznymi.

1. Pasy równoległe, mosty otwarte, rozpiętość od 15 do 40 m :

$$g = 40 + 2,8L \text{ kg/m}^2.$$

A. Dla ustrojów, w których zmiana temperatury nie wywołuje naprężeń:
 a) od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego:

$$k_r' = \frac{1250}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2,$$

lecz nie wyżej, niż 1200 kg/cm^2 ;

b) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego, parcia wiatru, względnie hamowania i bocznych wahań.

$$k_r'' = \frac{1450}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2,$$

lecz nie wyżej, niż 1400 kg/cm^2 .

W tych wzorach S_{\min} i S_{\max} są siłami w danym przecię: najmniejszą i największą według ich absolutnych wielkości, przytem znak sił powinien być uwzględniany, zaś współczynnik dynamiczny μ otrzymuje się ze wzoru:

$$\mu = 0,625 \frac{1}{1 + 0,02 \lambda},$$

gdzie λ w metrach jest długością obciążenia dźwigara, odpowiadającą $\max S$. Przy obliczaniu belek poprzecznych i wieszarów przyjmuje się λ równe dwóm przedziałom dźwigara. Przy obliczaniu mostownic przyjmuje się $\lambda = 0$. W wiatrownicach dla wszystkich prętów kraty jednego przęsła przyjmuje się $\lambda = \frac{1}{2} l$, gdzie l — rozpiętość dźwigara. Dla kraty wiązań poziomych

między podłużnicami $\lambda = \frac{1}{2} l$, gdzie l jest długością podłużnicy. Dla prętów wiatrownic i wiązań między podłużnicami przyjmuje się $S_{\min} = 0$. Dla prętów ściskano-rozciąganych μ bierze się odpowiednie do λ , lecz nie mniej, niż 0,25.

Dla blachownic wyżej wskazane wzory odpowiednio będą dla momentów gnących:

$$k_g = \frac{1250}{1 + \mu \left(1 - \frac{M_{\min}}{M_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2.$$

Dopuszczalne naprężenie na ścinanie ścianek blachownic będzie:

$$k_t = \frac{0,75 \cdot 1250}{1 + \mu \left(1 - \frac{V_{\min}}{V_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2,$$

gdzie V jest siłą poprzeczną.

B. Dla ustrojów, w których zmiana temperatury, jednakowa dla całego ustroju, wywołuje dodatkowe naprężenie, należy stosować następujące wzory:

a) od ciężaru własnego i ruchomego:

$$k_r = \frac{1300 - k^t}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right)} \text{ kg/cm}^2;$$

b) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego i wiatru względnie hamowania i wahań bocznych

$$k_{rw} = \frac{1500 - k^t}{1 + \mu \left(1 - \frac{S_{w \min}}{S_{w \max}}\right)} \text{ kg/cm}^2.$$

W tych wzorach k^t oznacza naprężenie od zmiany temperatury w danym przecie. Zmiana temperatury winna być przyjmowana od -25°C do $+45^\circ\text{C}$ i współczynnik linjowego rozszerzenia żelaza zlewnego przyjmuje się 0,0000125. Różnica temperatury w jednym i tym samym czasie dla różnych części danego zespołu przyjmuje się $\pm 15^\circ\text{C}$.

Przy stosowaniu mostownic żelaznych i ułożeniu szyn bezpośrednio na mostownicach bez elastycznych podkładek dopuszczalne naprężenie winno być zmniejszone o 50 kg/cm^2 . Przy pomocy balastowym dopuszczalne naprężenie w żebrach części przejazdowej można zwiększyć o 50 kg/cm^2 .

Dopuszczalne naprężenie na ścinanie w nitach przyjmuje się $0,8 k_r$, gdzie k_r jest zasadniczym dopuszczalnym naprężeniem na rozciąganie w danym przecie.

Dopuszczalne naprężenie na zgniatanie ścianki $k_c = 2 k_r$, lecz nie wyżej niż 2200 kg/cm^2 .

Przy połączeniu śrubami naprężenie to może być przyjęte $k_c = 1,6 k_r$, lecz nie większe niż 1800 kg/cm^2 .

W prętach ściskanych dopuszczalne naprężenie zmniejsza się według wzorów Tetmajera i Jasińskiego tak, że $k_c = \varphi k_r$, gdzie φ jest współczynnikiem zależnym od stosunku $l:r$, tj. długości danego pręta do najmniejszego promienia bezwładności jego przekroju. (Współczynniki φ por. tablica 3, str. 875.)

Pręty ściskane powinny być oprócz tego sprawdzone, czy współczynnik pewności m na wyobczenie jest dostateczny; powinien on wynosić:

$$\text{przy } \frac{l}{r} < 66: \quad m = \frac{k_w}{k_{rz}} = 2,65,$$

$$\text{przy } \frac{l}{r} \geq 110: \quad m = \frac{k_w}{k_{rz}} = 4,$$

przytem dla $\frac{l}{r}$ w granicach między 66 i 110 współczynnik ten określa się według prostolinjowej interpolacji między 2,65 i 4.

Przy uwzględnianiu działania wiatru współczynniki te mogą być:

$$\text{przy } \frac{l}{r} < 66: \quad m = \frac{k_w}{k_{rz}} = 2,3,$$

$$\text{przy } \frac{l}{r} \geq 110: \quad m = \frac{k_w}{k_{rz}} = 3,5;$$

przy pośrednich znaczeniach $\frac{l}{r}$ bierze się m według prostolinjowej interpolacji między 2,3 i 3,5.

W wyżej wskazanych wzorach k_w (por. tablica 2, str. 874) jest krytycznym naprężeniem na wyobczenie, zależne od danej wysmukłości pręta i powinno się przyjmować nie większe, niż 2400 kg/cm^2 , o ileby się otrzymało większe według niżej podanych wzorów:

Tablica 2.

$$k_w^0 = 3387 - 14,83 \frac{l}{r}; \quad k_w^0 = 21220000 \left(\frac{r}{l} \right)^2 \text{ w } kg/cm^2.$$

$\frac{l}{r}$	k_w	Δ	$\frac{l}{r}$	k_w	Δ	$\frac{l}{r}$	k_w	Δ	$\frac{l}{r}$	k_w	Δ	$\frac{l}{r}$	k_w	Δ
10	3230		40	2794		70	2349		100	1904		130	1256	
11	3224	15	41	2779	15	71	2334	15	101	1889	15	131	1237	19
12	3209	15	42	2764	15	72	2319	15	102	1874	15	132	1218	19
13	3194	15	43	2749	15	73	2304	15	103	1860	14	133	1200	18
14	3179	15	44	2734	15	74	2290	14	104	1845	15	134	1182	18
15	3165	14	45	2720	14	75	2275	15	105	1830	15	135	1164	18
16	3150	15	46	2705	15	76	2260	15	106	1815	15	136	1147	17
17	3135	15	47	2690	15	77	2245	15	107	1800	15	137	1131	17
18	3120	15	48	2675	15	78	2230	15	108	1785	14	138	1114	16
19	3105	15	49	2660	14	79	2215	14	109	1771	15	139	1098	15
20	3090	14	50	2646	15	80	2201	15	110	1756	34	140	1083	16
21	3076	15	51	2631	15	81	2186	15	111	1722	32	141	1067	15
22	3061	15	52	2616	15	82	2171	15	112	1692	31	142	1052	15
23	3046	15	53	2601	15	83	2156	15	113	1661	28	143	1038	14
24	3031	15	54	2586	15	84	2141	15	114	1633	28	144	1023	15
25	3016	15	55	2571	14	85	2126	14	115	1605	28	145	1009	14
26	3001	14	56	2557	15	86	2112	15	116	1577	27	146	995	14
27	2987	15	57	2542	15	87	2097	15	117	1550	26	147	982	13
28	2972	15	58	2527	15	88	2082	15	118	1524	26	148	969	13
29	2957	15	59	2512	15	89	2067	15	119	1498	24	149	956	13
30	2942	15	60	2497	15	90	2052	15	120	1474	25	150	943	12
31	2927	15	61	2482	14	91	2037	14	121	1449	23	151	931	12
32	2912	14	62	2468	15	92	2023	15	122	1426	23	152	918	13
33	2898	15	63	2453	15	93	2008	15	123	1403	23	153	906	12
34	2883	15	64	2438	15	94	1993	15	124	1380	22	154	894	12
35	2868	15	65	2423	15	95	1978	15	125	1358	21	155	883	11
36	2853	15	66	2408	15	96	1963	15	126	1337	21	156	872	11
37	2838	15	67	2393	14	97	1948	14	127	1316	21	157	861	11
38	2823	14	68	2379	15	98	1934	15	128	1295	20	158	850	11
39	2809	15	69	2364	15	99	1919	15	129	1275	19	159	839	11
40	2794		70	2349		100	1889		130	1256		160	829	10

Tablica 3.

Spółczynnik φ na wyboeczenie.

$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ
10	0,956	40	0,825	70	0,694	100	0,562	130	0,371
11	0,952	41	0,820	71	0,689	101	0,558	131	0,365
12	0,947	42	0,816	72	0,685	102	0,553	132	0,360
13	0,943	43	0,812	73	0,680	103	0,549	133	0,354
14	0,939	44	0,807	74	0,676	104	0,545	134	0,349
15	0,934	45	0,803	75	0,672	105	0,540	135	0,344
16	0,930	46	0,799	76	0,667	106	0,536	136	0,339
17	0,926	47	0,794	77	0,663	107	0,531	137	0,334
18	0,921	48	0,790	78	0,658	108	0,527	138	0,329
19	0,917	49	0,785	79	0,654	109	0,523	139	0,324
20	0,912	50	0,781	80	0,650	110	0,518	140	0,320
21	0,908	51	0,777	81	0,645	111	0,508	141	0,315
22	0,904	52	0,772	82	0,641	112	0,500	142	0,311
23	0,899	53	0,768	83	0,637	113	0,490	143	0,306
24	0,895	54	0,764	84	0,632	114	0,482	144	0,302
25	0,890	55	0,759	85	0,628	115	0,474	145	0,298
26	0,886	56	0,755	86	0,624	116	0,466	146	0,294
27	0,882	57	0,750	87	0,619	117	0,458	147	0,290
28	0,877	58	0,746	88	0,615	118	0,450	148	0,286
29	0,873	59	0,742	89	0,610	119	0,442	149	0,282
30	0,869	60	0,737	90	0,606	120	0,435	150	0,278
31	0,864	61	0,733	91	0,601	121	0,428	151	0,275
32	0,860	62	0,729	92	0,597	122	0,421	152	0,271
33	0,856	63	0,724	93	0,593	123	0,414	153	0,267
34	0,851	64	0,720	94	0,588	124	0,407	154	0,264
35	0,847	65	0,715	95	0,584	125	0,401	155	0,261
36	0,842	66	0,711	96	0,580	126	0,395	156	0,257
37	0,838	67	0,707	97	0,575	127	0,389	157	0,254
38	0,833	68	0,702	98	0,571	128	0,382	158	0,251
39	0,829	69	0,698	99	0,567	129	0,376	159	0,248
40	0,825	70	0,694	100	0,562	130	0,371	160	0,245

$$\text{dla } \frac{l}{r} > 10 \text{ i } \frac{l}{r} < 110:$$

$$k = \left[3387 - 14,83 \frac{l}{r} \right] \text{ kg/cm}^2, \quad \varphi = \frac{3387 - 14,83 \frac{l}{r}}{3387};$$

$$\text{dla } \frac{l}{r} \geq 110,1: \quad k_w = \pi^2 E \left(\frac{r}{l} \right)^2 = 21220000 \left(\frac{r}{l} \right)^2 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Dopuszczalne naprężenia dla żeliwa i stali w łożyskach podporowych podaje tablica 4.

Tablica 4.

Gatunek materiału żelaznego	Dopuszczalne naprężenia w kg/cm^2			
	bez uwzględnienia dodatkowego sił wiatru, hamowania pociągu i tarcia		z uwzględnieniem dodatkowych sił wiatru, hamowania pociągu i tarcia	
	przy zginaniu	na ściskanie	przy zginaniu	na ściskanie
Żeliwo	rozciąganie . 300 ściskanie ... 750	850	rozciąganie . 330 ściskanie ... 850	950
Stal łana	rozciąganie . 1100 ściskanie . . 1100		rozciąganie . 1200 ściskanie ... 1200	
Stal kuta	rozciąganie . 1300 ściskanie ... 1300	1600	rozciąganie . 1400 ściskanie ... 1400	1700

W mostownicach drewnianych należy stosować następujące dopuszczalne naprężenia:

a) dla drzewa miękkiego iglastego (sosna, jodła) na rozciąganie i ściskanie wzdłuż włókien przy zginaniu do 90 kg/cm^2 , na ściskanie prostopadłe do włókien do 15 kg/cm^2 ;

b) dla drzewa twardego (dąb) odpowiednie dopuszczalne naprężenie przyjmuje się 110 kg/cm^2 i 30 kg/cm^2 .

Normy dopuszczalnych naprężeń Ministerstwa Robót Publicznych. Według ostatnich przepisów M. R. P. przy projektowaniu mostów żelaznych drogowych należy przyjmować następujące dopuszczalne naprężenia:

1. Przy uwzględnieniu tylko sił pionowych jak tablica 5.

Tablica 5.

Rodzaj naprężenia	Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2
1. Ściskanie lub rozciąganie w części przejazdowej	875
2. Ściskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	$k = 900 + 3l$, lecz nie więcej niż 1150
3. Ścinanie blach i pretów	0,75 k, " " " " 750
4. Ścinanie nitów	0,8 k, " " " " 900
5. Ścinanie śrub	0,7 k, " " " " 700
6. Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2 k, " " " " 2000
7. Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5 k, " " " " 1500

Za l należy przyjmować dla dźwigarów wolnopodpartych i międzypodporowych części dźwigarów wspornikowych rozpiętość tych przeseł w metrach, dla wsporników zaś podwójną długość wspornika.

2. Przy uwzględnieniu nie tylko sił pionowych, lecz także sił poziomych od parcia wiatru i od zmiany temperatury dopuszczalne naprężenia należy przyjmować wedle tablicy 6.

Tablica 6.

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2
1. Ściskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	$k = 1000 + 4l$, lecz nie więcej niż 1350
2. Ścinanie blach i prętów	0,75 k , " " " " 800
3. Ścinanie nitów	0,8 k , " " " " 1000
4. Ścinanie śrub	0,7 k , " " " " 750
5. Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2 k , " " " " 2200
6. Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5 k , " " " " 1700

3. Żelazo spawane, którego można używać tylko wyjątkowo, otrzymać może naprężenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewne.

4. Odlewy żeliwne (żelazo lane) w częściach podrzędnych konstrukcji przy uwzględnieniu działania sił tylko pionowych mogą otrzymać naprężenia najwyżej: a) na ściskanie 850 kg/cm^2 , b) na ściskanie przy zginaniu 750 kg/cm^2 , c) na rozciąganie przy zginaniu 300 kg/cm^2 .

5. Przy uwzględnieniu oprócz sił pionowych także sił poziomych i wpływu zmiany temperatury można podnieść naprężenia: a) na ściskanie do 950 kg/cm^2 , b) na ściskanie przy zginaniu do 850 kg/cm^2 , c) na rozciąganie przy zginaniu do 350 kg/cm^2 .

6. Dla stali lanej w odlewach w łożyskach dopuszczalne naprężenia przy uwzględnieniu sił pionowych przyjmują się: na ściskanie 1400 kg/cm^2 , na zginanie 1150 kg/cm^2 . Przy uwzględnieniu parcia wiatru: na ściskanie 1500 kg/cm^2 , na zginanie 1250 kg/cm^2 .

7. Dla stali kutej w łożyskach dopuszczalne naprężenia wynoszą przy uwzględnieniu tylko sił pionowych: na ściskanie 1600 kg/cm^2 , na zginanie 1300 kg/cm^2 . Przy uwzględnieniu działania wiatru: na ściskanie 1700 kg/cm^2 , na zginanie 1400 kg/cm^2 .

8. Przy dokładnem obliczeniu wałków można dopuścić dla stali kutej na ściskanie 5000 kg/cm^2 , dla stali zaś zlewnej 4000 kg/cm^2 . Pręty ściskane należy obliczać na wyboczenie podług wzorów Tetmajera i Jasińskiego.

Spółczynnik rozszerzalności dla żelaza i stali należy przyjmować $\alpha = 0,00012$ na jeden stopień Celsjusza, zaś zmianę temperatury w granicach $-35^\circ C$ do $+45^\circ C$.


II. Nitowanie.

Ogólne uwagi. Nitowanie w mostach stosujemy, aby z oddzielnych elementów wytworzyć zespół, który można byłoby rozważać jako jednolity, aby przedłużać oddzielne elementy, gdyż te albo walcuje się tylko w określonych długościach albo też muszą być używane tylko w ograniczonych długościach ze względu na możliwość przewozu lub dogodność manipulowania nimi w warsztatach; wreszcie zapomocą nitów łączymy pręty ze sobą.

Na nity używamy żelaza zlewne o wytrzymałości $K = 34-40 kg/mm^2$ przy wydłużalności najmniej $\epsilon = 25\%$ przy zachowaniu warunku, aby $K + 2\epsilon \geq 90$.

Mówiąc o średnicy nitów, będziemy mieć zawsze na względzie średnicę otworu, nie zaś średnicę trzpienia nita, która zwykle jest około 5% mniejsza od średnicy otworu na nit.

Kształt główki nita stanowi zwykle odcinek kuli, przytem średnica D odcinka tego powinna być taka, aby nacisk od główki na żelazo odpowiadał wytrzymałości nita na rozerwanie i aby główka nita nie mogła się ściąć po obwodzie trzpienia. Zatem, jeżeli oznaczymy odpowiednio przez k_r , k_c , k_t dopuszczalne naprężenie w żelazie na rozerwanie, ciśnienie i ścinanie, to mamy (fig. 228):



$$\frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} k_c \geq \frac{\pi d^2}{4} k_r \quad \text{czyli} \quad D \geq d \sqrt{\frac{k_c + k_r}{k_c}} = 1,23 d$$

$$\text{i} \quad \pi d h_1 k_t \geq \frac{\pi d^2}{4} k_r, \quad h_1 \geq \frac{d}{4} \frac{k_r}{k_t} = 1,25 \frac{d}{4} = 0,3 d.$$

Fig. 228.

Przyjmując zwykle średnicę główki nita $1,6 d - 1,8 d$ i wysokość główki $0,6 d$. Średnica nitów, stosowanych w mostach, waha się od 12 do 26 mm ; większej średnicy nity stosują się tylko w poszczególnych wypadkach.

Ponieważ nitowanie robi się na gorąco, nit nagrzewa się do temperatury około 900°C i zakończenie nitowania powinno być przy stosunkowo wysokiej temperaturze (około 500°C); przeto długość nita, a zatem grubość części nitowanych musi być ograniczona i uzależniona od średnicy nita. Przy dużej grubości i niewielkiej średnicy nity rozrywają się. Największa grubość części nitowanych nie powinna przekraczać $4,5 d$.

Przy większej grubości należy stosować albo śruby, albo nitowanie na chłodno. Nitowanie na chłodno przy użyciu należytego materiału miękkiego o wytrzymałości około $35 - 37 \text{ kg/mm}^2$ i z dobrym wydłużeniem około 30% daje bardzo dobre rezultaty. Nity tutaj mają kształt stożkowy o bardzo łagodnym pochyleniu boków. Dziury od takich nitów mają w przekroju kształt pokazany na fig. 229: środek cylindryczny, zewnętrzne części — stożki ścięte. Główki ich mają kształty niezupełnie foremne. Stosuje się je często do przynitowania łożysk do dźwigarów lub jakichkolwiek innych części lanych fasonowych.



Fig. 229.

Stosując nity zwykle, nagrzewamy je zwykle całe przy nitowaniu. Jednak, jeżeli grubość nitowanych konstrukcyj jest dość znaczna i dochodzi do $4,5 d - 5 d$, wtedy otrzymuje się lepsze rezultaty, jeżeli tylko koniec trzpienia nita, który ma wytworzyć główkę, jest nagrzany, zaś cały trzpień jest stosunkowo chłodny. Skurczenie się nita jest wtedy znacznie mniejsze i nie otrzymuje się zwichnięcia nita pośrodku, a przez to i znacznego osłabienia przekroju. Doświadczenia pod tym względem przeprowadzone przez autora w fabryce Putiłowskiej przy nitowaniu grubości dochodzących do $5 d$ i przy nitach o średnicy $d = 28 \text{ mm}$ wykazały bezwzględną przewagę wytrzymałości i szczelności nitowania nitów, których tylko końce były nagrzewane, w porównaniu z nitami nagrzewanymi na całej długości.

W zależności od połączeń nitami jednych części z drugimi mamy nity rżnięte (jednocięte), dwucięte, trójcięte i wielocięte (fig. 230). Połączenia, w których płaszczyzny cięć nitów są położone symetrycznie względem osi sił, działających na połączenie, są lepsze od połączeń, gdzie ta siła działa niesymetrycznie. Przy jednociętych nitach jest dążność do wykrzywiania się nitów i części łączonych (fig. 231 a) i nacisk nitów na dziury również jest nierównomierny (fig. 231 b).

Przy obliczaniu nitów przyjmujemy zwykle, że nacisk nitu na dziurę jest równomierny, jak również naprężenie na ścinanie w nici jest równomiernie rozłożone na całym jego przekroju. Przeto obciążenie dopuszczalne

nita na ścinanie i zginięcie wyraża się wzorami: $\frac{\pi d^2}{4} k_t$ i $d \delta k_c$; δ oznacza grubość elementu nitowanego. Średnica nitów w stosunku do grubości nitowanych elementów otrzymuje się z wymagań, aby wytrzymałość nita na ścinanie równała się wytrzymałości jego na zginięcie, tj. dla nitów jednociętych: $\frac{\pi d^2}{4} k_t = d \delta k_c$. Jeżeli założyć, że $k_t = 0,8 k_r$ i $k_c = 1,5 k_r$, to $d = 2,4 \delta$, przy $k_c = 2 k_r$, $d = 3,2 \delta$; dla nitów dwuciętych otrzymamy odpowiednio: $d = 1,2 \delta$ i $d = 1,6 \delta$. Praktycznie jednak od norm tych odstępuje się, lecz sprawdza się zawsze, aby naprężenie na ścinanie i naprężenie na zginięcie nie przekraczało dopuszczalnych. Można tutaj zauważyć, że przy zwykłych grubościach elementów, stosowanych w mostownictwie, przy nitach jednociętych można nie sprawdzać wytrzymałości na docisk, a tylko przy nitach wielociętych.

Odległość pomiędzy nitami i odstęp nitów od krawędzi elementu nitowanego w kierunku działania siły i w kierunku prostopadłym do działania siły przy sztukowaniach (przedłużeniach) wynika z następujących równań (fig. 232):

$$2 \left(e - \frac{d}{2} \right) \delta k_t' = \frac{\pi d^2}{4} k_t; \quad (e_1 - d) \delta k_r = \frac{\pi d^2}{4} k_r.$$

Po wstawieniu $k_t' = 0,75 k_r$ i stosunku $\frac{d}{\delta} \approx 2,4$ otrzymujemy $e = 1,5 d$

i $e_1 = 2,5 d$. Zwykle daje się $e = 2 d$ i e_1 conajmniej $3 d$, a przeważnie $4 d$; $e_2 \geq 1,75 d$, lecz nie więcej niż $3,5 d$, a to ze względu na szczelność nitowania. Największa odległość między nitami, łączącymi elementy prętów w jeden zespół, w prętach rozciąganych nie powinna przekraczać $8 d - 10 d$, zaś w prętach ściskanych $6 d - 8 d$. Najmniejsza szerokość b elementu, aby można było stosować nit średnicy d , jest $b = 3,25 d$.

Obliczenie ilości nitów. Mogą być dwa sposoby obliczania ilości nitów: na zasadzie siły, jaka ma miejsce w danym elemencie, który nitujemy, lub wychodząc z pola przekroju danego elementu, niezależnie od tego, jaka siła działa na dany element. Zasadniczo w mostach obliczenie powinno się przeprowadzać w zależności od przekroju danego elementu i tylko w wyjątkowych wypadkach w zależności od siły w danej części danego zespołu. Przekroje części, które nitujemy, bierzemy netto, tj. za potrąceniem osłabień otworami do nitów, przytem osłabienie winno być sprawdzone w linii prostej prostopadłej do osi pręta lub według linii zygzakowatej (fig. 233); bierze się pod uwagę przekrój mniejszy.

Jako ogólny wypadek obliczenia nitów rozpatrzmy styk blach połączonych dwiema nakładkami. Niech F , F_1 , F_2 oznaczają przekroje blachy i nakładek, k_r dopuszczalne naprężenie dla blach. d średnica nita. Styk



Fig. 230.

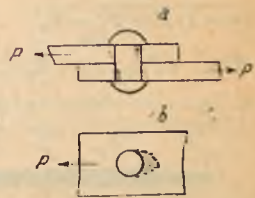


Fig. 231 a, b.

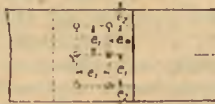


Fig. 232.

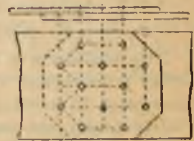


Fig. 233.

będzie schodkowy (stopniowy; fig. 234'a), przeważnie stosowany w mostach; blach niech będzie n . Wtedy nFk_r jest siłą, przenoszącą się na wszystkie blachy.

W przekrojach 1 — 1', 2 — 2', n — n' naprężenia będą:

$$\frac{nFk_r}{(n-1)F + F_1 + F_2}$$

a siły, przypadające na blachę i na nakładki, będą odpowiednio:

$$\frac{nFk_r F}{(n-1)F + F_1 + F_2}, \quad \frac{nFk_r F_1}{(n-1)F + F_1 + F_2}, \quad \frac{nFk_r F_2}{(n-1)F + F_1 + F_2}$$

albo $\alpha Fk_r, \quad \alpha F_1 k_r, \quad \alpha F_2 k_r,$ jeżeli $\alpha = \frac{nF}{(n-1)F + F_1 + F_2}$

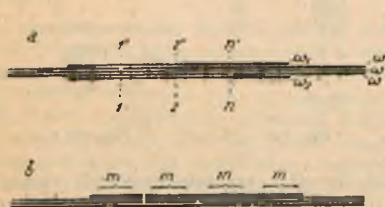


Fig. 234 a, b.

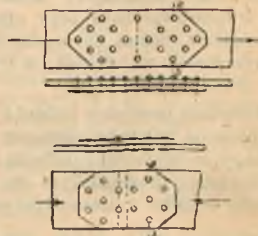


Fig. 235.

Liczba nitów m odpowiednio będzie przy $\mu = \frac{1}{\frac{\pi d^2}{4} 0,8}$:

$$m = \frac{\alpha F k}{\frac{\pi d^2}{4} 0,8 k} = \alpha \mu F, \quad m_1 = \alpha \mu F_1, \quad m_2 = \alpha \mu F_2.$$

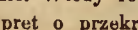
Jeżeli $F = F_1 = F_2$, to $m = m_1 = m_2 = \frac{n}{n+1} F \mu$.

Przy $F_1 = F_2 = \frac{1}{2} F$, $\alpha = 1$ i $m = \mu F$, $m_1 = m_2 = \frac{1}{2} \mu F$.

$F_1 + F_2$ winno być większe lub conajmniej równe F .

Jeżeli styk przykrywamy tylko jedną nakładką, to $F_1 = F$ i wtedy $m = m_1 = \mu F$, gdyż $\alpha = 1$. Połączenie takie pokazane jest na fig. 234 b.

Nity rozłożone w końcach nakładek (fig. 234 a) są tutaj dwucięte, zaś pomiędzy przekrojami 1 — 1' i n — n' jednocięte. Jeżeli zespół elementów jest rozciągany, to zwykle rozpoczynamy nitowanie od jednego lub dwóch nitów, w elementach zaś ściskanych stawia się dwa lub trzy nity (fig. 235). Rozpoczynanie nitowania w złączach od niepełnej ilości nitów, stawianych w przekroju, ma tę zaletę, że można uważać przekrój osłabionym nie pełną ilością nitów, jaka jest postawiona w przekroju a — b w styku, lecz tylko ilością umieszczoną w pierwszym szeregu.

Łącząc jakikolwiek pręt, składający się z kilku części, z blachą pojedynczą zapomocą nitów dwuciętych, sprawdzamy wytrzymałość na ciśnienie w ścianie, czyli na zgniatanie. Wtedy rozłożenie nitów może być w nakładkach niejednakowe, np. pręt o przekroju  łączymy z blachą

węzłowa według fig. 236. Nity w blasze węzłowej są dwucięte, i jeżeli n_1 , n_2 i n_3 oznacza odpowiednio liczbę nitów postawionych w blasze szerokiej, wąskiej i kątownikach, F_1 , F_2 i F_3 przekrój tychże części, to przy grubości blachy, szerokiej δ , mamy następujące naprężenia na zgniatanie:

$$\left(\frac{F_1}{n_1} + \frac{F_2}{n_2}\right) \frac{k_r}{d\delta} \quad \text{i} \quad \left(\frac{F_1}{n_1} + \frac{F_3}{n_3}\right) \frac{k_r}{d\delta}.$$

Gdyby przekrój składał się tylko z blachy szerokiej i kątowników, a w połączeniu dane były dwie nakładki F_2 i F_4 , wtedy, zachowując powyższe znakowanie, otrzymalibyśmy naprężenia na zgniatanie przy oznaczeniu

przez $\alpha = \frac{F_1 + F_3}{F_2 + F_3 + F_4}$ następujące:

$$\left(\frac{F_2}{n_2} + \frac{F_4}{n_4}\right) \frac{\alpha k_r}{d\delta} \quad \text{i} \quad \left(\frac{F_3}{n_3} + \frac{F_4}{n_4}\right) \frac{\alpha k_r}{d\delta}.$$

Połączenie kątowników wykonywa się zapomocą kątowników albo tego samego przekroju albo też o bokach nieco węższych, lecz zato grubszych, by przekrój nakładek był nie mniejszy niż kątowników, które łączymy. Można też nakładki dawać z dwóch kątowników o mniejszym przekroju, lecz nieco większym od połowy przekroju kątownika łączonego, łącząc dwa kątowniki, przylegające do siebie lub do jednej ścianki, lub wreszcie nakładka może składać się z kątowników o mniejszym przekroju i z dodatkowych nakładek płaskownikowych. W trzecim wypadku styki robimy schodkowe, a obliczenie wykonywa się według wzoru, podanego na str. 880.

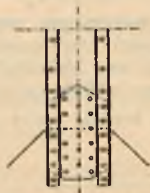


Fig. 236.

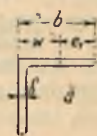


Fig. 237.

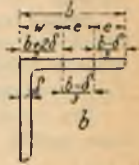


Fig. 238.

Linia nitów w kątownikach przyjmuje się zwykle w odległości $w = \frac{b + \delta}{2}$ od krawędzi zewnętrznej (fig. 237), jeżeli w bokach kątowników

stawia się tylko jeden szereg nitów (do szerokości boków mniejszych od 120 mm). W bokach 120 mm i większych należy stawiać dwa szeregi nitów. Wtedy wolna szerokość boku dzieli się na trzy równe części (fig. 238). Zwykle te odległości od krawędzi, oraz pomiędzy szeregami nitów zaokrągla do 0 lub 5 mm i naznacza się taki odstęp nitów (wymiaru w mm):

Bok kątownika .	55	60	65	70	75	80	85	90	100	110
Odległość w i e .	30—25	35—25	35—30	40—30	40—35	45—35	45—40	50—40	55—45	60—50
Bok kątownika .	120		130		140		150		160	
Odległość w, e i e ₁	50—30—40 65—55		50—40—40		55—45—40		55—55—45 55—50—45		55—60—45	

Nity w bokach kątowników należy stawiać w szeregach przestępnych według fig. 239.

Spółczynnik $\mu = \frac{1}{\pi d^2} \cdot 0,8$ dla różnych średnic nitów przy ścinaniu:

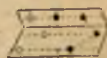


Fig. 239.

<i>d</i> mm	10	12	14	15	16	17	18	20	22	23	24	25	26	28	30	32
μ	1,59	1,11	0,81	0,71	0,62	0,55	0,49	0,40	0,33	0,30	0,28	0,26	0,24	0,20	0,18	0,16

Wyżej rozpatrzone połączenia nitami dotyczyły elementów, które były rozciągane lub ściskane. W belkach zginanych o ściance pełnej obliczenie nitów w pasach przeprowadza się, jak w elementach ściskanych lub rozciąganych. Styki środka (ścianki) przekrywamy zawsze przykładkami z dwóch stron, przytem zasadniczo połączenie styku co do swej wytrzymałości powinno w zupełności odpowiadać wytrzymałości samego środka, niezależnie od sił, jakie mają miejsce w środku. Jeżeli przeto oznaczamy przez F_s , F_n , F_{nit} , I_s , I_n , I_{nit} , I_d odpowiednio przekrój środka, nakładek, przekrojów nitów, moment bezwładności środka, nakładek, przekrojów nitów i przekrojów otworów środka, pracujących na docisk, to powinno być: $F_n \geq F_s$; $F_{nit} \geq F_s$; $I_n \geq I_s$; $0,8 I_{nit}^* \geq I_s$. (1,5 — 2) $I_d \geq I_s$.

Zadość czyniąc wyżej wskazanym warunkom, otrzymujemy połączenie ścianki w styku w zupełności równoznaczne ze środkiem całkowitym. Sposoby połączeń środka, oraz obliczenie według sił, panujących w środku, podane jest dalej przy obliczeniu blachownic.

Dla oznaczenia różnych średnic nitów można stosować znakowanie, podane poniżej:

$d \frac{m}{m}$	12	16	18	20	22	23	24	25	26	Sruby	Nity z główkami wlopieniami		
	●	⊕	⊗	⊕	⊕	⊗	⊕	⊕	⊕	⊕	gorną	dolną	obiema
	●	⊕	⊗	⊕	⊕	⊗	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕

III. Belki o ściance pełnej.

Uwagi ogólne. Belki o ściance pełnej mogą być stosowane bądź to jako żebra pomostu (belki poprzeczne i podłużne części przejazdowej), bądź to jako dźwigary główne w mostach o niewielkich rozpiętościach do 20—25 m. Belki te mogą być albo walcowane o kształcie dwuteowym lub korytkowym albo też nitowane. Belki walcowane z szerokimi bokami czyli tak zwane dwuteowniki Grejowskie można stosować, jako dźwigary główne, do mostów dość znacznych rozpiętości. Belki bliźniacze o wysokości 750 mm możemy stosować w mostach kolejowych do 12 m rozpiętości, zaś w mostach drogowych do 15 m. Wprawdzie pod względem wagi stosowanie ich nie jest dogodnie, gdyż stosunek wysokości do rozpiętości jest w ostatnich wypadkach dość mały i wagę belek nitowanych otrzymuje się mniejszą dla tych rozpiętości i sztywność większą, lecz zato belki te wymagają

mniej roboty, niż belki nitowane. Zresztą belki te można otrzymać tylko z zagranicy, gdyż huty krajowe ich nie walcują. Nie tylko do większych rozpiętości, lecz i do mniejszych stosuje się belki nitowane, które składają się z blachy pionowej (środnika czyli ściauki), kątowników pasowych i blach poziomych (fig. 240). Belki o ściance pełnej mogą być tak o pasach prostych równoległych, jak również i o jednym pasie prostym, a drugim krzywym lub wielobocznym (fig. 241), najczęściej jednak robi się je o pasach prostych. Kształt tych belek, pokazany na fig. 241 (1, 2, 4) należy do kształtów zupełnie racjonalnych, gdyż zwiększa swą wysokość według



Fig. 240. Fig. 241,
1, 2, 3, 4.

wym lub wielobocznym (fig. 241), najczęściej jednak robi się je o pasach prostych. Kształt tych belek, pokazany na fig. 241 (1, 2, 4) należy do kształtów zupełnie racjonalnych, gdyż zwiększa swą wysokość według

wzrastania momentów gnących. Kształt zaś według fig. 241 (3) jest niedogodny, gdyż w przekrojach największych momentów gnących ma najmniejszą wysokość, przeto może być stosowany tylko wtedy, gdy wymagają tego inne względy nie natury technicznej, np. względy estetyczne lub dążność do zmniejszenia wysokości ustrojowej pośrodku dźwigara. Stosując blachownice do wiaduktów, szczególnie w miastach, w postaci belek ciągłych, nadajemy im wysokość większą nad podporami i mniejszą pośrodku rozpiętości tak ze względów estetycznych, jak również i technicznych, gdyż nad podporami otrzymujemy wtedy przeważnie momenty gnące większe, niż pośrodku dźwigarów.

Wysokość belek zależy od wysokości ustrojowej, jaką dopuszczają warunki miejscowe; jeżeli zaś wysokością nie jesteśmy skrupowani, to przyjmujemy taką wysokość, jaka daje nam najmniejszą wagę belki; wreszcie kierujemy się względami praktycznymi, np., gdyby najdogodniejsza wysokość wypadła dość znaczna i trudnoby było otrzymać blachę o potrzebnej szerokości, to trzeba nadać wysokość belce mniejszą. Stosunek wysokości belki do rozpiętości normalnie leży w granicach $\frac{h}{l} = \frac{1}{6}$ do $\frac{1}{12}$; jednak w wy-

jątkowych okolicznościach może być doprowadzony do $\frac{1}{20}$ i nawet $\frac{1}{24}$. O ile belka jest niska, wtedy oblicza się ją nie na wytrzymałość, lecz na sztywność tak, aby strzałka ugięcia od obciążenia ruchomego nie przekraczała $\frac{1}{1200} - \frac{1}{1500}$ rozpiętości belki.

Strzałka ugięcia Δf dla wszelkich układów wynosi:

$$\Delta f = \frac{1}{E} \sum \frac{M \cdot \mu \cdot l}{I} + \frac{1}{E} \sum \frac{S \cdot \sigma \cdot l}{F},$$

gdzie M i S są to momenty gnące i siły osiowe w elementach przy obciążeniu, odpowiadającemu największemu ugięciu w danym węźle, l długość elementu, I moment bezwładności, F pole przekroju, zaś μ i σ momenty gnące i siły osiowe od obciążenia siły $P=1$, zaczepionej w węźle ugięcia i w danym układzie. E współczynnik sprężystości.

Najdogodniejsza wysokość blachownicy pod względem najmniejszej wagi otrzymuje się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{600 M}{\alpha^2 (220 \delta + 3 F') k_y}} \dots \text{ dla belek o przekroju stałym,}$$

$$h_1 = \sqrt{\frac{480 M}{\alpha^2 (220 \delta + 3 F') k_y}} \dots \text{ dla belek o przekroju zmiennym.}$$

M oznacza największy moment gnący, δ grubość środnika belki, k_y dopuszczalne naprężenie i F' pole przekroju kątowników usztywniających na metr długości belki, α stosunek odległości między środkami ciężkości pasów belki do całej jej wysokości — wymiary w kilogramach i centymetrach. Jeżeli założymy, że $\alpha = 0,9$ i $F' = 30 \text{ cm}^2$, to dla

$$\delta = 10 \text{ mm} \quad h = 1,55 \sqrt{W} \quad h_1 = 1,38 \sqrt{W},$$

$$\delta = 12 \text{ mm} \quad h = 1,45 \sqrt{W} \quad h_1 = 1,29 \sqrt{W},$$

$$\delta = 14 \text{ mm} \quad h = 1,37 \sqrt{W} \quad h_1 = 1,22 \sqrt{W},$$

gdzie W moment wytrzymałości przekroju $W = \frac{M}{k_y}$.

Niewielkie zwiększenie lub zmniejszenie wysokości h mało wpływa na zmianę wagi belki. Przeto wyżej wskazanymi wzorami można się posłu-

kować przy określaniu wysokości blachownic, jako pewną wskazówką, koło jakiej wysokości należy się trzymać.

Blacha przy odpowiedniej grubości walcuje się do 3,0 m szerokości, lecz ceny normalne stosują się tylko do pewnych szerokości; przy większych szerokościach wzrastają dość znacznie, co przy projektowaniu trzeba brać pod uwagę.

Obliczenie blachownic. Wprowadzimy następujące znakowanie (fig. 242):

M — moment gnący w belce, T — siła poprzeczna, I_{br} — moment bezwładności nieosłabionego przekroju belki, I_{net} — moment bezwładności przekroju belki po odciążeniu dziur na nity, W — moment wytrzymałości netto, S_{br} — moment statyczny połowy przekroju nieosłabionego względem osi obojętnej, S' — moment statyczny części przekroju zakreskowanej względem osi obojętnej, h — wysokość belki, δ — grubość ścianki, e — odległość między nitami w pasach belki, d — średnica nitów, k_g , k_t , k'_t , k_c — dopuszczalne naprężenia na zginanie, ścinanie w ściance i ścinanie w nitach i bezpośrednie ciśnienie na dziurę nita.

$$\frac{I_{br}}{S_{br}} = h_0 \quad h_0 = \alpha h.$$

W belkach walcowanych przy obliczaniu momentu bezwładności i przekrojów będziemy odciągać tylko te otwory na nity, które przypadają w danym przekroju $a-b$ lub $c-d$, zatem to osłabienie, które będzie większe (fig. 243 a, b, c). W belkach zaś nitowanych każdy element belki będziemy przyjmować jako osłabiony swoją ilością dziur, o ile przekroje tych elementów ze swem największym osłabieniem znajdują się w odległości nie większej, niż jeden skok nitów.



Fig. 242.



Fig. 243 a, b, c.

Zatem przyjmujemy, że pasy blachownicy są osłabione otworami na nity pionowe, zaś środnik na nity poziome na całej swej wysokości (fig. 244).

Na zasadzie wzoru, podanego na str. 883, znajdujemy najpierw przybliżoną wysokość blachy pionowej h , przyjmując takową w całych cm .

Ze wzoru $\delta = \alpha \frac{TS}{I_{br} k_t}$, gdzie $\alpha = \frac{e}{e-d} \approx 1,25$, otrzymamy grubość śro-

dnika, zakładając, że $h_0 = \frac{I_{br}}{S_{br}} = (0,85 - 0,95) h$, przytem dla belek do 60 cm

wysokości można przyjąć $h_0 = 0,85 h$, zaś dla belek wyższych średnio $h_0 = 0,90 h$. Otrzymaną ze wzoru grubość ścianki zwiększamy nieco, przyjmując, że w belkach mostów kolejowych $\delta \geq 9 mm$, zaś w mostach drogowych w jezdni $\delta \geq 8 mm$, a w belkach chodników δ może być i 7 mm . Zresztą grubość zależy również od wysokości h , im większe jest h , tem musi być większe δ , a to ze względu możności walcowania blach.

Mając grubość δ i wysokość h , przekrój pasów F' blachownicy znajduje się ze wzoru:

$$F' = \frac{Mh}{k_g \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \delta h}{6} = W \frac{1}{\alpha^2 h} = \frac{2}{15} \delta h.$$

Przekroje pasów tworzy się z kątowników, przyczem w mostach drogowych najmniejsze kątowniki w belkach stosuje się $60 \times 60 \times 8$, zaś w mostach kolejowych najmniejsze $80 \times 80 \times 9$. Jeżeli przekroje pasów wypadają znaczne, to składa się je z kątowników o większych profilach i z blach poziomych.

