

d mm	10	12	14	15	16	17	18	20	22	23	24	25	26	28	30	32
μ	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 środника (ścianki) przekrywamy zawsze przykładkami z dwóch stron, przytem zasadniczo połączenie styku co do swej wytrzymałości powinno w zupełności odpowiadać wytrzymałości samego środnika, 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 środnika, nakładek, przekrojów nitów, moment bezwładności środnika, nakładek, przekrojów nitów i przekrojów otworów środnika, 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 środnikiem całkowitym. Sposoby połączeń środnika, oraz obliczenie według sił, panujących w środku, podane jest dalej przy obliczeniu blachownic.

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

d/η_m	12	16	18	20	22	23	24	25	26	Śruby	Nity z główkami wlopienymi górną dolną oboma
	●	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕ ⊕ ⊕

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 (środnika 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

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 skrepowani, to przyjmujemy taką wysokość, jaka daje nam najmniejszą wagę belki; wreszcie kierujemy się względami praktycznymi, np., gdyby najdogodniejsza wysokość wypadła dość znaczna i trudno 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:

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

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

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 giący w belce, T — siła poprzeczna, I_{br} — moment bezwładności nieosłabionego przekroju belki, I_{net} — moment bezwładności przekroju belki po odciągnięciu dziur na nity, W — moment wytrzymałości netto, S_{br} — moment statyczny połowy przekroju nieosłabionego względem osi obojętnej, S' — moment statyczny części przekroju zakreślanej względem osi obojętnej, h — wysokość belki, δ — grubość ścianki, e — odległość między nitami w pasach belki, d — średnica nitów, k_g , k_b , k'_b , 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.

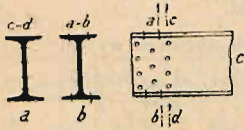


Fig. 243 a, b, c.

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 $\delta = \alpha \frac{TS}{I_{br} k'_l}$, gdzie $\alpha = \frac{e}{e-d} \approx 1,25$, otrzymamy grubość środnika, 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 $h_0 = 0,90 h$. Otrzymałą ze wzoru grubość ścianki zwiększamy nieco, przyjmując, że w belkach mostów kolejowych $\delta \geq 9 \text{ mm}$, zaś w mostach drogowych w jezdni $\delta \geq 8 \text{ mm}$, 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 środnika, 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 $b_1 = 2b + \delta +$

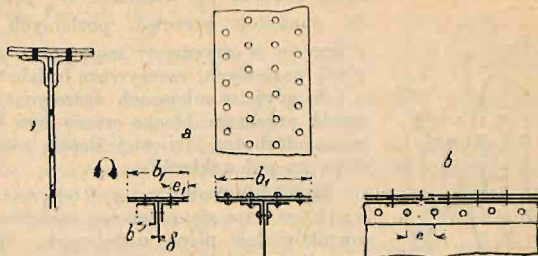


Fig. 244.

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:

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

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 wykreślenie. 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).

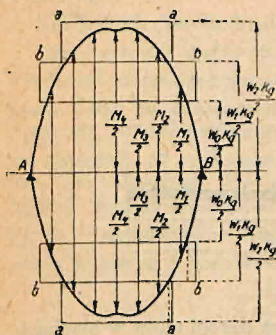


Fig. 246.

W punktach przecięć poziomych $W_n \times k_g$ z krzywą M otrzymamy teoretyczne zakończenie blach 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).

Styki blachownicy. 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), przekruty 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).

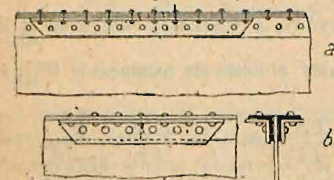


Fig. 247 a, b, c, d.

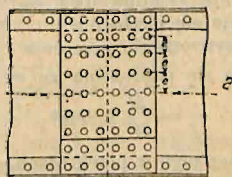


Fig. 248 a, b.

c) Styki środnika 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 środnika, gdyż w tym wypadku stosunkowo nietrudno zadość uczynić warunkom postawionym na str. 882. W belkach niskich połączenie musi być dokonane na całej szerokości środnika 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:

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

Dla jednego szeregu (fig. 247 d):

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

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:

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

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

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

Przy szeregach według fig. 46:

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

Jeżeli ścianka pionowa jest z dwóch blach, każda o grubości δ_n , 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.

