

MOSTY DREWNIANE.

ZESZYT II.

MOSTY KRATOWE I ROZPOROWE.

WYKŁADY

MAKSYMILIANA THULLIEGO,

DYPLOMOWANEGO INŻYNIERA, PROFESORA SZKOŁY POLITECHNICZNEJ WE LWOWIE.



A. TEKST.

Cena za tekst i atlas 5 zlr.

LWÓW 1898.

GŁÓWNY SKŁAD U KAZIMIERZA JAKUBOWSKIEGO WE LWOWIE.

I. Związkowa drukarnia we Lwowie, ul. Lindego 1. 4.



II - 341946

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000280523

7-217/294

Przedmowa.

Wydanie niniejszego zeszytu, kończącego wykłady o mostach drewnianych, spóźniło się o rok jeden, niektóre działy trzeba było bowiem obrabiać zupełnie samoistnie. Na przykład układy Ibjńskiego i Pintowskiego nie były zupełnie publikowane a wzorów dla ciężaru ich własnego dotychczas także nikt nie ustawiał.

Oddając zeszyt niniejszy do użytku moich słuchaczy i techników polskich w ogólności, proszę o podobnie życzliwe przyjęcie go jak poprzednich mych publikacyi.

We Lwowie w kwietniu 1898.

Maksymilian Thullie.

Ważniejsze omyłki:

dodatkowo w zeszycie pierwszym:

			<i>zamiast</i>	<i>czytaj</i>
str. 20	w. 8	z dołu	0·12 <i>cm</i>	0·12 <i>m</i>
" 34	" 16.	z góry	<i>tm</i>	<i>kgcm</i>
" 34	" 17.	"	<i>Mc</i>	$\frac{M}{c}$
" 34	" 8.	z dołu	<i>cl</i>	$\frac{l}{c}$
" 34	" 7.	"	<i>cl</i>	$\frac{l}{c}$
" 34	" 6.	"	<i>c</i>	$\frac{1}{c}$
" 34	" 5.	"	c^2l^2	l^2
" 34	" 4.	"	<i>cl</i>	$\frac{l}{c}$
" 34	" 3.	"	<i>c</i>	$\frac{1}{c}$
" 34	" 2.	"	c^2l^2	l^2
" 34	" 1.	"	c^2l^2	l^2
" 46	" 4.	"	60^0	30^0
" 55	" 9.	z góry	$\overline{>}$	$\overline{<}$
" 76	" 16.	z dołu	3 <i>hd</i>	3 <i>bd</i>
" 76	" 15.	"	<i>hd</i>	<i>bd</i>
" 76	" 18.	"	<i>hd</i>	<i>bd</i>

w zeszycie drugim:

			<i>zam.</i>	<i>czytaj</i>
str. 8	" 15.	z dołu	23	28
" 9	" 11—14	z góry	że w każdym... a zatem	opuścić
	tab. 80.		wieszar trapezowy	rozpornica trapezowa.

C. Mosty kratowe.

IX. Belki o kracie pojedynczej.

§. 86. Wstęp.

W §. 64. wyznaczaliśmy największe rozpiętości, dla których dadzą się jeszcze użyć mosty o dźwigarach złożonych. Dla większych rozpiętości używamy belek kratowych (n. *der Gitterträger*, fr. *la poutre en treillis*, a. *the trellis girder, frame* *). Jak wiadomo, belki kratowe składają się z pasów i kraty.

Pasy belki kratowej mogą być albo proste, albo zakrzywione. Jednak gdy jako materiału do wykonania pasów belki kratowej używamy drzewa z natury swej prostego, któreby trzeba giąć dla pasów zakrzywionych, więc też prawie wyłącznie używamy dla mostów drewnianych pasów prostych. Tutaj więc tylko będziemy mówić o belkach kratowych o pasach prostych równoległych czyli belkach równoległych (n. *der Parallelträger*, fr. *la poutre en semelles paralleles*, a. *the parallel boomed girder*).

Co do kraty rozróżnić tu musimy przedewszystkiem kratę, składającą się z dwu rzędu krzyżulców, którą nazywamy kratą pojedynczą ***) (n. *das einfache Gitterwerk*, fr. *le treillis simple*) i kratę, składającą się z trzech rzędów krzyżulców, którą nazywamy kratą złożoną (n. *das combinirte Gitterwerk*).

W tym rozdziale będziemy mówić tylko o belkach z kratą pojedynczą, które, jak wiadomo, są statycznie wyznaczalne i teoretycznie wymagają mniej materiału od belek o kracie złożonej statycznie niewyznaczalnych.

§. 87. Belka Towna.

Większe drewniane mosty buduje się tylko w krajach lesistych, a w innych tylko w razie koniecznej potrzeby jako

*) Por. Podr. Stat. Budowli str. 181.

**) Por. Podr. Stat. Bud. str. 207.

mosty tymczasowe. Toteż kolebką drewnianych mostów kratowych jest Ameryka, a po niej Galicya. Będziemy więc tu mieć do czynienia z mostami amerykańskimi lub polskimi. I tak pierwszą belką kratową drewnianą, a nawet belką kratową wogóle, była belka *Towna*.

W r. 1820 zbudował Amerykanin *Ithiel Town* belkę, nazwaną od jego imienia, której pas każdy składa się z dwu belek pasowych wysokich, ułożonych w pewnym odstępnie, który wypełnia gęsta krata równoboczna, składająca się z dwu rzędów desek lub dyli, nachylonych do pionu pod tym samym kątem (t. 10 r. 1, t. 15 l. 3, t. 23 r. 2). Pasy z krzyżulcami połączone są tylko śrubami, a nawet z początku łączono je gwoździami drewnianymi lub żelaznymi 3-8 do 5 cm grubymi.

Dla większych rozpiętości, gdzie dwie belki pasowe nie wystarczały, dawano ich cztery, po parze w dwu rzędach, a nawet i sześć, po trzy w dwu rzędach (t. 15 r. 1).

Dawniej używany był ten układ bardzo często zwłaszcza w Ameryce, a to aż do rozpiętości $l=67m$, wiele tych mostów istnieje jeszcze dotychczas. W Europie budowano mało mostów tego układu. Jako przykład podajemy tu most w Unter-Beuern w Badeńskim (t. 8), w którym użyto dyli 7 cm jako krzyżulców.

Układ ten jednak nie okazał się dobrym w praktyce, a to najprzód z powodu, że krzyżulce, składające się z cienkich desek lub dyli około 8 cm grubych a 30 cm szerokich, nie mogą skutecznie pracować na wyboczenie. Dalej połączenie krzyżulców z pasami jest zupełnie niedostateczne. Ponieważ jeden krzyżulec w węźle pracuje na ciągnięcie, a drugi na ciśnienie (t. 9 r. 2), więc śruby się wyginają i pracują na zginanie, nie na ścinanie, co jest bardzo niekorzystnem, a wskutek tego belka mocno się odkształca. Zaletą układu tego jest prostota wielka i łatwość zestawienia. Z powyższych powodów nie używa się już tego układu, chyba tylko w wyjątkowych wypadkach, gdy belki służyć mają bardzo krótki tylko czas, a zestawione muszą być bardzo prędko (t. 23 rys. 2), a więc użyłoby można tych belek przy mostach wojennych, rusztowaniach itd., zwłaszcza po ulepszeniu niektórych szczegółów.

§. 88. Ulepszona belka *Towna*.

Aby poprawić belkę *Towna*, proponuje *Winkler* niektóre zmiany ustroju. A zatem dla zastrzałów należy użyć grubszych

belek ze względu na wyboczenie i połączenie krzyżulców z pasami musi być lepsze.

Rys. 3 na tab. 10 przedstawia połączenie węzłowe, przy czem *A* oznacza zastrzał, a *B* ścięgno. Ponieważ jednak zastrzały i ścięgna leżą w jednej płaszczyźnie, więc się przecinają i muszą być do połowy wycięte. Aby tego uniknąć, możemy przy większych nieco siłach wewnętrznych urządzić zastrzały podwójne (rys. 4) a ścięgna pojedyncze. Połączenie ścięgien z pasem może nastąpić albo zapomocą wcięcia i przedłużenia ścięgna, przy czem koniec ścięgna pracuje na ścinanie, albo też zapomocą używanych w Ameryce kółek żelaznych (r. 5), przez które przechodzą śruby.

Jeżeli pomost znajduje się w środku między pasami, to w celu utwierdzenia go musimy urządzić krzyżulce pionowe i to albo słupy ciśnione albo wiszące (rys. 7), które wtedy najlepiej robimy podwójne.

W każdej belce kratowej na pewnej długości w środku belki zmienia się znak siły poprzecznej, a więc i siły wewnętrznej w krzyżulcach. Trzeba więc albo zrobić połączenie krzyżulców z pasami na tej długości i na ciągnięcie i na ciśnienie, albo też dać osobne krzyżulce na ciągnięcie a osobne na ciśnienie.

Jeżeli zachodzi potrzeba powiększenia pasu górnego, to robimy to w sposób, wskazany na rys. 8.

Tego rodzaju mostów ulepszonych przez *Winklera* można użyć dla mniejszych mostów drogowych i krótkotrwałych kolejowych.

§. 89. Belka Towna ze ścięgnami żelaznymi.

Połączenie drewnianych prętów ciągnionych jest zawsze trudne. Jeżeli łączymy je przez zacięcie, to występuje tu wytrzymałość na ścinanie równoległa do włókien, jak wiemy, dla drzewa nadzwyczaj mała. Dlatego też chętnie używamy dla ciągnionych prętów żelaza okrągłego, albo przechodzącego między belkami pasowemi i zakończonego śrubą, której naśrubek opiera się na podkładce z żelaza łanego (t. 10 r. 9), albo też przechodzącego przez belki i zakończonego gwintami i naśrubkiem, spoczywającym także na podkładce żelaznej (r. 10).

Co do najkorzystniejszego nachylenia ścięgien żelaznych, odwołać się musimy do teoretycznych wywodów *), wedle któ-

*) p. Podr. Teoryi Mostów I. str. 97.

rych stromsze mają być te krzyżulce, których materyał jest droższy. Wynika stąd, że ścięgna żelazne powinny być więcej strome od zastrzałów drewnianych. Ze względów konstrukcyjnych wtedy lepiej użyć żelaznych słupów wiszących i tak też rzeczywiście widzimy wykonane mosty w Norwegii (t. 23 rys. 1).

W Ameryce często budują w nowszych czasach mosty *Towna*, przyczem nietylko ścięgna, ale i pas dolny jest żelazny. Na t. 37 r. 2 do 6 widzimy most *American Brigade Company*. Połączenia węzłowe są tu przegibne. Końce ścięgien i części pasu dolnego zakończone są okami, przez które przetknięty jest sworzeń pręty drewniane osadzone są w trzewikach z żelaza lanego. Łożysko jest kołyskowe. Nieco odmienne połączenie widzimy w innych mostach amerykańskich (t. 23 rys. 3).

§. 90. Narożniki belki Towna.

Na podporach urządzamy zwykle pionowe narożniki. Jeżeli pomost jest u dołu a krata pojedyncza, to są one zbyteczne i w Ameryce je zwykle opuszczają. U nas urządzamy je zwykle i w tym wypadku (t. 8 r. 1 c). Przy pierwotnych mostach *Towna* chwymano kratę między dwa słupy narożne, tak jak między belkami pasowemi, przyczem krzyżulce regularnie prowadzono aż do narożnika. Ponieważ jednak przytem powstają siły poziome, wywołujące natężenie zginające, więc lepiej jest zmienić kierunek skrajnych krzyżulców tak, aby się łączyły z pasami w dolnym lub górnym końcu narożnika (t. 9 r. 12).

§. 91. Belka Ibjańskiego.

Belka kratowa o połączeniach przegibnych a kracie pojedynczej zmieni tylko swój kształt, jeżeli niektóre części belki będą krótsze lub dłuższe, niż należy, ale przez to nie powstaną żadne natężenia. Ponieważ jednak pasy są ciągle, więc w razie, gdyby który krzyżulec wskutek zeschnięcia się lub niedokładnej roboty był krótszy, byłby bez natężenia, a zatem inne części belki pracowałyby więcej i powstałyby wielkie ugięcia. Oprócz tego przy obciążeniu mostu nagle zaczynałby ten krzyżulec pracować po odpowiedniemu ugięciu belki, co spowodowałoby wstrząśnienia. Dlatego też belka *Towna* wykazuje wielkie ugięcia i niejednostajną pracę krzyżulców. Aby temu zapobiedz, inż. *Wacław Ibjański* ze Lwowa powziął myśl naciągania sztucznego krzyżul-

ców. Według tej zasady zbudował on belkę całkowicie z drzewa, którą przedstawiliśmy na tab. 1, 2, 11, 12, 13 i 14.

Belka *Ibjańskiego* jestto belka o kracie podwójnej równoramiennej. Pas tak górny, jak i dolny, składa się z czterech belek pasowych, zastrzały podwójne opierają się o klocki podłużne zwane piętkaami (t. 14 r. 3), które się łączą zapomocą zębów z wewnętrzną belką pasową. Ściągna są także podwójne, ale leżą wszystkie w jednej płaszczyźnie. W widoku przedstawiają się więc zastrzały pojedynczo, ściągna podwójnie. Ściągna opierają się o zazębione klocki poprzeczne, a za ich pośrednictwem o wewnętrzne belki pasowe. Jak widzimy więc, oba rzędy krzyżulców przenoszą siły tylko na wewnętrzne belki pasowe, wskutek czego są one więcej nateżone, niż zewnętrzne, połączone z wewnętrznymi tylko zapomocą śrub. Można by temu zaradzić choć w części, gdyby wkładki między belkami zewnętrznymi i wewnętrznymi były nieco wyższe i wchodziły w wycięcia belek, albo gdybyśmy, co lepiej, zamiast wkładek użyli klinów, wchodzących w odnośne wycięcia belek.

W środku belki, gdzie siła poprzeczna, a więc i siły wewnętrzne w krzyżulcach zmieniają swe znaki, gdzie więc krzyżulec byłby ciśniony i ciągniony, w dawnym ustroju (t. 1 i 2) urządzenie kraty było wielce niedostatecznym. Obecnie używamy na tej długości równocześnie krzyżulców ciśnionych i ciągnionych (t. 12 rys. 1, przedział 5 6). Zastrzały leżące w jednej płaszczyźnie wycinamy przy krzyżowaniu wtedy do połowy, co możemy snadnie zrobić z powodu małych sił wewnętrznych. Ściągna zaś z tego samego powodu mają połowę tylko szerokości innych ścięgien, których szerokość równa się odstępowi belek pasowych. Wskutek tego mieszczą się w węzłach o podwójnych krzyżulcach (t. 14 r. 4 i 5) oba ściągna podwójne obok siebie. Ściągna 4 4 (t. 12 r. 1) mają zatem odrębny kształt, bo u góry są one 20 cm grube, gdy u dołu tylko 10 cm, ale za to odpowiednio szersze.

Poprzecznice wchodzi tu między belki pasowe i albo składają się z jednej belki w środku grubszej (t. 2 r. 3), albo też z dwu belek, jedna na drugiej położonych (t. 13 r. 1). W pierwszym wypadku ścinamy poprzecznice ku końcom najprzód dlatego, aby odstęp między belkami nie był za wielki, a potem dla uzyskania spadku poprzecznego pomostu. Kształt taki po-

przecznicy jest też i teoretycznie uzasadniony, bo moment w środku jest największy, a na podporach zależny tylko od utwierdzenia. Z drugiej strony ścinanie takie belek wymaga wiele roboty i materiału, dlatego też w nowszych mostach widzimy dwie belki, jedna na drugiej. Wierzchnia belka jest u góry także ściętą, aby uzyskać spad poprzeczny.

Poprzecznice nie są umieszczone w węzłach, lecz między węzłami, o ile możności, jak najbliżej węzłów, aby moment był najmniejszy (t. 1 r. 1), a jeśli tego koniecznie potrzeba, jeszcze i w środku (t. 11 r. 1). Wskutek tego powstają dodatkowe siły wewnętrzne w pasie obciążonym, które później wyznaczymy.

Ponieważ belki pasowe nie wystarczają co do długości na całą rozpiętość, więc zachodzi potrzeba stykania i spajania na stykach belek pasowych. Ponieważ na zetknięciu belki pasowej dźwigar jest osłabiony, więc dlatego staramy się zetknięcia te jak najdalej odsunąć od środka dźwigara, gdzie moment jest największy (t. 2 r. 6, t. 12 r. 3).

Z tego samego powodu urządzamy tylko zetknięcie jednej belki pasowej w jednym przedziale i rozmieszczamy zetknięcia w ten sposób, aby długość jednej belki nie wyniosła więcej, niż 13 do 15 m.

Zetknięcia kryjemy najlepiej obustronnie zapomocą przykładek (t. 2 r. 5), z których albo jedna jest żelazna a druga drewniana, albo też obie drewniane (t. 13 r. 2). Pierwsze połączenie (t. 2 r. 5) jest racjonalniejsze, bo siła przenosi się zapomocą obu łubków środkowo. Przy drugim połączeniu (t. 13 r. 2) ubek zewnętrzny połączony jest z zetkniętą belką zapomocą śrub, a ponieważ na wytrzymałość śrub na zginanie nie możemy liczyć, więc siła z zetkniętej belki przenosi się tylko przez środkowy łubek, a więc jednostronnie, co wywołuje znaczne natężenia drugorzędne.

Belkę *Ibjańskiego* podpierano dawniej dwiema ławami (t. 1 r. 1), czemu odpowiadały dwa słupy narożne w odstępnie około 0.6 m. Nowszy ustrój wykazuje już tylko jedną ławę (t. 12 r. 1), co jest stanowczo lepiej. Nad ławą znajduje się pojedynczy narożnik, składający się z dwu słupów pionowych i dodatkowych mało nachylonych zastrzałów, przezco nachylenie ścięgien w ostatnim przedziale jest także zmienione.

§. 92. Belka Pintowskiego.

Poznaliśmy przy opisie belki *Ibjańskiego* niektóre jej wady, które głównie odnoszą się do nierównego rozdzielenia się nateżeń w belkach pasowych i do nateżeń drugorzędnych, wywołanych umieszczeniem poprzecznie między węzłami. Pierwotny system *Ibjańskiego* przedstawiał także pewne wady co do urządzenia krzyżulców w środkowej części belki (t. 1 i 2). Inżynier *Felicjan Pintowski* ze Lwowa ulepszył przy budowie mostu nad Strypą w Buczaczu układ *Ibjańskiego* w tych właśnie punktach, jak to zaraz opiszemy.

Krata w dźwigarze *Pintowskiego* jest także równoramienna. Zastrzały, jak u *Ibjańskiego*, opierają się o piętki podłużne (t. 32 r. 1 a), a więc siły z zastrzałów przenoszą się tak samo tylko na belki wewnętrzne. Ale ścięgnię są zapomocą klinów oparte o belki zewnętrzne, a nie, jak u *Ibjańskiego*, o wewnętrzne. Oprócz tego są obie belki pasowe zewnętrzne i wewnętrzne połączone zapomocą klinów, a więc rozkład nateżeń w belkach pasowych będzie tu znacznie korzystniejszy, niż u *Ibjańskiego* *Pintowski* użył trzech klinów, przez środkowy bowiem przechodzi śruba, nie można go więc pobijać.

Pintowski, chcąc uniknąć nateżeń zginających w belkach pasowych, umieszcza poprzecznicę tylko w węzłach. Z powodu większego odstępu poprzecznicę muszą one być silniejsze, zwykle wypadnie nam użyć tu belek złożonych, klinowanych lub ząbionych. Poprzecznicę opierają się u *Ibjańskiego* na obu belkach pasowych, ale przy obciążeniu poprzecznicę więcej pracuje belka dolna, a z tych więcej wewnętrzna z powodu ugięcia się poprzecznicę. *Pintowski* dlatego nie kładzie poprzecznicę wprost na belkach pasowych, lecz zapomocą siodełka (t. 34 r. 2), u góry posiadającego powierzchnię walcową i spoczywającego na pięcie. W ten sposób pewni jesteśmy równego rozkładu na obie belki pasowe. Poprzecznicę należałoby połączyć z siodełkiem trzpieniem żelaznym.

Styk pasu dolnego kryty jest dwiema przykładkami drewnianymi, połączonemi z belką zetkniętą klinami (t. 34 r. 3) Styk pasu górnego (t. 32 r. 2) kryje *Pintowski* także dwiema przykładkami drewnianymi, lecz połączonemi z zetkniętą belką tylko zapomocą śrub. Nie jest to dostatecznem, lepiej by było

połączyć belkę zetkniętą z przykładkami zapomocą zębów lub klinów, jak w pasie ciągnionym.

W środku belki, gdzie siła poprzeczna zmienia swój znak, używa *Pintowski* podobnie, jak w nowszym ustroju *Ibjańskiego*, równocześnie krzyżulców ciśnionych i ciągnionych (t. 33 r. 1 a), z których albo jeden albo drugi działa wedle znaku siły poprzecznej. *Pintowski* podpira belkę dwiema ławami i używa podwójnego narożnika (t. 32 r. 1 a), jak przy dawniejszym ustroju *Ibjańskiego*. Pierwsza ława jednak tylko stanowi właściwy punkt podparcia i nad nią znajduje się też główny słup narożny.

Wysokość ustroju przy moście na Strypie pod Buczaczem jest dość znaczna, wynosi 2·12 m, licząc do dolnych kończyn ścięgien. W razie gdyby nie było do rozporządzenia takiej wysokości, możnaby dać poprzecznice między węzłami, czy to tak, jak u *Ibjańskiego*, czy też kładąc je zapomocą siodełek na belki główne.

Ustrój *Pintowskiego* dałby się też zastosować i dla pomostu górą.

§. 93. Belka Rychtera.

Józef Rychter, profesor politechniki we Lwowie, ogłosił w r. 1887 projekt mostu drewnianego nowego ustroju *). Belka *Rychtera* ma kratę pojedynczą prostokątną, zastrzały i słupy wiszące (t. 23 r. 1). *Rychter* używa wprawdzie także klinów, ale nie dla sztucznego nateżenia belki, lecz dla lepszego przeniesienia cięgien na pasy.

Ustrój węzłów zmienia się wedle ilości belek pasowych. Jeżeli pas składa się z jednej belki (t. 6 r. 5 a b c), to zastrzał jest pojedynczy i opiera się o piętękę zazębioną, która przenosi siłę na pas. Słup jest podwójny i składa się z dwu dyli, umieszczonych po obu stronach pasu i opartych o dwa kliny, zapomocą których przenosi się siła na pas. Zbieżność klinów w kierunku poziomym przyjmujemy 1:25, a pionowym 1:10.

Rys. 5 przedstawia działanie sił. Wskutek pobicia klinu, ciśnie on prostopadle do *de* i równoległej doń płaszczyzny położonej przez *b* i wywołuje oddziaływanie *w* i *s*, których wielkość zależy od wielkości siły uderzenia o klin przy pobijaniu, nie

*) p. Przegląd Techniczny r. 1887.

dającej się zresztą wyznaczyć. Jeżeli kąt nachylenia płaszczyzny, na którą działa siła Q , nazwiemy α , to przyjmujemy α małe tak, że $\sin \alpha = \frac{1}{5}$. Siłę w słupie nazwijmy V , to $Q = \frac{1}{2} V \sin \alpha$. Ponieważ siła Q zmienia się z obciążeniem, to dla równowagi muszą siły Q i P zmieniać punkty zaczepienia. Jeżeli Q jest wielkie, to wypadkowa z Q i S jest stroma, więc należy użyć klinów wysokich a wąskich, gdy przeciwnie przy małym Q wypadkowa odchyła się mocno i otrzymujemy kliny niskie a szerokie. Z powodu, że S i W nie można najprzód wyznaczyć, obliczyćby można chyba kliny, przyjmawszy dowolnie S . Tak robi *Rychter* i otrzymuje doświadczalny wzór, że w każdym słupie ma się szerokość klina b do wysokości h jak siła poprzeczna wskutek ciężaru ruchomego Q_p do siły poprzecznej wskutek ciężaru własnego Q_g , a zatem w przybliżeniu:

$$\begin{array}{l} \text{na podporze w środku} \\ \text{dla mostów drogowych } \frac{b}{h} = \dots\dots 1 \quad 3 \\ \text{" " kolejowych } \frac{b}{h} = \dots\dots 2 \quad 4 \text{ do } 6 \end{array}$$

pryczem zmienia się b dla mostów drogowych od 15 do 25 cm, dla kolejowych od 30 do 25 cm.

Pasy składać się mogą z jednej belki, dwu belek, trzech belek w jednym poziomie lub też mogą być dwupiętrowe i składać się z dwu, czterech lub sześciu belek. Wedle tego zmienia się ustrój węzłów.

Rys. 7 na t. 6 przedstawia węzeł dla pasu dwubelkowego, rys. 8 dla trzybelkowego. W pierwszym wypadku są zastrzały podwójne a słup pojedynczy, w drugim zastrzały mogą być potrójne, a słupy podwójne. Rys. 10 przedstawia węzeł przy pasie dwubelkowym z podwójnym słupem wiszącym.

Pasy dwupiętrowe przedstawione są na rys. 9 i 11 tab. 6 i rys 5 t. 28. Kliny między belką pasową niższą i wyższą służą do połączenia tych belek celem równego rozdziału nateżeń.

Zastrzały opierają się o piętki zazębione albo podłużne (t. 28 r. 1 a), jak u *Ibjańskiego*, albo, co lepiej, poprzeczne (t. 29). Pierwsze używają się tam, gdzie siły są wielkie i potrzeba dwu zębów, drugie za to przenoszą siły równomiernie na wszystkie belki pasowe. W środku belki, gdzie siła poprzeczna zmienia swój znak, używa *Rychter* podwójnych zastrzałów (t. 29 r. 1), z których wedle obciążenia jeden tylko zawsze działa,

gdyż połączenie ich z pasami jest tego rodzaju, iż ciągnięcie w nich jest niemożliwe.

Spojenia pasów radzi *Rychter* umieszczać wszystkie w jednym przekroju i łączyć je w sposób wskazany na tabl. 30 zapomocą kilkakrotnego zazębienia jednej belki pasowej z dwiema ją obejmującami. W ten sposób zmienia *Rychter* przekrój pasu, przechodząc z pasu jednobelkowego w dwubelkowy, z dwubelkowego w trzybelkowy w tej samej płaszczyźnie lub w czterobelkowy w dwu płaszczyznach (t. 6 r. 12), z czterobelkowego w sześciobelkowy.

Poprzecznicę umieszcza *Rychter* albo tylko w węzłach (t. 28 i 30) albo też i między węzłami (t. 4) i opiera na pasie zapomocą siodełek podobnie jak *Pintowski* (rys. 6), tylko, że tu przy pasie trzy lub sześciobelkowym siodełko to ma odpowiednio zmieniony kształt (rys. 6a) i nie posiada powierzchni górnej wypukłej lecz płaską i jest wpuszczone w belkę pasową. Jeżeli w węźle tym jest słup wiszący podwójny (t. 4 r. 2), to nad łożyskiem w szerokości wycinamy poprzecznicę, a nieco także i słupy, jeżeli zaś słup jest pojedynczy, to poprzecznicę kładziemy obok słupa. Ustrój ten da się użyć tak dla pomostu dołem, jak i górą (t. 27 rys. 1c). Aby ciśnienie przenieść na obie belki pasowe, używa *Rychter* przy pasie piętrowym w miejscach, gdzie niema klinów, wkładek żelaznych, uwidoczonych na rys. 6 t. 4. Wkładowki te żelazne możnaby snadnie zastąpić drewnianymi. Narożniki są u *Rychtera* zawsze pojedyncze, a belka spoczywa na jednej ławie (t. 4 r. 1), albo też opuszcza *Rychter* narożniki zupełnie w sposób amerykański (t. 6 r. 3. t. 23 r. 1a).

Rychter używa jako poprzecznic albo belek drewnianych pojedynczych (t. 4) albo zazębionych (t. 30) albo też belek rozporowych (t. 6 i 27), o których później będziemy mówić.

§. 94. Porównanie dźwigarów o kracie pojedynczej.

Dla małych rozpiętości do 20 m dla mostów tymczasowych możnaby użyć ulepszonych belek *Towna*, zwłaszcza ze ścięgniemi żelaznemi. Jednak połączenie prętów na ciśnienie (t. 10, r. 5, 7 i 9) nie jest dobre, siła nie przenosi się środkowo, w prętach ciśnionych powstaje dodatkowy moment, który zwiększa nateżenie o 100 do 200%. Użycie żelaza utrudnia szybką budowę, która zwykle przy mostach tymczasowych jest potrzebną i po-

większa koszta. Dla małych mostów drogowych lub też tymczasowych kolejowych możnaby jednak ustroju tego użyć z powodu prostoty.

Dla trochę większych rozpiętości mamy do wyboru belki *Ibjańskiego*, *Pintowskiego* i *Rychtera*, musimy je więc porównać pod różnymi względami.

1. Sztuczne ciągnięcie. W belce *Ibjańskiego* i *Pintowskiego* można wywołać sztuczne ciągnięcie w krzyżulcach przez pobicie klinów. W ten sposób możemy przy zestawieniu osiągnąć dokładne przystosowanie pojedynczych prętów. U *Rychtera* kliny nie służą wcale do wywoływania sztucznych ciągnięć, lecz tylko do lepszego przeniesienia sił, ta korzyść więc odpada.

2. Regulowanie długości po zeschnięciu się drzewa. Przez pobicie klinów dają się regulować długości pojedynczych prętów w belce *Ibjańskiego* i *Pintowskiego*, chociaż dzieje się to z wielką trudnością, bo tarcie staje się tak wielkiem, że niepodobna prawie klinów pobić. Aby to tarcie zmniejszyć, trzeba belkę całą podeprzeć i nieco podnieść. W belce *Rychtera*, jeśli długości prętów zmieniają się przez wyschnięcie drzewa, nie pozostaje nic innego, jak kleszczami ściągać pasy i wyższe kliny zaciągać.

3. Ustrój węzłów. Powyżej wykazaliśmy wielką wadę belki *Ibjańskiego* nierównomiernego rozkładu natężeń w pasach. W pasie górnym oba krzyżulce działają na niższe belki pasowe, a wyższe połączone są z niemi tylko zapomocą śrub, nie podlega więc wątpliwości, że niższe belki pracują znacznie więcej od wyższych. To samo w odwrotnym kierunku da się powiedzieć o pasie dolnym, a do tego dodamy, że cały pomost spoczywa tylko na belkach niższych, które są z wyższemi połączone tylko śrubami. W belce *Pintowskiego* usunięto tę wadę i rozkład natężeń jest tu o wiele korzystniejszym, to samo da się powiedzieć o belce *Rychtera*.

4. Zmienność pasów. Pasy belki *Ibjańskiego* i *Pintowskiego* składają się zawsze tylko z czterech belek pasowych, podczas gdy u *Rychtera* można użyć jednej do sześciu belek pasowych, więc zmieniać przekrój odpowiednio do siły wewnętrznej w pasie. Wynika stąd znaczna oszczędność materiału dla pasów, która jeszcze powiększa się ze względu na sposób obliczenia pasu. Podczas gdy inne belki kratowe drewniane liczymy zwykle

w ten sposób, że ze względu na niezupełnie dostateczne krycie zetknięć, zetkniętej belki w przekroju pasu ciągnionego nie liczymy, to *Rychter* nie mając zetknięć, tylko przejścia jednej belki pasowej w dwie, liczy w każdym przekroju cały przekrój po odciągnięciu wcięć. O ile wskutek tego jest jednak mniejsza pewność, będziemy mówić później. Oprócz tego zwrócić musimy uwagę na tę okoliczność, że wskutek skupienia zetknięć można przy belce *Rychtera* użyć krótszych, a zatem i tańszych belek. Na podporach pasy są jednobelkowe i mogą tam być też użyte belki ofisowe.

5. Podparcie poprzecznic. U *Ibjańskiego* poprzecznicę spoczywają bezpośrednio na dolnych belkach pasu dolnego, wskutek tego belki pasowe wewnętrzne są więcej obciążone, niż zewnętrzne. *Pintowski* opiera belki poprzeczne na siodełkach, podobnie jak i *Rychter*, przezco osiąga równy rozkład ciśnienia na wszystkie belki pasowe.

Z poprzedniego widzimy, że ustrój belek *Pintowskiego* i *Rychtera* jest znacznie lepszy, niż belki *Ibjańskiego*. Jaką się belka *Rychtera* okaże w praktyce, dotychczas niewiadomo, bo nie wykonano jeszcze żadnego mostu tego układu. *Pintowskiego* most o rozpiętości 25 m wybudowano jeden na Strypie w Buczaczu w r. 1890, dotychczas utrzymuje on się bardzo dobrze. Mostów układu *Ibjańskiego* zbudowano na drogach krajowych i powiatowych 13, z tego pierwszy na Dunajcu w Gólkowicach o 4 przęsłach po 36 m rozpiętości a największy na Sanie pod Jarosławiem o dwóch przęsłach po 44 m w r. 1885. Częściową wymianę belek kratowych wykonywano bez przerwy ruchu.