Szerokość blach poziomych b_1 winna się równać szerokości boków b dwóch kątowników, więcej grubość łożadnika, więcej 25—60 mm, przy zachowaniu warunku, że odległość e_1 od nitów do krawędzi blachy nie przekracza 3,5 d . Jeżeli blachy wypada poszerzyć, aby zwiększyć przekrój pasa oraz sztywność względem osi pionowej i odległość e_1 przekracza 3,5 d , wtedy $b_1 = 2b + \delta +$

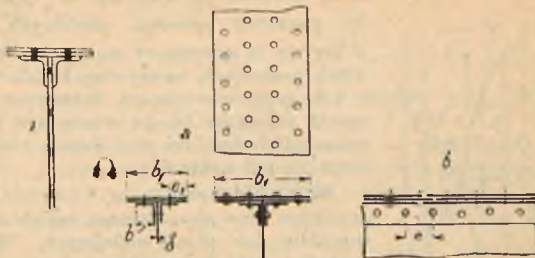


Fig. 244.

Fig. 245 a, b.

+ 120 mm, aby można było dać z boków jeszcze dwa szeregi nitów w blachach (fig. 245 a).

Odległość pomiędzy nitami e (fig. 245 b) musi zadość czynić następującym warunkom:

$$e \leq \frac{\pi d^2 I k'_t}{2 T S'}; \quad e \leq \frac{d \delta I k_c}{T S'}; \quad e \geq \frac{d}{1 - \frac{T S'}{2 I \delta k_t}}$$

Zwykle ostatnie dwa warunki decydują o wielkości odległości e , którą przyjmuje się około 5 d .

Po wytworzeniu przekroju blachownicy oblicza się ostatecznie W_{net} i S_{br} i określa się naprężenia ze wzorów:

$$\sigma_g = \frac{M}{W} \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_t = 1,25 \frac{T S}{I \delta} \quad \text{lub} \quad \sigma_t = \frac{T \cdot S}{I \delta} \cdot \frac{e}{e - d}$$

Oprócz tego w przekrojach, gdzie schodzą się największe momenty gnące i siły poprzeczne, winno być określone naprężenie główne normalne i tnące na linii nitów pasowych ze wzoru:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_g}{2}\right)^2 + \sigma_t^2}; \quad \tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_g}{2}\right)^2 + \sigma_t^2}$$

Naprężenie główne normalne powinno być określone również w przekroju, gdzie się kończą blachy poziome w blachownicach o przekrojach zmiennych.

Długość, na jakiej winny być dane blachy poziome, można określić w następujący sposób: Jeżeli M jest największym momentem gnącym w danej belce od całkowitego obciążenia, wtedy obciążenie zastępcze p otrzyma się z równania $p = \frac{8M}{l^2}$, a moment gnący dla dowolnego przekroju w odle-

głości X od podpory (belka wolno podparta) będzie $M_x = \frac{p x (l - x)}{2}$.

Jeżeli przez W_n oznaczymy moment wytrzymałości z n blachami poziomymi, to przekrój z W_n nadaje się do długości $x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 W_n k_g}{p}}$.

Od tej odległości przekrój trzeba zwiększyć przez dodanie blach poziomych, które oczywiście muszą już pracować, zatem końce ich muszą być

wydłużone w kierunku zmniejszenia x conajmniej na dwa szeregi nitów. Zwykle wydłużają na pełną ilość nitów, niezbędną do przymocowania dodatkowej blachy.

Zmianę przekroju blachownicy można naznaczyć wykreślnie. Na długości belki wykreśla się wykres momentów gnących w pewnej skali. W tej samej skali odkłada się wielkości $W_n \times k_g$ (fig. 246).

W punktach przecięć poziomych $W_n \times k_g$ z krzywą M otrzymamy teoretyczne zakończenie blachy poziomych, rzeczywiste będzie w punktach a i b , gdyż w miejscach teoretycznych zwiększenia przekroju blacha winna być już umocowana niezbędną dla niej ilością nitów (wydłużenie na pół nakładki).

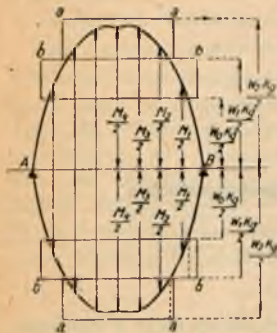


Fig. 246.

Styki blachownic. *a)* Połączenie kątowników daje się zapomocą takich samych kątowników lub nieco mniejszych. W ostatnim wypadku styki kątowników jednego pasa winny tworzyć styk stopniowy (fig. 247 *a*), przekryty dwiema nakładkami, jak to już było mówione przy obliczaniu nitów (str. 881). Przy nakładkach tego samego przekroju styki kątowników jednego pasa mogą być w jednym przekroju lub różnych (fig. 247 *b*).

b) Styki blach poziomych kryje się nakładkami tego samego przekroju, jak blachy, przytem styki robi się stopniowe (schodkowe). Ilość nitów wypadnie tutaj z obliczeń, przeprowadzonych na ogólnych zasadach, według przekroju blachy łączonej (fig. 247 *c*).

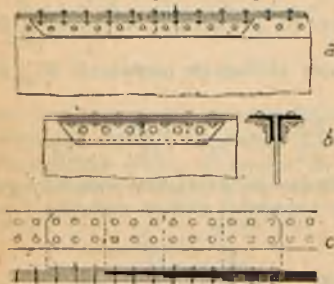


Fig. 247 a, b, c, d.

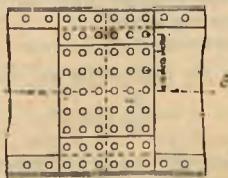


Fig. 248 a, b.

c) Styki środniczka kryjemy dwiema przykładkami. W belkach wysokich, gdy dwa boki kątowników pasowych stanowią stosunkowo niewielki procent całkowitej wysokości blachy pionowej, połączenie może być według fig. 247 *d*, tj. nakładki stawiamy tylko na wolnej szerokości środniczka, gdyż w tym wypadku stosunkowo nietrudno zadość uczynić warunkom postawionym na str. 882. W belkach niskich połączenie musi być dokonane na całej szerokości środniczka według fig. 248 *a* lub *b*.

Obliczenie momentów bezwładności, cięć nitów i otworów do nitów, pracujących na zgniatanie, otrzyma się dla jednego szeregu AB (fig. 248 a) ze wzoru:

$$I_{\text{nit}} = \frac{\pi d^2}{6} e^2 n (n+1) (2n+1); \quad I_d = \frac{d^2}{3} e^2 n (n+1) (2n+1).$$

Dla jednego szeregu (fig. 247 d):

$$I_{\text{nit}} = \frac{\pi d^2}{6} e^2 n (2n+1) (2n-1); \quad I_d = \frac{d^2}{6} e^2 n (2n+1) (2n-1).$$

W tych wzorach e oznacza odstęp między nitami, zaś n liczbę nitów w szeregu z jednej strony osi obojętnej.

Obliczenie połączenia środnika w zależności od panującego momentu gnącego i siły poprzecznej w danym przekroju będzie następujące. Niech będzie M_c — moment, całkowity największy w przekroju styka poprzecznic, M_s — moment gnący, przypadający na środnik, T_c i T_s — siła poprzeczna, przypadająca na cały przekrój w styku i na środnik, I_c , I_s — momenty bezwładności odpowiednio całego przekroju i środnika belki w miejscu styku, S_c i S_s — również odpowiednio momenty statyczne całego przekroju i środnika, I_{nit} i I_d — momenty bezwładności cięć nitów i przekrojów otworów, pracujących na zgniatanie, wtedy:

$$M_s = M_c \frac{I_s}{I_c}; \quad T_s = T_c \frac{S_c I_s}{S_s I_c}$$

i jeżeli z każdej strony styku mamy m szeregów, to największa siła N , przypadająca na jedno cięcie nita, wynosi:

$$N = \frac{1}{2m(2n+1)} \sqrt{\frac{9M_c^2}{e^2(n+1)^2} + T_s^2}$$

Przy szeregowym rozłożeniu nitów według fig. 248 a, lub na jeden nit:

$$N_1 = \frac{1}{m(2n+1)} \sqrt{\frac{9M_s^2}{e^2(n+1)^2} + T_s^2}$$

Przy szeregach według fig. 46:

$$N = \frac{1}{2mn} \sqrt{\frac{9M_s^2}{e^2(2n+1)^2} + \frac{T_s^2}{4}} \quad \text{i} \quad N_1 = \frac{1}{mn} \sqrt{\frac{9M_s^2}{e^2(2n+1)^2} + \frac{T_s^2}{4}}$$

Jeżeli ścianka pionowa jest z dwóch blach, każda o grubości δ_b , wtedy styk zwykle daje się stopniowy (fig. 249), i obliczenie według przekroju środnika przy zachowaniu oznaczników poprzednich będzie następujące: naprężenie w styku będzie:



Fig. 249.

$\frac{2I_b}{I_b + 2I_n} k_g$, dopuszczalny moment

gnący na nakładkę będzie: $M_n = \frac{4I_b}{I_b + 2I_n} \cdot \frac{I_n}{h_n} k_g$, jeżeli h_n jest wysokość nakładki.

Moment gnący, który się oddaje na blachę w styku, będzie:

$$M_b = \frac{4I_b}{I_b + 2I_n} \cdot \frac{I_b}{h_b} k_g$$

Dopuszczalna siła poprzeczna $T = \frac{4}{3} \delta_b h_b k_t$, przypadająca na łożysko belki w styku podzieli się między blachą i dwiema nakładkami proporcjonalnie do przekrojów nakładek i łożyska, tj.:

$$T_n = \frac{2 \delta_b h_b \delta_n h_n}{\delta_b h_b + 2 \delta_n h_n} \cdot k_t; \quad T_b = \frac{2 (\delta_b h_b)^2}{\delta_b h_b + 2 \delta_n h_n} \cdot k_t.$$

Mając momenty gnące dopuszczalne na blachę i na nakładki oraz siły poprzeczne, ilość nitów obliczamy według poprzednich wskazówek, mając na uwadze, że tak momentowi M_n jak i M_b będą odpowiadać nity jednociełe.

Usztywnienie łożyska blachownicy. W każdym przekroju blachownicy mamy siłę poprzeczną, wzrastającą ku podporom. Pod działaniem tej siły poprzecznej blacha pionowa belki jest ścisnana, przeto, aby zapobiec wyboczeniu, ścianka winna być usztywniona żebrami¹⁾. To usztywnienie wykonywa się za pomocą profili sztywnych: kątowników, teowników, zetowników (fig. 250 a). Szczególnie silne usztywnienie powinno być na końcach belek

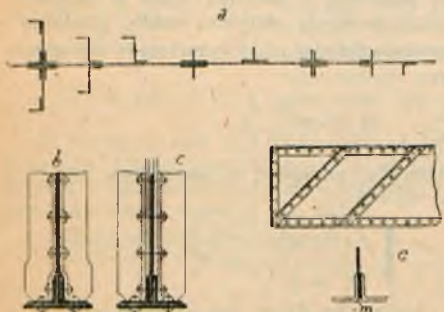


Fig. 250 a, b, c, d, e.

wyrównawcze (fig. 250 c). Stosowanie podkładek jest lepsze, więcej konstrukcyjne, choć przy wysokich blachach droższe. Przy wysokościach ścianki, nie przekraczających 600–700 mm, podkładki są nawet tańsze, niż wygięcia kątowników, zwłaszcza, że przy podkładkach kątowniki mogą być słabsze, gdyż podkładki również usztywniają łożysko. Szerokość podkładki powinna być o 10 mm większa od podwójnej szerokości boków kątowników, pod którymi leży więcej odległość pomiędzy bokami prostopadłem $b_1 = 2b + \delta + 10$ mm. Jeżeli niema potrzeby dawać odstępów pomiędzy kątownikami δ dla tych lub innych powodów, np. kątowniki usztywniające nie służą jednocześnie do przymocowania belek poprzecznych lub żeńników, to wtedy lepiej odstępów nie dawać i boki prostopadłe do ścianki zuitować.

Odległość pomiędzy żebrami usztywniającymi zależy od wysokości belki i od obciążenia. W mostach kolejowych odległość ta nie powinna przekraczać odległości między osiami parowozu, w mostach zaś drogowych dochodzi ona do 2,5 m.

Zamiast żeber pionowych dają czasami żebra ukośne pod kątem 45°, szczególnie na końcach belek (fig. 250 d). Na podporze, gdzie siła poprzeczna jest największa, słupki usztywniające winny być obliczone na wyboczenie. Całe ciśnienie od belki na podporę przenosi się przez poduszkę i blachy poziome belki na łożysko i kątowniki pasowe, przeto nad poduszkami dolna

¹⁾ O usztywnieniu ścianki patrz pracę pod tytułem: H. Rode: Beitrag zur Theorie der Knickerschließung. „Der Eisenbau“. 1916.

krawędź łożyska powinna być dobrze wyrównana z kątownikami. Pozostawianie tutaj luzu m (fig. 250 e) jest niedopuszczalne, gdyż zazwyczaj wtedy nity kątowników pasowych pod naciskiem reakcji podporowej się ścinają i belka opiera się na łożysku. Poza obrębem poduszek luz taki może być zostawiony. Usztywnienie łożyska żebrami jest niezbędne nie tylko dlatego, by uniemożliwić wygięcie się lub fałdowania łożyska, lecz ma ono jeszcze znaczenie dla usztywnienia pasa górnego belki przy mostach z jazdą dołem, gdy niema żeźników podłużnych w poziomie pasa górnego. Siła ściskająca pas $N = \frac{MS}{l}$ bez dostatecznego usztywnienia pionowego może wycożyć pas ściskany z płaszczyzny dźwigara.

IV. Dźwigary główne.

Dźwigary belkowe. Belki, które przez łożyska przenoszą ciśnienie na podpory, nazywamy dźwigarami. Każdy dźwigar składa się z pasów i ścianki, która łączy pasy. Ścianki może być pełna lub pod postacią kraty. W pierwszym wypadku mamy dźwigary o ściance pełnej, w drugim zaś dźwigary kratowe.

Jeżeli krata składa się z prętów pionowych i pochyłych, nazywamy ją kratą krzyżulcową (prostokątną; fig. 251 a) i odróżniamy ją od kraty tylko z prętów pochyłych — kraty siatkowej (fig. 251 b).

Jeżeli pręty jedne przecinają inne pomiędzy pasami, mamy kratę wielokrotną; dwukrotną, gdy się raz przecinają (fig. 252 a), czworokrotną, gdy się trzy razy przecinają (fig. 252 b). W mostach zasadniczo stosujemy taką kratę, która wraz z pasami tworzy układy niezmiennie, tj. układy, w których dźwigar zmienia swój

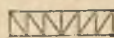


Fig. 251 a, b.

Fig. 252 a, b.

kształt tylko wtedy, gdy zmieniają swe długości pręty, a to albo statycznie wyznaczalne, albo statycznie niewyznaczalne (przesztywnione, hyperstatyczne). Por. dział: „Statyka budowli.“ Dźwigary statycznie wyznaczalne mają $m = 2n - 3$ prętów, gdzie n jest ilością prętów. Dźwigary statycznie niewyznaczalne mają $m > 2n - 3$.

Obecnie do mostów o stosunkowo niewielkich rozpiętościach stosowane są przeważnie dźwigary proste belkowe jednoprzęsłowe. Dźwigary wieloprzęsłowe ciągle są nieco w upośledzeniu ze względu na dodatkowe naprężenia, jakie powstają w prętach przy osiadaniu podpór, a zatem, gdy łożyska mogą się okazać nie na projektowanej wysokości na poszczególnych podporach. Nie uważamy za słuszne, aby z tych względów dźwigary te ignorować i odrzucać. Przedewszystkiem dzisiejsze sposoby fundowania podpór nie nastreczają obaw, dotyczących osiadania podpór. Gdyby jednak podpora osiadła już po ustawieniu i obciążeniu mostu, to klinami, którymi winny być zaopatrzone poduszki belek ciągłych, można zawsze różnice wysokości wyrównać, podnosząc dźwigary zapomocą dźwigów hydraulicznych, których siła dzisiaj łatwo daje się doprowadzić do kilkuset tonn. Belki te mają swoje zalety, gdyż są naogół lżejsze od belek rozciętych i są sztywniejsze. Stosunek wysokości tych belek do rozpiętości może być znacznie mniejszy, niż dla belek rozciętych, co jest bardzo ważne przy niewielkiej wysokości ustrojowej. W mostach petersburskich stosowane były belki te przy stosunku $h:l$ od 1:15 do 1:23 (most Pałacowy przez Nowę) przez autora niniejszej pracy z zupełnie dobrymi wynikami. Montowanie tych dźwigarów może być wykonane na brzegu i ustawienie na podpory nasuwaniem podłużnym bez specjalnych

rusztowań między podporami mostu, co ma czasem bardzo ważne znaczenie, tak pod względem szybkości wykonania robót, jak też i zmniejszenia wydatków.

Również obecnie stosują przeważnie dźwigary wewnętrznie statycznie wyznaczalne, zatem o kracie pojedynczej lub podwójnej i wielokrotnej takiej, która jednak zadość czyni warunkowi $m = 2n - 3$. Stosowanie kratownic statycznie wyznaczalnych usprawiedliwia się prostotą obliczeń i również większą dokładnością i prostotą zestawiania w porównaniu z kratownicami przesztywnionymi, które wymagają znacznie większej ostrożności i ścisłości przy zestawianiu, by pręty należycie pracowały. Dźwigary przesztywnione są jednak żywotniejsze, bo o ile w dźwigarce nieprzesztywnionej każdy pręt stanowi żywotną część całości, stanowi jakby serce organizmu i uszkodzenie jego powoduje katastrofę całego ustroju, o tyle w dźwigarach przesztywnionych uszkodzenie pewnych prętów nie powoduje katastrofy i dlatego też dla tych względów należałoby w pewnych okolicznościach dźwigary te stosować.

Belki proste rozcięte (wolno podparte) stosowane są obecnie do rozpiętości 204 m. Największe rozpiętości w Europie wynoszą 158,4 m przez Wołgę i 186 m przez Rén koło Ruhrortu. W Ameryce jest znaczna liczba mostów, przekraczających rozpiętość 160 m, przytem rozpiętość mostu przez Mississippi w St. Louis wynosi 204 m.

Jeżeli rozpiętość przesłania nie przekracza 20—25 m, należy stosować dźwigary o ścianach pełnej z pasami równoległymi lub o jednym pasie krzywym.

Przy rozpiętościach od 25 do 35 m w mostach z jazdą dołem stosuje się mosty otwarte

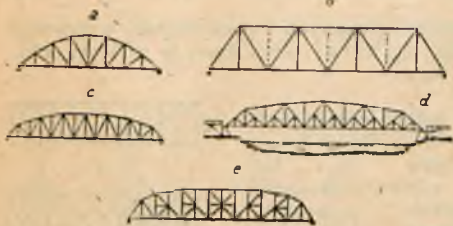


Fig. 253 a, b, c, d, e.

z pasami równoległymi lub o pasie górnym krzywym parabolicznym (fig. 253 a). Stosowanie pasa górnego krzywego, w którym słupki w pobliżu podpór są krótkie, jest racjonalne, gdyż słupki krótkie lepiej trzymają pas górny w jego płaszczyźnie, sam pas zaś górny, zbiegając się z pasem dolnym, otrzymuje lepsze zamocowanie.

Dźwigary o rozpiętości do 50—60 m robi się przeważnie z pasami równoległymi; przytem krata może tu być stosowana z krzyżulców zasadniczych i słupków drugorzędnych (fig. 253 b). Lecz jeżeli stosować wysokość dźwigarów pośrodku około $\frac{1}{5}$ rozpiętości, to można i przy rozpiętościach 50—60 m stosować dźwigary o pasach krzywych (wielobocznych), dając końce ścięte, przytem pierwszy słupek dostatecznej wysokości (około 6,5—7,5 m w mostach kolejowych), by można było od słupka tego prowadzić teźniki podłużne.

Przy rozpiętościach, przekraczających 60 m i do 120 m pas górny jest zwykle wieloboczny. Stosunek wysokości pośrodku do rozpiętości wynosi od $\frac{1}{5}$ do $\frac{1}{4}$. Krata zasadnicza — z krzyżulców z dodatkowymi słupkami (fig. 253 c), lub też z dodatkowymi słupkami i wzmocnieniem górnym lub dolnym (fig. 253 d). Niewykluczona jest tutaj i krata krzyżulcowa, tj. z zasadniczymi słupkami, lecz wtedy dla zmniejszenia długości słupków na wyboeczenie należy środki słupków łączyć z węzłami wewnętrznymi prętami (fig. 253 e).

W dźwigarach o większych rozpiętościach stosuje się tylko pasy krzywe. Krata zasadnicza składa się z krzyżulców i dodatkowych słupków ze wzmocnieniem tak górnym, jak dolnym. Stosunek wysokości do rozpiętości jest nieco mniejszy około 1:6,5. Ponieważ w mostach kolejowych jednotorowych odległość w świetle między dźwigarami jest dostateczna 4,8 m i jeżeli grubość pasów przyjmiemy 1,2 m, to odległość między osiami dźwigarów otrzymamy 6 m. Przy stosunku wysokości do szerokości, ze względu na sztywność po-

przeczną 3,33, wysokość dźwigarów otrzymamy $3,33 \times 6 = \infty 20$ m. Przyjmując, że najmniejszy stosunek szerokości do rozpiętości przy dużych rozpiętościach winien być nie mniejszy od 1 : 20, otrzymamy, że przy szerokości 6 m, rozpiętość będzie 120 m. Zwiększając rozpiętość, musimy zwiększać szerokość mostu niezależnie od tego, czy jest ona konieczna dla przejazdu. Dla mostu dwutorowego odległość między dźwigarami wynosi około 9,0 m. Zatem przy tej szerokości, mając na uwadze sztywność poziomą mostu, może stosować dźwigary do rozpiętości $9 \times 20 = 180$ m i wysokości do 27—30 m. Zaznaczyć tutaj musimy, że wysokość dźwigarów zależy od ilości przedziałów; im mniej jest przedziałów, tem wysokość winna być większa. Zmniejszając przedziały, musimy wysokość zmniejszać, by otrzymać wagę dźwigarów mniejszą. Dla dźwigarów o pasach równoległych stosunek $h : l$ może być wyrażony następującym wzorem:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{(1+\alpha)[(m+2)(2m-1)\varphi_1 + (m-2)(2m+1)\varphi_2 + (6m\alpha + 7m-2)\varphi_3]}{(6m\alpha + 7m-2)(\varphi_3 + \varphi_4)}}$$

We wzorze tym oznacza m ilość przedziałów, α — stosunek obciążenia stałego do ruchomego $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ — współczynniki ustrojowe pasa górnego, pasa dolnego, krzyżulec i słupków.

Wielkość przedziału a daje się w granicach 4 do 8 m i tylko w dźwigarach dużych rozpiętości czasem dochodzi do 10 m. W mostach kolejowych dwutorowych ze względu na belki poprzeczne i ich przymocowanie do dźwigarów należy przedziały a przyjmować mniejsze, niż w mostach jednotorowych 5—6 m.

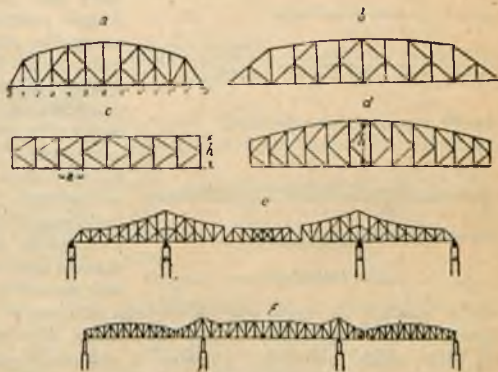


Fig. 254 a, b, c, d, e, f.

Dźwigary ciągle bezprzegubowe, trójprzęsłowe mają stosunek rozpiętości około 7 : 8 : 7 i czteroprzęsłowe 7 : 8 : 8 : 7. Przy małych rozpiętościach dźwigary te nie dają ekonomji w materiale, przy większych zaś rozpiętościach od 50 m ekonomja w materiale jest widoczna około 8—10% i przy rozpiętościach około 100 m dochodzi do 15%. Krata w dźwigarach ciągłych może być stosowana jak i w belkach zwykłych rozciętych.

Zwrócić tutaj należy uwagę, że jeżeli krzyżulec przecina kilka słupków (krata wzmocniona), to pas górny nad słupkami, umieszczonymi w węzłach głównych, lepiej łamać, to jest lepiej, by górne końce tych słupków 2, 6, 2' leżały na wypukłej krzywej, a nie na prostej pomiędzy głównymi węzłami pasa górnego (fig. 254 a). Wtedy słupki te są rozciągane, a nie ściskane i łatwiej im nadawać odpowiednie przekroje.

W dźwigarach znacznej wysokości, gdy krzyżulec przechodzi przez dwa lub więcej przedziałów (krata wzmocniona), lepiej stosować przy zasadniczej kratce prostokątnej krzyżulec pochylone ku środkowi (fig. 254 b). Krzyżulec te są zasadniczo ściskane, lecz, będąc przecięte pośrodku słupkiem, otrzymują długość wyboconioną w płaszczyźnie dźwigara równą połowie ich całkowitej długości, zaś z płaszczyzny dźwigara długość ta może być również zmniejszona do połowy lub mniejszej przez postawienie w słupkach dodatkowych technik pionowych. Słupki główne zasadnicze są przeważnie rozciągane i, jako

takie, nie wymagają przekroi rurowych, a to ułatwia połączenie poprzecznie z dźwigarami, oraz rozpórek tężników podłużnych i poprzecznych.

Co się tyczy końców dźwigarów, to przy znacznych rozpiętościach lepiej zakończyć dźwigary słupkami pionowymi, bo, choć to wymaga cokolwiek więcej materiału, niż przy końcach zbieżnych, daje jednak możliwość skonstruowania dobrze sztywnych ramownic. W dźwigarach o końcach zbieżnych tworzenie ramownicy pochyłej następuje dość duże trudności. W dźwigarach o rozpiętości do 70—80 m można również stosować kratę półkrzyżulcową (fig. 254 c i d). W kracie tej węzły wewnętrzne daje się na połowie wysokości słupków, zaś długość przedziału a około $0,7h$. Według Z. Bażanta krata ta daje najmniejsze naprężenia drugorzędne od sztywności węzłów.

Dźwigary wspornikowe. Jeżeli w belce ciągłej dwu- lub trójprzęsłowej w miejscach najmniejszych momentów gnących mamy tyle dodatkowych przegubów, o ile liczba podpór belki ciągłej przewyższa dwa, otrzymamy wtedy układ belek statycznie wyznaczalny względem sił zewnętrznych, — belki wspornikowe: jednowspornikowe (fig. 254 e) lub dwuwspornikowe (fig. 254 f). Jak w belkach ciągłych, tak i w belkach wspornikowych, jedna z podpór może być nieruchoma, inne zaś muszą być przesuwne (fig. 255 a). Każda

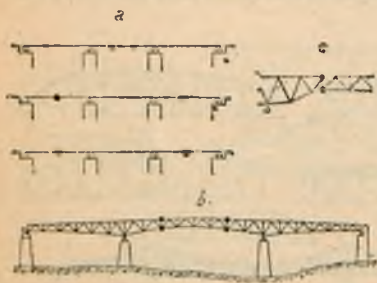


Fig. 255 a, b, c.

belka oddzielna od podpory do podpory ma jedno łożysko nieruchome, drugie przesuwne, lub od podpory do przegubu, albo od przegubu do przegubu jeden koniec winna mieć na łożysku stałym, drugi zaś na łożysku przesuwnym. Belka wsparta na końcu wspornika może mieć takie połączenie zewnętrzne, że miejsce połączenia nie będzie nazewnątrz uwidocznione. Most zewnętrznie będzie mieć kształt, jakby belki ciągłej bezprzegubowej (fig. 255 b). Połączenie to może być również jaszkrawo uwidocznione (fig. 255 c). Ponieważ momenty gnące na końcach wsporników spadają do zera, zaś największe otrzymuje się na podporach, przeto, łącząc końce wsporników belką zawieszoną niewielkiej rozpiętości, możemy tej belce nadać niewielką wysokość i całemu mostowi kształt mostu wiszącego sztywnego (fig. 256 a) lub też łukowego (fig. 256 b). Belka międzyopodporowa może mieć niewielką wysokość, lecz zato będzie wzmocniona łańcuchem wiszącym, zwykle sztywnym, i wspornik jako belka zawieszona do tego łańcucha. Na końcach wsporników spoczywa belka łącząca wolnopodparta (fig. 256 c). Otrzymuje się układ wspornikowy o trzech pasach. Mosty wspornikowe nie należą do zbyt sztywnych układów. Wsporniki dają znaczne ugięcia. Układ zaś o trzech pasach jest najmniej sztywny. Most w Mannheimie tak silnie się ugina, że jazda po nim dozwolona jest tylko stępa. Układ ten nie jest godny naśladowania.

Mosty wspornikowe statycznie wyznaczalne o podporach bliźniaczych bez kraty między podporami bliźniaczemi pokazane są na fig. 257 a. Dają one możliwość przy wysokich podporach metalowych ciśnienie od dźwigarów rozłożyć na każdą nogę podpory oddzielnie przy reakcjach dodatnich.

Mosty wspornikowe mają bardzo ważną zaletę, bo dają możliwość zestawienia ich na miejscu budowy bez użycia rusztowań, których często nie można byłoby zbudować. Przy obliczaniu mostów tych tak waga własna, jak i działanie wiatru powinny być obliczone rozłożone na poszczególne węzły, a nie przyjmowane, jako równomiernie rozłożone. Przy dużych rozpiętościach mosty wspornikowe dają ekonomję i w żelazie i w podporach. W mostach drogowych przy układzie dwuwspornikowym (fig. 257 b) można beleczki zawieszane dawać krótkie, kilka metrów rozpiętości i przez to

otrzymywać bardzo małe przyczółki, które wtedy mogą być wzniesione nawet na nasypach. Filary przy brzegach mogą być bez izbic i również tanie, tak, że filar może kosztować znacznie taniej, niż przyczółek. Waga zaś dźwigarów otrzymuje się tylko nieznacznie większa przez ich wydłużenie o wsporniki, gdyż wsporniki zato zmniejszają momenty gnące w części międzypodporowej. Ogólne koszty mogą być znacznie mniejsze, niż przy stosowaniu belki zwykłej jednoprzęsłowej na należących przyczółkach.

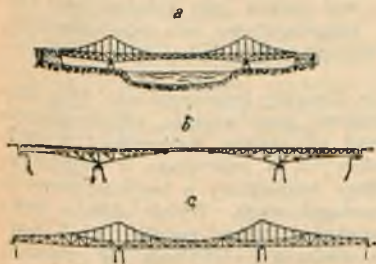


Fig. 256 a, b, c.

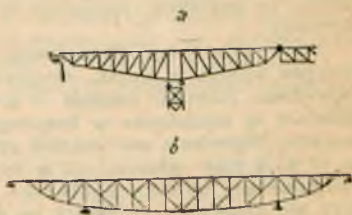


Fig. 257 a, b.

Mosty wspornikowe dochodzą do bardzo dużych rozpiętości; do 549 m ma most przez rzekę Św. Wawrzyńca w Quebec. Projekt mostu przez rzekę Hudson — 701 m rozpiętości.

Mosty jednowspornikowe w zależności od długości wspornika i belki zawieszanej mogą mieć reakcje na podporze skrajnej dodatnie i ujemne. Zwykle dążą do tego, by reakcje otrzymać tylko dodatnie, gdyż zakotwienie końców dźwigarów połączone jest z pewnymi trudnościami, zaś umieszczanie przeciwwag wymaga miejsca i zwiększa wagę żelaza dźwigarów. Jaka powinna być długość wsporników i belki zawieszanej w stosunku do długości belki międzypodporowej by waga była najmniejsza, jest to zadanie, które ściśle teoretycznie nie może być rozwiązane. Można korzystać z tabeli 7, w której podany jest przez różnych autorów stosunek długości części przęseł przy oznaczeniach według fig. 258.

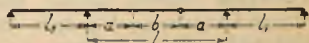


Fig. 258.

Tabela 7.

Autor	$\frac{a}{l_1}$	$\frac{a}{l}$	$\frac{b}{l}$	$\frac{l_1}{l}$
Winkler	0,18—0,27	0,17—0,23	0,66—0,54	0,96—0,84
Nikolai	0,20	0,18	0,64	0,90
Bayer	0,4—0,6	0,30	0,40	0,75—0,50
Burr	0,62—0,5	0,25	0,50	0,4—0,5
Merriman i Jacoby	0,43	0,16	0,68	0,37

Dźwigary łukowe stosuje się obecnie przeważnie dwuprzegubowe i tróprzegubowe. Bezprzegubowe stosuje się tylko kratowe przy znacznych rozpiętościach, jeżeli jest możliwość dobrego zamocowania pasów łuku do podpór. Bezprzegubowe w ostatnim wypadku dają możliwość łatwiejszego zestawienia na podporach bez rusztowań, niż łuki przegubowe. Dźwigary łukowe blaszane sztywne, jako bezprzegubowe, nie mają racji bytu, gdyż

zamocowanie ich w stopie byłoby bardzo trudne i trzeba by było dźwigar zapuszczać dobrze w podporę i zamurowywać, by osiągnąć łuk istotnie

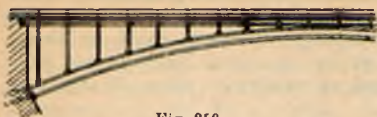


Fig. 259.

bezprzegubowy (fig. 259). Pozostawiając zaś stopy płaskie z klinami, jak to stosowano (mosty Morand, Lafayette w Lugdunie, Mikołajewski w Petersburgu i inne), nie możemy przyjąć układu tego rodzaju jako łuki bezprzegubowe, lecz raczej jako prze-

gubowe ze zmiennym przegubem w stopach, zatem raczej jako układ nieokreślony.

Jeżeli rozpatrywać odkształcenia, to dźwigary bezprzegubowe dają najmniejsze ugięcia w kluczu, dwuprzegubowe nieco większe, trójprzegubowe największe. Również wahanie w kluczu od zmiany temperatury w tych układach są najmniejsze w bezprzegubowych, a największe w trójprzegubowych. Naprężenia zaś wskutek zmiany temperatury w bezprzegubowych są do 4—5 razy większe, niż w dwuprzegubowych. Wybór układu dwuprzegubowego lub trójprzegubowego zależy od stałości podpór. Jeżeli podpory nie nasuwają wątpliwości co do osiadania i odchylenia (na gruntach stałych twardych i skalistych), należy stosować dwuprzegubowe, w przeciwnym razie trójprzegubowe, gdyż przy nieznacznym przesunięciu się podpory pod działaniem rozporu w łuku trójprzegubowym powstaną nieznaczne dodatkowe naprężenia, zaś w łuku dwuprzegubowym naprężenia te mogą być bardzo znaczne, szczególnie w łukach płaskich.

Stosunek wysokości łuku do jego rozpiętości normalnie leży w granicach od $\frac{f}{l} = \frac{1}{7} - \frac{1}{12}$, choć dochodzi do $\frac{1}{2,5}$ i $\frac{1}{17}$. Łuki płaskie są ładne, lecz wymagają dobrych podpór, zatem albo dobrego gruntu, albo też bardzo silnych i kosztownych podpór. Stosunek 1 : 17 jest w moście trójprzegubowym Aleksandra III. w Paryżu, 1 : 17,2 w moście dwuprzegubowym Panteleimonowskim w Petersburgu. Przy dobrym gruncie możnaby dojść do 1 : 20, lecz nie dalej.

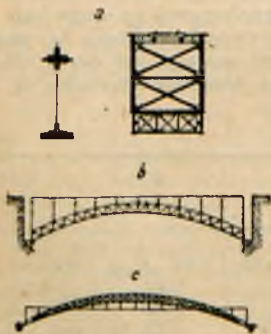


Fig. 260 a, b, c.

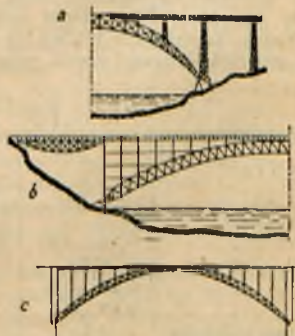


Fig. 261 a, b, c.

Łuki o ścianie pełnej mogą być stosowane do rozpiętości około 60 m, przyczem wysokość dźwigara waha się w granicach $\frac{l}{40} - \frac{l}{60}$. Przy znacznym obciążeniu ruchomem stosuje się granicę większą, przy mniejszem granicę mniejszą. Pomost, zwykle wzniesiony, spoczywa na słupkach (fig. 260 a). Kształt łuku tworzy przeważnie krzywą koła, choć parabola przy równomiernem

obciążeniu całego dźwigara daje momenty w przekrojach łuku trójprzegubowego zerowe, w dwuprzegubowym bliskie do zera; nie jest ona jednak tak ładna, jak krzywa koła. Jeżeli rozpiętość jest znaczna, wtedy przeważnie stosują łuki kratowe o pasach równoległych (fig. 260 b), lub też o kształcie sierpowym (fig. 260 c), również ze słupkami do podtrzymania pomostu, lub też przy znacznej wysokości mostów z filarami wieżowymi (fig. 261 a). Słupki pojedyncze wysokie łączą wtedy poziomymi prętami z węzłami, by zmniejszyć ich długość wybaczną i przez to ich przekroje (fig. 261 b). Ponieważ pod wpływem zmiany temperatury belki podłużne się wydłużają lub skracają, przeto przy stosowaniu wieży każdy z dźwigarów podłużnych musi mieć łożyska na jednym końcu przesuwne i na drugim stałe. Przy słupkach pojedynczych (fig. 261 c) słupki należy obliczać na ściskanie i na zginanie. By zmniejszyć naprężenie od zginania, przy większych rozpiętościach należy sto-

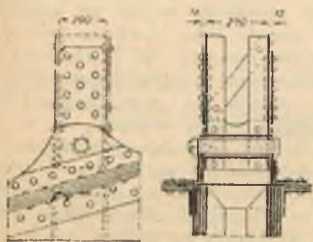


Fig. 262.

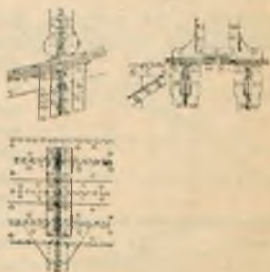


Fig. 263.

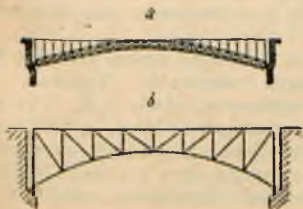


Fig. 264 a, b.

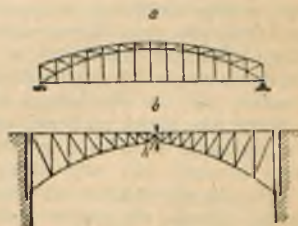


Fig. 265 a, b.

sować połączenie słupków z łukiem przegibne (fig. 262), a czasem też przegibne i z podłużnicą. Zamiast przegubów można użyć połączenia blachami (fig. 263).

W łukach trójprzegubowych blaszanych oraz z pasami równoległymi przegub środkowy zwykle daje się na osi łuku. Łuki kratowe przeważnie wykonywa się dwuprzegubowe, rzadziej trójprzegubowe. Są one tak z jazdą górą (fig. 264 a, b), jak też i z jazdą dołem (fig. 263 a). W ostatnim wypadku mogą być ze ściągami, wtedy ciśnienie na podpory od sił pionowych wywierają pionowe (fig. 265 a). Jeżeli w łukach kratowych (fig. 265 b) daje się trzeci przegub w kluczu, to należy go umieścić w pobliżu pasa górnego (w odległości $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ wysokości w kluczu). Umieszczenie przegubów w kluczu w pobliżu pasa górnego lepiej rozkłada ciśnienie na pas górny, oraz na krata. Pasy pracują równomierniej. Przy położeniu przegubu w poziomie pasa dolnego pracuje przeważnie pas dolny, pas górny zaś bardzo słabo, ze względów jednak ustrojowych przekrój trzeba mu dawać znaczny, niewyzyskany, co podnosi znacznie współczynnik ustrojowy.

Wysokość dźwigarów kratowych w kluczu daje się około $\frac{1}{25}l$ dla mostów kolejowych, a nawet $\frac{1}{20}l$, zaś dla mostów drogowych wysokość ta może być mniejsza i może być doprowadzona do $\frac{1}{60}l$. Strzałka f około $\frac{1}{6}l - \frac{1}{6,5}l$, o ile wysokość ustrojowa to dopuszcza. W mostach z jazdą górą strzałka f może być znacznie mniejsza i niewykluczone jest $f = \frac{1}{15}l - \frac{1}{16}l$. Należy wszakże mieć na uwadze, że tak płaskie łuki wymagają dobrych podpór. Na podporach wysokość dźwigarów z jazdą dołem zależy od obrysia i stanowi około $\frac{1}{12}l - \frac{1}{17}l$. Pochylenie krzyżulców do pionu przyjmuje się około 45° w odległości $\frac{1}{4}$ od podpory. Koło tego przekroju zwykle są największe momenty gnące. W łukach blaszanych kształt łuku powinien być o linii ciągłej, a nie łamanej. W dźwigarach kratowych łukowych mostów kolejowych, nie miejskich, stosuje się pasy łamane wieloboczne, proste między węzłami, w mostach miejskich należy pasy dawać o krzywej ciągłej, uwzględniając naturalnie krzywiznę prętów przy obliczeniu naprężeń. Przytem, ponieważ w dźwigarach siły w pasie dolnym wznoszą się od klucza ku stopom, zaś w pasie górnym przeważnie odwrotnie, przeto wysokość ścianki pasów pasa górnego można dawać jednakową na całej długości, zaś pasa



Fig. 266.

dolnego należy zwiększać w sposób ciągły od klucza ku stopom. Górna i dolna krawędź pasa zarysowane winny być krzywami różnych promieni i z różnych środków (fig. 266).

Przekroje pasów i kraty w dźwigarach łukowych kratowych stosuje się takie same, jak i w dźwigarach kratowych belkowych. Wysokość blach tylko bierze się nieco mniejszą, niż u belkowych, około $\frac{2}{3}h$. Pas dolny albo o przekroju H , albo o przekroju rurowym otwartym z dołu i góry. Pierwszy przekrój jest sztywniejszy. Pas górny przeważnie skrzynkowy, ściąg zaś albo skrzynkowy albo rurowy otwarty z góry i z dołu. W łukach blaszanych stosuje się przekroje dwuteowe lub skrzynkowe otwarte z dołu dla dużych rozpiętości i obciążeń.

