

# 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, skierowaniem na zewnątrz, mamy mosty łukowe, zaś przy działaniu ukośnem, skierowaniem 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-

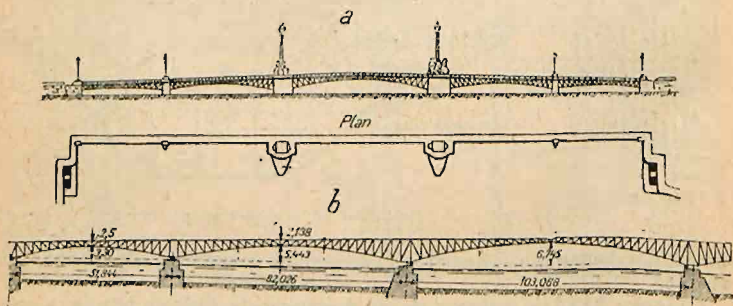


Fig. 216 *a*, *b*.

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 taniości 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, wapornikowe 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

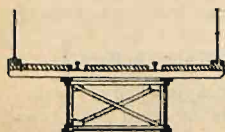


Fig. 217.

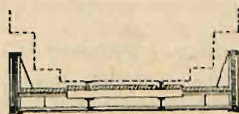


Fig. 218.

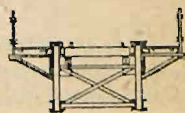


Fig. 219.

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 lżejsze od mostów z jazdą górą. W mostach z jazdą górą możemy zmniejszyć rozstaw między dźwigarami, zatem otrzymujemy poprzecznicę lżejszą, 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 łożyska<sup>1)</sup> mostowe. Nie mając wymiarów ciosów, można w przybliżeniu znaleźć rozpiętość teoretyczną dla mostów belkowych ze wzoru  $l = \alpha L$ , gdzie współczynnik  $\alpha$  można przyjąć równym w zależności od rozpiętości  $L$  (fig. 220) według poniżej podanej tablicy:

| $L = m$  | 15   | 30   | 40   | 50    | 60   | 80    | 100  |
|----------|------|------|------|-------|------|-------|------|
| $\alpha$ | 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 możność 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.

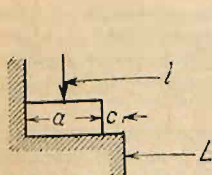


Fig. 220.

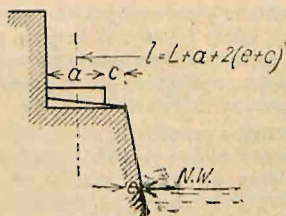


Fig. 221.

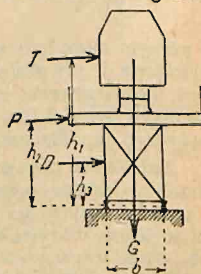


Fig. 222.

Dopuszczalne naprężenie  $k$  na mur zwykły przyjmujemy około 10—12 kg/cm<sup>2</sup>, zaś na mur ciosowy w zależności od jakości kamienia  $k = 20—30$  kg/cm<sup>2</sup>. Otrzymałą 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).

<sup>1)</sup> „Łożysko“, wyraz używany w Małopolsce i Wielkopolsce, „poduszka“ w b. zachodzie 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 podpórę  $A$  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 górą najmniejszą szerokość przyjmuje się 1,8 m przy dostatecznej stateczności mostu przeciw wywracaniu się pod działaniem parcia wiatru i siły odśrodkowej, jeżeli most leży w krzywej. Zatem, jeżeli oznaczmy (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 górą, by osiągnąć dostateczną stateczność mostu (współczynnik pewności 1,2—1,5) przeciw wywracaniu się pod działaniem sił poziomych, należy stawiać dźwigary pochyło. 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 się 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 nawierzchnię 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,

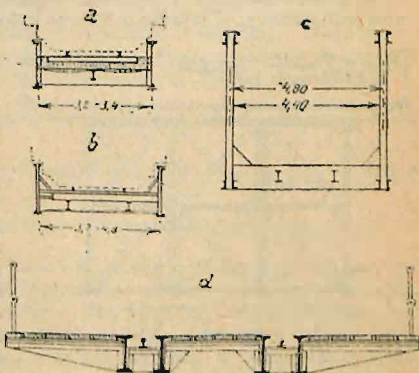


Fig. 223 a, b, c, d.



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  $7,90\text{ m} + S$ , 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 tężnikami 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.