X. Belki o kracie złożonej.

§. 95. Ogólne uwagi.

Wykazaliśmy w §. 91 potrzebę naciągania krzyżulców kratowych belek drewnianych. Jeżeli krata jest złożoną, naciąganie sztuczne krzyżulców jest łatwe i da się też tak regulować, że przeto możemy wywołać w przeważnej części krzyżulców ciśnienie, co ze względu na trudne połączenie drewnianych prętów na ciągnięcie jest pożądanem.

Wskutek użycia jednak kraty złożonej występują także pewne niedogodności, a mianowicie:

a) Belki o kracie złożonej wymagają o wiele więcej materiału z powodu właśnie sztucznych dodatkowych nateżeń.

b) W belkach o kracie złożonej ze sztucznem nateżeniem nie znamy nigdy dokładnie nateżeń, bo, pomijając tę okoliczność, że obliczenie dokładne takich belek jako statycznie niewyznaczalnych jest* bardzo żmudne i zadowalały się zawsze w praktyce obliczeniem przybliżonem, to jeszcze nie znamy też rzeczywistych nateżeń sztucznych. Da się wprawdzie obliczyć sztuczne ciągnięcie, jakie wedle teorii mamy wywołać*), ale w praktyce naciągamy krzyżulce, o ile się to nam wydaje potrzebnem i nie mierzymy wcale tych ciągnięć. Wynika z tego ta okoliczność, że właściwie nie wiemy wcale, jakie są nateżenia w prętach belki o kracie złożonej, powinniśmy więc ze względu na tę niepewność przyjmować mniejsze nateżenie dopuszczalne.

Pomimo tego zalety tych belek, o których wyżej wspomnieliśmy, sprawiły, że są one dotychczas powszechnie używane.

§. 96. Belka Longa.

Amerykański pułkownik *S. H. Long* zbudował w r. 1830 belkę o kracie złożonej, którą nazwano jego nazwiskiem. Pas tej belki składa się z trzech belek pasowych (t. 10 r. 13 i 14), słupy wiszące *V* są podwójne, zastrzały główne**) *H* podwójne, odstrzały *G* pojedyncze. Sztuczne ciągnięcie wywołujemy przez pobicie klinów między pasem a odstrzałami. Kliny k_1 i k_2 między słupami wiszącymi a pasami służą tylko do uzyskania dobrego przystawania między zastrzałami a słupami. Układ ten nie okazał się dobrym w praktyce, kliny się rozchełtywały, obecnie więc zarzucono tę belkę nawet w Ameryce.

Long budował także i takie belki, w których przekątnie były ciągnione, a słupy ciśnione (t. 10 r. 16 i 17). Ściągnięcia główne *H* są podwójne, drugorzędne *G* pojedyncze; sztuczne ciśnienie w słupach *V* wywołuje się pobicie klinów. Ściągnięcia połączone są z pasami i między sobą zapomocą drewnianych gwoździ! Dziwić się można, że belki mostowe tego układu mogli budować Amerykanie dla wielkich rozpiętości aż do 60 m; obecnie zarzucono już je całkowicie.

*) p. Podr. Teoryi Mostów. Cz. I. tom 1. str. 91 rów. 21.

**) p. Podr. Teoryi Mostów. Cz. I. tom 1. str. 91.

§. 97. Belka Howe'a.

Najczęściej, a z wyjątkiem Galicyi można nawet powiedzieć, prawie wyłącznie używaną belką jest belka *Howe'a*, tak nazwana wedle swego wynalazcy *Wilhelma Howe'a* (czytaj *Haua*), który pierwszy zbudował tę belkę w r. 1840.

Belka *Howe'a* jestto belka o kracie złożonej ze sztucznem natężeniem, której pasy i zastrzały są drewniane, zaś słupy wiszące żelazne. Słupy o przekroju okrągłym zakończone są gwintami; śruby te dają się więc naciągać i w ten sposób wywołujemy sztuczne ciągnięcie w słupach wiszących, a ciśnienie w zastrzałach. Rys. 3 d t. 26 przedstawia węzeł dolny belki *Howe'a*. Pas składa się z dwu belek poziomych, leżących w jednej płaszczyźnie w odstępnie 8 cm, zastrzały główne z lewej strony są podwójne, odstrzał pojedynczy. Oba zastrzały opierają się o klocek przekroju sześciokątnego, przez który przechodzi też w tym wypadku podwójny słup wiszący. Klocek wpuszczony jest w pas i w ten sposób przenosi ciśnienie zastrzałów na pas.

Pas belki *Howe'a* składa się z jednej belki pasowej (t. 41 r. 1), z dwu (t. 26 r. 3), z trzech (t. 20 r. 1 i 2), czterech (t. 22 r. 1 i 2, t. 21 rys. 1 i 2) lub pięciu belek (t. 23 r. 4). Wedle ilości belek pasowych zmienia się też i ilość i rozkład zastrzałów głównych i śrub. Dla małych mostów o jednej tylko belce pasowej są zastrzały i odstrzały pojedyncze (t. 41 r. 1). Przy dwu belkach pasowych słupy wiszące, jeśli są podwójne, przechodzą zwykle przez belki (t. 26 r. 3 d), przy trzech belkach między belkami (t. 24 r. 4 i 5), w którym to wypadku na belkach pasowych kładziemy zwykle kloce drewniane, aby w ten sposób ciągnięcie słupów przenieść na pasy.

Klocki (n. *der Stemmklotz*) robimy z twardego drzewa, gdyż wytrzymałość na ciśnienie drzewa miękkiego prostopadle do włókien jest bardzo małą i łączymy z nimi, zastrzały zapomocą czopów (t. 26 r. 3 d) albo też i trzpieni żelaznych 50 do 80 mm długich a 18 do 25 mm grubych. Powierzchnię klocków, wpuszczoną w pas, robimy płaską, czasem jednak używają dwu płaszczyzn pochyłych (t. 23 r. 4), a to dlatego, aby na samym węźle nie osłabiać za bardzo pasów. Jestto tylko wtedy usprawiedliwionem, gdy belki pasowe łączymy na węźle śrubami, a przeto osłabiamy jeszcze dodatkowo przekrój. Można jednak

to połączenie przesunąć na środek przedziału (t. 24 r. 2), a wtedy ustrój ten zawył nie jest potrzebnym.

Ponieważ nieraz trudno dostać suchego drzewa dębowego na klocki, używają często w Szwajcaryi innego połączenia; opuszczają zupełnie klocki i łączą zastrzały wprost z pasami, zacinając je około 3 cm (t. 16 r. 1, t. 37 r. 1). Połączenie to nie jest jednak do polecenia, bo siła działa tu w zastrzale mimośrodkowo i wywołuje skutek tego znacznie większe nateżenia.

Jeżeli klocki wypadają za grube, albo gdy trudno dostać suchego drzewa dębowego, można użyć zamiast klocków trzewików (a. *angle block*), z żelaza lanego (t. 26 r. 3 b). Trzewiki takie są i z tego powodu lepsze od klocków, że przy klockach włókna zastrzałów wżerają się pomiędzy włókna klocka, a potem, że ciśnienie na pas przenosi się w dwu płaszczyznach, jeżeli trzewik zaopatrzymy w dwa żebra (t. 41 r. 5), gdy przy użyciu klocków tylko w jednej, a zatem wcięcie w pasie może być mniejsze i mniej pas się osłabia. Trzewik składa się z płyty z żebrami prostopadłymi do pasu i kilku żebrami równoległymi, które oddzielają zastrzały. W trzewiku robi się odpowiednie otwory dla słupów wiszących. Inaczej nieco wyglądają trzewiki, używane w mostach amerykańskich (t. 22 r. 4). Ponieważ jednak klocki w praktyce okazały się wcale dobre, a trzewiki są droższe i wymagają więcej czasu do wykonania, więc zwyczajnie używamy klocków.

Słupy wiszące robią się z żelaza okrągłego i mają zwykle z obu końców naśrubki (t. 26 r. 3 a, t. 24 r. 2 i 3). Wprawdzie u dołu wystarczałyby głowy, ale wykonanie jej wymagałoby więcej trudu, niż nacięcie gwintów. Jeżeli słupy wiszące przechodzą przez belki pasowe, to dość użyć dla każdego naśrubka podkładki (t. 41 r. 6 a b), aby ciśnienie przenieść na większe powierzchnie. Jeżeli słupy wiszące przechodzą między belkami, to, aby ciągnięcie słupów przenieść równo na pasy, używamy płyt żelaznych (n. *die Deckplatte*), (t. 18 r. 1 b), albo też kłoców drewnianych (n. *das Deckholz*) prostopadłych do pasu, na których dopiero dajemy podkładki (t. 20 r. 1 c).

Belki Howe'a używane są obecnie ogólnie w Ameryce i Europie, w Galicyi tylko na drogach rządowych i na kolejach. W praktyce okazały się one bardzo dobre i trwałe, wykonano mosty takie do rozpiętości 60 m, a w Ameryce zbudowano około r. 1890 na kolei Zachodniej most o rozpiętości 250' = 76.2 m.

Wysokość belek przyjmujemy zwykle równe $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{9}$ rozpiętości. Przy małych rozpiętościach krata jest dwukrotna (t. 24), przy większych czterokrotna (t. 25, t. 20 r. 2), kąt nachylenia krzyżuleców do pionu wynosi zwykle 45° (t. 24 r. 2), albo też nieco mniej (t. 23 r. 4, t. 21 r. 1, t. 20 r. 2 a).

§. 98. Narożniki.

Na podporach oprócz słupów wiszących daje się jeszcze narożniki (n. *der Ständer*), pionowe słupy drewniane (t. 24 r. 3, t. 19 r. 1 a). Słupy wiszące potrzebne są dla sztucznego ciągnięcia, narożniki dajemy z powodu, że w tem miejscu działa oddziaływanie, a więc siła bardzo znaczna. Konieczne zresztą nie są narożniki, bo ciśnienie z powodu oddziaływania przenieść się może zastrzałami i w Ameryce też z reguły je opuszczają (t. 21 r. 1). W Europie jednak nie opuszczamy nigdy narożników, ale wysokość ich musi być tak dobraną, aby pas górny mógł się nieco po naciągnięciu słupów wiszących zniżyć, potem dopiero można ześrubować narożniki z pasami.

Narożnik łączy się z pasem zapomocą czopów, opiera się on ostatni klocek, a pas przedłuża się o tyle, aby koniec jego nie został ścięty (t. 26 r. 1). Rys. 7 i 8 na t. 41 przedstawiają dolny koniec narożnika przy kracie dwukrotnej i czterokrotnej. Jeżeli pas składa się z trzech belek, to używamy zwykle dwu słupów, wchodzących w miejsce wolne między belkami pasowemi, które się nieco wycina.

Pas dolny opieramy na dwóch albo więcej ławach. Lepiej jest jednak używać tylko dwu ław, bo bardzo szerokie łożysko (t. 20 r. 1 a) wywołuje niepewność punktu zaczepienia oddziaływania. Dla belki obciążonej punkt zaczepienia przenosi się na wewnętrzną ławę, a ponieważ w tem miejscu niema słupa, więc w pasie powstają drugorzędne natężenia zginające bardzo wielkie. Koniecznem jest wtedy wzmocnienie w tem miejscu pasu (t. 26 r. 3 a) siodełkiem. Lepiej jednakże jest łożysko o ile możliwości skrócić, użyć więc tylko dwu ław (t. 26 r. 1), a że i tu przecież powstają natężenia zginające w pasie, choć znacznie mniejsze, więc i tu używają nieraz siodełka (t. 24 r. 1 i 3).

Przy kracie czterokrotnej także lepiej skupić łożysko, użyć jednego słupa narożnego, a nachylenie ostatnich zastrzałów zmienić tak, aby je sprowadzić do dolnego i górnego węzła

narożnika (t. 16 r. 2a). Zamiast tego widzimy w normaliach austr. kolei Południowej szerokie łożysko (t. 19 r. 2a), a wskutek tego wielką niepewność działania sił. Widzimy tu dwa narożniki w odstępnie 2m, stężone kratą i poziomą rozporą w połowie wysokości w celu przeniesienia ciśnień zastrzałów na oba słupy narożne. Można by się też obejść bez rozporę (t. 42 r. 4), ale wtedy trzeba by zmienić nachylenie krzyżulców przy narożniku i przecięcie się ich urządzeń w węzłach pasu górnego i dolnego. Jakieśmy to już podnieśli przy kracie podwójnej, lepiej jest jednak urządzeń jedno łożysko i jeden tylko słup narożny.

Podobnie urządząmy narożniki belek ciągłych na filarach środkowych. I tu wskazany jest jeden tylko słup i jedno łożysko (t. 16 r. 2a, t. 20 r. 1a, t. 24 r. 1 i 2). Przy moście na Dunaju pod Erbach (t. 23 r. 4) zrobiono szerokie bardzo łożysko i dwa słupy połączone kratą. Tutaj do poprzednich wad przybywa jeszcze ta nowa, że przy obciążeniu jednego przęsła, może się belka podnieść z jednej strony filaru, a przy zmianie dalszej obciążenia, spaść znowu na łożysko. Aby temu zapobiec, trzeba by belkę zakotwić. Ustrój taki nie jest więc do polecenia.

§. 99. Urządzenie kraty w środku dźwigara.

W dźwigarze *Howe'a* zmieniają się w części środkowej zastrzały w odstrzały, jeśli siła poprzeczna zmieni znak; a więc ten sam zastrzał działa raz jako zastrzał główny, drugi raz jako drugorzędny. Na szczęście w środkowej części dźwigara są siły poprzeczne, a zatem i siły wewnętrzne w zastrzałach, bardzo małe tak, że nawet wtedy, gdy bliżej podpór użyto zastrzałów głównych podwójnych, tu wystarczą pojedyncze. Dlatego też dajemy podwójne zastrzały w kierunku od każdej podpory aż do miejsca, gdzie siła poprzeczna jest najmniejszą, zatem dla belki w dwu punktach podpartej do środka belki, a odstrzały mogą w danym razie pracować także jako zastrzały główne.

Przy poczwórnej kracie powstają jednak pewne trudności w miejscu, gdzie siła poprzeczna jest najmniejsza. Tu przecinają się bowiem odstrzały w punktach *A*, *B* i *C* (t. 41 r. 2), jako leżące w jednej płaszczyźnie. Łączymy je wtedy zapomocą wrębu krzyżowego i kryjemy przykładkami żelaznymi (r. 2b i c). Lepiej jednak przesunąć wtedy nieco odstrzały, aby wręb nie

był zupełny, a wtedy ze względu na bardzo małe siły wewnętrzne możemy przykładkę zupełnie opuścić (r. 2 d).

Możemy też ominąć zupełnie przecinanie się zastrzałów w ten sposób, że w tem miejscu umieścimy słup pionowy, o który opieramy zastrzały zapomocą klocków (t. 20 r. 2 a, t. 25 r. 1 a).

§. 100. Belka Ridera.

Belka, zbudowana najpierw w r. 1847 przez *Nataniela Ridera*, ma także kratę złożoną ze sztucznem natężeniem, lecz tu słupy są ciśnione a przekątnie ciągnione, a więc odwrotnie, jak w belce *Howe'a*. Sztuczne natężenie wywołuje się tu zwykle zapomocą naciągnięcia przekątni, rzadziej przez wywołanie sztucznego ciśnienia w słupach jak w belce *Longa*, przedstawionej na t. 10 (r. 16 i 17), o której już mówiliśmy w §. 96. Belkę *Ridera* budowano w Ameryce tylko całą żelazną. Przy użyciu częściowem drzewa dla części ciśnionych używane są w Ameryce różne ustroje takich belek, mające jednak odmienne nazwy.

1. Belka *Murphy-Whipplego* (1858). Tu pas górny i słupy są drewniane, pas dolny zaś i przekątnie żelazne (t. 45). Na t. 45 r. 3, widzimy także kilka szczegółów. Połączenie węzłowe jest przegibne. Słupy tkwią u dołu i góry w trzewikach z żelaza lanego. Ściągna zakończone są śrubami, naśrubki opierają się o przysadzki płyty z żelaza lanego, przytwierdzonej do pasu górnego. Pas dolny jest cały żelazny i składa się z ogniów, połączonych w węzłach. Chociaż połączenia są w belce tej bardzo dobre, lecz użycie wielu części żelaznych pociąga za sobą znaczniejsze koszta.

2. Belka *Posta* (1865) różni się od poprzedniej tylko tem, że słupy nie są pionowe, lecz nieco ukośne (t. 23 r. 5), a to w celu zmniejszenia ilości materiału. Wiadomo bowiem, że dla najmniejszości kosztów krzyżulce, wykonane z różnych materiałów, mają stać na sobie prostopadle*). W belce *Posta* kierunek krzyżulców jest więcej do najkorzystniejszego zbliżony. Belka ta, w Ameryce dawniej bardzo używana, obecnie wyszła już z użycia i wyparta została przez belkę *Howe'a*.

*) p. Podr. Teorii Mostów. Cz. I. t. I. str. 97.

§. 101. Zetknięcia w pasach.

Ponieważ belki pasowe są tylko 10 do 15 *m* długie, więc zwyczajnie okazuje się potrzeba urządzania zetknięć belek pasowych. Aby dźwigar jak najmniej osłabić, trzeba zetknięcia na całej długości tak rozłożyć, aby w jednym przekroju było tylko jedno zetknięcie, przyczem staramy się w pobliżu największego momentu wcale nie urządzać zetknięć. Zwykle przytem urządzamy zetknięcie belek pasowych symetrycznie ze względu na os dźwigaru, a zatem umieszczamy zetknięcie jednej belki pasowej pasu górnego w tym samym przekroju, co zetknięcie pasu dolnego. Jako przykład niech posłuży rozkład zetknięć belek pasowych w moście na Strypie w Buczaczu (t. 34 r. 4).

Ponieważ trudno jest z powodu małej wytrzymałości na ścinanie zakryć w ten sposób zetknięcie pasu ciągnionego, aby nie utracić na wytrzymałości, więc zwykle w belce *Howe'a*, *Ibjańskiego* i *Pintowskiego* nie liczymy wcale przekroju zetkniętej belki pasowej w pasie ciągnionym. Pomimo tego jednak kryjemy zawsze zetknięcia w obu pasach choćby ze względu na możliwe przypadkowe przesunięcie belki pasowej.

Jeżeli w belce *Howe'a* chodzi o krycie zetknięcia ciągniętej belki pasowej, to dajemy z obu stron łubki żelazne (t. 26 r. 3 *d*, t. 25 r. 1, t. 22 r. 5), lub drewniane (t. 45 r. 2), przez które przeciągamy śruby. Krycie łubkiem jednostronne (t. 47 r. 3) nie jest do polecenia, bo łatwo wtedy nastąpić może ścięcie zetkniętych końców belek. Łubki te muszą mieć żebra, wchodzące w odnośne wycięcia belki, bo inaczej cała siła przenosiłaby się tylko przez śruby, co jest niekorzystnem, bo śruby w drzewie się wyginają i wytrzymałość ich jest mniejszą, niż na ścinanie. Bardzo dobry ustrój przykładek widzimy w mostach amerykańskich (t. 22 r. 5), gdzie przykładka ma ośm żeber. Jeżeli chodzi o zetknięcie pasu ciśnionego, to żeber nie urządza się na końcu przykładki, aby się warstwa drzewa nie odłupała, lecz nieco ku środkowi (t. 40 r. 10), przezco się temu zapobiega.

Nareście wspomnąć musimy, że przy moście na Wełtawie w Pradze (t. 26 r. 3 *d*) nie mają przykładki wcale żeber (?), zato użyto z każdej strony zetknięcia aż 7 śrub, któremi przenosić się ma siła. Polecieć tego nie możemy, bo śruby mogą się w drzewie wygiąć i wtedy pracują na złamanie, a nie na ścinanie, jak nity w połączeniach żelaznych.

W pasie ciśnionym staramy się, aby się czola zetkniętych belek dokładnie stykały. Pomimo tego jednak włókna obu belek łatwo wżerają się; aby tego uniknąć, wkłada się dlatego często między zetknięte belki blaszki żelazne 4 do 7 cm grube.

Jeżeli wysokość belki a szerokość przykładki nazwiemy h , szerokość belki b , głębokość wcięcia na żebro w a siłę działającą w belce pasowej S , to $S = h(b - 2w)\tau$ 1)

Jeżeli ilość żeber po jednej stronie zetknięcia jest n , natężenie dopuszczalne na ciśnienie τ_1 , to dla krycia obustronnego

$$P = 2hnw\tau_1, \quad 2)$$

a stąd, jeżeliby krycie miało być zupełnem, musiałoby być $h(b - 2w)\tau = 2hnw\tau_1$, czyli

$$w = \frac{b\tau}{2(n\tau_1 + \tau)} \quad 3)$$

Jeżeli n. p. przyjmiemy $\tau = 80$, $\tau_1 = 70 \text{ kg/cm}^2$, to

$$\begin{array}{l} \text{dla } n = \quad 1 \quad 2 \\ w = \quad 0.27 \quad 0.18 b. \end{array}$$

Jeżeli odstęp skrajnego żebra od zetknięcia nazwiemy e , to ze względu na ścięcie końca belki zetkniętej musi być

$$S = he\tau_2 \quad 4)$$

a zatem $he\tau_2 = h(b - 2w)\tau$, a stąd

$$e = (b - 2w) \frac{\tau}{\tau_2} \quad 5)$$

Jeżeli n. p. przyjmiemy $\tau = 80$, $\tau_2 = 8$, to $e = 10(b - 2w)$,

a więc, jeżeli w obliczono z równ. 3), dla $n = 1 \quad 2$

$$e = 4.6 \quad 6.4 b.$$

Widzimy więc, że wedle równ. 3) i 5) wysokość żeber i długość nakładek jest znaczną. Dla jednego żebra $w = 0.27b$, zatem tracimy 54% szerokości belki, a uwzględniwszy śruby do 60% pierwotnego przekroju. Można wprowadzić tę stratę zmniejszyć przez użycie większej ilości żeber, ale długość przykładki staje się wtedy bardzo wielką, gdyż już dla $n = 2$, $e = 6.4b$, a więc dla $b = 30 \text{ cm}$, $e = 1.92 \text{ m}$ a długość przykładki $2e = 3.84 \text{ m}$. To jest przyczyną, że zwykle używamy krótszych przykładek ($2e = 2.5h$ do $3b$) i mniejszych żeber (grubość i wysokość $1.2c$) aby belek zanadto nie osłabiać, nie licząc jednak wcale przekroju zetkniętej belki pasowej. Grubość przykładki c da się obliczyć ze względu na siłę S w zwykły sposób, *Winkler* podaje wzór doświadczalny $c = 0.06h$ do $0.08h$.

Zastanówmy się teraz nad zetknięciem belki *Rychtera* (t. 38 rys. 1). Jeżeli mamy połączyć jedną belkę pasową o wymiarach b i h , na którą działa siła S , z dwiema o wymiarach b_1 i h_1 , to nieuwzględniając śrub i żądając, aby niebezpieczeństwo przerwania było mniejsze w I I, niż w II I I, możemy napisać

$$S = bh' \tau \leq bh'' \tau + 2b_1 a_1 \tau_2, \text{ a stąd}$$

$$h' - h'' \leq 2 \frac{b_1}{b} \frac{\tau_2}{\tau} a_1 \dots \dots \dots 6)$$

Podobnie otrzymamy dla większej pewności w IV IV, niż w III III, $S = 2b_1 h_1 v \leq b_1(2h_1 + h_0 - h''') \tau + 2b_1 a_4 \tau_2$, a stąd

$$h''' - h_0 \leq 2h_1 \left(\frac{\tau - v}{\tau} \right) + \frac{2a_4 \tau_2}{\tau} \dots \dots \dots 7)$$

Dwa te równania wyrażają granice zmniejszania się wysokości pierwotnej h belki.

Ze względu na wytrzymałość połączenia mamy trzy równania. Przyjawszy wszystkie a równe mamy $S = bh' \tau$, $S = 6ab_1 \tau_2$ i $S = 6wb_1 \tau'$. Stąd otrzymamy $bh' \tau = 6ab_1 \tau_2$, więc $a \geq \frac{h'}{6} \frac{b}{b_1} \frac{\tau}{\tau_2}$ 8)

$$\text{dalej } 6ab_1 \tau_2 = 6wb_1 \tau', \text{ zatem } w \geq a \frac{\tau_2}{\tau} \dots \dots \dots 9)$$

$$\text{a z równ. 8) i 9) otrzymamy też } w = \frac{h'}{6} \frac{b}{b_1} \frac{\tau}{\tau'} \dots \dots \dots 10)$$

$$\text{nareście z rysunku } h' = h - 2w \dots \dots \dots 11)$$

$$\text{albo dla } \tau = \tau' \quad w = \frac{h'}{6} \frac{b}{b_1}.$$

Wstawmy $\tau = \tau' = 80$, $\tau_2 = 8 \text{ kg/cm}^2$, to

$$a = \frac{5}{3} \frac{b}{b_1} h', \quad w = \frac{a}{10}.$$

Niech będzie n. p. $b = 27 \text{ cm}$, $h = 34 \text{ cm}$, $b_1 = 20$, $h_1 = 28 \text{ cm}$, $h' = 22 \text{ cm}$, (t. 30), to gdy $\tau = 80$, $S = 22 \cdot 34 \cdot 80 = 59840 \text{ kg}$.

Wedle 8) $a \geq \frac{22}{6} \cdot \frac{27}{20} \cdot \frac{80}{8} = 50 \text{ cm}$, gdy na rysunku $a = 36 \text{ cm}$. Cała długość zetknięcia powinna być $4a = 200 \text{ cm}$. Wedle 9) $w \geq 50 \cdot \frac{8}{80} = 5 \text{ cm}$ zgodnie z rysunkiem. Nareście wedle 11) $h' = 34 - 2 \cdot 5 = 24 \text{ cm}$, na rysunku 22 cm . Rów. 6) daje nam $h' - h'' \leq 2 \cdot \frac{20}{27} \cdot \frac{8}{80} \cdot 50 = 7.4 \text{ cm}$, na rysunku $h' - h'' = 22 - 16 = 6 \text{ cm}$. Nareście mamy

$$v = \frac{S}{2 \cdot b_1 \cdot h_1} = \frac{59840}{2 \cdot 20 \cdot 28} = 53 \text{ kg/cm}^2, \text{ a z r\u00f3w. 7)}$$

$$h''' - h_0 \leq 2 \cdot 28 \frac{(80 - 53)}{80} + \frac{2 \cdot 50 \cdot 8}{80} = 29 \text{ cm},$$

a więc tak wielkie, że nie potrzebujemy wcale badać połączenia wedle r\u00f3w. 7).

Z poprzedniego widzimy, że aby pasy można było rachować wedle przekroju II, zetknięcie to musiałyby być bardzo długie, bo tu aż $2m$, a i wtedy jeszcze wykonanie musiałyby być bardzo staranne, aby ciśnienie rozdzieliło się równo na wszystkie płaszczyzny zębów. W razie, gdyby zęby i wycięcia nie przystawały zupełnie dokładnie, ciśnienie na pojedyncze zęby mogłoby być znacznie większe i przekroczyć granicę sprężystości. Ze względu na tę okoliczność, należałoby więc wysokość zębów powiększyć n. p. o 25%.

Ale nawet przy zupełnie dokładnem wykonaniu zawsze tracimy przez połączenie na przekroju; mianowicie gdy przekrój belki pasowej jest bh , to przekrój użyteczny bh' , przy czem wedle 11) $h' = h - 2w$, a zatem strata przekroju $= \frac{200w}{h} \%$, w przykładzie naszym $\frac{200 \cdot 5}{34} = \frac{1000}{34} = 29.5\%$, a więc wynosi blisko trzecią część przekroju. Ponieważ *Rychter* urządza wszystkie zetknięcia w jednym przekroju, więc strata przekroju jest znaczną.

§. 102. Połączenie belek pasowych.

W belce *Howe'a* łączymy belki pasowe między węzłami, aby zapobiec przesunięciu ich podłużnemu i poprzecznemu; połączenie takie korzystne jest także ze względu na wyboczenie. Wprawdzie klocki stężają belki pasowe w węzłach, ale ciśnienie zastrzałów głównych nie rozdziela się równo na klocki i stara się je wygiąć. Jeżeli chodzi o przesunięcie podłużne, to same śruby nie potrafią mu przeszkodzić (t. 40 r. 5), belki muszą być połączone zaporkami (n. *Dübel*), wstawkami wciętymi w belki (t. 20 rys. 1b i 2a, t. 21 rys. 1 i 2). Zaporki mogą być przedstawione (t. 20), aby przekroju pasów zanadto nie osłabiać; w Ameryce jednak nie przedstawiają zaporek (t. 21). Zwykle w jednym przedziale są dwa takie stężenia, a więc razem 4 śruby, z których każda para ma wspólną podkładkę (t. 20), co zresztą nie jest potrzebnem (t. 21).

W belce *Ibjańskiego* nie widzimy połączeń belek pasowych między węzłami. Dostatecznem stężeniem są tam poprzecznice, wchodzące między belki pasowe (t. 11). W belce *Pintowskiego* poprzecznice, ułożone w węzłach na łożyskach, nie mogą stężyć pasu, dlatego tu w każdym przedziale widzimy jeden zaporek i śrubę. *Rychter* umieszcza tężniki poprzeczne między węzłami, przez co stęży też i pas (t. 29).

§. 103. Pomost.

Na belkach głównych spoczywają zawsze poprzecznicie bądźto tylko w węzłach, bądźto także między węzłami. Podparcie pomostu mostów drogowych wprost przez belki główne wymagałoby użycia wielu belek głównych w małym odstępie, co podrożyłoby robotę i nie dozwoliłoby należycie stężyć ich poprzecznie.

Ze względu na belki główne korzystniej jest, jeżeli poprzecznicie są tylko w węzłach, ale za to potrzeba wtedy zwykle silnych podłużnic i poprzecznic. Jeżeli urządzimy poprzecznicie także między węzłami, musimy wtedy uwzględnić to przy obliczeniu pasu, wzmocnić zatem pas, mamy więcej poprzecznic ale słabszych i słabsze podłużnice. Jaki układ wymaga mniej materiału, można się przekonać, obliczając wymiary pasów, poprzecznic i podłużnic dla rozmaitych układów. Podajemy tu za *Winklerem* przykład. Dla odstepu węzłów 2·5 m użyto najprzód poprzecznic w węzłach i dwu pośrednich (układ I, t. 38 r. 2), potem jednej pośredniej (układ II, r. 6), nakoniec tylko poprzecznic w węzłach (układ III, r. 7). *Winkler* obliczył ilość drzewa potrzebnego dla pasu, poprzecznic i podłużnic dla długości 2·5 m i otrzymał dla I 1·905, dla II 1·885, dla III 1·479 m³ drzewa. W tym więc wypadku byłby układ III najkorzystniejszy. *Pintowski* zawsze, a *Rychter* zwykle, urządzają poprzecznicie tylko w węzłach, *Ibjański* zaś zawsze między węzłami; wynika to z ustroju tych belek.

W belce *Howe'a*, jeżeli pomost jest u góry, zwykle umieszczamy poprzecznicie w węzłach, w którymto razie muszą przedłużenia słupów wiszących żelaznych przechodzić przez poprzecznicie (t. 18 r. 1, t. 26 r. 1). Na tych poprzecznicach spoczywają wtedy zwykle podłużnice, a na pasie dolnym urządzamy podciągi.

Jeśli pomost jest u dołu, to możemy albo poprzecznicę zawiesić pod pasem dolnym (t. 26 r. 3 d), albo też położyć na pasie dolnym, a wtedy ścięte odpowiednio zastępują one klocki (t. 20 r. 1). Czasem belki te łączymy zapomocą klocków i śrub z podciągami, poprzecznicą jest wtedy belką złożoną (t. 25 r. 1 c).

W każdym z tych wypadków słupy wiszące przechodzą przez poprzecznicie, co bardzo utrudnia wymianę poprzecznic.

W ostatnim wypadku, gdy poprzecznicą spoczywa na pasie dolnym, wymiana taka jest wprost niemożliwą bez wyciągnięcia słupa wiszącego. Dlatego ustroju tego ostatniego zwłaszcza nie możemy polecać, a dla uniknięcia trudności wymiany poprzecznic często nie umieszczamy poprzecznic w samym węźle, lecz za to dwie poprzecznicę w niewielkim odstępie i to tak dla pomostu dołem (t. 23 r. 4 a i d, t. 24 r. 1, 2), jak i górą (t. 37 r. 7, t. 39 r. 1 i 9). W tym ostatnim wypadku odstęp poprzecznic w węźle może być tylko tak wielki, aby można wygodnie naśrubek naciągnąć (r. 9 odstęp = 0,9 m, a nie jak mylnie naznaczono 0,3). Jeżeli zaś pomost jest u dołu, to umieszczamy poprzecznicę jak najbliżej węzła, o ile na to pozwalają zastrzały, przyczem poprzecznicę w miejscu krzyżowania z zastrzałami możemy nieco wyciąć (t. 24 r. 2, t. 23 r. 4 d).