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

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

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

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

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 jednocięte.

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

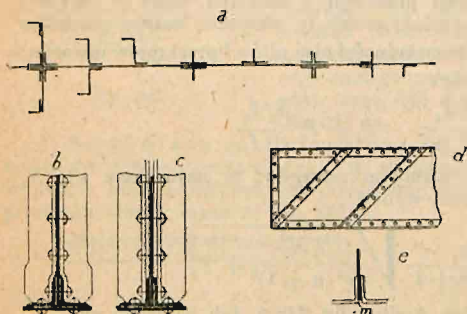


Fig. 250 a, b, c, d, e.

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 prostokątami $b_1 = 2b + \delta + 10$ mm. Jeżeli niema potrzeby dawać odstęp pomiędzy kątownikami δ dla tych lub innych powodów, np. kątowniki usztywniające nie służą jednocześnie do przymocowania belek poprzecznych lub żeńników, to wtedy lepiej odstęp nie dawać i boki prostokąta do ścianki znitować.

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 wycozczenie. 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 Knickerscheinungen. „Der Eisenbau“. 1916.

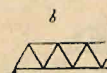
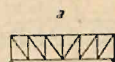
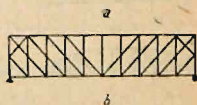
krawędź środnika powinna być dobrze wyrównana z kątownikami. Pozostawianie tutaj luzu m (fig. 250 *e*) jest niedopuszczalne, gdyż zazwyczaj wtedy nity kątowników pasowych pod naciskiem reakcji podporowej się ścinają i belka opiera się na środnik. Poza obrębem poduszek luz taki może być zostawiony. Usztywnienie środnika żebrami jest niezbędne nie tylko dlatego, by uniemożliwić wygięcie się lub fałdowania środnika, lecz ma ono jeszcze znaczenie dla usztywnienia pasa górnego belki przy mostach z jazdą dołem, gdy niema teźników podłużnych w poziomie pasa górnego. Siła ściskająca pas $N = \frac{MS}{I}$ bez dostatecznego usztywnienia pionowego może wyboczyć 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 pochylonych, nazywamy ją kratą krzyżulcową (prostokątną; fig. 251 *a*) i odróżniamy ją od kraty tylko z prętów pochylonych — 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 niezmiennne, 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 jednaprzęsłowe. 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 Nową) przez autora niniejszej pracy z zupełnie dobrými wynikami. Montowanie tych dźwigarów może być wykonane na brzegu i ustawienie na podpory nasuwaniem podłużnem 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 dźwigarze nieprzesztynionym 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 Ren 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 przesła 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

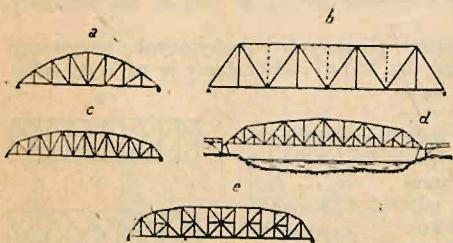


Fig. 253 a, b, c, d, e.

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 tężniki 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 $\frac{1}{6}$. 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, krzyżuleców 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.