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.

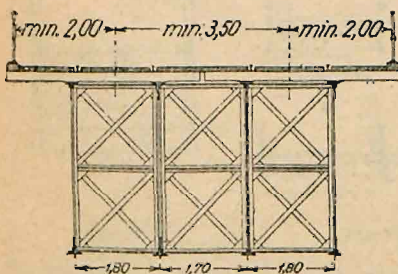


Fig. 225.

środkowemi 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 skrajnemi dźwigarami, przez co zmniejsza się szerokość podpór, lecz za to przy obciążeniu jednego toru zniekształcenie 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 obrębsa (por. str. 752 i 753, fig. 4 i 5).

Przy jeździe górą poszerzenie mostu położonego w krzywej, w porównaniu z mostem, łączącym 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 wypada 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  $h = \frac{l}{60} + 0,35 \text{ m}$ , jeżeli rozpiętość  $l$  wyrazimy w metrach, w mostach zaś belkowych wysokość ta może być sprowadzona do  $h = \frac{l}{20-23} + 0,35 \text{ m}$  przy jeździe górą, i w mostach kolejowych nawet do  $h = \frac{l}{20} \text{ m}$ .

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 mostów w zależności od ich ustroju:

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

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

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):

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

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):

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

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

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

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:  $h = 270 - 450 \text{ mm}$ , mostów dwutorowych:  $h = 500 - 580 \text{ mm}$ .

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:

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

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

$$h = \frac{b}{8 \sim 15} + d.$$

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

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

na podporze: 
$$h = \frac{l}{60} + \frac{l}{8 \sim 17} + d - \frac{li}{2},$$

jeżeli przez  $i$  oznaczymy średni spadek podłużny nawierzchni mostu.

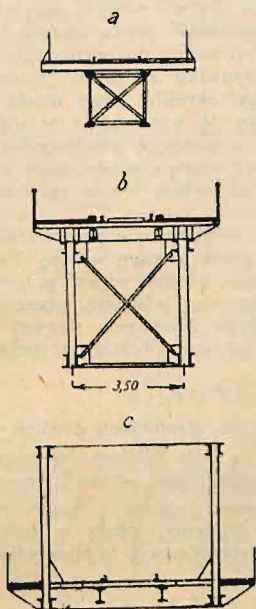


Fig. 226 a, b, c.

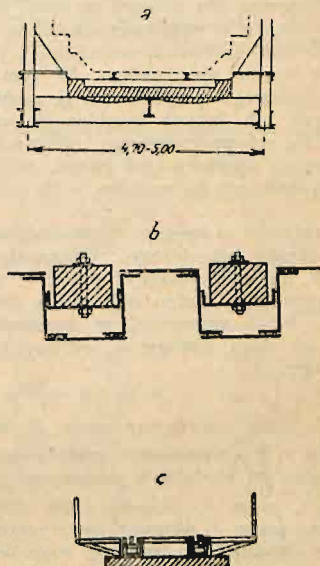


Fig. 227 a, b, c.

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, wsiąklwości 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 wpięrować 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 następcza częstokroć dość duże trudności, szczególnie, jeżeli mamy do czynienia z projektowaniem mostu niezwyklego. W tym wypadku zmuszeni jesteśmy iść drogą stopniowego przybliżenia, tj. możemy określić wagę mostu na zasadzie tych lub innych kombinacji, 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 oznaczmy 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  $\lambda$  długość pręta dźwigaru i przez  $\gamma$  wagę właściwą materiału, przez  $l$  długość teoretyczną dźwigara, przez  $\varphi$  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 rozpiera się na wszystkie pręty dźwigara.

Współczynnik ustrojowy  $\varphi$  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 $\varphi$ | 2,50   | 2,50 | 1,75    | 1,71    | 1,67    |

Dla rozpiętości pośrednich można brać  $\varphi$  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<br>teoretyczna $l$<br>$m$ | Waga mostów<br>$kg/m$<br>$p = Cl + F$ | Rozpiętość<br>teoretyczna $l$<br>$m$ | Waga mostu w<br>$kg/m$<br>$p = Cl + F$ |
| 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:

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

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,  $\gamma$  wagę właściwą materiału, z którego most się buduje i  $\varphi$  współczynnik ustrojowy, który jest różny dla różnych rozpiętości i może być przyjęty średnio 1,75.