Jeżeli umieszczamy poprzecznicę tylko w węzłach, to często się zdarza, że wymiary ich jako belek pojedynczych byłyby za wielkie. W takim razie możemy

a) użyć dwu belek jedna obok drugiej lub też w pewnym odstępie leżących (t. 37 r. 7 a). Każda z tych belek niesie wtedy połowę lub mało co więcej ciężaru;

b) używamy w takim razie belek złożonych, klinowanych n. p. u *Pintowskiego* (t. 34 r. 1). lub u *Rychtera* (t. 30), połączonych klockami (t. 36 r. 3), lub też niepołączonych, jak u *Ibjańskiego* (t. 13 r. 1);

c) *Rychter* używa też rozpornic jako poprzecznic (t. 5 r. 1, t. 27 r. 1) i to tak dla pasu górnego, jak i dolnego. Czy okazałyby się one w praktyce odpowiednie, nie wiemy. W starym moście na Wiarze pod Przemyślem (t. 45 r. 4), widzimy poprzecznicę podparte ścięgami.

Na poprzecznicach spoczywa przy mostach drogowych albo wprost dylina (t. 14), albo za pośrednictwem podłużnic (t. 30 r. 3 b). Przy mostach kolejowych zwykle na poprzecznicach spoczywają podkłady podłużne, a na nich szyny (t. 24 r. 4), ale przy większych odstępach węzłów w Ameryce spoczywają na poprzecznicach podłużnice, a na nich podkłady poprzeczne i szyny (t. 22 r. 1 i 2, t. 42 r. 9). W takim razie podłużnice nie potrzebują być w jednej prostej i na zetknięciach kładą podłużnicę jedną obok drugiej (t. 21 r. 2).

§. 104. Tężniki poprzeczne i dachy.

Jeżeli pomost znajduje się na pasie górnym, to stężenie mostu jest łatwe; używamy wtedy krzyżów ukośnych*), które łączymy u góry z poprzecznicami, u dołu z podciągami (t. 18 r. 1b). Jeżeli na pasie górnym są dwie poprzecznice w małym odstępie, to dajemy zastrzały wewnątrz i przytwierdzamy je do jednego podciągu (t. 40 r. 1). Krzyże ukośne urządzi się zwykle przy mostach kolejowych co drugi węzeł, w odstępach 4 do 6 m, przy drogowych możnaby je dawać rzadziej. Oprócz tego na jarzmach i przyczółkach stężamy most zastrzałami zewnętrznymi (t. 40 r. 1, 2, 3). Wymiary zastrzałów dałyby się wprawdzie obliczyć, będziemy o tem mówić później przy mostach żelaznych, zwykle jednak nie obliczamy ich, lecz dajemy tem silniejsze, im większą jest wysokość belki, mianowicie 16 do 22 cm grube, a 20 do 25 cm szerokie. Podciągi mogą być słabsze od poprzecznic np. $2\frac{0}{20}$ cm, śruby dajemy 18 do 20 mm grube.

Rychter umieszcza tężniki pionowe nie na węzłach belki głównej, bo niema na nie miejsca, ale osobno w połowie przedziału (t. 28). Aby krzyże przytwierdzić, umieszcza on tu prostokątną ramę, złożoną z jednej belki poziomej na pasie górnym, dwu na pasie dolnym i dwu słupów pionowych, do których dopiero przytwierdza krzyże. Ustrój ten jest wprawdzie łatwiejszy, ale wymaga za to wiele materiału na ramę.

Jeżeli pomost znajduje się na pasie dolnym, to stężenie mostu nie może być tak dobre i jest wogóle trudniejsze. Rozróżnić tu musimy mosty otwarte (n. *offene Brücke*, a. *the ponny bridge*), których belki główne u góry nie są połączone, od zamkniętych (n. *geschlossene Brücke*), w których umieszczono u góry tężniki.

a) Mosty otwarte. Jeżeli wysokość wolna przejazdu nie dozwala urządzenia górą tężników poziomych, to stężyć musimy belki zewnątrz mostu zastrzałami zwykle podwójnymi, które przytwierdzamy do przedłużonych poprzecznic i do przedłużonego klocka pasu górnego (t. 36 r. 3). W Ameryce używają zastrzałów pojedynczych (t. 37 r. 11), umieszczonych w środku przedziału, które jednak nie stężają belki tak dobrze,

*) Porów. zeszyt I. §. 54 str. 60.

jak podwójne. Zastrzały te mają zwykle nachylenie 1:5 do 1:3, a na jarzmach i przyczółkach znajdują one przedłużenie w słupach ukośnych i pionowych jarzm lub łączą się z ławą (t. 40 r. 3).

W moście na Strypie w Buczaczu układu *Pintowskiego* (t. 32 i 33) widzimy silne stężenie zastrzałami obustronnymi na podporze, a zastrzałami zewnętrznymi między podporami, które są jeszcze podtrzymane podwójnymi zastrzałami drugorzędnymi. Stężenie mostu *Ibjańskiego* (t. 2 r. 1 i 2) jest mniej silne.

b) Mosty zamknięte. Jeżeli belki są tak wysokie, że ponad przekrojem wolnego przejazdu*) można pasy połączyć tężnikami, to stężenie jest daleko skuteczniejsze. Połączenie to pasów uskuteczniamy zapomocą rozpór poprzecznych, które sprawiają, że siły poziome, działające na most, przenoszą się równo na obie belki. Nie mogą one jednak zapobiec przechyleniu się obu belek równocześnie, dlatego też musimy oprócz tego urządzić zastrzały zewnętrzne. W moście *Ibjańskiego* (t. 14 r. 1) widzimy zastrzały takie, wchodzące nieco u góry w światło mostu i przytwierdzone do rozpór. Jeżeli nad mostem całym zbudujemy dach, przedłużamy je często do krokwi (t. 4 r. 3 i 7). W amerykańskich mostach widzimy zastrzały te urządzone tylko wewnątrz mostu i połączone z krokwiami (t. 26 r. 2a).

Dachy, o których mówiliśmy, służą także do stężenia poprzecznego mostu, głównym ich celem jednak jest ochrona belek głównych i pomostu od opadów atmosferycznych. Dawniej były one bardzo używane (t. 23 r. 4, t. 17 r. 1), jednak obecnie rzadko nakrywamy mosty dachem, a to z powodu wielkiego ciężaru dachu i wielkiej powierzchni, na którą wiatr działa. Teraz częściej daje się nad każdą belką główną mały daszek, osłaniający pas górny, a drugi nad pasem dolnym (t. 13 r. 1), kratę zaś zasłania się też opierzeniem. Pomost jest odkryty, ale wymiana dyliny nie jest tak kosztowną.

O ustroju dachów nie będziemy tu mówić, gdyż znany on jest z budownictwa.

*) Porównaj dla mostów kolejowych: „Mosty Blaszyne“ str. 13. Dla mostów drogowych wynosi wysokość przekroju wolnego przejazdu wedle ważności drogi 4. 45 do 5m. Rozporządzenie dotyczące mostów na drogach państwowych z r. 1892 żąda wysokości 4.5m.

§. 105. Tężniki poziome.

Jeżeli już przy mostach o belkach złożonych używaliśmy tężników poziomych dla stężenia mostu w kierunku poziomym *), to tembardziej są one potrzebne przy mostach kratowych ze względu na większe siły poziome tu działające. Tylko przy mniejszych mostach drogowych możnaby nareście opuścić tężniki poziome ze względu na dylinę, dostatecznie most stężającą.

Przy małych wysokościach dajemy tężniki poziome tylko na tym pasie, na którym jest pomost, (t. 1 r. 2), przy większych wysokościach na obu pasach (t. 13 r. 1, t. 42 r. 9).

Krata tężników poziomych składa się zwykle z belek o przekroju kwadratowym (t. 12 r. 2) lub prostokątnym (t. 4 r. 4, t. 21 r. 2). Krata zawsze jest podwójna, a że połączenie tężników jest tego rodzaju, że mogą przenosić tylko ciśnienie, zatem potrzeba jeszcze trzeciego rzędu krzyżulców, prostopadłych do osi mostu, które działają na ciągnięcie (t. 12 r. 2). W Ameryce używają dla tych ostatnich krzyżulców często żelaza okrągłego (r. 2); otrzymujemy wtedy poziomą belkę *Howe'a* (t. 25 r. 1 b). Zwykle jednak u nas tężniki prostopadłe są drewniane, aby więc przenieść ciągnięcie, muszą być odpowiednio przedłużone i w pas wpuszczone (t. 1 r. 2).

Właściwie, aby połączenie było osiowe, powinny się przecinać tężniki prostopadłe i ukośne na osi pasu, jakto zrobił *Rychter* (t. 23 r. 1 b) i jak także widzimy w mostach szwajcarskich (t. 16 r. 2 b). Ze względów ustrojowych przedstawia to pewne trudności, należy więc przynajmniej zrobić mimośród jak najmniejszy (t. 40 r. 8 **), t. 44 r. 10). Gorszem już jest połączenie węzłowe przy moście kolei węgierskiej-wschodniej na rzece *Aranyos* (t. 24 r. 5) albo w dawnej belce *Ibjańskiego* (t. 1 r. 2).

Tężniki poziome ukośne umieszczamy zwykle w jednej płaszczyźnie i wycinamy w punktach krzyżowania się po połowie (t. 24 r. 3 i 5, t. 40 r. 8). Zamiast tego lepiej jest oba rzędy krzyżulców umieścić w różnych płaszczyznach (t. 14 r. 1) i przez to uniknąć ich wycinania i osłabienia.

Ukośne tężniki poziome łączymy albo z pasem, co jest koniecznem przy połączeniu osiowem (t. 28 r. 1 b), zacinając pas

*) por. zeszyt I. str. 61.

**) w rysunku brakuje tu przedłużenia tężnika prostopadłego.

albo zapomocą osobnych trzewików żelaznych (t. 42 r. 9) albo też z tężnikami prostopadłymi przy połączeniu mimośrodkowem (t. 40 r. 8, t. 20 r. 1b).

XI. Obliczenie wymiarów i ciężar mostów kratowych.

§. 106. Obliczenie pasów, jeżeli ciężary działają w węzłach.

Wyznaczywszy na podstawie prawideł, wyłożonych w teorii mostów, siły wewnętrzne we wszystkich prętach belki kratowej, możemy przystąpić do obliczenia wymiarów. Przy obliczeniu wymiarów pasu musimy rozróżnić dwa wypadki wedle tego, czy belka obciążona jest tylko w węzłach, czy też także i między węzłami.

Jeżeli ciężary działają tylko w węzłach, to pas pracuje tylko na ciągnięcie albo na ciśnienie.

a) Pas ciągniony. Jeżeli S oznacza siłę, działającą w pasie, a τ natężenie dopuszczalne na ciągnięcie, to przekrój użyteczny pasu $A = \frac{S}{\tau}$ 12)

Przekrój użyteczny jestto przekrój po odciągnięciu wcięć i dziur na śruby. W belce *Howe'a* jestto przekrój albo w węźle, gdzie należy odciągnąć wcięcie na klocek i dziurę na słup wiszący albo we środku przedziału, gdzie pas jest stężony i odtrącić należy dziury na śruby i wcięcia na zaporki. W belce *Pintowskiego* i *Ibjańskiego* przekrój użyteczny należy brać w węźle, u *Rychtera* zaś albo w węźle albo co prawdopodobniejsze w zetknięciu przy pierwszej odsadce.

Powiedzieliśmy powyżej, że w belce *Ibjańskiego*, *Pintowskiego* i *Howe'a* nie liczymy przekroju zetkniętej belki pasowej, a zatem przy belce *Howe'a* n. p. zamiast trzech belek liczymy dwie, przy belkach *Ibjańskiego* i *Pintowskiego* zamiast czterech belek liczymy trzy. Należałoby więc w każdym wypadku zbadać, czy przekrój niebezpieczny jest w przedziale środkowym, gdzie największy moment, a zato liczy się wszystkie belki pasowe, czy też przy najbliższym środku zetknięciu, gdzie wprawdzie moment mniejszy, ale zato jednej belki nie liczymy. Zwykle ten ostatni przekrój jest niebezpiecznym, dlatego też

starać się trzeba, o ile możności, zetknięcia odsuwać od środka belki.

Nateżenie dopuszczalne przyjmować należy wedle §. 9, zniżając je jednak przy belce *Howe'a* i *Pintowskiego* o 10%, przy belce *Rychtera* o 15%, przy belce *Ibjańskiego* jakoteż przy belce *Howe'a*, gdzie krzyżulce połączone są z pasem mimośrodkowo, o 20% ze względu na nateżenie drugorzędne i miejscowe, o których teraz nieco pomówimy, a u *Rychtera* nadto ze względu na niepewność zupełnego krycia zetknięcia.

W belce *Howe'a* zwykle osi zastrzałów przecinają się na powierzchni klocka, przylegającej do belki (t. 41 r. 1 a), a to w tym celu, aby klocki nie wypadły za szerokie. Siły D , C i D' (t. 38 r. 4) składają się wtedy w siłę S , która działa na pas mimośrodkowo. Nateżenie więc w pasie jest dla n belek pasowych, gdy $A = nA'$,

$$v = \frac{S}{nA'} + \frac{6S}{nbh^2} \left(\frac{h}{2} - e \right) = \frac{S}{nA'} + \frac{6 \left(\frac{h}{2} - e \right)}{bh^2} \dots 13)$$

Przykład. Niech będzie $S = 43.5 t$, $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, to $A = 43500 : 80 = 544 \text{ cm}^2$, a gdy mamy trzy belki pasowe to $n = 2$, $A' = 272 \text{ cm}^2$, a zatem gdy słup wiszący w tym przekroju jest 3 cm gruby, $b = 20 - 3 = 17$, $h = 272 : 17 + 3 = 16 + 3 = 19 \text{ cm}$. Według 13) otrzymamy wtedy

$$v = \frac{43500}{2} \left(\frac{1}{272} + \frac{6 \cdot \left(\frac{19}{2} - 3 \right)}{20 \cdot 192} \right) = 102 \text{ kg/cm}^2.$$

Widzimy więc, że w tym wypadku i obniżenie τ o 20% nie byłoby za wielkiem.

Jeżeli osi zastrzałów przecinają się w osi pasu (t. 38 r. 5), to wypadkowa sił działających w krzyżulcach ΔS działa w osi pasu. Ale ponieważ siły te przenoszą się zapomocą klocka, więc klocek przenosi tę siłę w punkcie c , a oprócz tego powstaje moment $\frac{1}{2} \Delta S (h - e)$, który równoważyć muszą siły V . Powstają więc pewne miejscowe nateżenia w przekroju ec_1 , tu działa siła S , wywołująca ciągnienie $mm_1 = nn_1$, siła ΔS , działająca w e jako ciśnienie, wywołująca nateżenie mm_2 , i moment $Vb_2 = \frac{1}{2} \Delta S (h - e)$, wywołujący ciśnienie i ciągnienie w przekroju. Nateżenia te się sumują i otrzymujemy linię nateżeń $m_3o_3n_3$. Chociaż więc powstają tu nateżenia miejscowe, powodujące nierówny rozkład nateżeń, to jednak, jak widzimy, mimośrodkowe połączenie jest o wiele korzystniejsze, bo wtedy na całej długości pasu powstają momenty zginające.

b) Pas ciśniony. I tu odciągamy dziury i wycięcia, licząc przekrój użyteczny, bo dziury nie zawsze są szczelnie zapełnione. Ale tu możemy do przekroju liczyć także zetkniętą belkę pasową, jeśli tylko się postaramy, aby zetknięte części pasu się dobrze stykały. Rozumie się, że liczyć tu musimy na wyboczenie wedle §. 10, zachodzi tu jednak jeszcze pytanie, jaką przyjąć należy długość wolną i czy liczyć na wyboczenie cały pas czy też każdą belkę z osobna.

Jeżeli chodzi o wyboczenie w płaszczyźnie pionowej, to długość wolna l jest równą odstępowi węzłów a , jeżeli zaś o wyboczenie w płaszczyźnie poziomej, to zwrócić musimy na to uwagę, czy węzły możemy uważać jako punkty stałe. Dla mostów zamkniętych lub też z jazdą z górą przyjąć możemy także $l=a$, dla mostów jednak otwartych należy przyjąć l większe, zależne od stężenia, aż do $l=2a$.

Co do przekroju zauważyć należy, że jeżeli chodzi o pas jednopiętrowy i wyboczenie w płaszczyźnie pionowej, to na jedno wyjdzie, czy będziemy każdą belkę pasową obliczali na wyboczenie czy też cały pas jako całość. Dla wyboczenia w płaszczyźnie poziomej i w razie, gdy pas jest dwupiętrowy, także w płaszczyźnie pionowej możnaby wszystkie belki pasowe uważać jako całość przy dobrem ich połączeniu.

A więc w belce *Howe'a* przy pasie dwu- lub trzybelkowym będzie zwykle niebezpieczniejsze wyboczenie w płaszczyźnie pionowej, a tu liczyć mamy każdą belkę pasową z osobna na wyboczenie. W innych belkach należałoby przeprowadzić obliczenie na wyboczenie w obu płaszczyznach i zatrzymać wymiary większe.

Nateżenie dopuszczalne należy zniżyć jak dla pasu ciągniętego z tych samych przyczyn.

Przykład. Niech będzie n. p. dla belki *Howe'a* $S=45 t$, odstęp węzłów $2.2 m$, $\tau = 70 kg/cm^2$, to gdy $n=3$, będzie dla jednej belki pasowej na ciśnienie

$$A_0 = \frac{45000}{3 \cdot 70} = 214 cm^2.$$

Jeżeli więc tymczasowo wyboczenia nie uwzględnimy, to przyjąwszy, jak dla pasu dolnego, $b=20-3=17 cm$, otrzymamy $h = \frac{214}{17} + 3 = 13 + 3 = 16 cm$.

Liczmy teraz na wyboczenie. Dla $h = 16 cm$ będzie wedle §. 10 rów. 17 $a = 0.289 \times 16 = 4.62 cm$, $l = 220 cm$, więc $\frac{l}{a} = \frac{220}{4.62} = 48$, stąd $\zeta = 1.3$, $A = = 1.3 A_0 = 1.3 \times 214 = 278 cm^2$. Dla $h = 16$, $b = 278:16 = 17.4$, a gdy dodamy

2,5 cm na wcięcie zaporek, $b = 20$ cm, jak na ciśnienie. Tu przyjęliśmy $h = 16$ a nie 13 cm, jak na ciśnienie, bo przekrój niebezpieczny jest w środku przedziału, gdzie wcięcia z góry niema.

W tym wypadku więc obliczenie na wyboczenie nie dało większych wyników, a zdarza się to często przy małym l a nie bardzo małym a .

§. 107. Obliczenie pasów obciążonych między węzłami.

Jeżeli ciężary działają także między węzłami, to obliczać będziemy wymiary pasu wedle wzoru:

$$\tau = \frac{S}{A} \pm \frac{M e}{I} \quad , \quad \dots \quad 14)$$

gdzie M oznacza największy moment, wywołany obciążeniem pasu między węzłami, e odstęp włókna skrajnego od osi obojętnej a I moment bezwładności pasu ze względu oś poziomą. Dla pasu ciśnionego należy oprócz tego zniżyć τ na wyboczenie.

Przypuścić możemy, że moment M rozdziela się na wszystkie belki pasowe, przyczem jednak nie uwzględniamy zetkniętej belki w pasie ciągnionym, możemy więc całe obliczenie wykonać dla jednej belki pasowej, wtedy jednak we wzorze 14) wstawimy A' zamiast A , $\frac{S}{n}$ i $\frac{M}{n}$, $\frac{I}{n}$ zamiast S , M i I , a gdy przytem $A' = bh$, $\frac{I}{n} = \frac{1}{12} bh^3$, to $\tau = \frac{S}{nbh} \pm \frac{6M}{nbh^3}$, a stąd

$$b = \frac{1}{n \tau h} \left(S \pm \frac{6M}{h} \right), \quad \dots \quad 15)$$

pryczem b oznacza szerokość belki pasowej po odciągnięciu dziury na śrubę, którą poprzecznice przytwierdzamy. Jeżeli h przyjmiemy, to możemy z 15) wyznaczyć b .

Chodzi teraz o wyznaczenie momentu M . Pas uważa *Winkler* jako belkę ciągłą podpartą w węzłach na podporach równo wysokich i oblicza M w przybliżeniu, raz obciążając wszystkie przęsła, drugi raz naprzemian. Obliczenie takie nie może być dokładnem zwłaszcza przy tak małym odstępie podpór **). Dlatego też lepiej zrobimy, jeżeli dla obliczenia momentu M uważać będziemy pas w danem przęśle jako belkę w dwu punktach, t. j. w węzłach, podpartą, chociaż założenie to jest nieco za niekorzystne. Największy moment będzie zawsze w punkcie,

*) Por. Podr. Statyki Budowli str. 160.

***) Por. Podr. Teorii Mostów II. str. 95.

gdzie leży jedna poprzecznicą. Wyznaczenie jego nie podlega trudności wedle §. 16 Podręcznika Teorii Mostów I, przyczem jeden ciężar musi stać na poprzecznicę.

Przykład. Weźmy ten sam przykład, co poprzednio, więc dla pasu ciągnionego $S = 43.5 t$, $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, pas trzybelkowy, więc $n = 2$. Przypuśćmy, że odstęp węzłów $a = 2.2 m$ i że w każdym przedziale znajdują się trzy poprzecznicę, jedna w środku a dwie w odstępnie $\frac{a}{6}$ od węzła. Moment największy będzie w środku przedziału i to wskutek ciężaru stałego $\frac{1}{8} g'a^2 = = \frac{1}{8} 0.25 \cdot 2.2^2 = 0.15 tm$ i wskutek ciężaru ruchomego $\frac{1}{4} Pa = \frac{1}{4} 7 \cdot 2.2 = 3.85 tm$, razem $M = 4 tm = 400000 \text{ kgc}m$.

Wstawmy to w 15) a otrzymamy dla $h = 25 \text{ cm}$

$$b = \frac{1}{2.80.25} \left(43500 + \frac{6.400000}{25} \right) + 2 = 35 + 2 = 37 \text{ cm}.$$

Ponieważ b jest trochę za wielkie, więc przyjmiemy $h = 30 m$, a wtedy

$$b = \frac{1}{2.80.30} \left(43500 + \frac{6.400000}{30} \right) + 2 = 26 + 2 = 28 \text{ cm}.$$

Widzimy więc, że w tym wypadku ułożenie poprzecznic w środku przedziału wymaga znacznego wzmocnienia pasu i byłoby zupełnie nieodpowiednem.

Dla pasu ciśnionego otrzymamy podobnie dla $h = 25 \text{ cm}$ $a = 0.289 \times 25 = = 7.22 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = \frac{220}{7.22} = 31$, a więc $\zeta = 1.09$, zatem $\tau = \frac{70}{1.09} = 64$.

Otrzymamy więc wedle 15) dla $n = 3$

$$b = \frac{1}{3.64.25} \left(43500 + \frac{6.400000}{25} \right) + 2 = 30 + 2 = 32 \text{ cm}.$$

§. 108. Obliczenie kraty.

Zastrzały i narożniki obliczamy na wyboczenie wedle § 10., przyjmując nateżenie dopuszczalne wedle §. 9. Długość wolną przyjmujemy dla kraty pojedynczej $l = l_1$ długości krzyżulca, przy kracie podwójnej dla wyboczenia prostopadle do belki należy także przyjąć $l = l_1$, chociaż to trochę za niekorzystne; dla wyboczenia zaś w płaszczyźnie belki kratowej można przyjąć $l = \frac{l_1}{2}$, jeżeli krzyżulce w punkcie krzyżowania są połączone śrubą, jak u *Howe'a*, w przeciwnym razie np. w belce *Ibjańskiego*, *Pintowskiego* lub *Rychtera* $l = l_1$.

Ściągna i słupy wiszące obliczamy tylko na ciągnięcie, jeżeli siła działa środkowo, jak n. p. u *Rychtera* (t. 6).

Rozumie się, że przy obliczeniu uwzględniamy tylko przekrój użyteczny, a więc po odciągnięciu wcięć.

Przy belce *Ibjańskiego* albo *Pintowskiego* siły działają mimośrodkowo, występuje więc jeszcze moment, który znacznie

podwyższa natężenie. Natężenie to należy obliczyć wedle wzoru 14. Jeżeli siłę w podwójnym ścięgnię nazwiemy D , szerokość i wysokość pojedynczego ścięgna b i h , to

$$\tau = \frac{D}{2bh} + \frac{6M}{bh^2}, \text{ a że tu } M = \frac{D}{2} \cdot \frac{h}{2}, \text{ więc}$$

$$\tau = \frac{D}{2bh} + \frac{3D}{2bh} = 2\frac{D}{bh}, \text{ a stąd}$$

$$bh = \frac{2D}{\tau} \dots \dots \dots 16)$$

Widzimy więc, że z powodu momentu, a zatem z powodu mimośrodkowego działania siły, powinnaby być powierzchnia przekroju cztery razy większą.

Z rów. 16) widzimy także, że stosunek $b:h$ jest tu obojętnym, zresztą b zwykle robimy stałym, równem odstępowi belek pasowych, a zmieniamy tylko h . Wyjątek tu stanowią środkowe przedziały belki, gdzie b przyjmujemy o połowę mniejsze.

Ponieważ przy obliczeniu uwzględniamy tylko przekrój użyteczny ścięgna po odciągnięciu wcięć z obu końców ścięgna, dlatego *Pintowski* zestruguje całe ścięgno o tyle, aby został tylko przekrój użyteczny (t. 32. r. 1a). Ma to wprawdzie tę korzyść, że zmniejsza ciężar mostu, ale z drugiej strony struganie takie wymaga wiele pracy i kosztuje ścięgno strugane więcej, a prztem na zginanie jest mniej wytrzymałe.

Jeżeli wysokość użyteczną ścięgna nazwiemy h a wysokość rzeczywistą h' , to otrzymamy

$$\tau = \frac{D}{2bh} + 6 \cdot \frac{D}{2} \cdot \frac{h'}{2} = \frac{D}{2bh} + \frac{3Dh'}{2bh^2}, \text{ a stąd}$$

$$\tau = \frac{D}{2b} \left(\frac{1}{h} + \frac{3h'}{h^2} \right) \dots \dots \dots 17)$$

Jeżeli przyjmiemy $h' = h + w$ a $w = \frac{1}{3}h$, to $h' = \frac{4}{3}h$, a wstawiając wartość w 17), otrzymamy $h = 2.5 \frac{D}{b\tau} \dots \dots \dots 18)$

Równanie 18) jest więc jeszcze niekorzystniejsze, niż 16).

Jednak w rzeczywistości końce krzyżulców ciągnionych są ściśnione silnie śrubami, działanie śrub i silne tarcie, niemi wywołane, sprawia, że natężenie rozdziela się daleko korzystniej, niż przypuszczaliśmy powyżej. Dlatego wystarczy, jeżeli zniżymy

nateżenie dopuszczalne o jakie 30% i obliczać będziemy ścięgna tylko na ciągnięcie.

Przykład. Niech będzie $\tau = 85 \text{ kg/cm}^2$, $D = 35.8 \text{ t}$, to zniżyjemy τ o 30%, przyjmiemy więc $\tau = 60 \text{ kg/cm}^2$. Wtedy otrzymamy $bh = \frac{D}{2\tau} = \frac{35800}{2 \cdot 60} = 298 \text{ cm}^2$. Odstęp belek pasowych jest tu 19 cm , więc $b = 19 \text{ cm}$, zatem $h = 15.7 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmiemy 16 cm .

Głębokość wcięcia w da się łatwo obliczyć. Mamy bowiem $D = 2 \cdot w \cdot b \cdot \tau'$, a jeżeli przyjmiemy ze względu na to, że tu wchodzi wytrzymałość na ciśnienie prostopadle do włókien dębowych klinów, $\tau' = 60 \text{ kg/cm}^2$

$$w = \frac{D}{120b} \dots \dots \dots 19)$$

Jeżeli przedłużymy ścięgna poza kliny o l_1 , to $2l_1b\tau_2 = D$, a gdy $\tau_2 = 7 \text{ kg/cm}^2$

$$l_1 = \frac{D}{14b} \dots \dots \dots 20)$$

Przykład. Dla powyższego ścięgna było $D = 35800 \text{ kg}$, $b = 19 \text{ cm}$, więc $w = \frac{35800}{120 \cdot 19} = 15.7 \text{ cm}$ a $l_1 = \frac{35800}{14 \cdot 19} = \frac{35800}{266} = 135 \text{ cm}$.

Z powyższego przykładu widzimy, że, licząc wedle równań 19) i 20), otrzymujemy bardzo wielkie wymiary dla w i l_1 . Potrzeba wielkiego wcięcia wynika z tego powodu, że wkładka między obu ścięgnami nie jest połączona tylko śrubami. W moście na Strypie (t. 32) widzimy zamiast 15.7 cm $w = 4 \text{ cm}$. Widocznie *Pintowski* liczył na działanie śrub o tyle, że ciśnienie przenosi się też przez wkładkę. Jeżeli szerokość wkładki wynosi v , to $D = (2w + v)b\tau'$, zatem

$$w = \frac{D}{2b\tau'} - \frac{v}{2} = \frac{D}{120b} - \frac{v}{2} \dots \dots \dots 19a)$$

W naszym przykładzie jest $v = 12 \text{ cm}$, więc

$$w = \frac{35800}{120 \cdot 19} - \frac{12}{2} = 15.7 - 6 = 10 \text{ cm}.$$

Zawsze więc i w tym wypadku powinno być w znacznie większe, niż na rysunku.

Jeżeli chcemy liczyć wedle rów. 19a), to należałoby wkładkę połączyć zapomocą zębów lub klinów.

Znaczne potrzebne przedłużenie ścięgien jest tu tem przykrzejsze, że liczy się ono od zewnętrznej strony pasa, a nie, jak u *Ibjańskiego*, od środka. *Pintowski* nie używa tak wielkich przedłużeń, jak wypadają z rów. 20), licząc i tu zapewne na śruby.

Żelazne słupy wiszące belki Howe'a mają przekrój koła, więc jeżeli siłę zewnętrzną nazwiemy V , ilość śrub n , średnicę rdzenia śruby d , to $\frac{V}{n} = \frac{\tau}{4} \pi d^2$, a stąd

$$d = \sqrt{\frac{4V}{n\pi\tau}} = 1.128 \sqrt{\frac{V}{n\tau}} \dots \dots \dots 21)$$

Natężenie dopuszczalne τ na ciągnięcie należy przyjąć według §. 9 Podręcznika Teorii Mostów Cz. I. Dla tymczasowych mostów możemy przyjąć $\tau = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Według skali Whitwortha jest średnica zewnętrzna śruby $d_1 = 1.147 d + 0.18 \text{ cm} \dots \dots \dots 22)$

Zwykle cały słup robimy o średnicy d_1 , przy dłuższych słupach jednak możemy znacznie zaoszczędzić, dając słupowi przekrój d i zgrubiając odpowiednio końce słupa do średnicy d_1 , aby w nich można było wyciąć gwinty.

Zwykle używamy dwu słupów wiszących w jednym węźle, więc $n=2$ (t. 43), przy małych mostach może być $n=1$, przy wielkich jednakże mostach w Ameryce robią $n=3, 4$, nawet 5 (t. 22 r. 1 i 2, t. 37. r. 7c).

Przykład. Niech będzie $V=30t$, $\tau=900 \text{ kg/cm}^2$, $n=2$, to według 21) $d = 1.128 \sqrt{\frac{30000}{2 \cdot 900}} = 4.5 \text{ cm} = 45 \text{ mm}$ a $d_1 = 1.147 \cdot 4.5 + 0.18 = 54 \text{ mm}$.

§. 109. Ciężar pomostu i pokładu.

Pomost i pokład należy przed dokładnem obliczeniem belek głównych zaprojektować i obliczyć ich ciężar dokładnie. Jeżeli chcemy znać w przybliżeniu ciężar mostu bez projektowania, to dla wyprowadzenia odnośnych wzorów musimy się zastanowić osobno nad mostami drogowymi, osobno nad kolejowymi.

A. Mosty drogowe. Tu zwykle pomost składa się z dyliny pojedynczej lub podwójnej. Jeżeli przyjmiemy przeciętnie odstęp punktów podparcia 90 cm , to otrzymamy ciężar dyliny wedle §. 12 (rów. 19.)

dla klasy	I	II	III	kładki
grubość $c =$	17	13	9	7
zatem ciężar	153	117	81	63 kg/cm^2 .

