





INŻ. I. STELLA-SAWICKI

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA TOM XV.

MOSTY KRATOWE ŻELAZNE

NAPISAŁ

Dr. MAKSYMILIAN THULLIE,

DYPLOMOWANY INŻYNIER, PROFESOR SZKOŁY POLITECHNICZNEJ WE LWOWIE.

A. TEKST.

INŻ. I. STELLA-SAWICKI

Cena za tekst i atlas 27⁰⁰ koron.

WE LWOWIE.

SKŁAD GŁÓWNY W KSIĘGARNI SEYFARThA I CZAYKOWSKIEGO.

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

1906.

S. 67

S. 68

S. 70

S. 73

S. 91

996

S.05

624.04 : 624.3



10924/1

076

195/58

PRZEDMOWA.

W szeregu wydawnictw wykładów moich w szkole politechnicznej we Lwowie przyszła kolej obecnie na mosty kratowe żelazne.

Chociaż w układzie dzieła i w wielu szczegółach trzymałem się znakomitego dzieła Dr. Winklera, mego profesora, to wobec postępu nauki tak szybkiego, w obec nowych rozporządzeń ministeryalnych dotyczących się budowy mostów żelaznych, niniejsza praca moja różni się znacznie od powyższego dzieła. Korzystałem także wiele z wybornych dzieł Velfika i Haeslera i niejednokrotnie się na nie powołuję.

Atlas znacznej objętości wymagał do wykonania długiego czasu. Wiele pracy wymagało też ustawienie nowych wzorów dla ciężarów poprzecznie i podłużnie wedle nowego rozporządzenia austr. ministerstwa kolejowego, czego dokonał asystent mój p. Marcei Marcichowski, któremu niniejszem składam podziękowanie.

Dodanie przykładu obliczenia całego mostu byłoby wprawdzie pożądane, ale opóźniłoby ukończenie i tak już lat parę ciągnącego się druku, dlatego przykład obliczenia wydam osobno.

We Lwowie, dnia 2. kwietnia 1906.

Dr. Maksymilian Thullie.

SPROSTOWANIE OMYŁEK.

str. 10 w. 13. z dołu	zamiast parabolicznej	czytaj równoległej
" 19 " 5 "	$\frac{1}{7} C$	$\frac{1}{7} l$
" 24 " 3 "	207	27
" 50 rów. 40)	$\frac{n^2 ah^3 J^2}{12 J \epsilon^2}$	$\frac{n^2 ah^3 J_2}{12 J_1 \epsilon^2}$
" 57 w. 15 z góry	$l < l_2$	$l > l_2$
" 64 " 4 z dołu	wysokość	wysokość
" 83 " 5 z góry	r. 50.	r. 5.
" 85 " 8 "	węzłowych	stojących
" 87 " 8 "	$\frac{b_1}{b}$	$\frac{b_1}{g}$
" 112 " 18 "	zewnątrz	wewnątrz
" 112 " 5 z dołu	t. 115. r. 4.	t. 150. r. 4, 5.
" 112 " 4 "	osobno	osobno na belkach chodnikowych
" 142 " 14 "	głównymi	głównymi
" 144 " 9 "	głównymi	głównymi

SPIS RZECZY.

Wstęp	Str. 1
-----------------	--------

A Belki kratowe.

§. 1. Porównanie mostów kratowych i blaszanych	2
--	---

I. Rodzaje belek ze względu na kształt pasów.

§. 2. Belki równoległe	2
§. 3. Ilość i wielkość przęseł belki ciągłej	6
§. 4. Belki ciągle przegubowe	7
§. 5. Belka trapezowa	8
§. 6. Belka paraboliczna zbieżna	8
§. 7. Belka Paulego i Szwedlera	10
§. 8. Belka niezbieżna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa	11
§. 9. Belki ciągle wieloboczne zwykle i wspornikowe	12
§. 10. Belki wspornikowe trzypasowe	15
§. 11. Belka prosta z wklęsłym pasem dolnym	16
§. 12. Belki wieloboczne w ogólności	17
§. 13. Wyginanie belek w górę	17
§. 14. Wysokość belki	18
§. 15. Używanie stali do budowy mostów	20

II. Rodzaje belek ze względu na kratę.

§. 16. Odstęp krzyżulców i nachylenie	22
§. 17. Gęstość kraty	22
§. 18. Nachylenie krzyżulców	23
§. 19. Krata gęsta	25
§. 20. Krata rzadka równoramienna	26
§. 21. Krata bardzo rzadka równoramienna	26
§. 22. Krata pojedyncza równoramienna	27
§. 23. Krata prostokątna	27
§. 24. Podwójne przekątnie gibkie	28
§. 25. Belka Riedera	30
§. 26. Belka Howe'a	30

§ 27. Wartość belek Ridera i Hove'a	31
§ 28. Wpływ ciepła na mosty kratowe	32

III. Ustrój pasów.

§ 29. Wytrzymałość pasów	33
§ 30. Zasady ustroju pasów	37
§ 31. Pasy ciągnione	38
§ 32. Pas teowy	39
§ 33. Przekrój krzyżowy	40
§ 34. Pas ijowy i piątrowy	41
§ 35. Pasy teowe podwójne wielokrotne	41
§ 36. Pasy w kształcie podwójnej litery U i H	43
§ 37. Pasy ciśnione	44
§ 38. Pasy z żelaza lanego	44
§ 39. Wybór kształtu pasu	45

IV. Ustrój krzyżulców.

§ 40. Zasady ustroju	45
§ 41. Krzyżulce z żelaza okrągłego i płaskiego	46
§ 42. Przekroje L. T. U. zoresówki	47
§ 43. Przekrój krzyżowy	48
§ 44. Przekrój rurowy i skrzynkowy	49
§ 45. Połączenie podłużne krzyżulców	49
§ 46. Przekrój I	50
§ 47. Krzyżulce kratowe	50
§ 48. Ustrój kraty w miejscu zmiany znaku natężeń	52
§ 49. Zastrzały z żelaza lanego	53

V. Obliczenie krzyżulców.

§ 50. Obliczenie przekroju	53
§ 51. Natężenia drugorzędne	54
§ 52. Wytrzymałość na wyboczenie	55

VI. Połączenie pasów z krzyżulcami.

§ 53. Sposoby połączenia	58
§ 54. Położenie punktów przecięcia się krzyżulców	61
§ 55. Zasady połączenia krzyżulców nitami	61
§ 56. Przytwierdzenie do kątownek	64
§ 57. Utwierdzenie do blach stojących	64
§ 58. Przytwierdzenie do blach węzłowych	65
§ 59. Porównanie różnych sposobów utwierdzenia krzyżulców	66
§ 60. Połączenia przegibne	67
§ 61. Niezwykłe połączenia pasów	68

VII. Połączenia pasów.

§. 62. Nitowanie pasów	69
§. 63. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasów	71
§. 64. Krycie zetknięć w pasie	71
§. 65. Rozdział zetknięć	73
§. 66. Przeguby w belkach ciągłych	74

VIII. Połączenia w krańce.

§. 67. Zetknięcia w krzyżulcach	76
§. 68. Połączenie krzyżujących się krzyżulców	76
§. 69. Przecinanie się krzyżulców	77
§. 70. Pasy środkowe	78

IX. Zakończenie belek głównych.

§. 71. Ogólne urządzenie narożników	78
§. 72. Narożniki na filarach średnich	80
§. 73. Przekroje narożników	81
§. 74. Węzeł dolny narożny	82
§. 75. Węzeł górny narożny	83
§. 76. Obliczenie narożnika	83
§. 77. Zakończenie belek zbieżnych	84

X. Ciężar belek kratowych.

§. 78. Ogólne uwagi	86
§. 79. Spółczynnik ustrojowy	86
§. 80. Teoretyczny ciężar	88
§. 81. Wzory doświadczalne	91

SPIS RZECZY

zeszytu drugiego.

	Str.
§. 82. Wyznaczenie najkorzystniejszej rozpiętości	101

XI. Ogólny ustrój poprzeczny mostów żelaznych.

§. 83. Uwagi ogólne	103
§. 84. Wysokość pomostu	103
§. 85. Ilość belek głównych mostów kolejowych	103
§. 86. " " " " drogowych	105
§. 87. Odstęp belek mostów kolejowych jednotorowych	105
§. 88. " " " " dwu i więcejtorowych	111
§. 89. " " " " drogowych	112
§. 90. Przekrój poprzeczny mostów drogowych	113
§. 91. Mosty równocześnie kolejowe i drogowe	114

XII. Pomost.

§. 92. Odbojnice	115
§. 93. Zabezpieczenie przeciw wykolejeniu się pociągu przed mostem	118
§. 94. Ubezpieczenie przeciw pożarowi	118
§. 95. Pomost chodników mostów drogowych	119
§. 96. Odgraniczenie drogi od chodnika i odwodnienia	121

XIII. Pokład.

§. 97. Uwagi ogólne	122
§. 98. Ustrój podłużnic	123
§. 99. Połączenie podłużnic z poprzecznikami	123
§. 100. Obliczenie podłużnic	124
§. 101. Ruchome podparcie podłużnic	127
§. 102. Ciężar podłużnic mostów kolejowych	128
§. 103. " " " " drogowych	132
§. 104. Odstęp podłużnic mostów drogowych	138
§. 105. Ustrój poprzecznic	140

	Str.
§. 106. Połączenie poprzecznic z belkami głównymi	142
§. 107. Ruchome połączenie z belkami głównymi	144
§. 108. Obliczanie poprzecznic	146
§. 109. Ciężar poprzecznic blaszanych	151
§. 110. Ciężar poprzecznic kratowych	159
§. 111. Najkorzystniejszy odstęp poprzecznic	165
§. 112. Pokład mostów kratowych	172
§. 113. Poprzecznicze między węzłami	172

XIV. Łożyska.

. 114. Rodzaje łożysk	173
§. 115. Wpływ ciepła	174
§. 116. „ ugięcia belki	177
§. 117. Wybór rodzaju łożysk	178
§. 118. Łożyska stałe	178
§. 119. Wymiary łożysk stałych i przesuwowych	178
§. 120. Łożyska wysokie i dla pasów nierównych	179
§. 121. Pochylenie płyt łożyskowych	178
§. 122. Łożyska dla oddziaływań ujemnych	180
§. 123. Ubezpieczenie przeciw przesunięciu przy mostach, w spadku będących	180
§. 124. Łożyska wałkowe	180
§. 125. Wałki	181
§. 126. Półwałki	181
§. 127. Wymiary i ilość wałków	183
§. 128. Ubezpieczenie wałków przeciw wzajemnemu przesunięciu	189
§. 129. „ „ „ bocznemu „	190
§. 130. „ „ „ przeciw przesunięciu podłużnemu	191
§. 131. Podkładka	191
§. 132. Płyta górna	192
§. 133. Wymiary podkładki i płyty górnej	192
§. 134. Płaszcz	192
§. 135. Łożyska kołyskowe, cel ich	193
§. 136. Ustrój łożysk kołyskowych	194
§. 137. „ łożyska stycznego	195
§. 138. „ kadłuba i wahacza	195
§. 139. Zabezpieczenie przeciw wzajemnemu przesunięciu przy łożyskach kołyskowych	196
§. 140. Łożyska szczudłowe	196
§. 141. Łożyska kuliste	198
§. 142. Wymiary łożyska czopowego	198
§. 143. „ łożysk stycznych	200
§. 144. Obliczenie łożyska kulistego	201
§. 145. Wymiary kadłuba i wahacza	202
§. 146. Regulowanie wysokości i nachylenia łożysk	202
§. 147. Łożyska śrubowe	203

	Str.
§. 148. Łożyska klinowe	203
§. 149. „ „ kołyskowe	204
§. 150. Wymiary klinów i płyty dolnej	204
§. 151. Regulowanie wysokości łożysk sposobem inż. Marloha	205
§. 152. Łożyska dla przesunięcia w dwu poprzecznych kierunkach	206

XV. Ustrój tężników poprzecznych.

§. 153. Cel tężników	206
§. 154. Ustroje tężników poprzecznych	207
§. 155. Inne ustroje	209
§. 156. Zastrzały nad filarami	209
§. 157. Stężenia między filarami	210
§. 158. Rozpora górna	211
§. 159. Tężniki poprzeczne górne kratowe	212
§. 160. Rozpory podwyższone	212
§. 161. Urządzenie tężników poprzecznych przy belkach wielobocznych	213
§. 162. Poprzeczne tężniki dla podłużnic	213

XVI. Ustrój tężników poziomych.

§. 163. Położenie tężników poziomych	214
§. 164. Ogólne urządzenie tężników poziomych	215
§. 165. Przekątnie gibkie i tęgie	216
§. 166. Przekrój tężników poziomych	217
§. 167. Połączenie tężników poziomych z belkami	217
§. 168. Tężniki pionowe mostów wspornikowych	217
§. 169. Położenie tężników poziom. ze względu na pasy i poprzecznice	217
§. 170. Krzyżowanie z innymi częściami	219
§. 171. Tężniki poziome między podłużnicami	220
§. 172. „ „ ze względu na parcie wody	220
§. 173. „ „ poprzeczne mostów ukośnych	221

XVII. Obliczenie tężników.

§. 174. Natężenie dopuszczalne i siły zewnętrzne	221
§. 175. Siły zewnętrzne, działające na tężniki poprzeczne	224
§. 176. Rozpora	226
§. 177. Słupy wzmocnione	227
§. 178. Krzyż ukośny o przekątniach gibkich	227
§. 179. „ „ o tęgich krzyżulcach	227
§. 180. Krata pojedyncza albo wielokrotna	228
§. 181. Krzyże ukośne ponad sobą leżące	229
§. 182. Rozpora górna blaszana	229
§. 183. „ „ kratowa	234
§. 184. „ „ pełna z zastrzałami	234
§. 185. „ „ kratowa „	236
§. 186. Krzyż ukośny górny	237
§. 187. Obliczenie tężników poziomych	239
§. 188. Wpływ obciążenia pionowego na tężniki poziome	240

	Str.
§. 189. Układy statycznie niewyznaczalne	241
§. 190. Ciężar tężników pionowych i poziomych według Winklera	242
§. 191. „ „ poprzecznych i poziomych według Velfika	245

XVIII. Zakończenie mostu.

§. 192. Połączenie pomostu nad filarami	246
§. 193. Wyrównanie długości przy zmianie ciepłoty dla mostów ko- lejowych	246
§. 194. Ustrój dokładek	247
§. 195. Położenie dokładek	248
§. 196. Wyrównanie wysokości	248
§. 197. Mosty w spadzie	249

Dodatek.

Literatura	250
----------------------	-----

A. Belki kratowe.

W s t ę p.

§. 1. Porównanie mostów kratowych i blaszanych.

Mając mówić o ustroju mostów kratowych żelaznych, opieramy się na tem, cośmy już o istocie belek kratowych i ich obliczeniu podali w Podręczniku Statyki Budowli*) i Teoryi Mostów**), jakoteż o mostach blaszanych i pomoście mostów żelaznych w „Mostach Blaszanych“.

Obecnie porównamy mosty blaszane i kratowe żelazne pod rozmaitymi względami:

1. Ilość materiału. Belki blaszane mają ściankę, pracującą na ośnieniu i ciągnięcie, którą potrzeba stężyć, wymagają więc wiele materiału. Mała belka kratowa jest znowu niekorzystna, bo wymaga wielu połączeń, a to znowu pociąga za sobą użycie znacznej ilości materiału. Otóż stosunek ilości materiału belek głównych mostów blaszanych kolejowych do ilości materiału belek kratowych wynosi kolejno dla rozpiętości:

$l=10, 20, 30, 40, 50, 60 m,$

1·05, 1·11, 1·17, 1·23, 1·30, 1·36, jeśli 2 belki na 1 tor

1·00, 1·02, 1·04, 1·06, 1·08, 1·10, jeśli 2 belki na 2 tory.

A zatem w ogólności belki blaszane wymagają więcej materiału niż kratowe, a różnica ta wzrasta z rozpiętością.

2. Dalszą ujemną stroną belki blaszanej jest a) większy wpływ wiatru, b) trudniejsze wykonanie przy belkach wysokich, zwłaszcza, że przy wielkich wysokościach nad 1·8 m trzeba by spajać ściankę poziomo, c) nieestetyczny wygląd wysokiej belki blaszanej, d) utrudnione dojście powietrza i słońca do pomostu, który łatwiej gnije i rdzewieje.

*) II. wyd. str. 323. i nast.

**) II. wyd. 1904. str. 86. i nast.

Korzyści, jakie przedstawiają belki blaszane są:

1. Prostota ustroju: ustrój belek blaszanych jest bardzo prosty więc wymagają one mniej roboty i są wskutek tego tańsze.

2. Łatwy nadzór, a co się tyczy malowania, bardzo ważnego ze względu na rdzewienie, łatwe odnowienie malowania.

3. Niema żadnych zbiorników wody (n. *Wassersack*), tj. takich zeskładów, w których woda zbiera się i zatrzymuje.

4. Łatwe połączenie z tężnikami poprzecznymi, gdyż mamy tu płaszczyznę, podczas gdy u belek kratowych tężników nie można w każdym miejscu utwierdzić, lecz tylko w węzłach.

5. Nie potrzeba się krępować położeniem poprzecznic (przy moście kratowym musimy dawać poprzecznicę zazwyczaj tylko w węzłach).

Widzieliśmy, że ujemne strony belek blaszanych wzmagają się, im większa staje się rozpiętość i wysokość; wady te zmniejszają się przy małych rozpiętościach. Z tego wynika, że dla małych rozpiętości stosowne są belki blaszane. U nas są one używane dla małych rozpiętości do 15 i 20 m; wyżej 20 m używamy belek kratowych. Wyjątek stanowi wiedeńska kolej miejska, gdzie użyto belek blaszanych dla rozpiętości 27 m. W Ameryce i we Francji używają ich dla rozpiętości do 25 i 30 m.

I. Rodzaje belek ze względu na kształt pasów.

§. 2. Belki równoległe.

Najprostsze belki są równoległe; dzielą się one na a) belki zwykle jednoprzęsłowe (n. *einfache Träger*), b) belki ciągle (n. *continuirliche Träger*, fr. *la poutre continue*, a. *the continuous girder*), c) belki ciągle przegubowe (n. *continuirliche Gelenkträger*, *Träger mit schwebenden Stützen*). Chodzi nam o wybór rodzaju belki między zwykłą a ciągłą, bo belki ciągle przegubowe rzadko tylko są używane ze względu na trudność wykonania przegubu. A więc czy mamy używać dla mostów o więcej przęsłach belek jednoprzęsłowych, czy

ciągłych? Na to pytanie można się zapatrywać z różnych względów. Musimy je więc porównać:

1. Ilość materiału. Dla małych rozpiętości nie można bardzo zmieniać przekroju pasów i krzyżulców. Jeżelibyśmy ich nie zmieniali, to ponieważ moment na podporze jest $M_1 = \frac{1}{8} ql^2$ dla belki ciągłej dwuprzęsłowej, a tak samo jest najw. $M = \frac{1}{4} ql^2$ dla belki jednoprzęsłowej (t. 26. r. 1.), więc użyciem belek ciągłych nie nie zyskujemy. I owszem, ponieważ przy belce ciągłej siły w pasach zmieniają znak, więc w każdym razie dla nich trzeba więcej materiału. Dla belki 2, 3, 4 - przęsłowej, potrzeba 1·07, 1·02, 1·04 razy tyle materiału dla belki ciągłej, co dla zwykłej. — Można wprawdzie zniżyć środkową podporę i przeto zmniejszyć moment ujemny; możnaby przeto zaoszczędzić około 25% ze względu na momenty. Ale wskutek tego zwiększają się siły poprzeczne tak, że nie wiele zyskamy, a przytem zwiększa się trudność w wykonaniu. Dlatego nie używamy tego sposobu.

Przy większych rozpiętościach jest jednak inaczej. Tu zmieniamy przekrój, a więc mamy oszczędność i ta wynosi wedle Winklera dla: $l=25, 50, 100, 150 m$,
0, 10, 19, 24% ilości materiału.

Ale, jeżeli uwzględnimy tę okoliczność, że przy belce ciągłej są pasy raz ciągnione, drugi raz ciśnione, czego niema przy belce w dwóch punktach podpartej, to będziemy zmuszeni użyć mniejszych natężeń dopuszczalnych (wedle doświadczeń *Wöhlera, Buschingera i Tetmajera*), a wtedy oszczędność materiału będzie znacznie mniejsza.