Dźwigary łukowe wspornikowe otrzymujemy, jeżeli dźwigar kryje nie jeden przelot, lecz częściowo także dwa sąsiednie przeloty, jak belka dwuwspornikowa. Na końcach wsporników spoczywają belki zwykle rozcięte, które drugimi końcami mogą spoczywać również na wspornikach dźwigarów belkowych (fig. 216 b; most Troicki) lub łukowych, lub też na podporach (fig. 267 a). Jeżeli wysunięte części dźwigara łukowego nie wystają swobodnie, lecz spoczywają na podporach, otrzymamy właściwie dźwigar ciągły. Zwykle boczne części, spoczywające na podporach, mają poduszki (łożyska) przesuwne, tak że właściwie boczne dźwigary są układu belkowego (fig. 267 b). Gdyby poduszki bocznych przesłać dać przegibne nieruchome, wtedy otrzymalibyśmy most łukowy ciągły; na podporach środkowych poduszki wtedy robi się przegibno przesuwne. Jeżeli w tych układach niema przegubów pośrodku, to otrzymuje się układy trzy razy statycznie niewyznaczalne ze względu na reakcje podpór, przy zastosowaniu jednego przegubu pośrodku (fig. 267 c; most Mirabeau) dwukrotnie statycznie niewyznaczalny, przy trzech przegubach (fig. 267 d) statycznie wyznaczalny. Długość wsporników, jak w układach belkowych około $\frac{1}{4} - \frac{1}{3}$ rozpiętości przesła łukowego (most Troicki w Petersburgu, fig. 216 b; Vjarski wiadukt, fig. 267 e). Należy tak wyznaczać długość wsporników i be-

lek zawieszonych, by uniknąć rozporu ujemnego. Waga mostów łukowych wspornikowych jest mniejsza od belkowych, lecz większa od łukowych. Podpory dla tych układów otrzymują zwykle niesymetryczny kształt (fig. 268). Mosty łukowe wspornikowe dobrze stosować, gdy trzeba zestawienie ich robić bez rusztowań, lub gdy trzeba nadać dźwigarom możliwie niewielką wysokość

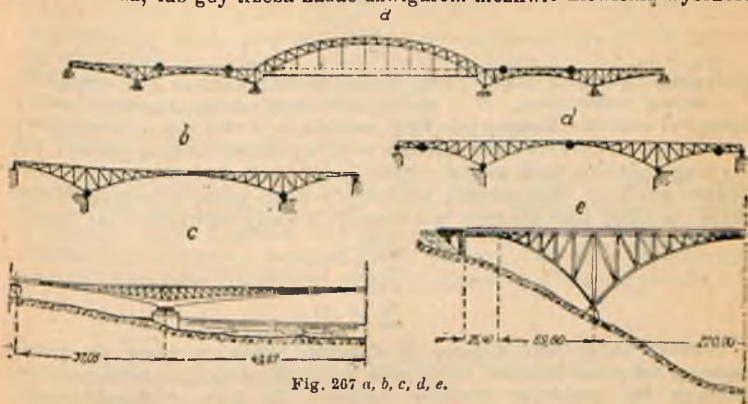


Fig. 267 a, b, c, d, e.

ustrojową pośrodku przesła (względny żegluga) przy zachowaniu jazdy górą. Wysokość dźwigarów w kluczu można sprowadzić do $\frac{1}{100} l$.

Do układów łukowych można zaliczyć jeszcze łuki giętkie zesztynione belkami (fig. 269), przytem belka pośrodku może mieć przegub (fig. 269) z pretem fałszywym ab , lub też być bez przegubu (fig. 270). W pierwszym wypadku mamy układ statycznie wyznaczalny, w drugim statycznie niewyznaczalny. Układ ten nie posiada zalet, któreby przemawiały za jego stosowaniem. Nie należy do układów ładnych i sztywnych. Może być stosowany jedynie do mostów drogowych, gdzie obciążenie obliczeniowe rzadko ma miejsce, prawie tylko przy próbie mostu, i dla których większe ugięcie ma mniejsze znaczenie, niż dla mostów kolejowych.

Obliczenie mostów łukowych. Rozpatrzmy tutaj tylko łuki dwuprzegubowe blaszane i kratowe bez ściągu

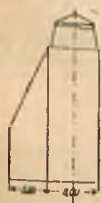


Fig. 268.



Fig. 269.



Fig. 270.

i ze ściągiem. Trójprzegubowe nie następują najmniejszych trudności, jako układy statycznie wyznaczalne. Dwuprzegubowe należą do statycznie niewyznaczalnych, przeto przy obliczaniu tych dźwigarów musimy mieć z góry dane przekroje. W dźwigarach kratowych dostatecznie mieć tylko wielkość przekroju, w dźwigarach blaszanych wielkość przekroju i sam przekrój, bo niezbędny jest moment bezwładności przekroju.

a) Dźwigary łukowe kratowe. Rozpór od siły $P=1$, położonej w dowolnym węźle, otrzymuje się ze wzoru:

$$H = - \frac{\sum Scl}{\sum c^2 l} \cdot \frac{1}{F}$$

gdzie S jest siła w dowolnym przecie w założeniu, że dźwigar jest belkowy, σ — siła w przecie od siły $H = 1$ w dźwigarze również belkowym, l — długość pręta i F' — przekrój. Znaki sum rozpościerają się na wszystkie pręty danego dźwigara. Rozpór od zmiany temperatury otrzymuje się ze wzoru:

$$H_t = \pm \frac{\alpha L t E}{\sum \frac{\sigma^2 l}{F}}$$

gdzie α oznacza współczynnik linowej wydłużalności dla żelaza, L — rozpiętość, t^0 — zmianę temperatury, E — współczynnik sprężystości. Przekroje prętów muszą być wiadome. Możemy je znaleźć, zakładając, że łuk jest trójprzegubowy z przegubem kluczowym umieszczonym w $\frac{1}{3}$ wysokości od pasa górnego, lub też, mając podobny most, możemy wykorzystać przekroje tego mostu, stosując nie same przekroje, lecz stosunek przekroju jednego pręta do innych. Można przyjąć przekrój pasa górnego w kluczu F_0 i wtedy wzór powyższy brzmi:

$$H = - \frac{\sum \frac{F_0}{F} S \sigma l}{\sum \frac{F_0}{F} \sigma^2 l}$$

Stosunek należy brać dlatego, że absolutne przekroje mogą się różnić znacznie, natomiast stosunki mogą mało odbiegać od siebie. Dobre rezultaty otrzymuje się, znajdując przekroje najpierw dla łuku trójprzegubowego. Gdy na zasadzie powyższych wzorów znajdziemy rozpór, wtedy określamy siły w prętach i przekroje, które wprowadzalne do tychże wzorów, dadzą nam dokładniejsze wielkości dla H . Na podstawie nowego H obliczamy znowu siły i przekroje prętów. Nowe przekroje wstawiamy znowu do wzoru dla H . Jeżeli dla H otrzyma się znaczenie, różniące się nie więcej niż 3—4%, to przyjęte przekroje można przyjąć jako ostateczne, w przeciwnym razie obliczenie należy powtórzyć.

Jeżeli dźwigary są ze ściągiem, wtedy obliczenie przeprowadzamy, jak i bez ściągu, lecz tylko wtedy zwykle przyjmuje się stosunek innych prętów do ściągu. Dla H tedy mamy wzór:

$$H = - \frac{\sum \frac{F_s}{F} S \sigma l}{\sum \frac{F_s}{F} \sigma^2 l + L}$$

który właściwie mieści się we wzorze powyższym, gdyż dla pręta ściągu $\sigma = 1$.

b) Dla łuków o ściance pełnej dla rozporu H mamy wzór:

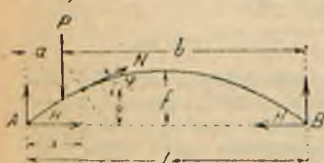


Fig. 271.

$$H = \frac{\int_0^L \frac{M_0 y ds}{I} - \int_0^L \frac{V \sin \varphi \cos \varphi ds}{F}}{\int_0^L \frac{y^2 ds}{I} + \int_0^L \frac{\cos^2 \varphi ds}{F}}$$

gdzie M_0 jest moment gnący od siły $P = 1$, zaczepionej w odległości a od lewej podpory, w założeniu, że łuk ma podpory, jak belka zwykła; inne wielkości są pokazane na

fig. 271. Całki w tym wzorze mogą być zastąpione przezsumy, przytem sumowanie może być wzięte według wzoru Simpsona, wtedy:

$$H = \frac{\sum \frac{M_0 y \Delta s}{I} - \sum V \frac{\sin \varphi \cos \varphi \Delta S}{F}}{\sum \frac{y^2 \Delta S}{I} + \sum \frac{\cos^2 \varphi \Delta S}{F}}$$

Dla niewielkich rozpiętości do 25—35 m można przekroje nie zmieniać. Przy większych rozpiętościach przekroje są zmienne. Dla pierwszego przybliżenia można znaleźć przekroje dla łuku trójprzegubowego. Należy tylko mieć na uwadze, że naprężenia od zmiany temperatury dla łuków płaskich, gdy $\frac{f}{l} = \frac{1}{15} - \frac{1}{17}$, są dość znaczne i dochodzą do 30—50% naprężeń od sił pionowych, przeto przekroje trzeba odpowiednio zwiększyć. Mając rozpor, otrzymamy siłę normalną w łuku i moment gnący $N = V \sin \varphi + H \cos \varphi$; $M = M_0 - Hy$. V oznacza siłę poprzeczną w belce prostej tej samej rozpiętości i obciążenia, co łuk.

$$\text{Naprężenie znajdujemy z wzoru: } K = \frac{N}{F \varphi} \pm \frac{Mz}{I}.$$

Ponieważ linje wpływe dają inną granicę obciążeń dla N i M , przeto dla prawidłowego obliczenia należy obliczyć linje wpływu naprężeń według powyższego wzoru i według linii naprężeń obciążać łuk najnieodgodniej. Zamiast linii wpływe naprężeń można obliczyć linje wpływu momentów gnących względem krańcowych punktów rdzennych danego przekroju: dla



Fig. 272 a, b, c, d, e.

naprężeń w górnych włóknach momenty rdzenne dolne, dla naprężeń dolnych włókien momenty rdzenne górne, obciążenie według linii wpływu tych momentów da nam największe naprężenie:

$$K = \pm \frac{M_d z}{I} \quad \text{i} \quad K = \pm \frac{M_g z}{I},$$

M_g i M_d odpowiednio momenty rdzenne dolne i górne.

Dźwigary mostów wiszących. Mosty wiszące są gibkie, gdy na łańcuchu zawieszony jest pomost (fig. 272 a). Mosty te ze względu na swe znaczne odkształcenia, duże przesunięcia w kierunku pionowym i podłużnym nie nadają się do mostów kolejowych. Nawet do mostów drogowych z powodu braku sztywności nie są do zalecenia, jedynie można ich używać, jako mostów dla pieszych. Obecnie stosuje się łańcuchy gibkie w połączeniu z belkami zwykłymi, które nadają im odpowiednią sztywność (fig. 272 b), łańcuchy sztywne, do których jest podwieszona część przejazdowa (fig. 272 c), lub też łańcuchy sztywne w połączeniu z belkami sztywnymi (fig. 272 d). Wreszcie, do mostów wiszących zaliczamy odwrócone dźwigary kratowe łukowe. Otrzymujemy układy, w których pręty są przeważnie rozciągane, gdy tymczasem te pręty w układzie łukowym były ściskane (fig. 272 e). Ponieważ mosty te mają punkty podparcia wyżej środka ciężkości, przeto należą do układów statecznych.

Miarą sztywności dźwigarów mostowych jest stosunek strzałki ugięcia dźwigarów od obciążenia ruchomego do jego rozpiętości. Zatem im waga własna mostu jest większa, a zatem przekracza obciążenie ruchome, tem naprężenia w elementach dźwigarów od obciążenia ruchomego stanowią mniejszy procent od całkowitych naprężeń i dlatego ugięcie jest mniejsze. Waga zależy od rozpiętości i dlatego mosty wiszące nadają się dobrze do dużych rozpiętości. Do średnich i małych rozpiętości mosty te pod względem ekonomicznym się nie nadają. Stosowanie ich do mniejszych rozpiętości może

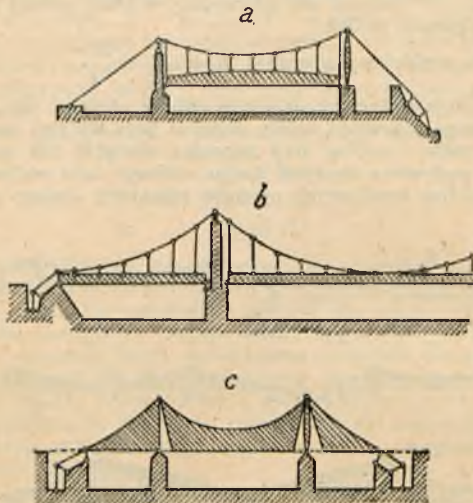


Fig. 273 a, b, c.

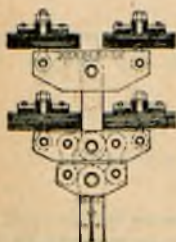


Fig. 274.

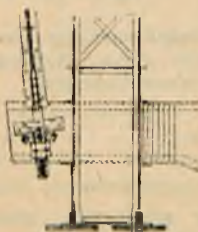


Fig. 275.



Fig. 276.

być podyktowane względami estetycznymi, bo należą do mostów ładnych, lub też względami dogodnego zestawienia na miejscu bez rusztowań. Nadają się natomiast do dużych rozpiętości i przy bardzo dużych rozpiętościach są niemal jedyne. Układy według fig. 273 a, b są raz przesztynnione, według fig. 273 c dwa razy przesztynnione.

Strzałka łańcucha przyjmuje się od $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{13}$ l. Wysokość dźwigarów usztynwiających około $\frac{1}{30}$ do $\frac{1}{60}$ l. Druga granica daje mało sztywne belki przeto lepiej się trzymać bliżej pierwszej granicy około $\frac{1}{40}$ l. Łańcuchów w każdym dźwigarze może być jeden i więcej w zależności od przekroju, jakie wypadają. Przy kilku łańcuchach podwieszenie pomostu lub belki

usztyniającej do łańcuchów powinno być zrobione zapomocą szeregu orczyków, by obciążenie na łańcuchy było rozłożone możliwie jednakowo

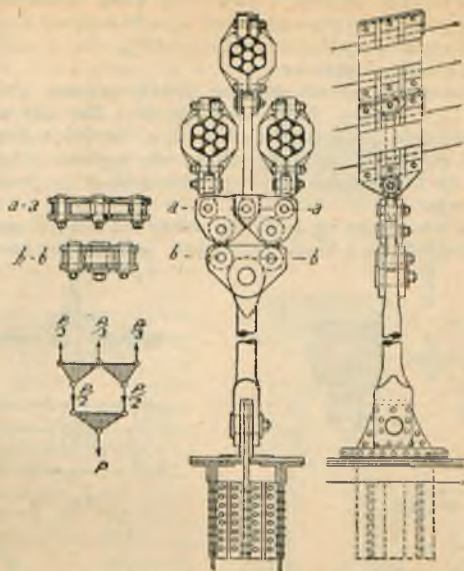


Fig. 277.

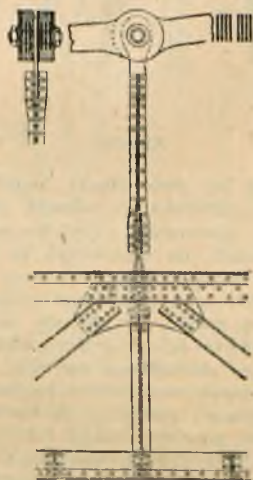


Fig. 278.



Fig. 279.

(fig. 274), i przytem tak, by przy obrotach w dowolnym kierunku wieszaki mogły się obracać, a nie giąć, zatem połączenie przegibno kuliste (fig. 275, 276 i 281), lub przegibne w dwóch kierunkach prostopadłych do siebie (fig. 277).

Łańcuchy robi się w postaci prostych ogniw (fig. 279), lub w dużych mostach z blach pionowych grubości od 12—25 mm i szerokości do 1500 mm i więcej, lub nitowane sztywne i giętkie (fig. 278). Materiał na łańcuchy winien być o wysokiej wytrzymałości od 55—65 kg/mm² z granicą sprężystości około 35 kg/mm² i wydłużeniem od 15—18%. Jest to zwykle szlachetna stal z domieszką niklu i chromu.

Zamiast łańcuchów można stosować kable, przytem ilość kabli może dochodzić do 12 i więcej. Kable składają się z lin, liny z drutów; ilość drutów w jednej linie może dochodzić do 250. Średnica drutów przyjmuje się od 3,5—6,5 mm. Stal na druty używa się tyglowa o bardzo wysokiej wytrzymałości do 115 kg/mm² przy wydłużeniu do 4%. Średnica kabli dochodzi do 600 mm.

Zawieszenie wieszaków na łańcuchu zależy od ustroju samego łańcucha. Jeżeli łańcuch składa się z blach pionowych, połączonych sworzniami, to na

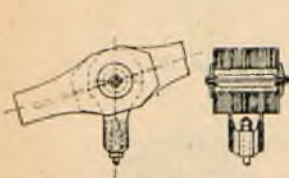


Fig. 280.

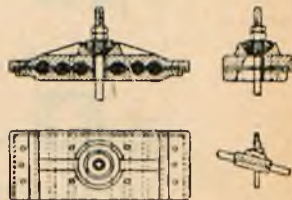


Fig. 281.



Fig. 282.

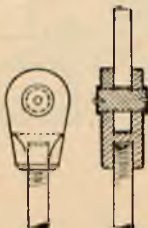


Fig. 283.

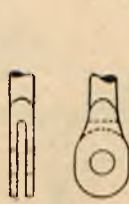


Fig. 284.



Fig. 285.

sworzniach tych zawiesza się jedną lub dwie blachy kształtowe pośrodku lub z boków i do tych blach przytwierdza się wieszak (fig. 280). Przy łańcuchach z blach poziomych i stosowaniu orczyków do jednakowego rozłożenia ciśnienia na każdy łańcuch, na łańcuchach są przyśrubowane specjalne odlewy podstawki, przez których otwory i otwory w łańcuchach przechodzą śruby wzięte na naśrubki; pod naśrubkami są podkładki do dołu sferyczne; na podkładki nałożone są czapki, by chroniły kuliste podkładki od zanieczyszczenia (fig. 274). Otwory w łańcuchach i podstawkach są podłużne, by była możliwość swobodnego niewielkiego wahan.

Kable zwykle zaciskane są zapomocą dwudzielných kajdanek, do których zawiesza się wieszaki. Forma kajdanek zależy od liczby kabli łańcucha, przytem stosowanie tutaj orczyków przy niewielkiej liczbie kabli w łańcuchu (3 lub 4) jest pożądané (fig. 277). Przy większej liczbie kabli orczyki komplikowałyby konstrukcję, przeto w tych wypadkach stosuje się kajdanki wspólne na wszystkie kable i na te kajdanki zawiesza się wieszak tak, by mógł mieć swobodne niewielkie wahanie i by nie był narażony na łamanie (fig. 281).

Mocne zaciśnięcie kabli kajdankami otrzymuje się przy ustroju według fig. 282, zaprojektowanej przez firmę Harkort. Kajdanki mają z boku czopy,

na których zawieszono są blachy do przynitowania wieszaków; z boków kajdanek są pierścienie, które zakrywają boki kajdanek; u góry i u dołu kajdanki mają czopy lekko stożkowe; w górnym czopie jest otwór, przez który zalewa się stop metalowy. Po zalaniu pustego miejsca między kajdankami i kablem, na czopy nasadza się rozgrzane stalowe pierścienie, które po ostygnięciu i skurczeniu się dobrze zaciskają kajdanki. Wieszaki robią się przeważnie z kształtowników: z kątowników, ceowników, a także i żelaza okrągłego (fig. 283). Okrągły wieszak zakończy się albo widelkami z otworem na sworzeń (fig. 284), albo jest spłaszczony i w spłaszczonym końcu ma otwór na sworzeń (fig. 285), lub też może być zakończony gwintem, na którym się trzyma w odpowiednim odlewie (fig. 283).

Podwieszanie pomostu do wieszaków zależy od tego, czy most jest z belką usztywniającą, czy też nie. W ostatnim wypadku zwykle podwieszane są na wieszakach poprzecznicę. Jeżeli zaś jest belka usztywniająca, wtedy wieszaki albo połączone są bezpośrednio ze słupkami belki i podtrzymują takową lub też łączą się z poprzecznicami, które na sztywno muszą być połączone

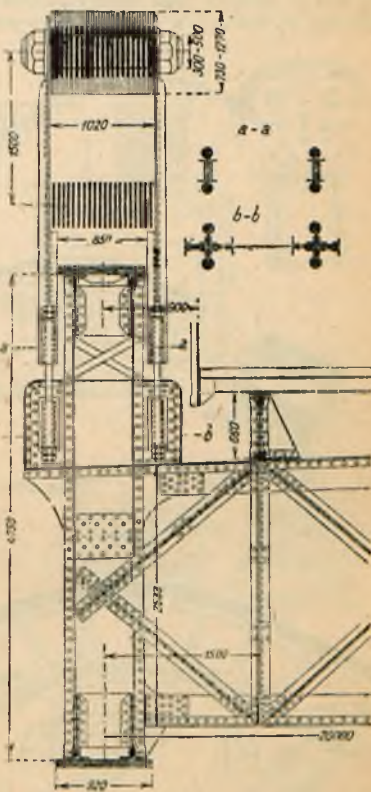


Fig. 286.

Fig. 287.

z belką usztywniającą, gdyż na poprzecznicę w tym wypadku przenosi się ciśnienie i od belki usztywniającej.

Zawieszenie pomostu na wieszakach pokazane jest na fig. 286. Według fig. 287 wykonane jest połączenie mostu Elżbiety w Budapeszcie. Wieszaki i belka poprzeczna są zaopatrzone w rurki z blachy, których odgięte części tworzą ściankę podwójną w postaci żebra wzdłuż rurki. Te ścianki zaciśnięte są między ceownikami wieszaka i kątownikami, przynitowanymi do blach pionowych belki poprzecznej. Przez rurki są przepuszczone śruby, po cztery na każdy koniec poprzecznic, które trzymają belkę usztywniającą.

Podparcie łańcuchów może być dwojakie: albo łańcuch jest zamocowany do podpory przegibnie i sama podpora jest ruchomo-wahadłowa, zatem może wykonywać niewielkie obroty koło przegubu dolnego, na którym

spoczywa, albo podpora w postaci pylonu jest nieruchoma i wtedy łańcuch jest umocowany do przegubu poduszki przesuwnej na wałkach. Tak w pierwszym, jak i w drugim wypadku łańcuch ciśnie na pilony pionowo, jeżeli nie uwzględniać nieznacznego tarcia potoczystego, jakie się wytwarza przy nieznacznych przesunięciach kadłubów poduszki na wałkach. Ustrój samej poduszki zależy przede wszystkim od ustroju łańcuchów.

Jeżeli łańcuchy składają się z blach pionowych, bądź to jako ogniwa (fig. 288 a), bądź to jako blachy pionowe (fig. 288 b), wtedy kadłub poduszki najlepiej wytworzyć z blach pionowych z przekładkami i dwoma sworz-

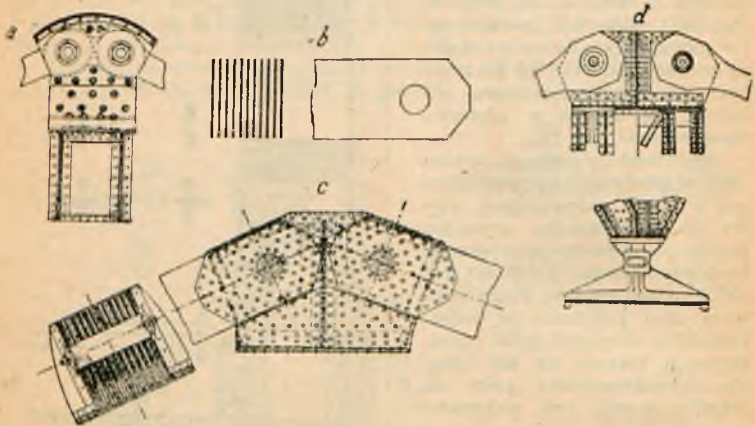


Fig. 288 a, b, c, d.

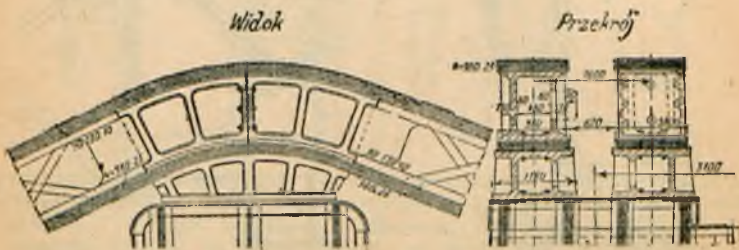


Fig. 289.

niami (fig. 288 c). Kadłub w danym wypadku tworzy jakby krótkie ogniwo, łączące łańcuch zawieszony i kotwiczny, zaś dolna część tego krótkiego łączącego ogniwa z przekładkami, ściągnięta nawskroś przechodzącymi łożami i z dołu zheblowana i połączona z płytą stalową, tworzy kadłub dostatecznie sztywny, który leży na wałkach. Jeżeli kadłub taki połączymy ze słupem, dolny koniec którego spoczywa na przegubie poduszki nieruchomej, to otrzymamy podparcie łańcucha podporą wahadłową (fig. 288 d).

Jeżeli łańcuchy są z blach poziomych znitowanych, wtedy leżą one zwykle na poduszce lanej stalowej, która spoczywa na wałkach, gdy pilony są nieruchome, lub też są przytwierdzone do głowicy słupa, gdy pilony są wahadłowe (fig. 289 i 290).

Jeżeli łańcuch składa się z kilku części, wtedy nad podporą łańcuchy, położone jeden nad drugim, łączy się odpowiednimi rozłącznikami stalo-

wemi, które trzymają te łańcuchy na należytej odległości, i następnie mogą spoczywać na odlewie stalowym, położonym na wałkach lub głowicy pilonu wahadłowego (fig. 289).

W mostach kablowych rozróżnia się dwa zasadnicze wypadki:

- a) kable zawieszane przechodzą nad podporami i dalszy ciąg ich tworzy kable kotwicowe (utrzymujące);
- b) kable zawieszane kończą się nad podporą, są do podpory lub poduszki przymocowane, kable zaś kotwicowe idą od zakotwienia do podpory,

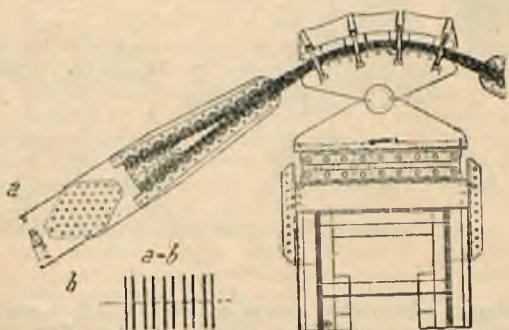


Fig. 290.

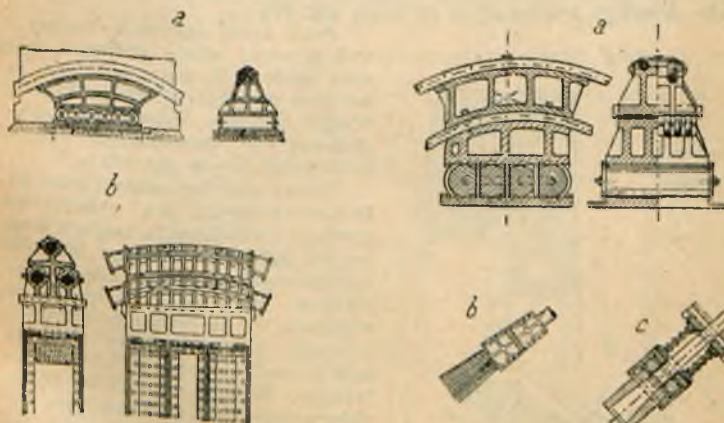


Fig. 291 a, b.

Fig. 292 a, b, c.

przytem ilość kabli kotwicowych może być taka sama, jak kabli zawieszonych lub też większa.

W pierwszym wypadku na pilonie nieruchomym na wałkach spoczywa poduszka stalowa, której wierzchnia część jest kolistą ze żłobkiem, w którym leży kabel (fig. 291 a). Promień koła osi żłobka powinien odpowiadać średnicy kabla i winien być dość duży, by wygięty kabel nie był narażony na znaczne dodatkowe naprężenia od zgięcia. Jeżeli pilony są wahadłowe, wtedy poduszki bezpośrednio są przytwierdzone do głowic pilonów (fig. 291 b). W zależności od ilości kabli, przerzuconych przez pilony, poduszkom nadaje się odpowiedni kształt (fig. 292 a).

Zakończenie kabli i ich zamocowanie. Kable kończą się główkami ze stali najlepszego gatunku, które mają kształt cylindryczny lub też stożkowy z otworami stożkowymi (fig. 292 b). Kabel jest rozszczepiony szczotkowato, by każdy drut był oddzielnie. Drutom przywiera się

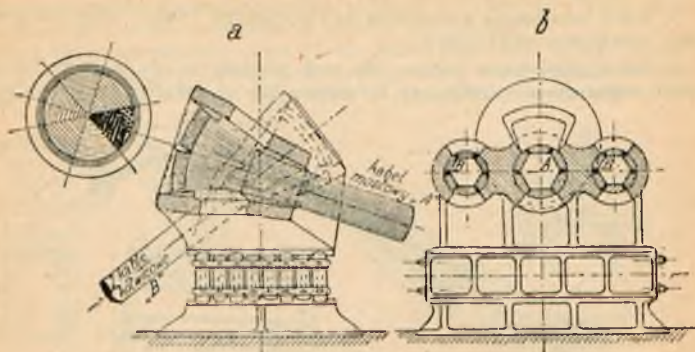


Fig. 293 a, b.

czystą metaliczną powierzchnię przez zamocowanie ich w roztworze kwasu solnego. Pomiedzy druty wkłada się cienkie gwoździe klinowate i wszystko zalewa się stopem z ołowiu, cyny i antymonu. Wytworzona główka o kształcie klina okrągłego zaciska się w cylindrze (fig. 292 c).

Jeżeli kabel zawieszony kończy się nad pilonem, wtedy poduszka musi mieć otwór stożkowy, w którym zatwierdza się kabel (fig. 293 a). Również w tejże poduszce muszą być otwory stożkowe do zatwierdzenia końców kabli kotwicowych (fig. 293 b).

Zakotwienie łańcuchów i kabli kotwicowych zwykle jest w murze odpowiedniej wielkości, a zatem i wagi, by pod działaniem naciągu łańcucha kotwicowego nie mogło nastąpić przesunięcie. Mury powinny być dobrze wyłożone, by nie nastąpiło oderwanie się części muru, za który bezpośrednio zaczepiają poduszki lub belki kotwicowe. Miejsca zakotwienia łańcuchów powinny być dostępne, same łańcuchy powinny przechodzić przez kanały dostępne do rewizji i malowania. Tylko w mostach niewielkich można łańcuchy kotwiczne zakładać w beton. Samo ciśnienie, wywoływane naciągiem łańcuchów, oddaje się na specjalne ciosy lub dobrze uzbrojony beton przez poduszki lub płyty stalowe. Łożyska

łańcucha kotwicznego cisną przeważnie na specjalne belki i te ostatnie na łożyska lub płyty, wsparte na ciosach podpór (fig. 294 a i b). Łożysk lub płyt może być dwie lub cztery na każdy łańcuch kotwiczny w zależności od siły w łańcuchu. Połączenie łańcuchów z poduszkami powinno być takie, by należycie zabezpieczało końce łańcuchów i kabli od

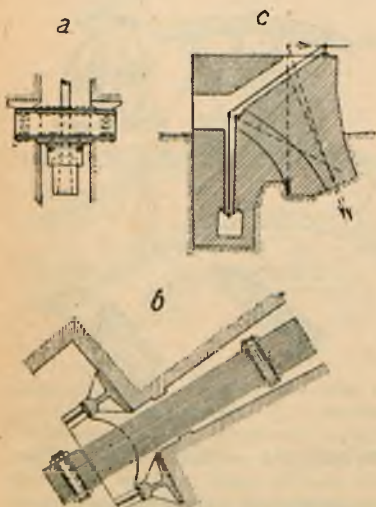


Fig. 294 a, b, c.

ewentualnego zginania. Osiąga się to przez stosowanie przegubów cylindrycznych lub kulistych.

W miejscach załamania się łańcuchów kotwicznych w murach powinny być poduszki, by łańcuch cisnął na poduszkę i ta na ciosy muru (fig. 294 c). By zmniejszyć wymiary poduszek, można zakończyć łańcuchy kotwiczne kilku odnogami. Od jednego przechodzić od dwóch do czterech. Może to ułatwić przeniesienie ciśnienia na mur.

V. Przekroje prętów.

Przy nadawaniu przekrojów prętom należy mieć na uwadze następujące zasady: pręty powinny być naogół o przekrojach sztywnych, prętów gibkich z blach płaskich obecnie się nie stosuje. Przekroje powinny być proste i dostępne do nitowania, dawać możność dogodnej stopniowej zmiany przekroju w miarę zmiany sił w przecie, oraz łatwego przymocowania jednego pręta do drugiego. Winno się unikać przekrojów z wąskimi głębokimi szparami, niedogodnymi do malowania. W prętach ściskanych promień bezwładności winien być możliwie duży i jednaki w różnych kierunkach, wysmukłość pręta ściskanego nie powinna przekraczać 150. Najmniejszy wymiar przekroju pręta nie powinien być mniejszy, niż $\frac{1}{50}$ i w ostateczności $\frac{1}{100}$ jego długości. Pręty zatem długie z niewielkimi siłami mają zwykle nadmiar przekroju. Wymaganie pewnego minimalnego wymiaru przekroju w zależności od długości pręta dyktuje się koniecznością osiągnięcia pewnej sztywności i unikania silnych drgań prętów w mostach. Używanie zbyt szerokich prętów w płaszczyźnie dźwigarów jest niewskazane ze względu na powstające duże dodatkowe naprężenia wskutek sztywności węzłów. Wysokość pasów h w zależności od długości a przedziałów można

przyjmować od $h = \frac{1}{10} a$ do $\frac{1}{15} a$, zaś szerokość prętów kraty (w płaszczyźnie dźwigarów) od $\frac{1}{15}$ do $\frac{1}{25}$ ich długości. Przekroje prętów kraty dźwigarów powinny być tak zestawiane, aby oś obojętna pręta leżała na osi teoretycznej pręta, na osi siły, i aby środek ciężkości nitów, którymi pręt przynitowuje się do pasa, również leżał możliwie na osi teoretycznej pręta. Pręty o przekroju symetrycznym względem osi, prostopadłej do płaszczyzny dźwigarów i leżącej w płaszczyźnie dźwigarów, zadość czynią wyżej wymienionym warunkom.

Przy obliczeniu naprężeń pole przekroju prętów należy brać netto, tj. po odciągnięciu z przekroju otworów na nity, przytem należy każdy element danego przekroju przyjmować z największym osłabieniem, chociażby te osłabienia znajdowały się nie w jednym prze-

kroju, a w różnych, lecz oddalonych jeden od drugiego nie więcej, niż na skok nita (fig. 295 a, b, c, d). Przy obliczaniu momentów statycznych dla określenia położenia środków ciężkości, również momentów bezwładności dla określenia wysmukłości pręta i współczynników na wyobczenie prętów ściskanych, przyjmuje się przekroje brutto, tj. bez odciążania dziur na nity.

Pasy. Przekroje pasów stosuje się obecnie: a) jednościankowe — teowe T, b) dwuściankowe — skrzynkowe Π , Π . c) w kształcie litery H lub rurowe

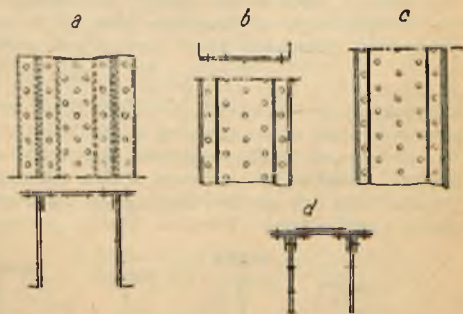


Fig. 295 a, b, c, d.

otwarte z dołu i góry $\square \square$, i wreszcie d) wielościankowe $\square | \square$; ostatnie w mostach wielkich rozpiętości.

Najczęściej stosowane są przekroje pasów teowe i skrzynkowe. Pierwsze stosują do rozpiętości 60 m, przy większej rozpiętości stosują skrzynkowe, które można również stosować i do mniejszych rozpiętości od 25 m. Pierwsze są więcej zwarte, nie wymagają dodatkowej kraty do usztywnienia, gdyż są jednogaleziowe i podlegają jednakowemu nagrzewaniu od działania słońca, zato są mniej sztywne względem osi pionowej i pozwalają na stosowanie kraty niezbyt sztywnej w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara. Przekroje skrzynkowe są sztywniejsze, dają możliwość stosowania kraty odpowiednio sztywnej tak w płaszczyźnie dźwigara, jak i prostopadłej do tej płaszczyzny, wymagają przepon usztywniających, oraz kraty do połączenia blach pionowych, co podnosi nieco współczynnik ustrojowy konstrukcji. Pod działaniem słońca blachy pionowe mogą się niejednako

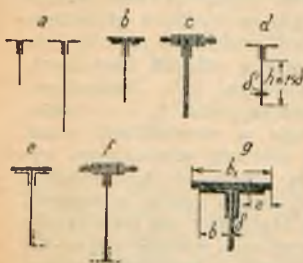


Fig. 296 a, b, c, d, e, f, g.

rozszerzać, co powoduje dodatkowe naprężenie; zewnętrzna powierzchnia ich, przypadająca na jednostkę przekroju, jest większa, niż w przekrojach teowych. Jednak możliwość stosowania sztywniejszych przekrojów prętów kraty i łatwiejszy i lepszy sposób połączenia prętów kraty z pasami jest przyczyną, że naogół przekroje skrzynkowe są częściej używane, niż przekroje teowe. Najmniejszy przekrój teowy, pokazany na fig. 296 a, składa się z blachy pionowej i kątowników. Kątowniki stosuje się od $80 \times 80 \times 9$, lepiej od $90 \times 90 \times 9$ wzwyż, a blachy pionowe od 9 mm grubości i więcej, wysokość blachy pionowej

od $3b + (5-10)$ mm, gdzie b szerokość boku kątownika, do 600 mm. Zwiększenie przekroju można skutecznie zapomoć blach poziomych i dodatkowych pionowych (fig. 296 b, c). W pasie ściskany wolna wysokość blachy pionowej poza kątownikami nie powinna przekraczać 15 δ , jeżeli δ jest grubością blachy (fig. 296 d); w każdym razie lepiej usztywniać je kątownikami (fig. 296 e, f), które można włączyć do obliczenia momentów bezwładności, lecz nie do przekroju użytecznego pasa, gdyż zwykle koło węzłów trzeba je przerywać. Szerokość blach poziomych powinna się równać (fig. 296 g):

$$b_1 \geq \delta + 2b + \text{min}(25-30) \text{ mm},$$

lecz tak, by $e < 3,5d$, lub jeżeli $e > 3,5d$, to $e_1 > 65$ mm, by można było postawić szereg nitów średnicy d (fig. 297 a). Blachy pionowe powinny być nie cieńsze od blach poziomych, kątowniki zaś nie cieńsze od blach pionowych. Zwiększając przekroje, można również zwiększać boki kątowników, pozostawiając ich grubość ze względu na dogodność sztukowania i krycia styków nakładkami. Również blachy poziome można stosować o różnej



Fig. 297 a.

Fig. 297 b.

Fig. 298.

Fig. 299.

Fig. 300.

szerokości, lecz o jednakowej grubości (fig. 296 c, 296 f). Dodatkowe blachy pionowe (fig. 297 b) należy stosować o takiej grubości, jak kątowniki pasowe ze względu na dogodność połączeń z pasami poprzecznie i wiatrownic. Szerokość tych blach lepiej brać od 5 do 10 mm mniejszą, niż wolna wysokość h_1 blachy pionowej (fig. 297). Dodając kątowniki zewnętrzne od dołu do blach poziomych, zwiększamy moment bezwładności względem osi

pionowej, co ma znaczenie w pasach ściskanych (fig. 298). Pod te kątowniki należy dawać podkładki (fig. 299), które w węzłach przechodzą w blachy fasonowe do połączenia z pasami żeźników podłużnych (fig. 300), o ile żeźniki te winny mieć miejsce. Podkładki te można wliczać do użytecznego przekroju pasa, gdyż zawsze jest możliwość przekrycia ich styku z blachami węzłowemi.

Przekroje dwuściankowe pasów rozciąganych pokazane są na fig. 301, zaś pasów ściskanych na fig. 302. Kątowniki stosuje się od $90 \times 90 \times 9$



Fig. 301.

Fig. 302.

wzwyż do największych w zależności od rozpiętości, a zatem od siły panującej w pasach; grubość kątowników nie mniejsza od grubości blach pionowych. Grubość kątowników na długości pasa zwykle się nie zmienia ze względu na dogodność stykowania, szerokość boków może się zwiększać. Nie wykluczona jest i zmiana grubości, lecz wtedy co najmniej około 3 mm, by tej grubości podkładkami wyrównać grubość boków kątowników na styku do przekrycia nakładka. Blachy pionowe grubości od 9 mm i więcej do 15–19 mm. Wysokość blach od 300–900 mm i więcej przy dużych

rozpiętościach. Wysokość h można przyjąć według Schapera $h = \left[L - \frac{L^2}{400} \right] \text{cm}$, jeżeli L jest rozpiętością w metrach. Odległość b pomiędzy blachami pionowymi nie mniej, niż 200 mm, choć lepiej 250 mm, ze względu na dogodność nitowania i do 800 mm, lub według Schapera:

a) dla małych i średnich rozpiętości $b = (h - 0,1 L) \text{cm}$,

b) dla dużych rozpiętości $b = (h - 0,2 L) \text{cm}$ (h w cm, L w metrach).
 Ilość blach pionowych w zależności od siły w pasie może dochodzić do 4–5 w każdej ścianie i zależy od ogólnej grubości nitowania. Ogólna grubość nie powinna przekraczać $4,5 d$, a lepiej $4 d$, gdzie d średnica nita. Blachy poziome używa się takiej szerokości, by pokrywały kątowniki pasów i się nieco zwieszały. Przeto $b_2 = b + 2 b_1 + 2 \delta + (25 - 30) \text{mm}$; inne warunki przestrzega się te same, co w przekrojach jednościankowych.

Gdyby blachy poziome wypadły zbyt szerokie, można je dawać z dwóch, węższej i szerszej, składanych naprzemian (fig. 303).



Fig. 303.



Fig. 304.