Dźwigary ciągle bezprzegubowe, tróprzęsłowe 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 wybocheniową 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 techników pionowych. Słupki główne zasadnicze są przeważnie rozciągane i, jako

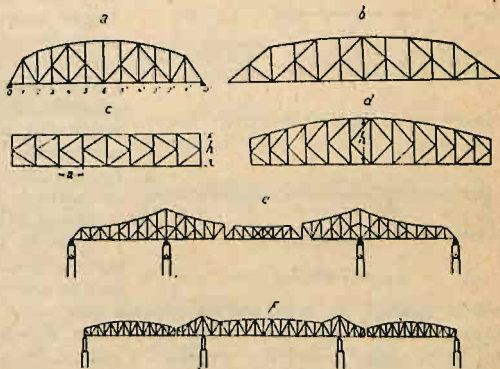


Fig. 254 a, b, c, d, e, f.

takie, nie wymagają przekroi rurowych, a to ułatwia połączenie poprzecznie z dźwigarami, oraz rozpórek żeńników 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 możność 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 dają się na połowie wysokości słupków, zaś długość przedziału a około 0,7 h . 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 damy 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

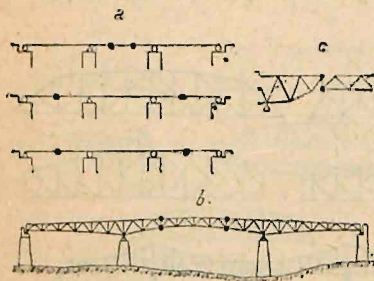


Fig. 255 a, b, c.

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 międzypodporowa 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 bliźniaczami pokazane są na fig. 257 a. Dają one możność przy wysokich podporach metalowych ciśnienie od dźwigarów rozłożyć na każdą nogę podpory oddzielnie przy reakcjach dodatnich.

Mosty wspornikowe mają bardzo ważną zaletę, bo dają możność zestawienia ich na miejscu budowy bez użycia rusztowań, których często nie możnaby było 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 izb 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 należytych przyczółkach.

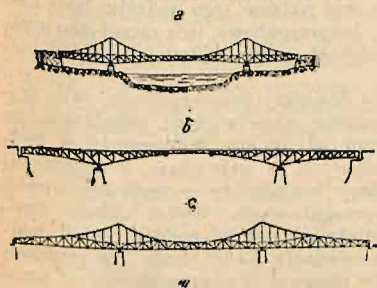


Fig. 256 a, b, c.

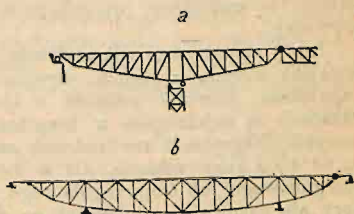


Fig. 257 a, b.

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 otrzymywać tylko dodatnie, gdyż zakotwienie końców dźwigarów połączone jest z pewnemi trudnościami, zaś umieszczanie przeciwwag wymaga miejsca i zwiększa wagę

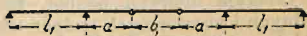


Fig. 258.

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 tablicy 7, w której podany jest przez różnych autorów stosunek długości części przeseł przy oznaczeniach według fig. 258.

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



Fig. 259.

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, trójpzregubowe największe. Również wahania w kluczu od zmiany temperatury w tych układach są najmniejsze w bezprzegubowych, a największe w trójpzregubowych. Naprężenia zaś wskutek zmiany temperatury w bezprzegubowych są do 4—5 razy większe, niż w dwuprzegubowych. Wybór układu dwuprzegubowego lub trójpzregubowego 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 trójpzregubowe, gdyż przy nieznacznym przesunięciu się podpory pod działaniem rozporu w łuku trójpzregubowym powstaną nieznaczące 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 trójpzregubowym Aleksandra III. w Paryżu, 1:17,2 w moście dwuprzegubowym Panteleimonowskim w Petersburgu. Przy dobrym gruncie można by dojść do 1:20, lecz nie dalej.

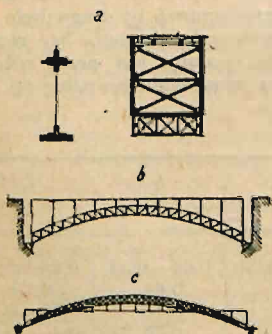


Fig. 260 a, b, c.

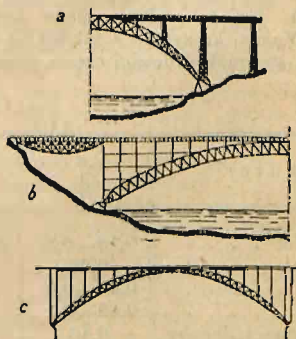


Fig. 261 a, b, c.