Dla wsporników o  $n$  przedziałach można korzystać ze wzoru:

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

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. Nikolaiego i otrzymane na zasadzie teoretycznej objętości dźwigarów:

1. Dla dźwigarów z pasami prostymi równoległymi:

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

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

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

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 (blachownice), 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  $m$ :

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

2. Pasy krzywe, mosty otwarte, rozpiętość od 15 do 40 m:

$$g = 20 + 2,8 L \text{ kg/m}^2.$$

3. Pasy krzywe z tężnikami górnymi, rozpiętość od 40 do 200 m:

$$g = 50 + 2 L + 0,01 L^2 \text{ kg/m}^2.$$

4. Mosty łukowe kratowe ze ściągiem rozpiętości od 30 do 200 m:

$$g = 100 + 2 L + 0,01 L^2 \text{ kg/m}^2.$$

5. Mosty łukowe ze strzałką  $f$ :

$$g = \frac{L}{f} [15 + 0,002 L^2] \text{ kg/m}^2.$$

**Jakość żelaza stosowanego w mostach.** Do mostów używane jest prawie wyłącznie żelazo zlewne stosunkowo miękkie. Żelazo to powinno posiadać gładką powierzchnię, bez zader, bąbli, pęcherzy, rys w krawędziach i wogóle miejsc niewypełnionych. Wytrzymałość krańcowa tego żelaza na rozciąganie winna być od  $R = 37$  do  $45 \text{ kg/mm}^2$  przy wydłużalności nie mniej niż  $i = 20\%$  dla żelaza o grubości 8 i więcej mm. Przytem winna być zachowana następująca zależność  $R$  i  $i$ :

$$R + 2i \geq 85.$$

Dla żelaza o grubości 7 mm wydłużenie winno wynosić nie mniej, niż  $18\%$

|   |   |   |   |      |   |   |   |   |   |   |   |     |
|---|---|---|---|------|---|---|---|---|---|---|---|-----|
| " | " | " | " | 6 mm | " | " | " | " | " | " | " | 17% |
| " | " | " | " | 5 mm | " | " | " | " | " | " | " | 16% |
| " | " | " | " | 4 mm | " | " | " | " | " | " | " | 15% |

Dla nitów wytrzymałość żelaza zlewego winna być  $R = 34 - 40 \text{ kg/mm}^2$  przy wydłużalności nie mniejszej niż  $25\%$ , tak aby  $R + 2i \geq 90$ .

Stal, stosowana do łożysk mostowych, winna być drobnociarnista bez pęcherzy i plon z powierzchnią zupełnie gładką po otoczeniu. Wytrzymałość stali kutej powinna być nie mniejsza, niż  $50 \text{ kg/mm}^2$  i wydłużalność nie mniejsza, niż  $15\%$  zaś dla stali lanej w odlewach stalowych  $R \geq 45 \text{ kg/mm}^2$  i  $i \geq 8\%$ .

Żelazo lane (żeliwo) powinno być z kopulaka (żeliwiaka) miękkie o złomie drobnociarnistym bez wszelkich pęcherzy, dziurek i innych wad, zmniejszających jego wytrzymałość. Krawędź odlewu pod uderzeniem młotka powinna się stępić, lecz nie wykruszyć. Wytrzymałość na rozzerwanie  $R = 12 \text{ kg/mm}^2$ .

Waga właściwa żelaza zlewego i stali powinna być 7,85, a żeliwa 7,2. Te wielkości przyjmuje się za podstawę do obliczeń wagi mostów.

Co się tyczy innych wysokich gatunków stali, które mogą być stosowane w specjalnych wypadkach, to własności tych gatunków stali jako to większa wytrzymałość i ciągliwość zazwyczaj określa się specjalnie dla określonych budowli lub ich części.

**Normy naprężeń dopuszczalnych Ministerstwa Kolei** (rozporządzenie z dnia 10 marca 1923 r.).

1. Dla żelaza zlewego o wytrzymałości nie niżej  $37 \text{ kg/mm}^2$ , przy ciągliwości nie mniejszej niż  $20\%$ , przy granicy proporcjonalności nie niżej niż  $20 \text{ kg/mm}^2$  i granicy płynności nie niżej niż  $24 \text{ kg/mm}^2$ .

Zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie i proste równomierne ściskanie (bez wyboczenia), oraz na zginanie przy zwykłym statycznym sposobie obliczenia, należy wyznaczać indywidualnie dla każdego pręta albo elementu według następujących wzorów, odpowiadającym normalnym obciążeniom:



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  $1200 \text{ kg/cm}^2$ ;

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  $1400 \text{ kg/cm}^2$ .

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

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

gdzie  $\lambda$  w metrach jest długością obciążenia dźwigara, odpowiadającą  $\max S$ . Przy obliczaniu belek poprzecznych i wieszarów przyjmuje się  $\lambda$  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  $\mu$  bierze się odpowiednie do  $\lambda$ , 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  $-25^\circ\text{C}$  do  $+45^\circ\text{C}$  i współczynnik linowego 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  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Przy pomoście balastowym dopuszczalne naprężenie w żebrach części przejazdowej można zwiększyć o  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

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  $2200 \text{ kg/cm}^2$ .

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

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

Pręty ściskane powinny być oprócz tego sprawdzone, czy współczynnik pewności  $m$  na wyboczenie 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 wyboczenie, zależne od danej wysmukłości pręta i powinno się przyjmować nie większe, niż  $2400 \text{ kg/cm}^2$ , o ileby się otrzymało większe według niżej podanych wzorów:



Tablica 2.

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

| $\frac{l}{r}$ | $k_w$ | $\Delta$ | $\frac{l}{r}$ | $k_w$ | $\Delta$ | $\frac{l}{r}$ | $k_w$ | $\Delta$ | $\frac{l}{r}$ | $k_w$ | $\Delta$ | $\frac{l}{r}$ | $k_w$ | $\Delta$ |
|---------------|-------|----------|---------------|-------|----------|---------------|-------|----------|---------------|-------|----------|---------------|-------|----------|
| 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  | 14       |
| 23            | 3046  | 15       | 53            | 2601  | 15       | 83            | 2156  | 15       | 113           | 1661  | 28       | 143           | 1038  | 15       |
| 24            | 3031  | 15       | 54            | 2586  | 15       | 84            | 2141  | 15       | 114           | 1633  | 28       | 144           | 1023  | 14       |
| 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   | 13       |
| 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   | 13       |
| 32            | 2912  | 14       | 62            | 2468  | 15       | 92            | 2023  | 15       | 122           | 1426  | 23       | 152           | 918   | 12       |
| 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   | 11       |
| 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   | 10       |
| 40            | 2794  |          | 70            | 2349  |          | 100           | 1889  |          | 130           | 1256  |          | 160           | 829   |          |

Tablica 3.

 Spółczynnik  $\varphi$  na wyboczenie.

| $\frac{l}{r}$ | $\varphi$ | $\frac{l}{r}$ | $\varphi$ | $\frac{l}{r}$ | $\varphi$ | $\frac{l}{r}$ | $\varphi$ | $\frac{l}{r}$ | $\varphi$ |
|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|
| 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     |



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

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

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

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

Tablica 4.

| Gatunek materiału żelaznego | Dopuszczalne naprężenia w $\text{kg/cm}^2$                           |              |   |              |
|-----------------------------|--|--------------|---|--------------|
|                             | 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<br>ściskanie . . . 750                             | 850          | rozciąganie . 330<br>ściskanie . . . 850                            | 950          |
| Stal łana                   | rozciąganie . 1100<br>ściskanie . . 1100                             | 1400         | rozciąganie . 1200<br>ściskanie . . 1200                            | 1500         |
| Stal kuta                   | rozciąganie . 1300<br>ściskanie . . 1300                             | 1600         | rozciąganie . 1400<br>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  $90 \text{ kg/cm}^2$ , na ściskanie prostopadłe do włókien do  $15 \text{ kg/cm}^2$ ;

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

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 $\text{kg/cm}^2$ |   |   |   |      |
|--|--|---|---|---|------|
| 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 prętów . . .                             | 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 przęseł 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<br>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  $\alpha = 0,000012$  na jeden stopień Celsjusza, zaś zmianę temperatury w granicach  $-35^\circ C$  do  $+45^\circ C$ .

## II. Nitowanie.

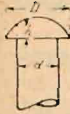
**Ogólne uwagi.** Nitowanie w mostach stosujemy, aby z oddzielnych elementów wytworzyć zespół, który można byłoby rozważać jako jednolity, aby przedłużać oddzielne elementy, gdyż te albo walcuje się tylko w określonych długościach albo też muszą być używane tylko w ograniczonych długościach ze względu na możność przewozu lub dogodność manipulowania niemi 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  $i = 25\%$  przy zachowaniu warunku, aby  $K + 2i \geq 90$ .