Jeżeli podpieramy dylinę poprzecznicami, to wymiary ich zależne są od ich odstepu a , który zresztą nie może być bardzo wielki, inaczej dylina musiałaby być bardzo

grubą, a także od rozpiętości poprzecznic, zależnej od szerokości mostu. Dla małych odstępów a , o jakie tu chodzi, gdy jedno tylko koło wozu stoi na poprzecznic, drugie wypada po za sąsiednią poprzecznice, ciśnienie więc na poprzecznice będzie równe ciężarowi koła. Na tej podstawie należy obliczyć największy moment, ustawiając wozy jeden obok drugiego. Zamiast tego możemy przyjąć ciężar zastępczy *)

$$\begin{array}{rcc} \text{dla klasy} & \text{I} & \text{II} & \text{III} \\ p = & 2.09 & 1.20 & 0.63 t/m^2, \end{array}$$

a dodawszy do tego ciężar własny dyliny i poprzecznic

$$q = 2.35 \quad 1.40 \quad 0.75 t/m^2,$$

otrzymamy dla szerokości mostu b

$$M = 0.30 \quad 0.18 \quad 0.09 ab^2 tm.$$

Ciężar metra bieżącego poprzecznic w kg będzie wtedy $0.45 \frac{M}{h\tau}$ **); dla $h=25 cm$, $\tau=80 kg/cm^2$ otrzymamy, jeżeli M wstawimy w tm , $g=22.5 M$, a ciężar całej poprzecznicy długiej $\frac{4}{3} b$ będzie $G=30 Mb$, zaś ciężar poprzecznic na m^2 pomostu

$$g' = \frac{30 Mb}{ab} = \frac{30 M}{a},$$

a zatem

$$\begin{array}{rcccc} \text{dla klasy} & \text{I} & \text{II} & \text{III} & \text{kładek} \\ g' = & 9.0 & 5.4 & 2.7 & 2.7 b^2 kg/m^2 \quad . \quad 24) \end{array}$$

Jeżeli dylinę podeprzemy podłużnicami, to ciężar podłużnic zależy jest od odstępów a poprzecznic i odstępów c podłużnic. Największy moment dla podłużnic wyznaczają nam równ. 46), 47), 48) i 49***), jeżeli zamiast l wstawimy a . Oprócz tego uwzględnić musimy ciężar dyliny i podłużnic, który przyjmujemy w przybliżeniu

$$\begin{array}{rcccc} \text{dla klasy} & \text{I} & \text{II} & \text{III} & \text{kładek} \\ & 180 & 140 & 100 & 85 kg/m; \end{array}$$

otrzymamy więc

$$\begin{array}{rcc} \text{dla klasy} & \text{I} & M = (0.43 + 0.42 c + 0.023 a) a \quad tm \\ \text{''} & \text{''} & \text{II} \quad M = (0.18 + 0.25 c + 0.018 a) a \quad \text{''} \\ \text{''} & \text{''} & \text{III} \quad M = (0.14 + 0.13 c + 0.012 a) a \quad \text{''} \\ \text{''} & \text{kładek} & M = (0.05 c + 0.01) a^2 \quad \text{''} \end{array}$$

*) Porów. Mosty Blaszane str. 27. dla $a=1 m$.

***) Porów. Zeszyt I. §. 34 rów 50.

****) Porów. Zeszyt I. str. 83.

Ciężar metra bieżącego podłużnicy będzie znów $0.45 \frac{M}{h \tau}$,
 a dla $h = 25 \text{ cm}$, $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, $g = 22.5 M$; a więc ciężar na m^2
 $g' = \frac{22.5 M}{c} \dots \dots \dots 25)$

W ten sposób otrzymamy dla dróg

$$\left. \begin{array}{l} \text{I klasy } g_1 = (9.7 + 9.5c + 0.5a) \frac{a}{c} \text{ kg/m}^2 \\ \text{II } \quad \quad g_1 = (4.0 + 5.6c + 0.4a) \frac{a}{c} \quad \quad \quad \text{"} \\ \text{III } \quad \quad g_1 = (3.2 + 2.9c + 0.3a) \frac{a}{c} \quad \quad \quad \text{"} \\ \text{dla kładek } g_1 = (0.2 + 1.1c) \frac{a^2}{c} \quad \quad \quad \text{"} \end{array} \right\} \dots \dots 26)$$

Dla innych wysokości h i innego natężenia dopuszczalnego należałoby wzory odwrotnie proporcjonalnie zmienić.

Ciężar poprzecznic wyznaczymy, jak poprzednio. Przyjmujemy tu ciężar zastępczy

dla klasy	I	II	III	kładek
$p =$	$0.05 + \frac{2.04}{a}$	$0.11 + \frac{1.09}{a}$	$0.20 + \frac{0.43}{a}$	0.46 t/m^2 ,

a dodawszy do tego ciężar własny dyliny, podłużnic i poprzecznic w przybliżeniu

$g =$	0.37	0.29	0.23	0.20 t/m^2 ,
-------	------	------	------	-----------------------

otrzymamy

$g =$	$0.42 + \frac{2.04}{a}$	$0.40 + \frac{1.09}{a}$	$0.43 + \frac{0.43}{a}$	0.66 t/m^2 .
-------	-------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------

Dalej otrzymamy

najw. $M = 0.052a + 0.23$, $0.05a + 0.13$, $0.053a + 0.053$, $0.075ab^2 \text{ tm}$.

Stąd otrzymamy dla belek pojedynczych i dla $h = 30 \text{ cm}$ $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$ ciężar jednostkowy poprzecznic $g = 18.7 M$ a ciężar całej poprzecznicy dłuższej $1.2b$

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla klasy I } G = (1.2a + 5.2)b^3 \text{ kg} \\ \quad \quad \quad \text{" } \quad \quad \text{II } G = (1.1a + 2.9)b^3 \quad \quad \quad \text{"} \\ \quad \quad \quad \text{" } \quad \quad \text{III } G = (1.2a + 1.2)b^3 \quad \quad \quad \text{"} \\ \text{dla kładek } G = 1.84ab^3 \quad \quad \quad \text{"} \end{array} \right\} \dots \dots 27)$$

Dla belek złożonych otrzymamy $h = C \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}$ *, a ciężar

*) Por. Zeszyt I. rów. 114 do 126.

poprzecznic, gdy $b' = nh$, $G = 1 \cdot 2 \cdot 0.75 \cdot 10 \cdot n \frac{h^2 b}{100} = 0.09 bh^2 n$ 28)

Przyjawszy średnio $\tau = 55 \text{ kg/cm}^2$, $c = 2.6$, $n = 0.36$, otrzymamy:

a	I klasa			II klasa			III klasa			kładki		
	M	h	G	M	h	G	M	h	G	M	h	G
2	0.344	22.0	16.1	0.23	19.4	12.2	0.159	17.2	9.6	0.150	16.9	9.2
3	0.386	23.1	17.3	0.28	20.8	14.0	0.213	18.9	11.6	0.225	19.3	12.1
4	0.438	24.2	18.8	0.33	21.9	15.6	0.256	20.2	13.1	0.300	21.2	14.6
5	0.490	25.0	20.3	0.38	23.0	17.1	0.303	21.3	14.7	0.375	22.9	17.0
	b^2	$\sqrt[3]{b^2}$	$\sqrt[3]{b^7}$	b^2	$\sqrt[3]{b^2}$	$\sqrt[3]{b^7}$	b^2	$\sqrt[3]{b^2}$	$\sqrt[3]{b^7}$	b^2	$\sqrt[3]{b^2}$	$\sqrt[3]{b^7}$
	tm	cm	kg	tm	cm	kg	tm	cm	kg	tm	cm	kg

Można zatem napisać:

$$\left. \begin{aligned} \text{dla klasy I } G &= (13 + 0.15 a) \sqrt[3]{b^7} \text{ kg} \\ \text{„ „ II } G &= (9.5 + 0.17 a) \sqrt[3]{b^7} \text{ „} \\ \text{„ „ III } G &= (6 + 0.17 a) \sqrt[3]{b^7} \text{ „} \\ \text{„ kładek } G &= (4 + 0.26 a) \sqrt[3]{b^7} \text{ „} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 29)$$

przyczem b oznacza szorokość mostu w m .

B. Mosty kolejowe. Tu będziemy liczyć ciężar na m . b. toru.

Koleje główne, mosty tymczasowe. Ciężar dyliny możemy w przybliżeniu przyjąć 150 kg/m , szyn z drobnym żelaziwem 80 kg/m . Teraz będziemy się starali obliczyć ciężar podłużnic, które zwyczajnie są belkami pojedynczemi.

Ciężar podłużnic wyniesie wedle §. 34. *)

$$g' = 27 + 47 a \text{ kg/m} \dots \dots \dots 30)$$

Ciężar poprzecznic zależec będzie od ich odstepu a i ich rozpiętości b .

Jeżeli przyjmiemy jako ciężar ruchomy ciężar zastępczy wedle rozporządzenia ministeryalnego**), ciśnienie wskutek ciężaru własnego $0.20 a$, to otrzymamy ciśnienie na poprzecznicę, przenoszące się przez podłużnicę,

*) Por. Zeszyt I. str. 35. rów. 53 dla $m = 2$ z uwzględnieniem następnej uwagi.

**) Por. Mosty Blaszane str. 48.

$$\begin{array}{cccc} \text{dla } a = & 1 & 2 & 3 & 4 m \\ C = & 7.7 & 12.7 & 16.95 & 20.2 t, \end{array}$$

możemy więc w przybliżeniu przyjąć

$$C = 3.5 + 4.25 a \text{ t} \dots \dots \dots 31)$$

Jeżeli odstęp podłużnie wynosi c , to moment

$$M = C \frac{b-c}{2} = (1.75 + 2.125 a) (b-c),$$

przyczem możemy średnio przyjąć $c = 1.5 m$.

Stąd otrzymamy dla belek pojedynczych i dla $h = 30 \text{ cm}$, $\tau = 90 \text{ kg/cm}^2$, ciężar jednostkowy $g = 16.6 M$, a więc cały ciężar $1.25 b$ dłuższej poprzecznicy

$$G = 20.75 M b = (36.3 + 44.1 a) (b-c) b \text{ kg} \dots 33)$$

Dla belek złożonych otrzymamy, jak poprzednio (rów. 28.), $h = C \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}}$, $G = 0.09 b h^2 n$, a wstawivszy $n = 0.36$,

$G = 0.0324 b C^2 \sqrt[3]{\frac{M^2}{\tau^2}}$. Przyjmijmy dalej $C = 2.6$, $C^2 = 6.76$, $\tau = 60$, $c = 1.5$, to otrzymamy $G = 0.0143 b \sqrt[3]{M^2}$, $M = (1.75 + 2.125 a) (b - 1.5)$.

Na tej podstawie obliczyliśmy następującą tabliczkę:

$a =$	2		3		4		5		m
b	3	4.6	3	4.6	3	4.6	3	4.6	m
M	9.0	18.6	12.2	25.2	15.4	31.8	18.5	17.3	tm
G	400	995	490	1228	572	1422	647	1582	kg

Możemy więc napisać

$$\text{dla } b = 3 \quad G = 228 + 85 a \text{ kg}$$

$$\text{„ } b = 4.6 \quad G = 600 + 196 a \text{ kg}$$

albo ostatecznie $G = 70(a + 3.31) b - 125(a + 3.75) \text{ kg} \dots 34)$

Koleje drugorzędne, mosty tymczasowe. Tu przyjmijmy M o 20% mniejsze i otrzymamy dla podłużnic wedle §. 34*)

$$g' = 22 + 39 a \text{ kg/m} \dots \dots \dots 35)$$

Dla poprzecznic przyjmijmy natężenie dopuszczalne dla belek pojedynczych $\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$. Otrzymamy więc nazwawszy h_1 i G_1 , wysokość i ciężar dla kolei głównych, a h'

*) Patrz Zeszyt I, str. 36. rów. 54) dla $m = 2$ z uwzględnieniem następnej uwagi.

i G' dla kolei drugorzędnych $h' = h_1 \sqrt[3]{\frac{0 \cdot 8 \cdot 90}{100}} = 0 \cdot 896 h_1$ a $G' = 0 \cdot 896^2 G_1 = 0 \cdot 803 G$.

Możemy więc napisać

$$G' = (29 \cdot 3 + 35 \cdot 5 a) (b - e) \dots \dots \dots 36)$$

Dla belek złożonych przyjmujemy M o 20% mniejsze a natężenie dopuszczalne o 20% większe, to otrzymamy $G' = \sqrt[3]{\frac{0 \cdot 8}{1 \cdot 2}} G = 0 \cdot 763 G$. A zatem możemy napisać

$$G = 53 \cdot 4 (a + 3 \cdot 31) b - 95 \cdot 6 (a + 3 \cdot 75) \text{ kg} \dots \dots \dots 37)$$

Koleje trzeciorzędne, mosty stałe. Tu jest M o 40% mniejsze a natężenie dopuszczalne dla belek pojedynczych niech będzie 80 kg/cm^2 , to otrzymamy $h' = h_1 \sqrt[3]{0 \cdot 6 \frac{90}{80}} = 0 \cdot 877 h_1$, a więc dla podłużnic $g' = 0 \cdot 877^2 g_1 = 0 \cdot 77 g_1$, zatem

$$g' = 21 + 36 a \text{ kg/m} \dots \dots \dots 38)$$

Dla poprzecznicy otrzymamy $G'' = 0 \cdot 877^2 G_1 = 0 \cdot 77 G$, więc możemy napisać

$$G'' = 54 (a + 3 \cdot 31) b - 96 \cdot 2 (a + 3 \cdot 75) \dots \dots \dots 39)$$

Dla mostów tymczasowych przyjmujemy $\tau = 100$, więc $h' = h_1 \sqrt[3]{0 \cdot 6 \frac{90}{100}} = 0 \cdot 814 h_1$ a zatem dla podłużnic $g' = 0 \cdot 814^2 g_1 = 0 \cdot 663 g_1$

$$\text{czyli } g' = 18 + 31 a \text{ kg/m} \dots \dots \dots 40)$$

Dla poprzecznicy otrzymamy $G''' = 0 \cdot 814^2 G_1 = 0 \cdot 663 G_1$. A zatem możemy napisać

$$G''' = 46 \cdot 4 (a + 3 \cdot 31) b - 83 (a + 3 \cdot 75) \dots \dots \dots 41)$$

Koleje o szerokości toru $0 \cdot 75 \text{ m}$. Tu otrzymamy ciśnienie na poprzecznicy dla

$$\begin{array}{cccc} a = & 1 & 2 & 3 & 4 & m \\ C = & 3 \cdot 12 & 5 \cdot 49 & 6 \cdot 36 & 6 \cdot 86 & t, \end{array}$$

możemy więc napisać w przybliżeniu

$$C = -0 \cdot 75 + 4 \cdot 6 a - 0 \cdot 77 a^2 \text{ t},$$

$$\text{a zatem } M = (-0 \cdot 75 + 4 \cdot 6 a - 0 \cdot 77 a^2) (b - c).$$

Dla belek pojedynczych otrzymamy wtedy dla $h = 30 \text{ cm}$, $\tau = 90 \text{ kg/cm}^2$ ciężar jednostkowy $g = 16 \cdot 6 M$, a więc cały ciężar $1 \cdot 25 b$ długiej poprzecznicy

$$G = 20 \cdot 75 M b = (-15 \cdot 5 + 95 a - 16 a^2) (b - e) b \text{ kg}, 42)$$

przyczem możemy przyjąć $c = 0 \cdot 75 \text{ m}$.

W powyższych wzorach dla poprzecznie drewnianych, uwzględniono tylko ciężar belek i klinów. Przy belkach złożonych należałoby jeszcze dodać około 3% jako ciężar śrub żelaznych.

§. 110. Ciężar tężników.

Ciężar tężników nie da się dokładnie oznaczyć, bo zwykle przy mostach drewnianych, zwłaszcza mniejszych, tężników nie obliczają, lecz przyjmują wymiary większe, niżby były teoretycznie potrzebne. Wedle mostów wykonanych i projektów możemy w przybliżeniu przyjąć następujące ciężary:

I. Mosty drogowe:

Ciężar tężników na m^2 pomostu, gdy b oznacza szerokość pomostu w metrach:

tężniki poziome na jednym pasie	$g = 5 + 2.5 b$	kg/m^2	} 43)
" " " obu pasach	$g = 15 + 3 b$	"	
zastrzały mostów otwartych	$g_1 = 4 + 0.5 b$	"	
tężniki poprzeczne mostów zamk.	$g_1 = 5 + 0.6 b$	"	
daszki na belkach, górny i dolny	$g_2 = 60$	"	
dach na całym moście	$g_3 = 30 + 1.5 b$	"	

II. Mosty kolejowe:

Jeżeli wysokość belek jest h w m , to ciężar na m bieżący toru wynosi:

a) Pomost u dołu,

tężniki poziome na jednym pasie	$g = 70 + 10 h$	kg/m	} 44)
" " " obu pasach	$g = 100 + 12 h$	"	
zastrzały mostów otwartych	$g_1 = 50 h$	"	
stężenie poprzeczne mostów zamk.	$g_2 = 10 h$	"	
podciągi	$g_3 = 20 h$	"	

b) Pomost u góry,

tężniki poziome na jednym pasie	$g = 40 h$	kg/m	} 45)
" poprzeczne	$g_1 = 40 + 20 h$	"	
poręcze	$g_2 = 100$	"	

§. 111. Ciężar pasów belek głównych.

Chcąc wyznaczyć ciężar belek głównych, zastanowimy się osobno nad ciężarem pasów, kraty i narożników.

Objętość teoretyczna obu pasów wynosi dla belki jedno-przęsłowej

$$V_1 = \frac{l^3}{6h} \left(\frac{g}{\tau_0} + \frac{p}{\tau_1} \right)^*.$$

Dla drzewa przyjmiemy $\tau_0 = \tau_1 = \tau$, więc

$V_1 = \frac{l^3(g+p)}{6h\tau}$, a stąd ciężar obu pasów na 1 m bieżący, bez klinów, które policzymy przy kracie,

$$g_1 = \gamma k l^2 \frac{(g+p)}{6h\tau}, \dots \dots \dots 46)$$

jeżeli γ oznacza ciężar gatunkowy drzewa, h wysokość belki między środkami obu pasów, k współczynnik ustrojowy**). Wstawiając $\gamma = 0.8 t/m^3$, wartość za τ wedle §. 9., $g+p=q$, otrzymamy ogólnie

$$g_1 = \frac{k_1 q l^2}{h} t/m \dots \dots \dots 47)$$

Współczynnik k_1 otrzymać możemy porównując rów. 47) z ciężarem mostów wykonanych, względnie projektowanych. Współczynnik ten będzie zależnym także od ustroju mostu.

Możemy przyjąć następujące przybliżone wartości dla współczynnika ustrojowego k_1

a) dla mostów drogowych	k_1	
układu <i>Ibjańskiego</i>	0.00048	}
" <i>Pintowskiego</i>	0.00037	
" <i>Rychtera</i>	0.00042	
" <i>Howe'a</i>	0.00056	
b) dla mostów kolejowych:		
układu <i>Howe'a</i>	0.00052	}
" <i>Rychtera</i>	0.00041	

Do tego dodać należy jeszcze ciężar żelaza t. j. śrub i łożelaznych przykładek, który wynosi dla układu *Ibjańskiego*, *Pintowskiego* i *Howe'a* około 12%, dla układu *Rychtera* około 6% ciężaru drzewa.

§. 112. Ciężar kraty belek głównych o kracie pojedynczej.

Musimy tu rozróżnić belki o kracie pojedynczej i belki *Howe'a* o kracie złożonej.

*) Porów. Podr. Teorii Mostów I. str. 94. rów. 25).

**) Porów. Podr. Teorii Mostów I. str. 93.

Dla belek o kracie pojedynczej otrzymamy objętość teoretyczną kraty *)

$$V_2 = Cl \left(0.25 \frac{g}{\tau_0} + 0.31 \frac{p}{\tau_1} \right),$$

a gdy przyjmiemy $\tau_0 = \tau_1 = \tau$, $V_2 = \frac{Cl}{\tau} (0.25g + 0.31p)$, a stąd ciężar kraty belek głównych na metr bieżący wraz z klinami, piętkami i klockami

$$g_2 = \frac{\gamma k' Cl}{\tau} (0.25g + 0.31p) \quad 49)$$

Wstawivszy $\gamma = 0.8 t/m^2$, wartość za τ i C według rodzaju kraty, otrzymamy ogólnie

$$g_2 = k_2 l (g + 1.24p) t/m \quad 50)$$

Spółczynnik k_2 otrzymać możemy znów porównując rów. 50) z ciężarem kraty mostów wykonanych, względnie projektowanych. Spółczynnik ten zależeć będzie także od ustroju kraty, a zwłaszcza nachylenia krzyżulców.

Możemy przyjąć następane wartości przybliżone dla współczynnika ustrojowego k_2 :

a) dla mostów drogowych	k_2
układu <i>Ibjańskiego</i>	0.0026
„ <i>Pintowskiego</i>	0.0027
„ <i>Rychtera</i>	0.0019
b) dla mostów kolejowych:	
układu <i>Rychtera</i>	0.0026

§. 113. Ciężar kraty belek głównych Howe'a.

I tu da się wyrazić objętość teoretyczna kraty równaniem 50), więc

$$g_2 = k_2 l (g + 1.24p),$$

tu jednak k_2 ma inną wartość z powodu, że tu wchodzi w rachubę też żelazne słupy wiszące.

Spółczynnik k_2 przyjmiemy według *Winklera*

dla mostów drogowych	$k_2 = 0.0026$
„ „ kolejowych	$k_2 = 0.0024$

*) Porów. Podręcznik Teorii Mostów I. str. 96. rów. 35).

§. 114. Całkowity ciężar mostów kratowych.

Całkowity ciężar mostów kratowych drewnianych otrzymamy, dodawszy ciężary poszczególnych części, a więc ciężar całkowity mostów drogowych będzie na m^2 pomostu

$$g = A \frac{q l^2}{h} + B(g + 1.24p)l + C + Db + Eb^2, \dots \quad (51)$$

przyczem pierwszy wyraz oznacza ciężar pasów, drugi kraty, trzy ostatnie pomostu i tężników. Jeżeli wstawimy $q = g + p$ i rozwiążemy równocześnie według g , to

$$g = \frac{\left(A \frac{l}{h} + 1.24B\right)pl + C + Db + Eb^2}{1 - \left(\frac{Al}{h} + B\right)l} \dots \quad (52)$$

Przyjmijmy przeciętnie odstęp podłużnic $c = 1 m$, odstęp poprzecznic $a = 3$ i $\frac{l}{h} = 10$, to otrzymamy po wstawieniu wartości dla mostów klasy I.

ukł. <i>Ibjańskiego</i>	$g = \frac{0.00397l + 0.215 + 0.003b + 0.0029b^2}{1 - 0.0080l}$	t/m^2	}	(53)
" <i>Pintowskiego</i>	$g = \frac{0.00354l + 0.215 + 0.003b + 0.0029b^2}{1 - 0.0068l}$	"		
" <i>Rychtera</i>	$g = \frac{0.00313l + 0.215 + 0.003b + 0.0029b^2}{1 - 0.0064l}$	"		
" <i>Howe'a</i>	$g = \frac{0.00434l + 0.215 + 0.003b + 0.0029b^2}{1 - 0.0089l}$	"		

dla mostów II. klasy:

ukł. <i>Ibjańskiego</i>	$g = \frac{0.00344l + 0.158 + 0.003b + 0.0021b^2}{1 - 0.0080l}$	t/m^2	}	(54)
" <i>Pintowskiego</i>	$g = \frac{0.00308l + 0.158 + 0.003b + 0.0021b^2}{1 - 0.0068l}$	"		
" <i>Rychtera</i>	$g = \frac{0.00272l + 0.158 + 0.003b + 0.0021b^2}{1 - 0.0064l}$	"		
" <i>Howe'a</i>	$g = \frac{0.00378l + 0.158 + 0.003b + 0.0021b^2}{1 - 0.0089l}$	"		

dla mostów III. klasy:

ukł. <i>Ibjańskiego</i>	$g = \frac{0.00292l + 0.111 + 0.003b + 0.0016b^2}{1 - 0.0080l}$	t/m^2	}	(55)
" <i>Pintowskiego</i>	$g = \frac{0.00261l + 0.111 + 0.003b + 0.0016b^2}{1 - 0.0068l}$	"		

$$\left. \begin{aligned} \text{ukł. Rychtera} \quad g &= \frac{0.00231 l + 0.111 + 0.003 b + 0.0016 b^2}{1 - 0.0064 l} t/m^2 \\ \text{" Howe'a} \quad g &= \frac{0.00322 l + 0.111 + 0.003 b + 0.0016 b^2}{1 - 0.0089 l} \quad " \end{aligned} \right\} 55)$$

Dla mostów kolejowych otrzymamy na m. b. toru

$$g = A \frac{q l^2}{h} + B (g + 1.24 p) l + C + Dh \dots 56)$$

Tu znowu dwa ostatnie wyrazy oznaczają ciężar pomostu. Wstawmy znowu w tem równaniu $q = p + g$ i zważmy, że p jest dla sił poprzecznych około 15% większe, niż dla momentów, to

$$g = \frac{\left(A \frac{l}{h} + 1.45 B \right) p l + C + Dh}{1 - \left(A \frac{l}{h} + B \right) l} \dots 57)$$

Przyjmijmy przeciętnie $\frac{l}{h} = 8$, $a = 3 m$, $b = 4.5 m$, $c = 1.5 m$ dla kolei normalnotorowych a $b = 2.4 m$, $c = 0.75 m$ dla kolei wąskotorowych, dalej dla kolei głównych dla $l = 15$ do $40 m$ $p = 7.6 - 0.05 l t/m$, drugorzędnych o 20%, trzeciorzędnych o 40%, wąskotorowych o 60% mniejsze, nareszcie $A = k_1$, $B = k_2$, to otrzymamy dla kolei głównych mostów tymczasowych

$$\left. \begin{aligned} \text{układu Howe'a} \quad g &= \frac{0.05718 l - 0.000407 l^2 + 1.0 + 0.01 h}{1 - 0.071 l} t/m \\ \text{" Rychtera} \quad g &= \frac{0.05502 l - 1.000362 l^2 + 1.0 + 0.01 h}{1 - 0.0061 l} \quad " \end{aligned} \right\} 58)$$

dla kolei drugorzędnych mostów tymczasowych:

$$\left. \begin{aligned} \text{układu Howe'a} \quad g &= \frac{0.04574 l - 0.000326 l^2 + 0.9 + 0.01 h}{1 - 0.0071 l} \quad " \\ \text{" Rychtera} \quad g &= \frac{0.04402 l - 0.000290 l^2 + 0.9 + 0.01 h}{1 - 0.0061 l} \quad " \end{aligned} \right\} 59)$$

dla kolei trzeciorzędnych mostów stałych

$$\left. \begin{aligned} \text{układu Howe'a} \quad g &= \frac{0.03430 l - 0.000245 l^2 + 0.85 + 0.01 h}{1 - 0.0071 l} t/m \\ \text{" Rychtera} \quad g &= \frac{0.03301 l - 0.000218 l^2 + 0.85 + 0.01 h}{1 - 0.0061 l} \quad " \end{aligned} \right\} 60)$$

dla kolei wąskotorowych ($s = 0.75$), mostów stałych

$$\left. \begin{aligned} \text{układu Howe'a} \quad g &= \frac{0.02286 l - 0.000164 l^2 + 0.4 + 0.008 h}{1 - 0.0071 l} t/m \\ \text{" Rychtera} \quad g &= \frac{0.02201 l - 0.000142 l^2 + 0.4 + 0.008 h}{1 - 0.0061 l} \quad " \end{aligned} \right\} 61)$$

XII. Przykłady obliczenia mostów kratowych.

§. 115. Obliczenie mostu drogowego układu Pintowskiego.

Przyjmijmy tu jako przykład most układu Pintowskiego, którego plany podaliśmy na tab. 31 do 34. Różpiętość teoretyczna 26·0 m, szerokość pomostu 5·9 m; wysokość belki 2·6 m, szerokość mostu w świetle 6 m.

Jako ciężar ruchomy przyjmujemy normalny wóz dla dróg drugiej klasy lub tłum ludzi*).

I. Obliczenie pomostu.

A. Dylina.

Szerokość przyjmiemy 25 cm. Ponieważ podłużnice są w odstępach 1·35 m, zatem dla ciężaru koła $P=1·5 t$, grubość dyliny będzie wedle rów. 19) (zeszyt I. str. 14.)

$$c = \sqrt{\frac{3 a P}{2 \tau b}} + 2 \text{ cm}$$

$$c = \sqrt{\frac{3 \times 135 \times 1500}{2 \times 75 \times 25}} + 2 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

W rysunku widzimy $c=12 \text{ cm}$, a zatem nie dodano tu nic na zużycie.

Ciężar dyliny wynosi wedle rów. 23) (I. str. 15.) $g=9·14 = 126 \text{ kg/m}^2$, zatem na metr bieżący mostu $g_1=0·74 t/m$.

B. Podłużnica.

Odstęp punktów podparcia równy odstępowi poprzecznie wynosi 2·6 m, ciśnienie wywołane ciężarem ruchomym jest dla odstępów podłużnic $c=1·35$ wedle rów. 45) (I. str. 33) na podłużnicę $C=0·7 + 1 \times 1·35=2·05$ albo dokładniej wedle tabliczki 2·0 t, największy moment

$$M_p = \frac{1}{4} 2·0 \cdot 2·6 = 1·3 \text{ tm.}$$

Ciężar własny podłużnicy przyjmiemy wedle 26)

$$g_1 = (4 + 5·6 \times 1·35 + 0·4 \times 2·6) \frac{2·6}{1·35} \text{ kg/m}^2 = 24·3 \text{ kg/m}^2$$

czyli na m. b. podłużnicy $g'_1 = 24·3 \times 1·35 = 32·8 \text{ kg/m}$. Do tego dodać należy ciężar dyliny, który wynosi $126 \times 1·35 = 170·1 \text{ kg/m}$, zatem cały ciężar $32·8 + 170·1 = 203 \text{ kg/m} = 0·203 t/m$.

Moment dla ciężaru stałego podłużnicy będzie więc

$$M_g = \frac{1}{8} g l^2 = \frac{1}{8} \times 0·203 \times 2·6^2 = 0·17 \text{ tm}, \text{ zatem } M = M_p + M_g = 1·47 \text{ tm.}$$

Dla $c=16 \text{ cm}$ otrzymujemy podług wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{6 M}{\tau \cdot b}} \text{ dla } \tau = 80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad h = 21 \text{ cm.}$$

W rysunku widzimy przekrój $\frac{1}{8} \text{ cm}$. Ciężar podłużnicy na m. b. wynosi 26·9 kg, więc na m. b. mostu jest $g_2 = 0·134 t/m$.

*) Por. Podr. Teor. Mostów I. str. 12. rys. 6.

Gdybyśmy podłużnicę obciążyli tłumem ludzi, to przyjmując 400 kg/cm^2 , uzyskalibyśmy $g=0.4 \times 1.35=0.54 \text{ t/m}$ a $M_p = \frac{1}{8} \times 0.54 \times \times 2.6^2 = 0.46 \text{ tm}$, a zatem moment znacznie mniejszy, niż dla ciężaru koła, więc tanto obliczenie pozostawimy.

C. Poprzecznicą.

Najniekorzystniejsze ustawienie wozów będzie, gdy na poprzecznicę postawimy tylne koła dwóch wozów, przyczem jedno z tych kół stanie na podłużnicy w środku poprzecznicę. Dla tego położenia będzie ciśnienie na poprzecznicę $C=1.3+0.13 \cdot 2.6=1.64 \text{ t}^*$.

Jak widać z rysunku (t. 34 rys. 16) wynosi odstęp punktów podparcia poprzecznicę 6.56 m . W celu wyznaczenia momentu dla takiego układu ciężarów (t. 48. r. 4) przy równoczesnym obciążeniu wolnego pomostu tłumem ludzi, otrzymamy najprzód oddziaływanie

$$O_1 = \frac{1.64(5.68 + 4.18 + 3.28 + 1.78) + 1.04 \times 0.83}{6.56},$$

$$O_1 = 3.86 \text{ t},$$

$$O_2 = 3.74 \text{ t},$$

$$M_p = 3.74 \times 3.28 - 1.04 \times 2.45 - 1.64 \times 1.5 = 7.26 \text{ tm}.$$

Gdy poprzecznicę obciążymy tłumem ludzi, to

$$M_p = \frac{1}{8} 0.4 \times 2.6 \times 6.56^2 = 5.59 \text{ tm};$$

a więc użyjemy momentu poprzedniego, który wyznaczony wykreślenie (t. 48. rys. 4) wynosi także $M=1.21 \times 6=7.26 \text{ tm}$

Ciężar dyliny wynosi na m. b. mostu 0.74 t/m , ciężar podłużnic 0.134 t/m , razem 0.874 t/m , czyli na poprzecznicę $0.874 \times 2.6 = 2.27 \text{ t}$. Ciężar poprzecznicę wynosi wedle 29). $G=(4.5+0.17+2.6) \sqrt[3]{6.56^7} = 800 \text{ kg}$, zatem cały ciężar własny na jedną poprzecznicę wynosi 3.07 t , a więc dla ciężaru stałego otrzymujemy

$$M_g = \frac{1}{8} 3.07 \times 6.56 = 2.51 \text{ tm},$$

$$\text{zatem } M = M_p + M_g = 7.26 + 2.51 = 9.77 \text{ tm}.$$

Przyjmując $b=h'$, mamy wedle rów. 115) (zeszyt I. str. 67)

$$h = 2.42 \sqrt[3]{\frac{M}{\tau}} = 2.42 \sqrt[3]{\frac{977000}{55}} = 63 \text{ cm}.$$

a więc $b=h'=0.476 h=30 \text{ cm}$. W rysunku widzimy dźwigar klinowany 30 cm szeroki a 52 cm wysoki, przyczem $h=0$. Kliny przyjmujemy pochyłe, ich wysokość $d=0.15$, $h'=4.5 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmujemy $d=5 \text{ cm}$, $b=6 d=30 \text{ cm}$; odstęp ich wyliczymy podług

wzoru 137) (I. str. 72) $c = \frac{b d h z}{\mu Q}$, przyczem $z=50 \text{ kgcm}^2$, $\mu=1.5$.