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 wybaczalną i przez to ich przekroje (fig. 261 b). Ponieważ pod wpływem zmiany temperatury belki podłużne się wydłużają lub skracać, 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-

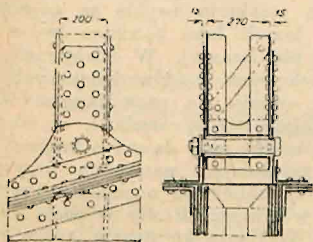


Fig. 262.

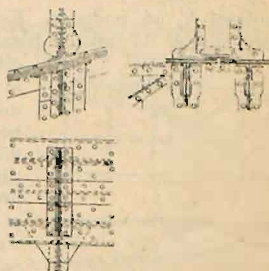


Fig. 263.

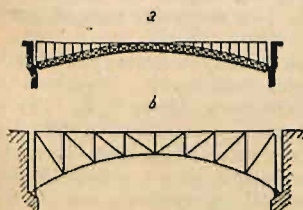


Fig. 264 a, b.

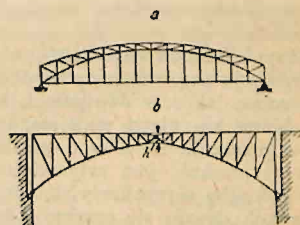


Fig. 265 a, b.

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 góra (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 kratę. 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 obrysu 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 wzrastają od klucza ku stopom, zaś w pasie górnym przeważnie odwrotnie, przeto wysokość ścianki pasów pasa górnego można dawać jednakową na całej długości, zaś pasa

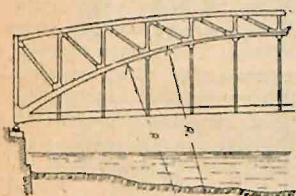


Fig. 266.

dolnego należy zwiększać w sposób ciągły od klucza ku stopom. Górna i dolna krawędź pasa zarysowane winny być krzywymi 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 przesła 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; Vjurski 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

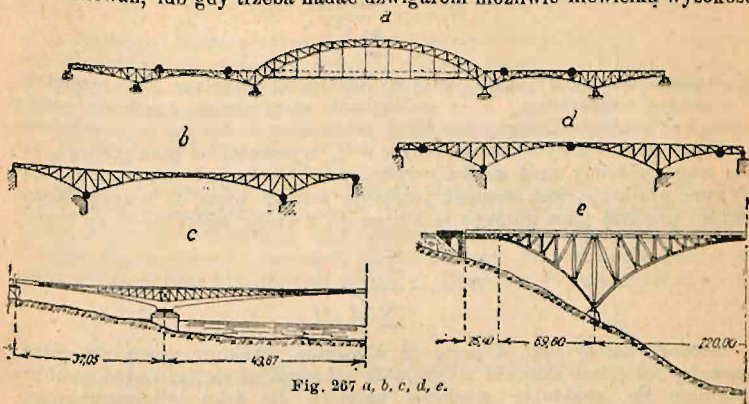


Fig. 267 a, b, c, d, e.

ustrojową pośrodku przesła (względny żegluga) przy zachowaniu jazdy górą. Wysokość dźwigarów w kluczu można sprowadzić do $\frac{1}{50} l$.

Do układów łukowych można zaliczyć jeszcze łuki gibkie zeszytwnione 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 ściąg

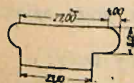
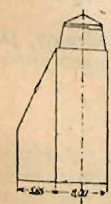


Fig. 268.



Fig. 269.