2. Ugięcie belek ciągłych jest znacznie (27 do 42%) mniejsze, niż belek w dwóch punktach podpartych; ale ostatecznie, czy ono jest mniejsze, czy większe, to nie stanowi wady ani korzyści. Jeżeli pierwszy raz most obciążymy, a potem obciążenie usuniemy, to pozostanie ugięcie stałe, a reszta będzie ugięciem sprężystem. To ugięcie stałe, można uważać za miarę dobroci wykonania. Ugięcie sprężyste zaś zależy od ustroju mostu. Chodziłoby może o to, że przy ugięciu mostu powstanie pewien spad toru, ale i temu można zaradzić przez to, że się tor ułoży wypukło, albo też całą belkę wygnie w górę.

3. Nierówna wysokość podpór wywiera bardzo wielki wpływ na belki ciągłe; jeżeli obliczymy wielkość zniżenia podpor dla zmian momentu o 10%, to otrzymamy wedle *Winklera* dla rozpiętości:

	$l = 10,$	$50,$	$100,$	$150 \text{ m},$
dla belki 2 przęsł.	4,	20,	48,	$56 \frac{m}{m},$
„ „ 3 „	5,	29,	63,	83 „

zniżenie podpory. Tego zniżenia uniknąć trudno, gdyż filary się osiadają. Musimy więc przy użyciu belek ciągłych bardzo dobrze fundować filary, które muszą się dobrze osiąść przed zestawieniem belki ciągłej. — Jeżeli mamy filary żelazne, które są sprężyste, to już samo obciążenie skraca filar. Musielibyśmy tę okoliczność w obliczeniu uwzględnić.

4. Trudność obliczenia. Teorya dokładna belek ciągłych jest nadzwyczaj trudna, więc w praktyce używamy zwykle teoryi przybliżonej dla przekroju stałego. Otóż wobec tego, że teorya ta nie jest dokładna, trzeba przyjąć znowu mniejsze natężenie dopuszczalne. Przytem na podporach powstają największe momenty i największe siły poprzeczne, a wskutek tego powstają tam w belce natężenia drugorzędne, które są bardzo wielkie. Dla tych części belki trzeba więc przynajmniej przyjąć natężenie dopuszczalne mniejsze.

5. Wpływ zmiany ciepłoty. Jeżeli pomost jest u dołu umieszczony, to pas dolny jest pomostem zacieniony, a pas górny jest otwarty i wystawiony na działanie słońca. — Otóż trafia się, że przy wielkich upałach pas dolny jest chłodny, a górny silnie ogrzany. Przypuszczają niektórzy, że różnica ta może dojść do 20°C. Ta zmiana ciepłoty wywołuje to, że pas górny więcej się rozszerza, niż pas dolny i belka przybiera kształt przedstawiony na tab. 26. rys. 2. Następuje wskutek tego podwyższenie podpory średniej o s .

Nazwijmy przedłużenie pasu górnego Δl , to mamy:

$$\begin{aligned}
 (l + \Delta l) : l &= (r + h) : r, \\
 \Delta l : l &= h : r, \text{ a że } \Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l, \text{ więc} \\
 r \frac{h l}{\Delta l} &= \frac{h l}{\alpha \cdot \Delta t \cdot l} = \frac{h}{\alpha \cdot \Delta t}, \dots \dots \dots 1)
 \end{aligned}$$

gdzie Δl jest wydłużeniem pasu górnego wskutek różnicy ciepłoty o Δt° Celsiusza.

Jeżeli mamy belkę dwuprzęsłową (t. 26 r. 3), to w takim razie, jeżeli ugięty pas jest łukiem kołowym, $s = \frac{l^2}{2r}$. Wiemy, że różnica momentów $\Delta M = \frac{3 \varepsilon J s}{l^2}$ (*). Jeżeli teraz wstawimy wartość za s , to otrzymamy:

$$\Delta M = \frac{3 \varepsilon J l_1^2}{l_1^2 2r} = \frac{3 \varepsilon J \alpha \Delta t}{2h} \dots \dots \dots 2)$$

Jeżeli przekrój jednego pasu nazwiemy A , to moment bezwładności belki jest w przybliżeniu:

$$J = 2A \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{Ah^2}{2}, \text{ zaś } A = \frac{M}{h\tau}, \text{ więc } J = A \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{Mh}{2\tau}, \text{ zatem:}$$

$$\Delta M = \frac{3 \varepsilon \alpha \Delta t \cdot M h}{2h \cdot 2\tau} = \frac{3 \varepsilon \alpha \cdot \Delta t \cdot M}{4 \tau} \dots \dots \dots 3)$$

Wstawmy następujące wartości dla żelaza spawalnego:

$$\tau = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2, \quad \alpha = 0.0000118, \quad \varepsilon = 800 \text{ kg/cm}^2,$$

to otrzymamy:

$$\Delta M = \frac{3}{4} \cdot \frac{2.000000 \times 0.0000118 \times \Delta t \cdot M}{800}, \text{ czyli } \Delta M = 0.022 \Delta t M$$

$$\text{albo } \frac{\Delta M}{M} = 0.022 \Delta t$$

$$\text{Podobnie otrzymamy dla belki 3 przęsłow: } \frac{\Delta M}{M} = 0.020 \Delta t$$

$$\text{" " " " 4 " " } \frac{\Delta M}{M} = 0.021 \Delta t.$$

Zatem zmiana momentu wskutek nierównego ogrzania wynosi dla każdego stopnia C 2.2%, dla 10° zatem już 22%, dla 20° 44%.

6. Największe natężenie. Belki ciągle obliczamy w ten sposób, że przyjmujemy najniekorzystniejsze obciążenie takie, jakie się w praktyce nigdy nie trafia, albo bardzo rzadko (1 przęsło obciążone, 2-gie nie, 3-cie obciążone, 4-te nie, i t. d.). Przy belce w dwu punktach podpartej obciążamy całą belkę, co w praktyce często się powtarza. Pod tym względem belka ciągła jest w korzystniejszym położeniu.

*) Por. Teorya mostów II. str. 94 r. 225.

7. Zestawienie mostów przy wielkich rozpiętościach. Zestawienie mostów przy belkach ciągłych jest możliwe na brzegu rzeki, gdyż można je następnie przesunąć w kierunku osi mostu. Zestawiamy więc most na brzegu, a następnie przesuwamy go na filary. Dla szybszego osiągnięcia filaru dodaje się na przodzie dziób a (t. 26 r. 4). Sposób ten może być bardzo dogodny, bo odpadają rusztowania, które czasem wiele kosztują. Jednak przy wielkich rozpiętościach tego sposobu użyć nie można z powodu, że dla wystającej belki jest moment 4-ry razy większy, niż dla belki w dwu punktach podpartej. Momenty, wywołane ciężarem własnym (bez pomostu) stają się dla $l > 100 m$ już tak wielkie, że nie można tego sposobu używać. Ciężar własny przy wielkich rozpiętościach staje się większy od ruchomego tak, że ten sposób już przy $l = 80 m$ staje się niekorzystnym. Z drugiej strony, jeżeli tego sposobu nie stosujemy, to jest niekorzyść po stronie belki ciągłej, gdyż trzeba od razu cały most zestawiać, gdy przeciwnie przy belce w dwu punktach podpartej niema tego potrzeby, a rusztowania po zestawieniu jednego lub dwu przęseł możemy użyć dla dalszych przęseł.

Widzimy, że te wszystkie wady belki ciągłej są tem większe, im rozpiętość jest mniejsza. Więc nie budujemy belek ciągłych dla małych rozpiętości, dopiero dla większych nad $50 m$. Dawniej budowano ich bardzo wiele, zwłaszcza we Francyi, obecnie są mało w użyciu, gdyż przeważa dążność budowania belek statycznie wyznaczalnych.

§. 3. Ilość i wielkość przęseł belki ciągłej.

Chodziłoby jeszcze o najkorzystniejszą ilość przęseł belki ciągłej. — Im więcej jest przęseł, tem większe jest przesunięcie końca belki wskutek zmiany ciepłoty, co nie jest korzystnem.

Co się tyczy ilości materiału, to już przy trzech przęsłach ta ilość jest prawie równa ilości, potrzebnej dla belki cztero-przęsłowej. Dlatego budujemy belki ciągłe, zwykle dwu (t. 8. r. 4) lub trzyprzęsłowe, najwyżej 4 przęsłowe.

Chodzi jeszcze o stosunek długości przęseł. Winkler podaje tablicę stosunków długości belek 3 i 4 przęsłowych, dla których ilość materiału jest najmniejsza.

l	3 przęsła	4 przęsła
10	1:1·08:1	1:1·122:1·122:1
50	1:1·111:1	1:1·129:1·129:1
100	1:1·125:1	1:1·136:1·136:1
150	1:1·143:1	1:1·168:1·168:1
więc średnia:	1:1·12:1	1:1·14:1·14:1
w przybliżeniu:	7:8:7	7:8:8:7.

Ściśle tej tabliczki jednak trzymać się nie potrzebujemy, bo nawet przy większem zboczeniu różnica w materyale będzie niewielka.

§. 4. Belki ciągle przegubowe.

Pozostają nam do omówienia belki ciągle równoległe przegubowe. — Pierwszy użył ich Gerber dyrektor Towarzystwa budowy mostów w Monachium. Belki te mogą być dwojakie:

1. przeguby znajdują się w przęsłach skrajnych (t. 26 r. 5a)
2. przeguby znajdują się w przęśle środkowem (t. 26 r. 5b)

Pominąwszy trudność wykonania przegubów, to belki te posiadają wszystkie korzyści belek ciągłych, a nie posiadają ich wad. Są statystycznie wyznaczalne, zmiana wysokości podpór niema tu wpływu. Zachodzi pytanie, jaki jest najkorzystniejszy stosunek długości przęseł i długości wystających a . Winkler podaje następującą tabliczkę dla najmniejszej ilości materyalu w której l i l_1 oznaczają rozpiętość przęseł średnich i skrajnych.

Układ I. (rys. 5a):

$l =$	10	50	100	150 m
$l =$	1·12	1·13	1·14	1·15 l_1
$a =$	0·18	0·20	0·20	0·22 l .

Objętość materyalu w porównaniu z belką w dwu punktach podpartą wynosi: 96 87 78 74%

Układ II. (rys. 5b)

$l =$	1·01	1·04	1·12	1·19 l_1
$a =$	0·15	0·17	0·20	0·23 l

Materyał: 96 85 80 76%

Oszczędność w porównaniu do belek w dwu punktach podparych jest więc znaczna, zwłaszcza dla większych rozpiętości. Keck wyznacza w ten sposób najkorzystniejsze a , aby najw. $M = -$ najw. ($-M$). Otrzymuje wtedy $a = 0·207l$ 4)

Kilka takich mostów zostało wykonanych n. p. w Austrii,

most na Weltawie pod Červeną*) (t. 56 r. 4), w Ameryce wiadukt Kentucky kolei połudn. Cincinnati**) (t. 37 r. 1).

§. 5. Belka trapezowa.

Ma ona kształt przybliżony do kształtu belki Winklera o najmniejszej ilości materyału. Belki tej użyli najpierw inżynierowie Köstlin i Battig w Wiedniu. Przedstawia ona pewną oszczędność w stosunku do belki równoległej, choć nie wielką, bo tylko 7 do 10%, jeżeli belka jest zbieżna, czyli jeżeli $h_0 = 0$; dla belki niezbieżnej zaś zawsze jeszcze 5 do 6%.

Zato wykonanie jest trudniejsze, a i wygląd ich nie bardzo korzystny. Zachodzi teraz pytanie, jakie jest najkorzystniejsze a (t. 26 r. 6). Winkler oblicza je ze względu na najmniejszą ilość materyału i otrzymuje dla kraty:

$$\left. \begin{array}{l} \text{równoramiennej najkorzystniejsze } a = 0.06 l + 0.6 h_1 \\ \text{jeżeli } h_0 = 0.22 h_1 \text{ do } 0.31 h_1 \\ \text{przedziałowej najkorzystniejsze } a = 0.04 l + 0.1 h_1 \\ \text{jeżeli } h_0 = 0.13 h_1 \text{ do } 0.25 h_1 \end{array} \right\} \quad 5)$$

Dwa takie mosty wykonano na kanale Dunaju w Wiedniu: most Brygity i Zofii (t. 3 r. 2.) W praktyce nie trzymają się bardzo tych wzorów n. p. most w Sobiesławie w Czechach ma kształt przedstawiony na (t. 26 r. 7). Podobny kształt ma most na Dniestrze w Niżniowie. Jeżeli h_0 jest bardzo małe, to trzeba odwrócić kierunki przekątni, jak w rys. 6. t. 26, bo inaczej pręty te będą ciśnione (rys. 8.). W ostatnich czasach zaczęto używać takich belek o pomoście górą (t. 3. rys. 1).

§. 6. Belka paraboliczna zbieżna.

Przy belkach o pasach zakrzywionych przyjmujemy zwykle wysokość około 25% większą, niż dla belek równoległych. Z teorii belek znamy własności belki parabolicznej zbieżnej***), tu porównamy belkę paraboliczną z belką równoległą:

1. Ilość materyału. Co się tyczy materyału, to potrzebujemy go dla belki parabolicznej mniej. Wprawdzie dla pasów trzeba więcej materyału, ale zato mniej dla kraty.

*) p. Centr. der Bauverwal. 1890. str. 86.

**) p. Zeit. des Ver. deut. Ing. 1891 str. 85.

***) Podr. teorii mostów I. wyd. 2. str. 155.

Oszczędność ta materiału wynosi z uwzględnieniem większej wysokości dla:

$l =$	10	30	50	100	150 m
<i>teoretycznie</i>	7	8	10	11	12%

ilości materiału belki zwykłej. — Jednakowoż *w rzeczywistości* wyniesie ona więcej: 26 20 17 17 18%, a to dlatego, że przy belce parabolicznej przekrój pasów jest prawie stały.

W stosunku do belki ciągłej potrzeba materiału:

<i>teoretycznie</i>	98	100	102	112	118% ilości mate-
<i>w rzeczywistości</i>	73	83	93	102	107%.

Widzimy więc, że oszczędność w stosunku do belki zwykłej jest dosyć znaczna. W stosunku do belki ciągłej uzyskujemy pewną oszczędność tylko do 85 m rozpiętości.

2. Robotą jest trudniejsza dla belki o pasach zakrzywionych, a zatem droższa o 4 do 5%, zwłaszcza tyczyć się to belek zbieżnych, gdzie znaczną trudność przedstawia zakończenie belek na podporze (t. 56 r. 1). Zestawienie przez przesunięcie wzdłuż osi jest niemożliwe.

3. Stężenie. Belki powinny być stężone, ale jeżeli mamy pomost dołem, to na pewnej wysokości nie można dawać żadnych stężeń, bo jeżeli chcemy stężyć belki górą, to muszą one być dla mostów kolejowych ze względu na przekrój wolnego przejazdu najmniej 5 m wysokie. Dla belek wyższych, a zatem dla belek o wielkiej rozpiętości jest więc stężenie łatwe. Przy małej rozpiętości zaś starać się musimy stężyć belki w inny sposób, dajemy np. wysokie poprzecznice. Najgorsze warunki dla stężenia zachodzą przy rozpiętościach 30 do 40 m. Dla takich rozpiętości używamy albo belek parabolicznych o znacznej wysokości, albo też bardzo niskich. Z drugiej strony stężenie poprzeczne jest dla belek parabolicznych zbieżnych zawsze niedostateczne z tego powodu, że na podporach, gdzie zachodzi potrzeba największego stężenia, właśnie stężyć nie można. Jestto wielka wada belek zbieżnych wogóle.

4. Przesunięcie przy ugięciu. Jeżeli belka się ugina, to otrzyma kształt wskazany na t. 26. r. 9.; belka musi się więc przesunąć na łożysku. Przesunięcie to jest jednak wogóle małe, wynosi 2 do 11 mm. Gdybyśmy belkę podparli w osi

obojętnej, toby nie było z powodu ugięcia żadnego przesunięcia. Ten wypadek zachodzi przy belce oselkowej (t. 26 r. 10.).

5. Ugięcie. Przy mostach parabolicznych ugięcie jest większe i wynosi 39 do 73% więcej, niż przy belce równoległej, jeśli przyjmujemy tę samą wysokość belki parabolicznej. Jeżeli zwiększymy wysokość belki parabolicznej o 25%, to ugięcie będzie większe tylko o 11 do 38%. Większe ugięcie wynika z ustroju belki nie jest zresztą szkodliwym.

Porównawszy w ten sposób belki parabolicznie zbieżne, przychodzimy do wniosku, że dla belek jednoprzęsłowych używaćby należało najlepiej belek parabolicznych, zwłaszcza przy większych rozpiętościach, przy belkach więcej przęsłowych byłaby belka paraboliczna do polecenia przy rozpiętościach 30 do 60 m. Ale wskutek złego stężenia i złego umieszczenia poprzecznie w podporach belki parabolicznej zbieżnej prawie zupełnie się nie używa, lecz stosujemy tylko belki niezbieżne.

§. 7. Belka Paulego i Schwedlera.

Belka Paulego ma przekrój zupełnie stały, co pod względem ustroju przedstawia pewną korzyść. Ale zato ma ona tę wadę, że oba pasy są zakrzywione, więc zwiększają się trudności wykonania, zwłaszcza, że pomost musimy układać pośrodku pasów. Mosty takie były budowane dawniej zwłaszcza w Bawaryi, ale obecnie zupełnie je zarzucono. Największy most wykonano na Renie w Moguncyi ($l=105.2$ m).

Belka Schwedlera ma pas dolny zawsze prosty. Ilość materiału jest tu trochę mniejsza, niż dla belki parabolicznej, ale oszczędność ta jest mała: wynosi bowiem 4 do 8%. Dobrą stroną tej belki jest ta okoliczność, że wykonanie jest łatwiejsze, zwłaszcza, że wysokość belki na końcu jest nieco większą i kąt α (t. 26 r. 11.) jest większy. Jednak pod względem estetycznym przedstawia się ona nieładnie tak, że otrzymała przezwisko *Elephantenträger*. Używana jest prawie wyłącznie w Prusiech, (t. 2. r. 2) w Austrii*) bardzo rzadko (t. 56 r. 6).

Oprócz tego używają belki Schwedlera trochę zmodyfikowanej dla mostów o bardzo wielkich rozpiętościach w Ameryce; n. p. most na Ohio kolei Cincinnati Covington**) (tab. 3 rys. 4).

*) p. Zeit. d. öst. Ing. u. Arch. Verein 1835.

**) p. Zeit. deut. Ing. 1889 str. 97 i Engineering 1890 II. str. 650.

§. 8. Belka niezbieżna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa.

Belki te mogą być górno lub dolno paraboliczne (t. 26. r. 13. t. 3. r. 6, t. 10 r. 2, t. 21 r. 2). Tego rodzaju mosty są bardzo często używane: mają te same korzyści, co belki paraboliczne, a mianowicie wykazują oszczędność materiału, chociaż nieco mniejszą, niż belki paraboliczne. Co się tyczy wysokości na podporze h_0 , to często względy ustrojowe nam ją wyznaczają n. p. jeżeli równocześnie użytą jest belka równoległa, to h_0 przyjmujemy równe wysokości tejsze belki (t. 25 r. 1). Przyjmujemy ją także odpowiednią do wysokości poprzecznic, aby je można było umieścić; czasem chcemy już na podporach umieścić tężniki górą, a tem samem musimy przyjąć h_0 co najmniej równe 5'4 m.

Jako korzyść w stosunku do belki zbieżnej podnieść musimy, że unikamy tu ostrych zakończeń belki i mamy pewną wysokość do przytwierdzenia poprzecznic i tężników poprzecznych.

Ilość materiału zależy od stosunku $h_0 : h_1$ (wysokości w środku belki).

Dla $h_0 = 0$, wynosi oszczędność w stosunku do belki równoległej około 20%. Dla $h_0 = h_1$, (belka równoległa) wynosi oszczędność 0%.