Ponieważ wzrastanie sił w pasach powstaje wskutek składowych rzutu prętów kraty na pasy, przeto należy większość przekroju pasów zosrodkowywać w blachach pionowych i kątownikach pasowych, nie zaś w blachach poziomych, by tym sposobem blachy pionowe nie otrzymywały zbyt znacznych dodatkowych naprężeń w pobliżu węzłów. Blachy dodatkowe pionowe i poziome między kątownikami lepiej dawać o tej samej

grubości, co grubość kątowników, gdyż to ułatwia połączenie poprzecznie i rozpórek z pasami. Kątowniki, usztywniające blachy pionowe, można włączać do przekroju, jeżeli takowe się nie przerywają w węzłach, lub jeżeli choć przerwane są, lecz zamienione przez inne elementy; kątowniki te powinny być włączane do momentu bezwładności. Stosunek wysokości blach h do

ich rozstawu powinien być taki, by wysmukłość pręta pasa $\frac{a}{r}$ w płaszczyznach pionowej i $\frac{a_1}{r_1}$ w płaszczyźnie osi pasów była mniej więcej jednakową. Jeżeli przeto $a = a_1$, tj. przedział dźwigara w jego płaszczyźnie i płaszczyźnie teźników są jednakowe, to momenty bezwładności przekroju pasa względem osi poziomej i pionowej winny być możliwie równe.

Odległość środka ciężkości δ_x od krawędzi kątowników (fig. 304), w różnych przedziałach nie powinna się zbyt różnić, szczególnie w pasach prostych; różnica $\delta'_x - \delta_x$ tutaj nie powinna przekraczać 3% wysokości blachy pionowej. W pasach załamanych różnica ta może być i większa, gdyż tutaj zawsze jest możliwość odpowiednio osie obojętne przekrojów pasów, schodzących się w węzle, skierować do węzła. Przy różnicy w odległości środków ciężkości od kątowników w pasach prostych najlepiej brać średnią odległość i takową przyjmując za oś pasa prostego.

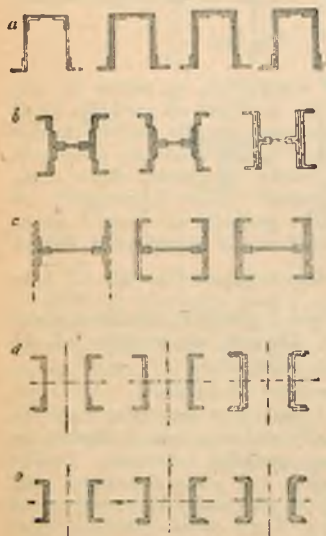


Fig. 305 a, b, c, d, e.

Pas dolny poziomy powinien mieć specjalne otwory do stoku wody lub też pas ten może mieć na całej swej długości szparę o szerokości 40 i więcej *mm*. W węzłach jednak obie gałęzie pasa powinny być dobrze ze sobą połączone blachami poziomymi.

Do pasów skrzynkowych należą pasy o przekrojach według fig. 305 a. Oś obojętna w tych przekrojach leży koło środka wysokości. Przekroje te są zakryte, lecz niezbyt dogodnie do połączeń z prętami kraty, wymagają znacznie większych blach węzłowych, niż przekroje uprzednie.

Przekroje w kształcie litery H (fig. 305 b, c), stosowane są obecnie rzadziej niż przekroje skrzynkowe do pasów górnych, gdyż, mając tą zaletę, że położenie środka ciężkości ich przekroju się nie zmienia, sprawiają pewne trudności do połączeń kraty, belek poprzecznych, wnitowywanych między pasami, wiatrownic i przekrycia styków. Nadają się do pasów środkowych i są więcej sztywne niż pasy o przekroju rurowym otwartym z dołu i z góry (fig. 305 d). Przekroje ostatnie mogą być wytworzone z dwóch korytek; wzmocnienie przekroju można wykonać donitowaniem blach pionowych do ścianki korytka (fig. 305 e). Co się tyczy wzmocnienia boków korytek zapomocą płaskowników, to takowe mogłoby mieć miejsce tylko przy bokach o szerokości conajmniej 120 *mm*, gdyż to jest najmniejsza szerokość, na której można postawić dwa szeregi nitów w szachownicy. Blach, wziętych na jeden szereg nitów, nie należy stosować w konstrukcjach mostowych.

Przekroje wielościankowe stosują się tylko w mostach bardzo dużych rozpiętości, gdy przekroje przekraczają kilka tysięcy *cm*²: most w Queensboro

— 7224 cm^2 , w Quebec — 5038 cm^2 , most przez Mississippi w St. Louis — 4300 cm^2 .
W moście Fortskim pasy są o przekroju rurowym okrągłym o średnicy 3 m.

Wszystkie przekroje dwu- i wielościenne wymagają usztywnienia, wykonanego pod postacią przepon, szczególniej jeżeli należą do prętów ściskanych, by przekroje prostokątne się nie zniekształciły na inne. Przepony takie w prętach ściskanych dają się w każdym węźle obowiązkowo i co 2,5—3 m, w prętach rozciąganych w każdym węźle, zaś między węzłami, jeżeli odległość od węzła do węzła przekracza 5—6 m. Przepony stawia się albo prostopadle do osi pasa (fig. 306), albo też prostopadle do blach pionowych i pochylone do osi (fig. 307), w celu uniknięcia osłabienia blach pionowych dodatkowemi nitami dla przepon.



Fig. 306.



Fig. 307.

Pręty kraty dźwigarów. Przekroje prętów kraty zależą od przekroju pasów. Przy pasach jednościankowych przekroje mogą być według fig. 308 a, b, c, d, e. Przekrój 308 d nadaje się dobrze do prętów rozciąganych, zadość czyni warunkom zbiegu osi obojętnej i środka ciężkości nitów z osią pręta. Z powodu małego momentu bezwładności względem osi x_0 słabo się nadaje do prętów ściskanych. Przekrój krzyżowy (fig. 308 f) dobrze się nadaje do prętów ściskanych, jako najsztwniejszy z przekrojów, złożonych z dwóch kątowników, oś obojętna i oś nitów leżą na osi prętów; do prętów rozciąganych mniej zdalny, gdyż do połączenia kątowników wymaga więcej materiału. Przekrój teowy (fig. 308 g) zajmuje ostatnie miejsce



Fig. 308.



Fig. 309.

jako pręt rozciągany, z powodu, że oś nitów nie leży ani na osi obojętnej, ani na osi pręta. Do prętów ściskanych stosowany ze względu na dość duży moment bezwładności. Jako zwiększenie przekroju można do przekroju krzyżowego dodać blachę (fig. 308 h lub fig. 308 i), jednak przynitowanie blach do pasów w ostatnim wypadku jest dość trudne i może być dokonane przez zwiększenie liczby nitów w kątownikach. Przekrój według fig. 308 j może być stosowany, gdy chodzi o sztywność w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara, np. w mostach otwartych, by utrzymać pas górny w jego płaszczyźnie. Wtedy można stosować i przekrój dwuteowy wzmożony (fig. 308 k).

Przy pasach dwuściankowych przekroje krzyżulców i słupków mogą być według fig. 308 m i fig. 308 n. W przekrojach złożonych z kątowników, które mogą być przynitowane do pasów tylko jednym bokiem, należy stosować kątowniki nierównoboczne, przytem bok szerszy winien być równoległy do

płaszczyzny dźwigara. Łącząc kątownik z pasem jednym tylko bokiem w pobliżu węzła, otrzymujemy zwiększone naprężenia w kątowniku. Przeto im większy jest stosunek boku, który jest przynitowany do nieprzynitowanego, tem mniejsze jest to dodatkowe naprężenie. Kątowniki zewnętrzne (fig. 309),

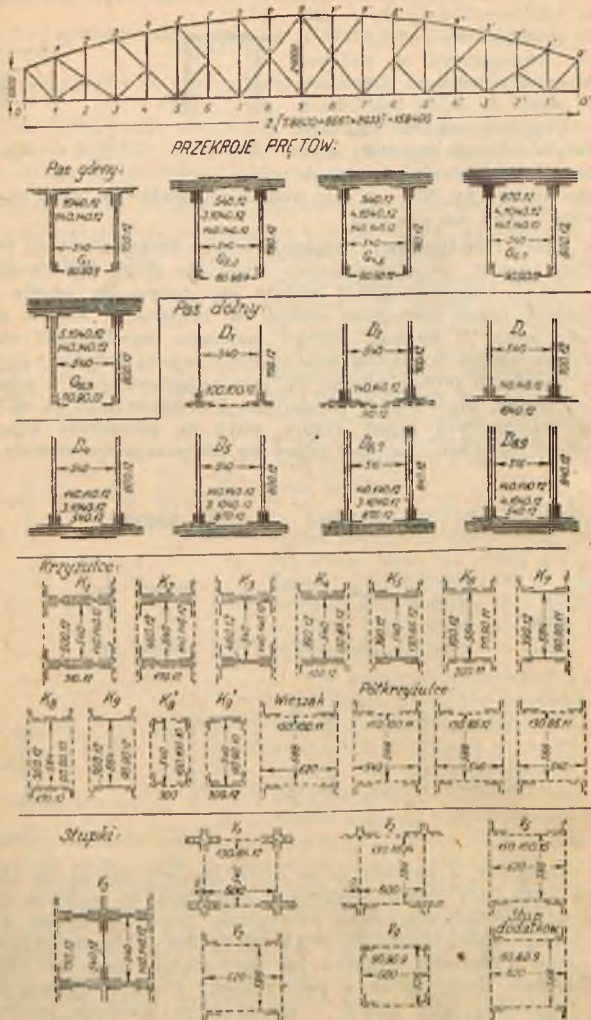


Fig. 310.

które można przynitować obydwoma bokami, można stosować o bokach dużych i jednakowych, mając na uwadze, że kątownik taki może być przynitowany do pasa czterema szeregami nitów po cztery nity w szeregu. Co się tyczy momentów bezwładności przekroju prętów kraty, to mogą one być niejednakowe względem osi symetrii, leżącej w płaszczyźnie dźwigara i prosto-

padleń do płaszczyzny dźwigara. Ten moment powinien być większy, gdzie teoretyczna długość wybaczalna jest większa; przeważnie długość ta jest większa w kierunku poprzecznym mostu.

Grubość blach należy brać taką samą, jak blach pionowych pasów, jeżeli stosuje się przynitowywanie kraty zapomocą wstawek fasonowych. Jeżeli stosuje się nakładki fasonowe, to grubość powinna być taka jak nakładki, które zwykle są grubości kątowników pasowych. Jeżeli blachę przynitowuje



Fig. 311.

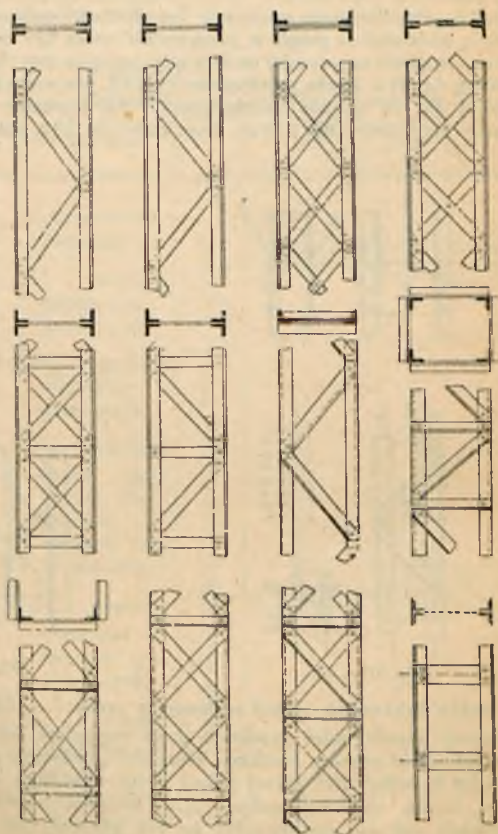


Fig. 312.

się przez proste nałożenie na drugą blachę (w nakładkę), wtedy grubość może być dowolna, byleby tylko można ją było przynitować odpowiednią ilością nitów (nie więcej niż cztery lub pięć nitów w jednym szeregu w kierunku działania siły).

By przekrój prostokątny pręta zachował swój kształt, należy co pewną odległość dawać przepony: w prętach ściskanych mniej więcej co 3 m, w prętach zaś rozciąganych nieco rzadziej. Grubość blachy dla przepon od 7 mm wzwyż w zależności od przekroju. W mostach o niezbyt dużych rozpiętościach do 100—120 m można stosować grubość 8—9 mm. Na fig. 310 pokazany jest schemat dźwigara o rozpiętości 158,4 m i przekroje prętów.

Krata prętów. Ponieważ przekroje kraty składają się z oddzielnych gałęzi, przeto gałęzie te muszą być odpowiednio połączone, by tworzyły jedną całość. Szczególniej krata taka ma znaczenie dla prętów ściskanych. Musi być ona takich wymiarów, aby pręt taki mógł pracować jako pręt jednolity, by można było przyjmować moment bezwładności całego przekroju względem jego osi symetrii, a nie oddzielnych części. Wolna długość oddzielnej gałęzi winna być taka, by stosunek tej długości do najmniejszego jej promienia bezwładności był większy, niż stosunek całej wybaczalnej długości do odpowiedniego promienia bezwładności całkowitego przekroju. Połączenie oddzielnych gałęzi w jedną całość może być uskutecznione zapomocą blach, wziętych conajmniej na dwa nity, lepiej na trzy (fig. 311). Krata może być według fig. 312. Krata pojedyncza (fig. 312, pierwszych ośm) z płaskowników stosuje się do prętów rozciąganych. Na końcach prętów należy dawać blachy na 6 nitów (fig. 313 a). Inne kraty (fig. 312, cztery ostatnie) nadają się

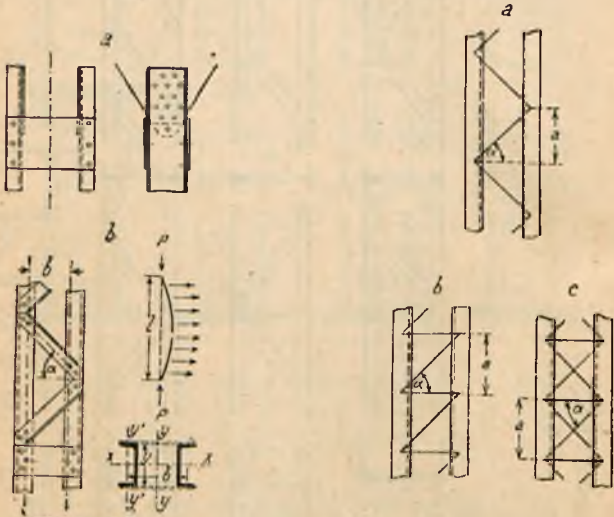


Fig. 313 a, b.

Fig. 314 a, b, c.

do prętów ściskanych. Jeżeli oznaczymy przez: l — długość pręta, I_x i I_y — momenty bezwładności przekroju pręta względem osi xx i yy (fig. 313 b), b — odległość między środkami ciężkości obydwóch gałęzi przekroju, I_1 — moment bezwładności jednej gałęzi pręta względem osi $y'y'$, przechodzącej przez środek ciężkości gałęzi, I_2 — moment bezwładności dwóch blach względem osi yy , prostopadłej do ich płaszczyzny i przechodzącej przez środek ciężkości $I_2 = 2 \frac{\delta c^3}{12}$, δ — grubość blachy, c — szerokość wzdłuż pręta, przez α — kąty pochylenia krzyżulców kraty, jak to pokazane na fig. 314 a, b, c, przez F — przekrój kraty, to mamy dla połączeń blachami wzory (według Timoszenki):

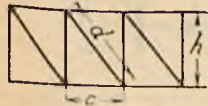
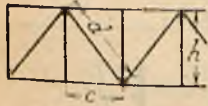
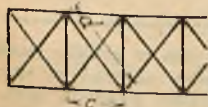
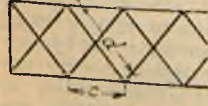
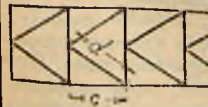
$$\lambda = - \frac{I_1}{I_2} b + \sqrt{\left(\frac{I_1}{I_2} b\right)^2 + 2,44 l^2 \frac{I_2}{I_y} \left(\frac{I_y}{I_x} - 1\right)} \quad \text{powinno być } I_y > I_x,$$

$$F = \frac{1 + 2 \cos^2 \alpha I_y \pi^2}{2 \sin \alpha \cos \alpha l^2 \left(\frac{I_y}{I_x} - 1\right)} \dots \dots \dots \text{ dla kraty fig. 175 } I_y > I_x,$$

$$F' = \frac{1 + 2 \cos^3 \alpha}{4 \sin \alpha \cos^2 \alpha} \cdot \frac{I_y \pi^2}{l^2 \left(\frac{I_y}{I_x} - 1 \right)} \dots \dots \dots \text{ dla kraty fig. 176 } I_y > I_x,$$

$$F' = \frac{1}{2 \sin \alpha \cos^2 \alpha} \cdot \frac{I_y \pi^2}{l^2 \left(\frac{I_y}{I_x} - 1 \right)} \dots \dots \dots \text{ dla kraty fig. 177 } I_y > I_x.$$

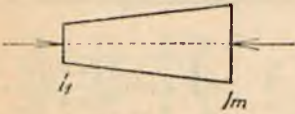
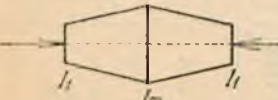
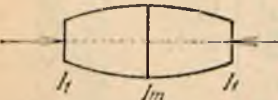
Tablica 8.

Rodzaj kraty w przecie	Znakowanie		Siła wybocezeniowa $P_{\omega} = [F_1 + F_2] \cdot k_{\omega}^0$
	<p>l - długość wybocezeniowa.</p> <p>F_1 - przekrój mniejszego pasa pręta.</p>	$\left(\frac{l}{i_y} \right)^2 \frac{t}{cm^2}$ dla $l/i_y = 2122$ \wedge dla $l/i_y < 110$	$\gamma = \sqrt{1 + k_{\omega}^0 \frac{F_1 + F_2}{E \cdot c \cdot h^2} \left[\frac{d^3}{F_d} + \frac{h^3}{F_v} \right]}$
	<p>F_2 - przekrój większego pasa pręta.</p> <p>F_d - przekrój kraty (przy kracie dwuściennej: przekrój kraty obu ścian).</p>		$\gamma = \sqrt{1 + k_{\omega}^0 \frac{F_1 + F_2}{E \cdot c \cdot h^2} \cdot \frac{d^3}{F_d}}$
	<p>F_v - przekrój słupków w kratkach prostokątnych.</p>		
	<p>i_y - promień bezwładności względem osi prostopadłej do płaszczyzny kraty.</p>		$\gamma = \sqrt{1 + 2k_{\omega}^0 \frac{F_1 + F_2}{\omega E \cdot c \cdot h^2} \cdot \frac{d^3}{F_d}}$
	<p>k_{ω}^0 - naprężenie wybocezeniowe według wzoru Eulera - Tetmajera przy wyszukłości pręta. l/i_y w t/cm^2.</p>		

Ponieważ pręt kraty może być rozciągany i ściskany, przeto powinno się przekrój otrzymany zwiększyć ze względu na możliwość wybożenia. Zatem przyjęty przekrój F_1 winien być $\geq \frac{F}{\varphi}$, jeżeli φ jest współczynnikiem wybożeniowym.

Pręty kratowe ściskane można obliczać według wzorów Bleicha (tablica 8, str. 915).

Dla prętów o przekroju zmiennym można przy obliczeniu tych prętów na ściskanie korzystać ze wzorów Bleicha. Obliczeniowy moment bezwładności $I_0 = \mu I_m$. Współczynnik μ i moment bezwładności I_m w przekrojach pręta są widoczne z tabeli:

Kształt pręta	$I_0 = \mu I_m$
	$= 0,20 + 0,80 \sqrt[3]{\left(\frac{I_1}{I_m}\right)^2}$
	$= 0,34 + 0,66 \sqrt{\frac{I_1}{I_m}}$
	$= 0,61 + 0,39 \sqrt{\frac{I_1}{I_m}}$

Styki pasów. Styki elementów pasa daje się zwykle w pobliżu węzła i grupuje tak, by można było oddzielne części pasa nitować w warsztatach, na miejsce budowy mostu dostarczać w stanie możliwie znitowanym, na miejscu dokonywać jak najmniej nitowania. To daje pewną ekonomję, gdyż nitowanie w warsztatach kosztuje zwykle mniej, niż na miejscu robót i przyspiesza budowę. Zresztą grupowanie styków zależy również i od sposobu zestawienia mostu. Jeżeli zestawienie ma być wykonane na zwykłych rusztowaniach, wtedy położenie styków nie ma znaczenia. Przy montowaniu jednak bez rusztowań, gdy dźwigar zwisa jak

wspornik, odpowiednie rozłożenie styków elementów prętów ma duże znaczenie. W tym wypadku styki winny być grupowane tak, by najłatwiej można było jedną część dołączać do drugiej, by elementy danego pręta nie tworzyły szczelin głębokich, w które musiałyby wchodzić odpowiednie elementy dołączonego



Fig. 315.

pręta, gdyż zasuwanie jest zwykle trudne i wymaga dużo czasu. Styki blach pionowych przeważnie są około węzła, szczególnie, jeżeli połączenie kraty dźwigara z pasami wykonywa się zapomocą fasonowych wstawek. Styki tych blach kryjemy zwykle dwiema nakładkami. Jeżeli przytem ścianka pionowa składa się z kilku blach, styk robi się stopniowy (fig. 315). Kątowniki pasowe mają styki albo wszystkie w jednym przekroju, albo lepiej

w różnych, tj. kątowniki wewnętrzne w jednym, zewnętrzne w drugim przekroju. Odległość między stykami winna wynosić pół długości nakładki lub więcej. Również odległość między stykami blach pionowych i kątowników przyjmuje się równą conajmniej połowie długości nakładki.

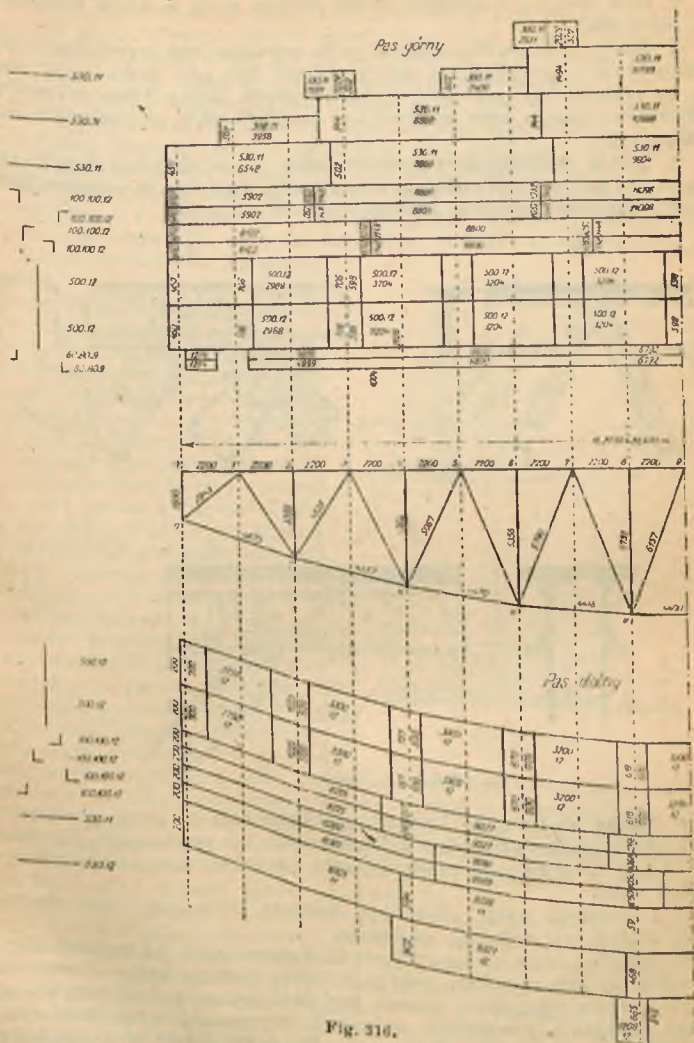


Fig. 316.

Blachy poziome mają styki stopniowe i zwykle kryje się je jedną nakładką zewnętrzną. Styki tych blach mogą nie być uzależnione od styków blach pionowych i kątowników pasów, choć dąży się do tego, by dwa bezpośrednio przylegające do siebie elementy nie miały styku w jednym przekroju. Na wykresie materiału pasów (fig. 316) widać, jak są rozłożone styki różnych elementów.

VI. Projektowanie węzłów.

Przy prawidłowem projektowaniu węzłów należy kierować się następującymi zasadami:

1. Osie obojętne wszystkich prętów danego węzła powinny przecinać się na osi węzła.
2. Każdy poszczególny element pręta powinien być przynitowany swoją ilością nitów odpowiednio do jego przekroju, lub, gdy liczba nitów stawia się na zasadzie siły panującej w danym przecie, liczba nitów w częściach składowych danego pręta powinna być proporcjonalna do przekrojów części składowych.
3. Środek ciężkości nitów powinien leżeć na osi obojętnej danego pręta, przeto nity powinny być rozłożone symetrycznie względem osi obojętnej danego pręta i możliwie szeregami prostopadłymi do osi pręta.

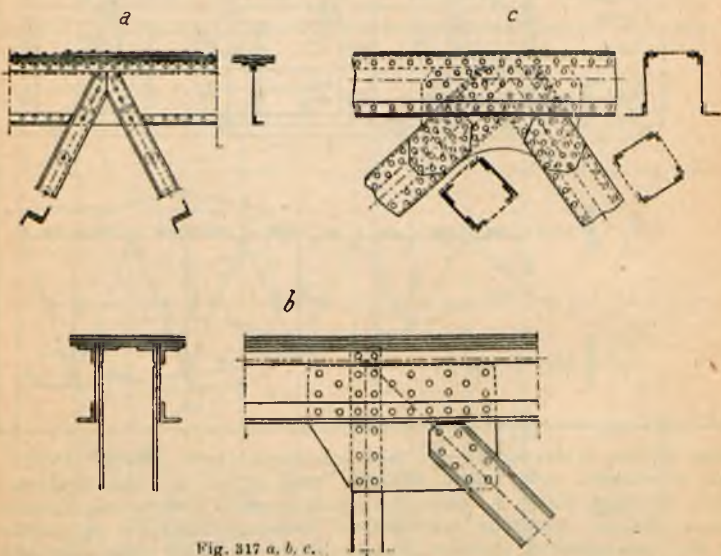


Fig. 317 a, b, c.

4. Blachy węzłowe, do których przynitowuje się pręty, powinny być takie, aby w przekrojach tych blach naprężenie nie przekraczało dopuszczalnego i aby w końcu pręta przekrój blachy równał się co najmniej przekrojowi danego pręta.

5. Konstrukcja węzła winna być dostępna ze wszystkich stron, aby nitowanie można było wykonać swobodnie.

6. Elementy sztywne danego pręta ściskanego należy jak najdalej ciągnąć do węzła, by tym sposobem usztywnić blachy pionowe pasów i sam węzeł.

Pierwszemu warunkowi czasem jest dość trudno zadość uczynić przy pasach prostych o przekrojach zmiennych w poszczególnych przedziałach, co najczęściej ma miejsce. W tym wypadku dążyć należy, aby odległość pomiędzy środkami ciężkości pasów dwóch sąsiednich przedziałów była jak najmniejsza i nie przekraczała np. 3% wysokości blachy pionowej pasa. Za oś pasa prostego przyjmuje się zwykle średnią arytmetyczną odległości środków ciężkości przekrojów pasa od krawędzi kątownej kątowników pasowych. W pasach łamanych różnica między odległościami środków ciężkości od krawędzi kątowników nie ma wielkiego znaczenia, choć i tutaj należy unikać zbyt

różnic. W pasach łamanych osie obojętne tych pasów kieruje się wzdłuż osi pretów.

Przymocowanie pretów kraty do pasów może być wykonane w następujący sposób:

1. Pretы kraty nakłada się bezpośrednio na blachy pionowe pasów i przynitowuje się do blach (fig. 317 a). Sposób ten jednak stosować można stosunkowo rzadko i tylko wtedy, gdy do przynitowania preta do pasa potrzeba niewielu nitów i gdy wysokość blachy pionowej jest stosunkowo duża.

2. Pretы kraty dźwigara przynitowuje się do pasa za pośrednictwem nakładek kształtowych. Nakładki te mają zwykle taką grubość, jak kątowniki pasów. Pretы kraty albo nakładamy na te nakładki i do nich bezpośrednio nitujemy nitami jednociełtami, o ile liczba nitów niezbędna do przynitowania preta daje się rozmieścić, licząc cztery nity w szeregu w kierunku siły działającej i w ostateczności pięć pracujących (fig. 317 b), lub też elementy sztywne, kątowniki, ceowniki nakładamy na nakładki, zaś blachy dajemy w dotyk do nakładek fasonowych

i łączymy z takowami zapomocą nakładek (fig. 317 c). W ostatnim wypadku blachy kraty winny mieć grubość nakładek fasonowych, zatem grubość kątowników pasowych. Połączenie kraty dźwigarów z pasami zapomocą nakładek fasonowych stosuje się zwykle przy pasach prostych i niewielkich przedziałach dźwigarów i przy stałej lub rzadkiej zmienności wysokości blach pionowych pasów. Przy pasach o krzywej ciągłej, a nie łamanej, i również przy niewielkich przedziałach stosowanie połączeń zapomocą fasonowych nakładek jest racjonalniejsze, niż zapomocą tak zwanych fasonowych wstawek. Blachy pionowe pasów otrzymuje się mniej pocięte na kawałki. Stosowanie nakładek fasonowych wymaga odpowiedniego ich przynitowania do blach pionowych pasów, o ile nity, które przynitowane są pretы kraty, rozmieszczone są poza

obrębem blach pionowych pasów. Nakładka winna być dostatecznie mocno przynitowana do blach pionowych, by nie nastąpiło jej przesunięcie pod działaniem wypadkowej siły pretów kraty. Praktycznie można przyjąć, że liczba nitów, przytwierdzająca nakładkę do blach pionowych pasa poza pretami kraty, powinna być co najmniej równa ilości nitów, rozłożonych w nakładce i przecie kraty poza obrębem blachy pionowej (fig. 318 a).

3. Pretы kraty dźwigarów przytwierdzamy do fasonowych wstawek pasów. Wstawki te leżą w płaszczyźnie blach pionowych, zamieniając takowe w węzłach. Blachy pionowe, nie dochodząc do węzła, przerywa się i na ich miejsce daje fasonowe wstawki o kształcie i wymiarach takich, aby odpowiednio i racjonalnie przynitować pretы kraty dźwigara do pasa i następnie wstawki te łączy się z blachami pionowymi zapomocą nakładek, jak zwykle styki blach pionowych (fig. 318 c). Przynitowanie pretów kraty do blach węzłowych jest takie same, jak i do nakładek fasonowych, tj. albo nakłada się pret na blachę węzłową i przynitowuje się nitami jednociełtami (fig. 318 c), lub też blacha preta dochodzi w dotyk do blachy węzłowej i może być połączona nakładkami (fig. 318 b).

W zależności od przekroju preta kraty i ilości blach pionowych ilość wstawek fasonowych w danym węźle może być różna. Może być taka,

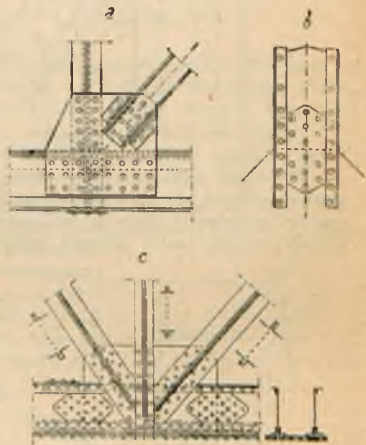


Fig. 318 a. b. c.

jaka jest ilość blach pionowych pasa, lub może być mniejsza lub nawet większa. W ostatnim wypadku oczywiście otrzymuje się już dodatkowe blachy węzłowe w postaci nakładek. W dźwigarach o pasach łamanych zwykle blachy pionowe pasa łamanego w węzłach zamienia się wstawkami fasonowymi, a to ze względu na dogodność konstrukcji. Elementy sztywne

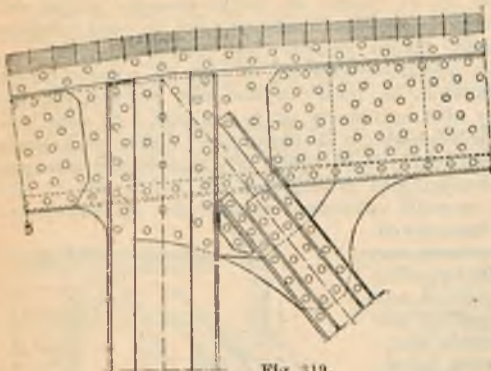


Fig. 319.

Węzły zbieżne na podporze. Ustrój węzłów tych właściwie prawie niczem się różni od węzłów pośrednich dźwigara. Blachy pionowe pasów, schodzące się w węzle, zamienia się zwykle wstawkami fasonowymi pojedynczemi, jeżeli ścianki pionowe składają się z blach pojedynczych

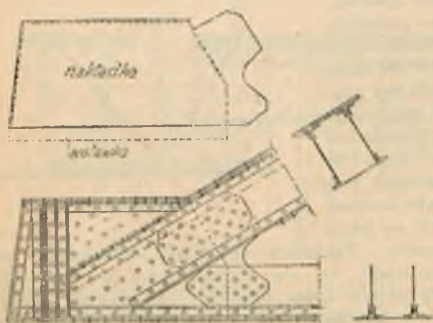


Fig. 320.



Fig. 321 a, b.

lub podwójnemi, jeżeli ścianki są podwójne. Przy ściankach, składających się z większej ilości blach pionowych, odpowiednio mogłoby być i więcej wstawek fasonowych. Ponieważ węzeł ten jako podporowy powinien być szczególnie sztywny, przeto przy pojedynczych blachach pionowych oprócz wstawek fasonowych zwykle daje się jeszcze i nakładki fasonowe (fig. 320). Wysokość blach pionowych w węzle podporowym powinna być nie mniejsza od wysokości belki poprzecznej na podporze i równa około 0,02 rozpiętości dźwigara. Ilość blach pionowych zależy tutaj od siły poprzecznej na podporze, zatem od reakcji podpory. Naprężenie w blachach tych na ścinanie nie powinno przekraczać dopuszczalnego. Również naprężenie w nitach katowników pasowych powinno zadość czynić warunkom wytrzymałości tych nitów na ścinanie i zgniatanie (por. str. 885) i dlatego też często tutaj należy zmniejszać skok nitów albo też stosować nity czterocięte (fig. 321 a, b). Oprócz sprawdzania ścianek

na ścinanie należy węzeł podporowy sprawdzać również i na zginanie w przekroju, gdzie wysokość blach pionowych tego węzła (fig. 320) równa się sumie wysokości blach pionowych pasów zbieżnych. Blachy poziome częściowo odginają się tutaj i nachodzą na dodatkowe kątowniki (fig. 320), częściowo zaś wycięte wchodzą w środek przekroju, tworząc silną przeponę,

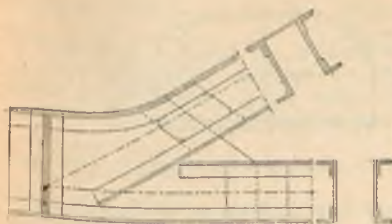


Fig. 322.

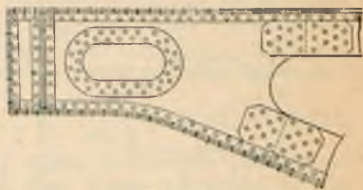


Fig. 323.

stępującą węzeł podporowy. Na osi belki poprzecznej zwykle też daje się przeponę pionową z wycięciem pośrodku, by mieć dostęp do środka węzła. Jeżeli pasy schodzą się pod kątem niewielkim, wtedy zwykle kątowniki pasa krzywego odginają się i przechodzą w poziome wraz z blachami, które do nich są przynitowane (fig. 322). Przy wydłużonych tych węzłach należy stosować okna dla możliwości nitowania, oraz malowania (fig. 323).

Węzły wewnętrzne (fig. 324—326) dźwigarów konstruuje się tak samo, jak węzły zewnętrzne. Przekroje krzyżujących się prętów daje się zwykle takie, że jeden pręt albo swobodnie przechodzi przez drugi (fig. 109), albo też element zewnętrzny jednego i element wewnętrzny drugiego (zwykle blacha) leżą w jednej płaszczyźnie i wtedy blachy te zamieniają się wstawkami fasonowymi, z którymi łączą się zapomocą nakładek. Również trzeba sto-

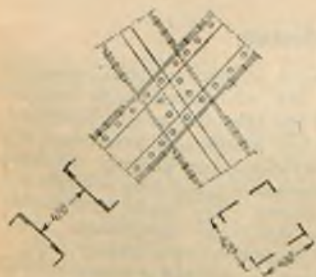


Fig. 324.

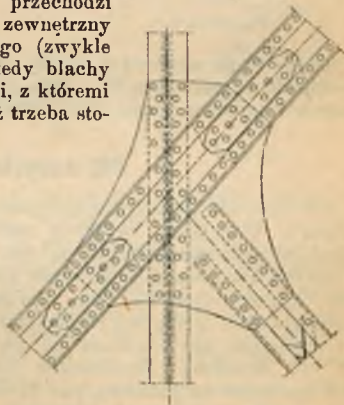


Fig. 325.

sować fasonowe wstawki i w tym wypadku, gdy pręt jeden może swobodnie przechodzić przez drugi, lecz szerokość pręta, do którego trzeba przymocować drugi pręt, jest niedostateczna (fig. 325).

Tak wstawki fasonowe jak i nakładki mogą mieć boki o liniach prostych (fig. 326 a), lub też o liniach prostych i krzywych (fig. 326 b i 326 c). Drugi kształt jest nieco trudniejszy w wykonaniu, lecz jest ładniejszy i przeto w mostach miejskich powinien być stosowany. Kształt blachom węzłowym należy nadawać taki, aby w walcowniach mogły być wycinane nożycami, zatem kąty zewnętrzne α powinny być nieco większe od 180° (fig. 327 a). Kątów mniejszych od 180° , wklęsłych należy unikać i dawać je wtedy, gdy to

jest konieczne, np. w węzłach podporowych. Nie dotyczy to blach z wycięciami krzywymi, choć i te przed wycięciem powinny zadość czynić warunkowi powyższemu, tj. by kąty zewnętrzne były nie mniejsze od 180° (fig. 327).

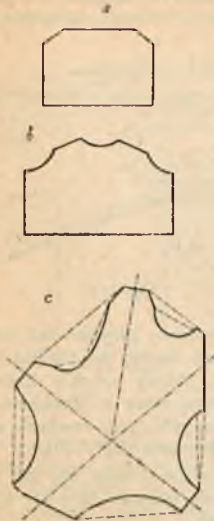


Fig. 326 a, b, c.

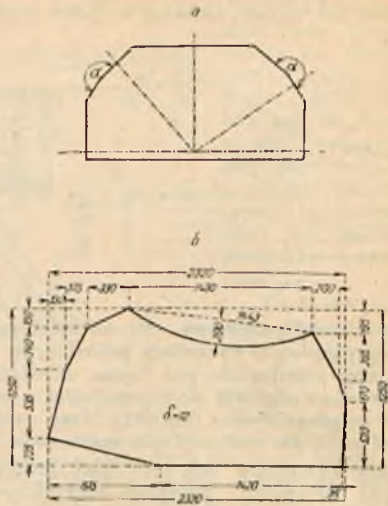


Fig. 327 a, b.

Wymiary blach węzłowych należy dawać nazewnątrz według spórzędnych prostopadłych tak, by można było obliczyć pole blachy, oraz by na zasadzie danych wymiarów można było wykreślić blachę (fig. 327 b).

VII. Łożyska (poduszki).

Ciśnienie dźwigarów głównych przenosi się na podpory zapomocą poduszek (łożysk¹). W belkach zwykłych rozciętych lub wieloprzęsłowych bezprzegubowych poduszka na jednej podporze może być nieruchoma, lecz przegibna, na innych zaś podporach poduszki powinny być przegibne i przesuwne, aby belki, spoczywające na nich, nie mogły wywierać na podpory ciśnienia poziomego pod działaniem sił pionowych. Stosowanie przegubów w łożyskach jest niezbędne, aby ciśnienie na nie było osiowe i aby punkt zaczepienia siły był określony. Przesuwność jest niezbędna, aby wydłużenie pasa, który spoczywa na poduszce, pod działaniem sił pionowych i zmiany temperatury mogło się odbywać swobodnie. By przesuw ten był z najmniejszym oporem, łożyska przesuwne spoczywają na wałkach i tym sposobem mamy tutaj do czynienia z tarcieniem potoczystem. Ponieważ jest ono odwrotnie proporcjonalne do średnicy wałka, stąd wynik, że trzeba dążyć do wałków o większej średnicy. Poduszki z tarcieniem posuwistym mogą być stosowane tylko, gdy ciśnienie na nie jest stosunkowo niewielkie, to jest w mostach niewielkich.

Mamy trzy rodzaje poduszek: 1. płaskie, 2. styczne, 3. przegibne. Każde z tych trzech rodzajów może być nieruchome (czyli stałe) albo przesuwne. Łożysko płaskie jest to płyta prostokątna o bokach nierównych lub kwadratowa, przytem wymiary jej winny być takie, by ciśnienie od tej płyty na cios podporowy nie przekraczało dopusz-

¹) Por. uwagę na str. 862.

czalnego naprężenia. Zatem jeżeli największe ciśnienie od dźwigara na podporę jest A , zaś dopuszczalne naprężenie na cios podporowy k_c , to płaszczyna poduszki $F = \frac{A}{k_c}$. Szerokość poduszki równa się szerokości pasa dolnego b

więcej 80—120 mm, tj. $b + [8 - 12] \text{ cm}$; stąd długość $l = \frac{F}{b + [8 - 12]} \text{ cm}$.

Łożyska płaskie stosuje się do mostów małych do 5—6 m; dla tych rozpiętości dopuszczalne naprężenie na cios podporowy winno być niewielkie, około 15—20 kg/cm², gdyż wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego, szczególnie w mostach kolejowych jest bardzo znaczny. Grubość poduszki δ

(fig. 328 a) otrzymuje się z równania $\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Al}{bk_g}}$, gdzie k_g — dopuszczalne naprężenie na zginanie stali lanej. Górna powierzchnia poduszki, na której leży pas dźwigara, powinna mieć nieco ściętą płaszczyznę na dłu-

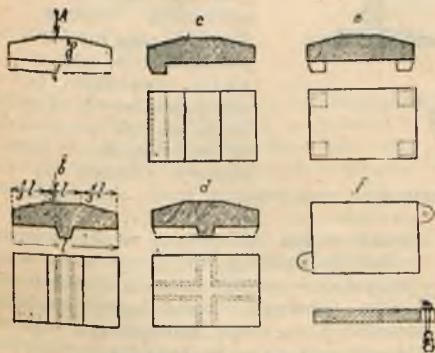


Fig. 328 a, b, c, d, e, f.

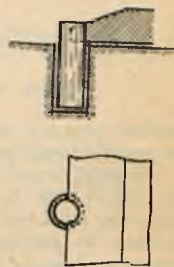


Fig. 329.

gości $\frac{1}{8}$ na kilka mm (fig. 328 b, c), by przy ugięciu się belki nacisk na poduszkę nie otrzymywał się na krawędź wewnętrzną.