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 zerwanie i aby główka nita nie mogła się ścierać po obwodzie trzpienia. Zatem, jeżeli oznaczymy odpowiednio przez  $k_r$ ,  $k_c$ ,  $k_t$  dopuszczalne naprężenie w żelazie na zerwanie, ciśnienie i ścinanie, to mamy (fig. 228):



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

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

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 do takich nitów mają w przekroju kształt pokazany w fig. 229: środek cylindryczny, zewnętrzne części — stożki ścięte. Główki ich mają kształty niezupełnie foremne.



Fig. 229.

Stosuje się je często do przynitowania łożysk do dźwigarów lub jakiegokolwiek innych części lanych fasonowych.

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 zwięzienia nita pośrodku, a przez to i znacznego osłabienia przekroju. Doświadczenia pod tym względem przeprowadzone przez autora w fabryce Pułiławskiej 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 razcięte (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 nicie jest równomiernie rozłożone na całym jego przekroju. Przeto obciążenie dopuszczalne

nita na ścinanie i zgniatanie wyraża się wzorami:  $\frac{\pi d^2}{4} k_t$  i  $d \delta k_c$ ;  $\delta$  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 zgniatanie, 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 zgniatanie 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.



Fig. 230.

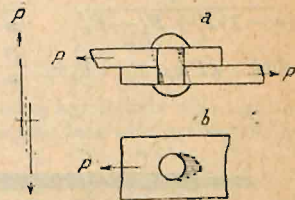


Fig. 231 a, b.

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  $e_1$  co najmniej  $3 d$ , 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.



Fig. 232.

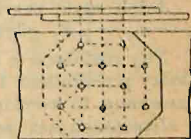


Fig. 233.

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



będzie schodkowy (stopniowy; fig. 234<sup>a</sup>), 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  $\alpha = \frac{nF}{(n-1)F + F_1 + F_2}$

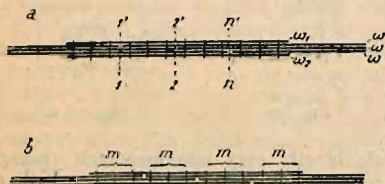


Fig. 234 a, b.

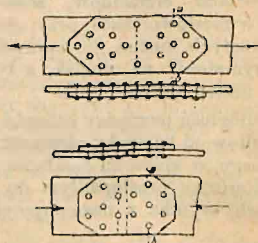


Fig. 235.

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 ścianice, czyli na zgniatanie. Wtedy rozłożenie nitów może być w nakładkach niejednakowe, np. pręt o przekroju — — — łączymy z blachą

węzłową 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  $\delta$ , 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.

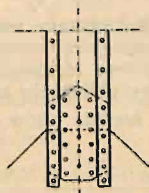


Fig. 236.

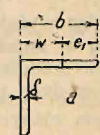


Fig. 237.

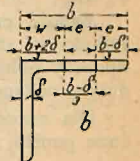


Fig. 238.

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 (wymiary w mm):

| Bok kątownika .               | 55                | 60    | 85       | 70    | 75       | 80    | 85                   | 90    | 100      | 110   |
|-------------------------------|-------------------|-------|----------|-------|----------|-------|----------------------|-------|----------|-------|
| Odległość $w$ i $e_1$ .       | 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<br>65—55 |       | 50—40—40 |       | 55—45—40 |       | 55—55—40<br>55—50—45 |       | 55—60—45 |       |

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

Spółczynnik  $\mu = \frac{1}{\pi d^2} \frac{1}{4} 0,8$  dla różnych średnic nitów przy ścinaniu:



Fig. 239.



| $d$ mm | 10   | 12   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   | 20   | 22   | 23   | 24   | 25   | 26   | 28   | 30   | 32   |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\mu$  | 1,50 | 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 oznaczymy 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 | Śruby | Nity z główkami wlopienymi<br>górną dolną oboma |
|-----------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-------|---|
|                 | ●  | ⊕  | ⊙  | ⊘  | ⊙  | ⊙  | ⊕  | ⊕  | ⊕  | ⊕     | ⊕<br>⊕<br>⊕                                     |

### 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 dogodne, 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



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

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 (środku czyli ścianki), 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