W rzeczywistości mamy oszczędność pośrednią. Przy wiadukcie na Trisanie kolei Arulańskiej ($l = 120$ m) osiągnięto oszczędność 16%.

Belka paraboliczna niezbieżna jest obecnie coraz więcej używaną do 60 m rozpiętości. Poza tę rozpiętość belki ciągle przedstawiają większą korzyść. Jako przykłady podajemy tu most kolei Arulańskiej na Innie (t. 56 r. 8) o belce dolno parabolicznej, most na jarze Schana tejsze kolei (t. 11. r. 3) o belce górnoparabolicznej i most na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 56. r. 7) o największej rozpiętości 150 m.

Zamiast belki parabolicznej użył Gerber przy moście na Dunaju pod Gross-Prüfening (t. 39 r. 9) belki równoległej parabolicznie zakończonej, przyczem uzyskał 6% oszczędności w stosunku do belki równoległej. Belka ta jest jednak nieładną i nie była więcej używaną.

Podobna do tej belki jest belka sierpowa niezbieżna (n. *Halbsichelträger*). Jestto belka, której oba pasy są

w jednym kierunku zakrzywione (t. 25. r. 6), przyczem pomost znajduje się albo między pasami (t. 25. r. 6), albo poniżej pasu dolnego (t. 20 r. 7) most na Süderelbe w Hamburgu*). Pierwszy rodzaj belek jest na Węgrzech częściej używany, n. p. przy moście na Dunaju w Strygonii (Gran) (t. 7 r. 4).

Korzyści, jakie przedstawia ten rodzaj belki, są następujące:

1. ładny wygląd, 2. filary i przyczółki są trochę niższe, 3. stężenie na filarach jest możliwe, 4. większy przekrój dla przepływu wody i przedmiotów i okrętów płynących pod mostem.

Wadami tej belki są: 1. trochę większy ciężar, 2. nieregularne stężenie poprzeczne, 3. trudniejsza robota, bo ustrój jest zawilszy.

Jeżeli belka wieloboczna nie jest zbieżna, to ta okoliczność, według jakiej linii zmieniamy między h_0 i h_1 wysokość belki, nie wywołuje większej różnicy w ilości materiału. Dlatego używane są też belki a pasie dolnym prostym a górnym eliptycznym n. p. przy moście na Czarnym Dunajcu w Nowym Targu (t. 6 r. 1), albo też o pasie górnym kołowym n. p. przy moście na Wiśle pod Fordonem**) (t. 56 r. 5).

§. 9. Belki ciągle wieloboczne zwykle i wspornikowe.

Jeżeli kształt pasu jest odpowiedni do linii momentów, to otrzymamy dla belki w dwu punktach podpartej belkę paraboliczną. Jeżeli to samo zrobimy dla belki ciągłej, to otrzymamy w krzyżulcach dla obciążenia zupełnego siły wewnętrzne równe zeru, a kształt pasów miałby kształt linii momentów. — Takim mostem miał być most projektowany na Bosforze (t. 4 r. 3) przez inż. Rupperta. Jednak nie wykonano go, bo zachodziła trudność konstrukcyjna przy przecięciu się pasów.

Zato coraz więcej obecnie używają belek tego rodzaju, ale przegubowych. Belki takie nazywamy wspornikowymi (n. *Consolträger*, *Kragträger*, cz. *most konsolowy*, *krákorcovy*). Jednym z charakterystycznych tego rodzaju mostów, jest most na Warcie w Poznaniu***), (t. 25 r. 3). Tu na wspornikach są zwykle łożyska, a na nich spoczywa zwykła belka paraboliczna.

*) p. Cent. d. Bauverw. 1899 str. 478.

**) p. Stahl u. Eisen 1893 str. 917.

***) p. Zeitsch. deut. Ing. 1891 str. 85. Zeitschr. d. Bauverw. 1879.

Most ten jest ściśle przegubowym. Podobny most znajduje się pod Hassfurtem na Menie (t. 25 r. 2) wedle projektu Gerbera¹⁾. W punktach *A* znajdują się przeguby. Tego rodzaju belki mają korzyści belek ciągłych, a nie mają ich stron ujemnych. Trudność ustrojową przedstawiają tylko przeguby. Dlatego dla bardzo wielkich rozpiętości należą one obecnie do najwięcej używanych, dla mniejszych z powodu trudności ustrojowych mniej są do zalecenia; w Ameryce n. p. używają tych belek dopiero dla $l > 160 m$.

Największym tego rodzaju istniejącym mostem jest most na zatoce Forth pod Queensferry w Szkocji²⁾ (t. 7 r. 1, t. 25 r. 5), zbudowany w latach 1883 do 1890. Most ten składa się z belek wspornikowych o olbrzymiej rozpiętości 521 *m*. Dla lepszego zakotwienia i ustalenia belek na filarach rozszerzono je i podwojono, przezco jednak mimo przegubów nie jest on statycznie wyznaczalny, bo belka spoczywa na 4 łożyskach. Przy moście na Niagarze³⁾ (t. 5 r. 4) opuszczono przekątnie na filarze, aby uzyskać belkę statycznie wyznaczalną. Obecnie budują w Kanadzie na rzece św. Wawrzyńca niedaleko Quebecu⁴⁾ most o belkach głównych wspornikowych o rozpiętości jeszcze większej. Największa głębokość rzeki wynosi 55 *m*. Filary są w odstępnie 548 *m*, przeszła skrajne wspornikowe są 152·4 *m* a o belkach zwykłych 64 *m* długie. Wysokość pomostu nad wielką wodą wynosi 45·7 *m*; most jest dwutorowy. Wysokość belek głównych w środku wynosi 36·6 *m*, a na podporach 100·5 *m*. Rozpiętość główna przewyższa rozpiętość mostu na Forth o 27·4 *m*.

Podobny układ przedstawia most nad Indem pod Sukkur⁵⁾ (t. 25 r. 7). Tu belki wspornikowe są zakotwione na brzegu, a na nich spoczywa belka równoległa wisząca.

Największym mostem tego rodzaju na stałym lądzie Europy jest most na Dunaju pod Cernowodą w Rumunii⁶⁾ (t. 25 r. 9) o pięciu przęsłach, zbudowany w r. 1896 przez Salignego.

¹⁾ p. Zeitsch. deut. Ing. 1891 str. 85.

²⁾ p. Allg. Bauzeitung 1890.

³⁾ p. Annal. des ponts et chaussées 1891 I t. 7. .

⁴⁾ p. Engineering News 1903 str. 92.

⁵⁾ p. Engineering 1888 I. str. 229.

⁶⁾ p. Zeit. d. öster. Ing. u. Arch. Verein 1895 str. 517.

Projektowany most na Hudsonie w New-Yorku¹⁾ (t. 27. r. 1.), (t. 8 r. 2) będący w budowie, prawdopodobnie nie będzie skończonym z powodu braku pieniędzy. Posiadałby on największą dotychczas rozpiętość 700 m.

Jeden z bliższych nam przykładów przedstawia most Franciszka Józefa na Dunaju w Peszcie²⁾ (t. 27 r. 3), podobny do mostu wiszącego.

Budowano także mniejsze tego rodzaju mosty: n. p. most Tolbiac w Paryżu³⁾ (t. 1 r. 1) i most kolei zębatej elektrycznej na Gornergrat w Szwajcaryi nad potokiem Findelen⁴⁾ (t. 10 r. 1) w spadzie 12.4%. Początkowo miał to być wiadukt sklepiony i tak też założono filary. Ale z powodu tego, że w tej okolicy murować można tylko przez 4 miesiące, odstąpiono od tego zamiaru.

Na tab. 11. r. 1 widoczny most na Odrze w Studzienicach, przeguby znajdują się w przęsłach skrajnych w B. Rys. 2. przedstawia most na rzece Czerwonej kolei Hanoi — granica chińska. Na tab. 5. i 9. widzimy też kilka nowszych mostów wspornikowych.

Jednym z największych tego rodzaju mostów byłby most nad kanałem LaManche⁵⁾, gdyby go zbudowano wedle projektu Schneidra i Hersenta (t. 26 r. 15 i t. 8 r. 3).

Jeżeli długość przęsła wiszącego zmniejszy się do zera, to otrzymamy belkę wspornikową z jednym przegubem, która jest statycznie niewyznaczalną. Takie belki ma kładka Bry sur Marne (t. 9 r. 3) i wiadukt Vieur we Francyi (t. 7 r. 3); stanowią one przejście do belek łukowych.

Przy mostach wspornikowych mogą powstać oddziaływania ujemne na podporach skrajnych. W takim wypadku końce belek muszą być zakotwione (most na Forth). Aby uniknąć zakotwienia, a przynajmniej, aby mniejsza siła działała na kotwy, można także przęsło skrajne sztucznie obciążyć. Najłatwiej zrobić to odpowiednio ciężkim pomostem, sklepieniem betonowem, lub

¹⁾ por. Genie Civil t. 25. str. 194.

²⁾ por. Zeit. der öster. Ing. u. Arch. Verei. 1898 str. 193.

³⁾ por. Revue technique 1895 str. 92.

⁴⁾ por. Schw. Bauzeit. 1893 str. 130.

⁵⁾ p. Genie Civil, 1893 str. 163.

zabetonowaniem całego pomostu, podczas gdy w przeszle średniem pomost powinien być ile możności lekki.

Na wielkość i znak oddziaływań wpływa też stosunek rozpiętości, jakoteż i długość ramion wystających. O długości tej mówiliśmy już w paragrafie 4., a to ze względu na ilość materiału. Przy większych mostach, gdzie przeważa ciężar własny powinnyby przeguby znajdować się w pobliżu tych miejsc, gdzie dla belki ciąglej jest moment równy zeru. Możemy jednak od tego odstąpić, zmieniamy wtedy położenie linii momentów. Koechlin^{*)} bada takie położenie przegubów, któreby sprawiało najmniejszą powierzchnię momentów. Résal oblicza najkorzystniejszą długość ramienia wystającego:

$$a = \frac{l}{4} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{G}{G'} \right) , \dots \dots \dots 6)$$

jeżeli $l = 2a + b$ oznacza średnią rozpiętość, G ciężar własny wspornika, G' ciężar własny i ruchomy całej belki wiszącej. Ilość materiału przeto nie wiele się zmienia.

§. 10. Belki wspornikowe trzypasowe.

Wdzieliśmy, że belki wspornikowe mają często kształt wieszarów, jak n. p. most Franciszka Józefa w Peszcie (t. 27. r. 3). W nowszych czasach wykonano parę mostów wspornikowych, w których użyto pasu wiszącego, jak przy mostach wiszących, i zawieszono na nim belkę bądźto równoległą, bądź wieloboczną. W ten sposób uzyskano belkę wspornikową trzypasową, która jest statycznie wyznaczalną, a pod względem estetycznym przedstawia się wcale dobrze. Pierwszy zaprojektował taką belkę Gerber przy konkursie na most na Nekarze w Mannheim w r. 1887. Wykonano most taki na Cisie pod Tokajem^{**)} (t. 56 r. 2), a obecnie buduje się mniejszy trochę most na Salzachu między Oberndorf i Laufen^{***)} na granicy między Bawaryą a Austryją (t. 36 r. 1.). Belki przegubowe trzypasowe mają rozpiętości 49-83, 78-288 i 39-144 m. Wobec tych stosunków okazała się potrzeba urządzenia ciężarów dodatkowych, a to przez zabetonowanie pomostu w przeszłach skrajnych. Pomimo tego trzeba było belki na przyczółkach zakotwić. Kształt pasu górnego wyznaczono według

*) Statique graphique, II. wyd.

***) p. Zeit. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1897 str. 593.

****) p. Allg. Bauzeitung 1902 str. 17.

wieloboku sznurowego dla ciężarów węzłowych obciążenia stałego; ciężary te przyjęto wzrastające ku flarom w przybliżeniu według wysokości pasu górnego nad pasem dolnym. Zresztą wpływ kształtu tego pasu na ilość materiału nie jest wielkim, dlatego rozstrzygają tu ostatecznie względy estetyczne.

Obliczenie statyczne wykonano na podstawie linii wpływowych, które najłatwiej można otrzymać wykreśliwszy plany sił dla działania siły $P=1$ w kilku ważniejszych punktach. Szczegółowo opracowaną teorię tych belek ogłosił Balicki*).

§. II. Belka prosta z wklęsłym pasem dolnym.

Jeszcze jeden kształt belek pozostaje nam do omówienia. Są to belki z dolnym pasem zakrzywionym, a górnym prostym (*Concavlinsträger*) (t. 25. r. 6). Taki kształt belki jest pod względem statycznym niepraktycznym dla belki jednoprzęsłowej, bo tam, gdzie moment jest największy, wysokość jest najmniejsza. Belka taka robi wrażenie belki łukowej i jako belka jednoprzęsłowa może być usprawiedliwiona tylko względami architektonicznymi. Takie mosty n. p. bulwarowy w Zurichu, w Wiedniu kolei państwowej w Praterze**) (t. 39. r. 1).

Co innego przy belkach ciągłych. Tam można już uzasadnić pasy wklęsłe dolne. Gdybyśmy bowiem wykreślili linię momentów, to na podporze jest największy moment i największa wysokość belki (t. 25 r. 10).

Także można tej belki używać dla belek wystających jednoprzęsłowych, zwłaszcza, jeżeli jej końce obciążymy sztucznie celem wywołania momentów. Przykładem tego jest most arc. Stefanii***) w Wiedniu (t. 36 r. 12) projektu inż. Lissa. Jestto właściwie belka ciągła, gdyż tu są 4 podpory, nadto części skrajne są obciążone balastem i w punktach *A* i *B* zakotwione. Most ten zbudowano w tym kształcie ze względów estetycznych. Most ten ma wygląd mostu łukowego, który nie mógł być wykonany z powodu małej strzałki. Części *AC* i *DB* są ukryte i niewidoczne. Zupełnie ten sam układ przedstawia most Weidendammer w Berlinie (t. 56. r. 33), tylko, że tu przęsła skrajne są widoczne.

*) p. Czasop. techn. 1903.

**) p. Zeit. d. öst. Ing. u. Arch. Ver. 1871.

***) p. Allg. Bauzeit., 1887.

W ostatnich czasach zaczęto też łączyć belki główne z flarami, a zatem powiększać na podporach wysokość belek tak, że tworzą flar. Podajemy tu widok części wiaduktu kolei elektrycznej w Berlinie¹⁾ (t. 39 r. 2). Belki główne wykonano jako przegubowe. Ustrój ten jest bardzo sztywny, wysokość belek może więc być mała.

§. 12. Belki wieloboczne w ogólności.

1. Kształt pasów powinien być wieloboczny a nie zakrzywiony, bo inaczej powstają dodatkowe natężenia zginające w pasie. Z początku robiono pasy zakrzywione. Takim był n. p. pas górny mostu na Tamarze pod Saltasch (t. 21. r. 4.), o przekroju spłaszczonej rury i mostu na Wye pod Chepstow (t. 21. r. 3.). Niepotrzebnie, zapewne ze względów estetycznych(?) widzimy pas taki przy moście na Czarnym Dunajcu w Nowym Targu (t. 6. r. 1.) w pobliżu podpory.

2. Pomost dajemy przy pasie prostym. Z tego powodu dobrze jest, aby jeden z pasów był prostym. Wyjątkowo używa się obu pasów zakrzywionych, a wtedy urządza się zwykle osobny lekki pas połączony ze słupami (t. 4. r. 2., t. 7. r. 2, 4). Co się tyczy położenia pomostu, to staramy się, o ile możliwości, urządzić go u góry, gdyż lepsze jest stężenie poprzeczne. Tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach jest umieszczenie pomostu obojętnem, gdyż mamy znaczną wysokość belki do rozporządzenia; szerokość także ze względu na wiatr musi być większą.

§. 13. Wyginanie belek w górę.

Zwykle wyginamy belki główne nieco w górę (n. *Überhöhung*). Utrudnia to wykonanie, bo zmienia się nieco kształt belki i wszystkie długości. Chodzi bowiem o to, aby most po obciążeniu nie był ugięty w dół, co dla oka wydaje się nieprzyjemnem. Koniecznem to wyginanie nie jest, robi się to więcej ze względów estetycznych. Wyginamy belki w górę o tyle, aby po obciążeniu były o tyle niżej poziomu, o ile przed obciążeniem były wyżej. Na rysunku tego nie widać i uwzględniamy to dopiero w opisanu wymiarów części mostu. Wyznaczamy przesunięcie wszystkich węzłów, względnie skrócenia i wydłużenia wszystkich prętów pod ciężarem całkowitym



i połowę ich dodajemy. W Ameryce wyginają belki tak, aby po obciążeniu pomost był poziomy: przyjmują więc zwykłe wygięcie równe 0.001 l .

§. 14. Wysokość belki.

1. Ilość materiału możemy sobie przedstawić w następujący sposób:

Objętość mostu wynosi:

$$V = A \cdot \frac{ql^3}{\tau h} + B \cdot \frac{ql^2}{\tau} + C \cdot \frac{qlh}{\tau} + Dl + Ehl^1) \quad \dots \quad 7)$$

Wyraz pierwszy jest objętością pasów, drugi kraty, trzeci narożników, czwarty pomostu, piąty tężników, zaś A, B, C, D, E , są współczynnikami, zależnymi od ustroju mostu.

Jeżeli nam idzie o najmniejszą objętość, czyli o najmniejszą ilość materiału, to przyrównawszy pierwszą pochodną do zera, otrzymamy:

$$\frac{dV}{dh} = 0 = -\frac{Aql^3}{\tau h^2} + \frac{Cql^2}{\tau} + El.$$

Z tego znajdziemy

$$h = \sqrt{\frac{\frac{Aql^3}{\tau}}{\frac{Cql}{\tau} + El}} \quad \text{albo} \quad \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{Aq}{Cq + E\tau}}, \quad \text{zatem:}$$

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{A}{C + \frac{E\tau}{q}}} \quad \dots \quad 8)$$

Ponieważ E jest małe, więc prawie nie wywiera wpływu na wysokość belki, ale zawsze im większe q , tem większe $\frac{h}{l}$, a więc dla mostów ciężkich i silnie obciążonych $\frac{h}{l}$ ma być większe. Przy belkach wielobocznych narożniki są albo bardzo małe, albo ich wcale niema, więc wyraz C odpada, albo się zmniejsza, zatem $\frac{h}{l}$ staje się większe, czyli dla belek wielobocznych wysokość się zwiększa. Współczynniki A, C i E dałyby się dla rozmaitych ustrojów wyznaczyć. Nie robimy tego, bo wysokość, obliczona wedle 8), okazuje się zwykle za wielką ze względu, o których teraz mówić będziemy.

1) p. Podr. Teorii mostów I. wyd. 2. str. 117.

2. Trudność wykonania i stałość. Łatwo zrozumieć, że im wyższa belka, tem trudniejsze wykonanie, nadto tem bardziej wzrasta wpływ wyboczenia. Także parcie wiatru jest tem większe, im wyższą jest belka, zachodzi więc potrzeba silniejszego stężenia.

3. Względędy terenu. Wysokość belki może być także zależną od terenu n. p. przy pomocy górá, jeżeli ze względu na wielką wodę lub drogę rozporządzalna wysokość jest małą.

4. Belka ciągła. Przy belce ciągłej dwuprzęsłowej, wskutek zmiany wysokości podpory o s , zmienia się wedle §. 2. moment o:

$$\Delta M = -\frac{3\varepsilon J s}{l^2}, \text{ więc zmiana natężenia w pasie będzie:}$$

$$\Delta \tau = \frac{\Delta M e}{J} = \frac{\Delta M h}{2J}. \text{ Wstawmy wartość za } \Delta M, \text{ a otrzymamy}$$

bez względu na znak:

$$\Delta \tau = \frac{3}{2} \frac{\varepsilon h s}{l^2} \dots \dots \dots 9$$

A zatem zmiana natężenia τ wskutek zmiany wysokości podpór jest w stosunku prostym do wysokości h . Zatem dla belek ciągłych zwłaszcza mniejszych rozpiętości potrzeba h zmniejszyć.

To są rozmaite względy, które wpływają na wybór wysokości belki. Teraz obaczmy, jaką zwykłą wysokość przyjmujemy w praktyce.