Połączenie z ciosem podporowym robi się zapomocą żeber u spodu poduszki o przekroju trapezowym i wysokości około 0,8 grubości poduszki (fig. 328 c, d, e) zapomocą trzpieni na rogach poduszki lub też zapomocą śrub wtopiowych w ciosach podporowych na głębokości około 10—12 średnic śrub, które albo przechodzą przez uszy poduszki (fig. 328 f), albo też przez dziury na krawędziach poduszki (fig. 329). Średnica śrub około 22—25 mm.

Łożyska kładzie się na ciosy podporowe na warstwie zaprawy cementowej 1:1 grubości około 10—15 mm.

Poduszka nieruchoma łączy się z dźwigarem tak, by ten ostatni nie mógł się przesunąć wzdłuż poduszki, co może być wykonane albo według fig. 330 a, b zapomocą nitów z główkami w kształcie trzpieni, które wchodzą w odpowiednie dziury w poduszkach, albo według fig. 330 c, gdzie w wycięcia w blachach pasa dolnego wchodzi występy obrzeży łożyska lub przy zastosowaniu płyty górnej, co przy znacznych obciążeniach mostów kolejowych należy stosować według fig. 330 d. Ciśnienie łożyska przez pas dolny dźwigara przenosi się na środnik i kątowniki pasowe. Na końcach przeto dźwigarów środnik winien być dobrze przyheblowany i tworzyć jedną płaszczyznę z bokami poziomymi kątowników i, o ile pewien nieznaczny luz jest dopuszczalny i nawet pożądanym pomiędzy podporami, to bezpośrednio nad podporami nie powinien mieć miejsca, gdyż nity w kątownikach nad

łożyskami ścięłyby się lub wygięły (fig. 330 e). Ponieważ ciśnienie ostatecznie przenosi się przeważnie na środnik, przeto zaleca się dla lepszego rozłożenia ciśnienia na środnik nad poduszkami dawać płyty stalowe grubości 25—30 mm. Ustrój poduszki przesuwnej jest taki sam, jak poduszki stałej, tylko nie daje się połączenia poduszki z dźwigarem, lecz płyta górna jest z pod spodu zupełnie gładka

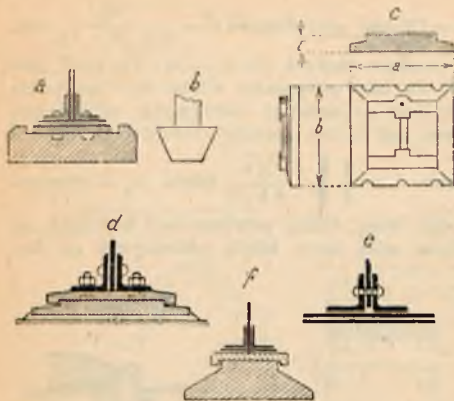


Fig. 330 a, b, c, d, e, f.

zbędne, aby nie nastąpiło przesunięcie poprzecznego mostu pod działaniem sił poprzecznych poziomych.

Zamiast dawać obrzeża w łożysku można dać obrzeża w płycie górnej (fig. 330 f). Ma to tę zaletę, że łożysko lepiej się utrzymuje w czystości, lecz zato musi być grubsze, by otrzymać wymagany moment bezwładności. Obrzeża w łożysku zwiększają jego sztywność, zatem lepiej rozkładają ciśnienie na ciosy podporowe. Mówiliśmy, że trzeba zabezpieczyć możliwość przesuwania się dźwigarów równie w poprzek mostu. Stąd wynika, że właściwie w mostach o dwóch dźwigarach tylko jedna podpora powinna być stała,

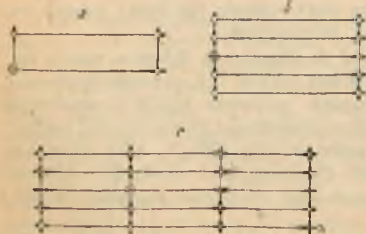


Fig. 331 a, b, c.

zaś trzy inne powinny być ruchome (fig. 331 a): podpora o (zaznaczona czarno) stała, reszta podpór przesuwne jak zaznaczono na figurze. W mostach o niewielkiej szerokości przesuwność poprzeczną osiąga się przez pewne zwiększenie odległości między obrzeżami, tak, że przesuw ma tu miejsce z tarcim posuwistym. W mostach szerokich stosuje się przesunięcie potoczyste, tj. na wałkach. Przy kilku dźwigarach na szerokości mostu i dźwigarach wieloprzesłowych poduszki winny być według fig. 331 b i c, tj. jedna tylko z nich winna być stała nieruchoma, wszystkie inne zaś ruchome, przesuwne.

Poduszki styczne. W poduszkach płaskich ciśnienie może się oddawać nie osiowo, zatem ciśnienie na cios podporowy i od ciosu na mur może być nierównomierne. Ponieważ jednak winniśmy dążyć do równomiernego ciśnienia na cios podporowy, przeto należy stosować dla dźwigarów większych rozpiętości taki ustrój poduszek, by ciśnienie na nie od dźwigarów zawsze oddawało się osiowo, zatem musimy stosować poduszki, w których ciśnienie będzie się oddawać teoretycznie na jedną linię (fig. 332 a) lub jeden punkt (fig. 332 b), w zależności od powierzchni poduszki: przy cylindrycznej

górnej powierzchni ciśnienie jest wzdłuż linii, przy kulistej ciśnienie teoretycznie jest ześrodkowane w jednym punkcie. W mostach do rozpiętości 20 m należy stosować poduszki styczne o powierzchni cylindrycznej, przytem poduszki ruchome z przesuwanym potoczystym, tj. na wałkach.

Ponieważ oba łożyska tak nieruchome, jak i ruchome zwykle mają jednakową wysokość, przeto nieruchome ma dość znaczną wysokość i robi

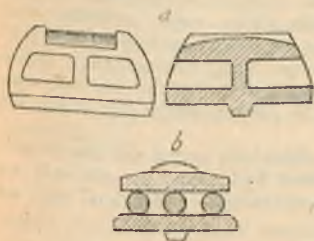


Fig. 332 a, b.

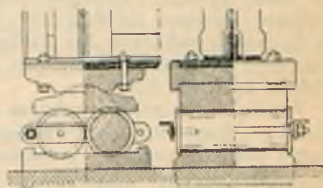


Fig. 333.

się niejednolite, lecz z pewnymi wydrążeniami (fig. 332 a). Górna płyta winna być dość gruba, by ciśnienie równomiernie rozkładała na pas dźwigara. Połączenie dźwigara z poduszką w celu unieruchomienia może być takie, jak w poduszkach płaskich.

Łożysko ruchome (fig. 333) składa się z czterech części: płyty górnej czyli wahacza, przytwierdzonego do dźwigara, części środkowej — kadłuba, na której spoczywa płyta górna, wałków i płyty dolnej, która oddaje ciśnienie na cios podporowy od wałków. Płyta górna jest jak w poduszce nieruchomej. Kadłub ma górną powierzchnię cylindryczną, jak w poduszce nieruchomej; wysokość jego można znaleźć ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{6 A \Sigma l_i}{n b k_g}}$$

gdzie A — ciśnienie na poduszkę, n — ilość wałków, b — szerokość poduszki, k_g — dopuszczalne naprężenie na zginanie, l_i — odległość od osi poduszki do wałka. Znak sumy rozpościera się na wszystkie wałki położone z jednej strony osi poduszki. By zapobiec przesunięciom poprzecznym płyty górnej po kadłubie, dajemy na kadłubie obrzeża jak w poduszkach płaskich. Płyta dolna łączy się z ciosem podporowym, jak poduszka płaska, lub też przy dużych rozpiętościach całą płytę zapuszcza się na głębokość około 15—25 mm w cios podporowy i pośrodku nadto daje się występ okrągły lub kwadratowy (fig. 334 a). Grubość płyty zależy od ciśnienia i od średnicy wałków. Jeżeli odległość od krawędzi do skrajnego wałka jest e , szerokość i długość płyty b i l , to grubość płyty można znaleźć ze wzoru:

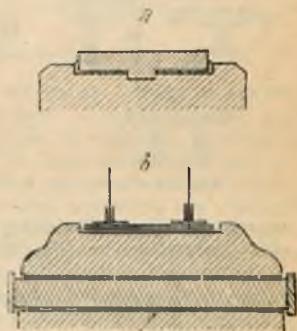


Fig. 334 a, b, c.

$$\delta = \sqrt{\frac{3 A e^2}{l b k_g}} \quad \text{lub} \quad \delta_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 A e_1^2}{l b k_g}}$$

jeżeli e_1 jest odległością między osiami wałków. Ustrój wałków jest jednakowy przy poduszkach stycznych i poduszkach czopowych, przeto rozpatrzmy wpięrowy ustrój poduszek czopowych i następnie wałków.

Poduszki czopowe stosuje się przy mostach większych. Ciśnienie na poduszkę A jest tu dość duże, zatem górna część poduszki musi być dość wysoka, by mogła ciśnienie na pas górny należycie rozłożyć. Poduszki czopowe składają się, jak i styczne, z tej samej ilości części, jeżeli czop z wahaczem lub kadłubem tworzy jedną całość, lub też czop może być elementem oddzielnym poduszki w postaci wałka (fig. 334 b) lub odcinka kuli (fig. 334 c).

Wahacz. Szerokość wahacza zwykle odpowiada szerokości słupka podporowego, który stoi nad wahaczem, i winna być taka, by ciśnienie na blachy pionowe pasa nie przekraczało dopuszczalnego. Wysokość jego na osi czopa może być znaleziona ze wzoru:

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 A l}{b k_g}}$$

A — ciśnienie, l — szerokość i b — długość wahacza, k_g — dopuszczalne

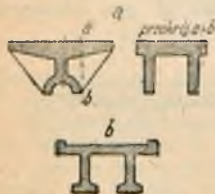


Fig. 335 a, b.

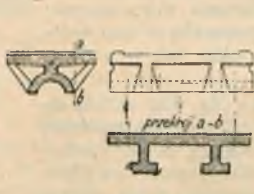


Fig. 336.

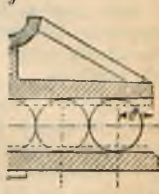


Fig. 337.

napężenie. Przy niewielkiej wysokości czasem wahacz robi się w postaci ciała masywnego bez wszelkich wydrążeń dla zmniejszenia wagi.

Przeważnie jednak dąży się do zmniejszenia wagi przy zachowaniu momentu bezwładności względem osi podłużnej wahacza. Wtedy nadaje się wahaczowi kształt pokazany na fig. 335 a. Płyta górna, połączona z częścią cylindryczną, obejmującą przegub zapomocą szyjki, łączy się jeszcze za pomocą żeber pionowych lub pochyłych. Grubość płyty nie mniej, niż 40 mm i może dochodzić do 100—200 w zależności do siły A , grubość szyjki od 50 mm, grubość żeber od 45 do 100 mm; ilość ich zależy od długości wahacza. Zwykle daje się żebra pod blachami pionowymi pasów. Od odległości między żebrami zależy mniej lub więcej równomierne ciśnienie na przegub. Przy żebrach zwykłych prostokątnych dąży się do tego, by środek ciężkości przekroju (fig. 335, przekrój $a-b$) był około $\frac{1}{3}$ wysokości. Zamiast żeber prostokątnych lepiej stosować żebra o przekroju teowym (fig. 336). Żebra te równomiej rozkładają materiał. Środek ciężkości zbliżają do środka wysokości i łożysko otrzymuje się znacznie lżejsze, niż w typie fig. 335, przekrój $a-b$. Formowanie takich poduszek nie wymaga stosowania dusz przy odlewie, jeżeli dać odpowiednio pochylenie częściom, jak to jest pokazane na fig. 335 b. Wahacz do pasa przytwierdza się zwykle czterema śrubami o średnicy 25—30 mm. Obrzeża boczne nie dają możliwości przesuwania się dźwigarom w poprzek mostu. Wysokość obrzeży około 15—20 mm, szerokość zaś od 50—120 mm. Między blachą pasa dźwigara i płytą wahacza kładzie się blachę ołowianą grubości od 3 do 5 mm, która wyrównuje nierówności pasa dźwigara. Płyta wahacza winna być równo zheblowana.

Kadłub ma ogólny kształt taki sam, jak wahacz, lecz, ponieważ jest zwykle w podstawie swej szerszy, a czasem i dłuższy od wahacza, przeto i wysokość jego musi być większa.

Wysokość kadłuba poduszki nieruchomej zwykle równa się wysokości kadłuba poduszki ruchomej i średnicy wałków. O ile jednak wałki mają znaczną średnicę, można kadłub nieruchomy dawać nieco niższy i wtedy oczywiście ciosy podporowe poduszek nieruchomych muszą być nieco wyższe od ciosów poduszek ruchomych. Zbyt wysokie poduszki choć dobrze rozkładają ciśnienie, lecz są mniej stateczne przy działaniu sił poziomych na dźwigary (sił hamowania, odśrodkowej, parcia wiatru), i dlatego też wymagają zwiększenia swej szerokości i długości, a czasem i specjalnego zakotwienia. Dlatego też nie powinny być zbyt wysokie. Kadłub ruchomy spoczywa na wałkach. Wymiary jego podstawy zależą od wymiarów i ilości wałków, oraz od przesunięcia:

$$\Delta L = \alpha L t + \frac{1}{E} \sum k_i l_i,$$

gdzie α jest współczynnik rozszerzalności żelaza, L — rozpiętość dźwigara, t — zmiana temperatury, E — współczynnik sprężystości, k — naprężenie w prętach pasa, spoczywającego na poduszce od obciążenia ruchomego, dającego największe ugięcie dźwigara i l_i — długości prętów pasa. Jeżeli przeto skrajny wałek przy temperaturze 0 zajmuje położenie w odległości e od krawędzi kadłuba (fig. 337), to e winno być nieco większe od $\frac{d}{2} + \frac{\Delta L}{2}$

lub równe $\frac{d}{2} + \frac{\Delta L}{2}$, jeżeli d oznacza średnicę wałków.

Ponieważ wymiary kadłuba zależą od wymiarów i ilości wałków, przeto rozpatrzmy ustrój wałków i ich wymiary. Trzeba dążyć do najmniejszej ilości wałków, ze względu na trudności w osiągnięciu równomiernego ciśnienia na nie przy dużej ich ilości, do stosowania nie małej średnicy, gdyż od średnicy zależy tarcie potoczyste i naprężenie na linii dotyku: średnica d winna być nie mniejsza od 12—15 cm, naprężenie na ciśnienie w dotyku nie powinno przekraczać granicy sprężystości, przeto nie powinno dla stali twardej kutej przekraczać 45 kg/mm². Przy znacznie większym naprężeniu do 60—70 kg/mm² wałki nie toczą się łagodnie w sposób ciągły, lecz skokami. Dźwigary naprężają się, nie mogąc zmóc oporu tarcia wałków, które tracą kształt kołowy i stają się eliptyczne, dźwigary wyginają się do góry i dopiero pod uderzeniem wchodzącego pociągu przesuwają się. W mostach małych rozpiętości, gdzie się stosują poduszki styeczne, można zastosować i jeden wałek, który jednocześnie może grać rolę kadłuba cylindrycznego, na który opiera się płyta górna. Zaznaczyć jednak należy, że przy jednym wałku tak płyta górna, jak też i dolna muszą mieć znaczną grubość, by rozkładały ciśnienie równomiernie na pas dźwigara i cios podporowy. Naprężenie od ciśnienia na wałki może być obliczone ze wzoru

Hertza: $k = 0,418 \sqrt{\frac{pE}{r}}$, gdzie p = ciśnienie na jednostkę długości wałka,

$E = 2150000$ kg/cm² współczynnik sprężystości i r — promień wałka. k nie powinno przekraczać granicy sprężystości i w każdym razie być nie większe od 45 kg/mm² dla twardej stali. Wałki łączy się ramką, by odległość ich względna pozostawała niezmienna, przytem ramka, gdy wałki są niedługie, może być według fig. 338.

Jeżeli ilość wałków jest znaczna i wałki są długie, ramki dają się sztywne (fig. 339). Wolna odległość między wałkami może być doprowadzona do 10 lub nawet do 5 mm. By kadłub nie mógł się zsunąć po wałkach w poprzek mostu, wałkom nadaje się obrzeża (fig. 340 a), lub kadłub i płyta

dolna ma listwy (fig. 340 b), lub też pośrodku kadłub i płyta mają żebra, które wchodzi w odpowiednie rowki w wałkach (fig. 340 c). Przy listwach trudniej utrzymać płytę dolną w czystości.

Głębokość i szerokość rowków musi być odpowiednio na 2—3 mm większa od grubości i wysokości żeber. Wysokość i grubość żeber winna odpowiadać wytrzymałości na zgniatanie i ścinanie pod działaniem sił po-

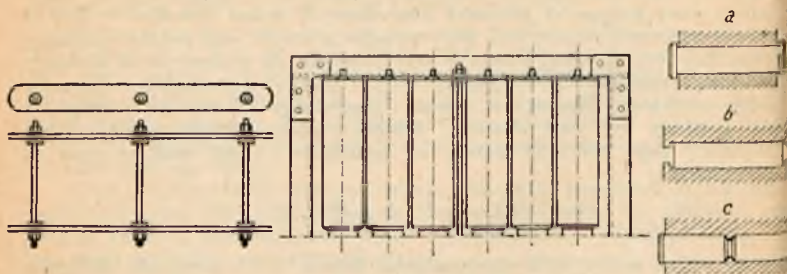


Fig. 338.

Fig. 339.

Fig. 340 a, b, c.

ziomych, za potraceniem siły tarcia. Zatem jeżeli W jest siłą poziomą, przypadającą na jedną poduszke, i A ciśnieniem na poduszke, to $W - fA$ jest siłą, działającą na żebro. Spółczynnik f tarcia można przyjąć równym 0,12. Na tę samą siłę można obliczać żebra, przytwierdzające płytę dolną do ciosów podporowych, lecz przy $f \approx 0,4$.

Grubość obrzeży daje się 25—45 mm, i wysokość 20—35 mm, w zależności od rozpiętości mostu. Czopy o średnicy 20—40 mm są wytoczone

i stanowią z wałkiem jedną całość (fig. 341 a), lub też są wytoczone oddzielnie i wpuszczone w wałki na gwint (fig. 341 b).

Można nie wszystkie wałki dawać z obrzeżami, jeżeli chodzi o zmniejszenie wymiarów płyty lub kadłuba, lecz tylko niektóre (fig. 341 c i d), gdyż to daje możliwość zbliżyć wałki do siebie. By zabezpieczyć wałki od zsunienia się z płyty, można w płycie dawać obrzeża u góry poprzeczne, choćby nie na całej długości płyty, lub też na niektóre wałki dawać kierownice, nasadzone wolno na śruby; kierownice te mają wolny obrót i niewielki przesuw pomiędzy odlaniami w kadłubie i płycie

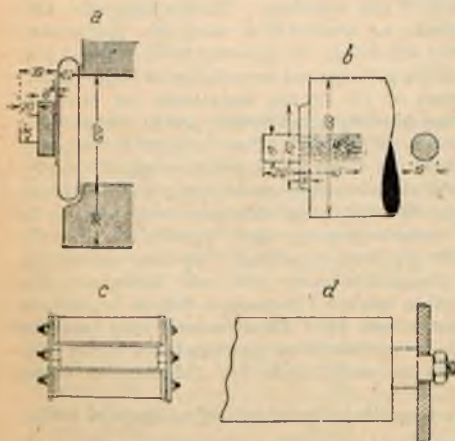


Fig. 341 a, b, c, d.

dolnej występami (fig. 342). — Jeżeli według obliczenia wypada znaczna liczba wałków i o znacznej średnicy, wtedy, by zmniejszyć szerokość kadłuba oraz płyty, można stosować wałki ścięte z dwóch stron (fig. 343 a). Przy przesunięciach wałek zwykle robi niewielki obrót. Jeżeli przesunięcie oznaczmy przez ΔL , to kąt obrotu wałka α otrzymamy z równania: $\Delta L =$

$$= \frac{2 \alpha 2 \pi r}{360}, \text{ grubość wałka } b = 2r \cos \alpha \text{ i odległość między wałkami } x, \text{ by}$$

takowe nie należały jeden na drugi $x = \frac{b}{\cos \alpha}$. Zwykle b i x daje się nieco większe, niż otrzymuje się ze wzorów.

Dla zachowania nadanej wałkom odległości, oraz równoległości należy je łączyć dwiema ramkami równoległymi (fig. 343 b). By wałki nie mogły się stoczyć z płyty wskutek tych lub innych przyczyn, łączymy je z kadłubem, oraz płytą zapomocą trzpieni, zamocowanych w wałkach i wpuszczonych w odpowiednie otwory, dające możność toczenia się wałkom (fig. 343 b), lub zapomocą poprzeczek, zamocowanych do wałków, zwykle skrajnych, końce których, odpowiednio zaokrąglone, wchodzą między występy boczne kadłuba m i płyty (fig. 342). Poprzeczkę a lepiej wcinać w wałki.

Długość wałków może być różna i dochodzić do dwóch i więcej metrów, również średnica wałka może dochodzić do 500 i więcej mm . Dla

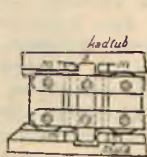


Fig. 342.

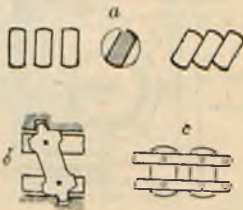


Fig. 343 a, b, c.

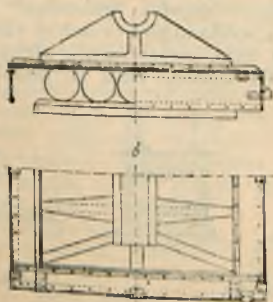


Fig. 344 a, b.

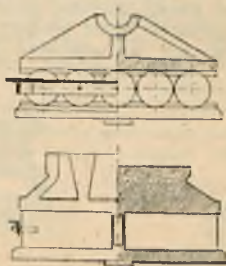


Fig. 345.

zabezpieczenia wałków od kurzu i śmieci, które mogą spadać z mostu na framugi podporowe, poduszkom ruchomym wałkowym dajemy często płaszczy (fig. 344 a, b) z blachy 3 mm grubości. Boki tych płaszczy są na zawiasach, tak, że mogą się podnosić. Zamykają się na zwykle klamki (fig. 344 a).

Kadłub poduszki ruchomej składa się z płyty, spoczywającej na wałkach, szyjki łączącej płytę ze żłobkiem cylindrycznym, w którym spoczywa przegub cylindryczny lub też z miseczki półkulistej lub innego kształtu w zależności od kształtu przegubu i żeber, usztywniających płytę dolną (fig. 345). Jeżeli kadłub wypada niski, wtedy przegub, jako czop, stanowi jedną całość z kadłubem, który wtenczas robi się w postaci jednej pełnej bryły (fig. 346). Przy czopach kulistych żebra usztywniające idą wzdłuż przekątnej i pośrodku szerokości i długości (fig. 347).

Grubość płyty winna być taka, by zabezpieczała równomierne ciśnienie na wałki. Zatem jeżeli żebra są w niewielkiej odległości, wtedy grubość

plyty może być mniejsza i odwrotnie. By w przybliżeniu znaleźć grubość płyty, można ją rozpatrywać, jako równomiernie obciążoną beleczkę, podpartą na dwóch podporach żebrowych, zatem jeżeli odległość między żebrowymi jest b a ciśnienie od wałków na jednostkę szerokości kadłuba jest p , to grubość:

$$\delta = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3p}{k_g}}$$

jeżeli k_g jest dopuszczalnym naprężeniem na zginanie materiału poduszki. Stosując poduszki ruchome w planie układu pająkowego, lepiej dawać przeguby kuliste, gdyż wtedy wszystkie mogą być wykonane według jednego modelu. Również w mostach ukośnych stosowanie poduszek z przegubami kulistymi jest więcej celowe i daje łatwiejsze ustawienie dźwigarów. Stawianie wałków stopadłe do przekątnej, łączącej podporę nieruchomą z ruchomą innego dźwigara, winno mieć miejsce tylko w mostach o znacznej szerokości. W mostach kolejowych jednotorowych lepiej stawiać poduszki według fig. 348. Praktyka wskazuje, że wałki stawiane według przekątnej niezupełnie spełniają swoje zadanie, gdyż przesunięcie końca dźwigara nie idzie ściśle wzdłuż przekątnej. Dlatego też, by zabezpieczyć zupełne przesunięcie podłużne i poprzeczne, należy urządzać poduszki z wałkami piętrowymi, tj. dawać wałki wzdłuż i w poprzek danej podpory (fig. 349), wtedy praca takiej poduszki jest należyta, lub też stosować zamiast wałków kule, co jednak jest ko-



Fig. 346.

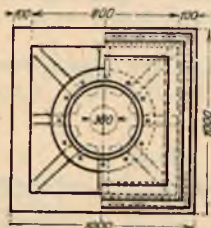


Fig. 347.

ształone i nadaje się do niezbyt wielkich ciśnień. Poduszki z wałkami piętrowymi wypadają dosyć wysokie i są mało stateczne, a dość ruchliwe. Kadłub poduszek nieruchomych różni się od kadłuba poduszek ruchomych tylko swą większą wysokością. Wysokość jego, o ile ciosy podporowe na wszystkich podporach dają się na jednej wysokości, równa się wysokości kadłuba poduszki, wałków i płyty pod wałkami razem wziętych. Kadłub nieruchomy stawia się bezpośrednio na cios podporowy. Ma on żebra, jak poduszka płaska, którymi wpuszcza się w cios podporowy i zalewa zaprawą cementową lub też pośrodku ma występ, który wpuszcza się w odpowiednie wgłębienie ciosu i zalewa zaprawą (fig. 350). Wymiary tego występu i jego wysokość winny zadość czynić następującym równaniom:



Fig. 348.

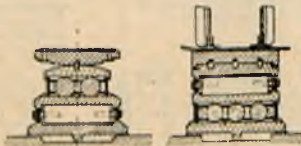


Fig. 349.



Fig. 350.

ształone i nadaje się do niezbyt wielkich ciśnień. Poduszki z wałkami piętrowymi wypadają dosyć wysokie i są mało stateczne, a dość ruchliwe.

Kadłub poduszek nieruchomych różni się od kadłuba poduszek ruchomych tylko swą większą wysokością. Wysokość jego, o ile ciosy podporowe na wszystkich podporach dają się na jednej wysokości, równa się wysokości kadłuba poduszki, wałków i płyty pod wałkami razem wziętych. Kadłub nieruchomy stawia się bezpośrednio na cios podporowy. Ma on żebra, jak poduszka płaska, którymi wpuszcza się w cios podporowy i zalewa zaprawą cementową lub też pośrodku ma występ, który wpuszcza się w odpowiednie wgłębienie ciosu i zalewa zaprawą (fig. 350). Wymiary tego występu i jego wysokość winny zadość czynić następującym równaniom:

$$W - Af = b_1 \cdot b_2 \cdot k_t \quad \text{i} \quad W - Af = b_1 \cdot c \cdot k_c,$$

gdzie oznacza W — siłę poziomą, A — ciśnienie na poduszkę, f — współczynnik tarcia stali po kamieniu, b_1 , b_2 i c — szerokość, długość i wy-

sokość występu, k_t — dopuszczalne naprężenie na ścinanie materiału kadłuba i k_c — dopuszczalne naprężenie ciśnienia na kamień. Czasem kadłub poduszki nieruchomej stawia się nie bezpośrednio na cios podporowy, lecz na płytę. Otrzymuje się kadłub nieco niższy. Płyta zaś ma zwykle około krawędzi listwy nie na całej długości swych boków. Odległość między listwami w kierunku szerokości mostu ściśle odpowiada długości kadłuba, w kierunku zaś rozpiętości mają odległość nieco większą od szerokości kadłuba, by można było umieścić kliny w celu regulowania odległości między poduszkami odpowiednio do długości dźwigara (fig. 351 a, b, c).

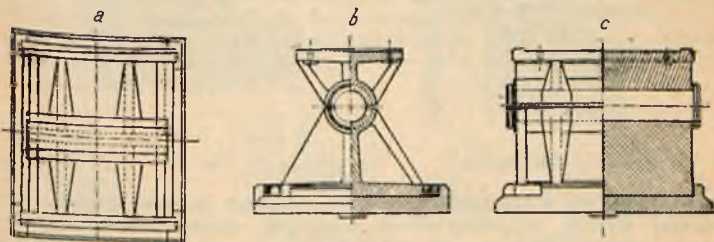


Fig. 351 a, b, c.

Należy mieć na uwadze, że wysokie łożyska winny być odpowiednio szerokie i długie, by były stateczne pod działaniem sił poziomych na dźwigary mostowe. W mostach prostych belkowych rozciętych regulowanie wysokości ustawiania poduszek na ciosach podporowych wykonywa się zwykle przez mniejsze lub większe wcięcie płyt poduszek w ciosy. Klinów nie stosuje się, gdyż niewielka niedokładność, dotycząca wysokości na różnych podporach nie ma znaczenia. Zaś na jednej podporze można wszystkie poduszki ustawić zupełnie na jednej wysokości. Również niejednakowe osiadanie podpór mostowych nie ma znaczenia. Inaczej jednak jest, jeżeli most jest z belkami ciąglemi bezprzegubowymi. Tutaj nierównomierność osiadania podpór, oraz ustawienie na różnych podporach łożysk (poduszek) na nie-należytej wysokości może wywołać znaczne zmiany w naprężeniach dźwigarów głównych, przeto łożyska (poduszki) takich mostów powinny być uposażone w kliny, którymi można byłoby regulować wysokość przegubów poduszek. Ciśnienie na kliny winno być jednakowe, zatem powinno się dążyć, by ilość klinów pod poduszką była możliwie najmniejsza. Najlepiej stosować jeden klin, położony bezpośrednio pod przegubem (fig. 352), nadając pewną stoczystość dolnej płaszczyźnie przegubu, lub dwa kliny położone jeden na drugim i skierowane w różne strony cienkimi końcami (fig. 353).

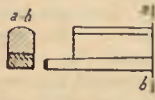


Fig. 352.

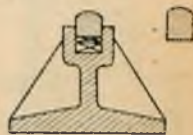


Fig. 353.

Zakotwienie poduszek przeciw siłom poziomym wzdłuż mostu powinno mieć miejsce w mostach, gdzie siły te mogą być znaczne, zatem w mostach długich, na których może mieć miejsce hamowanie pociągu, w mostach dużych w pobliżu stacji oraz w mostach, położonych na spadkach. We wszystkich tych wypadkach należy zbadać, czy poduszka stała jest dostatecznie stateczna, czy pod działaniem sił hamowania pociągu nie może nastąpić oderwanie poduszki od ciosu podporowego, zatem, czy siły pionowe są dostateczne, by poduszkę utrzymać na ciosie. Jeżeli może nastąpić oderwanie poduszki od ciosu, należy zakotwić poduszkę lub też

koniec dźwigara. Wtedy pas dolny może być połączony z kotwą zapomocą blachy poziomej, która pozwala dźwigarowi na nieznaczne obroty na przegubie poduszki i jednocześnie przejmuje siły poziome, oddając je na kotwę i mur (fig. 354). Zamiast połączenia z kotwą końca dźwigara można połączyć z kotwą przegub poduszki (fig. 355). W mostach wsporni-

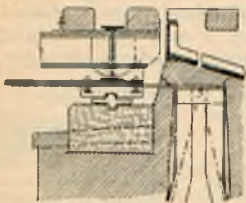


Fig. 354.

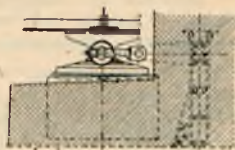


Fig. 355.

kowych lub też w mostach z belkami ciągłymi bezprzeguboweni przy znacznej różnicy w rozpiętościach mogą się otrzymać reakcje podpór ujemne. Koniec dźwigara nie powinien mieć możności się podnosić ze swej poduszki, czyli, że zawsze powinien szczelnie przylegać do niej. Można to osiągnąć albo przez zastosowanie specjalnych przeciwwag, co jednak nie zawsze jest dogodnie, gdyż przeciwwagi obciążają dodatkowo podpory, wymagają specjalnego pokładu, na którym leżą, i dodatkowo obciążają dźwigary, co pociąga za sobą zwiększenie ich wagi, lub też można zastosować specjalne poduszki

ujemne i dodatnie. Ostatnie są zwykle poduszki stosowane przy reakcji dodatniej. Przy reakcji ujemnej daje się specjalne poduszki, trzymane przez kotwy, zamocowane w murze podpory. Jeżeli reakcja ujemna ma miejsce na podporze stałej, wtedy ustrój może być bardzo prosty. Dźwigary mogą być wzięte na kotwy bezpośrednio (fig. 356), lub przez belki poprzeczne na podporze (fig. 357 a), lub też przez tężniki pionowe (fig. 357 b).

Bezpośrednie zakotwienie może mieć miejsce i na podporze ruchomej przesuwnej, lecz jeżeli przesunięcia dźwigara są nieznaczne. Przy znaczniejszych

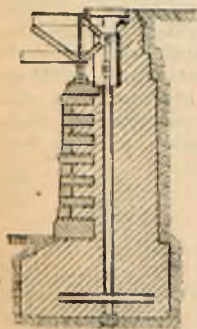


Fig. 356.

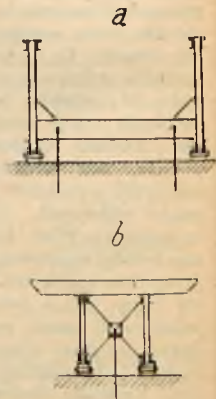


Fig. 357 a. b.

przesunięciach podpora ujemna musi mieć możliwość również wolnego przesuwu i powinna być urządzona z wałkami. By przy przesunięciu wałków kotwy, trzymające poduszki ujemne siłą tarcia, się nie odginały, należy stosować również kotwy poziome (fig. 358). Poduszki reakcyjnej ujemnych można stawiać na wypuszczone w kształcie wsporników końce pasów dźwigarów (fig. 359). Głębokość zakotwienia i zakończenia kotw w podporach powinno odpowiadać reakcji ujemnej. Przyjmuje się, że mur może się oderwać pod kątem 45°. Zamocowanie końców kotw do belek, założonych w murze, powinno być możliwie dostępne. Zatem powinno być umieszczone w specjalnych komorach lub łazach (fig. 360). Poduszki belek, spoczywających na końcach wsporników, mogą być urządzane w zupełności, jak na podporach zwykłych. Na

wsporniku, gdzie ma spoczywać poduszka, musi być urządzony odpowiedni stolik, na którym albo stawiamy bezpośrednio kadłub poduszki nieruchomej (fig. 361), albo też stawiamy płytę, na której leżą wałki, jeżeli poduszka ma być ruchoma (fig. 362).

Zamiast zwykłej poduszki wałkowej, która wymaga czasem dużo miejsca, można stosować albo słupki wahadłowe, albo też zawieszać belki na strunach. W obu tych wypadkach słupki belki zawieszony wchodzi w słupki wspornika, który musi mieć pasy nieco szersze, niż belka zawieszona, co zresztą prawie zawsze ma miejsce, gdyż belka wspornikowa ma przeważnie większą rozpiętość, niż belka zawieszona. Przy stosowaniu słupków wahadłowych (fig. 363) podporą dla belki zawieszony jest dolny pas wspornika, na którym spoczywa dolny koniec słupka wahadłowego. Belka zawieszona opiera się swym górnym pasem na tym słupku. By nie było poprzecznych wahań

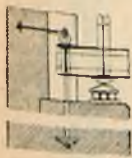


Fig. 358.



Fig. 359.

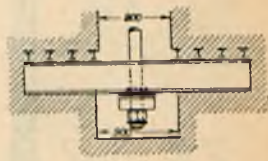


Fig. 360.

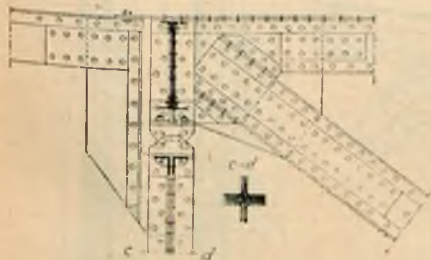


Fig. 361.

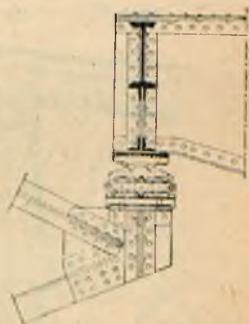


Fig. 362.

słupków, takowe powinny mieć u góry kierownice podłużne, między które mają możliwość przesuwania się wzdłuż. Słupki wsporników powinny tworzyć w tym wypadku ramownicę. Przy zastosowaniu strun podporą dla belki jest węzeł górnego pasa wspornika; na nim zawieszony są struny, które swymi dolnymi końcami trzymają za pas dolny belki zawieszony. Otwory u góry belki zawieszony i u dołu wspornika w tym przypadku muszą być owalne i o większej średnicy, niż jest bolec, na którym wisi belka zawieszona, by ciśnienie oddawało się na należyte końce (fig. 364 a, b). Belki o niewielkiej rozpiętości mogą być zawieszony na blachach, gibkość blachy służy tutaj, jako podpora wahadłowa. Niewielkość przesunięcia belki w zupełności jest możliwa wskutek gibkości blachy.

Poduszki dźwigarów łukowych zasadniczo mało się różnią od poduszek nieruchomych dźwigarów prostych belkowych. Kadłub może być taki sam, jak w mostach belkowych, również przeguby. Co się tyczy górnej części, tj. wahacza, to takowy może być albo oddzielny i przytwierdzony odpowiednio do łuku, albo też może nawet stanowić jedną całość z łukiem.

Ponieważ ustawianie dźwigarów łukowych na podpory wymaga wielkiej ścisłości co do rozpiętości, na odległość zaś pomiędzy przegubami podporowymi ma znaczny wpływ temperatura chwili ostatecznego ustawiania, przeto poduszki w mostach łukowych powinny być uposażone w kliny, którymi można by było zmieniać rozpiętość i tym sposobem nadawać należytą wy-

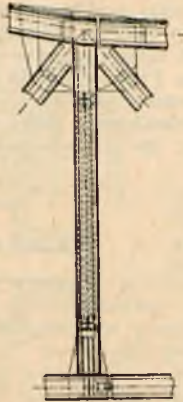


Fig. 363.

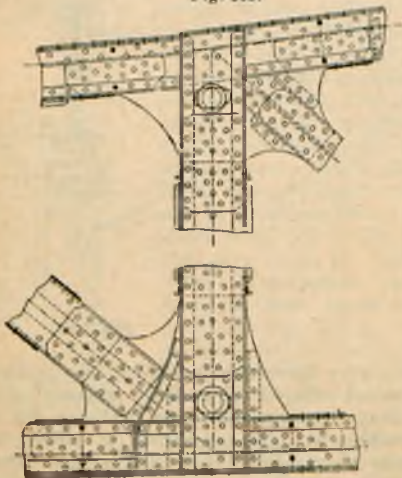


Fig. 364 a.



Fig. 364 b.

nosłość łukowi. Jeżeli przeto teoretyczna strzałka łuku przy temperaturze 0° była f , to przy temperaturze ustawiania dźwigarów $= t^{\circ} C$ winna być $f \pm \Delta f$. Temperatura montowania niema znaczenia, gdyż jest ona różna w zależności od okresu czasu, w którym odbywa się montowanie. Wszelkie wymiary w warsztatach wyznacza się taśmami mierniczymi stalowymi, zatem, jeżeli miara stalowa jest ścisła przy temperaturze 0° , to i wykonane części stalowe lub żelazne mostu mają ścisłe wymiary, sprowadzone do zera. Odległość między podporami, mierzona miarami metalowymi przy tempera-

turze $t^{\circ}C$, powinna być sprowadzona do temperatury 0° , czyli otrzymana odległość między podporami powinna być poprawiona na wydłużenie lub skrócenie miary w zależności od $+t^{\circ}$. Ustawianie łuków na podpory należy robić w pogodę pochmurną, gdyż wtedy wszystkie łuki danego przęsła mają jednakową temperaturę. Przy słonecznej pogodzie ustawianie jest dość trudne, gdyż temperatura nie tylko różnych łuków, lecz nawet jednego i tego samego łuku może być różna, zatem trudno nadać należyłą strzałkę łukowi.

Połączenie kadłuba z ciosem podporowym, jak w mostach belkowych, tj. za pomocą żeber lub śrub, zapuszczonych w ciosy podporowe (fig. 365). Część górna poduszki, wahacz, ma połączenie takie, że końce łuków oddają swe ciśnienie na wahacz przez bezpośredni docisk. Końce zatem



Fig. 365.

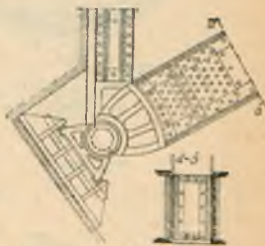
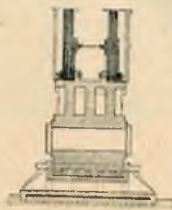


Fig. 366.

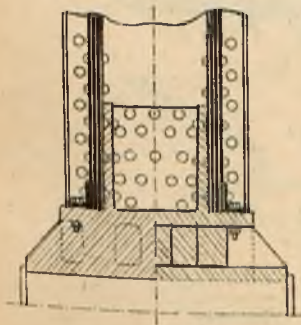


Fig. 367.



Fig. 368.

łuków muszą być zupełnie równo ścięte i przyheblowane, by ciśnienie oddawało się na cały przekrój łuku. Cienkie ścianki łuków muszą być pogrubione przez odpowiednie nakładki, by je stężyć. Połączenie daje się zwykle śrubami (fig. 366). Można też połączenie wahacza z łukiem dać takie, by ciśnienie przenosiło się na łuk przez cięcie nitów. Wahacz wtedy ma specjalne wydłużone ścianki, które wchodzi w skrzynkę łuku. Te ścianki są znitowane z elementami łuku (fig. 367). Jeżeli dźwigary łukowe są kratowe, wtedy należy wahacz tak łączyć z łukiem, by oś przegubu leżała w węźle podporowym (fig. 368), w przeciwnym bowiem razie pas łuku prócz sił osiowych miałby jeszcze ugięcie, które należałoby przyjąć pod uwagę, gdybyśmy umieścili przegub poza węzłem. Umieszczenie przegubu nie w węźle podporowym często się stosuje w mostach łukowych wspornikowych (fig. 369 a, b). Wahacz może stanowić z łukiem jedną całość. Łuk tworzy stopę, którą się opiera o przegub poduszki. Stopę tworzą wtedy specjalne odłowy, które

łącza się z poszczególnymi częściami łuku o przekroju dwuteowym. W łukach niewielkich rozpiętości odlewy te mają kształt szczęk, które obejmują z dwóch stron dźwigar i są do niego przynitowane; w przekroju poprzecznym mają kształt korytek, w przekroju zaś podłużnym kątowników nierównobocznych. Siła łuku oddaje się na te szczęki przez nity, które je łączą ze środnikiem i pasami (fig. 370 a). W większych mostach można stosować takie

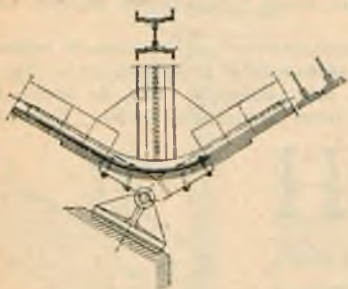


Fig. 369 a.