Siły poprzeczne dla ciężarów ruchomych, tj. wozów i tłumy ludzi po bokach, wyznaczaliśmy wykreślenie zapomocą linii wpływowej (t. 48. rys. 5) i nakreśliliśmy linię największych sił poprzecznych dla połowy poprzecznicę.

*) Por. Mosty Blaszane, str. 26. rów. 28.

Po dodaniu sił poprzecznych dla ciężarów stałych, otrzymaliśmy siły poprzeczne wypadkowe, które wraz z odpowiadającymi im odstępami klinów c podajemy:

	$x=0$	0.58	1.93	3.28 m
$Q_p =$	4.05	2.68	1.40	t
$Q_g =$	1.53	1.26	0.63	t
$Q =$	5.58	3.94	2.03	t
$c =$	56.4	80	155	cm

Punkty, wyznaczone odcinkami x , oznaczają punkty poprzeczniczy, w których podłużnice spoczywają na poprzeczniczy; pomiędzy tymi punktami siła poprzeczna jest stała. Odstępy klinów wypadają tak wielkie, że *najmn* c wyznaczać nie potrzeba; położenie zaś klinów wyznaczyliśmy wykreślnie (rys. 6).

Ciężar poprzeczniczy wynosi

$$G = 6.3 \times 3.0 \times 10 \times 0.75 \times 7.12 = 1009 \text{ kg} = 1.0 \text{ t.}$$

Ciężar tężników wynosi wedle §. 110 rów. 40) $g = 5 + 2.5b$ i $g_1 = 4 + 0.5b$ zatem razem $9 + 3b = 9 + 3 \times 6 = 27 \text{ kg/m}^2$ czyli $27 \times 3 = 81 \text{ kg/m} = 0.081 \text{ t/m}$. Dodawszy ciężary wszystkich części pokładu i pomostu, otrzymamy całkowity ciężar pomostu, przypadający na węzeł jednej belki głównej, $G_1 = 1.74 \text{ t}$.

II. Obliczenie momentów i sił poprzecznych w belce głównej.

A. Momenty.

I. Momenty dla ciężarów stałych.

Licząc w pierwszym przybliżeniu ciężar własny całego mostu użyjemy wzoru 53) i otrzymamy

$$g = \frac{0.00308.26 + 0.158 + 0.003.6 + 0.0021.6^2}{1 - 0.0068.26} = \frac{0.332}{0.823} = 0.404 \text{ t/m}^2$$

czyli na połowę mostu $g = 0.404 \times 3 = 1.212 \text{ t/m}$. Teraz możemy ciężar belki Pintowskiego obliczyć dokładniej. Ciężar pasów będzie wedle 47), gdy $q = 1.212 + 3 \times 0.4 = 2.412 \text{ t}$

$$g_1 = 0.00037 \times \frac{2.412.26^2}{2.6} = 0.232 \text{ t/m},$$

ciężar kraty wedle 50) $g_2 = 0.0027.26.(1.212 + 1.24 \times 1.2) \text{ t/m} = 0.19 \text{ t/m}$, zatem cały ciężar belki $g = 0.42 \text{ t/m}$. Stąd otrzymamy ciężar węzłowy belki samej $0.42 \times 2.6 = 1.09 \text{ t}$, zatem całkowity ciężar stały $1.09 + 1.73^*) = 2.8 \text{ t}$ w jednym węźle.

Moment, tym ciężarem wywołany wynosi

$$M_1 = O_1.13 - P.2.6 \times 10 = 12.6 \times 13 - 2.8 \times 2.6 \times 10 = 91.0 \text{ tm.}$$

Wykreślnie wypadło to samo (t. 49. r. 2).

*) Ciężar węzłowy wynosi 1.74 t nie 1.73 t , ale pomyłkę tę spostrzeżliśmy dopiero po złożeniu arkusza i aby uniknąć przerysowania tablicy, nie poprawiamy w dalszym ciągu tej pomyłki.

2. Momenty dla ciężarów ruchomych.

Wykreślnie wyznaczaliśmy moment dla obciążenia belki wozami i moment tenże wypadł nam (rys. 1.) $M'_p = 72.2 \text{ tm}$ dla drugiego koła, ustawionego w środku.

Obciążając atoli most tłumem ludzi, otrzymujemy moment

$$M''_2 = \frac{1}{8} 3.0 \cdot 4 \times 2.6^2 = 101.4 \text{ tm.}$$

Dla ciężaru węzłowego, wywołanego tem obciążeniem,

$$G = 0.4 \times 30 \times 2.6 = 3.12 \text{ t,}$$

otrzymujemy wykreślnie wynik zbliżony $M = 102.0 \text{ tm}$.

Widzimy więc, że moment dla tłumy ludzi jest większy od momentu dla wozów. Moment całkowity zatem wynosi

$$M = M_1 + M''_2 = 91.0 + 101.4 = 192.4 \text{ tm.}$$

Ponieważ pierwszy styk, licząc od środka, odległy od podpory o 11.7 m wypada w przedziale środkowym, więc właśnie tego największego momentu dla obliczenia przekroju musimy użyć. Gdyby styk leżał dalej od środka, trzeba by dla tego przedziału wyznaczyć moment.

B. Siły poprzeczne.

Wyznaczyliśmy je wykreślnie kreśląc dla ciężarów stałych (rys. 2) znaną nam linię schodkową, dla obciążenia wozami (rys. 1) wielobok oddziaływań Winklera a dla tłumy ludzi parabolę sił poprzecznych (rys. 3). Jak z rysunku widać, siły poprzeczne dla tłumy ludzi są większe, niż dla wozów, dlatego też te pierwsze wprowadziliśmy w obliczenie i wyznaczyliśmy odpowiadające wypadkowym siłom poprzecznym siły działające w krzyżulcach, które podajemy w następującej tabliczce:

Przedział	I	II	III	IV	V
najw. Q .	26.6	20.9	15.4	10.5	5.8 t
$P = \frac{1}{2} Q$ sieczna	18.85	14.75	10.9	7.5	4.1 t

C. Obliczenie przekrojów.

1. Pas górny.

Pas górny narażony jest na wyboczenie; styku nie uwzględniamy i liczymy pas jako złożony z 4 belek. Natężenie dopuszczalne zmniejszamy ze względu na styk i natężenia drugorzędne o 10% , zatem $\tau = 75 - 7.5 = 68 \text{ kg/cm}^2$.

Siła działająca w pasie

$$S = \frac{M}{h} = \frac{192.4}{2.6} = 74 \text{ t,}$$

$$\text{czyli } S' = \frac{S}{4} = \frac{74}{4} = 18.5 \text{ t}$$

na jedną belkę.

Dla $h = 21 \text{ cm}$ mamy $a = 0.289 h = 0.289 \times 21 = 6.1 \text{ cm}$;

$$\frac{l}{a} = \frac{2.6}{0.061} = \frac{2600}{61} = 42, \quad \zeta = 1.20;$$

$$A = \frac{18500}{68} \cdot 1 \cdot 20 = 326 \cdot 5 \text{ cm}^2,$$

$$\text{stad } b = \frac{326 \cdot 5}{21} = 15 \cdot 5 \text{ cm}.$$

Dodając 2 *cm* do szerokości na śrubę a 5 *cm* na zacięcia do wysokości, mamy wymiary belek pasu górnego $h = 26 \text{ cm}$, $b = 18 \text{ cm}$.

2. Pas dolny jest ciągniony, styk uwzględniamy; liczymy zatem przekrój z trzech belek, a natężenie zmniejszone o 10% wynosi

$$\tau = 85 - 8 \cdot 5 = 77 \text{ kg/cm}^2,$$

$$S'' = \frac{S}{3} = \frac{74}{3} = 24 \cdot 7 \text{ t}$$

$$A = \frac{24700}{77} = 321 \text{ cm}^2.$$

Dla $b = 18 \text{ cm}$ mamy

$$h = \frac{321}{18} = 18 \text{ cm},$$

a po dodaniu 8 *cm* na wcięcia dla klinów otrzymamy wymiary belek pasu dolnego $b = 18 \text{ cm}$, $h = 26 \text{ cm}$.

3. Krzyżulce ciągnięone.

Dajemy je podwójne w płaszczyźnie pionowej, więc jeden pręt liczymy na pół siły, zniżając przytem natężenie dopuszczalne wedle §. 108 o 50%, zatem przyjmując $\tau = 0 \cdot 5 \times 85 = 42 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Przedział I. } P = \frac{18 \cdot 85}{2} = 9 \cdot 43 \text{ t};$$

$$bh = \frac{9430}{42} = 224 \text{ cm}^2;$$

$$\text{dla } b = 19 \text{ cm} \text{ mamy } h = \frac{224}{19} = 12 \text{ cm}.$$

$$\text{Przedział II. } P = \frac{14 \cdot 75}{2} = 7 \cdot 4 \text{ t};$$

$$bh = \frac{7400}{42} = 176 \text{ cm}^2;$$

$$\text{dla } b = 19 \text{ cm} \text{ mamy } h = 12 \text{ cm}.$$

$$\text{Przedział III. } P = \frac{10 \cdot 9}{2} = 5 \cdot 45 \text{ t};$$

$$bh = \frac{54500}{42} = 130 \text{ cm}^2;$$

$$\text{dla } b = 19 \text{ cm} \text{ mamy } h = 7 \text{ cm}.$$

zamiast czego przyjmujemy $h = 8 \text{ cm}$.

W przedziale IV. pozostawimy wymiary krzyżulców ciągnięonych jak w przedziale III.

$$\text{Przedział V.} \quad P = \frac{4 \cdot 1}{2} = 2 \cdot 05 \text{ t,}$$

$$bh = \frac{2050}{42} = 49 \text{ cm,}$$

dla $b = 9 \cdot 5 \text{ cm}$ mamy $h = 6 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmiemy 8 cm .

Głębokość wcięcia otrzymamy wedle rów. 19.

$$\text{Przedział I.} \quad w = \frac{18850}{120 \cdot 19} = 8 \text{ cm,}$$

$$\text{Przedział II.} \quad w = \frac{14750}{120 \cdot 19} = 6 \text{ cm,}$$

$$\text{Przedział III.} \quad w = \frac{10900}{120 \cdot 19} = 4 \text{ cm.}$$

Przedział IV i V. Wcięcie przyjmiemy takie samo.

4. Krzyżulce ciśnione.

Są one podwójne w płaszczyźnie prostopadłej do kraty. Liczymy je na wyobczenie dla sił takich samych, jak dla krzyżulców ciągniętych. Długość wolną przypuścimy tu wedle §. 108 w obu płaszczyznach $l = l_1 = 2 \cdot 56 \text{ m}$ między piętками.

Przedział I. Dla $b = 19 \text{ cm}$ mamy $a = 0 \cdot 289 b = 5 \cdot 5 \text{ cm}$;

$$\frac{l}{a} = \frac{256}{5 \cdot 5} = 47; \zeta = 1 \cdot 28.$$

$$A = \frac{P}{r} \cdot \zeta = \frac{9450}{75} \times 1 \cdot 28 = 161 \text{ cm}^2; \quad h = \frac{161}{19} = 8 \cdot 5 \text{ cm,}$$

Ponieważ h wypada mniejsze niż b , dla którego liczymy, więc musimy jeszcze raz przeliczyć dla $h = 14$, $a = 4 \cdot 0 \text{ cm}$,

$$\frac{l}{a} = \frac{256}{4 \cdot 0} = 64, \text{ więc } \zeta = 1 \cdot 64,$$

$$A = \frac{9450}{75} \cdot 1 \cdot 64 = 207 \text{ cm}^2, \quad b = \frac{207}{14} = 15 \text{ cm.}$$

Powtórzywszy jeszcze raz rachunek dla $h = 12 \text{ cm}$, otrzymamy $b = 21 \text{ cm}$, przyjmujemy więc $b = 19 \text{ cm}$ $h = 13 \text{ cm}$.

Przedział II. Przyjmujemy tu tymczasowo

$$h = 10 \text{ cm, } a = 2 \cdot 9 \text{ cm; } \frac{l}{a} = 88; \zeta = 2 \cdot 47; \quad A = \frac{7380}{75} \cdot 2 \cdot 47 = 243 \text{ cm}^2;$$

$$b = \frac{243}{10} = 25 \text{ cm.}$$

Ponieważ przyjmujemy $b = 19 \text{ cm}$, więc musimy h zwiększyć.

Przyjmujemy $h = 11 \text{ cm}$, to $a = 3 \cdot 2 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = 80$, $\zeta = 2 \cdot 15$, więc $A =$

$$= \frac{7380}{75} \cdot 2 \cdot 15 = 112 \text{ cm}^2, \text{ stąd } b = \frac{212}{11} = 19 \cdot 2 \text{ cm}^2. \text{ Widzimy więc, że}$$

b musi być większe, niż 19 cm , jeżeli $h = 11 \text{ cm}$, przyjmujemy zatem $h = 12 \text{ cm}$, $b = 19 \text{ cm}$.

Przedział III. Dla $h=10$ cm mamy $a=2.9$ cm $\frac{l}{a}=88$; $\zeta=2.47$;

$$A = \frac{5450}{75} \times 2.47 = 180 \text{ cm}^2; \quad b = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}.$$

Jeżeli chcemy otrzymać $l=19$ cm, trzeba by h zmniejszyć, ponieważ jednak ze względów praktycznych nie przyjmiemy h mniejszego niż 10 cm, zatem zostawimy $h=10$ $b=19$ cm.

Przedział IV. i V. zostawiamy taki, jak trzeci.

5. Obliczenie długości przedłużeń ścięgien poza kliny. Wytrzymałość drzewa na ścinanie równoważy się tu z siłą działającą, która usiłuje ściąć ścięgno w dwu płaszczyznach zatem

$$D = 2lb\tau_2,$$

przyczem D jest całkowitą siłą, działającą w podwójnym ścięgnię, l szukaną długością, a b szerokością ścięgna, $\tau_2 = 8$ kg/cm².

$$\text{Ściągno I.} \quad l = \frac{18850}{2 \times 19 \times 8} = 62 \text{ cm}.$$

$$\text{Ściągno II.} \quad l = \frac{14750}{2 \times 19 \times 8} = 48 \text{ cm}.$$

$$\text{Ściągno III.} \quad l = \frac{10900}{2 \times 19 \times 8} = 36 \text{ cm}.$$

$$\text{Ściągno IV.} \quad l = \frac{7500}{2 \times 19 \times 8} = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Ściągno V.} \quad l = \frac{4100}{2 \times 9.5 \times 8} = 27 \text{ cm}.$$

6. Obliczenia klinów, przytrzymujących ścięgna. Obliczymy je na ścinanie w 2 płaszczyznach prostopadłych do włókien, przyczem $\tau = 28$ kg/cm². Mamy więc dla pierwszego ścięgna $18850 = 2A \times 28$, stąd

$$A = \frac{18850}{2 \cdot 28} = 340 \text{ cm}^2;$$

dla $b=26$ cm mamy $h=13$ cm.

Dla drugiego ścięgna jest $A = \frac{14750}{2 \cdot 28} = 264$, więc dla $b=24$ cm, $h=11$ cm. Następne kliny przyjmujemy takie same.

§. 116. Obliczenie mostu kolejowego z belkami układu Rychtera.

(t. 50, 51, 52 i 53).

Rozpiętość belki teoretyczna 36 m; most dla kolei drugorzędnej. Pomost dołem. Przyjmujemy wysokość belki 3.6 m, odstęp węzłów 30 m, zatem 12 przedziałów. Szerokość mostu w świetle 4.3 m.

Obciążenie. Jako ciężar ruchomy przyjmujemy parowozy trzyosiowe z jaszczykami o ciężarze osi parowozu 12 t a osi jaszczyka 8.33 ton (rozp. minist. z r. 1887 §. 3h), (t. 50 rys. 1),

I. Obliczenie pomostu.

1. Dylina. Obciążając dyl kilka ludźmi, przyjmujemy ciężar ten z uwzględnieniem ciężaru własnego dyliny $0.17 t/m$, zatem $M = \frac{1}{8} g l^2 = \frac{1}{8} 0.17 \times 3.0^2 = 0.19 tm$. Dla $b = 25 cm$ mamy

$$c = \sqrt{\frac{6 \times 19000}{25 \times 80}} = 7.1 cm,$$

zamiast czego przyjmiemy $c = 8 cm$.

2. Podłużnica. Rozpiętość jej teoretyczna wynosi $2.9 m$, licząc, że punkt podparcia $5 cm$ odległy od krawędzi poprzecznic.

Najniekorzystniejsze ułożenie ciężarów na podłużnicy będzie, gdy drugie koło parowozu ustawimy w środku; moment dla takiego obciążenia wynosi

$$M_p = O_1 \times \frac{l}{2} - P \times 1.2 = 9 \times 1.45 - 6 \times 1.2 = 5.85 tm.$$

Wedle rów. 30) wynosi ciężar podłużnic $g' = 27 + 47.3 = 168 kg/m$, ciężar szyny i połączników $72 kg/m$, razem $240 kg/m$, zatem na jedną podłużnicę $120 kg = 0.12 t/m$, a stąd

$$M_g = \frac{1}{8} 0.12 \times 2.9^2 = 0.13 tm.$$

Moment wypadkowy

$$M = M_p + M_g = 5.98 tm,$$

stąd dla $b = 32 cm$ i $\tau = 80 kg/cm^2$ mamy

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 598000}{80 \times 32}} = 37.5 cm, \text{ zamiast czego przyjmiemy } 38 cm.$$

Możnaby uwzględnić działanie szyny przy wspólnem ugięciu*), jeżeli styki szyn umieścimy tylko nad poprzecznicami. Przyjmując wtedy wymiary podłużnicy $b = 30$, $h = 36 cm$, otrzymamy

$$\text{dla podłużnicy } \varepsilon_1 = 110000, I_1 = \frac{bh^3}{12} = 124416 cm^4,$$

$$\varepsilon_1 I_1 = 136860 \times 10^5;$$

$$\text{dla szyn zaś: } \varepsilon_2 = 2500000, I_2 = 560, \varepsilon_2 I_2 = 14000 \times 10^5.$$

Według wzoru 19) będzie dla podłużnicy:

$$M_1 = \frac{\varepsilon_1 I_1}{\varepsilon_1 I_1 + \varepsilon_2 I_2} M = \frac{136860}{150860} \times 5.98 = 5.42 tm,$$

$$\tau = \frac{M_e}{I_1} = \frac{542000 \times 18}{124416} = 78.5 kg/cm^2.$$

3. Poprzecznic.

Jako poprzecznice przyjmiemy belkę rozporową. Siła P (rys. 5.) rozkłada się na dwie, $Q = P$ siecz α i $S = P$ st α , przyczem przyjmujemy $\alpha = 45^\circ$ jako układ najkorzystniejszy. Siła P składa się (rys. 5.)

1. z ciężaru koła ustawionego nad poprzecznicą,
2. ze składowych ciężarów kół sąsiednich, zatem:

*) Por. Mosty blaszane str. 18.

$$P' = 6 + 2 \frac{6 \times 1.8}{3} = 13.2 \text{ t.}$$

Dodawszy do tego ciężar podłużnicy, odbojnic, dyliny i szyny, mamy $g = 0.46 \text{ t}$; zatem

$$P = P' + 0.46 = 13.66 \text{ t,}$$

$$\text{stad } Q = P \text{ siecz } \alpha = 13.66 \sqrt{2} = 19.1 \text{ t,}$$

$$S = P \text{ st } \alpha = 13.66 \times 1 = 13.66 \text{ t.}$$

Zastrzały liczymy na wyboczenie, przyczem uwzględnić musimy mimośród, który dla dwu wcięć wynosi $\frac{s}{4}$ (patrz: Mosty drewniane I. str. 46), a τ zmniejszone na wyboczenie będzie dla $h = 26 \text{ cm}$

$$a = 6.5 \text{ cm, } \frac{l}{a} = \frac{190}{6.5} = 30; \zeta = 1.08; \tau = \frac{75}{1.68} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

Mamy zatem: $A = 2.5 \frac{P}{\tau} = 2.5 \frac{19100}{70} = 682 \text{ cm}^2$; dla $h = 26 \text{ cm}$ mamy $b = 27 \text{ cm}$.

Rozporę liczymy również na wyboczenie dla siły $P = 13.66 \text{ t}$. Ponieważ tak siła jak i długość rozporę są mniejsze od zastrzału, więc wymiary rozporę wypadną mniejsze, w celach konstrukcyjnych pozostawimy wymiary te same.

II. Obliczenie momentów i sił poprzecznych w belce głównej.

Ciężar pomostu przypadający na jeden węzeł jednej belki wynosi:

dylina i odbojnice . . .	0.67 ton
podłużnice i szyny . . .	0.40 "
poprzecznicza	0.23 "
razem	1.30 ton

Dodając 0.16 t na ciężar tężników, otrzymujemy

$$g_1 = 1.46 = 1.5 \text{ ton.}$$

Całkowity ciężar własny mostu obliczymy w pierwszym przybliżeniu wedle rów. 56)

$$g = \frac{0.04402 \cdot 36 - 0.000326 \cdot 36^2 + 0.9 + 0.01 \times 3.6}{1 - 0.0061 \cdot 36} = 2.69 \text{ t,}$$

czyli na połowę mostu $g = 1.35 \text{ t/m}$. Teraz możemy ciężar belki Rychtera dokładniej obliczyć. Ciężar pasów będzie wedle 44) i 45), gdy

$$g = 1.35 + \frac{0.8 \cdot 5.78}{2} *) = 3.66 \text{ t/m, } g_1 = \frac{0.00041 \cdot 36^2}{3.6} \cdot 3.66 = 0.541 \text{ t/m. Ciężar}$$

$$\text{żar kraty wedle 47) } g_2 = 0.0026 \cdot 36 \left(1.35 + 1.24 \cdot 0.8 \cdot \frac{6.5}{2} \right) = 0.428 \text{ t/m.}$$

Ciężar więc całkowity mostu na jedną belkę wynosi w przybliżeniu

*) Ciężar zastępczy dla kolei głównych o 20% zmniejszony.

$0.541 + 0.428 + 0.5 = 1.469 t/m = 1.47 t/m$, a więc całkowity ciężar stały, jaki przypada na węzeł jednej belki, wynosi

$$G = 1.47 \times 3 = 4.41 t.$$

Styki belek pasowych urządzamy, jak wskazuje rys. 4. t. 50. Skrajne dwie części pasu utworzymy z dwu, środkową z czterech belek.

A. Momenty.

Potrzebne nam są momenty w trzech węzłach i tak: dla części środkowej obu pasów największy moment w środku belki, dla części skrajnej dolnego pasu moment w węźle V, a dla części skrajnej górnej pasu moment w węźle IV.

1. Momenty dla ciężarów stałych.

a) Moment w środku belki

$$M_1 = O_1 \times 18 - 5 G \times 9 = 24.25 \cdot 18 - 5 \cdot 4.41 \cdot 9 = 238.05 tm$$

wykreślnie zaś (rys. 3.) $M_1 = 5.92 \times 40 = \dots 237 tm.$

b) Moment w węźle V.

$$M'_1 = O_1 \times 12 - 3 G \times 6 = 24.25 \cdot 12 - 3 \cdot 4.41 \cdot 6 = 211.6 tm$$

wykreślnie $M'_1 = 5.27 \times 40 = \dots 211 tm$

c) Moment w węźle IV.

$$M''_1 = O_1 \times 9 - 2 G \times 4.5 = 24.25 \cdot 9 - 2 \cdot 4.41 \cdot 4.5 = 178.6 tm$$

wykreślnie $M''_1 = 4.45 \times 40 = \dots 178 tm.$

2. Momenty dla ciężaru ruchomego, wyznaczone wykreślnie są (rys. 1.)

$$M_2 = 4.60 \times 80 = 368 tm$$

$$M'_2 = 4.16 \times 80 = 332.8 tm$$

$$M''_2 = 3.50 \times 80 = 280 tm.$$

Liczebnie otrzymamy pierwsze dwa momenty:

$$M_2 = 39.5 \times 18 - 18 \times 13.8 - 12.5 \times 6.9 - 6 \times 1.2 = 369.15 tm$$

a według metody Zimmermanna *)

$$M'_1 = \frac{1}{3.6} [12.24 (12.5 + 18 + 43) - 12.5 \cdot 6.9 \cdot 24 - 12 (12.5 \cdot 6.9 + 18 \cdot 13.8 + 12.5 \cdot 20.7)] = \frac{1}{3.6} (21168 - 2070 - 7120.8) = 332.7 tm.$$

Momenty wypadkowe zatem są:

$$M = M_1 + M_2 = 238.05 + 369.15 = 607.2 tm$$

$$M' = M'_1 + M'_2 = 211.6 + 332.6 = 544.3 tm$$

$$M'' = M''_1 + M''_2 = 178.6 + 280 = 458.6 tm.$$

B. Siły poprzeczne (rys. 2.) wyznaczyliśmy wykreślnie, również odpowiadające im siły wewnętrzne w krzyżulcach, wreszcie siły wewnętrzne w słupach, które uzyskujemy po odjęciu od odpowiedniej siły poprzecznej górnego ciężaru węzłowego z ciężaru własnego belki; tenże

$$\text{wynosi } \frac{4.41 - 1.5}{2} = 1.45 t.$$

*) Por. Podr. Teorii Mostów t. 1. str. 39 ról. 41).

Wyniki podajemy w następującej tabliczce:

Węzeł	I	II	III	IV	V	VI	VII
Siła poprzeczna Q	64·0	53·5	43·0	33·3	24·0	16·0	t
Siła w słupie V	64·0	62·5	52·0	41·5	31·8	22·5	14·5 t
Siła w zastrzale P	83·7	70·0	56·2	43·5	31·5	20·6	t

III. Obliczenie przekrojów.

1. Pasy.

a) Pas ciągniony. Część skrajną liczymy dla momentu w węźle V. Mamy zatem:

$$S = \frac{M}{h} = \frac{5443}{3\cdot6} = 155\cdot4 t, \text{ a na jedną belkę}$$

$$S' = \frac{S}{2} = 77\cdot7 t.$$

Ze względu na niedokładność połączeń pasów zniżamy na-tężenie dopuszczalne o 15 $\frac{0}{0}$, zatem

$$\tau = 85 - \frac{85}{100} \cdot 15 = 72 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{a więc } A = \frac{77700}{72} = 107\cdot9 \text{ cm}^2;$$

dla $h = 30 \text{ cm}$ mamy $b = 36 \text{ cm}$.

Część środkową liczymy dla momentu $M = 607\cdot2 \text{ tm}$.

$$S_1 = \frac{607\cdot2}{3\cdot6} = 168\cdot7 t$$

$$\text{a } S'_1 = \frac{168\cdot7}{4} = 42\cdot2 t$$

$$A = \frac{42200}{72} = 586 \text{ cm}^2; \text{ dla } h_1 = 18 \text{ cm} \text{ mamy } b_1 = 33 \text{ cm}.$$

Są to jednak wymiary pasa w przekroju niebezpiecznym po odciążeniu więć.

b) Obliczenie styku w pasie ciągnionym.

Wyliczone przedtem wysokości h i h_1 są to właściwie h' w przekroju I i h'_1 w przekroju III (t. 38. rys. 1.), albowiem w tych przekrojach zachodzi niebezpieczeństwo przerwania.

$$\text{Odstęp } a = \frac{30}{6} \times \frac{36}{33} \times \frac{72}{8} = 49 \text{ cm}$$

$$\text{a } l = 4a = 196 \text{ cm}$$

$$\text{Wysokość zęba } w = 49 \times \frac{8}{72} = 5\cdot4 \text{ cm}.$$

Poprawione wysokości belek są:

$$h = h' + 2w = 30 + 2 \cdot 5\cdot4 = 41 \text{ cm}$$

$$h_1 = h'_1 + 2w = 18 + 2 \cdot 5\cdot4 = 29 \text{ cm}.$$

c) Pas ciśniony.

Silę wewnętrzną w części skrajnej liczymy dla momentu w węźle IV:

$$S = \frac{M}{h} = \frac{458 \cdot 6}{3 \cdot 6} = 127 \cdot 4 t;$$

na jedną belkę zaś:

$$S' = \frac{S}{2} = 63 \cdot 7 t.$$

Natężenie dopuszczalne, zmniejszone o 15⁰/₁₀₀ wynosi

$$\tau = 75 - \frac{75}{100} \cdot 15 = 64 \text{ kg/cm}^2.$$

Mamy zatem ze względu na wyobczenie

$$A = \frac{S'}{\tau} \cdot \zeta = \frac{63700}{64} \cdot \zeta.$$

Dla $h = 40 \text{ cm}$ mamy $a = 0 \cdot 289 h = 11 \cdot 6 \text{ cm}$

$$\frac{l}{a} = \frac{300}{11 \cdot 6} = 25 \cdot 8; \quad \zeta = 1 \cdot 04,$$

$$A = \frac{63700}{64} \times 1 \cdot 04 = 1035 \text{ cm}^2,$$

stąd $b = \frac{1035}{40} = 26 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmiemy 28 cm ze względu na styk pasu z częścią środkową.

Dla części środkowej pasu górnego będzie siła wewnętrzna jak w pasie dolnym $S'_1 = 42 \cdot 2 t$, mamy więc dla $h = 28 \text{ cm}$

$$a = 0 \cdot 289 \times 28 = 8 \cdot 2 \text{ cm}; \quad \frac{l}{a} = 36 \cdot 8,$$

$$\zeta = 1 \cdot 14; \quad A = \frac{42200}{64} \times 1 \cdot 14 = 752 \text{ cm}^2,$$

$$b_1 = \frac{752}{28} = 27 \text{ cm}, \text{ zamiast czego przyjmiemy } 28 \text{ cm}.$$

d) Obliczenie styku w pasie ciśnionym.

Siła cisnąca rozkłada się tu na 3 zęby (rys. 7.), starając się je zgnieść. Na jeden ząb przypada zatem

$$P = \frac{42 \cdot 2}{3} = 14 \cdot 07 t.$$

$$\text{Wysokość zęba } w = \frac{14070}{28 \times 80} = 6 \cdot 2 \text{ cm}.$$

Ponieważ niema tu obawy ścięcia zębu, dajemy a mniejsze, niż w pasie ciągnionym, n. p. 40 cm .

Wyliczone wysokości belek pozostają niezmienione, a to dlatego, że możemy w nich wyciąć trzy zęby.

Ponieważ kliny, o których powiemy później, wpuszczone są w pasy na 4 cm, więc zbadać musimy, czy ze względu na ciśnienie (bez wyboczenia) przekrój w węzłach wystarcza. Tam, gdzie pas jest jednopiętrowy,

$$A = \frac{63700}{64} = 995 \text{ cm}^2, \text{ a gdy } b = 28 \text{ cm},$$

$$h' = 995 : 28 = 36 \text{ cm}, \text{ byłoby zatem } h = 36 + 2.4 = 44 \text{ cm}.$$

Należy więc przyjąć większą szerokość belki $b = 30 \text{ cm}$,
wtedy $h' = 995 : 30 = 33 \text{ cm}$, $h = 33 + 2.4 = 41 \text{ cm}$.

W środkowej części jest $A = \frac{42200}{64} = 659 \text{ cm}^2$, więc gdy $b = 28 \text{ cm}$, $h' = \frac{659}{28} = 23 \text{ cm}$. Jeżeli środkowy klin wpuszczony jest o 3 cm, to $h = 23 + 4 + 3 = 30 \text{ cm}$.

A zatem w pasie ciągnionym część skrajna będzie $2 \times \frac{41}{36} \text{ cm}$,
środkowa $4 \times \frac{20}{33} \text{ cm}$; w pasie ciśnionym część skrajna $2 \times \frac{41}{30}$,
środkowa $4 \times \frac{30}{28} \text{ cm}$.

2. Zastrzały.

Długość wolna wynosi, licząc między piętkami, $l_1 = 385 \text{ cm}$.
Zastrzały dajemy podwójne, zatem dla jednej belki przyjmujemy połowę siły.