Fig. 270.

i ze ściągami. Trójpzeglubowe nie nastęcają najmniejszych trudności, jako układy statycznie wyznaczalne. Dwupzeglubowe 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:

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

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 przety 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 $1/3$ 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:

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

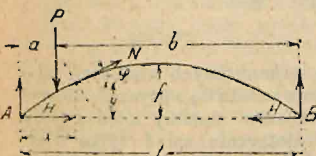
Stosunek należy brać dlatego, że absolutne przekroje mogą się różnić znacznie, natomiast stosunki mogą mało odbiegać od siebie. Dobre rezultaty otrzymuje się, znajdując przekroje najpierw dla łuku trójprzegubowego. Gdy na zasadzie powyższych wzorów znajdziemy rozpór, wtedy określamy siły w prętach i przekroje, które wprowadzane 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 ścianie pełnej dla rozporu H mamy wzór:



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

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 trójpřzegubowego. 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 rozpór, 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.

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

Ponieważ linje wpływowo 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 najnieodogodniej. Zamiast linii wpływowo naprężeń można obliczyć linje wpływu momentów gnących względem krańcowych punktów rdzennych danego przekroju: dla

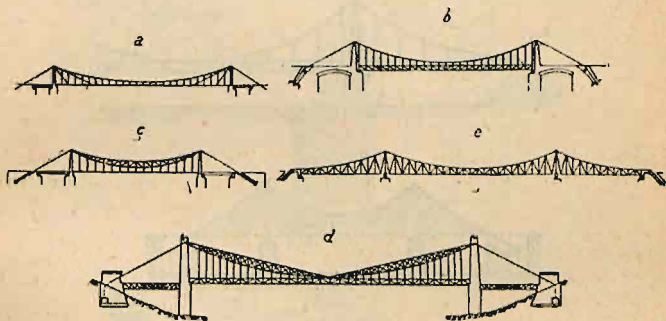


Fig. 272 a, b, c, d, e.

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

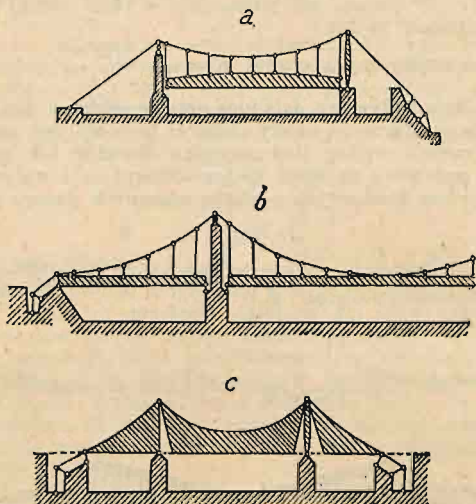


Fig. 273 a, b, c.

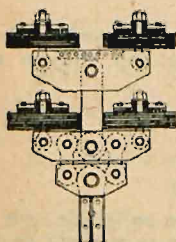


Fig. 274.

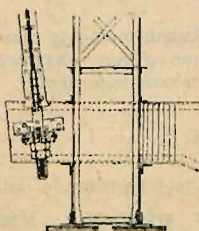


Fig. 275.

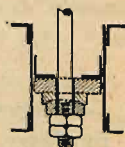


Fig. 276.

być podyktowane względami estetycznymi, bo należą do mostów adnych, 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

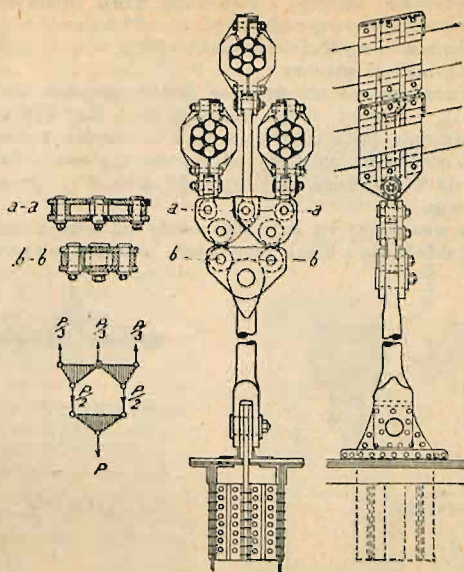


Fig. 277.