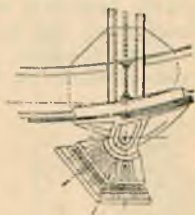


Fig. 869 b.

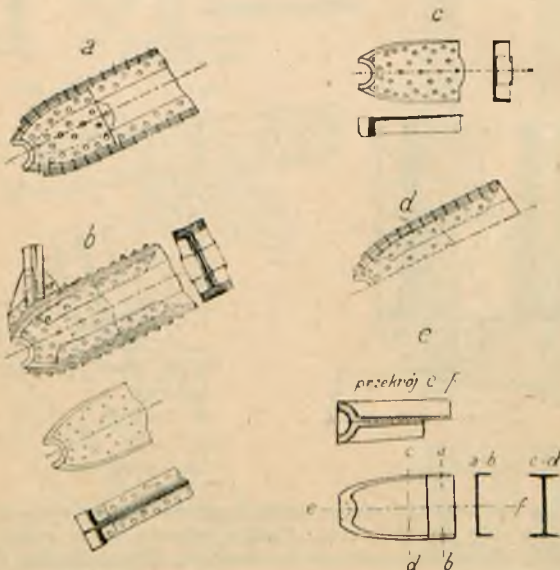


Fig. 370 a, b, c, d, e.

same szczęki, lecz tylko połączenie z łukiem winno być nieco inne, by w bokach poziomych tych szczęk można było zastosować nity dwucięte (fig. 370 b). Grubość szczęk koło przegubu winna być taka, by cały przekrój wytworzonej stopy odpowiadał całkowitej największej reakcji łuku; ku końcowi daje się wszystkie części szczęk coraz cieńsze, i mogą dojść do grubości kątowników, tj. do 12—15 mm (fig. 370 c). Gdyby jednak grubość taka była niedogodna do wykonania, to można ją zwiększyć do 20 mm i zastosować podkładki wyrównawcze (fig. 370 d).

W mostach łukowych ukośnych, szczególnie bardzo szerokich, przy kilku dźwigarach na szerokości mostu powinno się stosować przeguby kuliste. Poduszki w takich mostach daje się normalnie do osi łuku. Zatem przy przegubach cylindrycznych otrzymalibyśmy kilka osi równoległych. Łuki, połączone tężnikami w jakby jedną bryłę, nie mogłyby się obracać koło swych przegubów, gdy tymczasem przeguby kuliste położone swemi osiami na jednej prostej tworzą jakby jedną oś. Następnie ustawianie łuków

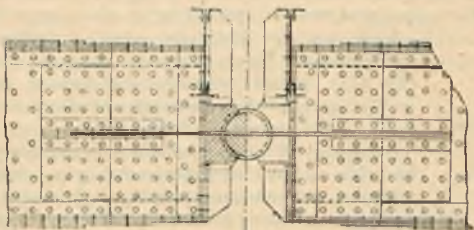


Fig. 371.

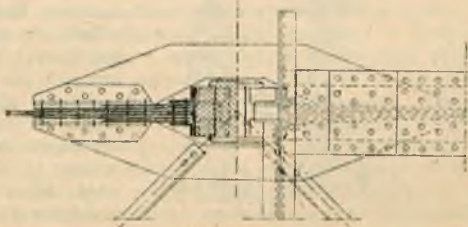


Fig. 372.

w mostach ukośnych na przeguby cylindryczne nasuwa dużo trudności. Ustawienie wszystkich poduszek ściśle równoległe jest nader trudne, zaś najmniejsza nierównoległość powoduje ciśnienie nie na całą długość przegubu, lecz tylko na jego krawędź. Przy stosowaniu przegubów kulistych unika się tej niedokładności. Przy przegubach kulistych jednak stopę trzeba wytwarzać z jednego odlewu, a nie z dwóch w kształcie szczęk, by przegub kulisty nie rozsadał tych szczęk, jak klin (fig. 370 e). Przy stosowaniu szczęk obróbka końcowych części stóp, tj. wytaczanie wgłębień do przegubów powinna się odbywać, gdy szczęki są znitowane z końcami dźwigarów, by otrzymać

dokładność roboty¹⁾. Przeguby w kluczu mostów łukowych trójprzegubowych mają ustrój taki sam, jak i w stopach. Połączenie wahacza z łukiem musi tu odpowiadać nie tylko rozporowi, lecz też i sile poprzecznej. Gdyby rozpor od obciążenia stałego był niezbyt duży, a od parcia wiatru otrzymałoby się rozciąganie w kluczu, wtedy naturalnie konstrukcja przegubu w kluczu powinna być taka, by nie dopuszczała możliwości rozwarcia się łuku w kluczu; co może być dokonane przez połączenie przeciwległych części łuków w głębokich blachach, tak zwanymi kołnierzykami (fig. 371), lub też specjalnymi ściągami, które mogą pracować na rozciąganie, nie mogąc natomiast przyjmować na się ściskania, gdyż na wałkach, na których są osadzone, mają otwory owalne wolne do środka (fig. 372). Szczęki, stosowane w kluczu, mają kształt dowolny i zwykle niesymetryczny w zależności od ustroju mostu i połączenia jezdni w kluczu.

Podpory w postaci słupków wahadłowych stosuje się do belek o niewielkiej rozpiętości, gdy jednak brak miejsca wymaga zastosowania podpory najcieńszej. Podpora taka zastępuje podporę przesuwą. W przekroju poprzecznym

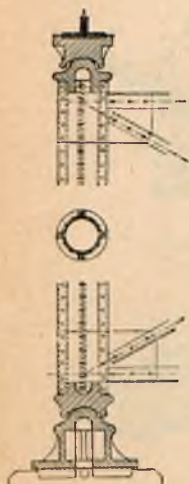


Fig. 373.

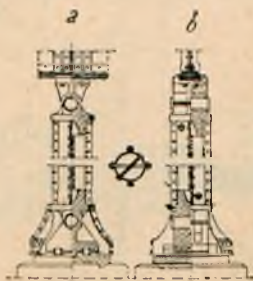


Fig. 374.

mostu słupki te są połączone ze sobą tężnikami tak, że tworzą zwykle układy niezmiennie. Każdy słupek tak składa się z trzech części: podstawy, która jest nie

innego, jak tylko zwykła poduszka nieruchoma przegibna z przegubem cylindrycznym lub kulistym, z trzonu, tj. słupka i z głowicy, która w istocie swej przedstawia również poduszkę przegibną, lecz tylko jakby odwróconą do góry

kadłubem. Na kadłubie spoczywa helka, zaś wahacz jest związany z trzonem słupka (fig. 373). W zależności od miejsca, gdzie kolumny takie stawiamy, tak ich podstawom, jak też i głowicom nadajemy pewne kształty architektoniczne. Dolne części zakrywają przytem płaszczkami również pewnej formy tak, by płaszcze te dawały wrażenie odpowiedniej podstawy dla danego słupka kolumny (fig. 374 a, b).

VIII. Tężniki podłużne i poprzeczne.

Pasy dźwigarów głównych łączymy kratą tak, aby pas górny i dolny, połączone kratą, wytworzyły układ niezmienny w płaszczyźnie pionowej. Również w płaszczyźnie poziomej pasy górne i pasy dolne jednego dźwigara i drugiego powinny być połączone ze sobą kratą, aby wytworzyć układy niezmiennie w płaszczyznach pasów górnych i dolnych. Jest to niezbędne nie tylko wskutek działania sił poziomych, jak wiatr, siła odśrodkowa przy położeniu mostu w krzywej lub uderzenia boczne parowozów, lecz i bez tych sił wiązania te są niezbędne w szczególności w poziomie pasów ścispanych, bo długie pasy mogłyby ulec wyboczeniu. Oprócz tych wiązań pasów, zwanych tężnikami podłużnymi albo wiatrownicami, gdyż przeważnie obliczają się na działanie wiatru, by dźwigary główne wytworzyły bryłę niezmienną, winny

¹⁾ Tego rodzaju przeguby stosowano były w wielu mostach łukowych przez autora niniejszego w Petersburgu.

być zakończone również powierzchniami niezmiennymi. Przeto płaszczyzny czołowe, które tworzą zwykle słupki podporowe lub przy pasach zbieżnych pasy pochyłe, muszą być połączone odpowiednio wiązaniami, by czworoboki czołowe pod działaniem sił poziomych były niezmienne. Ograniczona tym sposobem bryła sześcienna powierzchniami niezmiennymi otrzymuje się niezmienna naturalnie w granicach odkształceń sprężystych. Teżniki, położone w granicach pasów, nazywamy teżnikami podłużnymi, a czasem poziomymi, zaś teżniki, które leżą w płaszczyznach prostopadłych do płaszczyzny dźwigarów pionowych, lub czasem w płaszczyznach pod pewnym kątem do poziomu, nazywamy teżnikami poprzecznymi lub pionowymi. Zatem możemy powiedzieć, że, aby dźwigary wytworzyły bryłę niezmienną, muszą być powiązane teżnikami podłużnymi na całej długości mostu w poziomie pasów górnych i dolnych i teżnikami poprzecznymi na podporach (fig. 375). Teżniki poprzeczne pośrednie nie są niezbędne z punktu widzenia niezmienności, jednak mają znaczenie z innych względów. Przy niejednakowym obciążeniu pionowym dźwigarów zmniejszają one niejednakowość ugięcia się dźwigarów, zatem zniekształcenie się mostu w przekroju poprzecznym jest mniejsze przy teżnikach pionowych poprzecznych, niż bez nich. Nie zawsze jednak można postawić teżniki podłużne w poziomie pasa górnego przy pomocy dolnym i wtedy teżniki poprzeczne pośrednie są niezbędne. Jeżeli nawierzchnia pomostu ma podłoże z blachy falistej, płaskiej, cylindrycznej lub nieckowej na całej szerokości mostu, wtedy pokład ten może zastąpić teżniki podłużne w poziomie tego pasa, gdzie jest pomost. Kształtowniki — zoresówki lub woterenówki — nie zastępują teżników podłużnych ze względu na swoje stosunkowo słabe przytwierdzenie do żeber pomostu i dźwigarów. Poprzecznicę sztywno połączone z dźwigarami zwykle służą jednocześnie jako części teżników podłużnych, oraz poprzecznych.

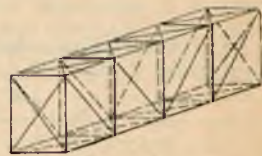


Fig. 375.

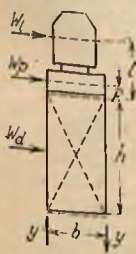


Fig. 376.

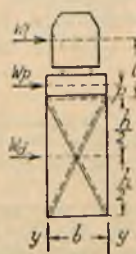


Fig. 377.

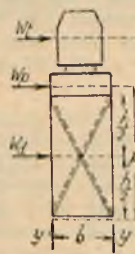


Fig. 378.



Fig. 379.

Mosty z jazdą góra. 1. Teżniki podłużne między pasami górnymi, dolnymi i poprzeczne na podporach (fig. 375). Oznaczmy wysokość dźwigarów przez h (fig. 376), rozstaw dźwigarów przez b , odległość od osi pasa górnego do środka powierzchni pomostu, wystającej ponad pasem górnym, przez p , odległość od tegoż pasa do środka powierzchni obciążenia ruchomego przez t , siły poziome od działania wiatru na obciążenie ruchome, pomost i dźwigar przez W_p , W_p i W_d , siły poziome, działające na pasy górny i dolny przez X_y i X_d przeciążenie dźwigarów przez Y , to otrzymamy:

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p p}{b}; \quad X_y = W_t + W_d + \frac{W_p}{2}; \quad X_d = \frac{W_d}{2}$$

2. Teżniki podłużne są między pasami górnymi, teżniki poprzeczne na podporach i pośrednie między podporami (fig. 377):

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p - W_d \cdot \frac{h}{2}}{b}; \quad X_g = W_t + W_p + W_d; \quad X_d = 0.$$

3. Teżniki podłużne łączą pasy dolne, teżniki poprzeczne, jak w wypadku 2. (fig. 378):

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p + W_d \cdot \frac{h}{2}}{b}; \quad X_g = 0; \quad X_d = W_t + W_p + W_d.$$

4. Teżniki podłużne łączą pasy górne i dolne, teżniki poprzeczne, jak w wypadku 2. (fig. 379).

$$Y = \left[\frac{W_t + W_p}{4} + \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h} \right] \frac{h}{b};$$

$$X_g = \frac{W_d}{2} + \frac{3}{4} (W_t + W_p) + \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h};$$

$$X_d = \frac{W_d}{2} + \frac{1}{4} (W_t + W_p) - \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h};$$

przy
$$h = \frac{2(W_t \cdot t + W_p \cdot p)}{2W_d + W_t + W_p}; \quad X_d = 0$$

czyli, że przy tej wielkości h wiatrownie dolnych podłużnych stawiać nie warto.

Mosty z jazdą dołem. Mogą tu być dwa wypadki: 1. Wysokość dźwigarów jest dostateczna i dopuszcza umieszczenie teżników podłużnych w pasie górnym; 2. wysokość jest niedostateczna, teżników górnych dać nie można. Otrzymujemy most otwarty. Teżniki górne można stosować w mostach o rozpiętości od 31—32 m.

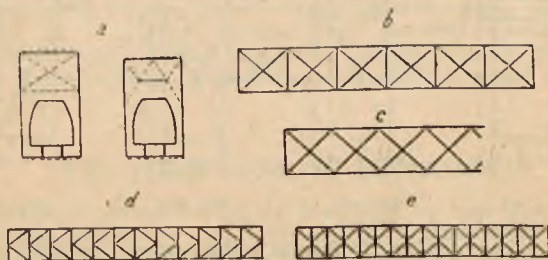


Fig. 380 a, b, c, d, e.

W wypadku pierwszym mamy teżniki podłużne dolne, górne i teżniki poprzeczne w kształcie ramownicy na podporach (fig. 380 a).

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{b}; \quad X_g = \frac{W_d}{2}; \quad X_d = \frac{W_d}{2} + W_t + W_p.$$

W wypadku drugim teżniki podłużne są tylko dolne, teżniki zaś poprzeczne na podporach i pośrednie.

$$Y = \frac{W_d \cdot \frac{h}{2} + W_t \cdot t + W_p \cdot p}{b}; \quad X_g = 0, \quad X_d = W_d + W_p + W_t.$$

Najczęściej stosowany jest układ żeźników podłużnych o kracie prostokątnej dwukrotnej, układ statycznie niezwyznaczalny (fig. 380 b). W układzie tym zwykle stosują rozpórki sztywne, zaś krzyżulce czasem gibkie lub półsztywne. Uwazamy, że krzyżulce winny być również sztywne, gdyż przy dwóch układach przy uginaniu się dźwigara w płaszczyźnie żeźników będą zawsze pracować oba układy, zatem sztywność każdego krzyżulca (przekątnej) powinna być dostateczna do przejścia conajmniej połowy siły poprzecznej na ściskanie. Koło środka przesła zwykle siła poprzeczna od działania wiatru jest bardzo mała, szczególnie w górnych żeźnikach przy jeździe dołem i dolnych przy jeździe górą. Nadawanie jednak krzyżulcom przekroji zbyt małych, odpowiednio do otrzymanej siły działania wiatru nie powinno być naśladowane, gdyż żeźniki te pracują nie tylko przy działaniu wiatru, lecz też i od wszelkich uderzeń bocznych idącego pociągu i przy słabych wiatrownicach powodują dość duże wahania pasów w płaszczyźnie poziomej. Można dawać zamiast kraty prostokątnej kratę podwójną bez rozpórek (fig. 380 c), układ raz statycznie

niewyznaczalny. W mostach szerokich, gdy przedziały są stosunkowo małe w porównaniu do odległości między dźwigarami, można stosować układ półkrzyżulcowy (fig. 380 d), lub też stosować kratę według fig. 380 b, lecz przekątne prowadzić przez dwa przedziały (fig. 380 e), przytem w punktach przecięcia się krzyżulców takowe mogą być podwieszane do poprzecznic, by nie zwisały i przez to nie otrzymywały dodatkowych naprężeń od wagi własnej. Nadto podwieszenie ma jeszcze tę dobrą zaletę, że zmniejsza

swą wolną długość przekątnej ściskanej, dlatego też nawet przy układzie według fig. 380 b podwieszają przekątne, np. do podłużnic (fig. 381). Teźniki według fig. 382 a stosują się do małych rozpiętości, do stężenia belek podłużnych. Jeżeli most ma kilka dźwigarów na swej szerokości, co ma miejsce w mostach miejskich z jazdą górą, wtedy żeźniki można urządzić według fig. 382 b lub fig. 382 c. W mostach szerokich z wielu dźwigarami siły w pasach dźwigarów od działania wiatru są bardzo małe; dodatkowe naprężenia zwykle nie pokrywają nadwyżki dopuszczalnych naprężeń, tak że ich można nie uwzględniać. Przy obliczaniu sił w pasach od działania wiatru można rozpatrywać pasy dźwigarów połączone żeźnikami, jako belkę złożoną, w której rolę klinów odgrywają przekątne i rozpórki i obliczenie przeprowadzić, jak dla belki złożonej. Zatem, jeżeli przez F' oznaczymy średni przekrój pasa dźwigara, zaś przez b_i odległość od osi mostu do dźwigara, przez a długość przedziału i przez α kąt pochyleńa przekątnej do pasa, przez M i T moment gnący i siłę poprzeczną w danym przekroju od sił poziomych (fig. 382 d), to możemy napisać, że siła w pasie będzie:

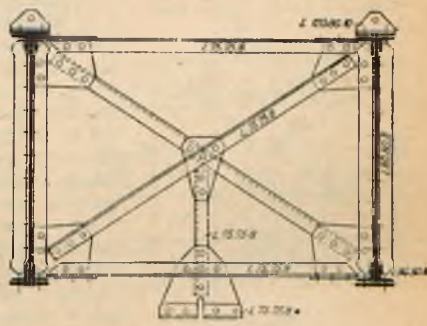


Fig. 381.

$$K = \frac{M b_i}{2 \sum F_i b_i^2}$$

Sily w krzyżulcach:

$$S_1 = \pm T \frac{F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3}{2 \cos \alpha \sum F_i b_i^2},$$

$$S_2 = \pm T \frac{(F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3) \cdot a}{2 \cos \alpha \sum F_i b_i^2},$$

$$S_3 = \pm T \frac{F_3 \cdot b_3 \cdot a}{2 \cos \alpha \sum F_i b_i^2}.$$

Zatem przekroje krzyżulców muszą być silniejsze pośrodku mostu, zaś słabsze ku skrajom. Przekroje tężników mogą być takie same, jak w innych

prętach w dźwigarach. Przedział tężników zwykle odpowiada przedziałowi dźwigarów, a węzły tężników umieszcza się zwykle w tych samych przekrojach, co i węzły dźwigarów, choć może też być przedział tężników mniejszy lub większy

od przedziału dźwigara pionowego. Tężniki podłużne zwykle przynitowujemy do blach węzłowych poziomych, które są jako wstawki blach poziomych pasów (fig. 383), lub też jako blachy przynitowane do kątowników pasowych (fig. 384 a), lub też przynitowane do krawędzi blach poziomych (fig. 384 b). W ostatnim wypadku szerokość e winna być nie mniejsza od 90 mm. W mostach szerokich przekątnie otrzymuje się o znacznej dłu-

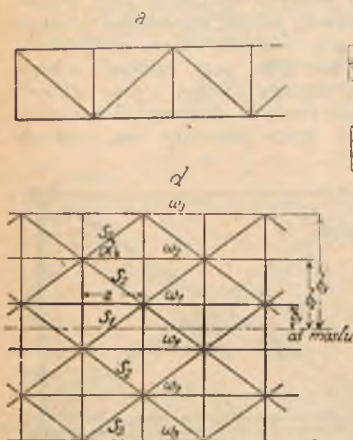


Fig. 382 a, b, c, d.

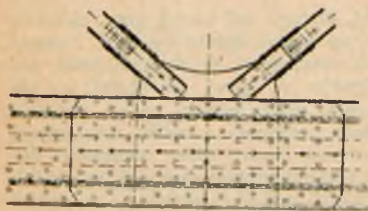


Fig. 383.



Fig. 384 a, b, c.

gości; aby je podtrzymać pośrodku, dają czasem między pasami górnym lekką beleczkę podłużną (fig. 384 c).

Przy obliczaniu tężników podłużnych trzeba mieć na uwadze, że tężniki te otrzymują naprężenia nie tylko od sił poziomych działania wiatru lub siły odśrodkowej w mostach położonych w krzywej, lecz nadto od obciążenia pionowego i to dość znaczne. W pasie rozciągającym mogą one dochodzić do 50% naprężeń w pasach. Dlatego też tężniki te przynitowujemy należy po zdjęciu mostu z rusztowań, aby przynajmniej uwolnić je od dodatkowego

napięcia od ciężaru stałego mostu i przekroje winny być im nadawane z pewnym zapasem do 25—30%.

Na fig. 385 a linjami przerywanymi pokazane jest położenie tężników podłużnych i poprzecznych. Górne tężniki jako podparcie swe mają zwykle ramownice, które oddają parcie poziome, otrzymane od tężników podłużnych, na podpory. Jeżeli wysokość dźwigarów pozwala, to tężniki podłużne górne idą na całej długości dźwigarów i wtedy ramownice umieszczają się na końcach: pionowe, jeżeli są słupki podporowe, i pochyłe, jeżeli pasy są zbieżne. Ramownice pionowe są łatwiejsze do wykonania, lepiej zeszywniają poprzecznie most i dlatego często chętniej je stosują, niż pochyłe. Widok ogólny dźwigarów zbieżnych jest nieco ładniejszy i dźwigary zbieżne otrzymuje się nieco lżejsze, lecz usztywnienie ramownicy jest dość trudne, szczególnie trudno uzyskać sztywne połączenie nóg ramownicy z rozpórką dolną, która przeważnie jest pionowa, a nie w płaszczyźnie ramownicy i dlatego też zwykle przy obliczaniu ramownic pochyłych przyjmuje się, że w dole nogi ramownicy połączone są z poprzeczną rozpórką przegibnie. Jeżeli wysokość dźwigarów nie pozwala ciągnąć tężników podłużnych górnych na całej długości dźwigarów, wtedy zwykle zajmują one tylko część długości dźwigarów i na końcach ich w węzłach B i B' (fig. 385 b) daje się ramownice, które przenoszą ciśnienie poprzeczne poziome na dolne wiatrownice, i te oddają już to ciśnienie na podpory. Przy ustroju tego rodzaju końce dźwigarów $A_1 B_1$ i $A_2 B_2$ (fig. 385 b) tworzą most otwarty i dlatego też słupki na tych częściach dźwigarów powinny być szczególnie sztywne w kierunku poprzecznym mostu, aby dobrze trzymać pas dolny w jego płaszczyźnie.

W mostach wielopręsłowych bezprzegubowych tężniki podłużne daje się na całej długości, jak w mostach belkowych rozciętych, przymet ramownice — tężniki pionowe — dają się obowiązkowo nad każdą podporą (fig. 386). Co się tyczy tężników poprzecznych pośrednich, to takowe przy jeździe górą mogą być dawane lub nie. Jednak jeżeli się przewiduje znaczną różnicę w obciążaniu dźwigarów ciężarem ruchomym, np. w moście kolejowym dwutorowym, to lepiej je dawać, choć nie

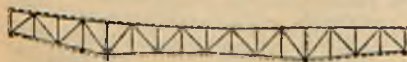


Fig. 386.



Fig. 387.

w każdym przedziale, gdyż one zmuszają dźwigary do współpracy, i przez to otrzymuje się mniejszą różnicę w ugięciu pionowym dźwigarów.

W mostach wspornikowych tężniki nie mogą być prowadzone w sposób ciągły na całej długości mostu, gdyż one wytworzyłyby zamieszanie w pracy poszczególnych części tego ustroju. W miejscach, gdzie belka wolno wsparta łączy się ze wspornikiem, muszą być tężniki przerwane i mieć możliwość przenosić z jednej części na drugą tylko siłą poprzeczną poziomą, nie działając wzdłuż dźwigara. Tężniki belki zawie-

szej powinny mieć możliwość przesuwania się podłużnego w miejscu połączenia ze wspornikiem, nie mając natomiast możliwości przesuwu poprzecznego.

W mostach łukowych z jazdą górą teźniki podłużne dają się zwykle w poziomie pomostu i poziomie pasa dolnego łuku (fig. 387). Dlatego też w poziomie pomostu muszą być dane albo specjalne pasy wiatrownicowe lub też belki zewnętrzne podłużne, o ile ciągną się bez przerwy, grają rolę jednocześnie pasów dźwigara wiatrownicowego. Teźniki pionowe łączą tutaj łuki na ich wysokości; na podporach zaś słupki tworzą z teźnikami ramownice. Stawianie teźników pionowych między słupkami pośrednimi nie jest konieczne, lecz to dobrze łączy łuki między sobą i zmusza je do lepszej współpracy. Przy niejednakowym obciążeniu łuków otrzymuje się mniejszą różnicę w ugięciu dźwigara obciążonego i nieobciążonego.

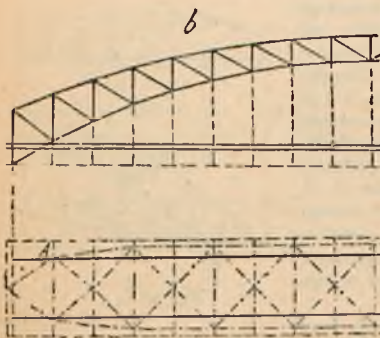
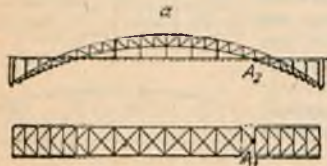


Fig. 388.

W mostach łukowych z jazdą dołem lub z pomostem na pewnej wysokości nad podporami trzeba rozpatrzyć dwa wypadki: 1. łuk jest ze ściągiem, 2. łuk jest bez ściągu.

W pierwszym wypadku ustrój teźników w poziomie ściągnięciem nie będzie różnić od mostu zwykłego belkowego. Jak w moście belkowym, teźniki tutaj pracują nie tylko od sił poziomych, lecz i od obciążenia pionowego, a zatem teźniki winny być projektowane z pewnym zapasem. Jeżeli mamy czysty łuk bez ściągu, to teźniki w poziomie części przejazdowej winny być tak urządzone, by ani ich krata, ani ich pasy nie mogły odgrywać roli ściągu. Ponieważ w tym wypadku zawsze trzeba dawać specjalne pasy wiatrownicowe, przeto te pasy, będąc podwieszane do wieszaków łuku, nie mogą być z łukami połączone, lecz albo mogą swobodnie przechodzić przez łuki, mając możliwość swobodnego przesuwu wzdłuż swych osi i również w kierunku pionowym, natomiast nie mogą mieć możliwości przesunięcia w poprzek mostu i tym sposobem ciśnienie poziome mogą oddać na łuki, a te ostatnie przez swe teźniki na podpory, albo też pasy mogą się kończyć w węzłach A_2 (fig. 388 a), w węzle A_1 mogą się schodzić na osi mostu i tam mieć połączenie z rozporką między łukami przesuwne wzdłuż. Pasy wiatrownicowe mogą być położone nazewnątrz dźwigarów

głównych i podwieszono do wsporników belek poprzecznych, które mogą służyć jako rozpórki dźwigara wiatrownicowego, sprrowadzają w jeden punkt na osi mostu nad podporą i tam otrzymują podparcie przesuwne. W punktach *A* (fig. 388 *b*) przecięcia się pasów wiatrownicowych z łukiem pasy te winny wolno przechodzić bez żadnego połączenia z łukiem. Pasy górne dźwigara mają zwykle teżniki, które końcami swymi opierają się na ramownicach końcowe. W pasie

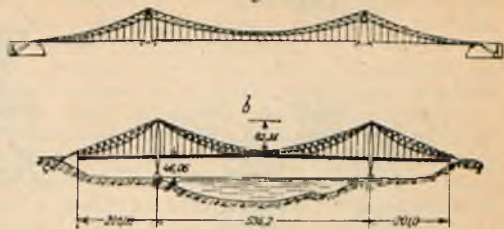
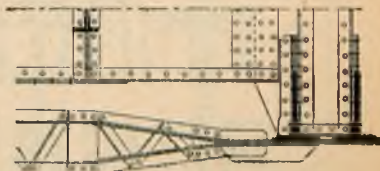


Fig. 389 a, b.

środkowym (w łuku) teżników podłużnych zwykle nie dają; by stężyć pas ten i zabezpieczyć przeciw wyboczeniu, dają teżniki pionowe.

W mostach wiszących z łańcuchami gibkimi teżniki podłużne dają się tylko w poziomie pomostu; co do ustroju teżniki te niczem się nie będą różnić od ustroju teżników w poziomie pomostu mostów łukowych z podwieszoną częścią przejazdową. Na podporach teżniki muszą mieć oparcie przeciw przesunięciom boczny i swobodne przesunięcie wzdłuż i pionowo. Co się tyczy łańcucha, to ponieważ ten jest tylko rozciągany, przeto stężenia nie wymaga.



Jeżeli do łańcucha gibkiego jest zawieszona belka usztywniająca, to belka ta właściwie przedstawia nic innego, jak tylko belkę zwykłą z jazdą dołem lub górą, przeto i teżniki będą tutaj takie same, jak w mostach zwykłych belkowych: przy jeździe górą, jak w mostach z jazdą górą, i przy jeździe dołem, jak w mostach z jazdą dołem otwartych, gdyż przeważnie teżników górnych nie dają.

Należy zwrócić uwagę, że w tym systemie mostów oba pasy belek są ściskane i rozciągane, i przeto usztywnienie ich teżnikami, by zapobiec wyboczeniu, jednakowo jest niezbędną dla obu pasów. Tylko w mostach o bardzo dużych rozpiętościach,

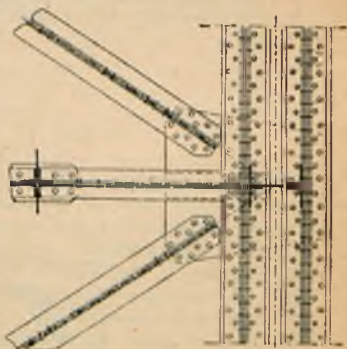


Fig. 390.

w których łańcuchy stosuje się kratowe (fig. 389 *a, b*), mogą części tych łańcuchów być ściskane, przeto tam zachodzi potrzeba stosowania teżników podłużnych, oraz poprzecznych między łańcuchami. Ustrój teżników podłużnych, oraz ich połączenie z pasami widać z fig. 390. Na fig. 391 i 392 pokazane jest połączenie teżników przegibnoprusowane, gdy teżniki oddają się poziomą belce poprzecznej lub rozpórce.

Na fig. 393 *a* pokazane są różne systemy ramownic w mostach z jazdą dołem; w mostach z jazdą górą ramownice dają przeważnie w kształcie krzyży ukośnych (fig. 393 *b*) lub półkrzyżuleowe (fig. 393 *c*).

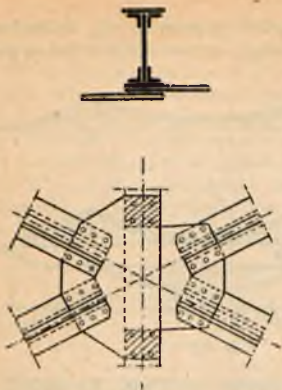


Fig. 391.

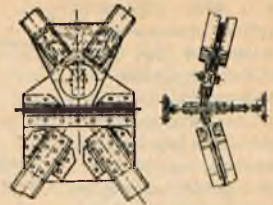


Fig. 392.

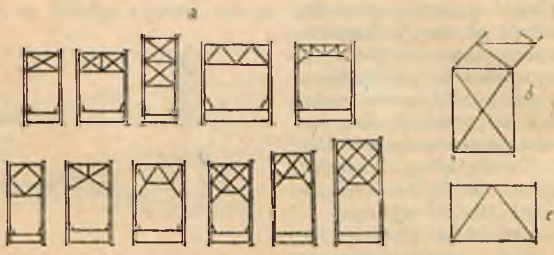


Fig. 393 a, b, c.

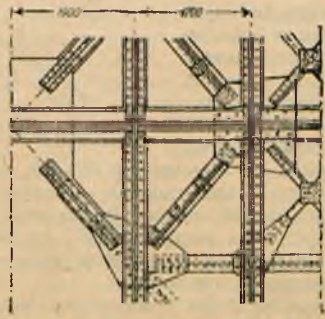


Fig. 394.

Teżniki hamowne. Teżniki hamowne daje się tylko w mostach kolejowych większych rozpiętości lub w mostach, położonych na spadku, oraz w pobliżu stacji kolejowej. W mostach poziomych o niewielkiej rozpiętości na szlaku kolejowym hamowanie pociągu niema miejsca, przeto teżników te nie stosuje się. Siła podłużna, powstająca wskutek hamowania pociągu na moście, oddaje się szynom, które przenoszą ją na mostownice i te na belki podłużne. Belki podłużne wywierają wskutek tego nacisk na belki poprzeczne i te ostatnie wyginają się w planie, jeżeli niema teżników hamownych. Teżniki hamowne mają za zadanie przeniesienia tej siły podłużnej na pasy dźwigarów głównych, które już przenoszą te siły na podpory. Teżniki hamowne urządzają się albo pośrodku danego przesła, albo też na końcach. Czasem jednak w dźwigarach o dużej rozpiętości, jeżeli belki podłużne są przerwane w dwóch lub kilku miejscach, teżniki hamowne daje się w każdymuczastku przerwanych podłużnic. Zatem, gdy podłużnice w dwóch punktach mają połączenie przegibno-przesuwne, teżniki

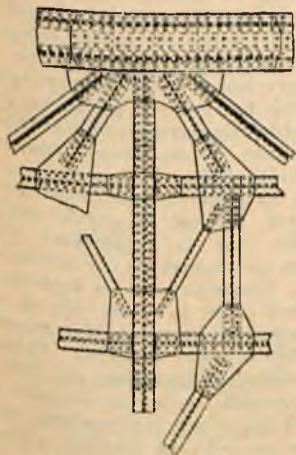


Fig. 395.

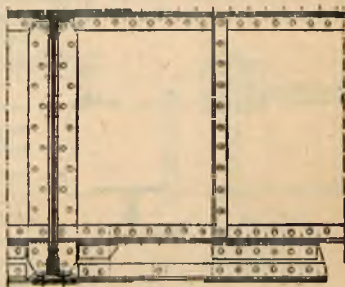


Fig. 396.

hamowne muszą być postawione w trzech miejscach: na końcu i pośrodku. Schematycznie teżniki te pokazane są w planie na fig. 394. Przy teżnikach podłużnych w poziomie jezdni te ostatnie mogą być jednocześnie teżnikami hamowniczymi, o ile będą odpowiednio połączone z podłużnicami (fig. 394). Na fig. 395 pokazane jest połączenie teżników hamowniczych z podłużnicami, zaś na fig. 396 teżników podłużnych i jednocześnie hamowniczych z podłużnicami. Połączenie teżników hamowniczych z dźwigarami jest takie, jak i teżników podłużnych, i zwykle do ich przynitowania służą te same blachy węzłowe, które łączą wiatrownice z dźwigarami.

IX. Część przejazdowa i chodniki.

Część przejazdowa czyli pomost składa się z dwóch części: z nawierzchni, tj. tej warstwy zewnętrznej, po której bezpośrednio odbywa się ruch, i z żeber pomostu, tj. belek podłużnych i poprzecznych, na których spoczywa nawierzchnia i które mają na celu przeniesienie sił, otrzymywanych od nawierzchni, na dźwigary główne.

Nawierzchnia mostów kolejowych. Nawierzchnię mostów kolejowych stanowią szyny z kontrszynami i odbojnicami, chodniki pomiędzy szynami

i z boków szyn i wreszcie podkłady, na których spoczywają szyny, względnie dyle podłużne, podtrzymujące szyny. Podkłady leżą albo bezpośrednio na belkach podłużnych, albo na dźwigarach głównych w mostach niewielkich rozpiętości z jazdą górą, albo też na podsypce, która leży na podłożu żelaznym, betonowym lub żelazobetonowym. Nawierzchnię z podsypką stosuje się zwykle do mostów niewielkich rozpiętości (przepustów) na szlaku i w wiaduktach, położonych w miastach, oraz nad drogami z silnym ruchem.

Ustrój nawierzchni w mostach, co do swej stałości i wytrzymałości, powinien zadość czynić tym samym wymaganiom, co i na szlaku. Zatem odległość pomiędzy szynami, oraz ich pochylenie powinno być zabezpieczone. Nawierzchnia powinna być dostatecznie sprężysta, aby przy wejściu pociągu na most nie miały miejsca uderzenia i wstrząśnienia, powinna być dostępna dla dozoru i łatwa do remontu. Nadto na wypadek wykolejenia się bądź to parowozu, bądź jakiegokolwiek z wagonów, koła wykolejone nie powinny się zapadać, lecz mieć możność toczenia się po moście. Ponieważ styki szyn powodują uderzenia kół, przez co otrzymuje się wstrząśnienia całego mostu, przeto na mostach małych rozpiętości winno się unikać połączeń szyn. Na mostach dużych rozpiętości ilość złączy szyn doprowadza się do minimum, stosując długie ogniwa szyn, przytem w stykach szyny łączy się szczelnie bez żadnych luzów, zaś nad podporami daje się przyrządy wyrównawcze.

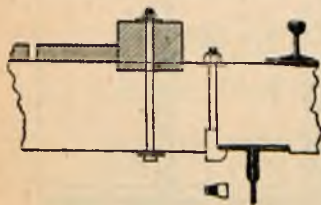


Fig. 307.

Najprostszą i najczęściej stosowaną nawierzchnia składa się z szyn, spoczywających na mostownicach (podkładach drewnianych lub też żelaznych). Szyny bezpośrednio leżą na podkładkach żelaznych i są przymocowane do mostownic śrubami. Wewnątrz toru są kontrszyny w odległości od 16 do 25 cm lub też odbojnice drewniane, które dają się wewnątrz toru lub też zewnątrz (fig. 397). Czasem

dają wewnątrz toru kontrszyny i na zewnątrz odbojnice drewniane (fig. 398 a). Tak jedne, jak i drugie ciągną się poza przyczółki mostu na długości od 4,5 do 5 m, przytem kontrszyny schodzą się na osi toru, tworząc ostry kąt, zaś odbojnice zewnętrzne rozchodzą się na zewnątrz na odległość połowy szerokości toru (fig. 398 b).

Mostownice drewniane są zwykle dwóch długości, krótkie 2,4 m i długie 4,8—5 m. Na jedną długą przypadają zwykle dwie krótkie lub jedna, w zależności od prześwitu między mostownicami. Jeżeli prześwit ten jest 20 cm, to można na jedną długą mostownicę dawać dwie, a nawet trzy krótkie, przy prześwicie około 35—40 cm krótkie i długie idą naprzemiennie, gdyż na długich daje się chodniki i przy znacznej odległości wypadłoby deski dawać znacznej grubości.

Wymiary mostownic są od 20×25 do 24×30 cm w zależności od nacisku kół parowozu.

Przymocowanie mostownic długich do belek podłużnych robi się według fig. 398 c. Krótkie mostownice mogą być przymocowane do podłużnic hakami (fig. 397), lecz przytem, aby nie mogły się przesuwac wzdłuż podłużnic, winny być odpowiednio wcięte na głębokość 1,5 cm w odbojnice i połączone z nimi co druga lub trzecia mostownica śrubami. Czasem oprócz wcięć dają jeszcze krótkie kątowniki $100 \times 65 \times 8$, które biorą się na dwie krótki do mostownicy i na jedną do odbojnicy. Długość wkrętek 120 mm, średnica 18 mm (fig. 398 a i d). Aby mostownice nie mogły się przesuwac na podłużnicach w poprzek mostu, winny być wcięte nieco około 12 mm w podłużnice. Mostownice, spoczywając na pasach podłużnic, działają na te ostatnie nie osiowo, lecz naciskają na krawędź wewnętrzną pasów podłużnic.

Aby otrzymać osiowe ciśnienie, trzeba dać pośrodku pasa podłużnicy nie-szeroką podkładkę (fig. 398 e), na której spoczywają mostownice. Jednak wobec niewielkiego dopuszczalnego naprężenia na ciśnienie w mostownicach drewnianych prostopadle do włókien (15 kg/cm^2 dla drzewa iglastego i 30 kg/cm^2 dla drzewa twardego) jest to trudne do urzeczywistnienia. Pod mostownicami trzebaby było dawać specjalne podkładki żelazne. Przy mostownicach żelaznych należy to stosować.

Mostownice żelazne stosują się przeważnie typu Woterena [Vautherin] (fig. 399). Odległość pomiędzy osiami mostownic daje się do 65 cm . Aby uchronić od zapadania się kół w razie wykojenia pociągu na moście,

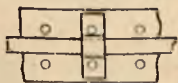
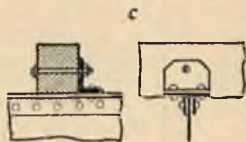
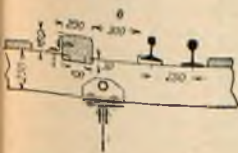


Fig. 398.

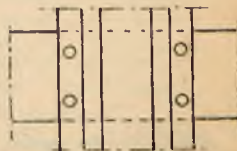
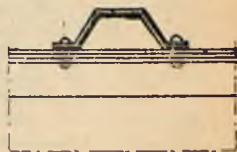


Fig. 399.

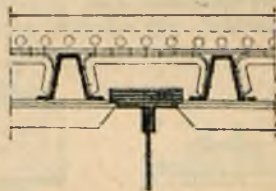
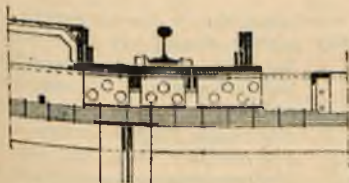


Fig. 400.

pod szyny daje się ceownik i obok szyn dwa zetowniki, których boki, wystające do góry, są nadto wzmocnione kątownikami $150 \times 75 \times 10$. Na fig. 400 pokazany jest tego rodzaju ustrój nawierzchni, zastosowany na mostach przez rzekę Wołgę koło Kazani i Symbirska. Pokrycie nawierzchni zrobione jest z blachy tłoczonej grubości 3 mm i wzmocnionej kątownikami $60 \times 30 \times 6$. Stosując woterenówki, trzeba mieć na uwadze, że pochyłe boki pod ciśnieniem szyn mają dążność do rozsuwania się i całe korytko płaszczy się. Przeto, o ile w inny sposób nie jest uniemożliwione rozsuwanie się ścianek boczných, trzeba pod szynami i między szynami na odległości koło 500 mm dawać przewiązki-ściagi. Nadto pod szynami i nad podłużnicami ścianki boczne należy steżać kątownikami choćby $60 \times 60 \times 6$. Szyny tutaj również leżą na podkładkach żelaznych. Aby zmniejszyć szum oraz stworzyć większą elastyczność toru, pod podkładki należy dawać filc asfaltowy lub też wojłok przesycony gudronem i dobrze sprasowany. Dobre połączenie woterenówek z podłużnicami pokazane jest na fig. 318, które było zastosowane w moście przez rzekę Wupper w Müngsten. Jak widać

z fig. 401, mostownice spoczywają tutaj wolno na podłużnicach, cisnąc na nie osiowo.