Przedział I. $P = \frac{83.7}{2} = 41.85 \text{ t}$. Dla $h = 28 \text{ cm}$ mamy $a = 8.1 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = 47.5$, $\zeta = 1.29$.

$$A = \frac{41850}{75} \cdot 1.29 = 720 \text{ cm}^2; \quad b = \frac{720}{28} = 25 \text{ cm}.$$

Ponieważ tu b wypadło mniejsze niż h , więc musimy jeszcze raz liczyć. Przyjmijmy $h = 26 \text{ cm}$, to mamy $a = 7.5 \text{ cm}$,

$$\frac{l}{a} = \frac{385}{7.5} = 51.3, \quad \zeta = 1.36.$$

$$A = \frac{41850}{75} \cdot 1.36 = 759 \text{ cm}^2, \text{ stąd } b = \frac{759}{26} = 30 \text{ cm}.$$

Przedział II. $P = \frac{70.0}{2} = 35 \text{ t}$. Dla $h = 26 \text{ cm}$ mamy $a = 7.5 \text{ cm}$.

$$\frac{l}{a} = 51.3; \quad \zeta = 1.36, \quad A = \frac{35000}{75} \times 1.36 = 635 \text{ cm}^2, \quad b = \frac{635}{26} = 24 \text{ cm}.$$

Dla $h = 25 \text{ cm}$ jest $a = 7.2 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = 53.5$, $\zeta = 1.4$,

$$A = \frac{35000}{75} \cdot 1.4 = 653 \text{ cm}^2, \text{ stąd } b = \frac{653}{25} = 26 \text{ cm}.$$

Przedział III. $P = \frac{56 \cdot 2}{2} = 28 \cdot 1 t$; dla $h = 24 \text{ cm}$ mamy $a = 6 \cdot 9 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = 56$; $\zeta = 1 \cdot 44$. $A = \frac{28100}{75} \times 1 \cdot 44 = 540 \text{ cm}^2$,

$b = \frac{540}{24} = 23 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmujemy 24 cm .

Przedział IV. $P = \frac{43 \cdot 5}{2} = 21 \cdot 75 t$; dla $h = 21 \text{ cm}$ mamy $a = 6 \cdot 0$, $\frac{l}{a} = 64$, $\zeta = 1 \cdot 63$; $A = \frac{21750}{75} \times 1 \cdot 63 = 472 \text{ cm}^2$, $b = \frac{472}{21} = 23 \text{ cm}$.

Przedział V. $P = \frac{31 \cdot 5}{2} = 15 \cdot 75 t$; dla $h = 20 \text{ cm}$ mamy $a = 5 \cdot 78 \text{ cm}$, $\frac{l}{a} = 67$, $\zeta = 1 \cdot 70$; $A = \frac{15750}{75} \times 1 \cdot 7 = 357 \text{ cm}^2$; $b = \frac{357}{20} = 18 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmiemy $b = 20 \text{ cm}$.

Przedział VI. $P = \frac{20 \cdot 6}{2} = 10 \cdot 3 t$; dla $h = 16 \text{ cm}$ mamy $a = 4 \cdot 6$, $\frac{l}{a} = 84$, $\zeta = 2 \cdot 3$; $A = \frac{10300}{75} \times 2 \cdot 3 = 316 \text{ cm}^2$; $b = \frac{316}{16} = 20 \text{ cm}$.

3. Słupy.

Słupy dajemy podwójne w kierunku osi mostu; na jeden słup wypada więc połowa siły.

Słupa I. niema wcale.

Słup II. $V = \frac{62 \cdot 5}{2} = 31 \cdot 25 t$.

$A = \frac{31250}{85} = 368 \text{ cm}^2$; dla $b = 24$ mamy $h = 15 \cdot 4 \text{ cm}$.

Wielkość wcięcia można obliczyć w następujący sposób:

$$2w = \frac{31250}{80 \cdot 24} = \frac{31250}{1920} = 16 \cdot 4 \text{ cm}, w = 8 \cdot 2 \text{ cm}.$$

A więc po dodaniu $2 \times 8 \cdot 2 \text{ cm}$ na wcięcia otrzymamy $h = 15 \cdot 4 + 16 \cdot 4 = 32 \text{ cm}$.

Słup III. $V = \frac{52 \cdot 0}{2} = 26 t$; $A = \frac{26000}{85} = 306 \text{ cm}^2$;

dla $b = 24 \text{ cm}$ mamy $h = 12 \cdot 7 \text{ cm}$; dalej mamy $2w = \frac{26000}{80 \cdot 24} = 13 \cdot 5 \text{ cm}$, a więc po dodaniu wcięcia mamy $h = 12 \cdot 4 + 13 \cdot 5 = 26 \text{ cm}$.

Słup IV. $V = \frac{41 \cdot 5}{2} = 20 \cdot 75 t$.

$A = \frac{20750}{85} = 244 \text{ cm}^2$; dla $b = 24 \text{ cm}$ mamy $h = 10 \cdot 2 \text{ cm}$,

a zatem po dodaniu $2w = \frac{20750}{80 \cdot 24} = 10.8 \text{ cm}$ mamy $h = 21 \text{ cm}$.

$$\text{Słup V. } V = \frac{31.8}{2} = 15.9 t; \quad A = \frac{15900}{85} = 187 \text{ cm}^2;$$

dla $b = 24 \text{ cm}$ mamy $h = 7.8 \text{ cm}$, a po dodaniu $2w = \frac{15900}{80 \cdot 24} = 8.3 \text{ cm}$ na kliny otrzymamy $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{Słup VI. } V = \frac{22.5}{2} = 11.25 t; \quad A = \frac{11250}{85} = 132 \text{ cm}^2 \text{ dla } b = 24$$

mamy $h = 6 \text{ cm}$. Dalej mamy $2w = \frac{11250}{80 \cdot 24} = 5.9 \text{ cm}$, a więc po dodaniu wcięcia na kliny $h = 12 \text{ cm}$.

Słup VII. $V = \frac{14.5}{2} = 7.25 t; \quad A = \frac{7250}{85} = 86 \text{ cm}^2$, ponieważ wymiary wypadłyby zbyt małe, przeto pozostawimy je takie same, jak w słupie VI.

4. Przedłużenia słupów ponad pasy.

Zachodzi tu możliwość ścięcia słupa w dwu płaszczyznach, zatem

$$l = \frac{V}{2b\tau_2},$$

przyczem l jest szukaną długością, $b = 24 \text{ cm}$ szerokością słupa a $\tau_2 = 8 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Słup II. } l = \frac{31250}{2 \times 24 \times 8} = 81 \text{ cm}$$

$$\text{Słup III. } l = \frac{26000}{2 \times 24 \times 8} = 68 \text{ cm}$$

$$\text{Słup IV. } l = \frac{20750}{2 \times 24 \times 8} = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Słup V. } l = \frac{15900}{2 \times 24 \times 8} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Słup VI. } l = \frac{11250}{2 \times 24 \times 8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Słup VII. } l = \frac{7250}{2 \times 24 \times 8} = 20 \text{ cm.}$$

5. Obliczenie klinów.

Ścięcie klina może nastąpić:

1. w dwóch płaszczyznach prostopadłych do włókien klina, na szerokość wcięcia w ,
2. w płaszczyźnie równoległej do włókien, na szerokość słupa.

Przyjmując natężenie dopuszczalne na ścinanie prostopadłe do włókien $\tau_1 = 28 \text{ kg/cm}^2$, a równoległe do włókien $\tau_2 = 8 \text{ kg/cm}^2$, mamy równanie

$$V = 2(b h \tau_2 + 2 w h \tau_1)$$

$$\text{stad } h = \frac{V}{2(b \tau_2 + 2 w \tau_1)}$$

$$\text{Węzeł II. } V = 31 \cdot 25 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 8 \cdot 2 \text{ cm}$$

$$h = \frac{31250}{2(24 \times 8 + 2 \times 2 \cdot 8 \times 28)} = 24 \text{ cm; } b = 1 \cdot 7, h = 41 \text{ cm}$$

$$\text{Węzeł III. } V = 26 \cdot 0 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 6 \cdot 8 \text{ cm}$$

$$h = \frac{26000}{2(24 \times 8 + 2 \times 6 \cdot 8 \times 28)} = 23 \text{ cm; } b = 2 h = 46 \text{ cm.}$$

$$\text{Węzeł IV. } V = 20 \cdot 75 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 5 \cdot 4 \text{ cm,}$$

$$h = \frac{20750}{2(24 \times 8 + 2 \times 5 \cdot 4 \times 28)} = 21 \text{ cm; } b = 2 \cdot 2 h = 46 \text{ cm.}$$

$$\text{Węzeł V. } V = 15 \cdot 9 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 4 \cdot 2 \text{ cm,}$$

$$h = \frac{15900}{2(24 \times 8 + 2 \times 4 \cdot 2 \times 28)} = 19 \text{ cm; } b = 2 \cdot 4 h = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Węzeł VI. } V = 11 \cdot 25 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 3 \cdot 0 \text{ cm,}$$

$$h = \frac{11250}{2(24 \times 8 + 2 \times 3 \times 28)} = 16 \text{ cm; } b = 2 \cdot 7 h = 43 \text{ cm,}$$

$$\text{Węzeł VII. } V = 7 \cdot 25 \text{ t; } b = 24 \text{ cm; } w = 1 \cdot 9 \text{ cm,}$$

$$h = \frac{7250}{2(24 \times 8 + 2 \times 1 \cdot 9 \times 28)} = 12 \cdot 2 \text{ cm; } b = 4 h = 49 \text{ cm.}$$

Wymiary klinów, jak widzimy, wypadają znaczne. Zmniejszyć by je można przez powiększenie głębokości wcięcia lub przez zastosowanie podkładek blaszanych.

§. 117. Obliczenie tymczasowego mostu kolejowego z belkami układu Howe'a.

(Tabl. 19, 20, 54, 55).

Rozpiętość belki $l = 21 \text{ m}$. Szerokość mostu w świetle $4 \cdot 2 \text{ m}$, wysokość belki 2 m , odstęp węzłów $1 \cdot 5 \text{ m}$. Pomost dołem, poprzecznicę w węzłach.

Obciążenie. Jako ciężar ruchomy (t. 54 rys. 1.) przyjmujemy dwa parowozy z jaszczykami o ciężarze osi parowozu 12 t a osi jaszczyka $4 \cdot 33 \text{ t}$, (rozp. minist. z r. 1887 §. 3 h) 1).

I. Obliczenie pomostu.

1. Dylina. Liczymy ją na obciążenie tłumem ludzi, któryto ciężar wynosi $0 \cdot 115 \text{ t/m}$ dyliny. Jeżeli jednak kilku ludzi stanie na jednym dylu, to może być obciążenie większe, dlatego przyjmujemy

zwykle z uwzględnieniem ciężaru dyliny $g=0.17\text{ t/m}$ (Por. Teor. Most. I. str. 11).

Odstęp punktów podparcia dyliny równy odstępowi poprzecznie wynosi 1.5 m , zatem

$$M = \frac{1}{8} 0.17 \times 1.5^2 = 0.048\text{ tm}$$

dla $h=25\text{ cm}$ mamy

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 4800}{25 \times 90}} = 4\text{ cm.}$$

W rysunku widzimy grubość za wielką $c=8\text{ cm}$.

2. Podłużnica. Liczymy ją jako belkę w dwu punktach podpartą. Odstęp punktów podparcia równy odstępowi węzłów wynosi 1.5 m . Moment wywołany ciężarem ruchomym wynosi dla koła ustawionego w środku

$$M_p = \frac{1}{4} 6 \cdot 1.5 = 2.25\text{ tm.}$$

Ciężar własny podłużnicy wynosi wedle rów. 35) $g' = \frac{1}{2} (22 + 39 \cdot 1.5) = 40\text{ kg/m}$, do tego ciężar szyny i połączników 30 kg/m , zatem $g = 40 + 30 = 70\text{ kg/m} = 0.07\text{ t/m}$.

Moment wywołany tym ciężarem wynosi

$$M_g = \frac{1}{8} 0.07 \times 1.5^3 = 0.02\text{ tm,}$$

a więc jest tak mały, że możnaby go zupełnie opuścić. Wreszcie otrzymamy:

$$M = M_p + M_g = 2.27\text{ tm,}$$

Dla $b=25\text{ cm}$ otrzymujemy:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 227000}{25 \times 90}} = 25\text{ cm.}$$

3. Poprzecznicę. Rozpiętość jej teoretyczna wynosi $l=4.2 + 0.10\text{ m}$ po dodaniu po 5 cm z obu stron, ponieważ przyjmujemy punkt podparcia 5 cm odległy od krawędzi belki pasowej, uwzględniając w ten sposób możliwość zgniecenia krawędzi pasu przez ugiętą poprzecznicę. Moment dla ciężaru ruchomego wyznaczmy dla kół parowozu, ustawionych na poprzecznicy, przyczem jednak uwzględnić musimy wpływ kół sąsiednich.

Jak odnośny rysunek (t. 52 rys. 4.) wskazuje, ciśnienie na poprzecznicę

$$P = 6 + 2 \times \frac{6 \times 0.3}{1.5} = 8.4\text{ t.}$$

Moment tym ciężarem wywołany będzie

$$M_p = 8.4 \times 1.4 = 11.76\text{ tm.}$$

Ciężar stały, działający na poprzecznicę, jestto ciężar dyliny, podłużnic z szynami i samej poprzecznicy. Otrzymamy najprzód ciężar dyliny 4 cm grubej 36 kg/m^2 , więc dla $1.5 \times 3.7 = 5.55\text{ m}^2$ $g = 0.20\text{ t}$.

Ciężar podłużnicy $2.5 \times 2.5 \times 10 \times 8 = 54\text{ kg/m}$, szyny 30 , razem 84 kg/m , dla dwu podłużnic na 1.5 m $g = 2 \times 1.5 \times 84 = 250\text{ kg} = 0.25\text{ t}$. Ciężar poprzecznicy wedle 37) $G = 53.4 (1.5 + 3.31) 4.3 - 95.6 (1.5 + 3.7) = 597\text{ kg}$, do tego na śruby 3% , więc 18 kg , razem $615\text{ kg} = 0.62\text{ t}$.

36 - 555

180

120

Cały ciężar zatem wynosi $g=0.20+0.25+0.62=1.07 t$ na całą poprzecnicę, a zatem $0.25 t/m$ poprzecznicę. Moment ciężarem stałym wywołany wynosi

$$M = \frac{1}{8} 0.25 \times 4.3^2 = 0.58 tm.$$

Moment wypadkowy zatem wynosi $M = M_p + M_g = 12.34 tm.$

Wobec tak wielkiego momentu musimy użyć jako poprzecznicę dźwigaru złożonego, przyjmiemy mianowicie belkę klinowaną i tak otrzymamy wedle rów. 115. (zeszyt I) dla $b=h$ przyczem przyjmujemy τ zmniejszone, mianowicie $\tau=70 kg/cm^2$ (Most. drewn. I str. 66)

$$h = 2.42 \sqrt[3]{\frac{1234000}{70}} = 63 cm,$$

a stąd $b=h'=0.476 h=30 cm$, a zatem wymiary belek składających poprzecnicę są $\frac{30}{30} cm$.

Obliczenie klinów w poprzecznicę. Sposobem znanym ze statyki wyznaczyliśmy siły poprzeczne dla poszczególnych punktów belki, a następnie podług wzoru $c = \frac{b d h z}{\mu Q}$ *) odstępów klinów, przyczem $z=60 kg/cm^2$; $d=0.13 h'=4 cm$; $\mu=1.497$ i podajemy wyniki w następującej tabliczce:

Dla	$x=0$	0.5	1.0	1.5	$2.0 m$
	$Q=8.94$	8.81	8.69	0.16	$0.04 t$
	$c=34$	34	35	$1890 cm$	

Dalej musi być dla klinów pochyłych

$$c \cong \frac{2}{\tau_2} d = \frac{60}{8} \cdot 4 = 30 cm. \text{ Musimy więc tu użyć klinów pochyłych,}$$

a wtedy τ_2 będzie mniejsze niż $8 kg/cm^2$.

Rozkład klinów wyznaczyliśmy wykreślnie (rys. 5).

Szerokość klina $b_1=6 d=24 cm$. Ciężar poprzecznicę wynosi

$$G = 0.30 \times 0.63 \times 0.75 \times 5.2 = 0.74 tm.$$

4. Tężniki przyjmujemy o wymiarach $\frac{20}{20} cm$, podobnie podciagi o wymiarach $\frac{24}{28} cm$, zastrzały zewnętrzne $\frac{20}{22} cm$, a ciężar tych elementów, wyliczony na m. b. szerokości mostu, wynosi

$$g_4 = 0.55 t/m.$$

Całkowity ciężar, przypadający na jeden węzeł, wynosi

$$G_1 = 0.10 + 0.13 + 0.37 + 0.42 = 1.02 t.$$

W przybliżeniu wyznaczmy teraz ciężar belki głównej.

W pierwszym przybliżeniu otrzymamy z rów. 59) ciężar całego mostu:

$$g = \frac{0.04574 \cdot 21 + 0.000326 \cdot 21^2 + 0.9 + 0.01 \cdot 2}{1 - 0.0071 \cdot 21} = 2.04 t/m^2$$

$$\text{Dokładniej mamy teraz dla jednej belki, gdy } g = \frac{2.04 + 5.14}{2} =$$

8) Por. Zeszyt I. str. 72, rów. 137).

$$= 3.59 \text{ t/m dla pasów a } q' = \frac{2.04 + 6.02}{2} = 4.03 \text{ t/m dla kraty, cięŜar}$$

$$\text{pasów } g_1 = 0.00052 \cdot \frac{3.59 \cdot 21^2}{2} = 0.41 \text{ t/m, cięŜar kraty } g_2 = 0.0024 \cdot 21$$

(1.02 + 1.24 · 3.02) = 0.24 t/m, zatem cięŜar całkowity jednej belki $g' = 0.41 + 0.24 = 0.65 \text{ t/m}$, a więc cięŜar węzłowy $G_2 = 0.65 \times 1.5 = 0.97 \text{ t}$. Dodajmy cięŜary węzłowe G_1 i G_2 , a otrzymamy cięŜar węzłowy wskutek cięŜaru stałego $G = 1.02 + 0.97 = 1.99 \text{ t}$.

Na odnoŝnej tablicy (rys. 6) wyznaczone styki wskazują, ŝe styk najbliŝszy ŝrodka belki jest o 9.45 m odległy od podpory, a zatem o 1.05 m od ŝrodka belki.

II. Obliczenie momentów i sił poprzecznych w belce głównej.

A. Momenty.

1. Moment wywołany cięŜarem stałym, liczony na podstawie cięŜarów węzłowych, wynosi w ŝrodku belki

$$M_1 = O_1 \cdot 10.5 - 6 P \cdot 1.5 \times 3.5 = 12.93 \times 10.5 - 6 \times 1.99 \times 1.5 \times 3.5 = 73.1 \text{ tm,}$$

wykreŝnie 73.2 tm (rys. 2). Dla węzła 6 otrzymamy:

$$M'_1 = O_1 \times 9.0 - 5 P \cdot 1.5 \times 3 = 12.93 \times 9 - 15 \cdot 1.5 \times 1.99 = 71.6 \text{ tm,}$$

wykreŝnie to samo.

2. Moment skutkiem cięŜaru ruchomego wyznaczony wykreŝnie (rys. 1) wynosi dla ŝrodka belki $M_2 = 132.5 \text{ tm}$, a w węźle 6.

$$M'_2 = 129.5 \text{ tm,}$$

Liczebnie otrzymamy dla ŝrodka, gdy drugie koło parowozu stoi na przekroju,

$$M = 21.5 \times 10.5 - 12.5 \times 6.9 - 6.12 = 132.3 \text{ tm.}$$

Dla węzła 6 otrzymamy, gdy znów 2. koło parowozu będzie stało na przekroju,

$$O_1 = \frac{18 \times 11.7 + 12.5(18.6 + 4.8)}{21} = 23.96 \text{ t,}$$

$$\text{zatem } M = 23.96 \times 9.3 - 12.5 \times 6.9 - 6.12 = 129.4 \text{ tm,}$$

więc momenty wypadkowe są:

$$M = 73.1 + 132.3 = 205.4 \text{ tm}$$

$$M' = 71.6 + 129.4 = 201.0 \text{ tm.}$$

B. Siły poprzeczne.

Wielkoŝ ich wyznaczyliŝmy wykreŝnie (rys. 2. i 3.) i znaleŝliŝmy siły poprzeczne wypadkowe, oraz nateŝenia w krzyŝulcach im odpowiednie. Siły w słupach pionowych otrzymamy, odejmując od siły poprzecznej w danym węźle cięŜar węzłowy górny t. j. połowę cięŜaru węzłowego, pochodzącego od cięŜaru własnego belki, zatem 0.48 t. Wyniki uzyskane podajemy w następującem zestawieniu:

	Węzeł	0	1	2	3	4	5	6
Siła poprzeczna	ciężar własny	12·9	10·9	8·0	7·0	5·0	3·0	1·0
	" ruchomy	26·8	23·0	19·5	16·5	13·8	11·9	9·6
Siła wewnętrzna	w krzyżulcach	40·6	42·4	35·5	29·4	23·5	18·6	13·2
	" w słupach	20·1	20·5	33·4	27·9	23·0	18·3	14·4

III. Obliczenie przekrojów.

1. Pasy.

Pas górny. Narażony jest na wyboczenie, styku w nim nie uwzględniamy, przekrój liczymy jako złożony z trzech belek. Dla przedziału 67 pasu górnego uwzględniamy moment w węźle 6, więc dla momentu w środku

$$S = \frac{M}{h} = \frac{201 \cdot 0}{2} = 100 \cdot 5 t,$$

zatem dla jednej belki

$$S_1 = \frac{S}{3} = 33 \cdot 5 t.$$

Natężenie dopuszczalne obniżamy z powodu, że tu krzyżulce połączone są z pasem mimośrodkowo o 20%, zatem $\tau = 95 - 19 = 76 \text{ kg/cm}^2$, a stąd mamy

$$A = \frac{33500}{76} \times \zeta.$$

Przyjmując $h = 20 \text{ cm}$, mamy

$$a = 0 \cdot 289 \times 20 = 5 \cdot 8 \text{ cm}; \quad \frac{l}{a} = \frac{150}{5 \cdot 8} = 26; \quad \zeta = 1 \cdot 05;$$

$$A = \frac{33500}{76} \cdot 1 \cdot 05 = 463 \text{ cm}^2;$$

$$b = \frac{463}{20} = 23 \cdot 1 \text{ cm},$$

zamiast czego przyjmiemy 24 cm. Jeżeli liczyć będziemy tylko na ciśnienie, uwzględnimy jednak także wcięcie 3 cm głębokie, to

$$A = \frac{33500}{76} = 441 \text{ cm}^2; \text{ więc dla}$$

$$b = 20 \text{ cm} \quad h = \frac{441}{20} + 3 = 22 \cdot 4 + 3 \text{ cm} = 25 \cdot 1 \text{ cm}.$$

Tu więc obliczenie na samo ciśnienie z uwzględnieniem wcięć jest niekorzystniejsze, przyjmiemy więc $20 \frac{1}{26} \text{ cm}$.

Pas dolny jest ciągniony, styk tu uwzględniamy w przedziale 67, zatem moment wprowadzamy w środku belki; a liczymy dwie belki pasowe.

$$S = \frac{M'}{h} = \frac{205 \cdot 4}{2} = 102 \cdot 7 t$$

$$S' = \frac{S}{2} = 51 \cdot 35 t.$$

Zmniejszając natężenie dopuszczalne o 20%₀ otrzymamy

$$\tau = 105 - 21 = 84 \text{ kg/cm}^2,$$

a stąd

$$A = \frac{S'}{\tau} = \frac{51350}{84} = 611 \text{ cm}^2.$$

Przyjmując $h = 20 \text{ cm}$, mamy

$$b = \frac{611}{20} + 3 \text{ cm} = 30 \cdot 5 + 3 = 34 \text{ cm}.$$

2. Krzyżulce w belce Howe'a są ciśnione, zastrzały dajemy podwójne, odstrzały pojedyncze o tych samych wymiarach; liczymy zaś je na wyboczenie w płaszczyźnie prostopadłej do belki, przyjmując długość wolną równą teoretycznej długości krzyżulca. Gdybyśmy liczyli w płaszczyźnie belki, to długość wolna równałaby się połowie długości krzyżulca. Przekonamy się poniżej, że wypadek pierwszy jest niebezpieczniejszy.

Przedział I.

$$P = \frac{49 \cdot 6}{2} = 24 \cdot 8 t;$$

dla $h = 20 \text{ cm}$ mamy $a = 5 \cdot 8 \text{ cm}$; długość wolna między klockami $l = 2 \text{ m}$,

$$\frac{l}{a} = \frac{200}{5 \cdot 8} = 35; \zeta = 1 \cdot 12$$

$$A = \frac{24800}{95} \times 1 \cdot 12 = 29 \cdot 2 \text{ cm}^2;$$

$b = 15 \text{ cm}$, zatem $h = 20 \text{ cm}$, przyczem b liczymy w płaszczyźnie belki, h w płaszczyźnie prostopadłej. Dla wyboczenia w płaszczyźnie belki jest $l = 1 \text{ m}$, $a = 15 \times 0 \cdot 289 = 4 \cdot 33$, więc $\frac{l}{a} = 23$, $\zeta = 1 \cdot 04$, więc jeszcze mniejsze. Zatrzymajmy zatem $20 \frac{2}{15} \text{ cm}$.

Przedział II.

$$P = \frac{42 \cdot 4}{2} = 21 \cdot 2 t;$$

dla $h = 18 \text{ cm}$ mamy $a = 0 \cdot 289 \times 18 = 5 \cdot 2 \text{ cm}$;

$$\frac{l}{a} = 40, \zeta = 1 \cdot 18;$$

$$A = \frac{21200}{95} \times 1 \cdot 18 = 264 \text{ cm}^2;$$

$$b = \frac{264}{18} = 15 \text{ cm}.$$

Przedział III.

$$P = \frac{35.5}{2} = 17.75 \text{ ton}; \text{ dla } h = 15 \text{ cm} \text{ mamy } a = 0.289 \times 15 = 4.3 \text{ cm};$$

$$\frac{l}{a} = \frac{2000}{43} = 47; \quad \zeta = 1.28;$$

$$A = \frac{17750}{95} \times 1.28 = 239 \text{ cm}^2;$$

$$b = \frac{345}{15} = 16 \text{ cm}.$$

Przedział IV.

$$P = \frac{29.4}{2} = 14.7 \text{ t}; \text{ dla } h = 14 \text{ cm} \text{ mamy } a = 0.289 \times 14 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{a} = 50; \quad \zeta = 1.33$$

$$A = \frac{14700}{95} \times 1.33 = 206 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{206}{14} = 15 \text{ cm}.$$

Przedział V.

$$P = \frac{23.5}{2} = 11.75 \text{ ton}; \text{ dla } h = 14 \text{ cm} \text{ mamy } a = 0.289 \times 14 = 4 \text{ cm};$$

$$\frac{l}{a} = 50; \quad \zeta = 1.33;$$

$$A = \frac{11750}{95} \times 1.33 = 165 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{165}{14} = 12 \text{ cm}.$$

W dalszych przedziałach pozostawiamy wymiary przedziału V. Wysokość h mierzymy w płaszczyźnie belki kratowej.

3. Obliczenie śrub.

Ponieważ śrub mamy dwie w każdym węźle, więc przyjmujemy połowę siły dla jednej. Napięcie przyjmujemy jako dla mostu tymczasowego $\tau = 800 + 2l = 842 \text{ kg/cm}^2$ i liczymy podług wzoru

$$d = \sqrt{\frac{2P}{\pi \tau}} = 0.0275 \sqrt{P}, \text{ jeżeli } P \text{ wstawimy w kg, i otrzymujemy}$$

Węzeł	0	1	2	3	4	5	6	7
Siła P	49.95	39.2	33.4	27.9	23.0	18.6	14.4	13.2 t
d_1	6.2	5.4	5.0	4.6	4.2	3.8	3.3	3.2 cm.

Zauważyć tu należy, że wyrachowane d_1 odnoszą się do przekroju pełnego, gdyż gwinty są nasadzone.

200 + 2l

4. Obliczenie narożnika.

Liczmy go na wyboczenie, a ponieważ składa on się z dwóch belek, więc na jedną z nich przypadnie

$$P = \frac{20 \cdot 1}{2} = 10 \cdot 5 \text{ ton};$$

przyjmując $b = 18 \text{ cm}$, mamy $a = 0 \cdot 289 \times 18 = 5 \cdot 2 \text{ cm}$;

$$\frac{l}{a} = 38 \cdot 6; \quad \zeta = 1 \cdot 16;$$

$$A = \frac{10050}{60} \times 1 \cdot 16 = 192 \text{ cm}^2$$

$$h = \frac{192}{18} = 11 \text{ cm};$$

zamiast tego przyjmiemy jednak $18/18 \text{ cm}$

D. Mosty rozporowe, wieszarowe i łukowe.

XIII. Ustrój mostów rozporowych, wieszarowych i łukowych.

§. 118. Rozmaite ustroje.

Belki, działające nawet przy obciążeniu pionowem na podpory w kierunku ukośnym i dążące do ich oddalenia, nazywamy belkami rozporowemi lub rozpornicami *). Belki takie (t. 64 r. 1, 3) dadzą się też użyć jako belki główne mostów drewnianych mniejszych rozpiętości. Umieszczamy je pod pokładem, co jednak wymaga znacznej wysokości ustroju. Jeżeli mamy taką wysokość znaczną do rozporządzenia, to umieszczenie rozpornic pod pomostem jest o tyle korzystnem, że pomost chroni belki od deszczu, co zapewnia im dłuższą trwałość.

Jeżeli z powodu małej rozporządzalnej wysokości ustroju nie możemy umieścić rozpornic pod pomostem, wtedy umieszczamy je wyżej i zawieszamy pomost na belkach głównych (t. 69 i 70).

Mosty takie nazywamy niewłaściwie wieszarowymi, (n. *Hängwerkbrücke*), ze względu na zawieszenie pomostu, ale wła-

*) Porów. Podr. Statyki Budowli str. 211.

ściwie są to także mosty rozporowe, u których parcie poziome zniesiono belką prostą.

Nareszcie jeżeli pomost umieścimy w połowie wysokości rozpornicy tak, że część jej leży niżej pomostu, część zaś wystaje nad pomost, który na pewnej długości jest zawieszony, to mosty takie nazywamy rozporowo wieszarowymi (n. *Hängsprengwerkbrücke*) (t. 81 r. 9a, 9b).

Rozpornica składać się może tylko z belki poziomej i dwu zastrzałów, nazywamy ją wtedy rozpornicą trójkątną (n. *einfacher Sprengwerkträger*) (t. 81 r. 11). Jeżeli belkę poziomą podpierają dwa zastrzały, rozparte rozporą, mamy wtedy rozpornicę trapezową (n. *doppelter Sprengwerkträger*) (t. 65 r. 3).

Główne belki rozporowe umieszczamy zwykle, jeżeli pomost znajduje się u góry w odstępnie 1.5m do 2.0m przy mostach drogowych (t. 68 r. 3), przy mostach kolejowych podpieramy każdy tor najczęściej dwiema belkami (t. 79 r. 1b).

Jeżeli belki wystają nad pomost, to zwykle używamy tylko dwu belek głównych (t. 70 r. 3).

§. 119. Rozpornica trójkątna.

Rozpornica trójkątna, używana dla rozpiętości 4 do 6m, składa się z belki poziomej, podpartej dwoma zastrzałami (n. *Strebe*) w środku rozpiętości (t. 82 r. 11). Belka pozioma spoczywa oprócz tego na ławach lub też na oczepach jarzma lub przyczółka drewnianego.

Najkorzystniejsze nachylenie zastrzałów jest, jak to się łatwo da udowodnić, pod kątem 45° do poziomu; nigdy kąt ten nie powinien być mniejszy niż 25° , bo inaczej parcie poziome staje się bardzo wielkiem. Jeżeli rozpornica opiera się o jarzmo, to kąt ten nie powinien być mniejszym, niż 45° , czasem w celu zmniejszenia parcia przyjmujemy kąt większy niż 45° (t. 66 r. 1). Połączenie zastrzałów z belką poziomą może być rozmaite, albo zapomocą zetknięcia prostego (t. 81 r. 1) podciągu z czopami (t. 81 r. 2a) albo przy mostach stałych trzewika z żelaza lanego (t. 81 r. 2b), który łączymy śrubami z belką poziomą, a którego policzki utrzymują zastrzały w należytem położeniu.

Co się tyczy ustroju stopy zastrzałów rozróżnić musimy, czy zastrzały opierają się o mur czy też o słupy drewniane. W pierwszym wypadku możemy włożyć stopę w mur (rys. 3a),

co jednak użytemby być mogło tylko przy budowlach tymczasowych, bo stopa łatwo wtedy gnije wskutek wilgoci, albo co lepiej, używamy trzewika żelaznego (rys. 3*b*), przez którego otwory spływa woda, a dostaje się powietrze.