Dawniej przyjmowano $h = 0.1l$, lepiej jednak przyjmować większe h . Moglibyśmy n. p. przyjmować h , wedle wzoru:

dla belek równoległych: $h = 0.11l + 0.25 \dots \dots \dots 10)$

„ „ wielobocznych: $h = 0.14l + 0.30 \dots \dots \dots 11)$

Obecnie jest dążność do przyjmowania większych wysokości i tak Heinzerling i Velflik polecają dla belek wielobocznych: w środku belki $h = \frac{1}{7}$ do $\frac{1}{6}l$. W Ameryce przyjmują nawet dla belek równoległych $h = \frac{1}{6}l$, zwłaszcza dla mniejszych rozpiętości. Waddel idzie jeszcze dalej i przyjmuje dla belek równoległych dla $l = 25 m$ $h = \frac{1}{5}l$, dla $55 m$ $h = \frac{1}{4}l$, dla $91 m$ $h = \frac{1}{3}l$

Przy mostach stalowych jest natężenie dopuszczalne większe, a stąd i ugięcia są większe; więc, jeżeli chcemy, aby ugięcia były małe, musimy przyjąć większą wysokość belki o 15 do 20%.

Ważnym jest wzgląd na tężniki górne; zwłaszcza przy mostach kolejowych musi wysokość wynosić co najmniej 5·5 m., aby można most górą stężyć. Dla rozpiętości poniżej 25 m. przyjmujemy wysokość mniejszą n. p. 2·5 m. i wtedy możemy się obejść bez tężników. Najgorzej jest przy rozpiętościach 30 do 40 m, gdyż belki są za niskie, aby można było tężniki umieścić, a za wysokie, aby tężniki opuścić. Wtedy dajemy z konieczności $h = 5·5$ m lub robimy belki bardzo niskie. Przy szerokich mostach drogowych nad dworcami, gdy zachodzi potrzeba użycia wielu belek głównych a pomostu górą, często niema na to dostatecznej wysokości. Zastosowują wtedy belki ciągłe na słupach żelaznych stale z belkami połączonych. Na podporach przekrój jest wtedy większy, a momenty dodatnie w środku przeszła mniejsze. Sposób ten budowy jest tylko przy bardzo dobrym gruncie do polecenia, gdy możemy być pewni, że podpory się nie zniżą. Most taki wykonano n. p. w Nancy o 7 przeszłach po 17·5 m. Wysokość belek wynosi 60 cm, więc $\frac{h}{l} = \frac{1}{29}$ ¹⁾.

§. 15. Używanie stali do budowy mostów.

Pierwszy użył stali *Mitis* przy budowie kładki łańcuchowej Karola na kanale Dunaju w Wiedniu (1828), potem *Adelsköld* w 1866 dla mostu na Göta-Elf pod Trollhötten z stali pudlowanej. Stali lanej użyto najprzód w Holandyi w 1862 dla mostów drogowych w Bunde, Elslov i Bergen op Zoom, dalej przy budowie mostów w Ameryce, n. p. przy moście w St. Louis na Missisipi 1868—1874. W Holandyi w latach 1870 do 1878 robiono ze stali poprzecznice i podłużnice. Most na zatoce Forth, zbudowany w latach 1883 do 1890 w Anglii, jast ze stali Martina, podobnie we Francyi most łukowy w Rouen, zbudowany w r. 1885. Do r. 1890 mało jednak w ogóle używano stali.

Wytrzymałość stali zależy od jej twardości, ale im stal jest twardszą, tem jest kruchszą, tak dalece, że pierwsze mosty na kolejach państwowych w Holandyi okazały się z tego powodu niepraktyczne; więc zrażono się do stali i długi czas wcale jej nie używano. We Francyi używają stali bardzo miękkiej (n. *weicher Stahl* fr. *acier doux* a. *low steel, mild steel*) o wytrzyma-

¹⁾ Porów. Sprawozdanie z wystawy paryskiej Bernharda w Zeits. d. Verein deut. Ing. 1901 str. 700.

łości 4.200 do 4.500 kg/cm^2 . Dla większych rozpiętości używają stali o wytrzymałości większej, mianowicie 5 500 kg/cm^2 , aby zmniejszyć przekrój. Przy moście na Forth użyto dla ciśnionych prętów stali o wytrzymałości $\mu = 5.700 kg/cm^2$, przyczem $\lambda = 17\%$, dla ciągnionych było $\mu = 4.700 kg/cm^2$, $\lambda = 20\%$, zaś $\tau = 1.180 kg/cm^2$; nity wykonano ze stali miękkiej o $\mu = 4.100$. Rozumie się, że im dalej idziemy z nateżeniami, tem most będzie lżejszy; więc dla wielkich mostów użycie stali jest wskazanem ze względu na zmniejszenie ciężaru własnego, przy wielkich mostach przewyższającego ciężar ruchomy. Na kongresie w Paryżu w 1890 r. postanowiono używać stali o wytrzymałości 4.500 kg/cm^2 a nateżeniu dopuszczalnem o 40% wyższem, niż dla żelaza.

Przy użyciu stali musimy uwzględnić:

1. Oszczędność materiału; jest ona bardzo wielka dla wielkich rozpiętości. Koszt takich mostów jest znacznie mniejszy, mimo tego, że stal jest droższa od żelaza. W Austrii każe dotychczas rozporządzenie ministeryalne przyjmować takie sam nateżenie dopuszczalne dla żelaza zlewego lub stali bardzo miękkiej, jak dla żelaza. W tych warunkach nie opłaca się więc budować mostów stalowych. W Prusiech rozporządzenie przyjmuje nateżenie dopuszczalne dla belek głównych dla żelaza zlewego 800 do 1.050, dla spawalnego 10%^o mniej.

2. Cena stali jest większa, od ceny żelaza, ale różnica coraz bardziej się zmniejsza. Przy budowie mostu w Pittsburgu nad Monongehala ($l = 109.7 m.$) zaoszczędzono pomimo wyższej ceny jednostkowej przez użycie stali 112.000 fr. W Austrii przy kolei lokalnej Ebersdorf budowano stalowe mosty blaszane i zaoszczędzono 3.5%.

3. Kruchość. Stal, zwłaszcza twarda, jest bardzo kruchą i nie znosi żadnego obrabiania na zimno, bo wskutek tego cierpi bardzo wytrzymałość. Czują ona jest nadzwyczaj na błędy w materiałach i małe uszkodzenia. Przy użyciu stali bardzo miękkiej (do $\mu = 4.500 kg/cm^2$), można ją obrabiać prawie tak samo, jak żelazo spawalne, tylko dziury na nity należy koniecznie wiercić. Nity przy mostach stalowych robi się albo z żelaza albo z bardzo miękkiej stali.

W Austrii używają prawie wyłącznie stali Martina, w Niemczech jednakże stal Thomasa jest także często używaną. Przy budowie mostów na Wiśle pod Tczewem, Fordonem i Marien-

burgiem w latach 1884 do 1893 doświadczenia zrobione co do stali Thomasa przyczyniły się do rozszerzenia się tego materyału w Niemczech.

II. Rodzaje belek ze względu na kratę.

§. 16. Odstęp krzyżulców i nachylenie.

Siła, działająca w krzyżulcu, jest $D = \frac{1}{n} Y$ siecz α^1), gdzie n jest liczbą podziału. Siła poprzeczna Q , a w belkach niezbieżnych zazwyczaj Y , zmniejsza się od podpór do środka belki. Przyjmując n i α stałe, widzimy, gdy Q zmniejsza się, to z mniejsza się D i przekrój A . Ten ustrój jest powszechnie używany. Możemy jednak przyjąć stały przekrój i stałe nachylenie, a w takim razie zmienia się liczba podziału. Ale ponieważ krzyżulce w tym wypadku nie przecinają się w węzłach (t. 27. r. 2a), więc ten ustrój zarzucono. Możemy także przyjąć A stałe i n stałe, a α zmienne; takie mosty dawniej budowano, ale dziś już je zarzucono. Obecnie używany jest tylko ten pierwszy ustrój, gdzie α i n są stałe. Przy belkach zbieżnych, gdy wysokość ich jest przy podporach mała, ostatni przedział dzieli się na dwa, albo na więcej przedziałów, aby nachylenie prętów nie było tam zbyt małe (rys. 2b i 2c).

§. 17. Gęstość kraty.

Dla belki równoległej objętość kraty $V_2 = C \int_A^Q \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) dx$.²⁾ We wzorze n , liczba podziału wcale nie przychodzi; zatem teoretyczna ilość materyału kraty nie zależy od ilości podziału n . Ale w praktyce rzecz się ma przeciwnie, bo im więcej przedziałów, tem przekroje są mniejsze i na wyboczenie musimy więcej materyału dodawać, bo $\frac{l}{\alpha}$ jest większe. Oprócz tego tracimy więcej materyału na połączenia, a wreszcie mogą wypaść przekroje tak małe, że z konieczności musimy przyjąć większe, niż teoretycznie potrzeba. Ostatecznie więc ilość materyału będzie tem wię-

¹⁾ Por. Podr. Teor. Most. I. wyd 11. str. 120 r. 181.

²⁾ " " " " " " " " 114 r. 150.

ksza, im większe n . Więc w ogóle korzystniejsza jest kratka rzadka od gęstej.

Z drugiej strony jednak przy kracie rzadkiej odstęp między węzłami są znaczne, a ponieważ w węzłach dajemy poprzecznicę, muszą być podłużnice silniejsze. Istnieje więc pewna granica dla odstępów węzłów, której z tego powodu rzadko przekraczamy. Wynosi ona zwykle dla mostów drogowych 2 do 3 m , dla kolejowych 4 do 5 m , wyjątkowo 6 do 7 m .

§. 18. Nachylenie krzyżulców.

Poznaliśmy już w teorii mostów¹⁾, że dla belek równoległych o kracie równoramiennej najmniejsza ilość materiału jest potrzebna dla krzyżulców, jeżeli $\alpha = 45^\circ$. Jeżeli α przyjmiemy 40° lub 50° , to ilość materiału bardzo mało co wzrośnie, mianowicie o 2%. Zatem nie potrzebujemy się ściśle trzymać tego, aby $\alpha = 45^\circ$. Dla kraty prostokątnej wynosi najkorzystniejsze $\alpha = 54^\circ 44' 8''$, jednak kratka ta wymaga teoretycznie 41% materiału więcej, niż kratka równoramienna; a dla $\alpha = 45^\circ$ nawet 50% więcej. Z tego wynikałoby, że nie należy używać kraty prostokątnej.

Inaczej jednak rzecz się ma, jeśli zastanowimy się nad rzeczywistą ilością materiału. Będzie ona większa z powodu blach węzłowych, większego przekroju, który nieraz dajemy dlatego, że nie możemy dobrać przekroju zupełnie odpowiedniego teoretycznemu, z powodu dziur na nity, z powodu zwiększenia przekroju ze względu na wyboczenie. Musimy więc pomnożyć ilość dla krzyżulców ciągnionych współczynnikiem ustrojowym od 1.1 do 1.4, ciśnionych ze względu na wyboczenie 1.5 do 4.

Ponieważ krzyżulce ciśnione i ciągnione mają inne współczynniki ustrojowe γ i δ , więc możemy korzystać ze wzorów podanych w Pod. Teorii Mostów I. (wyd. 2 str. 115) dla kraty z różnego materiału, z których wynika, że dla najmniejszości krzyżulce muszą stać na sobie prostopadle, a krzyżulec ciśniony powinien być stromszy i to tem stromszy, im większe $\frac{\gamma}{\delta}$.

¹⁾ Por. Podr. Teor. Most. I wyd. II. str. 113.

Haeseler otrzymuje dla kraty ukośnej

dla $\frac{\gamma}{\delta} =$	1	1.5	2	3	4
$\alpha =$	45°	$39^\circ 14'$	$35^\circ 16'$	30°	$26^\circ 34'$
$\beta =$	$90 - \alpha$.				

Jeżelibyśmy, pomijając inne przyczyny zwiększenia przekroju, które są takie same przy krzyżulcach ciśnionych i ciągnionych, chcieli wyznaczyć wpływ wyboczenia, to otrzymalibyśmy analogicznie do wywodów, podanych w Podręczniku Teorii Mostów I. (wyd. 2. str. 112), jeżeli krzyżulce spadające na prawo nachylone są pod kątem α , na lewo β i jeżeli wysokość belki h , odstęp węzłów a , rzut poziomy zastrzału s_1 dla kraty pojedynczej ilość materiału kraty na m b

$$v_2 = \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{\text{siecz } ^2\alpha + \text{siecz } ^2\beta \left(1 + \alpha \frac{h^2 \text{ siecz } ^2\beta}{a^2} \right)}{\text{st } \alpha + \text{st } \beta} \quad . . 12)$$

przyczem α oznacza współczynnik wyboczenia we wzorze Raukina

$$\text{Ponieważ siecz } \alpha^2 = \frac{h^2 + (a_1 - z)^2}{h^2}, \text{ siecz } \beta = \frac{h^2 + z^2}{h^2}$$

st $\alpha = \frac{a_1 - z}{h}$, st $\beta = \frac{z}{h}$, więc po wstawieniu wartości

$$v_2 = \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{h}{a_1} \frac{2h^2 + (a - z)^2 + z^2 + \alpha \frac{(h^2 + z^2)^2}{a^2}}{h_2} \quad . . 13)$$

Dla $\alpha = \beta = 45^\circ$, $a_1 - z = z = h = \frac{1}{2} a_1$, więc

$$v_2 = 2 \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \left(1 + \alpha \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right) \dots \dots 14)$$

Dla kraty prostokątnej otrzymamy analogicznie

$$v_2 = \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{h}{a_1} \left(\frac{h^2 + a_1^2}{h^2} + 1 + \alpha \frac{h^2 + a_1^2}{a^2} \right)$$

a dla $h = a_1$ czyli $\alpha = 45^\circ$

$$v_2' = 3 \left(\frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \left(1 + \frac{2}{3} \alpha \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right) \dots \dots 15)$$

Jeżeli teraz porównamy objętość kraty dla tej samej wysokości belki h i zważymy, że dla tego samego odstępu węzłów musi być krata równoboczna podwójna (t. 207 r. 4a, b), zatem ilość materiału ze względów ustrojowych będzie większa, przypuścimy φ razy, że dalej promień bezwładności przekroju a bę-

dzie znacznie mniejszy, bo siła w zastrzale będzie znacznie mniejsza, to

$$\frac{v_2}{v'_2} = \frac{\left(2 + 2\alpha \left(\frac{h}{a}\right)^2\right) \varphi}{3 + 2\alpha \left(\frac{h}{a'}\right)^2} \dots\dots\dots 16)$$

Z równania tego wynika, że nawet choćby φ było małego większe od jedności, to o tem, czy $\frac{v_2}{v'_2} \geq 1$, rozstrzygnie wielkość $\frac{h}{a}$ i $\frac{h}{a'}$. Wspomnieliśmy, że $a < a'$, zależy więc jeszcze od h , dla większych h może być łatwo $v_2 > v'_2$.

Teraz porównać musimy jeszcze oba ustroje pod innymi względami:

1. Utwierdzenie tężników poprzecznych i poprzecznic, które łączą się z słupami, jest przy kracie prostokątnej łatwiejsze. Jeżeli pomost jest górą, to stężenie jest łatwe, a wtedy prędzej użyć można belki o kracie równobocznej; ale jeżeli pomost jest dołem, wtedy słupy są konieczne.

2. Odstęp węzłów. Jeżeli ma być ten sam odstęp węzłów, odpowiedni dla pomostu, to krata równoboczna musi być dwukrotna, a zatem statycznie niewyznaczalna.

Obecnie prawie wyłącznie używana jest krata prostokątna, zwłaszcza dla mostów o pomoście dołem; tylko dla mostów o pomoście górą czasem używają kraty równobocznej.

Przy belkach o pasach zakrzywionych nie może być nachylenie krzyżulców stałe; staramy się tylko, aby przekątne były nachylone średnio pod kątem 45°. Chcąc to uzyskać, przyjmujemy dla belek niezbieżnych odstęp węzłów

$$a = \frac{h_0 + h_1}{2} \text{ (t. 27. r. 4c) } \dots\dots\dots 17)$$

Winkler poleca przyjmować dla belek zbieżnych parabolicznych $a = 0.73 h_1 \dots\dots\dots 18)$

belki Schwedlera (t. 27. r. 4d)
 $a = 0.8 h_1$ do $0.95 h_1 \dots\dots\dots 19)$

§. 19. Krata gęsta.

Krata gęsta (n. *engmaschiges Netzwerk*, fr. *à mailles serrées*) nie jest korzystna, mimo to używano jej dawniej w za-

stępsztwie ścianki pełnej. Belki kratowe zaczęto najpierw budować z drzewa; następnie na wzór belki Towna, budowano belki kratowe żelazne przy użyciu żelaza płaskiego (t. 27. r. 5), które jednak wymagały usztywnienia za pomocą żeber (n. *Steife fr. montant - nervure*), skutkiem tego 70 do 150° więcej materiału dla kraty. Dawny most na Wiśle pod Tczewem o rozpiętości 121.1 m. zbudowany był wedle tego ustroju. Był to pierwszy most żelazny kratowy na lądzie stałym. Obecnie ustrój ten zarzucono zupełnie (t. 19. r. 2, 3, 4).

§. 20. Krata rzadka równoramienna.

Korzystniejszym jest ustrój, gdy krzyżulce ciśnione mają przekrój odpowiedni na wyboczenie a więc z kształtówek, zaś ścięgna robimy z żelaza płaskiego lub kątówek a kratę rzadką (n. *weitmaschiges Netzwerk*). Obecnie zwykle robimy ścięgna i zastrzały z kątówek i kształtówek (t. 15. r. 1. 2. 3. t. 19. r. 5). Jeżeli ścięgna są płaskie, to daje się je wewnątrz, zaś krzyżulce z kształtówek zewnątrz. Jednak w środku belki, gdzie siła poprzeczna zmienia znak, jest pewna trudność, ponieważ oba krzyżulce są tam ciśnione: więc nieraz dlatego na żelazo płaskie nitują kątówki, albo co lepiej dają oba rzędy krzyżulców z kształtówek, jedno wewnątrz, drugie wewnątrz. Jednak i ta krata jest jeszcze za niekorzystną pod względem ilości materiału, więc używa się jej tylko dla małych rozpiętości.

§. 21. Krata bardzo rzadka równoramienna.

Dla większych rozpiętości używa się obecnie wyłącznie kraty bardzo rzadkiej. W takim razie muszą być krzyżulce większe o przekrojach zwykle symetrycznych (t. 17. r. 1. i 4.) Zastrzały robi się także jako belki kratowe. Przy bardzo wielkich długościach trzeba uwzględnić moment, powstając w skutek ciężaru własnego krzyżulców. Przy moście pod Černavodą natężenie w krzyżulcach długich 19.8 m. wynosiło wskutek ciężaru własnego 189 kg/cm^2 . Ściągna dajemy z żelaza płaskiego w jednym lub dwu rzędach i przeprowadzamy je, albo przez środek zastrzałów albo po obu ich stronach. Liczba przedziałów zależy od wysokości belki i od rozpiętości i wymaga użycia 2 do 4-tnej kraty (t. 17. r. 4. t. 12. r. 1.). Przy bardzo wielkich rozpiętościach nawet 4 krotna krata daje za wielkie odstępy;

w takim razie poprzecznicę, umieszczone między węzłami, zawieszamy na punktach przecięcia się krzyżulców (t. 17. r. 1.) albo w węzłach drugiego pasu. Ponieważ belka kratowa, dwu, trzykrotna jest statycznie niewyznaczalna drugiego, trzeciego stopnia, zatem zapomocą zawieszenia drugorzędnego możemy przy tem samym odstępnie poprzecznicę uzyskać belkę statycznie wyznaczalną lub przynajmniej zmniejszyć stopień niewyznaczalności, dla tego w ostatnich czasach zawieszenie drugorzędne używane jest coraz częściej, chociaż samo zawieszenie wymaga też materyału.

§. 22. Krata pojedyncza równoramienna.