Poprzeczne blachy B z niewielkimi wycięciami z boków pozbawiają mostownice ruchów w płaszczyźnie pasów blachownicy, zaś łapki L do-

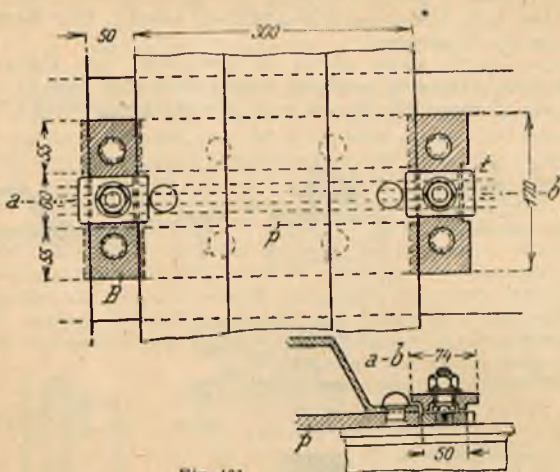


Fig. 401.

ciskają je do pasów, nie dając możności im się podnosić. Poprzeczki P łączą stopki podkładu i jednocześnie powodują ciśnienie osiowe na podłużnicę.

Dyle podłużne. Dyle podłużne drewniane stosują obecnie rzadko i tylko w wypadkach, gdy odległość pomiędzy poprzecznicami jest niewielka, albo też, gdy szyny leżą bezpośrednio nad podłużnicami. W ostatnim wypadku dyle tworzą tylko podkładkę elastyczną. Przymocowanie dyli do poprzecznic daje się zapomocą nierównobocznego zewnętrznego kątownika, przynitowanego do pasa poprzecznic. Nadto, aby pod działaniem sił poziomych dyl się nie podnosił na poprzecznicę, mocują go do poprzecznicę śrubą pionową od wewnątrz toru. Styki dyli dają tylko nad poprzecznicami i w tym celu do pasów poprzecznic



Fig. 402.



Fig. 403.

przynitowuje się w miejscach styków blachy podłużne. By zabezpieczyć od zawalenia się kół w razie wykojenia się wozu tak z jednej, jak też i z drugiej strony dyla, niosącego szynę, daje się dyle dodatkowe o tej samej wysokości, co i dyl niosący, i oprócz tego na wewnętrznych dylach mocuje się kątowniki kierownicze (fig. 402). Aby nie było zsuwania się dyli wzdłuż mostu, muszą takowe być wcięte w belki poprzeczne. O ile stałość w kierunku poprzecznym, oraz należyta odległość między szynami jest zabezpieczona nad belkami poprzecznymi przez odpowiednie przymocowanie dyli do poprzecznic, to między poprzecznicami stałość ta nie jest zupełnie zabezpieczona. Paczenie się dyli może powodować zmianę odległości między szynami, przeto należy szyny połączyć ściągami żelaznymi tak, aby szerokość

toru była utrzymana. Dyle, ułożone bezpośrednio na podłużnicach, przymocowuje się zapomocą krótkich kątowników, które tworzą korytka (fig. 403). Do podłużnicy dyle przytwierdzają się pionowymi śrubami w odległości około 0,5 m jedna od drugiej; śruby dają się w szachownicy. Szyny do dyli przytwierdzamy zapomocą haków.

Górna płaszczyzna dyla ma pochylenie odpowiednio do pochylenia szyny, około $\frac{1}{16}$ do $\frac{1}{20}$.

Obliczenie nawierzchni. Mostownice poprzeczne zwykle obliczamy w trzech założeniach:

1. Podkłady-mostownice dla sztywnej szyny stanowią podpory sprężyste. przeto siła nacisku koła, działając na sztywną szynę, oddaje to ciśnienie na kilka mostownic. Dopuszczalne naprężenie na zginanie nie powinno wtedy przekraczać 90 kg/cm^2 dla drzewa miękkiego i 120 kg/cm^2 dla drzewa twardego. 2. Ciśnienie koła oddaje się całkowicie na jeden podkład przy dopuszczalnych naprężeniach odpowiednio 135 kg/cm^2 i 160 kg/cm^2 . 3. Ciśnienie koła wykołajonego oddaje się całkowicie na jeden podkład, przytem położenie koła na mostownicy bierze się najnieodgodniejsze, jakie pozwalają zająć szyny kierownicze lub obojnicze. Naprężenie w ostatnim wypadku może wynosić około 180 kg/cm^2 .

Niech będzie EI i $E_1 I_1$ — sztywność szyny i mostownicy, l — odległość między podłużnicami, c — odległość od podłużnicy do szyny, a — odległość między osiami mostownic, R — nacisk koła na szynę, P_1 — ciśnienie na sąsiednie, mostownię środkową, nad którą stoi koło R , P_2 — ciśnienie na sąsiednie, obok leżące mostownice, P_3 i P_4 — ciśnienie na nastepne mostownice, to:

$$R = P_1 + 2 P_2 + 2 P_3 + 2 P_4; \text{ dalej, jeżeli } \frac{E_1 I_1 a^3}{E \cdot I \cdot c^3 (3l - 4c)} \text{ ozna-}$$

czymy przez k , to możemy napisać:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} R \text{ i } P_2 = \frac{1}{3 + 2k} R \text{ w założeniu, że siła } R \text{ oddaje się na}$$

trzy mostownice, tj. $R = P_1 + 2 P_2$.

W założeniu, że siła R rozkłada się na pięć mostownic, mamy:

$$R = P_1 + 2 P_2 + 2 P_3; P_1 = \frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} R; P_2 = \frac{1 + 11k}{5 + 34k + 7k^2} R$$

$$\text{ i } P_3 = \frac{1 - 3k}{5 + 34k + 7k^2} R.$$

Zwykle więcej niż na pięć mostownic ciśnienie koła się nie oddaje. Na 5 mostownic oddaje się ciśnienie, zależy od wielkości k .

Jeżeli $k \geq \frac{1}{3}$, ciśnienie oddaje się na 3 mostownice;

„ $k \geq 0,055$, lecz $< \frac{1}{3}$, ciśnienie oddaje się na 5 mostownic;

„ $k < 0,055$, ciśnienie oddaje się na 7 mostownic.

Przeto należy najpierw obliczyć k i w zależności od k znaleźć siłę P_1 z wzorów poprzednich. Mając zaś P_1 , mamy moment gnący $P_1 c$ i siłę poprzeczną $Q = P_1$, zatem i naprężenia na zginanie $k_y = \frac{P_1 c}{I}$ kg/cm^2 i na

ściananie $k_t = \frac{3 P_1}{2 b h}$, gdzie $b h$ jest przekrój mostownicy.

Przy mostownicach żelaznych $k_t = \frac{P_1 S}{2 \delta \cdot I} \frac{c}{e - d}$, gdzie S oznacza moment statyczny połowy przekroju względem osi obojętnej, I — moment bezwładności, δ — grubość ścianki, e — odległość między nitami w ścianie mostownicy, d — średnicę nita.

Obliczenie dyli podłużnych. Jeżeli przez a oznaczymy rozpiętość dyla, $E_2 I_2$ jego sztywność, przez: $E_1 I_1$ sztywność szyny S_1 i S_2 momenty statyczne dyla i szyny i przez całkowite M_c i T_c moment gnący i siłę poprzeczną i przez T_2 i T_1 siłę poprzeczną, i przez M_2 i M_1 momenty gnące, które się oddają na dyl i na szynę, wtedy mamy $M_c = M_2 + M_1$; $M_2 = M_c \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$

i $M_1 = M_c \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$; $T_2 = T_c \frac{S_1 I_2}{S_1 I_2 + S_2 I_1}$; $T_1 = T_c \frac{S_2 I_1}{S_1 I_2 + S_2 I_1}$;

$$k_g = \frac{M}{W_2}; \quad k_t = \frac{T_2 \cdot S_2}{I_2 \cdot \delta}.$$

Bezpośrednie przytwierdzenie szyn do poprzecznic żelaznych powoduje bardzo silne psucie połączeń nitami żeber pomostu, przeto, jak to już było wskazane, bezpośrednio układanie szyn na mostownice żelazne nie powinno mieć miejsca. Należy pomiędzy szyną i mostownicami dawać podkładki wołokowe dobrze sprasowane o grubości około 2 cm lub też we wgłębieniu mostownic wstawiać drewniane krótkie podkłady (fig. 22), wystające nieco ponad mostownice (2—3 cm) i do nich przytwierdzać szyny. Podkłady utwierdza się na śruby pionowe, by nie mogły się przesuwać wzdłuż mostownicy i podnosić.

Nawierzchnia z podsypką. Do podtrzymania podsypki obecnie w mostach żelaznych stosuje się blachę płaską, falistą, cylindryczną, nieckową,



Fig. 404.

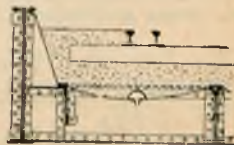


Fig. 405.

kształtówki Zores i Vautherin'a i płyty żelazobetonowe (fig. 404). Podsypka może być położona bezpośrednio na swem podłożu żelaznym (fig. 405), lub też żelazo pokrywa się warstwą betonu z warstwą odwadniającą i dopiero na beton kładzie się podsypkę (fig. 406). Pokrycie podłoża żelaznego warstwą betonu ma tę zaletę, że przedewszystkiem izoluje żelazo od wody deszczowej, następnie steża je, przez

co ciśnienie od podkładów lepiej się rozkłada, szczególnie przy stosowaniu „zoresówek“ i „woterówek“. Beton łączy je jakby w jedną płytę. Bez betonu kształtowniki, nie będąc niczem ze sobą połączone, otrzymują przy niejednakowym obciążeniu różne ugięcia i tem powodują nierówność toru. Warstwa betonu po-

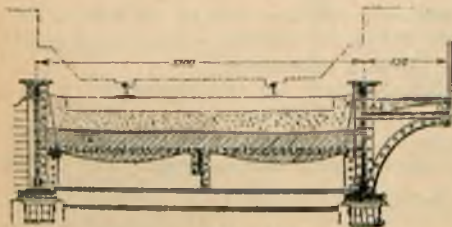


Fig. 406.

winna mieć grubość conajmniej 50 mm, a wraz z pokryciem warstwą zaprawy cementowej 60 mm. Na warstwę cementową daje się warstwę izolacyjną, która może być z asfaltu, brezentu naklejonego zapomocą gudronu, ruberojdu lub najlepiej z cienkiej blachy ołowianej (0,2—0,3 mm) pomiędzy dwiema warstwami papy, również naklejonej zapomocą gudronu i pokrytej gudronem. Aby warstwa izolacyjna nie mogła być uszkodzona przez ostre ką-

mienie nadsypki lub też przy zgartywaniu jej podczas remontu, dobrze jest pokryć ją również warstwą chudego betonu grubości choćby 45—50 mm i dopiero na beton dawać podsypkę. Grubość warstwy podsypki winna wynosić od 15—20 cm, licząc do spodu podkładu. Warstwa izolacyjna daje się ze spadkiem poprzecznym ku środkowi mostu lub ku bokom. Woda, spływająca po niej, schodzi do rur i rynien. Rynny winny być przeciągnięte do podpór, gdzie przez odpowiednie rury woda odprowadza się do stoków kanalizacyjnych. Jako podtrzymanie podsypki, najlepsza jest blacha nieckowa. Jest ona lżejsza od blachy płaskiej, która wymaga usztywnienia w postaci katowników, zetowników lub ceowników i nadto większej grubości, niż blacha nieckowa przy tej samej wytrzymałości; blacha nieckowa doskonale stępa most w kierunku poprzecznym, tak że w zupełności zastępuje teżniki poziome. Ilość betonu jednak jest większa, niż przy blachach płaskich, i odwodnienie jest nieco więcej skomplikowane, gdyż każda niecka wymaga w największym swem pogłębieniu oddzielnych rurek do odprowadzenia wody, któraby się dostała przez warstwę izolacyjną. Przy należytej izolacji od wody ogólnej mostu można w nieckach i nie dawać rurek do odprowadzania wody.

Blacha cylindryczna co do swej wytrzymałości mniej więcej odpowiada nieckom, lecz jest mniej sztywna.



Fig. 407.



Fig. 408.

Wymiary niecek od 1,5 × 1,5 m do 1,0 × 2,5 m grubości od 5 do 10 mm, strzałka około $\left(\frac{1}{8} - \frac{1}{18}\right) b$, licząc za b wymiar mniejszy niecki. Wymiary a i b (fig. 407), jak również i boki niecek, mogą być dowolne w granicach wyżej wskazanych. Jednak stosowanie różnych wymiarów a i b niecek przy niewielkich ilościach silnie podnosi cenę jednostki wagi blachy. Przeważnie przy niewielkich ilościach blach wymiary takich a i b należy stosować takie, jakie huty wyrabiają, boki zaś m i n można stosować różne, gdyż te mogą być różnej szerokości, przy danych matrycach i tłokach. Niecki mogą być wyrabiane i ręcznie i wtedy wymiary ich mogą być dowolne i długość ich może dochodzić do 4 m. Ręczne niecki nie są tak dokładne, i przeważnie rzadko je stosują. Czasem stosuje się niecki złożone, składające się z trzech części: końce — niecki rozcięte na dwie części i środek — blacha cylindryczna tej samej szerokości i wypukłości, co i niecki. Niecki i blachę cylindryczną nituje się jednym szeregiem nitów, nakładając jedną blachę na drugą, lub też zapomocą nakładki (fig. 408). Żelazo nieckowe daje się czasem wypukłą stroną do góry, pracuje wtedy ono, jak sklepienie. Otrzymuje się lepsze odwodnienie i, czasem, wagę betonu mniejszą, niż przy zastosowaniu niuwypukłością w dół. Jednak, mając na uwadze, że wklęsłe niecki są znacznie wytrzymałsze, gdyż żelazo pracuje na rozciąganie, gdy tymczasem przy wypukłych, pracując jako sklepienie, jest ściskane, przeważnie stosują niecki wklęsłe, tj. wypukłością skierowane do dołu. Przytwierdzenie żelaza nieckowego, jak również i żelaza płaskiego, wymaga, aby górne pasy żeber pomostu, tj. belek podłużnych i poprzecznych, do których przytwierdzamy żelazo, leżały w jednej płaszczyźnie. Żebra pomostu tworzą zazwyczaj czworoboki prostokątne, równoległoboki lub też trapezy,

a nawet trójkąty w mostach ukośnych, i stosownie do figur, jakie tworzą żebra pomostu, blacha płaska lub nieckowa otrzymuje kształt w planie. Przytwierdzenie blachy może być wykonane według sposobu, pokazanego na fig. 409. Ponieważ żelazo bądź to płaskie, bądź nieckowe lub cylindryczne przy obciążeniu daje rozpór, przeto pas belki, do którego żelazo nitujemy, winien mieć blachę poziomą, aby nie miało miejsce odrywanie się główek nitów poziomych pasa. Gdy się okazuje, że danie blach ze względu na wytrzymałość jest zbyt ciężkie i zbyt nioby wagę pomostu podnosiło, wtedy można się zadowolić niewielkiej długości nakładkami na 3 lub 5 szeregów nitów pośrodku rozpiętości belki (fig. 410).

Stosowanie belek walcowanych jest tu zupełnie wskazane, lecz przy szerokości każdego boku nie mniej niż 45 mm, zatem dwuteowniki o wysokości najmniej 24 cm. Jeżeli wypada stosować mniejsze profile, wtedy lepiej stosować korytka, przytwierdzając blachy według fig. 411.

Porównyując nawierzchnię lekką prętową z nawierzchnią zwartą ciężką na podsypce, możemy wskazać na następujące zalety i wady tych ustrojów.

Przy nawierzchni na podsypce wpływ dynamiczny pociągu na budowę wierzchnią, szczególnie zaś na poprzecznicę i podłużnicę, jest mniejszy, ponieważ podsypka dla szyn jest podłożem sprężystem. Jednakowość na-



Fig. 409.



Fig. 410.



Fig. 411.

wierzchni tak na moście, jak i na szlaku nie powoduje uderzeń przy wjeździe pociągu na most, również zwiększenie wagi samego mostu, a zatem zwiększenie stosunku wagi własnej do obciążenia ruchomego, zmniejsza wstrząśnienia. Remont nawierzchni prosty i łatwy i jednakowy, jak na szlaku. W razie wykolejenia się pociągu na moście podsypka zabezpiecza od zapadnięcia się kół, nawierzchnia podsypki jest niepalna i głuszy szum i turkot przechodzącego pociągu. Mając te zalety nawierzchnia z podsypki, przez znaczną wagę zwiększa całą wagę mostu do 2—2,5 razy, wagę zaś żelaza do 25—45%. Ponieważ podsypka pokrywa ściśle całą konstrukcję żelazną, na której leży, przeto rewizja i malowanie żelaza jest połączone z pewnymi trudnościami, gdyż wymaga czasowego usunięcia podsypki.

Co się tyczy nawierzchni lekkiej prętowej, to obecnie stosuje się przeważnie mostownice poprzeczne na belkach podłużnych. Nawierzchnia z mostownic ma ustrój taki sam, jak na szlaku, wydłużone mostownice dają możliwość prostego ustroju chodników, trzymają dobrze szerokość toru i pochylenie szyn i przy dość gęstym ułożeniu mostownic zabezpieczają od zapadania się kół wykolejonych. Wymagają natomiast więcej materiału niż nawierzchnia z dyli podłużnych, i utrudniają nieco stykowanie szyn na moście, gdyż przy odpowiednim rozłożeniu mostownic trzeba szyny przycinać, aby styki trafiły między mostownicami lub przy danej długości szyn odpowiednio układać mostownice.

Tej ostatniej niedogodności nie ma nawierzchnia z dyli podłużnych, lecz ta ostatnia ma zato wady, dla których stosuje się rzadziej. Mianowicie wskutek paczania się dyli od działań atmosferycznych odległość między szynami, oraz pochylenie szyn się zmienia. Zejście z szyn koła powoduje zapadnięcie się kół i, co zatem idzie, katastrofę.

Pokrycie pomostu mostów kolejowych przy mostownicach lub dylach drewnianych przeważnie robi się z desek grubości 5—6,5 cm i szerokości około 25 cm, między deskami daje się odstęp około 2—5 cm. Wzdłuż szyn deski winny być tak ułożone, aby zmiana szyn nie wymagała zdjecia desek. Deski do mostownic przytwierdza się gwoździami. Przy mostownicach deski układa się wzdłuż mostu, przytem chodnik środkowy pomiędzy szynami zawsze kładzie się na mostownicach, zaś boczne chodniki albo na mostownicach wydłużonych (fig. 398 a), albo też na specjalnych beleczkach, tak, że tor kolejowy jest uniezależniony od chodników bocznych (fig. 412 i 413). W drugim wypadku wszystkie mostownice są jedna-

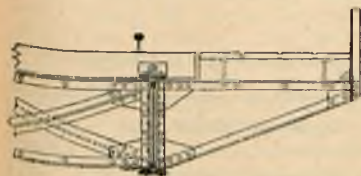


Fig. 412.

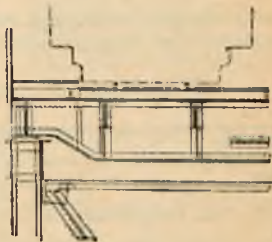


Fig. 413.

kowej długości. Uniezależnienie chodników bocznych od toru ma tę zaletę, że zmiana mostownicy nie wymaga zrywania pokrycia chodników bocznych, i przez to ułatwia się wykonanie naprawy toru. Mostownice krótkie mogą być długości 2,4 m przy odległości między podłużnicami 1,8 m. Jeżeli odległość między podłużnicami jest $1,80\text{ m} + \Delta$, to długość mostownic winno być $2,4\text{ m} + \Delta$.

Odległość między długimi mostownicami, podtrzymującymi chodniki, może być sprowadzona do 1,6 m i wtedy deska grubości 5 cm dopuszcza



Fig. 414.

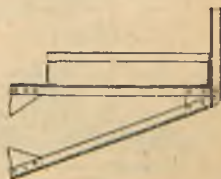


Fig. 415.

obciążenie skupione do 175 kg (człowiek, niosący ciężar). Przy mostownicach żelaznych pokrycie robi się przeważnie z blachy tłoczonej grubości około 3 mm i usztywnionej kątownikami (fig. 414). Przytem chodniki z boków mogą być urządzone na wydłużonych mostownicach. Jeżeli chodniki boczne nie są związane z mostownicami, wtedy wspierają je lekkie wsporniki, przymocowane do belek podłużnych i podtrzymujące bezpośrednio pokrycie (fig. 412), lub też wsporniki te podtrzymują dodatkowe beleczki podłużne, na których spoczywają poprzecznice, i na tych ostatnich deski podłużne chodników, lub też na beleczkach podłużnych daje się bezpośrednio pokrycie z desek poprzecznych (fig. 415).

Połączenie mostu kolejowego z nasypem. Jeżeli nawierzchnia mostu składa się z podsypki, wtedy połączenie jest bardzo proste. Ponieważ ten rodzaj nawierzchni stosuje się zwykle do mostów małej rozpiętości, dla

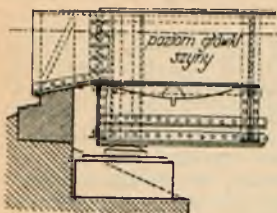


Fig. 416.

których przesunięcia dźwigarów głównych od zmiany temperatury w granicach od -35°C do $+35^{\circ}\text{C}$ są nieznaczne, zakończenie może być wykonane według fig. 416. Jak widać z tej figury, nawierzchnia zupełnie tutaj się nie zmienia, jakby mostu nie było. Jednak przy mostach większych rozpiętości przesunięcia od zmiany temperatury, oraz od zmiany długości pasa dźwigarów, w poziomie którego leży most, od obciążenia ruchomego mogą być dość znaczne. Przy współczynniku wydłużalności żelaza zlewnego $\alpha = 0,0000125$ przy różnicy temperatury 70°C i przy naprężeniu w pasach

od obciążenia ruchomego średnio 750 kg/cm^2 przesunięcie dźwigarów o rozpiętości l na podporze otrzyma się:

$$\Delta l = 0,0000125 \times 70 l + \frac{750}{2150000} l = 0,000875 l + 0,000286 l;$$

Rozpiętość $l\text{ m}$	10	15	20	25	30	40	60	80	120	160	300
$\Delta_1 l$ od temperatury mm .	9	13	18	22	26	35	53	70	105	140	263
$\Delta_2 l$ od obciążenia ruch. mm	3	4	6	7	9	11	17	23	34	46	86

Z tej tablicy widać, że stosunkowo do niewielkich rozpiętości 30—40 m przesunięcie w jednym kierunku jest niezbyt wielkie, nie przekracza 28 mm,

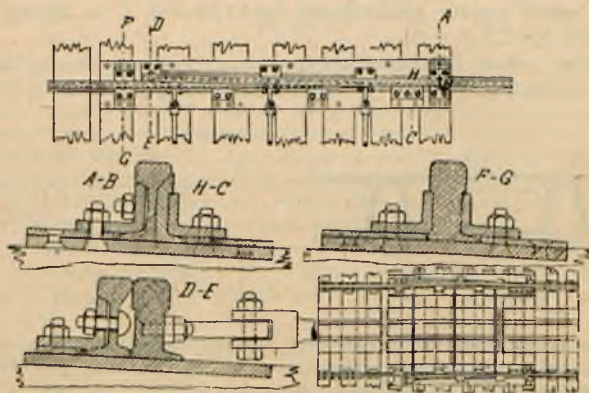


Fig. 417.

i przeto do tych rozpiętości niema potrzeby stosować do szyn przyrządów wyrównawczych. Do większych zaś rozpiętości luz między szynami wypadły zbyt duże, przeto należy stosować przyrządy wyrównawcze, które winny być stawiane albo bezpośrednio nad podporami ruchomymi dźwigarów, albo też w pobliżu nich. Przyrządy wyrównawcze w mostach jedno-

przesłowych najlepiej dawać na końcu budowy wierzchniej, nie zaś na ścianie przyczółka lub bezpośrednio za ścianką. W mostach wieloprzesłowych przy belkach rozciątych przyrządy te daje się nad filarami. Przyrząd wyrównawczy z iglicą pokazany jest na fig. 417.

Zakończenie mostu i przejście szyn z mostu na przyczółek winno być takie, aby była zachowana sprężystość toru i aby wstrząśnienia i uderzeniu od kół pociągu były najniezgodliwsze dla muru przyczółków. Układanie przeto mostownic na przednich ściankach przyczółków i przytwierdzenie do nich szyn (fig. 418) nie jest zbyt dobre, gdyż mostownice nie są dostatecznie elastyczne, aby łagodziły uderzenia w dostatecznej mierze. Lepiej przeto stosować zakończenie według fig. 419 lub jeszcze lepiej według fig. 420. W pierwszym wypadku pokład drewniany służy tylko do podtrzymania podsypki, aby ta nie zsypywała się do niszy łożyskowej, stopa zaś szyny wznosi się nieco nad podkładem około 2 cm i spoczywa na podkładzie, który leży na podsypce. W drugim wypadku przednia ścianka przyczółka zakończona jest beleczką żelazną, która podtrzymuje podsypkę, szyna zaś spoczywa na podkładzie na podsypce. W drugim wypadku odległość między podkładem ostatnim na beleczkach podłużnych i podkładem na przyczółku może być dostatecznie mała przy odpowiedniej warstwie podsypki pod tym podkładem.

Jeżeli budowa wierzchnia jest znacznej wysokości na przyczółku, np. w mostach z jazdą górą dużych rozpiętości, wtedy od zmiany temperatury

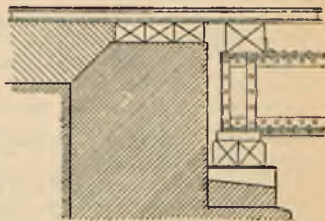


Fig. 418.

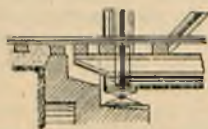


Fig. 419.

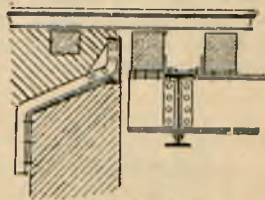


Fig. 420.

otrzymamy podnoszenie się lub opuszczanie szyn, które przy wysokości ustrojowej mostu 30 m dochodzić będzie do $\Delta h = +13 \text{ mm}$. Gdyby przeto połączenie pozostawić, jak było wskazane na fig. 420, to otrzymalibyśmy znaczne załamanie toru w płaszczyźnie pionowej. Aby załamanie było możliwe łagodne, należy połączenie mostu z przyczółkami wykonać za pomocą beleczek podłużnych, wspartych na przyczółkach przesuwno przegibnie, zaś z dźwigarami albo przegibnie, albo nawet sztywnie, lecz z warunkiem, że końce, wsparte na przyczółku, nie będą się podnosić ze swych podpór, tj. że obciążenie stałe jest dostateczne, aby ugiąć końce beleczek na wielkość Δh .

Przy obliczaniu beleczek takich należy przyjąć pod uwagę naprężenie dodatkowe wywołane tem ugięciem. Jeżeli długość beleczki jest l i obciążenie stałe p , to mamy:

$$\Delta h = f = \frac{p l^4}{8 E I} = k_g \frac{l^2}{2 E h_1}; \quad k_g = \frac{2 E h_1 \Delta h}{l^2}, \quad \text{jeżeli przez } h_1 \text{ oznaczy-$$

my całkowitą wysokość beleczki podłużnej i przez I jej moment bezwładności.

$$\text{Obciążenie } p = \frac{8 \Delta h \cdot E I}{l^4}.$$

Położenie mostu w łuku. Jeżeli most leży w krzywej promienia R , wtedy szyna zewnętrzna wznosi się nad szyną wewnętrzną na wielkość $h = \frac{Sv^2}{gR}$, gdzie S jest to szerokość toru, v — szybkość pociągu, g — przyspieszenie siły ciężkości. Wzniesienie to można osiągnąć przy niewielkiem h nieco większem wcięciem podkładów do podłużnic wewnętrznych, przy znacznej wielkości h daje się podkładki między podkładami i zewnętrzną belką podłużną (fig. 421), lub też na belce podłużnej zewnętrznej kładzie



Fig. 421.



Fig. 422.

się podłużny dyl przymocowany odpowiednio i w niego wcina się mostownice. W wyżej wskazanych wypadkach belki poprzeczne i podłużne daje się normalnie, jak w mostach na prostej. Zamiast stawiać podkładki pod mostownice, można belki podłużne stawiać pionowo, lecz na różnej wysokości (fig. 422).

Wreszcie można całą budowę wierzchnią wykonać normalnie, jak w mostach na prostej i postawić dźwigary pochyło: zewnętrzny wyżej od wewnętrznego. Sposób bardzo prosty, lecz nadaje się tylko do mostów o niewielkiej rozpiętości, dla których obciążenie stałe jest bardzo małe w porównaniu z obciążeniem ruchomem. Naturalnie, przy tego rodzaju położeniu dźwigarów siła od obciążenia ruchomego działa równoległe do płaszczyzny dźwigarów tylko wtedy, gdy szybkość odpowiada przyjętemu przechyleniu dźwigarów, przy innych szybkościach siła pociągu nie będzie równoległa do płaszczyzny dźwigarów.

Mosty na wzniesieniu. Dźwigary mostów na wzniesieniach lub spadkach stawia się poziomo lub z pochyleniem, odpowiednio do spadku toru. Łożyska leżą wtedy na ciosach podporowych poziomych i walki są poziomo położone, wobec czego reakcje otrzymują się pionowe. Ma to jednak tę wadę, że koniec ruchomy dźwigara przesuwają się nie równoległe do toru, lecz poziomo, wskutek tego w połączeniu nawierzchni mostu z nadsypem

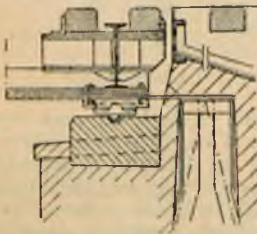


Fig. 423.

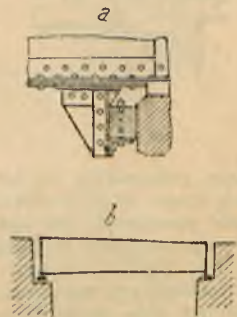


Fig. 424 a, b.

toru wytwarza się pewna nierówność, która naogół bywa bardzo nieznaczna. Łożysko nieruchome daje się na końcu dźwigarów niżej położonym, prztem zaleca się ten koniec połączyć z przyczółkiem tak, aby nie mógł się zsuwać (fig. 423). W mostach małych można zadawałnicę się beleczką drewnianą między wspornikiem, przynitowanym do spodu dźwigarów, i przyczółkiem (fig. 424 a).

Jeżeli dźwigary stawiamy na jednym poziomie, wtedy pomost musi mieć odpowiedni spadek, który wytwarza się albo tem, że podłużnicom nadajemy spadek, albo na podłużnicach poziomych dajemy dyle klinowe na pasach

ze stoczystością górnej powierzchni dyla odpowiednio do spadku toru. Najmniejsza grubość dyla 60—65 mm.

W mostach niewielkich rozpiętości z jazdą górą można również pas górny dać z pochyleniem, czyli nadać blachownicy kształt trapezowy (fig. 424 b).

Nawierzchnia mostów drogowych. Część przejazdowa mostów drogowych co do żeber pomostu, oraz podłoża, podtrzymującego nawierzchnię, nie różni się od części przejazdowej mostów kolejowych. Różnica jest dość duża tylko w pokryciu nawierzchni jezdni oraz chodników. Pokrycie nawierzchni jezdni z desek (dyli) podłużnych lub poprzecznych daje się zwykle na podłożu również z desek poprzecznych lub podłużnych w zależności od żeber pomostu. Grubość dyliny wierzchniej stosuje się zwykle od 5 do 6,5 cm i szerokość od 20 do 25 cm. Nawierzchnię z jednej warstwy dyli daje się rzadko i to tylko na mostach o bardzo słabym ruchu, gdy raczej liczyć trzeba na gnicie desek, a nie na ścieranie od jazdy. Przy pojedynczej warstwie deski winny być nieco grubsze, niż wypadają według obliczenia, gdyż zawsze trzeba mieć zapas na ścieranie około 1—1,5 cm. Przy podwójnej warstwie dolna warstwa jest warstwą niosącą, zaś górna jej pokryciem, które chroni warstwę dolną od uszkodzenia przez wozy, jadące po moście, oraz do przenoszenia ciężarów skupionych w postaci kół wozów na dwie lub więcej desek dolnych. Przy silnym ruchu górna warstwa winna mieć grubość około 5—6,5 cm. Jak już było wspomniane, górną warstwę daje się poprzeczną lub podłużną. Poprzeczne deski mniej się ścierają od jazdy, dają lepsze oparcie kopytom końskim, lepiej ścieka woda po nich przy spadku pomostu poprzecznym, lecz gorzej przy spadku podłużnym. Podłużne deski dają mniejszy opór koniom, spokojniejszą jazdę po moście, lepszy ściek wody przy spadku podłużnym i, choć więcej się niszczą od jazdy, niż deski poprzeczne, lecz zato ścieranie się tych desek jest przeważnie w określonych miejscach, wstęgach, zmiana tych desek jest łatwa, i nie wymaga zamiany pokrycia na całej szerokości mostu, jak to ma miejsce przy pokryciu poprzecznym, gdzie wyżłobienie desek w pewnych tylko miejscach wymaga jednak zamiany desek na całej szerokości mostu. Dlatego też, jeżeli przyjąć pod uwagę możliwość częściowej reperacji desek podłużnych, to naogół okazuje się, że pokrycie podłużne choć jest mniej trwałe niż poprzeczne, to jednak może być naogół tańsze od poprzecznego. By uchronić górne deski od szybkiego niszczenia, dobrze jest na mostach o silnym ruchu kołowym dać podłużne wstęgi z blachy cienkiej o szerokości 40—50 cm, odpowiednio do szerokości kolei wozów. Jeżeli do mostu podchodzi szosa, wtedy lepiej od mostu na długości około 10 m szosę zamienić brukiem zwykłym. Z szosy bowiem drobne i ostre kamyki przenoszą się na most i szybko niszczą pokrycie jego deskowe, nadto, ścierając się na moście, tworzą miał, który od deszczu przeistacza się w śliskie błoto, robiąc jezdnię niebezpieczną dla jazdy. Górną warstwę dyli daje się przeważnie z drzewa miękkiego iglastego. Pokrycie drzewa twardego jest znacznie droższe, nadto drzewo twarde od jazdy szybko się wygładza i jazda staje się niebezpieczną. Deski górne układa się szczelnie i winny one być suche. Mokre deski po uschnięciu dają szczeliny, które powodują szybkie niszczenie desek. Dolna warstwa, niosąca, może być z desek lub dyli w zależności od odległości między żebrami pomostu, na których spoczywa. Dolne deski kładą się z odstępem około 2,5—3 cm. Styki ich dajemy na osi mostu, jeżeli leżą wprost przek mostu. Przytwierdzenie dolnych desek do żeber pomostu żelaznych może być wykonane według fig. 425 a, b, c, d. Przy belkach drewnianych, ułożonych na belkach żelaznych, deski przybija się wprost gwoździami. Przy pokryciach z kostki drewnianej, kamiennej, asfaltu, bruku zwykłego z kamienia polnego, podłoża zwykle jest betonowe, wyłożone na blachach płaskich, falistych, cylindrycznych, nieckowych, na kształtownikach Zores i Woterena. Grubość betonu i pokrycie go warstwą izolacyjną z po-

kryciem takowej betonem, by zabezpieczyć warstwę izolacyjną od uszkodzeń, jest takie same jak w mostach kolejowych. Jezdnia mostów drogowych daje się zwykle ze spadkiem poprzecznym. Przy dwóch dźwigarach wypukłość tę wytwarza się w ten sposób, że pasom górnym belek poprzecznych nadaje się kształt odpowiednio do wypukłości nawierzchni (fig. 425 e), przy kilku dźwigarach z jazdą górą wypukłość osiąga się przez pogrubianie warstwy betonu ku środkowi mostu (fig. 425 f).

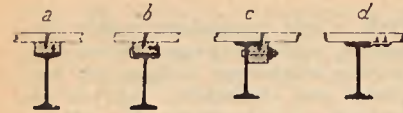
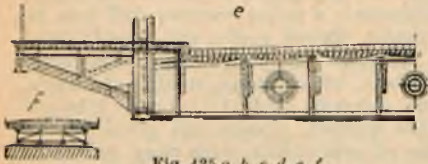


Fig. 425 a, b, c, d, e, f.

Jezdnia chodników winna być oddzielona przy pokryciu z desek specjalną beleczką odbojnicową, nadto chodniki winny się wznosić nad jezdnią na 12—15 cm. Przy pokryciach innych dają się zwykle specjalne kamienie krawężnikowe naturalne lub sztuczne. Koło krawężników jezdni daje się czasem kamienie żłobkowe, które służą jako rynsztoki do ścieku wody.



Na mostach o znacznej długości odprowadzanie wody wzdłuż mostu bocznymi rynsztokami jest niemożliwe. Przy znacznych ulewach woda zalałaby cały most, przeto odprowadza się ją zapomocą rur pionowych lub pochyłych (fig. 426, 427) do



Fig. 426.

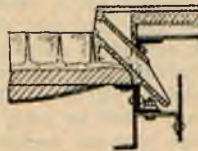


Fig. 427.

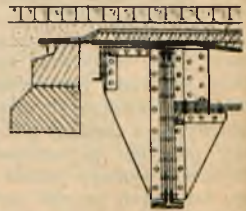


Fig. 428.

rynien, umieszczonych pod pomostem, które odprowadzają wodę do przyczółków i filarów.

Przerwa nawierzchni i jej połączenie. We wszystkich miejscach, gdzie dźwigary główne, względnie belki podłużne, mają połączenia przegibne lub przegibno przesuwne, nawierzchnia części opartej przegibnie powinna być przerwana. Przerwa jest niezbędna, aby umożliwić pracę przegubów. Połączenie zaś nawierzchni w miejscach przerw winno być takie, aby, zadość czyniąc ciągłości pokrycia mostu, jednocześnie nie krępowało swobody ruchów przegubów. Przerwy zatem takie są niezbędne na końcach dźwigarów nad łożyskami lub w ich pobliżu, w miejscach połączeń belek łączących ze wspornikami, w miejscach przegubów mostów łukowych lub belkowych przegubowych i w miejscach zastosowania połączeń przegibno przesuwanych belek podłużnych.

Nad podporami nieruchomymi mostów belkowych pokrycie pomostu może być wykonane bez przerwy i tylko podłoże, podtrzymujące nawierzchnię pomostu, powinno być przerwane. Na podporze nieruchomej wahanie są tak niezauważalne, że specjalnego połączenia nawierzchni budowy wierzchniej z podporami niema potrzeby dawać. By podtrzymać pokrycie, dostatecznie dać blachę płaską, przymocowaną jedną krawędzią do skrajnej belki poprzecznej, drugą zaś swobodnie położoną na ciosy ścianki podporowej (fig. 428), lub na blaszę, przymocowaną do muru podpory. Jeżeli podłoże nawierzchni składa

się z kształtowników, wtedy końce kształtowników mogą być wysunięte poza skrajną belkę poprzeczną i wsparte na podporze (filarze lub przyczółku; fig. 429). Skrajna belka poprzeczna powinna być w niewielkiej odległości od ścianki podpory. Aby nie dawać czasem specjalnej belki poprzecznej na wspornikach dość wystających, można wysunąć kamienie podpory (fig. 430), lecz wtedy kamienie powinny być odpowiednich wymiarów tak, aby pod obciążeniem ruchomem wystający kamień nie mógł się wywrócić. Przy pokryciu z dyli połączenie można wykonać według fig. 431 lub fig. 432.

Nad przegubami dźwigarów łukowych trzeba przerywać i odpowiednio łączyć nie tylko podłoże nawierzchni, lecz i pokrycie. Przesunięcia nad przegubami zależą tutaj od odległości od osi przegubu do wierzchu nawierzchni, nad podporami, gdzie ta odległość może być dość znaczna, przesunięcia są również znaczne, w kluczu zaś są niewielkie. Przerwa nawierzchni i połączenie można wykonać według fig. 433 a. Na końcach

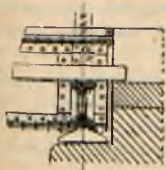


Fig. 429.



Fig. 430.

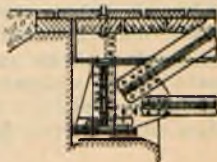


Fig. 431.



Fig. 432.

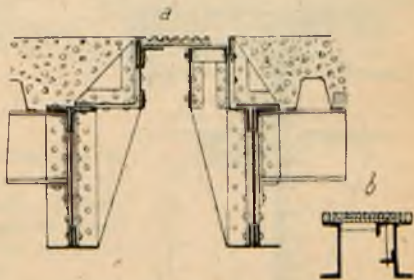


Fig. 433.

przeciwległych dźwigarów są belki poprzeczne, podtrzymujące podłoże, na belkach tych są postawione beleczki poprzeczne, które zakończone są pokryciem. Luz pozostawiony pomiędzy temi beleczkami przekryty jest blachą żeberkową przynocowaną z jednej strony. Ponieważ blacha żeberkowa szybko się ściera i wygładza i wymaga zmiany, przeto lepiej dawać blachę tłoczoną niewielkiej grubości około 8 mm i pod nią blachę grubą, noszącą, wtedy tylko wierzchnia blacha się zmienia, dolna zaś może pozostawać bez zmiany. Przy znacznych przesunięciach blacha przekrywająca może być wolno położona na beleczkach i, aby się nie podnosiła, odpowiednio zamocowana (fig. 433 b). Aby jednak przesunięcie nie było jednostronne, można dać połączenie tych blach z beleczkami zapomocą śrub, które pozwalają blasze na jednostronne przesunięcie tylko do pewnej granicy. Tego rodzaju połączenie nawierzchni może być zastosowane i przy połączeniu budowy wierzchniej podporami nad łożyskami przesuwными.

Połączenie zapomocą grzebieni. Do beleczek poprzecznych kołowych przytwierdza się specjalne odlewy stalowe, które zakończone są zębami. Zęby grzebienia jednej beleczki okalającej wchodzi między zęby

przeciwległego grzebienia (fig. 434), lub nawet kładą się na przeciwległym grzebieniu i tym sposobem każdy ząb pracuje przy nacisku ciężaru ruchomego, jako belecza jednym końcem zamocowana i drugim wolno podparte. Zamiast odlewów całych grzebieni można do beleczek okalających przytwierdzić stalowe lane zęby (fig. 435). Górna krawędź beleczek poprzecznych, okalających pokrycie, powinna odpowiadać linii górnej przekroju poprzecznego nawierzchni mostu.



Fig. 434.

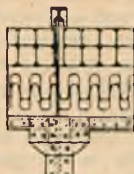


Fig. 435.