Lepiej jest, jeżeli oprzemy stopę zastrzału o ukośną powierzchnię ciosu (rys. 3*c*) pokrytą cynkową blachą, a jeżeli mur jest ceglany, wstawiamy w mur dębową ławę, o którą zastrzały opieramy łącząc czopami (r. 3*d*); ława taka rozkłada zarazem ciśnienie na większą powierzchnię.

Jeżeli zastrzał opiera się o słup, to albo wpuszczamy zastrzał w słup i łączymy go śrubą (r. 4*a*), albo połączenie następuje zapomocą trzewika żelaznego (r. 4*b*). Jeżeli chodzi o jarzmo skrajne, to musimy je w tem miejscu rozeprzeć, jeżeli zaś o jarzmo środkowe, to zwykle wpuszczamy zastrzały w słup i podpieramy je belkami poziomymi (t. 68 r. 3*a*, t. 81 r. 4*c*).

Z powodu wielkiej wysokości ustroju na podporach rozpornica trójkątna daje się użyć tylko przy wiaduktach i rusztowaniach, gdzie mamy wielką wysokość do rozporządzenia.

§. 120. Rozpornica trapezowa.

Rozpornica trapezowa składa się z belki poziomej i dwu zastrzałów połączonych rozporą (n. *Spannriegel*). Rozpornica trapezowa używa się dla rozpiętości od 8 do 12*m*. Dla połączenia poprzecznego umieszcza się zwykle w punktach *C* i *D* (t. 87 r. 1) belki poprzeczne i to albo między rozporą a belką poziomą (t. 77 rys. 1), albo między rozporą a zastrzałem (t. 80 rys. 1) albo pod rozporą, co jest najmniej korzystnem. Zastrzał łączymy z rozporą albo zapomocą czopa i klamer (t. 77 r. 2), albo też zapomocą trzewika żelaznego (t. 83 r. 1).

Rozporę łączymy z belką poziomą, śrubami a czasem i wkładkami, ażeby zapobiedz jej wyboczeniu. Możliwem to jest jednak tylko wtedy, gdy rozpora przylega do belki, a więc nie da się to zrobić, jeżeli belkę poprzeczną umieścimy między rozporą a belką poziomą. Aby zapobiedz uginaniu się belki poziomej, czasem ustalano dawniej węzły w *C* i *D*, wypełniając kąty (t. 65 r. 3), czego jednak obecnie się nie robi, bo ugięcie to i tak jest małe i nieszkodliwe.

Jeżeli dla mostów drogowych użyjemy mniej rozpornic, niż ich potrzeba ze względu na podparcie dyliny, to wsta-

wiamy między rozpornice jeszcze podłużnice, które muszą się opierać na belkach poprzecznych, przytwierdzonych do rozpornic, lub też kładziemy na rozpornice poprzecznice a na nie podłużnice (t. 76 r. 1).

Zastrzały pracują na wyboczenie; ażeby je steńczyć a względnie zmniejszyć długość wolną, łączymy środki zastrzałów ukośnemi podwójnemi kleszczami z belką poziomą (t. 80 r. 1). Jeżeli okazuje się potrzeba tężników poziomych, kładziemy je na rozpory (t. 77 r. 1) i na zastrzały (t. 80 r. 2).

§. 121. Rozpornica wielokrotna.

Dla większych rozpiętości 12 do 28m potrzeba podeprzeć belkę poziomą w więcej, niż czterech punktach, dlatego robimy więcej, 4 lub 6 zastrzałów, a rozpornica taka nazywa się wielokrotną (n. *zusammengesetzter Sprengwerksträger*) (t. 67 r. 1). Punkty podparcia belki znajdują się w odstępach 2 do 4m. Właściwie powinna być dla każdej pary zastrzałów osobna rozpora (r. 1); zamiast tego urządzamy często tylko jedną rozpore środkową, a dolne pary zastrzałów wpuszczamy w belkę poziomą (t. 77 r. 2) albo też skrajne zastrzały opieramy o siodełka (t. 64 r. 1).

Zastrzały mogą być albo równoległe (t. 64 r. 1), których stopy zatem znajdują się w rozmaitej wysokości, albo też wychodzą wszystkie z jednego punktu, a wtedy nachylenie ich jest różne (t. 73 r. 2), nareszcie czasem przy różnych nachyleniach stopy zastrzałów są w różnej wysokości (t. 73 r. 1).

Przy mostach stałych opieramy stopy zastrzałów o trzewiki żelazne. Jeżeli kilka zastrzałów wychodzi z jednego punktu, dajemy wspólny trzewik z odpowiedniami żebrami i rowkami, aby woda mogła odpłynąć (t. 79 r. 1 a i 5).

§. 122. Wieszar trójkątny.

Ze względu na małą stałość wieszarów przeciw siłom poziomym, przyjmuje się wysokość ich zwykle nie większą, niż 1.5m. A że kąt nachylenia zastrzałów do poziomu nie powinien być mniejszym, niż 23° , zatem największa rozpiętość wieszaru trójkątnego będzie $l = 2 \times 1.5 \times \sin 23^\circ = 7m$.

Wieszar trójkątny składa się z belki poziomej, która jest tutaj ścięgnem (n. *Spannbalken*), z dwu zastrzałów i drewnia-

nego (t. 82 r. 5a) lub żelaznego słupa wiszącego (n. *Hängesäule, Hängestange*) (t. 82 r. 6a).

Stopę zastrzału łączymy z belką poziomą albo zapomocą wrębu albo też trzewika żelaznego (t. 82 r. 6a). Jeżeli słup wiszący jest drewniany, wtedy wpuszczamy zastrzały w słup i łączymy jeszcze czopem, przyczem słup wiszący przedłuża się po nad punkt przecięcia się zastrzałów (r. 5) albo też, co gorzej, nie przedłużając słupa, łączymy zastrzały ze słupem żelaznymi klamrami. Wygodniejsze jest połączenie, jeżeli słup jest podwójny i obejmuje zastrzały (r. 8d) stykające się tępo. Gorszem jest już połączenie podobne zapomocą dwu drewnianych łubków, którymi obejmujemy zastrzały (r. 7a i b). Jeżeli słup wiszący jest żelazny, a więc pręt okrągły, to połączenie zastrzałami może być tylko zapomocą trzewika żelaznego (t. 82 r. 6).

Słup wiszący drewniany łączymy z belką zapomocą żelaznej opaski, podtrzymującej belkę i przyśrubowanej do słupa (t. 82 r. 7c i d). Można także przytwierdzić śrubami dwa pręty żelazne, zakończone u dołu śrubami, podtrzymujące płytę żelazną, na której opiera się belka (r. 7g i h). Jeżeli słup jest podwójny, to obejmuje belkę, przyczem musi być należycie przedłużony (r. 7e i f).

§. 123. Wieszar trapezowy.

Dla nieco większych rozpiętości od 6 do 9m używa się wieszaru trapezowego, różniącego się od poprzedniego tem, że posiada on dwa słupy wiszące, podpira więc belkę w dwu punktach pośrednich, a słupy te połączone są rozporą. Połączenia słupa wiszącego z belką i zastrzałem są takie same, jak dla wieszaru trójkątnego. Z powodu większych sił tu działających połączenie zastrzału z belką przedstawia większe trudności. Aby belki zanadto nie osłabiać, dodaje się na końcu drugą krótką belkę, połączoną zębami lub klinami i opiera się o nią zastrzał (t. 70 r. 4).

Wieszar trapezowy jest belką chwiejną, dla stężenia go potrzeba koniecznie użyć w środkowym przedziale zastrzałów, które wycinamy do połowy w punkcie przecięcia się i łączymy śrubami.

Dla większych nieco rozpiętości używamy wieszaru złożonego, składającego się z wieszaru trójkątnego i trapezowego (t. 70 r. 1) tak, że trzy słupy podpierają belkę w odstępach 3

do 4 m. Dla lepszego usztywnienia wieszaru umieszczono tu na rozporze na całej długości wieszaru belkę poziomą.

§. 124. Belki rozporowo-wieszarowe.

Ażeby uzyskać więcej punktów podparcia dla belki poziomej, jeżeli rozpiętość wynosi 10 do 15 m, używa się belek rozporowo-wieszarowych, których zastrzały opierają się stopami o przyczółki poniżej belki poziomej, wierzchołki ich jednak leżą powyżej belki i podtrzymują jeden lub dwa słupy wiszące (t. 82 r. 9).

Jeżeli chcemy podeprzeć belkę co 3 m, to dla rozpiętości do 12 m wystarczy belka rozporowo-wieszarowa trójkątna, do 15 m trapezowa. Połączenia poszczególnych prętów są tu takie same, jak poprzednio omawiane, chodzi tu jeszcze tylko o przecięcie się zastrzałów z belką poziomą. Połączenie to może być tego rodzaju, że wycinamy belkę i zastrzał najczęściej do $\frac{2}{3}$ grubości. Jeżeli takie wycięcie zanadto osłabiło zastrzały, to dajemy belki podwójne węższe, które nieco wpuszczamy w zastrzały i słupy wiszące.

§. 125. Rozpornice, wieszary i belki rozporowo-wieszarowe wzmocnione i wieloboczne.

Dla większych rozpiętości, niż 15 m, okazuje się potrzeba wzmocnienia rozpornic, wieszarów i belek rozporowo-wieszarowych o tyle, że odstęp punktów podparcia przyjmuje się większy, a za to belka pozioma, a czasem i zastrzały, są to belki złożone, klinowane lub zazębione (t. 75 r. 3, t. 79 r. 1).

Dla większych rozpiętości w celu uzyskania więcej punktów podparcia urządza się połączenie kilku wieszarów, a stopy niektórych z nich nie sięgają do podpór, lecz opierają się o silną belkę poziomą (t. 75 r. 5). Jeżeli przytem przyjmiemy większą wysokość belek, a za to połączymy obie belki dachem, to możemy w ten sposób dojść do rozpiętości 38 m (r. 2).

To samo da się zastosować do rozpornic, które wtedy przybierają kształt wieloboczny, jak w moście na Neckarze (t. 83 r. 2) Dla większych jeszcze rozpiętości budowano dawniej, gdy nieznano jeszcze belek kratowych wieloboczne belki rozporowo-wieszarowe. Tabl. 82 rys. 13 przedstawia most na Renie w Szafuzie o rozpiętości 58·8 m. Podobne mosty istniały do niedawna

w Suczawie i obok Przemyśla na Wiarze i na Sanie (t. 85) największy tego rodzaju most był pod Wettlingen w Szwajcaryi na Limmacie o rozpiętości 118·89 m, spalony podczas wojen napoleońskich.

Obecnie nie budujemy tego rodzaju mostów. Belki kratowe dają nam możność lepszego wyzysku materiału i budowania mostów lżejszych. Dlatego obecnie rzadko kiedy używamy rozpornic lub wieszarów dla rozpiętości większych, niż 15 m.

§. 126. Mosty łukowe.

Łuk jest rozpornicą o osi zakrzywionej. Obok mostów rozporowych budowano też już w przeszłym stuleciu mosty łukowe, i to najprzód z dyli giętych, co jednak ze względu na małą ich tęgosc zupełnie zarzucono. Lepsze już są mosty łukowe z giętych belek, dadzą się one jednak zastosować tylko do większych rozpiętości, bo belki nie dadzą się giąć więcej, niż do strzałki $\frac{1}{20} l$, boby nateżenia wskutek tego powstałe były za wielkie. Zmuszeni więc jesteśmy używać wielkich promieni, co jest odpowiedniejszym dla większych, niż dla mniejszych rozpiętości.

Belki łukowe muszą być odpowiednio stężone. Stężenie to nastąpić może w dwojaki sposób, albo łuk jest gibki a stężamy pachwiny t. j. płaszczyznę między łukiem a belką poziomą albo też budujemy łuk tęgi, kratowy, czasem zresztą używa się obydwu sposobów stężenia. Tab. 89 r 1. przedstawia most na Innie pod Kufstein, którego belki łukowe złożone są z trzech belek o wymiarach $\frac{33}{33}$ cm, połączonych klinami i śrubami. Zastrzały umieszczone na podporach biorą część obciążenia na siebie. Na t. 89 r. 3 widzimy łuk gibki ze stężonemi pachwinami, nakoniec jako przykład mostu łukowego, kratowego, podajemy most wodospadowy, zbudowany przez Browna, a przedstawiony na tabl. 90 rys. 2,

Ponieważ drzewo w stanie naturalnym jest proste, a zginanie osłabia jego wytrzymałość, zatem w ogóle drzewo nie nadaje się do budowania belek łukowych. To też mosty łukowe drewniane mają obecnie tylko historyczną wartość, a my uwolnić się możemy od opisywania szczegółów ich ustroju.

XIV. Obliczenie mostów rozporowych i wieszarówych.

§. 127. Obliczenie przybliżone rozpornicy trójkątnej.

Belka pozioma ACB (t. 88 r. 8) jest belką ciągłą. Jeżeli punkty podparcia A , C i B znajdują się w jednej prostej, to największy moment dla obciążenia zupełnego jest w punkcie C

$$M_1 = -\frac{1}{8}ql^2 \text{*)} \dots \dots \dots 62)$$

Gdybyśmy obliczali belkę AC jako w dwu punktach podpartą, otrzymalibyśmy *najw* $M = +\frac{1}{8}ql^2$, a więc bez względu na znak wartość tę samą dla największego momentu.

Ciśnienie w punkcie C jest największe dla obciążenia zupełnego i wynosi wedle teorii belki ciągłej

$$O_1 = \frac{5}{4}ql \text{**)} \dots \dots \dots 63)$$

a więc siła działająca w zastrzale DC

$$D = \frac{O_1}{2 \text{ wst } \alpha} = \frac{5ql}{8 \text{ wst } \alpha} \dots \dots \dots 64)$$

Jeżeli rozpornicę obciążamy układem ciężarów skupionych, to dla *najw* ($-M$) w punkcie C obciążyć musimy oba przęsła, przyczem największe i najgęstsze ciężary powinny leżeć nieco bliżej C niż w połowie przęsła. Dokładne wyznaczenie położenia i wielkości M możliwemby było tylko po wykreśleniu linii wpływowych***), nie miałoby jednak celu, bo pomimo tego nie otrzymalibyśmy dokładnie momentu, nie uwzględniając ugięcia punktu C . Dlatego też w praktyce przyjętem jest obliczenie momentu największego dla przypuszczenia, że belka nie jest ciągła, lecz w A i C wolno podpartą. Wyznaczony w ten sposób najwyższy moment posłuży nam do obliczenia wymiarów belki.

Dla wyznaczenia ciśnień największych w zastrzałach należy wywołać największe ciśnienie w C . W tym celu obciążyć należy całą belkę, jeden ciężar ma stać w C , a największe i naj-

*) Por. Podr. Teorii Mostów II. str. 25. rów. 80.

***) Por. Podr. Teorii Mostów II. str. 27. rów. 97.

****) Por. Podr. Teorii Mostów II. ssr. 18. rys. 22.

gęstsze ciężary około C . Oddziaływanie wyznaczyć należy wedle prawideł belki ciągłej, albo też, co dla przybliżonego rachunku wystarczy, przyjmując, że belka nie jest ciągła i podparta w A , C i B .

§. 128. Obliczenie dokładniejsze rozpornicy trójkątnej.

Wyznaczywszy w sposób powyżej podany siły wewnętrzne i przekroje prętów rozpornicy, możemy teraz przystąpić do dokładniejszego obliczenia. Wskutek ściśliwości zastrzałów ugnie się nieco punkt C , niech to ugięcie wynosi s a l_1 niech będzie długość zastrzału. Z rysunku widzimy, że $l_1^2 = l^2 + f^2$, a stąd $l_1 \Delta l_1 = l \Delta l + f \Delta f$, zatem

$$s = \Delta f = \frac{\Delta l_1 l_1^2}{l_1 f} - \frac{\Delta l l^2}{l f}.$$

Jeżeli A oznacza przekrój belki poziomej, A_1 zastrzału, O_1 ciśnienie belki w punkcie C , to siła działająca w zastrzale jest $\frac{O_1}{2 \operatorname{wst} \alpha}$, więc $\frac{\Delta l_1}{l_1} = \frac{O_1}{2 \operatorname{wst} \alpha A_1 \varepsilon}$. Dalej mamy $l_1 = \frac{l}{\operatorname{dost} \alpha}$, $f = l \operatorname{st} \alpha$, $\frac{l_1^2}{f} = \frac{l^2}{l \operatorname{dost}^2 \alpha \operatorname{st} \alpha} = \frac{l}{\operatorname{wst} \alpha \operatorname{dost} \alpha}$. Zważywszy nakoniec, że w belce poziomej niema siły podłużnej, więc tutaj $\frac{dl}{l} = 0$, to otrzymamy

$$s = \frac{l}{\operatorname{wst} \alpha \operatorname{dost} \alpha} \cdot \frac{O_1}{2 \operatorname{wst} \alpha A_1 \varepsilon} = \frac{O_1 l}{2 \operatorname{wst}^2 \alpha \operatorname{dost} \alpha A_1 \varepsilon} = c O_1 \quad (65)$$

$$\text{jeżeli } c = \frac{l}{2 \operatorname{wst}^2 \alpha \operatorname{dost} \alpha A_1 \varepsilon} \quad \dots \quad (66)$$

Wiemy, że dla dowolnego obciążenia i zniżenia się średniej podpory o s jest moment w C

$$M_1 = \frac{1}{4} (\mathfrak{R}_1'' + \mathfrak{R}_2') + \frac{3 \varepsilon I s^*}{l^2} \quad \dots \quad (67)$$

Dalej jest

$$O_1 = -Q_1'' + Q_2' = -\frac{M_1}{l} + \frac{Px}{l} - \frac{M_1^{**}}{l}$$

$$O_1 = -\frac{2M_1}{l} + \frac{Px}{l}.$$

*) Por. Podręcznik Teorii Mostów II. str. 24. rów. 74) i str. 94. rów. 225).

**) Por. Podręcznik Teorii Mostów II. str. 8. rów. 24. i 27.

Z rów. 65) wynika zaś $O_1 = \frac{s}{c}$, $\mathfrak{N}_2' = 0$, a gdy nazwiemy

$$\nu = \frac{3 \varepsilon I c}{l^3} \dots \dots \dots 68)$$

$$\text{to } O_1 = - \frac{\mathfrak{N}_1''}{2l} - \frac{6 \varepsilon I c O_1}{l^3} + \frac{Px}{l}$$

$$O_1 = + \frac{- \frac{\mathfrak{N}_1''}{2l} + \frac{Px}{l}}{1+2\nu} + \frac{Px}{(1+2\nu)l} \left(1 + \frac{l^2 - x^2}{2l^2} \right) \dots 69)$$

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{4} \mathfrak{N}_1'' + \frac{3 \varepsilon I c O_1}{l^2} = \frac{\mathfrak{N}_1''}{4(1+2\nu)} + \frac{\nu}{1+2\nu} Px = \\ &= - \frac{Px}{l+2\nu} \left(\frac{l^2 - x^2}{4l^2} - \nu \right) \dots \dots \dots 70) \end{aligned}$$

Spółczynnik ν jest zawsze bardzo mały od 0.01 do 0.06, więc $1-2\nu$ dodatnie, $\frac{l^2 - x^2}{2l^2} < \frac{1}{2}$, więc O_1 jest zawsze dodatnie, zatem *najw* O_1 dla zupełnego obciążenia.

Równania 69) i 70) przedstawiają linie wpływowe dla O_1 i M_1 . Z rów. 69) otrzymamy dla $x=0$, $O_1=0$, dla $x=l$, $O_1 = \frac{P}{1.2\nu} = cc_1$ (t. 88 r. 10 b). Dla wartości pośrednich otrzymamy rzędnę, których końce leżą na linii krzywej ac_1 . Z kształtu linii wpływowej wynika, że dla *najw* O_1 musi być cała belka obciążona, że największe i najgęstsze ciężary mają być przy C a jeden ciężar na C . Dla zupełnego obciążenia ciężarem q mamy

$$O_1 = \frac{2q}{(1+2\nu)l} \int_0^l \left(1 + \frac{l^2 - x^2}{2l^2} \right) x dx, \quad O_1 = \frac{5ql}{4(1+2\nu)} \dots 71)$$

Z rów. 70) wynika dla $x=0$ $M_1=0$, (rys. 10 c) dla $x=l$, $M_1 = + \frac{Pl\nu}{1+2\nu}$. Dalej $M_1=0$ dla $l^2 - x_0^2 = 4\nu l^2$, stąd

$$x_0 = l \sqrt{1 - 4\nu} \dots \dots \dots 72)$$

Najw M_1 otrzymamy, gdy

$$- \frac{P}{1+2\nu} \left(\frac{l^2 - 3x_1^2}{4l^2} - \nu \right) = 0, \quad \text{stąd } x_1 = l \sqrt{\frac{1 - 4\nu}{3}} \dots 73)$$

Jeżeli przypuścimy, że belka jest obciążona ciężarem własnym g a oprócz tego ciężarem ruchomym p na długości AF i GB , to

$$M_1 = -\frac{2g}{1+2\nu} \int_0^l \left(\frac{l^2 - x^2}{4l^2} - \nu \right) x dx - \frac{2p}{1+2\nu} \int_0^{x_0} \left(\frac{l^2 - x^2}{4l^2} - \nu \right) x dx.$$

$$M_1 = -\frac{gl^2}{8(1+2\nu)}(1-8\nu) - \frac{pl^2}{8} \frac{(1-4\nu)(1-16\nu^2)}{1+2\nu}. \quad (74)$$

Moment w dowolnym punkcie dla obciążenia zupełnego w odstępnie x od podpory jest

$$M_g = M_1 \frac{x}{l} + \frac{1}{2} gx(l-x)^*,$$

a gdy wstawimy wartość za M_1 z (74)

$$M_g = -\frac{gl^2(1-8\nu)}{8(1+2\nu)} \frac{x}{l} + \frac{1}{2} gx(l-x).$$

Największe momenta ujemne otrzymamy w średniej części przęsła, najw. $(-M) = \frac{M_1}{l}x$, przyczem jedno tylko przęsło jest

obciążone, więc najw. $(-M) = -\frac{plx(1-4\nu)(1-16\nu^2)}{16(1+2\nu)}$. Dalej mamy

najw. $(+M) = M_2$ - najw. $(-M)$ Najw. $(+M) = -\frac{pl^2(1-8\nu)x}{8(1+2\nu)l} +$

$+\frac{1}{2} px(l-x) + \frac{plx(1-4\nu)(1-16\nu^2)}{16(1+2\nu)}$, a dla równoczesnego obciążenia ciężarem własnym największe

$$(+M_g) = \left(-\frac{1-8\nu}{8(1+2\nu)} \frac{x}{l} + \frac{x(l-x)}{2l^2} + \frac{p}{p+g} \frac{(1-4\nu)(1-16\nu^2)x}{16(1+2\nu)l} \right) gl^2 \quad (75)$$

Zróbmy

$$\frac{d \text{ najw. } (+M_g)}{d \left(\frac{x}{l} \right)} = 0,$$

to otrzymamy x^1 , odcinek punktu bezwzględnie najw. $(+M_g)$

$$x^1 = \left(\frac{3+16\nu}{8(1+2\nu)} + \frac{p}{p+g} \frac{(1-4\nu)(1-16\nu^2)}{16(1+2\nu)} \right) l \quad (76)$$

Wstawiwszy w rów. (75) wartość za x z rów. (76), otrzymamy najw. $(+M_g)$.

W praktyce zwykle ν znajduje się między granicami 0.01 i 0.06. W następnej tabliczce zestawiliśmy dla rozmaitych ν O_1 najw. M i najmn. M_1 .

*) Podręcznik Teorii Mostów II. str. 9 rów. 32).

ν	O_1	najw. ($-M$)		najw. ($+M$)					
		M_{1g}	M_{1p}	$\frac{p}{g}=0.9$		$\frac{p}{g}=0.8$		$\frac{p}{g}=0.7$	
				x'	najw. ($+M$)	x'	najw. ($+M$)	x'	najw. ($+M$)
0	1.250	0.1250	0.1250	0.431	0.0939	0.425	0.0903	0.419	0.0876
0.01	1.226	0.1128	0.1174	0.439	0.0969	0.433	0.0943	0.428	0.0917
0.02	1.205	0.1012	0.1101	0.449	0.0996	0.443	0.0987	0.438	0.0957
0.03	1.179	0.0896	0.1024	0.456	0.1043	0.451	0.1019	0.446	0.0995
0.04	1.157	0.0787	0.0947	0.463	0.1079	0.459	0.1057	0.454	0.1035
0.05	1.136	0.0682	0.0873	0.471	0.1117	0.467	0.1095	0.463	0.1073
0.06	1.116	0.0580	0.0799	0.478	0.1143	0.474	0.1124	0.470	0.1104
	ql	gl^2	pl^2	l	ql^2	l	ql^2	l	ql^2

Dla obliczenia wymiarów ważnym jest moment większy bez względu na znak. Dla małych ν przeważa moment ujemny, dla nieco większych moment dodatni. W każdym wypadku moment jest mniejszy, niż $\frac{1}{8}ql^2$, zatem często w praktyce obliczamy belkę poziomą jako w dwu punktach podpartą wiedząc, że w ten sposób otrzymamy dla belki poziomej nieco za wielkie wymiary.

Co do zastrzałów, to i tu ze zwiększającym się ν zmniejsza się O_1 , a zatem i siła w zastrzałach. Dla podpór stałych a belki ciągłej jest ona największa. Jeżeli więc liczymy w przybliżeniu, to należałoby zastrzały obliczać w przypuszczeniu belki ciągłej o stałych podporach, w którymto razie wymiary zastrzałów otrzymamy nieco za wielkie. Obliczenie zastrzałów w przypuszczeniu belek w dwu punktach podpartych daje wyniki dla ciśnienia w B średnio o 18% mniejsze.

§. 129. Obliczenie wykreślne.

Wykreślne obliczać będziemy zwłaszcza wtedy, gdy mamy do czynienia z układem ciężarów skupionych.

I tu najprzód musimy obliczyć wymiary w przybliżeniu, a więc dla pierwszego przybliżenia nie uwzględniamy ściśliwości zastrzałów, lecz wyznaczamy linie wpływowe dla belki ciągłej o stałych podporach. Wyznaczywszy w ten sposób w przybliżeniu wymiary poprawiamy linie wpływowe, uwzględniając zniżenie się średniej podpory.

Dla danego położenia siły P wyznaczamy momenty i oddziaływanie O_1 , stąd wedle 65) $s=cO_1$, a wreszcie $\Delta M_1 = \frac{3 \varepsilon I s}{l^2}$. Na tej podstawie wykreślamy momenty wywołane zniesieniem średniej podpory s i dodajemy momenty algebraicznie. Wyznaczywszy w ten sposób momenty dla kilku położen siły l , wykreślamy w zwykły sposób linie wpływowe.

§. 130. Przykład.

1. Niech będzie $2l=8m$, $l=4m$, $g=0.5 t/m$, $p=1.2 t/m$, $\alpha=35^\circ$, τ dla mostu drogowego, wyznaczyć należy wymiary.

a) Obliczenie przybliżone.

Dla obliczenia belki poziomej mamy według 62)

$$M_1 = \frac{1}{8} (1.2 + 0.5) 4^2 = 3.4 tm.$$

Zatem przyjąwszy $\tau=80 kg/cm^2$, otrzymamy

$$bh^2 = \frac{6 \times 340000}{80} = 25500 cm^3$$

Dla $b=30 cm$, $h^2=850$, $h=29.2$, zamiast czego przyjmiemy $h=30 cm$.

Dalej mamy według 63)

$$O_1 = 1.25 (1.2 + 0.5) 4 = 8.5 t$$

a wedle 64)

$$D = \frac{8.5}{2 \text{ wst } 35^\circ} = 7.41 t.$$

Przyjmijmy zastrzały kwadratowe, grube $16 cm$, to $a=0.289 \times 16=4.6 cm$, długość zastrzału

$$l_1 = \frac{l}{\text{dost } \alpha} = \frac{4.00}{\text{dost } 35^\circ} = 4.88 m, \text{ więc } \frac{l}{a} = \frac{4.88}{4.6} = 106, \zeta = 3.40$$

$$\text{zatem } A = \frac{7410}{75} 3.4 = 336 cm^2, a = 18.3 cm.$$

Przyjmijmy więc teraz $h=18 cm$, to $a=5.2$, $\frac{l}{a} = \frac{4.88}{5.2} = 94$,

$$\zeta = 2.74, \text{ zatem } A = \frac{7410}{75} \cdot 2.74 = 2.71, \text{ stąd } a = 16.5 cm.$$

Zostawiamy więc zastrzały $18 \frac{1}{18} cm$.

b) Obliczenie dokładne.

$$\nu = \frac{3 \cdot \frac{1}{12} 30^4}{400^2 \cdot 2 \cdot \text{wst}^2 35^\circ \text{ dost } 35^\circ 18^2} = 0.0112$$

Interpolując w tabliczce otrzymamy

$$O_1 = 1.224 ql = 1.224 (1.2 + 0.5) 4 = 8.32 t.$$

a wedle 64)

$$D = \frac{8.32}{2 \text{ wst } 35^0} = 7.25 t.$$

Tutaj zatem siła zewnętrzna w zastrzałach bardzo mało różni się od siły wyznaczonej w przybliżeniu. Zostawimy więc wymiary zastrzałów $18\frac{1}{18} \text{ cm}$, a co najwięcej moglibyśmy przyjąć $17\frac{1}{17} \text{ cm}$.

W przykładzie naszym mamy $\frac{p}{q} = \frac{1.2}{1.7} = 0.7$. Z tabliczki widzimy, że tu jest moment ujemny znacznie większy od dodatniego, zatem bez względu na znak

$$\text{najw } (-M) = (0.1128 \times 0.5 + 0.1174 \times 1.2) 4^2 = 3.16 \text{ tm.}$$

Jeżeli przyjmiemy $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$, otrzymamy

$$bh^2 = \frac{6 \times 316000}{80} = 23700 \text{ cm}^3.$$

Dla $b = 28 \text{ cm}$ otrzymamy $h^2 = 817$, $h = 28.6 \text{ cm}$, zamiast czego moglibyśmy przyjąć $b = 28 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$. Belka pozioma wypada w dokładnym obliczeniu nieco słabsza.

Ze względu na małe różnice, jakie otrzymujemy przy obliczeniu dokładnym a przybliżonym, ograniczamy się na tym przykładzie, nie podając już przykładu dla obciążenia ciężarami skupionymi.

§. 131. Zasada obliczenia rozpornicy trapezowej.

Przy obliczaniu rozpornicy trapezowej przypuszczamy najprzód, że belka pozioma AB (t. 88 r. 6) jest ciągłą i podpartą w punktach A, C, D, B , że przekrój belki jest stały, że $AC = DB$. Co się tyczy samej rozpornicy przypuszczamy połączenie przegibne w E, C, D i F . Z początku też przypuścimy, że części rozpornicy nie są sprężyste, później dopiero uwzględniamy ugięcie rozpornicy.

Jeżeli rozpornica trapezowa jest symetryczną, jak to przypuściliśmy, to pozostanie ona tylko wtedy w równowadze, gdy ciśnienia C_2 w C i C_3 w D są równe. Gdyby C_2 było większe niż C_3 , toby punkt C się zniżył, punkt D zaś podwyższył i gdyby nie było belki poziomej, rozpornicaby runęła.

Tu przeszkadza temu belka pozioma, bo w chwili gdy C się zniża, zmniejsza się C_2 , a równocześnie powiększa się C_3 , a równowaga nastąpi dopiero wtedy, gdy $C_2 = C_3$. Widzimy więc, że belka AB nie spoczywa na podporach stałych lecz na podporach średnich zrównoważonych. Do obliczenia belki należy

zatem zastosować teorię belki ciągłej z tym dodatkiem, że ciśnienia na podpory średnie są równe.

Jeżeli na belkę działa ciężar P w punkcie G , oddalonym o x od A , to wywołałby on dla podpór stałych równo wysokich ciśnienia podporowe w C i D , C_2 i C_3 , dla podpór zrównoważonych nazwalibyśmy te ciśnienia $C_2 = C_3$. Jeżeli teraz obciążymy belkę ciężarem $P' = P$ w punkcie G' , oddalonym tak samo o x od B , i jeżeli nazwiemy ciśnienia podporowe w tym wypadku dla podpór stałych C''_2 i C''_3 , dla zrównoważonych znów $C_2 = C_3$, to wtedy $C'_2 = C''_2$ i $C'_3 = C''_3$.

Jeżeli obie siły działają równocześnie, to ze względu na działanie symetrycznie nie nastąpi żadno przesunięcie rozpornicy, ciśnienia podporowe w C i D są równe, zatem $C'_2 + C''_2 = C'_3 + C''_3$.