Dawniej były używane różne układy, ale je zarzucono. Obecnie używają tylko układu *Warrena*. Pierwszy most zbudowano w r. 1844 (najwięcej w Ameryce, u nas nie wiele n. p. most pod Newark nad Trentem (t. 27. r. 7.)). Przy użyciu zawieszenia drugorzędnego zwiększa się z tego powodu ciężar mostu o 4 do 8%. Układ *Warrena* jest o tyle korzystnym, o ile nie trzeba poprzecznicę umieszczać w środku pomiędzy węzłami, a więc dla średnich rozpiętości (t. 1. r. 1. przeszła skrajne). Dla wielkich rozpiętości dobry jest ten układ, gdy pomost jest górą (t. 21. r. 2.). Ale i dla małych rozpiętości używają tego układu n. p. most kolei miejskiej nad portem *Humbolda* w Berlinie.¹⁾ (t. 39. r. 6.).

Największy most tego rodzaju jest most na *Ohio* (czyt. *Ohajo*) pod *Louisville*²⁾ w Ameryce o rozpiętości 122 m. (t. 39. r. 3.).

§. 23. Krata prostokątna.

Używa się jej bardzo często jako kraty rzadkiej, pojedynczej (t. 10. r. 2a., t. 13. r. 2.) lub podwójnej (t. 10. r. 2b., t. 6. r. 1.). Przekątnie robi się albo z żelaza płaskiego (obecnie rzadko), albo tęgie z kątownek. Słupy robi się z kształtownek albo kratowe. My nazywamy tę kratę pojedynczą, podwójną i t. d., w Ameryce zaś zazwyczaj nazywają belki od imienia inżynierów, którzy je w prowadzili w użycie.

¹⁾ p. *Zeits. für Bauwesen* (1884 t. 6).

²⁾ p. *Lavoigne et Pontzen. Les chemins de fer en Amérique*. Paryż 1880.

T. 39. r. 7. i 8. przedstawiają wiadukt Stranowski¹⁾ i most kolei finskich. Belki te nazywałyby²⁾ się w Ameryce Pratta Układ prostokątny podwójny Linvilla widzimy na (t. 39. r. 10.). Jestto most na Ohio kolei Cincinnati Southern³⁾. Układ pojedynczy prostokątny z drugorzędem podparciem nazywa się Petita (t. 39. r. 4. i 5.). Wedle doświadczeń kolei austriackich nie okazała się krata pojedyncza odpowiednią ze względu na wielkie natężenia drugorzędne i obecnie używają w Austrii przeważnie kraty złożonej (t. 11. r. 3., t. 20 r. 1). Tu słupy są bardzo mało natężone tak, że obliczamy kratę, jakby słupów wcale nie było, a więc jako belkę o kracie podwójnej równoramiennej. W Austrii jeden z największych wiaduktów pod Červeną na Weltawie⁴⁾ (t. 56. r. 7.) ma kratę złożoną z podparciem drugorzędem. Obecnie w Austrii używają zwykle dla mostu do $l = 35$ m kraty prostokątnej pojedynczej, dla $l = 35$ do 50 m. i ciężkich drogowych mostów kraty złożonej, dla rozpiętości większych kraty dwukrotnej.

Ponieważ krata dwukrotna jest statycznie niewyznaczalną, więc, aby tego uniknąć, użyto przy moście na Zillu kolei Berno Neuchatel⁵⁾ (t. 60. r. 1.) kraty prostokątnej dwukrotnej, jednak we środku zbiegają się też krzyżulce, jak przy narożnikach.

Przy belce Schwedlera stosowano dotychczas zawsze kratę prostokątną (t. 27. r. 4d).

§. 24. Podwójne przekątne gibkie.

Gdzie słupy są tęgie, a przekątne pracowałyby na ciągnięcie i ciśnienie, dajemy często przekątne podwójne gibkie, a zdarza się to w belce równoległej i belkach niezbieżnych w środku belki (t. 3. r. 6.), w parabolicznej zbieżnej na całej długości belki (t. 21. r. 4.). Można jednak w tym razie użyć także pojedynczych krzyżulców, ale muszą one być tęgie (t. 13. r. 2.).

¹⁾ p. Zeit. d. Österr. Ing. u. Arch. Ver. 1885 t. 9.

²⁾ p. Allg. Bauzeit. 1890.

³⁾ p. Lavoigne et Pontzen. La chemin de fer en Amerique t. 9.

⁴⁾ p. Zeit. d. Österr. Ing. u. Arch. Vern. 1890.

⁵⁾ p. Schweiz-Bauzeit. 1902 str. 16.

Co się tyczy ilości materiału, to wynosi ona dla kraty		
równobocznej prostokątnej;	pojedynczej	podwójnej
teoretycznie 1	1·53	2·60
praktycznie 1	1·53	2·10

Dla krzyżulców podwójnych potrzeba więc więcej materiału.

Ale przy belce parabolicznej jest w ogóle kratka bardzo słaba; jeżeli potrzeba więc nieco więcej materiału, to ta nadwyżka jest w ogóle mała. Przy belce równoległej zaś nadwyżka ta potrzebna jest tylko w kilku przedziałach.

Podwójne przekątne gibkie cechuje prostota ustroju; ale mają one tę wadę, że posiadając mały moment bezwładności przekroju, przy wstrząśnieniach bardzo drgają, co wywołuje rozchełtanie nitów. To też w nowszych czasach nawet podwójne krzyżulce daje się tęgie, aby nie drgały. To jednak nie jest do polecenia, bo przeto staje się belka statycznie niewyznaczalną. Jeżeli przekątne dajemy tęgie, to lepiej dać je pojedyncze. Aby drgania przekątne usunąć, próbowano je sztucznie natężyć, ale dziś to już zarzucono. Przeciw używaniu podwójnych krzyżulców gibkich występuje też *Haberka l t*¹⁾. Jeśli we fabryce wyznaczymy długości przekątne gibkich i przynitujemy je według tego do pasów, podpartych na rusztowaniu, to po zdjęciu z rusztowania wszystkie przekątne drugorzędne się wygną, bo w skutek ciężaru własnego belka się ugnie, przekątne główne naciągną, drugorzędne skrócą. Przy obciążeniu zaczynają one działać dopiero po odpowiednim przedłużeniu, a nim to nastąpi, belka zachowuje się, jakby przekątne wcale nie było. Powinno się więc zaciągnąć przekątne drugorzędne dopiero po zestawieniu całego mostu i po obciążeniu pomostem. Ale i to nie usuwa jeszcze niedogodności; po próbie obciążenia zwykle występuje pewne ugięcie trwałe, które sprawia znów wygięcie przekątne. A także i nierówne ogrzanie belki może sprawić ten sam skutek. Dlatego lepiej w ogóle nie używać przekątne podwójnych gibkich.

Gdy ciężar ruchomy większy jest, niż przy obliczeniu przyjęto, to mogą w przedziałach, gdzie niema przekątne podwójnych wystąpić ciśnienia, lepiej więc przy wyznaczaniu tych przedziałów, gdzie mamy użyć przekątne podwójnych, przyjąć ciężar ruchomy dla bezpieczeństwa większy. Rozporządzenie ministerjalne

¹⁾ p. Oesterr. Monatschrift f. d. öff. Baud. (1900 str 58).

pruskie¹⁾ każe przy tem obliczeniu przyjmować ciężar ruchomy o 50% większy a przekątnie drugorzędne bez obliczenia przyjmować takie, jakie wypadają z obliczenia przedziału środkowego.

§. 25. Belka Ridera.

Układy, mające kratę prostokątną złożoną, są dwojakie Ridera i Hove'a. Jeżeli połączenia są przegibne, w takim razie nie można sztucznie nateżać kraty pojedynczej; a jeżeli z powodu niedokładności wykonania niektóre długości są zawielkie lub za małe, mogą niektóre pręty nie działać. Dlatego przy połączeniu przegibnem raczej jest wskazaniem sztuczne nateżenie, chociaż wymaga ono więcej materyału. Wielkość nateżenia sztucznego potrzebnego znana jest z teoryi mostów.

Mamy kilka rodzaj belek Ridera :

1. Zwyczajna belka Ridera, w której wywołuje się sztuczne nateżenia za pomocą śrub w przekątniach. Pas górny i słupy są z żelaza lanego, zaś dolny i ścięgna z żelaza spawalnego.

2. Podobny, ale nieco odmienny układ używany w Ameryce, jest układ Whipple - Murphy (t. 36. r. 10.). Pas górny i słupy są drewniane, zaś ścięgna i pas dolny żelazne.

3. Belka Pratta jest podobna; pas górny i słupy były drewniane (t. 36. r. 11.) zaś ścięgna i pas dolny żelazne przy pierwszym takim moście w r. 1840. Obecnie całą belkę robi się z żelaza.

4. Belka Linvilla ma pas górny i słupy z żelaza lanego narożników wcale niema (t. 36. r. 12.).

5. Belka Posta jest taka sama, tylko słupy ma ukośne, aby zaoszczędzić na ilości materyału (t. 36. r. 13.).

§. 26. Belka Hove'a.

Przy belce Ridera sztuczne nateżenie jest w krzyżulcach, przy belce Hove'a znowu słupy są sztucznie ciągnione. Ten ustrój może być dla drzewa uzasadniony, jednak został on i dla żelaza mniej szczęśliwie użytym. I tak znamy najprzód układ Jonesa (czyt. Dżonsa) (t. 21. r. 7.), używany dawniej w Ameryce, obecnie zarzucony. Miał on pas górny z żelaza lanego,

¹⁾ por. Centr. d. Bauverwalt. 1899 str. 359.

pas dolny z żelaza spawalnego, słupy z żelaza okrągłego, zastrzały z żelaza lanego lub z kątówek.

Ważniejszą jest dla nas belka Schiffkorna. (t. 36. r. 14.) Jestto belka zbudowana zupełnie na zasadzie belki Howe'a. Słupy wiszące są ciągnięte sztucznie, pas górny i zastrzały są z żelaza lanego, zaś pas dolny i słupy z żelaza spawalnego.

T. 36. r. 14. przedstawia nam kratę pojedynczą. Każdy zastrzał składa się z dwóch odrębnych części, stykających się w środku w rózę. Ta belka była używaną tylko w Austrii od roku 1857, w Galicyi w czasie budowy kolei Karola Ludwika i Czerniowieckiej i w Czechach. Aż w roku 1868 zawalił się most w Czerniowcach o rozpiętości 57 m. Późniejsze obliczenia wykazały, że natężenie w belkach głównych dochodziło tu do 1.400 kg/cm^2 . Nie obliczano wtedy dokładnie i tak w tych mostach dawano z początku wszędzie krzyżulce o tym samym przekroju. Po tej katastrofie przerabiano te mosty w ten sposób, że skracano rozpiętości przez wstawianie filarów, albo dawano belki o kilku ścianach. Obecnie nie używa się tego układu choćby dla tego, że użycie żelaza lanego do głównych części niosących jest w Austrii zakazanem.

§. 27. Wartość belek Ridera i Howe'a.

Jeśli porównujemy te belki z belkami o kracie pojedynczej co się tyczy materiału, to wiemy z teoryi, że dla belek o sztucznem natężeniu trzeba go więcej, niż dla belek zwykłych. Za belką Schiffkorna przemawiało to, że materiał (żelazo lane) był tańszy, ale obecnie użycie żelaza lanego do budowy mostów w Austrii jest wzbronione. Belka ta jest za mało tęgą, nadto nie jesteśmy przy użyciu jej nigdy pewni co do natężeń. Można by wprawdzie obliczyć, jakie ciągnięcie trzeba wywołać w każdej śrubie, ale natężenie to zmierzyć trudno. A ponieważ śruby rozchełtują się po pewnym czasie, więc niepewność co do natężeń jest jeszcze większa. Ponieważ połączenia są tylko za pomocą śrub, więc potrzeba wielkiego i ciągłego nadzoru. Pas górny składa się tylko z pojedynczych części, więc także jest za mało tęgi; tężników wcale niema. Zato łatwym jest zestawienie mostu i łatwy przewóz; w razie zwałenia się mostu można pojedyncze kawałki pozbierać i most na nowo złożyć.

Ponieważ most taki składa się z wielu kawałków, to jest on bardzo giętki. Tak n. p. most na Serecie pod Hatną, chociaż filar podmyty pochylił się o 0·5 m., nie zawalił się, tylko się odpowiednio wygiął.

§. 28. Wpływ ciepła na mosty kratowe.

1. Ogrzanie jednostajne. Jeżeli łożyska są nieruchome, to wszystkie części mostu przedłużają się jednakowo, a wskutek tego otrzymujemy nową belkę o trochę większych wymiarach, a jeżeli belka jest statycznie wyznaczalna, to nie powstaje przez to żadne natężenie. Przy belce o kracie wielokrotnej powstają już małe natężenia. Steiner obliczał je i otrzymał 8 kg/cm^2 , co nie jest wiele. Jeżeli zaś belka jest statycznie niewyznaczalna n. p. belka łukowa, to tam zmiana ciepłoty ma wielki wpływ na natężenia i musimy się z tem liczyć.

2. Nierówne ogrzanie pasów. Przy belkach statycznie wyznaczalnych ogrzanie nic nie szkodzi, belka się tylko wygnie; przy belkach ciągłych powstają natężenia, które są szkodliwe, a które już omawialiśmy w §. 2.

3. Nierówne ogrzanie krzyżulców. Jeżeli krzyżulce składają się z kilku wstęg, to w razie ogrzania jednej, inne silniej pracują, gdyż muszą się wpierw wydłużyć o tyle, o ile wydłużyła się pierwsza wskutek ciepła. Z tego powodu należy unikać żelaza płaskiego. Nagłe działanie siły wtedy wywołuje wstrząśnienia, szkodliwe zwłaszcza dla połączeń.

4. Nierówne ogrzanie belek wywołuje wygięcie mostu w kierunku poziomym, gdyż jedna belka wydłuża się. Wskutek tego powstają także natężenia skręcające na łożyskach, jednakowoż ich nie uwzględniamy.

5. Niejednakowy materiał. Każdy materiał ma inny współczynnik rozszerzalności. Otóż jeżeli most składa się z kilku materiałów, to powstają różne natężenia wewnętrzne. Ponieważ żelazo lane jest w Austrii zabronione, więc można używać tylko żelaza zlewne, spawalnego i drzewa. Ale ich współczynniki rozszerzalności są tak mało różne, że wpływu z tego powodu nie uwzględniamy.

III. Ustrój pasów.

§. 29. Wytrzymałość pasów.

Pasy pracują na *ciągnienie* lub na *ciśnienie*.

Przekrój łatwo obliczyć z wzoru:

$$A = \frac{S}{\tau}, \dots \dots \dots 20)$$

gdzie A jest przekrojem użytecznym t. j. po odciągnięciu dziur na nity. Dla pasu ciśnionego jedni odciągali dziury na nity, inni nie, inni znów odciągali połowę dziur. Dziś odciągamy dziury na nity, gdyż one nie wypełniają szczelnie otworu, a nadto wytrzymałość żelaza spawalnego na ciśnienie jest nieco mniejsza, niż na ciągnienie. Haeseler odciąga tylko część dziur i tak

dla 1	2	3—4	5—7	8—10 nitów
odciąga 1	2	2	3	4—5 dziur.

Jednak jeżeli przypuszczamy, że nity nie zupełnie wypełniają dziury, powinniśmy odciągać wszystkie dziury w jednym przekroju. Ponieważ w kątówkach nity poziome i pionowe przedstawiamy, więc można jednej poziomej dziury w przekroju nie liczyć. Jeżeli wchodzi w grę *wyboczenie*, to musimy obliczać pasy wedle znanych wzorów n. p. wedle wzoru:

$$A = A_0 \zeta^4) \dots \dots \dots 13)$$

gdzie $A_0 = \frac{P}{\tau}$ jest powierzchnią, obliczoną tylko na ciśnienie, zaś ζ współczynnikiem wyboczenia. A jest przekrojem użytecznym, zaś ζ zależy od $\frac{l}{a}$, gdy a oznacza promień bezwładności.

Zachodzi teraz pytanie, jak obliczać a , czy dla przekroju użytecznego, czy dla pełnego. Otóż obliczamy a dla przekroju pełnego, a to dla tego, że na wyboczenie nie wpływa tylko jeden przekrój (poprzeczny), ale wszystkie przekroje. Doświadczenia profesora Foepppla wykazały, że wpływ dziur na nity nawet pustych, jest nadzwyczaj mały tak, że go trudno było sprawdzić.

Dla większych wycięć otrzymał Foepppl regułę: dla uwzględnienia wycięć dodaje się do długości wolnej długość wycięcia.

¹⁾ por. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 298.

Przy obliczeniu pasu musimy uwzględnić płaszczyznę wybożenia, badamy więc, czy pas może się ugiąć w płaszczyźnie pionowej, czy w poziomej. Otóż inaczej jest pas podparty w obu płaszczyznach. Dla wybożenia w płaszczyźnie pionowej przyjmujemy długość wolną równą odstępowi węzłów a . Inaczej ma się rzecz z wybożeniem w płaszczyźnie poziomej. Tu nie możemy uważać węzłów za punkty stałe, chyba tylko wtedy, gdy węzły są dostatecznie stężone tężnikami poprzecznymi. Jeżeli tężniki znajdują się w węzłach, wtedy przyjmujemy długość wolną równą odstępowi węzłów a . Jeżeli niema tężników, to obliczenie jest bardzo trudne. W nowszych czasach zaczęto tę kwestyę badać, a szczegółowo zajmował się nią głównie prot. Jasiński.

Wytrzymałość pasu na wybożenie w płaszczyźnie poziomej zależy głównie od tęgosci słupów, albowiem im słup jest tęższy, tem mniej może się pas wybożyć. Należy więc słupy stężyć i wzmacniać ich przekroje. Nadto jeżeli weźmiemy pas jako całość, to widzimy, że siły wewnętrzne wzrastają ku środkowi, (t. 40. r. 9.) czyli, że trzeba tu dla obliczenia pasu na wybożenie stosować inne wzory, zawierające P . Wzory te podał Jasiński, jednakże dla praktyki są one zbyt zawile. Wedle tych wzorów można wywnioskować, że nie należy przyjmować całej długości belki, jako długości wolnej, tylko pewną część $\mu \cdot l$, gdzie μ jest pewnym współczynnikiem, wynoszącym średnio 0.25. Ponieważ zwykle jest przedziałów 8 do 10, więc dla przybliżonego obliczenia wystarczy, jeżeli dla ciśnień większych, a więc w środku belki przyjmujemy długość wolną równą $2.5 a$, zaś dla mniejszych na końcach belki równą a . Z powodu nieuwzględnienia tej okoliczności zawaliło się kilka mostów, jak n. p. most między Rykon i Zell w Szwajcaryi w 1883.

Podamy tu teraz nieco dokładniejsze obliczenie pasów nie-stężonych po części według Haeslera. Przypuśćmy, że mamy most otwarty o rozpiętości l , a odstęp węzłów niech będzie a . Przy wybożeniu pasu górnego muszą się też wygiąć słupy (t. 60. r. 2.). Im silniejsze są słupy, tem słabszy może być pas i odwrotnie. Przypuśćmy że pas wyboczy się falowato i nazwijmy długość fali f (r. 2c). Przypuśćmy dalej, że mamy belkę równoległą z kratą prostokątną i że opór R , jaki słup stawia wybożeniu, jest rozdzielony ciągle na AB w taki sposób, że jest on pro-

porcyonalny do rzędnej y linii ugięcia. Na długości dx będzie $dQ = Cy dx$. A zatem w punktach zwrotnych A i B działa siła $Q = C \int_0^{\frac{l}{2}} y dx = \frac{1}{3} C fl$, jeżeli w przybliżeniu przyjmiemy ADB jako parabolę.

Siły dQ wytwarzają moment, sprzeciwiający się wygięciu długości AB , więc w punkcie D $M = \frac{1}{2} Ql - C \int_0^{\frac{l}{2}} xy dx$, albo

$$\text{gdy } y = f \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right),$$

$$M = \frac{1}{6} Cfl^2 - Cf \int_0^{\frac{l}{2}} \left(x - \frac{4x^3}{l^2} \right) dx = \frac{10}{96} Cfl^2 = \frac{1}{10} Cfl^2.$$

Do wygięcia wedle Eulera potrzeba siły

$\frac{\pi^2 \varepsilon J_1}{l^2} = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2}$, więc siła P' musi wywołać ze względu na D moment

$$P'f = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2} + \frac{1}{10} Cfl^2,$$

zatem

$$P' = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2} + \frac{1}{10} Cl^2 \dots \dots \dots 21)$$

Najmn. P' będzie, gdy $\frac{dP'}{dl} = 0 = \frac{1}{5} Cl - \frac{20 \varepsilon J_1}{l^3}$, zatem

$$l = \sqrt[4]{\frac{100 \varepsilon J_1}{C}} \dots \dots \dots 22)$$

Wstawmy wartość z l w rów. 21), a otrzymamy

$$P' = 2\sqrt{C\varepsilon J_1} \dots \dots \dots 23)$$

Rozumie się jednak, że ważnem to jest tylko wtedy, jeśli $l < l_1$.