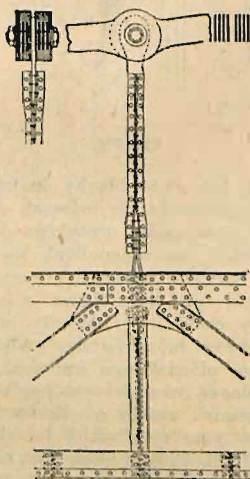


Fig. 278.

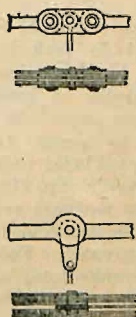


Fig. 279.

(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 gibkie (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 tygłowa 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

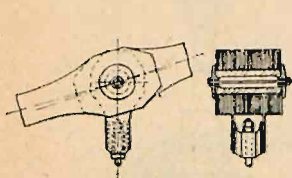


Fig. 280.

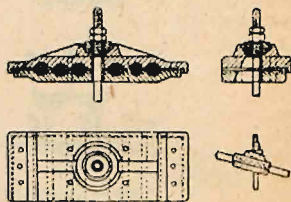


Fig. 281.



Fig. 282.

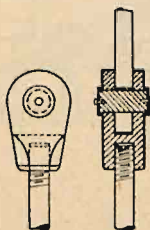


Fig. 283.

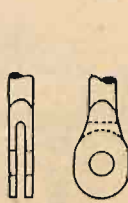


Fig. 284.



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 przysrubowane specjalne odlewy podstawki, przez których otwory i otwory w łańcuchach przechodzą śruby wzięte na naśrubki; pod naśrubkami są podkładki z 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 wahania.

Kable zwykle zaciśkane są zapomocą dwudzielnych 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 pożądanie (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 wahania 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 zawieszone 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 kształowników: 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 poprzecznice. 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

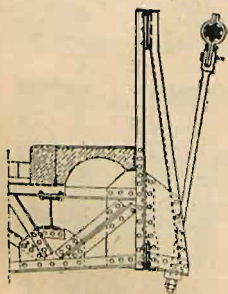


Fig. 286.

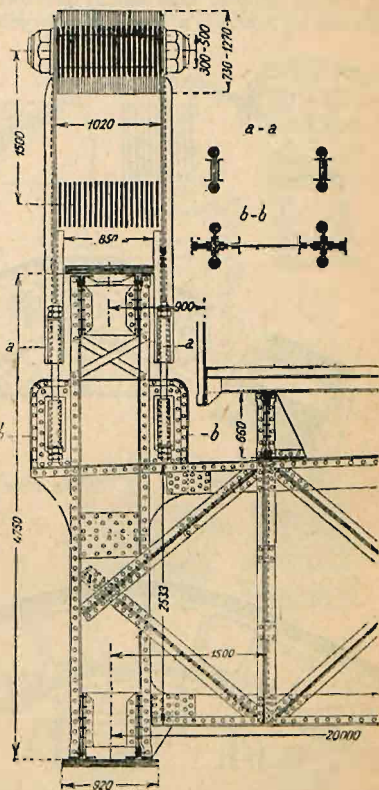


Fig. 287.

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

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 zawieszone przechodzą nad podporami i dalszy ciąg ich tworzy kable kotwiczne (utrzymujące);

b) kable zawieszone kończą się nad podporą, są do podpory lub poduszki przymocowane, kable zaś kotwiczne idą od zakotwienia do podpory,

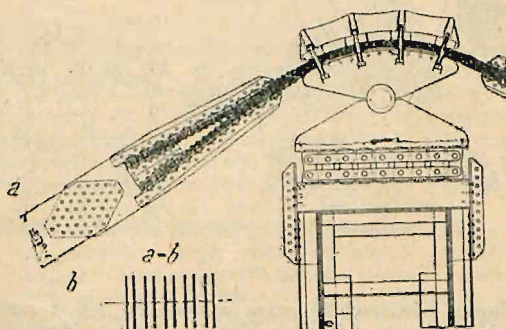


Fig. 290.