W mostach belkowych wieloprzęsłowych połączenie dwóch przęseł jednego filara może być wykonane zapomocą belek podłużnych, przynitowanych do belek poprzecznych nad podporą jednego przęsła i wolno wspartych z możliwością przesunięcia na belce skrajnej poprzecznej drugiego przęsła (fig. 436).

Obliczenie podłoża nawierzchni. Jeżeli przez δ oznaczymy grubość podsympki i betonu na jakimkolwiek podłożu, nie włączając do wielkości δ grubości podkładu, wysokości kostki drewnianej lub kamiennej, to ciśnienie R , działające na płaszczyznę $b_1 \cdot b_2$ rozpościera się przez podsympkę i beton na

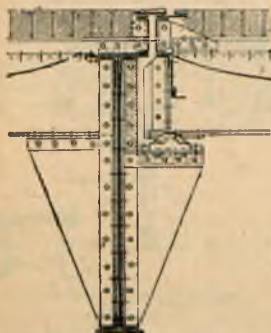


Fig. 436.

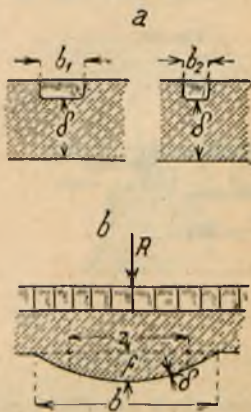


Fig. 437 a, b.

płaszczyznę $[b_1 + 2\delta][b_2 + 2\delta]$ (fig. 437 a). Zatem ciśnienie na jednostkę kwadratową podłoża będzie:

$$\frac{R}{[b_1 + 2\delta][b_2 + 2\delta]}$$

Żelazo nieckowe. Jeżeli przyjmujemy wielkości oznaczone na fig. 437 b i przez z oznaczymy szerokość, na którą rozkłada się siła R i przez δ grubość żelaza nieckowego, przez k dopuszczalne naprężenie, to dla określenia grubości δ można korzystać ze wzoru Häselera:

$$R = \frac{32k \frac{a}{b} \left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) \cdot \delta^2}{9 - 24 \frac{z}{b} + 18 \frac{z^2}{b^2} - 3 \frac{z^4}{b^4} + \left(7,5 - 5 \frac{z^2}{b^2} + 1,5 \frac{z^4}{b^4}\right) \frac{\delta}{f}}$$

Gdy $z = b$, obciążenie równomiernie rozłożone:

$$R_1 = 8k \frac{a}{b} \left[1 + \frac{b^4}{a^4} \right] f \delta.$$

Odległość między nitami:

$$l_1 = 16\pi \frac{a}{b} \left[1 + \frac{b^4}{a^4} \right] \frac{k_1 f d^2}{R \left(15 + 3 \frac{z^4}{b^4} - 10 \frac{z^2}{b^2} \right)},$$

zwykle $l_1 = \dots 5d$.

Dla żelaza cylindrycznego można korzystać z tychże wzorów zakładając, że $\frac{a^4 + b^4}{a^4} = 1$.

Chodniki i poręcze. Chodniki w mostach kolejowych są niezbędne tylko dla przejścia przez most obsługi kolejowej, o ile most nie ma służyć jednocześnie i dla

pieszych. W pierwszym wypadku, jak to już było mówione o pokryciu mostów kolejowych, chodniki dają się z boków toru i między szynami. W mostach z jazdą dołem, jeżeli odległość między dźwigarami jest niewielka, czasem dają się specjalne chodniki na wystających na zewnątrz wspornikach (fig. 438). Jeżeli jednak most ma służyć dla ruchu kolejowego i jednocześnie dla pieszych, wtedy chodniki winny być zupełnie oddzielone od jezdni tak, aby przechodzący przez most nie mógł się dostać na jezdnię mostu. Chodniki w tym wypadku robi się na zewnątrz na wspornikach; winny one być oddzielone od jezdni poręczami, przytem dość gęstymi.

Poręcze na mostach kolejowych, nieprzeznaczonych dla pieszych, mogłyby nie być ustawiane, jednak na mostach większych rozpiętości i na mostach wysokich lepiej je dawać. Poręcze składają się z trzech części: ze słupków, pochwyty i ścianki czyli wypełnienia między słupkami, pochwytem i chodnikiem. Słupki stawia się w odległości około 2 m; mają one wysokość od poziomu chodnika 1,00—1,20 m; przytwierdza się słupki do końców mostownic (fig. 439 a), albo do końców wsporników (fig. 439 b), lub też do beleczki podłużnej krawężnikowej (fig. 439 c), o ile niema obawy, że beleczka może się skrócić pod naciskiem poziomym słupka. W mostach z jazdą dołem poręcze mogą być przytwierdzone do pasa dolnego. Jako słupki poręczy może tutaj służyć krata dźwigarów, do której przytwierdza się pochwyty poręczy. Słupki robi się z kątowników lub korytek, pochwyty może być z kątownika lub z żelaza okrągłego. Pomędzy pochwytem i chodnikiem daje się zwykle jeden pręt. Słupki i poręcze w mostach kolejowych nie-

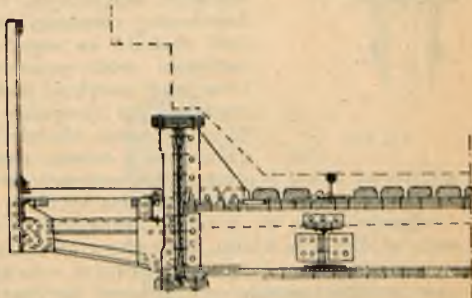


Fig. 438.

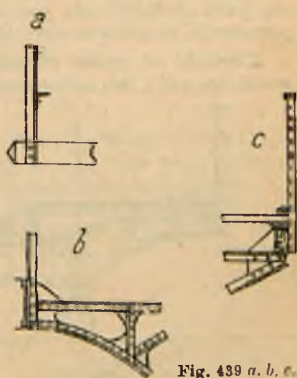


Fig. 439 a, b, c.

przeznaczonych dla pieszych, wystarczy obliczać na poziome ciśnienie 50 kg. Poręcze ciągną się zwykle i na całej długości przyczółków.

W mostach drogowych w miejscowościach o dużym ruchu winno się stosować chodniki najmniej 0,75 m szerokości. Chodnik powinien się wznosić nad jezdnią na 12—15 cm. Pokrycie chodników może być z desek, płyt betonowych, kamiennych, ceramicznych lub asfaltu. W mostach z jazdą

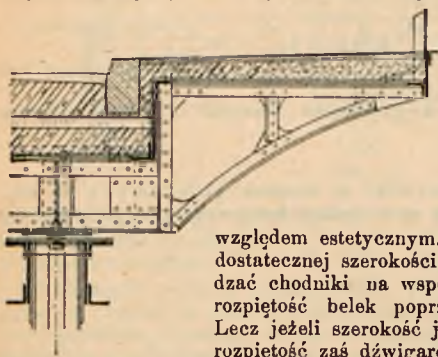


Fig. 440.

górą umieszcze się chodniki zwykle na wspornikach, przystem albo całkowicie (fig. 440). albo też częściowo (fig. 441). Częściowo zwykle wtedy, gdy chodniki są znacznej szerokości (kilka metrów) i wsporniki wypadłyby zbyt długie, co mogłoby utrudnić ich konstrukcję, i niekorzystne pod względem estetycznym. W mostach z jazdą dołem przy dostatecznej szerokości jezdni również dogodniej urządzić chodniki na wspornikach, zmniejsza to bowiem rozpiętość belek poprzecznych, a zatem i ich wagę. Lecz jeżeli szerokość jezdni jest stosunkowo niewielka, rozpiętość zaś dźwigarów znaczna, to może się okazać, że umieszczenie chodników między dźwigarami jest dogodniejsze, a czasem nawet nieodzowne, ze względu

sztywności mostu w płaszczyźnie poziomej. Dogodniejsze może być dlatego, że chociaż waga poprzecznic, oraz tężników wzrasta, zato waga samych dźwigarów może się znacznie zmniejszyć, wskutek zmniejszenia sił w pasach od działania wiatru. Zewnętrzne chodniki przy odpowiednich kształtach wsporników, oraz beleczek podłużnych okalających, łącznie z uwidoczni-

niami architektonicznymi opracowanymi poręczami, stanowią upiększenie mostu. Przy stosowaniu wsporników do podtrzymania chodników należy pamiętać, że największe ciśnienie na dźwigar, przylegający do danego chodnika, otrzyma się, jeżeli obciążyć całą jezdnię i tylko jeden chodnik, zaś chodnik oddalony pozostawić nieobciążonym ciężarem ruchomym.

Chodniki od jezdni odgradzają się specjalnymi kamieniami krawężnikowymi (fig. 440), lub beleczkami, jeżeli i chodniki i jezdnia pokryte są deskami,

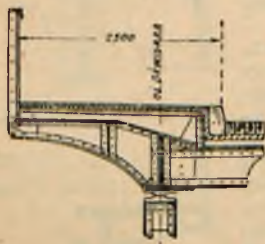


Fig. 441.

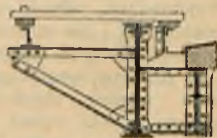


Fig. 442.

lub beleczkami żelaznymi ze żłobkami z korytek do odprowadzenia wody z mostu (fig. 442). Poręcze w mostach drogowych są koniecznością a jednocześnie winny być ich ozdobą.

Ponieważ w mostach drogowych ciśnienie może być dość znaczne, przeto przy obliczaniu poręczy przyjmuje się ciśnienie poziome od 80 do 100 kg na metr bieżący. Takie ciśnienie zupełnie wystarcza, chociaż oczywiście tłum może wytworzyć i znacznie większe. W tych jednak wypadkach naprężenie

może dojść swobodnie do granicy sprężystości, a nawet i przekroczyć ją. Zresztą, gdy ciśnienie dojdzie do wielkości, że słupki zaczną się łamać, wtedy bliżej stojący koło poręczy będą zgnieci. W poręczach obliczeniu podlegają słupki, ich przytwierdzenie do żeber pomostu lub do podpór i pochwy, który przyjmuje się, jako belkę swobodnie wspartą na dwóch podporach i obciążoną równomiernie siłami poziomymi $p = (80 - 100) \text{ kg/m b.}$

Słupki poręczy mogą być żelazne z żelaza płaskiego lub okrągłego lub z kształtówek: kątowników, teowników lub ceowników lub też specjalnych kształtów lane z żeliwa. W ostatnim wypadku zwykle o przekroju rurowym i ściankach grubości od 20 do 10 mm. Zwykle grubość ścianek u dołu jest większa i u góry słupka mniejsza (fig. 443 a, b).

Przytwierdzenie słupków poręczy jest rozmaite w zależności od ich przekroju i konstrukcji żelaznej, ograniczającej chodniki na zewnątrz (fig. 412, 439 a, 439 b, 439 c, 444).

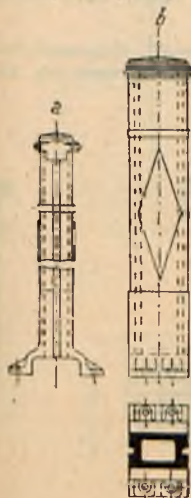


Fig. 443.

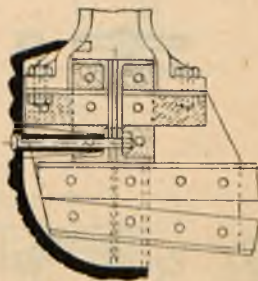


Fig. 444.

Pochwyty powinny być form zaokrąglonych. Najprostszy przekrój pochwyty jest kątownik (fig. 439), ceownik (fig. 445 a), lub rurka okrągła walcowana (fig. 445 b). Więcej skomplikowane przekroje mamy na fig. 445 c, d, e. Ostatni profil pochwyty, walcowany w Hucie Bankowej, stosowany był do mostów w Petersburgu, jest dość lekki (12,8 kg/m) i kształtny. Według fig. 445 d pochwyty są różnych wymiarów, pokazanych w tablicy 8.

Tablica 8.

Profil pochwyty	Wymiary w mm					Pole przekroju w cm	Waga 1 m b. kg
	Nr.	b	h	b	h		
Por. fig. 445 d.	4	40	18	20	10	4,2	3,3
	6	60	27	30	15	9,4	7,3
	8	80	36	40	20	16,7	13,0
	10	100	45	50	25	26,1	20,4
	12	120	54	60	30	37,5	29,3

Przytwierdzenie pochwyty do słupków może być według fig. 445 *f* na wkretkę. Na fig. 445 *g* pochwyty przechodzi przez otwór w słupku i sam jest przytwierdzony do kraty poręczy, która ze słupkami połączona jest na całej swej wysokości i na dole z belką podłużną, okalającą chodniki.

Krata poręczy powinna być dość gęsta, by dziecko nie mogło głowy przesunąć przez kratę, i jednocześnie dość mocna, by nie można jej kolanami wyłamać lub wygiąć. Co się tyczy rysunku kraty, to takowy winien być ładny, odpowiadać całości budowli, a czasem i charakterowi przyległych budynków, i powinien być wykonany przez odpowiedniego architekta, jak również i nadanie formy zewnętrznej mostu miejskiego powinno być dokonane przez inżyniera łącznie z architektem.

We wszystkich miejscach, gdzie konstrukcja żelazna mostu jest przerwana, gdzie nawierzchnia przerywa swą ciągłość, poręcze również winny być przerwane i tak urządzone, by w tych miejscach mogły mieć przesunięcia wzdłuż mostu.

Połączenie belek podłużnych z poprzecznymi. Połączenie belek podłużnych do poprzecznych może być głucho, stałe, sztywne, lub też prze-

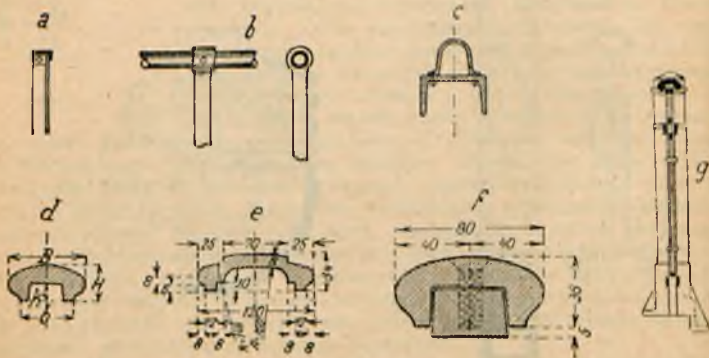


Fig. 445 *a, b, c, d, e, f, g.*

gibne i przegibno przesuwne. Przegibne i przegibno przesuwne stosuje się wtedy tylko, gdy cały pomost musi być przerywany, co ma miejsce nad podporami, nad przegubami dźwigarów, w mostach łukowych z jazdą dołem lub pośrodku, by belki podłużne nie pracowały jako ściągi łuku, wreszcie w mostach belkowych dużych rozpiętości (80 i więcej *m*), by belki podłużne, zmuszone się rozciągać wskutek wydłużeń pasów od obciążenia ruchomego, nie wyginały zbyt w planie belek poprzecznych. W innych wypadkach belki podłużne łączymy z belkami poprzecznymi sztywno, tj. na nity.

W zależności od położenia belki podłużnej względem belki poprzecznej możemy mieć następujące sposoby połączenia:

1. Belka podłużna leży na belce poprzecznej (fig. 446). W miejscu zetknięcia belek łączymy je na nity, i tak podłużnicę, jak i poprzecznicę usztywniamy kątownikami pionowymi.

2. Podłużnica wznosi się nieco nad belką poprzeczną (fig. 447). Stosuje się, gdy belki poprzeczne są wnitowane między pasami dźwigarów i łożyskami podłużne trzeba przepuszczać przez podłużnicę. Podłużnica powinna się wznosić nad pasem poprzeczniczy co najmniej na podwójną wysokość boku kątownika pasowego podłużnicy, by można było dodać kątownik *a* (fig. 378).

Styki kątowników belek podłużnych mogą być albo nad poprzecznicą, albo lepiej, na odległości połowy długości nakładki kątowników pasowych.

3. Pasy górne podłużnie i poprzecznie leżą w jednym poziomie (fig. 448 a). Przymocowanie podłużnic do poprzecznic wykonuje się zapomocą kątowników pionowych, które jednocześnie usztywniają środek poprzecznic. Kątowniki te albo się nagina na kątowniki pasowe poprzecznic, albo stawia się na podkładki wyrównawcze. Kątowniki pasa dolnego podłużnicy nagina się na boki kątowników pionowych dla usztywnienia. By nity górne poziome poprzecznic nie pracowały na rozrywanie, pasy podłużnic winny być połączone nakładkami przynajmniej na 3 szeregi nitów.

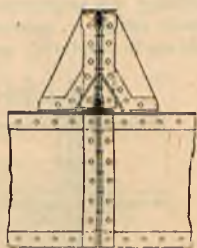


Fig. 446.

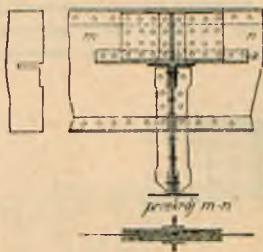


Fig. 447.

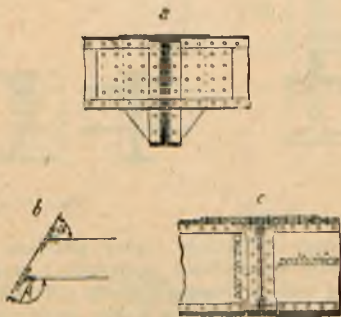
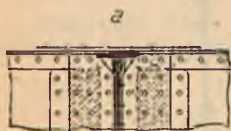


Fig. 448 a, b, c.

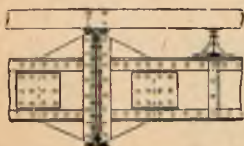
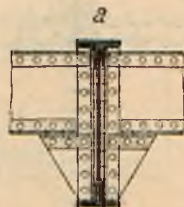
Wielkość boków kątowników pionowych, które łączą jedne belki z drugimi, zależy od rozpiętości belek i od obciążeń. W mostach kolejowych, gdzie obciążenia są znaczne, kątowniki te winny być silniejsze, niż w mostach drogowych. Przy długości belek podłużnych od 4 do 6 m kątowniki winny być nie mniejsze niż $90 \times 90 \times 9$, przy większej długości kątowniki winny być $130 \times 85 \times 10$ lub nawet $150 \times 100 \times 10$, przytem szerszy bok obejmuje środek podłużnicy dwoma szeregami nitów. Najmniejsze kątowniki dla małych długości podłużnic około 2 m mogą być $80 \times 80 \times 9$. W mostach drogowych do przytwierdzenia beleczek małych drugorzędnych można stosować kątowniki i $65 \times 65 \times 8$. Należy jednak pamiętać, że w kątownikach pionowych często nity wypada stawiać w jednym i drugim boku w jednym przekroju i wtedy stosunkowo dobrze daje się postawić takie nity w kątownikach conajmniej 80×80 .

Jeżeli belki jedne podchodzą do drugich nie pod prostym kątem (w mostach ukośnych), wtedy kątowniki te jedne są zwarte (fig. 448 *b*, *a*) i drugie rozwarte (fig. 448, *b* *β*). Szerokość boków wtedy zależy od wielkości kąta ostrego i od grubości nitowanej części. Bok winien być taki, aby można było włożyć nit w dziurę od strony zwartej, co w każdym poszczególnym wypadku winno być zbadane. Boki kątowników w różnych miejscach mogą być wtedy różne.

Jeżeli podłużnica i poprzecznicę są jednej wysokości, wtedy oba pasy belek podłużnych łączy się nakładkami (fig. 448 *c*). W belkach niskich, gdy wysokość belki jest za mała do rozmieszczenia nitów w środku podłużnicy, można zastosować nity wielocięte (fig. 449 *a*), lub też połączenie wykonać za pomocą blach węzłowych (fig. 449 *b*), lub dodatkowych wsporników (fig. 450 *a*). Ponieważ w płaszczyźnie zamocowania podłużnicy do poprzecznic panują momenty gnące ujemne, które odrywają główki nitów w kątownikach pionowych, przeto można zrobić szczelinę poziomą w środku poprzecznic



b

Fig. 449 *a*, *b*.Fig. 450 *a*, *b*, *c*.

na poziomie pasa górnego podłużnicy i pasy podłużne połączyć nakładką z odpowiednim stężeniem kątownikiem poziomym i pionowym (fig. 450 *b*).

Jeżeli podłużnice są belki walcowane, wtedy połączenie można wykonać według fig. 450 *c*; jeden z kątowników z każdej strony poprzecznicę należy dawać na całej wysokości poprzecznicę, aby stężenie te ostatnią i zapobiec wyginaniu się środku przy uginaniu się podłużnic, boki poziome podłużnicy z jednej strony muszą być wtedy ścięte.

Wyżej wskazane sposoby połączeń podłużnic z poprzecznicami oczywiście mogą być stosowane i do połączeń wogóle jednych belek do drugich.

Połączenie przegibne i przesuwne. Połączenie przegibne i przesuwne powinno dawać możliwość niewielkiego obrotu belki i przesunięcia wzdłuż osi, natomiast beleczka nie powinna mieć możliwości ani się podnosić, ani też się przesunąć w kierunku poprzecznym.

Jeżeli siła poprzeczna na podporze jest niewielka, połączenie można uskutecznić według fig. 451.

Z rysunków tych widać, że wyżej wskazane warunki są tutaj w zupełności spełnione.

Przy większych siłach poprzecznych połączenie może być według fig. 452.

Podłużnice wspierają się na słupkach wahadłowych lub też wiszą na strunach (fig. 453).

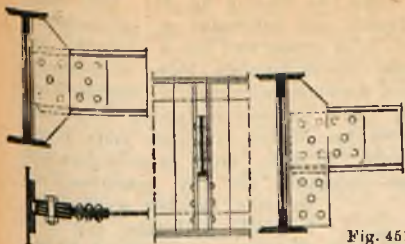


Fig. 451.

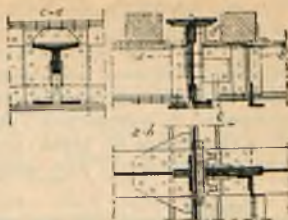


Fig. 452.

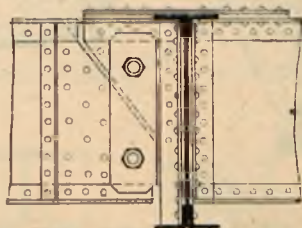


Fig. 453.

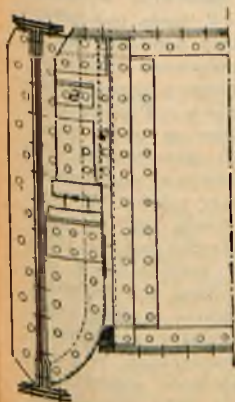


Fig. 454.



Fig. 455.

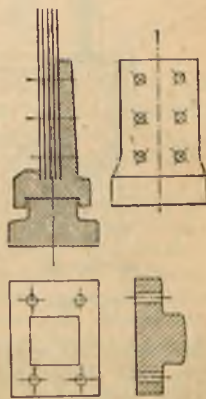


Fig. 456.

Przy znacznych siłach połączenie może być według fig. 454; tutaj kątowniki *a* nie pozwalają się belce podnosić, zaś kątowniki *m*, odpowiednio przycięte, nie pozwalają górnej części belki przesunąć się w kierunku poprzecznym. Na dole obrzeża poduszki unieruchamiają belkę w kierunku poprzecznym. Ponieważ pod działaniem momentu ujemnego wę wspornikach mogłoby nastąpić odrywanie główek nitów poziomych, przeto wsporniki przymocowane do poprzecznic i podtrzymujące końce podłużnic mają górne końce przynitowane do blach poziomych (fig. 455), które są przynitowane do pasa poprzecznic i tym sposobem otrzymuje się nity, pracujące na

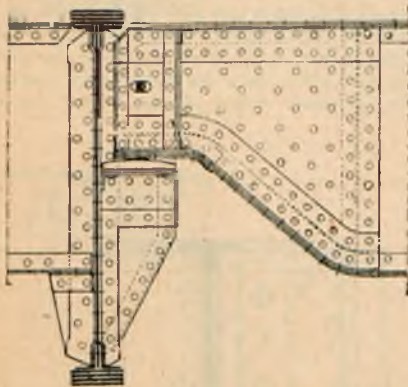


Fig. 457.

ścinanie. Zamiast wycięcia w końcach podłużnic, jak według fig. 456, można końce podłużnic zniżyć z odpowiednim wzmocnieniem środka (fig. 457). Przy wspornikach niewysokich, zajmujących tylko część wysokości belki

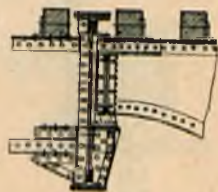


Fig. 458.

poprzecznej, połączenie górnego pasa wspornika może być zapomocą nakładek, przenikających przez środek poprzecznic i dających możność zastosować nity ścinane przy momencie ujemnym (fig. 458).

Poprzecznic główne. Połączenie poprzecznic drugorzędnych do podłużnic niczem się nie różni od połączeń podłużnic z poprzecznicami, przeto tutaj wskażemy tylko sposób połączenia poprzecznic głównych z dźwigarami.

Mamy tutaj dwa zasadnicze wypadki: 1. jazda jest górą i 2. jazda jest dołem. Przy urządzeniu jazdy pomiędzy pasem górnym i dolnym połączenie zasadniczo mało się różni od jednego z zasadniczych.

1. Jazda górą. Poprzecznic może być postawiona na pasy górne dźwigarów i do nich przynitowana. Pożądane jest, aby ciśnienie od poprzecznic oddawało się na pasy osiowo. W tym celu poprzecznic stawia się na podkładce, która leży na środku pasa (fig. 459). Poprzecznic wtedy przynitowuje się do pasa czterema nitami lub śrubami. Jeżeli końce poprzecznic wystają poza dźwigary, jako wsporniki, i są połączone

belkam podłużnemi, wtedy stałość belek jest zupełnie zabezpieczona. W przeciwnym razie końce belek trzeba łączyć z pasami zapomocą wsporników (fig. 446). Można belkę poprzeczną połączyć z pasem na całej jego szerokości, otrzymamy nacisk od poprzecznic na pas nie osiowy, lecz możemy

wtedy przynitować poprzecznice do pasa znacznie większą ilością nitów i wtedy poprzecznicę może służyć jako rozpórka tężników podłużnych.

Połączenie sztywne poprzecznic z dźwigarami wywołuje pewne skręcanie pasów dźwigarów, a zatem i kraty dźwigarów. Przez przegibne połączenie poprzecznic z dźwigarami unikamy tego skręcania, przeto czasem konstruktorzy chętniej stosują przegibne połączenie niż sztywne, choć jest ono naogół droższe. W Rosji stosowane ono było dość często, szczególnie przez prof. N. Bielelubskiego, który pierwszy zaczął wogóle stosować to połączenie (fig. 460 a, b). Zwrócić uwagę tutaj należy, że zastosowanie według fig. 460 a, b może mieć miejsce tylko wtedy, jeżeli obciążenie stale jest dostateczne i, że przeto przy obciążeniu jednego przedziału ciężarem ruchomym, nie może się podnieść belka poprzeczna sąsiedniego przedziału nieobciążanego. W przeciwnym razie otrzymuje się znaczne uderzenia od

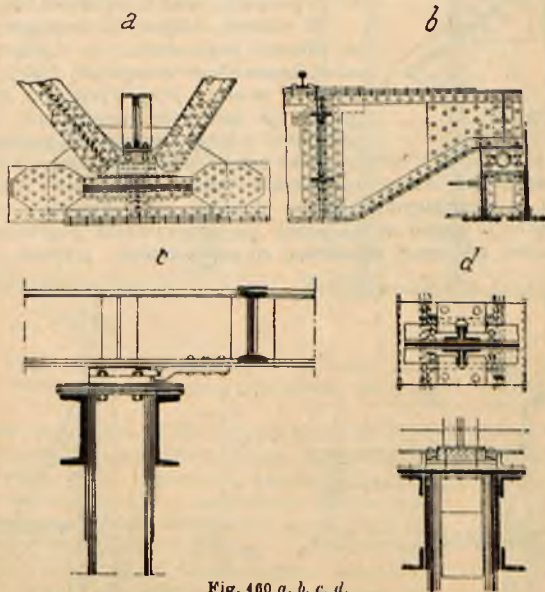


Fig. 460 a, b, c, d.

belki poprzecznych przy przejściu pociągu. Dając wolne podparcie według fig. 460 c, d, nie dajemy możliwości podnoszenia się belkom poprzecznym nawet w wypadkach, gdy reakcja podpór od obciążenia stałego jest mniejsza, niż reakcja ujemna, którą dają belki podłużne, jako ciągłe, od obciążenia ruchomego.

Belki poprzeczne wnitowane są między pasami górnymi. Pas górny belki poprzecznej daje się zwykle niżej o grubość blachy (9—15 mm) od dolnej krawędzi boków poziomych kątowników pasowych, jeżeli blachy poziome pasów są takiej szerokości, że pokrywają tylko boki kątowników, lub też na tę samą grubość od spodu blach poziomych pasów, jeżeli blachy poziome wystają poza szerokość kątowników pasowych co najmniej na 90 mm, co daje możliwość postawienia szeregu nitów poza kątownikami pasów, i środek poprzecznicy ujmuję się między boki kątowników pionowych i bierze na nity, pas zaś górny przynitowuje się do blachy fasonowej poziomej, która jest przynitowana do pasa. Tym sposobem środek belki, blacha pionowa pasa i blacha pozioma tworzą kąty trójgraniaste,

dają sztywność w płaszczyznach pionowych i poziomych. Połączenia te są pokazane na fig. 461. Blacha węzłowa może służyć do przytwierdzenia łożysk poziomych. Jeżeli w węzłach przytwierdzenia poprzecznic są słupki zewnętrzne, to kątowniki tych słupków służą jednocześnie do przynitowania belki poprzecznej.

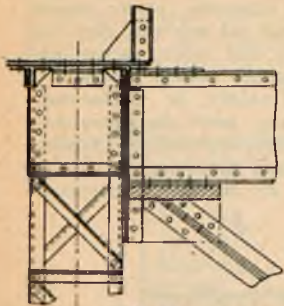


Fig. 461.

Wielkość boków tych kątowników zależy od rozpiętości belki poprzecznej i od jej obciążenia. W mostach kolejowych, gdzie belki poprzeczne wypadają o znacznym przekroju, zwłaszcza przy nowych dużych obciążeniach, kątowniki te powinny być nie mniejsze, niż $100 \times 100 \times 10$, a nawet jest pożądane, aby można było stawiać dwa szeregi nitów dobrze rozstawionych, na co pozwalają boki o szerokości $140 - 160 \text{ mm}$.

W mostach kolejowych dwutorowych winno się nitować poprzecznicę do dźwigarów zapomocą kątowników conajmniej $140 \times 140 \times 12$. Tylko w mostach drogowych przy kilku dźwigarach na szerokości mostu, przy niewielkiej odległości między dźwigarami, można stosować kątowniki małe od $80 \times 80 \times 8$. Boki kątowników, przylegające do pasa co do swej szerokości winny odpowiadać bokom kątowników słupków wewnętrznych, przylegającym do blachy pionowej pasa. Przepony między blachami pionowymi pasów w miejscach przynitowywania poprzecznic winny być conajmniej tej samej wysokości, co poprzecznicę, przytem, jeżeli na-

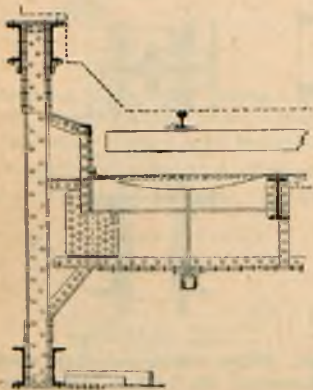


Fig. 462.

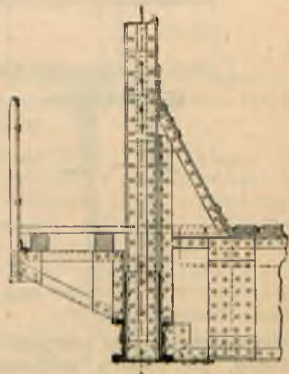


Fig. 463.

zewnątrz dźwigara jest wspornik do podtrzymania chodnika, dolną krawędź przepony należy usztywnić kątownikami.

2. Jazda pośrodku. Poprzecznicę stawia się między pasami dolnymi i górnymi. Przymocowanie daje się do słupków. Blacha pionowa poprzecznicę obrywa się, nie dochodząc do słupka, i przechodzi w blachę fasonową (fig. 462). Zwrócić należy uwagę, że słupki w tym wypadku pracują nie tylko na siły osiowe, lecz są jeszcze zginane od ugięcia się blachownicy. Blacha fasonowa winna być na krawędzi swej szczególnie u dołu usztywniona kątownikami, aby się nie fałdowała przy nacisku od poprzecznic. Jeżeli most jest otwarty (bez łożysk podłużnych) usztywniona blacha fasonowa usztywnia silnie słupek w kierunku poprzecznym mostu i trzyma

przeto pas górny ściskany w płaszczyźnie pionowej, nie dając mu się wyboczyć Z tych względów usztywnienie słupków winno być należyte. Kątowniki pasów poprzecznic powinny być nagięte na boki kątowników pionowych, trzymających, w celu usztywnienia w kierunku poziomym.

3. Jazda dołem. Poprzecznicę wnitowaną między pasami dolnemi. Przymocowanie będzie tutaj zupełnie takie same, jak przy poprzecznicach umieszczonych między pasami górnymi, tylko cała konstrukcja jest obrócona o 180°. O ile wysokość belki jest niewielka i ilość nitów niezbędna do przy-

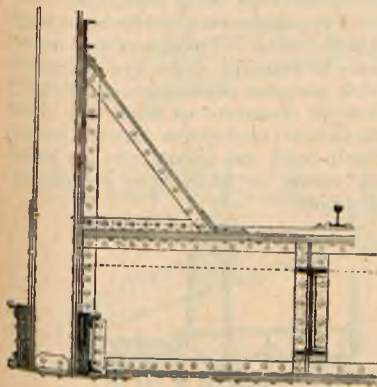


Fig. 464.

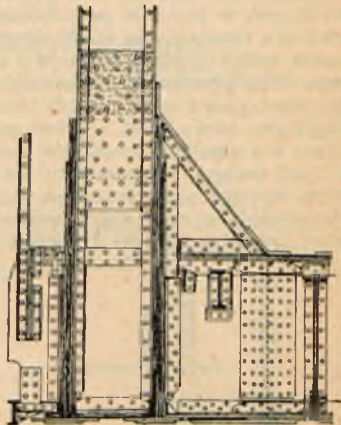


Fig. 465.

nitowania belki nie mieściłaby się w środku, należy wtedy środku poprzecznic zakończyć w pewnej odległości od pasa i zamienić blachą (fig. 463).

Ponieważ na podporze belki przynitowanej do słupków dźwigarów zawsze powstaje moment ujemny, który odrywa pas górny poprzecznic od słupka, należy nitowanie takie zastosować, by nity górne pracowały na ścinanie, a nie na rozerwanie. Blacha fasonowa powinna przeto łączyć obie gałęzie słupka (fig. 463), lub też można zastosować specjalną wstawkę u góry poprzecznic, połączoną z pasem górnym za pomocą kątowników poziomych wzdłuż pasa poprzecznic (fig. 464). Dawanie wsporników wysokich, jeżeli one nie mają na celu usztywnienia słupków, nie uważamy za pożyteczne. Im wspornik belki (fig. 463) jest wyższy, tem ugięcie słupków jest większe. Kątowniki pionowe, które łączą poprzecznicę z dźwigarem, lepiej dawać całe, nie przerywane, jak pokazano na fig. 465, gdyż w miejscu przzerwania i przecięcia środku wytwarza się słabe miejsce. Można uniknąć krojenia kątowników albo przez zastosowanie podkładek wyrównawczych (fig. 463), albo też przez odpowiednie nagięcie kątowników z podkładkami klinowemi, (fig. 466). Przy połączeniach sztywnych poprzecznic nieuniknione jest odkształcenie dźwigarów z ich płaszczyzny, co naturalnie pociąga za sobą naprężenia drugorzędne. Uniknąć można tych odkształceń przez zastosowanie połączeń poprzecznic z dźwigarami przegibnych.

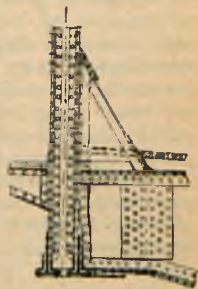


Fig. 466.

Połączenie przegibne poprzecznic z dźwigarami. Połączenie z pasem dolnym będzie tutaj takie samo, jak i przy połączeniach z pasami górnymi, tylko że tutaj między ściankami pasów trzeba wytworzyć

ryć specjalne podparcie w kształcie stolika, wytworzonego z przepoi (fig. 460 *a*, *b*). Poprzecznicę zwykle ma końce ścięte tak, że na podporze wysokość jej winna być tylko dostateczna ze względu na ścinanie, momenty zaś spadają do zera. Słupki natomiast muszą być o przekroju rurowym i takiej odległości między ściankami wewnętrznymi w płaszczyźnie dźwigara, aby swobodnie przechodziły pasy belki poprzecznej. Zatem szerokość ta powinna się równać szerokości pasa poprzecznicę więcej 25—30 mm. Belki poprzeczne tak połączone oczywiście nie mogą służyć, jako rozpórki tężników podłużnych, położonych w poziomie pasa dolnego, i takowe daje się zwykle oddzielne przekroju rurowego (fig. 460 *b*). Rozpórki te obejmują belki poprzeczne. Aby można było rozpórki te połączyć u góry, w poprzecznicach trzeba dać otwory, przez które przechodzą płaskowniki. Jeżeli jednak dół poprzecznicę wznosi się ponad górą rozpórki, wtedy usztywnienie rozpórki może być normalne. Mając swe zalety, gdyż wywiera ciśnienie pionowe poprzecznicę na dźwigary osiowe bez wszelkich momentów dodatkowych (momentu od tarcia nie bierze się pod uwagę), połączenie to ma jednak swe niedogodne strony. Mianowicie, wymaga często znacznego wzniesienia belek nad pasami, aby nie trzeba było zbytnio wycinać blach węzłowych pasów, do których są przynitowywane krzyżulce i słupki dźwigarów głównych.

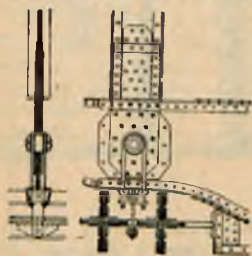


Fig. 467.

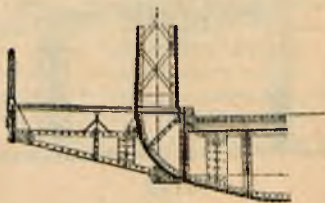


Fig. 468.

W mostach z jazdą dołem, w których część przejazdowa jest zawieszona do dźwigarów głównych, co ma najczęściej miejsce w układach łukowych ze ściągiem lub bez ściągu, wolne podparcie poprzecznicę może być wykonane również według fig. 397, tylko wieszak tutaj musi być zakończony strzemieniem, który tworzą wygięte kątowniki wieszaków i przez to strzemienie przechodzi poprzecznicę. Ponieważ zwykle do wieszaków jest zawieszony pas trzeci (ściągi lub pas tężników dolnych podłużnych), przeto urządzenie przegubów niczem nie różni się od rozpatrzonych wyżej. Na fig. 467 schematycznie pokazane jest inne zawieszenie przegibne, zastosowane w moście w Wormacji.

Połączenie poprzecznicę z wieszakami może być według fig. 468. Tutaj poprzecznicę z wieszakami tworzy jakby podkowę, końce której są przynitowane do blach fasonowych pasa dolnego dźwigara głównego. Pewną różnicę w przymocowaniu belek poprzecznych wytwarzają dźwigary łukowe sztywne z jazdą górą w tym wypadku, gdy wysokość ustrojowa mostu w kluczu musi być sprowadzona do minimum. Wtedy zwykle podłużnicę, która ma pewną wysokość nad podporami, podchodząc do łuku, zmniejsza swą wysokość w zetknięciu się z łukiem i osiąga zero nad kluczem (fig. 469 *a*, *b*). Właściwie mówiąc, nie tyle w tym wypadku jest różnicę w połączeniu poprzecznicę, ile w samych przekrojach poprzecznicę, które mogą być i różnych przekrojów i różnych wysokości w poszczególnych węzłach. Nadto sam łuk, podchodząc ku kluczowi, może również zmieniać swą formę według fig. 470 *a*.

Uważamy, że połączenie podłużnicę z łukiem według fig. 469 *b* i 470 *b* jest lepsze, niż według fig. 470 *a*, gdyż oś łuku zachowuje swą ciągłość, gdy tymczasem według fig. 470 *a* oś się załamuje. W łukach według fig. 469 *b* należy

podłużnice zakończyć w tem miejscu, gdzie ich wysokość dochodzi do 90 lub 100 mm, naturalnie, przyjmując pod uwagę ewentualny spadek podłużny nawierzchni mostu drogowego. W miejscu zakończenia podłużnicy (węzeł 8) daje się poprzecznicę o przekroju pokazanym na fig. 469 b, którego jeden kątownik górny leży w poziomie pasa podłużnicy, drugi zaś w poziomie pasa łuku i jest zwykle nieco rozwarty. Jeżeli podłoże nawierzchni składa się z nadsypki, betonu na żelazie nieckowem, to, by nie zwiększać zbyt to warstwy

a



b

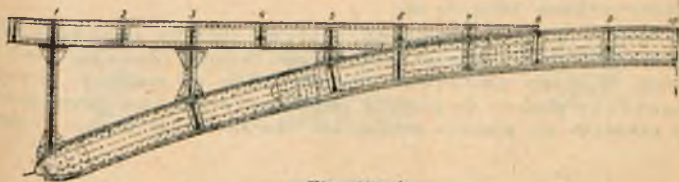


Fig. 469 a, b.

a



b



Fig. 470 a, b.

betonu pomiędzy belkami 8 i 9 (fig. 469 b), można w tym przedziale dać niecki wpukłością do góry, gdy inne są wklęsłe. Jeżeli podłużnica przechodzi nad łukiem na pewnej wysokości około 160—200 mm, wtedy połączenie jest zwykle podłużnicy z łukiem i poprzecznic z podłużnicą i łukiem, według fig. 470 b.

LITERATURA.

Thullie M.: Teorja mostów.
 Thullie M.: Mosty blaszane.
 Thullie M.: Mosty kratowe.
 Rissal Jean: Cours de ponts métalliques.
 Godard T.: Ponts et combles métalliques.
 Bonhomme: Constructions métalliques.
 Hod and Kinne: Movable and Long Span Steel Bridges.
 Waddell I. A. L.: Economics of Bridge-work.

Schaper G.: Eisernen Brücken.
 Hässler E.: Die eisernen Brücken.
 Bleich Fr.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.
 Bernhard K.: Eisernen Brücken.
 Mehrrens G. Ch.: Eisenbrückenbau.
 Melan Joseph: Der Brückenbau.
 Mayer Rudolf: Die Knickfestigkeit.
 Paton E.: Żelaznyje mosty.