Dla wyznaczenia C mamy dla słupa D w środku AB :

$\frac{R}{a} = Cf$, więc $C = \frac{R}{af}$. Wygięcie f jest, jak wiadomo ze sta-

tyki¹⁾, $f = \frac{Rh^3}{3 \varepsilon J_2}$, więc $C = \frac{3 \varepsilon J_2}{ah^3}$.

Wstawivszy wartość z C w rów. 22) i 23), otrzymamy

$$l = a \sqrt[4]{33 \cdot 3 \frac{J_1}{J_2} \frac{h^3}{a^3}} \dots \dots \dots 25)$$

¹⁾ p. Podr. Stat. Budow. II. Wyd, str. 251 rów. 399.

$$P' = \frac{\varepsilon J_1}{a^2} \sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}} \dots \dots \dots 26)$$

Jeżeli nazwiemy l_0 długość wolną, którą przyjąć należy dla obliczenia pasu, to otrzymamy

$$P' = \frac{10 \varepsilon J_1}{l_0^2} = \frac{\varepsilon J_1}{a^2} \sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}}, \text{ a stąd}$$

$$l_0 = a \sqrt{\frac{10}{\sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}}}} \dots \dots \dots 27)$$

Jeżeli pasy górne są połączone rozporami, ale tężników z powodu niedostatecznej wysokości nie można urządzić (t. 60. r. 3.), to przy wygięciu punkty zwrotne zbliżają się do węzłów (r. 4.), bo inaczej rozpory musiałyby się wygiąć. Ponieważ odstęp pasów w węzłach musi pozostać stałym, więc przy obciążeniu symetrycznem mostu ze względu na oś mostu wygięcia pasów obu belek znoszą się, przy niesymetrycznem przynajmniej zmniejszają się. Widzimy stąd, że stan ten leży pośrodku między tym, w jakim znajdują się pasy mostów otwartych i zamkniętych z tężnikami poziomymi. Możemy więc w przybliżeniu przyjąć długość wolną

$$l' = \frac{1}{2} (a + l_0) \dots \dots \dots 28)$$

Wzory te odnoszą się do belek równoległych, przy wielobocznych należy zamiast a przyjąć odnośnie długość pasu górnego a_1 , a zamiast h średnią wysokość obu sąsiednich słupów;

$$h = \frac{h' + h''}{2}.$$

Przykład. Most na Brdzie w Bydgoszczy otwarty ma belki główne Schwedlera, $l_1 = 36.72 \text{ m}$, $h_1 = 4.7 \text{ m}$, $a = 4.08 \text{ m}$. Moment bezwładności pasu górnego w środku mostu ze względu na oś pionową wynosi $J_1 = 9378 \text{ cm}^4$, $J_2 = 7939 \text{ cm}^2$, zatem $\frac{J_2}{J_1} = 0.847$, $h = 428.8 \text{ cm}$, $\left(\frac{h}{a}\right)^3 = 1.158$,

$$\left(\frac{a}{h}\right)^3 = 0.861.$$

A zatem według rów. 27)

$$l_0 = 408 \sqrt{\frac{10}{\sqrt{12 \cdot 0.847 \cdot 0.861}}} = 1.839 \cdot 408 = 750 \text{ cm}.$$

Należałoby teraz obliczyć wedle tej długości wolnej promienie bezwładności i siły S w pasie, przekrój pasu i moment bezwładności, a gdyby wtedy $\frac{J_2}{J_1}$ było inne, przeprowadzić raz jeszcze rachunek.

Oprócz tego baczyć musimy także na możliwość wyboczenia części przekroju. Przekrój mianowicie musi być taki, aby się nie tylko jako całość nie wyboczył, ale też aby części jego się nie wyboczyły. Odnosi się to głównie do blachy. Praktyczną wskazówką w tym względzie jest, aby blacha nie wystawała poza kątowniki więcej, niż 15c, gdy c jest grubością blachy.

Działanie mimośrodowe. Jeżeli krzyżulec nie przecina się w osi ciężkości pasu, tylko na boku, to pas wygnie się w kierunku poziomym. Jeżeli jednak dobrze stężymy, to w takim razie nie dopuścimy w węzle do takiego zginania. Przy małych mostach siły te są tak małe, że ich nie uwzględniamy. Przy większych mostach siły te są większe i wywołują natężenia znaczne drugorzędne. Dlatego lepiej unikać tych natężeń i łączyć środkowo krzyżulec z pasami.

§. 30. Zasady ustroju pasów.

1. Użycie bardzo grubych blach i kształtówek nie jest wskazaniem, gdyż mogą być błędy w materiale, które w grubej blasze trudno spostrzec. Blachy używane są w grubościach od 8 do 16 mm, a nawet do 25 mm. Niżej 6 mm nie schodzimy ze względu na rdzewienie.

2. Niekorzystną jest okolicznością, że blachy i kształtówki nie mają tego samego współczynnika sprężystości. Podczas gdy dla kątownek $\epsilon = 2,000.000 \text{ kg/cm}^2$, to dla blach jest tylko $\epsilon = 1,700.000 \text{ kg/cm}^2$. Z tego wynika, że natężenie nierówno rozdziela się na blachę i na kształtówki tak, że kształtówki będą więcej natężone, niż blachy, a to w stosunku $\frac{20}{1.7}$. Zatem byłoby najlepiej, aby

przekrój składał się z samych kątownek, ale ze względów ustrojowych jest to zwykle niemożliwym.

3. Dla pasów o przekroju zmiennym musi ustrój być takim, żeby łatwo dozwalał na zmianę przekroju.

4. Nie powinniśmy za wiele części nitować, aby nity nie były za długie. Największa długość nitu jest $2.4d$ do $4d$, przy nitowaniu maszynowym $4.5d$, a że największe d wynosi 26 do 28 mm, więc największa grubość części nitowanych wynosiłaby 70, a wyjątkowo 110 mm, względnie 125 mm.

5. Prostota ustroju tak, aby zeskład łatwo dał się wykonać, jest jego zaletą.

6. Nity powinny być dostępne, aby je można zbadać, a w danym wypadku wymienić.

7. Zbiorników wody należy unikać, t. zn. takich zeskładów, w których woda może się zbierać; zwłaszcza wąskich szczelin trzeba się strzec, gdyż malowanie nie da tam się odnowić. Jeżeli są większe zbiorniki, to mniej one szkodzą, bo łatwiej wysychają. Czasem dla odprowadzenia wody robią dziury, lub powlekają zbiorniki asfaltem, ale to nie jest wystarczającym. Dziury mogą tylko wtedy pomóc, gdy jest dla wody dostateczny spad.

8. Ustrój powinien być takim, aby pas łatwo połączyć można z kratą, poprzecznicami i tężnikami.

§. 31. Pasy ciągnione.

Najprzód mówić będziemy o takich przekrojach pasów, które mogą być użyte tylko dla pasów ciągnionych. Mamy ich kilka rodzaj:

1. Pas taśmowy (n. *Bandgurt*) (t. 20. r. 4., t. 23. r. 1.) składa się z kilku wstęg, jedna na drugiej położonych poziomo. Jeżeli jest za wiele taśm jedna na drugiej, w takim razie daje się zamiast nitów śruby. Wygląda pas taki źle, bo jest za wąski, ma wiele zetknięć i trudno do niego przytwierdzić krzyżulce. Obecnie nie jest on używanym.

2. Pas taśmowy pionowy (n. *Streifengurt*). Tu są taśmy pionowe (t. 42. r. 4), wskutek tego połączenie z kratą łatwiejsze. Jednak połączenie z poprzecznicami jest zawsze jeszcze trudne. Taki pas ma most kolei północnej na Dunaju. (t. 42. r. 2.) a także przy mostach Schiffkorna były te pasy stosowane.

3. Pas łańcuchowy. Składa się z pojedynczych ogniów z żelaza płaskiego, połączonych sworzniami (t. 42. r. 1b). Przekrój pasu zmieniamy, zmieniając ilość ogniów. Bardzo często jest stosowany ten przekrój w Ameryce, czasami w Anglii, u nas wcale nie. Wadą jego jest mała tęgosc poprzeczna, tudzież trudności wykonania ogniów o równej długości. W Ameryce posiadają fabryki specjalne urządzenie do tego celu. Oko wyrabia się w ten sposób, że najpierw ugniata się wstęgę na końcu, a następnie wierci się dziurę. (t. 42. r. 1a).

§. 32. Pas teowy.

Teraz przychodzimy do przekroi, używanych tak dla pasów oisnionych, jak i ciągnionych, a zatem mających w kierunku poziomym i pionowym znaczny moment bezwładności.

Pas teowy (n. *der T-förmige Gurt*) składa się z kątówek i nakładek (t. 23. r. 2. 3.), a często także, z blachy stojącej (n. *Stehblech*) (r. 4). W pierwszym razie mogą być jeden, a najwyżej dwa nity użyte dla przytwierdzenia krzyżulców; takiego przekroju używa się więc dla małych rozpiętości, gdzie siły są małe. Aby można umieścić więcej nitów, daje się kątówki nierównoramienne (r. 3). Ale jeżeli tego przekroju użyjemy dla pasu dolnego, wtedy tworzy się zbiornik wody. Dlatego lepiej użyć blachy stojącej, do której dadzą się przytwierdzić krzyżulce.

Używając blachy stojącej wysokiej, dajemy często kątówki nierównoramienne (t. 23. r. 9.).

Nakładki są wykonane czasem nadzwyczaj szerokie n. p. w moście na Dunaju koło Stadlau (t. 23 r. 7.) 90 *cm* szerokie. Nie jest to dobre, bo łatwo może nastąpić wyboczenie i skręcenie pasu. Z drugiej strony pas n. p. mostu na Renie w Kehlu (r. 8), ma nakładki za wąskie, moment bezwładności ze względu na oś pionową jest za mały i mogą też wypaść nity za długie, bo nakładka wąska musi być grubą. Trzeba więc przyjmować coś pośredniego. Winkler poleca przyjmować szerokość nakładek dla mostów dwubelkowych:

$$\left. \begin{array}{l} \text{o jednym torze } b = 150 + 4l \text{ mm} \\ \text{o dwóch torach } b = 150 + 8l \text{ mm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots 29)$$

gdzie *l* jest rozpiętością w metrach.

Jeżeli nakładki wystają poza kątówki więcej, niż 65 *mm*, to musimy dać jeszcze jeden rząd nitów (t. 23. r. 4.). Szerokość nakładek jest zwykle jednakowa. Wyjątkowo daje się górną nakładkę węższą dla oszczędzenia materiału, gdyż wtedy łatwiej zastosować zmniejszenie przekroju do teoretycznie potrzebnej powierzchni (t. 23. r. 8.).

Blacha stojąca przenosi siły z krzyżulców na pasy, a więc musi być odpowiednio grubą, zwykle najmniej 15 *mm*. Zamiast tak grubej blachy daje się ją też czasem podwójną (r. 8, 9.). Jeżeli potrzebne nity nie zmieszczą się na blasze stojącej, to przedłużamy krzyżulce do kątówek i nitujemy je z kątówkami; w takim razie wygina się odpowiednio krzyżulce, albo też daje się podkładki.

Wysokość blachy stojącej zależna jest od ilości nitów potrzebnych do przytwierdzenia krzyżulców. Dlatego dobrze było zaprojektować najpierw połączenia najsilniejszych krzyżul-

ców, a z tego wypadłaby wysokość dłachy. Jednak często wypadłaby ona praktycznie za wielką, więc zwyczajnie przyjmujemy blachę od 150 do 300 mm, a nawet do 700 mm (t. 23. r. 7.) wysoką. Jeżeliby blacha była bardzo wysoka, w takim razie nie możemy liczyć na to, że cały przekrój jednostajnie pracuje.

Co się tyczy kątówek, to się je przyjmuje według wielkości sił. Można by mniej więcej przyjąć szerokość kątówek wedle wzoru:

$$b = 60 + 2l \text{ mm} \quad (l \text{ w metrach}) \quad . . . \quad 30)$$

Dla wyznaczenia grubości kątówek podaje Winkler dla mostu dwubelkowego następujące wzory. Dla mostu

$$\left. \begin{array}{l} \text{o jednym torze } g = 10 + 0.06l \text{ mm} \\ \text{o dwu torach } g = 10 + 0.08l \text{ mm} \end{array} \right\} (l \text{ w metrach}) \quad . \quad 31)$$

Jeżeli nie możemy uzyskać takiego przekroju, jak nam potrzeba, w takim razie wzmacniamy przekrój teowy.

Pasteowy wzmocniony (n. *verstärkter T-förmiger Gurt*) ma n. p. most na Wezerze w Bremie (t. 22. r. 4.) lub most na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 42. r. 8.). Największy przekrój, który uzyskujemy dla pasu teowego, ma najwyżej 530 cm² powierzchni, a dla wzmocnionego 650 cm². Chociaż czasami znajdujemy jeszcze większe przekroje, jak n. p. przy moście na Dunaju w Stadlau 930 cm² (t. 23. r. 7.).

§. 33. Przekrój krzyżowy.

Przekrój krzyżowy (n. *kreuzförmiger Querschnitt*) jest często używany dla belek wielobocznych. T. 22. r. 6. przedstawia taki pas dla małych mostów. Korzyścią tego przekroju jest wielka tęgość i ładny wygląd. Zato zmiana przekroju nie jest łatwa. Możemy to zrobić przez opuszczenie nakładek i kątówek, a wreszcie przez zmianę wielkości kątówek. Ale to ostatnie nie jest wygodnem ze względu na trudne połączenie przykładkami nierówno grubych kątówek. Przekroju tego używają też dla większych mostów n. p. dla mostu na Dunaju w Ingolstadt (t. 42. r. 16.). Wadą tego ustroju jest jeszcze to, że malowanie takiego mostu jest trudniejsze z powodu wielkiej powierzchni i wielu zagięć. Pasy tego rodzaju można budować aż do 750 cm² przekroju, a wzmocnione z nanitowanymi kątówekami do 850 cm².

Podobny przekrój pasu, lecz z wystającą blachą stojącą, ma most pod Strygoniem (Granem) na Węgrzech (t. 42. r. 14). Przy mostach wiedeńskich Köstlina i Battiga użyto dla tego przekroju także ćwierćkołówek n. p. przy moście kolei Państwowej na kanale Dunaju (t. 42. r. 15.). Tu dochodzi powierzchnia przekroju do 1.090 cm^2 przy rozpiętości 85.3 cm .

§. 34. Pas ijowy i piątrowy.

Przekroju ijowego (n. *I-förmiger Querschnitt*), a więc w kształcie belki blaszanej, używają czasami przy wielkich rozpiętościach dla belek wielobocznych zbieżnych n. p. przy moście na Renie w Moguncyi (t. 22. r. 7.) lub na Tamizie w Windsorze. Trudną tu jest zmiana przekroju, nie da się więc on użyć dla belek równoległych, dla których przy podporach byłby za wielki. Dalej trudnem jest połączenie tego pasu z krzyżulcami, nareszcie ma on małą wytrzymałość na wyboczenie w kierunku poziomym; z którego powodu rozszerzono go i wzmocniono przy moście Shannon (r. 8.). Są to wady tak wielkie, że użycie tego ustroju byłoby tylko tam wskazane, gdzie poprzecznice są umieszczone między węzłami, gdzie zatem pas narażony jest na złamanie. Zresztą kształt ten pasu jest nieodpowiednim.

Pas piątrowy (n. *Etagengurt*) widzimy w moście na Łabie w Miśni (t. 24. r. 1.), ma on trzy żebra poziome. Jeden z największych pasów tego rodzaju o czterech żebrach ma (starszy) most na Wiśle pod Tczewem (r. 2.). Powierzchnia tego przekroju wynosi 1.275 cm^2 . Przekrój ten wymaga wiele bardzo nitów, a połączenie z krzyżulcami jest utrudnionem.

§. 35. Pasy teowe podwójne i wielokrotne.

Jeżeli 2 lub kilka pasów o przekroju T umieścimy jeden obok drugiego i połączymy nakładkami, to uzyskamy pas podwójny teowy (n. *Doppel-T-Gurt* fr. *membrure avec sections en ange*) o większym przekroju (t. 24. r. 8.). Tam zaś, gdzie niepotrzeba tak wielkiego przekroju, opuszczamy nakładki i łączymy obie części pasu kratą.

Korzyści tego ustroju są następujące:

1. Można używać szerokich nakładek, a więc uzyskać wielką powierzchnię przekroju.
2. Można używać krzyżulców o przekroju I i wielkim momencie bezwładności.
3. Przekrój ten przed-

stawia większą tęgosc poprzeczną. Dla lepszego połączenia obu części pasu dajemy zwłaszcza w pasach ośnionych w węzłach, a także między węzłami, przepony, blachy, prostopadle do blach stojących (t. 60. r. 6.), przytwierdzone kątownkami. Wadą tego pasu jest nierówne ogrzanie przez słońce, a stąd niejednakowe natężenia. Jeżeli blachy stojące są za wysokie, to powstają przy wygięciu znaczne natężenia drugorzędne, dlatego czasem dla osiągnięcia większego przekroju wzmacniamy blachę kątownkami (t. 60. r. 6.). Zresztą ustrój jest taki sam, jak pasu tegoowego pojedynczego.

Jako przykład podajemy tu pasy mostu na Dunaju pod Mariaort (t. 41. r. 4.). Tu pas dolny jest inaczej zbudowany, niż pas górny, a to dlatego, aby nie tworzyły się zbiorniki wody. W każdym razie, jeżeli pas nie jest pochyłym, lepszem jest wykonanie osobnych nakładek dla obu części pasu dolnego, ciągnionego, niż wiercenie dziur w pasie jednolitym dla odprowadzenia wody, które nie wiele pomagają. Śnieg zresztą łatwo dziury zatyka, a gdy potem mróz chwyci, to dziury zaczynają funkcjonować po odtajeniu, gdy tymczasem pas się zawilgaca (t. 41. r. 2.). Pas wiaduktu pod Červeną na Wełtawie¹⁾ (t. 41. r. 3.) wzmocniony jest jeszcze kątownkami nierównoramiennymi. Pas mostu na Renie w Kolonii (t. 24. r. 3.) cechuje się bardzo szeroką nakładką i wysoką blachą stojącą; podobnie szeroką nakładkę ma most Franciszka Józefa na Dunaju w Peszcie (t. 41. r. 6.). Widzimy tu wzmocnienie także kątownkami blachy stojącej i trzecią parę kątownek u góry. Przekrój całkowity tego pasu wynosi 2.231 cm^2 ; przekrój użyteczny 1.894 cm^2 . Pas wielkiego mostu pod Cernavodą na Dunaju przedstawia t. 28. r. 3. pas mostu na Dunaju w Strygonii t. 60 r. 8. Największy pas tego rodzaju ma most na Lecku w Kuilenburgu²⁾ o przekroju 2.500 cm^2 ($l = 154 \text{ m}$). Nakładki są 1.800 mm szerokie. Ten rodzaj pasu jest bardzo często używany dla wielkich rozpiętości.

Co się tyczy odstępu blach, to możemy go przyjmować równym w przybliżeniu $\frac{1}{20}$ wysokości belki.

Wyjątkowo używa się więcej blach stojących; otrzymujemy wtedy pas wielokrotny (n. *mehrfacher T. Gurt*) n. p. pas

¹⁾ por. Allg. Bauzeit 1892 str. 74.

²⁾ por. Deutsche Bauzeit. 1867 str. 316.

mostu na Tamizie w Charing Cross (t. 24. r. 7), który ma dwie belki na cztery tory ($l = 469$ m). Przekroje, przedstawione na t. 28. r. 4., bywają często używane w Ameryce.

§. 36. Pasy w kształcie podwójnej litery U i H.