Ciśnienia te są dwa razy tak wielkie, jak ciśnienie zrównoważone dla obciążenia pojedynczym ciężarem, więc

$$2 C_2 = 2 C_3 = C'_2 + C''_2 = C'_3 + C''_3, \text{ a stąd}$$

$$C_2 = \frac{1}{2}(C'_2 + C''_2) = \frac{1}{2}(C'_3 + C''_3); \dots \dots \dots 77)$$

a więc wpływ rozpornicy trapezowej na belkę poziomą polega na tem, że ciśnienia na średnie podpory się równoważą tak, że ciśnienia zrównoważone równają się średniej arytmetycznej ciśnień na średnie podpory w stanie niezrównoważonym.

§. 132. Obciążenie dowolne.

Przypuśćmy, że rozpornica jest dowolnie obciążona (t. 87 r. 1 *d*) i niech będzie AC_1D_2B (linia punktowana) linią momentów wykreśloną dla stałych podpór belki ciągłej. Jeżeli chcemy wyznaczyć ciśnienie w C , to do stycznych do linii momentów w C_1 C_1U i C_1S poprowadzimy równoległą w wieloboku sił i otrzymamy w ten sposób C'_2 , podobnie poprowadziwszy równoległe do D_2T i D_2V otrzymamy C'_3 . Z tej konstrukcyi wynika, że odcinki na pionowych podporowych A i B powyższych stycznych, a więc US i VT są proporcjonalne do C'_2 i C'_3 . Dla podpór zrównoważonych muszą być ciśnienia w C i D wedle poprzedniego równe, a więc i odcinki stycznych na pionowych podporowych w A i B równe.

Ażeby odcinki te zrównać, połączmy S z T , w połowie przecięcia średniego wykreślmy pionową MM' , która przetnie ST w M' ,

przez M' poprowadzmy $S'T' \parallel UV$, to $US = VT'$ są odcinki stycznych w C i D na skrajnych pionowych podporowych.

ST możemy uważać jako zamykającą pojedynczej powierzchni momentów, gdyby obciążenie przeszła środkowego G_2 działało na belkę podpartą tylko w dwu punktach A i B . Gdy ta zamykająca zmieniła się na $S'T'$, to rzędna NN' w punkcie przecięcia się stycznych skrajnych musi pozostać tą samą. Zrobiwszy więc $N_1N'_1 = NN'$, otrzymamy nowe położenie stycznych skrajnych N_1S' i N_1T' . W ten sposób otrzymujemy punkty C_2 i D_1 a stąd styczne UC_2 i VD_1 , poczem wykreślenie linii momentów nie podlega już żadnej trudności.

Z rysunku widać też, że styczne SN_1 i SN jakoteż TN i $T'N_1$ przecinają się na pionowej przez M , że więc i w ten sposób wyznaczyć możemy położenie stycznych

§. 133. Obciążenie jednym ciężarem.

Niechaj rozpornica będzie obciążona jednym ciężarem G w punkcie P' przeszła środkowego (t. 87 r. 3). W znany sposób wykreślimy dla tego wypadku linie krzyżowe*), kreślimy pionowe punktów stałych i otrzymujemy zamykającą A_2B_2 i linię momentów A_2CPDB_2 . A_2S nie jest równem B_2T , trzeba je więc zrównać. Możemy to uskutecznić albo wedle poprzedniego paragrafu, albo też poprowadzimy przez M $A_1B_1 \parallel ST$. Wtedy $A_1S = B_1T$, gdy więc połączymy A_1 z C i B z D , to otrzymamy nową linię momentów A_1CPPB_1 dla zrównoważonych podpór. Powierzchnia kreskowana przedstawia powierzchnię momentów. Na podstawie nowej linii momentów oznaczyliśmy w c oddziaływanie a w d siły poprzeczne dla tego wypadku.

Jeżeli ciężar G znajduje się w przęśle skrajnem (t. 87 r. 2), konstrukcyja jest taka sama, CK jest linią krzyżową, AI_1 zamykającą a dla stałych podpór linią momentów $APCD_1B_1$. Odcinki proporcjonalne do oddziaływań są więc ST i $-B_1U$. Dla zrównoważonych podpór zatrzymujemy TB_1 i kreślimy przez M $C_2D_2 \parallel TB$. W ten sposób otrzymujemy C_2 i D_2 i boki C_2T i D_2B . A zatem linia momentów dla rozpornicy będzie $AP_2C_2D_2B_1$, z czego dadzą się w zwykły sposób wyznaczyć oddziaływania i siły poprzeczne.

*) Por. Podr. Teoryi Mostów II, str. 74.

Jeżeli siła G znajduje się na podporze średniej D (t. 87 r. 4 a), to dla stałych podpór $C'_2=0$, $C'_3=G$, zatem dla zrównoważonych $C_2=C_3=\frac{G}{2}$. Jeżeli więc w wieloboku sił przyjmiemy biegun i wykreślimy promienie do punktów skrajnych połowy G i jeżeli wykreślimy odnośny wielobok sznurowy $A_2C_2D_2B_2$, to płaszczyzna kreskowana przedstawi powierzchnię momentów w tym wypadku.

§. 134. Linie wpływowe.

Dla ciężaru stałego jest obciążenie symetryczne, więc od razu jest $C'_2=C'_3$, zatem oddziaływania, momenty i siły poprzeczne są takie same, jak dla belki ciąglej o stałych podporach.

Dla wyznaczenia sił wewnętrznych z powodu ciężaru ruchomego, najlepiej wyznaczmy linie wpływowe w ten sposób, że dzielimy belkę na n części, w każdym z punktów podziału przypuszczamy siłę $P=1$ działającą i wyznaczamy dla tego położenia siły poprzeczne i momenty wedle poprzedniego. Na podstawie tego dadzą się w zwykły sposób *) wyznaczyć linie wpływowe (t. 88 r. 9 i 10), a z nich dla danego obciążenia momenty i siły poprzeczne.

§. 135. Wpływ ściśliwości zastrzałów.

Zastrzały $A'C$ i DB' , jakoteż i rozpora CD (t. 88 r. 7 a) pracują na ściskanie, długości ich więc się zmniejszają, wskutek tego zniżają się podpory obie jednakowo, bo ciśnienia podporowe oba są równe. Skutek tego jest ten, że w C i D powstają momenty dodatnie, a ciśnienia C_2 i C_3 się zmniejszają. Nazwijmy A_1 przekrój zastrzału $A'C$, A podpory CD . Z rysunku widzimy, że $h=adost\alpha$, zatem $dh=-awst\alpha\Delta\alpha+dosta\Delta\alpha$, a więc zniżenie średniej podpory

$$s=awst\alpha\Delta\alpha+dosta\Delta\alpha \dots \dots \dots 78)$$

jeżeli $\Delta\alpha$, skrócenie w kierunku s , będziemy uważać jako dodatnie.

Dalej mamy, jeżeli C_2 nazwiemy ciśnienie w C , siłę wewnętrzną w zastrzale C_2 siecz α , zatem

$$\frac{\Delta\alpha}{a}=\frac{C_2}{\varepsilon A_1}siecz\alpha \dots \dots \dots 79)$$

*) Por. Podr. Teorii Mostów II. str. 75.

Długość rozpory zmniejszy się o $\Delta l_2 = 2 \Delta x = 2(\Delta x_1 + \Delta x_2)$, jeżeli Δx_1 nazwiemy zmianą x z powodu zmiany a a Δx_2 zmianą x z powodu zmiany a .

Mamy wtedy (t. 88 r. 7b) $CC' = a \Delta a$, $C'E = \Delta x_1 = a \Delta a \text{ dost } a$.

Dalej jest (t. 88 r. 7c) $CC_1 = \Delta a$, $C_1E_1 = \Delta a \text{ wst } a = \Delta x_2$, a za-

tem $\Delta x = \frac{\Delta l_2}{2} = a \Delta a \text{ dost } a - \Delta a \text{ wst } a$.

Stąd otrzymamy $\Delta a = \frac{\Delta l_2}{2 a \text{ dost } a} + \frac{\Delta a}{a} \text{ st } a$.

Wstawmy tę wartość w rów. 78), a otrzymamy

$$s = \frac{a \text{ wst } a \Delta l_2}{2 a \text{ dost } a} + \frac{\Delta a \text{ wst}^2 a}{\text{dost } a} + \frac{\Delta a \text{ dost}^2 a}{\text{dost } a}, \text{ czyli}$$

$$s = \frac{\Delta l_2}{2} \text{ st } a + \frac{\Delta a}{\text{dost } a} \dots \dots \dots 80)$$

Skrócenie Δl_2 da się wyrazić, zważywszy, że siła pozioma jest $C_2 \text{ st } a$,

$$\Delta l_2 = \frac{C_2 \text{ st } a l_2}{\epsilon A}$$

Wstawiliśmy to w 80) a wartość za Δa z rów. 79), otrzymamy

$$s = \frac{C_2 l_2 \text{ st}^2 a}{2 \epsilon A_1} + \frac{C_2 a \text{ siecz}^2 a}{\epsilon A_1}$$

Z rysunku widzimy, że $a = \frac{l_1}{\text{wst } a}$, więc

$$s = \frac{C_2 l_2 \text{ st}^2 a}{2 \epsilon A} + \frac{C_2 l_1}{\epsilon A_1 \text{ wst } a \text{ dost}^2 a} = \left(\frac{l_2}{2 \epsilon A} + \frac{l_1}{\epsilon A_1 \text{ wst}^3 a} \right) \text{ st}^2 a C_2 = c \cdot C_2, 81)$$

$$\text{jeżeli } c = \frac{l_2}{2 \epsilon A} + \frac{l_1}{\epsilon A_1 \text{ wst}^3 a} \dots \dots \dots 82)$$

Wskutek zniżenia podpór średnich o s zmieniają się C_2 i C_3 o

$$\Delta C = - \frac{6 \epsilon I s}{\left(2 + 3 \frac{l_2}{l_1} \right) l_1^3} \dots \dots \dots 83)$$

Jeżeli na rys. 8. t. 88 wyznaczyliśmy według poprzednich paragrafów zrównoważone zamykające ST , to uwzględnijmy jeszcze teraz wpływ zniżenia podpór w następujący sposób:

*) Por. Podr. Teorii Mostów II. str. 95. rów. 230.

Zróbmy $Ua=C$, przyczem za C możemy przyjąć dowolną liczbę, to $s=cC$, a

$$\Delta C = \frac{6 \varepsilon I c C}{\left(2 + 3 \frac{l_2}{l_1}\right) l_1^3}$$

Zróbmy $ab=\Delta c$ i wykreślmy prostą Ub , to dla każdego innego C będzie odpowiadać odpowiedni odcinek poziomej między obu prostymi US i Ub . Wiemy, że US jest proporcjonalne do C_2 , więc wykreślmy z S prostą pod 45° SS'_1 i poziomą S'_1S_1 , to US_1 przedstawia wtedy poprawione C_2 a $S_1S'_1$ odnośne Δc .

Z punktu S wykreślmy teraz $S_1T_1 \parallel ST$, w pionowej przez N $N_1N'_1 = NN'$, połączmy S z N' i T z N' , a otrzymamy styczne linii momentów, poczem dalsza konstrukcja nie przedstawia już żadnych trudności.

Zniżenie się podpór średnich wskutek ściśliwości zastrzałów wywołuje zmniejszenie ciśnień podporowych, a zatem i sił wewnętrznych w zastrzałach, jakoteż zmniejszenie momentów ujemnych a zwiększenie dodatnich. Wpływ ten może być dość znaczny i moment może się zmienić o 4 do 25%, dlatego należałoby przy dokładnem obliczeniu uwzględniać także ściśliwość zastrzałów.

W porównaniu do belki ciągłej o stałych podporach otrzymujemy dla belki o podporach zrównoważonych, jak to wykazał *Melan*, momenty znacznie większe, największy moment z powodu ciężaru ruchomego wynosi prawie 50% więcej. Widzimy z tego, że jeżeli obliczamy belkę poziomą rozpornicy w przybliżeniu, to należałoby ją obliczać jako belkę zwykłą w dwu punktach podpartą albo gdy obliczamy jako belkę ciągłą, powiększyć najw. moment o 50%.

§. 136. Obliczenie rozpornicy wielokrotnej.

Rozpornica wielokrotna przedstawia belkę ciągłą pięcioprzęsłową na zrównoważonych podporach. I tu mianowicie muszą być ciśnienia podporowe w C i D (t. 88 r. 11) jakoteż w E i F równe. Wykreślnie zrobimy to w ten sposób, że najprzód zrównamy w znany sposób w C i D , robiąc $\overline{K\bar{L}} \parallel RQ$, potem ciśnienia podporowe w E i D , robiąc $\overline{S\bar{T}} \parallel UN_1$.

E. Wykonanie i utrzymanie mostów drewnianych.

XV. Mosty tymczasowe i wojenne.

§. 137. Ogólne uwagi.

Sposób wykonania mostów drewnianych jest zależny od tego, czy most jest stały czy tymczasowy. Najprzód pomówimy o tymczasowych.

Mosty, które mają trwać tylko krótki czas, nazywamy mostami tymczasowymi (n. *interimistische*, *provisorische*, *Nothbrücke*, fr. *pont provisoire*, *pont de service*, a. *temporary bridge*). Budujemy je albo podczas budowy kolei, mając zamiar w krótkim czasie zastąpić je mostami stałymi, albo też w razie zawalenia się lub uszkodzenia mostu stałego; mają one wtedy trwać tylko podczas budowy mostu stałego. Mosty takie budujemy też podczas budowy kolei dla przewozu materiałów, a wreszcie w razie wojny stawiamy mosty wojenne tymczasowe (n. *Kriegsbrücke*) dla chwilowej potrzeby przejazdu lub przechodu wojsk.

Mosty takie muszą być jak najprostsze, aby można je jak najprędzej zbudować, jak najmniejszymi środkami i jak najtaniej. Natężenie dopuszczalne możemy tu przyjąć znacznie większe ze względu na krótką trwałość. Belek używa się często nieociosanych, poręczy nieraz brakuje zupełnie. Ustrój mostów tymczasowych różni się ze względu na rozpiętość ich i cel, względnie zamierzoną trwałość mostu.

§. 138. Przyczółki i filary tymczasowe.

Podczas gdy drewniane mosty stałe zwykle mają przyczółki i filary murowane, to tymczasowe mogą mieć tylko drewniane. Robimy wtedy zwykle mosty bez przyczółków, zanzając ostatnie jarzma w nasypie (t. 94 r. 2). W razie jednak zburzenia przyczółków murowanych, kładziemy na pozostałej części przyczółka drewnianą ławę i budujemy przyczółek jak jarzmo na cokole (t. 94 r. 5). W rysunku widzimy osobliwszy ustrój przyczółka. Składa się on z dwu ścian złożonych z belek poziomych, jedna na drugiej położonych, które połączone bel-

kami poprzecznymi tworzą skrzynię, którą wypełnia się kamieniami. Przy kolejach w braku innego materiału używają w tym celu graniastosłupów złożonych z czterech ścian poziomo leżących starych podkładów poprzecznych.

§. 139. Mosty kratowe tymczasowe.

Dla większych nieco rozpiętości do 18 lub 20m używa się belek kratowych *Towna* lub *Howe'a* (t. 93 r. 6). Widzimy tu pasy jednobelkowe, zastrzały z podkładów lub grubych dyli, słupy wiszące ze starych szyn, naciągane klinami.

Mosty takie wojenne budują się też w razie zburzenia mostów sklepionych (t. 94 r. 7).

XVI. Wykonanie i utrzymanie mostów drewnianych.

§. 140. Materiał.

Dla dobrego wykonania mostu potrzeba przedewszystkiem dobrego materiału. Nie tutaj jest miejsce omawiania własności materiałów budowlanych, ich wad i błędów*). Rozumie się, że drzewo potrzebne do rusztowań może być lichsze, zwykle też przedsiębiorca je po użyciu zabiera. Żelaznych części nie wiele potrzeba do mostów drewnianych, przeważnie potrzebne są tylko śruby, klamry, ścięgna z żelaza spawalnego i trzewiki z żelaza lanego. Filary i przyczółki robią się dla mostów stałych muryrowane. Pod ławą znajduje się zwykle warstwa płyt kamiennych, rozdzielających lepiej ciśnienie.

§. 141. Wykonanie belek.

Nie potrzebujemy tu dodawać, że wykonanie belek ząbionych i klinowanych musi być bardzo staranne. Zwykle wyginamy belki przed wycięciem zębów w górę, aby rozdzielić korzystniej natężenia w belkach**)

Dla belek *Howe'a* dobrze jest zaciągać odstrzały przy tymczasowo obciążonej belce tak, aby po naciągnięciu śrub powstało

*) Wykłada się o tem w budownictwie lądowem.

***) Por. §. 49.

w nich ciśnienie. Jeżeli to tymczasowe obciążenie jest większe od rzeczywistego, to przy ugiętej belce mają odstrząły największą długość. Przy belce nieobciążonej powstaje wtedy w nich znaczne ciśnienie, a nawet przy obciążeniu nie schodzi poniżej zera. Jeżeli tego nie przestrzegamy, to wskutek zeschnięcia się drzewa często odstrząły wcale nie funkcjonują, gdyż są za krótkie.

Przy mostach rozporowych stałych, używamy trzewików żelaznych, które osadzamy w murze na 1 cm grubej warstwie cementowej albo 3 mm grubej płycie ołowianej dla lepszego rozdzielenia ciśnienia. Jeżeli zakrywamy czoła belek stykające się ze żwirem drogi deskami, to albo przybijamy je wprost do belek, albo też do dwu po bokach przytwierdzonych słupków w ten sposób, aby jeszcze został odstęp między czołami belek a deskami około 3 cm wielki dla krążenia powietrza.

§. 142. Jarzma w nasypie.

Jarzma w nasypie wymagają szczególnie pieczołowitego wykonania. Ponieważ jarzma takie, podtrzymujące końce belek, są stałe, gdy nasyp świeży się osiada, więc aby niepowstała znaczniejsza różnica wysokości toru w nasypie i na moście, należy nasyp bardzo troskliwie ubijać, a jeśli można przynajmniej dolną jego część zrobić z kamieni.

Nasyp sięgać może tylko najwyżej 0.5 m poniżej oczepu jarzma skrajnego, a wystające belki należy ile możności zrobić mocniejsze z powodu wielkiego niebezpieczeństwa gnicia. Końce belek należy otoczyć skrzynkami z desek, opisanymi w poprzednim paragrafie.

§. 143. Próby i badania mostów drewnianych.

Przed otwarciem mostu odbywa się próba obciążenia i szczegółowe jego badanie.

§. 8. rozporządzenia ministeryalnego z dnia 15. września 1887 brzmi:

a) Nowo wybudowane mosty winny być przed oddaniem ich ruchowi kolejowemu przez komisję zbadane i wypróbowane...

Zarząd kolejowy powinien o przeprowadzenie tej czynności urzędowej prosić piśmiennie... i zaopatrzyć podanie w następujące załączniki:

1. Schematyczny szkic pociągów, które mają być użyte do próby, a które winny ile możności wywołać te same obciążenia, jak w §. 3. (względnie §. 6.) obciążenia normowane. Pociągi te muszą się składać w miarę

rozpiętości 15 m, 25 m, albo ponad 25 m dla każdego toru przynajmniej z jednego, dwu lub trzech zupełnie opatrzonych, najcięższych parowozów, jakie na odnośnej kolei są w użyciu, jakoteż wozów ciężarowych, potrzebnych do zajęcia największego przęsła a obciążonych zupełnie aż do przepisanej granicy.

2. Obliczenie obciążeń osiągniętych pociągiem próbnym dla pojedynczych rozpiętości, wyrażone w procentach przepisanego obciążenia, jakoteż wykaz obliczonych dla pociągu próbnego największych odkształceń.

b) ...Zarząd kolejowy winien następnie postarać się o dostawienie pociągów próbnych, odpowiednich przyrzędów mierniczych, jakoteż o ustalenie wymienionych w §. 11. znaków stałych.

§. 9. Próby obciążenia. a) Każde przęsło mostu winno być wypróbowane przy obciążeniu stałym i ruchomem.

b) Do prób z obciążeniem stałym winny pociągi próbne... stopniowo być ustawione w położenie najniekorzystniejsze dla belek mostowych.

c) Do zrobienia próby przy obciążeniu ruchomem należy najpierw przejechać most po każdym torze z chyżością około 20 m na godzinę pociągiem próbnym, który składać się ma jednakowoż najwyżej z dwóch parowozów.

Następnie powinna się odbyć na każdym torze tymże samym pociągiem jazda pospieszna z chyżością 40 do 50 kg na godzinę.

e) Przy kolejach miejscowych i dojazdowych można opuścić jazdę pospieszoną.

§. 17. Mosty drogowe. ...Władza ta rozstrzygnie w każdym powyższym wypadku, nie przesądzając dalej idących żądań, które mogą stawić uprawnione do tego władze i organa, czy należy przedsięwziąć obok wywymienionego badania także obciążenie próbne.

Przy próbach obciążenia mierzy się ugięcie mostu tak stałe jak i sprężyste tj. takie, które znika po usunięciu obciążenia. Do pomiaru tego służą ostre pręty metalowe, osadzone na stałych, od mostu niezależnych palach lub rusztowaniach, które przylegają do płyt metalowych, przytwierdzonych stałe do mostu i przy ugięciu rysują na nich linie. Zamiast prętu i płyty metalowej można też użyć ołówka i papieru przytwierdzonego do mostu. W ten sposób linie te przedstawiają wielkość ugięcia jakoteż i zmian położenia, wywołanych wstrząśnieniami w naturalnej wielkości. Jeżeli zamiast płyty mamy bęben z naciągniętym papierem, obracający się powoli, a zamiast prętu ołówek, to ołówek ten znaczy na bębnie linię, która przedstawia zmianę ugięcia podczas przejazdu pociągu. Plathner wprawia łąkę z ołówkiem w ruch wahadłowy ręką. Ołówek kreśli przy moście nieobciążonym płaski łuk kołowy, przy obciążonym linię poniżej tego łuku, której odstęp w każdym punkcie róż-

wne są ugięciu. Aby obejść stałe rusztowanie, używa *Fränkel* przy swoim przyrządzie ciężaru żelaznego 5 kg ważącego, który naciąga drut żelazny, połączony z blaszką stalową. Blaszka ta przy zniżaniu się mostu owija się o tarczę i porusza przeto ołówkę znaczący wykres ugięcia.

Dla obciążenia jednostajnego ciężarem zupełnym q , jest dla belki w dwu punktach podpartej o przekroju stałym ugięcie

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{\varepsilon I} \quad 84)$$

Jeżeli natężenie dopuszczalne jest τ , to

$$\tau \cdot I = \frac{1}{8} q l^2 \cdot \frac{h}{2}, \text{ zatem } I = \frac{q l^2 h}{16 \tau}$$

Wstawivszy to w rów. 84) otrzymamy

$$f = \frac{5 \tau l^2}{24 \varepsilon h} \quad 85)$$

Przyjąwszy ze względu na wyboczenie

$$\tau = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \varepsilon = 120000 \text{ kg/cm}^2,$$

otrzymamy

$$f = \frac{5 \cdot 60}{24 \cdot 120000} \frac{l^2}{h} = \frac{1}{4800} \frac{l^2}{h} \quad 86)$$

$$\text{a dla } h = \frac{1}{10} l$$

$$f = \frac{1}{480} l. \quad 87)$$

Ugięcie powyższe f oznacza ugięcie z powodu ciężaru własnego i ruchomego.

Jeżeli np. $p = 0.8 q$, to

$$\text{ugięcie z powodu ciężaru własnego } f' = \frac{1}{2400} l,$$

$$\text{„ „ „ ruchomego } f'' = \frac{1}{600} l.$$

§. 144. Utrzymanie mostów drewnianych.

Ażeby mosty utrzymać jak najdłużej w dobrym stanie, potrzeba je peryodycznie rewidować i wszelkie uszkodzenia naprawiać, względnie spruchniałe i zgniłe kawałki drzewa wymieniać.

Rozporządzenie ministeryalne austriackie z r. 1897 §. 11. brzmi:

*) Por. Podręcznik Statyki Budowli str. 139 r. 203.

a) Zarządy kolejowe mają obok obowiązkowego stałego nadzoru przedsiębrać przynajmniej co 6 lat peryodyczne badania i próby mostów w myśl postanowień §. 9. lit. b) i d).

b) Zrobione spostrzeżenia i wyniki prób winny być osobno dla każdego mostu utrzymywane w ewidencji dla przeglądu władzy nadzorczej. Aby te badania ułatwić, muszą być ustawione przy wszystkich mostach o rozpiętości większej niż 20m już przed pierwszą próbą stałe znaki w środkach przęsł i nad podporami każdej ściany dźwigaru, za pomocą których można stwierdzić stałe odkształcenia, które się mogą pojawić w ciągu lat.

§. 19. dla mostów drogowych brzmi:

b) Wybudowane mosty należy i nadal przynajmniej co 6 lat peryodycznie badać względnie próbować, przyczem winno być zachowane przepisane w §. 11. lit. b) i c) postępowanie.

c) Należy zabronić przejazdu wozów, któreby mosty niekorzystnie obciążały, niż obciążenie wzięte za podstawę obliczenia ich wytrzymałości.

Aby wszyscy mogli wiedzieć, jakie jest największe dozwolone obciążenie, należy je przy każdym moście uwidocznić na tablicy.

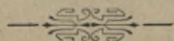
Badania peryodyczne, nakazane §. 11. rozporządzenia austriackiego, co 6 lat wymagają próby obciążenia. Mosty drewniane potrzeba jednak oprócz tego poddawać szczegółowej rewizji co pół roku lub co najmniej raz na rok, a oprócz tego ciągle nadzór ze strony służby kolejowej lub drogowej jest tem potrzebniejszy, że przy mostach kolejowych istnieje niebezpieczeństwo pożaru wskutek iskier. Nie jeden już most drewniany stał się też z tego powodu pastwą płomieni.

W celu umożliwienia gaszenia pożaru powinny być kadzie, wodą zawsze napełnione, ustawione na przyczółkach a czasem i na jarzmach (t. 23 r. 1 i 3), a przy większych mostach znajdować się też sikawki w pobliżu.

Dla zapewnienia większej trwałości powleka się wszystkie części mostu, dostępne wilgoci, farbą olejną lub mazią, przyczem należy przedtem szczeliny wszystkie zakitować.

Szczególłą baczność zwracać należy na naciąganie śrub, które z powodu wstrząśnień łatwo się rozluźniają, a także chronić je malowaniem przed rdzą. Zardzewiałe śruby dają się nieraz odkręcić po napuszczeniu oliwy, całkiem zardzewiałe należy wymienić.

Wymiana części mostu zbutwiałych lub nadpsutych może być mniej lub więcej trudną, a czasem wymiana niektórych części mostu wymaga nawet osobnych rusztowań.



DODATEK.

Literatura.

(Ważniejsze dzieła i rozprawy w porządku chronologicznym, oprócz tych, które podano w zeszycie I.)

I. Mosty kratowe.

- Ghega C. *Über nordamerikanischen Brückenbau und Berechnung des Tragvermögens der Howe'schen Brücken.* Wiedeń 1845.
- Cullmann. *Der Bau der hölzernen Brücken in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.* Försters Bauzeitung 1851.
- Pressel W. *Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken.* Wiedeń 1867.
- Winkler Dr. Emil. *Hölzerne Brücken. Heft 3. Gitterbrücken.* Wiedeń 1875.
- Steiner. *Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.* Wiedeń 1878.
- Rychter J. *Nowy system mostów drewnianych.* Przegląd techniczny 1887.
- Riese. *Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz.* Berlin 1889.
- Heinzerling Dr. F. *Die Brücken der Gegenwart. III. Abth. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste.* Akwisgran wyd. II. 1891.
- Cooper. *American railroad bridges, New York.*
- Ritter. *Weltausstellungsbericht aus Chicago.*
- Thullie M. *Hölzerne Gitterbrücken in Galizien.* Zeitschrift d. öst. Ing. u. Arch. Ver. 1897.
- to samo po polsku. *Przegląd Techniczny* 1897.
- Skibiński. *Sprawozdanie z wystawy krajowej lwowskiej. Drogi.* 1897.

II. Mosty rozporowe.

- Fränkel. *Sprengwerke.* Civilingenieur 1876.
- Steiner Fr. *Continuirliche Brücken auf balancirten Stützen.* Zeitschrift des österreichischen Ingen. u. Archit. Vereines. 1876.

- Melan Józef. *Theorie der Sprengwerke*. Zeitschrift des österreichischen Ingen. und Archit. Vereines. 1876.
 Bukovsky. *O vspěradlech a vésadlech*. Praga 1885.
 Winkler. *Theorie der Brücken. Äussere Kräfte*. III. wydanie. Wiedeń 1886.

III. Mosty wykonane.

- Collignon. *Project dressé pour un pont sur la Dvina à Dunaberg*. Annales du ponts et chauss. 1864.
 Mosty drewniane norweskije. Annales du ponts et chauss. 1887.
 Rusztowanie wiaduktu na Weltawie pod Červeną. Zeitschrift des österreichischen Ingen. und Archit. Vereines. 1890.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
 KRAKÓW

Spis rzeczy zeszytu drugiego.

C. Mosty kratowe.

IX. Belki o kracie pojedynczej.

	Str.
§. 86. Wstęp	1
§. 87. Belka Towna	1
§. 88. Ulepszona belka Towna	2
§. 89. Belka Towna ze ścięgniemi żelaznemi	3
§. 90. Narożniki belki Towna	4
§. 91. Belka Ibjańskiego	4
§. 92. Belka Pintowskiego	7
§. 93. Belka Rychtera	8
§. 94. Porównanie dźwigarów o kracie pojedynczej	10

X. Belki o kracie złożonej.

§. 95. Ogólne uwagi	12
§. 96. Belka Longa	13
§. 97. Belka Howe'a	14
§. 98. Narożniki	16
§. 99. Urządzenie kraty w środku dźwigara	17
§. 100. Belka Ridera	18
§. 101. Zetknięcia w pasach	19
§. 102. Połączenie belek pasowych	22
§. 103. Pomost	23
§. 104. Tężniki poprzeczne i dachy	25
§. 105. Tężniki poziome	27

XI. Obliczenie wymiarów i ciężarów mostów kratowych.

§. 106. Obliczenie pasów, jeżeli ciężary działają w węzłach	28
§. 107. Obliczenie pasów, obciążonych między węzłami	31
§. 108. Obliczenie kraty	32
§. 109. Ciężar pomostu i pokładu	35
§. 110. Ciężar tężników	41
§. 111. Ciężar pasów belek głównych	41
§. 112. Ciężar kraty belek głównych o kracie pojedynczej	42
§. 113. Ciężar kraty belek głównych Howe'a	43
§. 114. Całkowity ciężar mostów kratowych	44

XII. Przykłady obliczenia mostów kratowych.

§. 115.	Obliczenie mostu drogowego układu Pintowskiego	46
§. 116.	Obliczenie mostu kolejowego z belkami układu Rychtera	52
§. 117.	Obliczenie tymczasowego mostu kolejowego z belkami układu Howe'a	61

D. Mosty rozporowe, wieszarowe i łukowe.

XIII. Ustrój mostów rozporowych, wieszarowych i łukowych.

§. 118.	Rozmaite ustroje	68
§. 119.	Rozpornica trójkątna	69
§. 120.	Rozpornica trapezowa	70
§. 121.	Rozpornica wielokrotna	71
§. 122.	Wieszar trójkątny	71
§. 123.	Wieszar trapezowy	72
§. 124.	Belki rozporowo-wieszarowe	73
§. 125.	Rozpornice, wieszary i belki rozporowo-wieszarowe wzmocnione i wieloboczne	73
§. 126.	Mosty łukowe	74

XIV. Obliczenie mostów rozporowych i wieszarowych.

§. 127.	Obliczenie przybliżone rozpornicy trójkątnej	75
§. 128.	Obliczenie dokładniejsze rozpornicy trójkątnej	76
§. 129.	Obliczenie wykresłne	79
§. 130.	Przykład	80
§. 131.	Zasada obliczenia rozpornicy trapezowej	81
§. 132.	Obciążenie dowolne	82
§. 133.	Obciążenie jednym ciężarem	83
§. 134.	Linie wpływowe	84
§. 135.	Wpływ ściśliwości zastrzałów	84
§. 136.	Obliczenie rozpornicy wielokrotnej	86

E. Wykonanie i utrzymanie mostów drewnianych.

XV. Mosty tymczasowe i wojenne.

§. 137.	Ogólne uwagi	87
§. 138.	Przyczółki i filary tymczasowe	87
§. 139.	Mosty kratowe tymczasowe	88

XVI. Wykonanie i utrzymanie mostów drewnianych.

§. 140.	Materiał	88
§. 141.	Wykonanie belek	88
§. 142.	Jarzma w nasypie	89
§. 143.	Próby i badania mostów drewnianych	89
§. 144.	Utrzymanie mostów drewnianych	91

D o d a t e k.

Literatura		93
----------------------	--	----

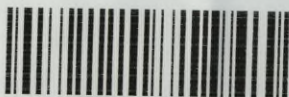
40.00

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-341946

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000280523