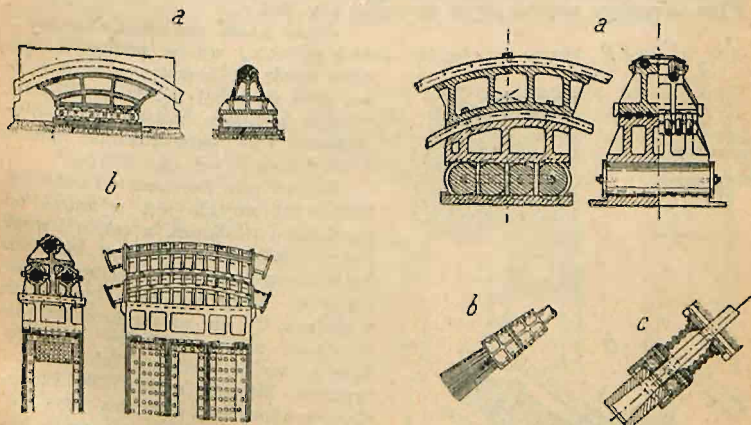


Fig. 291 a, b.

Fig. 292 a, b, c.

przytem ilość kabli kotwicznych 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 kolista 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 przywraca się

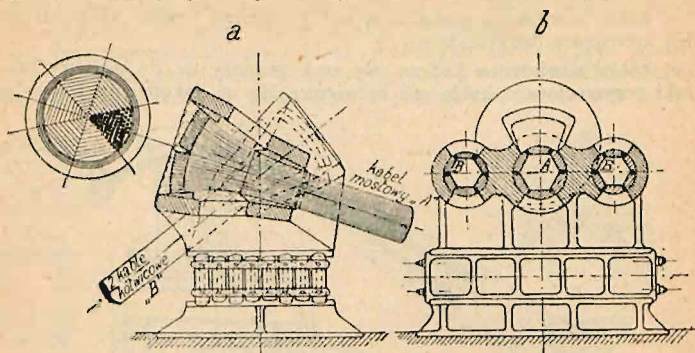


Fig. 293 a, b.

czystą metaliczną powierzchnię przez zamoczenie 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).

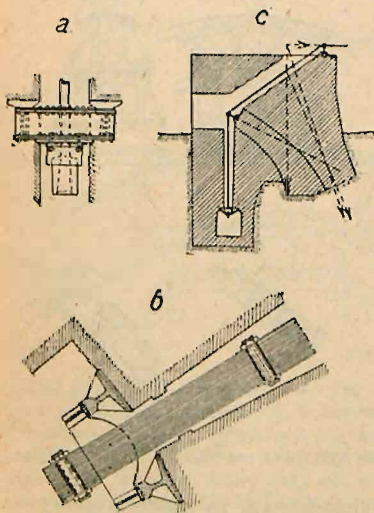


Fig. 294 a, b, c.

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 kotwicznych (fig. 293 b).

Zakotwienie łańcuchów i kabli kotwicznych zwykle jest w murze odpowiedniej wielkości, a zatem i wagi, by pod działaniem naciągu łańcucha kotwicznego nie mogło nastąpić przesunięcie. Mury powinny być dobrze wyłożone, by nie nastąpiło oderwanie się części muru, za który bezpośrednio zaczepiają poduszki lub belki kotwiczne. 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 naciągami 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 należyście zabezpieczało końce łańcuchów i kabli od

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 jednakowy 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 $\frac{1}{80}$ 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 dźwigara) 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 dźwigara i leżącej w płaszczyźnie dźwigara, 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 przekroju, 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 wyboczenie prętów ściskanych, przyjmuje się przekroje brutto, tj. bez odejmowania 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

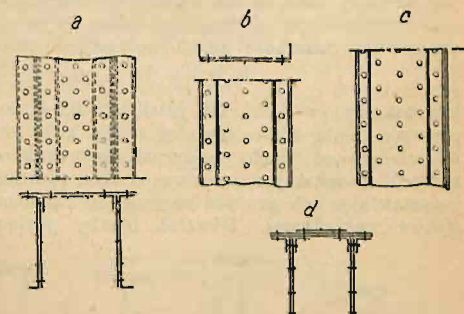


Fig. 295 a, b, c, d.