Pasy w kształcie podwójnej litery U i H są używane przeważnie dla belek wielobocznych, gdzie przekrój mało się zmienia, bo tu zwykle niemożliwa jest zmiana wymiarów poszczególnych części. Szczegółowy ustrój takich pasów może być rozmaity:

1. Układ Hermanna polega na użyciu kształtówek U n. p. przy dawnym moście w Kleparowie pod Lwowem (t. 24. r. 5). Podobny przekrój, złożony jednak z blach i kątownek, ma pas mostu na Rench pod Oberkirchen w Bawaryi (t. 41. r. 12.). Inne przykłady przedstawiają pas mostu na Dunaju w Sigmaringen (r. 11.) i pas mostu kolei berlińskiej nad portem Humbolda (t. 43. r. 5.), wreszcie pas mostu na Dunaju pod Rechtenstein (t. 43. r. 10.).

2. Układ Schwedlera. Pas Schwedlera ma kształt H. Tab. 43. r. 2. przedstawia most na Odrze we Wrocławiu¹⁾.

Pas mostu na Wezerze pod Corvey widzimy na t. 41. r. 14., wiaduktu nad doliną Mólke na Szląsku na t. 43. r. 7. Typowy przekrój H widzimy przy moście kolei miejskiej w Berlinie na Sprewii w Bellevue²⁾ (t. 43. r. 8.), w którym dla odwodnienia porobiono otwory 40. 10 mm co 370 mm i w moście na Łabie w Hamburgu (t. 43. r. 1.).

3. Jeżeli przekrój H dwa razy powtórzymy, otrzymamy pas skrzynkowy (n. *Kastengurt*), który widzimy przy moście Karoliny na Łabie w Szpandawie³⁾ (t. 44. r. 3.). Przekroju skrzynkowego użyto też dla pasu ciągnionego na zatoce Forth (t. 43. r. 13.). Skrzynkowe pasy nawet mniejsze używane są też często w Ameryce (t. 43. r. 11b), nawet wielokrotne (r. 11f).

4. Ustrój Paulego przedstawia pas mostu na Izarze pod Grosshesselohe (t. 44. r. 8.).

5. Pas Hermanna podwójny widzimy przy moście kolei Północnej w Wiedniu na Dunaju (t. 44. r. 7.), złożony z samych uwek o przekroju 700 cm².

¹⁾ por. Zeit. für Bauwes. 1868.

²⁾ por. Zeit. " " 1884 str. 228.

³⁾ por. Zeit. des Arch. u. Ing. Ver. zu Hannover 1879.

§. 37. Pasy ciśnione.

Pozostają nam jeszcze do omówienia przekroje, używane tylko dla pasów ciśnionych, a więc posiadające bardzo wielki moment bezwładności. Używane są one bardzo rzadko i to tylko prawie w Anglii, bo są trudne do wykonania.

1. Pasy skrzynkowe, o którym mówiliśmy w poprzednim paragrafie, a który używa się tylko dla pasów ciągnionych wielkich rozpiętości, dla ciśnionych może być użyty i dla mniejszych. Jako przykład znajdujemy najpierw pas wiaduktu Crumlin w Walii (t. 44. r. 5.), dalej pas mostu kolei Pittsburg Chicago, który ma przekrój używany często w Ameryce (t. 44. r. 1.), złożony z kilku ijówek i blach. Pasy skrzynkowe mogą mieć także przekrój trójkątny n. p. most na Tamizie w Windsorze (r. 4.).

Wszystkie te przekroje pasów są niekorzystne, gdyż trudny jest nadzór i nitów nie można wymieniać. Należy więc ich używać tylko wtedy, gdy przekrój jest dość wielki, aby robotnik mógł wleść do środka.

2. Pasy rurowe (n. *Röhrengurt*) używane są właśnie w takich wielkich wymiarach, że robotnik może wleść do środka rury, a zatem dla mostów o bardzo wielkiej rozpiętości. Dwa mosty takie zbudował inżynier Brunel, jeden na Wye pod Chepstow (t. 44, r. 1.), drugi na Tamarze pod Saltash (r. 2.)¹⁾.

Przekrój użyteczny pasu pierwszego mostu wynosi: 1.200 cm^2 , drugiego 1.870 cm^2 . Pasy te składają się z blach, tworzących rurę, stężoną pierścieniami.

W nowszych czasach wykonano podobny rurowy pas mostu na zatoce Forth²⁾ (t. 44. r. 6.), o przekroju użytecznym 5.354 cm^2 . Przekroju tego używano czasem i dla mniejszych mostów i tak przy moście Tegethofa w Wiedniu (t. 61. r. 1.), a także przy mostach amerykańskich (t. 60. r. 5.).

§. 38. Pasy z żelaza lanego.

Pasów z żelaza lanego nie używa się teraz w Austrii, bo wedle rozporządzenia ministerjalnego z r. 1887 nie wolno używać tego materiału do części niosących mostu. Dawniej uży-

¹⁾ p. Allg. Bauzeitung 1857.

²⁾ p. " " 1877 t. 18.

³⁾ p. " " 1890.

wano ich często przy mostach Schiffkorna (t. 44. r. 12). W Anglii i w Ameryce używano ich także często n. p. przy belce Whippla (r. 13.) albo w kształcie rur przy moście układu Warrena na Ohio pod Louisville (r. 14.), gdzie zetknięcie pojedynczych części wykonano zapomocą krys. Obecnie z powodu kruchości nie używa się już żelaza lanego do pasów.

§. 39. Wybór kształtu pasu.

Co się tyczy wyboru kształtu pasu, to znając wady i korzyści ustrojów rozmaitych, możemy wnioskować, że dla małych rozpiętości przekrój T jest korzystny. Tam, gdzie przekrój pasu mało się zmienia, więc dla belek wielobocznych, można też z korzyścią użyć pasu krzyżowego. Dla większych rozpiętości używa się bardzo często pasu dwuteowego, a dla belek wielobocznych pasów o małej zmienności przekroju kształtu H, E, U. Pas dolny dajemy zwykle taki sam, jak górny; jednak, jeżeli belki są dobrze stężone, to możnaby użyć też dolnego pasu taśmowego, zresztą mało używanego.

IV. Ustrój krzyżulców.

§. 40. Zasady ustroju.

1. Ustrój powinien być jak najprostrzy, aby wykonanie było łatwe.

2. Połączenia krzyżulców z pasami i między sobą powinny być jak najprostsze.

3. Przekrój zastrzałów i słupów powinien być taki, aby moment bezwładności był jak największy ze względu na wyboczenie.

4. Wielkie przekroje składamy z pojedynczych części, co ma tę korzyść, że unikamy błędów materiału, a w każdym razie łatwo je odkryć.

5. Połączenie z pasami może być albo jednostronne, albo symetryczne. W pierwszym wypadku daje się zastrzały po jednej, a ściąga po drugiej stronie. Wskutek tego powstaje moment, a pas może być skrzywiony i zgięty. Mimo tego używa się połączenia jednostronnego dla mniejszych rozpiętości. Dla większych rozpiętości połączenia powinny być symetryczne.

§. 41. Krzyżulce z żelaza okrągłego i płaskiego.

Krzyżulców z żelaza okrągłego (n. *Rundcisen* fr. *fer rond*) i płaskiego, czyli wstęg (n. *Flacheisen* fr. *fer plat* a. *flatiron*) używa się tylko jako ściągien i słupów wiszących. Z żelaza okrągłego są one często używane w Ameryce o grubości, dochodzącej do 50 mm; w Europie były używane przy mostach Schiffkorna o średnicy 24 do 46 mm.

Żelaza płaskiego dawniej używano dla wszystkich krzyżulców przy kracie gęstej; dziś używamy go, rozumie się, tylko dla krzyżulców ciągnionych (t. 33. r. 5.), zwłaszcza przy użyciu podwójnych gibkich przekątni. Szerokość wynosi czasami do 750 mm, grubość do 20, a nawet do 30 mm, długość dochodzi 11 metrów. Jeżeli są potrzebne dłuższe krzyżulce, to musimy je spajać.

Bardzo często używa się dwóch wstęg, po obu stronach pasu (t. 45. r. 2.), czasami czterech (t. 33. r. 2. i 8.); jednak, jeżeli używamy wielu wstęg, to mogłyby powstać w nich nierówne natężenia wskutek niedokładności zestawienia. W kuźnicach wyrabia się żelazo płaskie w numerach, których grubość zmienia się co 1 mm, szerokość co 1 cm.

Wadą krzyżulców płaskich jest to, że łatwo drgają, przezco powstają większe natężenia i niebezpieczeństwo rozchełtania połączeń. Aby to drganie usunąć, używają rozmaitych środków;

1. Łączy się krzyżulce w punktach skrzyżowania, wskutek czego zmniejsza się długość fal drgania (t. 45. r. 1.).

2. Jeżeli ścięgna składają się z kilku wstęg, to łączymy je nitami. Jeżeli między wstęgami jest mały odstęp, to wtedy wstawia się wkładki blaszane 50 do 60 mm szerokie. Jeżeli jednak odstęp jest większy, to w takim razie dajemy rozporki, to znaczy okrągłe rury, przez które przechodzi nit. (t. 57. r. 1.).

3. W środku długości wkłada się wstawki o nieco większej grubości, niż odstęp ścięgien, przez co się je naciąga (r. 2.). Ale przez to naciągnięcie wywołuje się natężenie w wstęgach. Winkler oblicza je i dochodzi do wyniku, że grubość wstawki nie powinna być większa, niż

$$c > \frac{l - 60 d}{360} \dots \dots \dots 32)$$

aby natężenie nie zwiększyło się o 50%, przyczem l oznacza długość, d grubość wstęgi.

4. Przy większym jeszcze odstępnie wstęg np. 20 do 30 *cm* łączy się je w niektórych miejscach (zwłaszcza w środku) przeponami kształtu U lub I (rys. 3.).

5. Wyjątkowo może być użytą kratą n. p. przy moście na Rench pod Oberkirchen w Badenie (t. 4.).

6. Możemy wywołać małe sztuczne natężenie, jeżeli się nieco przesunie dziury na nity w krzyżulcu i pasie, jednakowoż to nie jest do polecenia, gdyż natężenia na ściankę dziury są wtedy za wielkie. Wadą wstęg wielokrotnych jest także i ta okoliczność, że się łatwo rozgrzewają wskutek słońca, oświecone krzyżulce wyginają się więc, a natężenia rozdzielają się nierówno. Wskutek tych wad w ostatnich czasach zarzucają żelazo płaskie prawie zupełnie i używa się zamiast niego kształtówek.

§. 42. Przekroje L, T, U, zoresówki.

Kątówek używamy tylko dla małych rozpiętości (t. 35 r. 8.). Jeżeli przekrój nie wystarcza, to można go powiększyć przez nanitowanie nakładki. Mają one tę dobrą stronę, że łatwym jest połączenie ich z pasami. Wadą tego ustroju jest ta okoliczność, że połączenie nie jest środkowe (t. 57. r. 5.), powstaje więc moment, a kątówka się wygina.

Robiono w tym względzie doświadczenia i przekonano się, że natężenia w takiej kątówce są tak dalece nierówne, że część przekroju jest czasem nawet ciśnioną. Z tego powodu nie liczy się zwykle całego przekroju jako użyteczny, tylko część wystającą odrzuca się n. p. połowę wystającego żebra kątówki.

Przekrój T może się składać albo z kątówki (t. 57. r. 6, t. 32. r. 2.) albo może z dwóch kątówek i z blachy n. p. przy moście kolei Rudolfa (r. 7.) albo z kątówek i nakładki n. p. przy moście kolei Południowej (r. 8.) wreszcie ze ścianki, kątówki i nakładki n. p. w mostach włoskich (t. 32. z. 1.) Przekrój ten daje także łatwe połączenie z pasami, jest większy od poprzedniego, ale połączenie jest także mimosrodkowe. Co się tyczy kształtówek, to trudno jest ich używać, bo za mało jest numerów, a zatem zamala jest możliwa zmiana przekroju. Kształtówki nadają się więc mniej do tego celu.

Jako przekroju U możnaby także użyć kształtówki U (t. 14. r. 1.), jednak z tego samego powodu małej możliwej zmienności przekroju rzadko się jej używa. A nadto przekrój ten ma bardzo mały moment bezwładności. Przy moście na Dunaju w Cernavodzie (t. 46. r. 2.) składa się ten przekrój z dwu kątówek i wstęgi. Wszystkie te przekroje mogą być użyte dla krzyżulców ciśnionych tylko przy małych siłach wewnętrznych z powodu małego momentu bezwładności. Nareście zoresówki mogą tu być użyte (t. 27. r. 8.), ale przekrój jest tu także za mało zmienny. Zaradzić można temu i zwiększyć grubość przekroju przez rozsunięcie walców przy walcowaniu: W ten sposób otrzymuje się grubsze kątówki, ale i to zwykle nie wystarcza tak, że przekroju tego obecnie się nie używa.

§. 43. Przekrój krzyżowy.

Przekrój krzyżowy (n. *kreuzförmiger Querschnitt*) bywa zwykle używany dla nieco większych rozpiętości. Zaletą tego przekroju jest dobre połączenie z pasami, większa powierzchnia przekroju i znaczniejsza tęgość we wszystkich kierunkach. Krzyżulce tego ustroju składają się z czterech kątówek, zwykle w pewnym odstępnie ułożonych (t. 61. r. 2.), z czterech kątówek i wstęg, jak przy wiadukcie Crumlin (t. 57. r. 11.), z dwu tówek ze wstęgą n. p. przy wiadukcie Taptee (t. 57. r. 10.). Jeżeli krata jest wielokrotna, w takim razie trudnem jest przenikanie krzyżulców. Ażeby to przenikanie ułatwić, używa kolej Północno zachodnia dla krzyżulców środkowych, gdzie to przenikanie następuje, przekroju, przedstawionego na rys. 13. Dla umożliwienia przenikania się z ścięgna daje się odpowiedni odstęp, aby ścięgna przepuścić, n. p. przy wiadukcie na Dyj pod Znojmem (r. 14.).

Najmniejszy przekrój krzyżowy może się składać z dwóch kątówek (r. 15.), między którymi daje się pewien odstęp i łączy się kątówki w dwóch kierunkach wkładkami.

Gerber używał dwu kątówek także dla większych przekroi, jak tu widzimy przy moście na Lechu pod Kaufering (r. 16.). Na t. 61. r. 3. widzimy szczególniejszy przekrój krzyżowy przy moście na Viege w Szwajcaryi. Przekroje takie dochodzą do 175 cm^2 , mogą więc być używane dla dość znacznych rozpiętości.

§. 44. Przekrój rurowy i skrzynkowy.

Przekrój rurowy używanym jest zwłaszcza w Ameryce; u nas w Europie używa go z upodobaniem Köstlin i Battig w Wiedniu n. p. przy moście na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 38. r. 1.) składając go z ćwierćkołówek.

W Ameryce przekrój ten jest często używany w rozmaitych kształtach, np. przy moście na Ohio pod Louisville (t. 38. r. 5.). Aby obejść kształty patentowane, zmieniano nieco kształt tak, że każda walcownia miała swoje patentowane przekroje. Przekroje takie mogą być dosyć znaczne i wynosić 200 do 360 cm^2 . Przy moście na zatoce Forth użyto dla zastrzałów znacznie większego przekroju, złożonego z blach i kształtówek (t. 38. r. 7.). Kształt ten jest dobry, bo moment bezwładności jest wielki, krzyżulce wyglądają dosyć ładnie, przecięcie z wstęgami jest możliwe. Ale trudno jest mieć tyle numerów kształtówek, ileby potrzeba dla zmiany przekroju.

Podobnym do przekroju rurowego, jest przekrój skrzynkowy, mający także znaczny moment bezwładności, a składający się z kątownek i blach, połączonych kratą. Taki przekrój jest używany dla wielkich rozpiętości np. przy moście na Wol-dze pod Twerem (t. 38. r. 11.) lub przy moście na zatoce Forth (t. 43. r. 12.).

§. 45. Połączenia podłużne krzyżulców.

Pojedyncze części krzyżulców łączymy nitami. Połączenie to może być dosyć rzadkie; zwykle odstęp nitów, łączących kształtówki wynosi $10d$ do $15d$ (t. 12. r. 1.), gdzie d jest średnicą nitu.

Jeżeli te części, z których składa się krzyżulec, nie przytykają do siebie, tylko są w pewnym odstępnie, to wtedy musimy dawać wkładki (t. 57. r. 15.). Odstęp tych wkładek wynosi zwykle $20d$ do $30d$, szerokość $3d$; jeżeli przekrój jest zbyt czyny, to możnaby rzadziej nitować.

Przy większych odstępach, niż grubość blachy, trzeba dawać już rozporki, rurki żelazne (t. 57. r. 1.), które jednak są mniej dobre.

W Ameryce jest dążność używania kraty pojedynczej i wielkich odstępów węzłowych; w obec tego są krzyżulce bardzo długie i działają w nich bardzo wielkie siły. Chodzi więc

o zwiększenie momentu bezwładności. W tym celu zgrubiają w środku krzyżulce (t. 31, r. 1.) albo je wzmacniają (r. 2.).

U nas rzadziej jest to używanem, ale dla słupów, gdzie niema tężników, robi się nieraz także w ten sposób np. przy moście na Saarze pod Conz¹⁾ (r. 3.).

§. 46. Przekrój I.

Przekrój I. używanym jest tylko dla bardzo wielkich rozpiętości, albowiem:

1) przekrój jest wielki, 2) moment bezwładności jest wielki 3) pasy mogą być szerokie.

Dla małych rozpiętości nie da on się wcale użyć, bo najmniejszy przekrój jest za wielki. Ze względu na przytwierdzenie, do pasu używa się zwykle tego przekroju tam, gdzie przyjęto pas dwuteowy. Moznaby wprawdzie dla takich krzyżulców używać kształtówki I, ale zachodzi przytem ta trudność, że odstęp blach pasu jest stały, a kształtówki mają rozmaite wysokości. Z tego powodu używa się przekrojów złożonych ze ścianki i z kątówek n. p. przy moście nad dolinie Mólke (t. 31. r. 7.), na Łabie w Jaromierzu (t. 34. r. 4.). Ze względu na wyboczenie lepiej użyć tu kątówek nierównoramiennych (t. 35. r. 2.), lub szerokich nakładek, jak przy moście na Sprewii w parku Bellevue w Berlinie (t. 31. r. 8.). Przy moście na Garonnie pod Bordeaux (r. 9.) dla zwiększenia przekroju dodano jeszcze dwie blachy do ścianki, a przy moście na Serecie pod Paszkanami w Rumunii (r. 10.) dwie kątówki.

Jeżeli przekrój jest mały, to można użyć także przekroju E n. p. przy moście na Ebrze pod Cadrieta (r. 11.). Jeżeli dwa krzyżulce o przekroju I mają się przecinać, to możemy w jednym z nich odwrócić kątówki (r. 15.), aby ułatwić przenikanie. W Ameryce używają przekroi I złożonych z uwek i ijówek, chociaż obecnie już rzadziej.

§. 47. Krzyżulce kratowe.

Przy większych mostach bardzo często używamy zamiast ścianki krzyżulców o przekroju I kraty, otrzymujemy wtedy

¹⁾ p. Zeits. für Bauwesen 1884.

krzyżulce kratowe, które mają w stosunku do poprzednich następujące korzyści:

1. Dla małej siły można się lepiej z przekrojem zastosować, ponieważ niema tu ścianki, która wiele materiału potrzebuje.

2. Dla tego samego przekroju możemy uzyskać większy moment bezwładności, przez co lepiej materiał rozdzielamy.

3. Kratowe krzyżulce ładniej wyglądają.

Pod względem kraty rozróżniamy dwa ustroje tych krzyżulców, ustrój niemiecki i angielski. W Europie na stałym lądzie używają zwyczajnie ustroju niemieckiego (r. 31. i 2a b) o kracie składającej się z dwu rzędu krzyżulców. Krata może być pojedyncza jak w moście na Lahnie (t. 31. r. 13.) lub podwójna, jak w moście na Renie pod Mannheim (r. 14). Przy kracie pojedynczej przyjmujemy odstęp węzłów $a = 2h$ (r. 13.), przy podwójnej $a = h$. Jeżeli oznaczamy grubość wstęgi przez c , szerokość przez b , to możemy przyjąć wedle Winklera;

$$\text{dla kraty pojedynczej } \left\{ \begin{array}{l} b = 0.17 h \\ c = 0.028 h \end{array} \right\} \dots \dots \dots 33)$$

zaś dla

$$\text{podwójnej } \left\{ \begin{array}{l} b = 0.13 h \\ c = 0.020 h \end{array} \right\} \dots \dots \dots 34)$$

Czasem krata składa się z trzech rzędu krzyżulców i to tak krata pojedyncza (t. 35. r. 4.), jak i podwójna (t. 38. r. 10). Pasy krzyżulców kratowych robimy albo z kątownek (r. 46.), albo z żelaza T n. p. przy moście na Lahnie pod Lahnstein (r. 4a i 13). Tówki przedstawiają ustrój prostszy, za to połączenie takich krzyżulców jest trudniejsze. Dla większej tężości w kierunku ściany używamy często kątownek nierównoramiennych (t. 30. r. 1.). Kratę przytwierdza się zwykle jednym nitem (r. 13. i 14.). Czasem odwraca się kątownki n. p. przy moście na Dunaju w Mariaort (t. 30. r. 1.), aby uzyskać większy moment bezwładności dla danego odstępu blach stojących pasu lub lepsze przenikanie się z innymi krzyżulcami, czasem ze względów estetycznych. W Ameryce używają często zastrzałów kratowych z pasami zakrzywionymi np. przy moście Alleghany w Pittsburgu (t. 30. r. 2.). Podobny ustrój widzimy w wiadukcie Vaur (t. 38. r. 3.). Jeżeli przekrój jest za mały, to dodajemy jeszcze nakładki. W ten sposób moment w kierunku po-

przecznym jest większy. T. 31. r. 5. przedstawia krzyżulec kratowy używany dla większych rozpiętości. Na rysunku t. widzimy wzmocniony przekrój krzyżulca kratowego wiaduktu Karaks na Węgrzech. Podobny przekrój mają krzyżulce na Dunaju w Mautern (t. 38. r. 10.). Czasami daje się pojedyncze kątowniki i nakładki, jak przy moście na Jnnie w Passawie (t. 31. r. 6.), ale ustrój taki jest gorszy, bo niesymetryczny; Hermann używa, jak zwykle, zamiast kątowników uwek n. p. przy moście na Dunaju (t. 38. r. 6.) kolei Północnej w Wiedniu, przez co zbliża się do przekroju skrzynkowego, o którym w poprzednim paragrafie mówiliśmy, na r. 8. t. 61. widzimy w końcu szczególny przekrój krzyżulca kratowego o przekroju H mostu na Saarze w Saarbrücken¹⁾.

Dotychczas omawialiśmy krzyżulce kratowe ustroju niemieckiego. Teraz omówimy ustrój angielski. Krata ustroju angielskiego składa się z dwu wstępów *aa* (t. 30. r. 3.) połączonych dwoma słupkami *b*; oprócz słupków są jeszcze dwie wstępy *cc* i *dd* odpowiednio powyginane. Rozporki są z żelaza kutego i przechodzą przez rury z żelaza lanego.

U nas ustrój ten jest rzadko używany. Takie krzyżulce ma most drogowy na Prucie w Czerniowcach, zbudowany przez fabrykę angielską.

§. 48. Ustrój kraty w miejscu zmiany znaku natężeń.

W belce równoległej na długości wychylenia się przekroju środkowego zmienia się znak natężeń w kracie, tam też ścięgna nie wystarczają, tylko potrzeba użyć krzyżulców tęgich. Przebieganie się dla kraty wielokrotnej może jednak nastęrczyć pewne trudności. Dla kraty prostokątnej możemy dać w tem miejscu przekątnie podwójne gibkie, a w takim razie odpadają trudności ich przenikania. Ale w ostatnich czasach zarzucają w ogóle przekątnie gibkie, jak o tem mówiliśmy już w §. 24.

Jeżeli krata jest równoramienna, to zdarza, się często że z powodu utwierdzenia lepszego poprzecznicy dajemy słupy. W takim razie mogą one przenieść ciśnienie, przekątnie więc mogą być gibkie. Jeżeli zaś słupów niema, to trzeba użyć w tem miejscu krzyżulców tęgich, a w takim razie muszą się one przenikać.

¹⁾ p. Zeits. deut. Ing. 1888 str. 1121.

Przy przenikaniu się krzyżulców trzymamy się zasady, że zawsze silniejszy krzyżulec przechodzi w całości, słabszy przerywamy, a zetknięcie kryjemy. O ustroju przy przenikaniu będziemy mówić później.

§. 49. Zastrzały z żelaza lanego.

Zastrzały z żelaza lanego wyszły już z użycia. Przy mostach Schiffkorna miały one kształt przedstawiony na rys. 4. t. 30. Dawniej były w użyciu także przekroje krzyżowe i rurowe.

V. Obliczenie krzyżulców.

§. 50. Obliczenie przekroju.

Dla krzyżulców, pracujących na ciągnięcie, obliczamy przekrój użyteczny A , to znaczy po odciągnięciu dziur na nity z wzoru $A = \frac{P}{\tau}$, jeżeli P oznacza siłę, działającą w krzyżulcu, τ natężenie dopuszczalne. Dla krzyżulców ciśnionych możnaby wprowadzić nie odciągać dziur, lecz z powodów podanych już przy obliczaniu pasów ciśnionych odciągamy i tutaj dziury.

Słupy, niosące poprzecznicę, pracują także ze względu na siły poziome jako części tężników pionowych, a często i ze względu na ugięcie poprzecznic. Wskutek tego powstają natężenia drugorzędne, o których będziemy później mówić, które należałoby więc uwzględnić przy obliczeniu przekroju. Zwykle jednak obliczamy na razie słupy bez względu na te natężenia i potem tylko badamy, czy i o ile należy przekrój ich powiększyć.

Natężenie dopuszczalne przepisane jest w Austrii jednakowe dla wszystkich części belki głównej¹⁾. Jednak dla kraty zdarza się często, że natężenie zmienia znak, wtedy należałoby zmniejszyć natężenie dopuszczalne dla krzyżulców według Weyraucha²⁾ i przyjmować dla mostów kolejowych

$$\tau = 700 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{\text{najmn. } P}{\text{najw. } P} \right) \quad | \quad 35)$$

" " drogowych $\tau = 750 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{\text{najmn. } P}{\text{najw. } P} \right) \quad |$

¹⁾ por. Podr. Teor. Most. I 2. wyd. str. 28.

²⁾ " Podr. Statyki Budowli 2. wyd. str. 68.

przyczem we wzorze przyjmujemy znak +, jeżeli najw. P i najmn. P mają tam znak, zaś —, jeżeli mają znak przeciwny.

Jeżeli najm. P jest dość znaczne, może zachodzić pytanie, czy obliczać przekrój na ciągnięcie, czy też na ciśnienie i wyboczenie. W takim razie należy przeprowadzić oba obliczenia, na ciągnięcie dla natężenia dopuszczalnego, zmniejszonego wedle 35) i na ciśnienie dla natężenia dopuszczalnego zmniejszonego ze względu tylko na wyboczenie. Większy wynik obu obliczeń zatrzymujemy.

§. 51. Natężenia drugorzędne.

Jeżeli połączenie krzyżulców z pasami jest mimośrodkowe, w takim razie trzeba to uwzględnić. Inżynierowie Guillot i Rabut wykonali w szkole paryskiej dróg i mostów doświadczenia¹⁾ z prętami połączonymi mimośrodkowo. Do tego celu użyli oni dwu typów prętów: jednego z samej kątówki (t. 35. r. 8.), drugiego złożonego z dwu kątówek i wstęgi (r. 9.). W pierwszym wypadku punkt zaczepienia siły znajdował się w środku żebra s , w drugim w środku wstęgi s .

Przekonano się, że natężenie w części ciągnionej przekroju jest zawsze większe, niż obliczone z wzoru: $\nu = \frac{P}{A}$, czasem nawet większe, niż gdyby reszty przekroju wcale nie było. Nadto okazało się, że gdy siła P była mała, to w żebrach a występowało ciśnienie, przy zwiększeniu ciągnącej siły spadało do zera, aż wreszcie przechodziło w ciągnięcie.

Jeżeli tedy liczymy natężenie kątówki przytwierdzonej jednostronnie, wedle wzoru $\nu = \frac{P}{A}$, to popełniamy błąd, który wedle tych doświadczeń może dojść do 100, a nawet 200%. Wynikła z tego, że przy połączeniu mimośrodkowem należałoby koniecznie uwzględnić natężenia dodatkowe, wywołane momentem wskutek działania mimośrodkowego siły, a najlepiej unikać zasadniczo połączeń jednostronnych zwłaszcza dla większych sił. Dlatego już przed tymi doświadczeniami nie liczone całego przekroju kątówki, tylko część, n. p. Velflik opuszczał połowę przekroju żebra, a tak samo postępują koleje austriackie.

¹⁾ por. Genie civil t. 26. str. 43.

W belce oprócz natężeń drugorzędnych w skutek mimośrodkowych połączeń powstają także natężenia drugorzędne w skutek stałego (zamiast przegibnego) utwierdzenia prętów. Są one tam największe, gdzie siła poprzeczna i moment są większe. Najniekorzystniej występuje to przy belce ciągłej bo moment i siła są największe na podporze; tam te natężenia wynoszą nawet do 30%. Jeżeli ich nie obliczamy, to dobrzeby było dla tej części belki przyjąć natężenie dopuszczalne mniejsze, co najmniej, o 20%.

§. 52. Wytrzymałość na wybočenje.

Przy obliczeniu prętów, pracujących na ciśnienie musimy nzwzględnić wybočenje. Stosujemy tu wzory ze statyki budowli¹⁾. Ale w tych wzorach przychodzi stosunek $\frac{l}{a}$, gdzie l oznacza długość wolną, a promień bezwładności przekroju. Chodzi nam zatem najprzód o to, jaką długość wolną należy przyjąć. Musimy bowiem rozróżnić długość wolną w płaszczyźnie belki i długość wolną w płaszczyźnie prostopadłej do belki.

1. W płaszczyźnie belki.

Jeżeli mamy połączenia przegibne, a krata jest pojedyncza, to $l = l_1$, gdy l_1 oznacza długość pręta. Jeżeli połączenie jest nitowane, to właściwie pręt jest utwierdzony, więc należałoby przyjąć, że $l = 0.78 l_1$. Jednak najczęściej nie uwzględniamy tego, bo utwierdzenie nie jest zupełnie stałe z powodu ugięcia belki, zatem $l > 0.78 l_1$. Przyjmujemy więc zwyczajnie i w takim razie

$$l = l_1 \dots \dots \dots 36)$$

Jeżeli krzyżulec przecina się z innym krzyżulcem, to w takim razie możemy przyjąć, że punkt skrzyżowania jest punktem stałym, a zatem że

$$l = \frac{l_1}{2} \dots \dots \dots 37)$$

Przy kracie wielokrotnej, jeżeli nazwiemy długość jednej części między dwoma punktami przecięcia l_2 , to możemy przyjąć

$$l = l_2 \dots \dots \dots 38)$$

3. W płaszczyźnie prostopadłej do belki.

¹⁾ por. Podr. Statyki Budowli. 2. wyd. str. 298.

Jeżeli krata jest pojedyncza, to przyjmujemy $l = l_1$, ale pod warunkiem, że pas górny jest przytrzymany tężnikami.

Jeżeli zaś pas jest wolny nie przytrzymany tężnikami, w takim razie krzyżulce są tylko jednym końcem utwierdzone (t. 35. r. 7.), a zatem $l = 2 l_1$ 39)

Powyższe równanie daje właściwie l za wielkie, a więc obliczenie jest za niekorzystnem, bo pas górny stawia pewien opór wyboczeniu, względnie przesunięcie górnego końca krzyżulca może nastąpić tylko przy równoczesnem wyboczeniu pasu.

Wedle toku myśli Haeselera obliczymy najprzód moment bezwładności potrzebny aby się pas nie wyboczył i otrzymamy z rów. 26) $J_2 = \frac{P^2 ah^3}{12 \varepsilon^2 J_1}$, albo gdy siłą w pasie nazwiemy

$$S \text{ a spólczynnik pewności } n \quad S_2 = \frac{n^2 ah^3 J^2}{12 J \varepsilon^2}$$

Oprócz tego, jeżeli nazwiemy ciśnienie w krzyżulcu D , długość l_1 , to dla n tej pewności $\Delta J_2 = \frac{n D}{10 \varepsilon} l_1$, zatem potrzebny moment bezwładności wynosi

$$J_2 = J_2 + \Delta J_2 = \frac{n^2 ah^3 J^2}{12 J \varepsilon^2} + \frac{n D}{10 \varepsilon} l_2 \quad . . . \quad 40)$$

Rozumie się, że oprócz tego dla krzyżulca kratowego odstęp węzłów musi być taki, aby nie wystąpiło wyboczenie części krzyżulca między węzłami kraty.

Jeżeli krata jest wielokrotną a z danym krzyżulcem krzyżują się inne krzyżulce tęgic lub gibkie, to punktów skrzyżowania nie można uważać za punkta stałe, bo tamte krzyżulce mogą się także wyboczyć. Obliczenie dokładne na wyboczenia jest wtedy dosyć trudne; zastanawiało się nad tą kwestyą wielu inżynierów, jak Engesser¹⁾, Jasiński²⁾ Mantel³⁾

Jasiński dochodzi do takiego wzoru:

$$\left. \begin{array}{l} l = m l_1 \\ \text{przyczem} \\ m = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_1}{J} + \frac{Q h^2}{\varepsilon J \pi^2}}} \end{array} \right\} \quad \quad 41)$$

¹⁾ p. Schweiz-Bauzeit. 1895 str. 15.

²⁾ p. Ann. des ponts et chaussées 1894 str. 233.

³⁾ p. Schweiz-Bauzeit. 1895 str. 88.

VI. Połączenie pasów z krzyżulcami.

§. 53. Sposoby połączenia.

Mamy dwa główne sposoby łączenia kszyculoów z pasami: 1. połączenie nitami, 2. połączenie przegibne.

Które z nich jest lepsze, okaże następujące zestawienie zalet i wad obu ustrojów:

1. Jeżeli nazwiemy ν_2 ciśnienie na ściankę dziury, to ν_2 $d.g = P^1$), gdzie d jest średnicą nitu, g grubością blachy. Ze względu na ścięcie sworznia mamy $P = \frac{d^2 \pi}{4} \tau_1$. Z porównania wynika, że

$$\nu_2 = \frac{d}{g} \cdot \frac{\pi}{4} \tau_1 \quad 45)$$

Widzimy więc, ν_2 jest proporcjonalne do $\frac{d}{g}$. Dla połączenia przegibnego mamy jeden sworznień, dla nitowanego kilka nitów, więc dla tej samej siły P , średnica sworznia musi być odpowiednio większa od średnicy nitów, zatem i natężenie większe. Ażeby ν_2 zmniejszyć, musimy zwiększyć odpowiednio grubość blachy g przez nanitowanie blach. Jeżeliby to niewystarczyło, trzeba by przyjąć d większe niż potrzeba ze względu na ścinanie, a mianowicie $d = \frac{P}{\tau_2 g}$. Widzimy więc z tego, że zawsze możemy w ten sposób obliczyć połączenie, aby ciśnienie na ściankę dziury nie było za wielkie.

2. Jeżeli sworznień nie jest zupełnie dostosowany do dziury, to w takim razie powstają wielkie wstrząśnienia, zwłaszcza przy zmianie znaku natężeń. Z tego wynika, że robota musi być nadzwyczaj staranna i dokładna; fabryki muszą być już do tego umyślnie urządzone. Wykończenie oka musi być bardzo staranne, długości krzyżulców muszą się zgadzać wedle warunków dostawczych w Ameryce na 0.4 mm. Przy użyciu nitów nie potrzeba takiej dokładności. Niezupełnie dokładne wykończenie szkodliwym jest zwłaszcza dla małych mostów.

¹⁾ por. Podr. Stat. Bud. 2 wyd. str. 91.

3. Podczas obciążenia powstają przy połączeniu przegibnem małe obroty krzyżulców, a wskutek tego muszą się sworznie zużywać. W praktyce jednak okazuje się, że tego zużycia prawie wcale niema żadne, a to dla tego, że obroty są bardzo nieznaczne.

4. W skutek nitowania powstają natężenia drugorzędne, ponieważ krzyżulce nie mogą się obracać. Jak się rzecz ma przy połączeniu przegibnem? Teoretycznie niema tam natężeń drugorzędnych, lecz w rzeczywistości one istnieją, a to z tego powodu, że powstaje tarcie i to tarcie musi być wprawdzie przecięzione, nim nastąpi obrót. Dowodem tego są sworznie wyjęte ze starych mostów, które są prawie nie zużyte. Tarcie to jest tak znacznem, że dopiero przy natężeniach drugorzędnych, które wynoszą około 30% natężeń głównych, następuje obrót. Przy połączeniach przegibnych mamy zatem tylko tę korzyść, że natężenia drugorzędne nie mogą przekroczyć pewnej granicy. W Ameryce okazało się, że przy małych mostach spostrzegano obroty, wyżej $l = 55 m$ zaś nie, bo tam z powodu wielkiego ciężaru własnego wstrząśnienia są małe.

5. Momenty na zginanie są szkodliwe, zwłaszcza przy użyciu żelaza lanego. Z tego powodu zwłaszcza w Ameryce, gdzie częściej używano żelaza lanego, było wskazaniem użycie połączeń przegibnych.

6. Zestawienie mostu na rusztowaniu przy połączeniu przegibnem jest ułatwione, bo zaciąganie śrub wymaga mniej wprawnych robotników. Ważnem jestto zwłaszcza dla mostów wojennych i w razie grożącej powodzi, która może zniszczyć rusztowanie. W Ameryce, gdzie robocizna jest bardzo droga, ma ta okoliczność znaczny wpływ na koszta. Doprowadzono tam do takiej wprawy że zestawienie mostów obywa się tam bardzo szybko. Clarke podaje¹⁾, że do zestawienia mostu rozpiętości 45 m potrzebowało 20 robotników jednego dnia, przy 76 m rozpiętości 3 do 4 dni. Cooper opowiada, że most o rozpiętości 75 m zestawiono w 16 godzinach, Bosse podają w Zeit. d. V. Deut. Ing. (1889 str 395), że do zestawienia jednego przęsła mostu na Missouri w Randolph Bluffs pod Kansas o rozpiętości 122 m potrzeba było 13 dni 8 godz. Niemożliwem byłoby to przy zastosowaniu nitowania.

¹⁾ Handbuch der Ingen. II. tom Brückenbau II. oddz. 2. wyd. str. 439.

7. Przy połączeniach przegibnych oko ułatwia wstawienie prętu do maszyny dla próby materiału, rozumie się do granicy sprężystości. W Ameryce można więc próbować wszystkie pręty, przeciwnie u nas tego nie można zrobić, tylko próbuje się niektóre pręty, wycinając małe kawałki, które można wstawić do maszyny.

8. Przy nitowaniu mamy stratę przekroju; przy połączeniu przegibnem jej niema, bo dajemy przekrój oka taki, żeby wytrzymałość jego była większa, aniżeli pręta pełnego. Miejsce niebezpieczne więc nie jest we węzle, tylko wśrodku pręta, gdzie przekrój jest pełny. Użycie połączeń przegibnych jest więc bardziej ekonomicznem.

9. Jeżeli filar runie, a belka spadnie, to belka nitowana pognie się tak, że na nic się już nie przyda, podczas gdy z belki o połączeniach przegibnych przynajmniej niektóre części dadzą się użyć.

10. Wytrzymałość na wyboczenie jest mniejsza przy połączeniu przegibnem, bo długość wolna jest większa.

11. Przy połączeniu przegibnem odpadają zetknięcia pasów, bo w pasie ciągnionym przynajmniej części pasu w każdym węzle łączą się przegibnie. Za to samo połączenie przegibne części pasu wymaga wiele materiału.

12. Siły nie rozdzielają się na nity zupełnie równo.

13. Jeżeli jeden sworzeń złamie się, to może runąć cały most. Zniszczenie jednego nitu nie pociąga za sobą niebezpieczeństwa. Można jednak każdy sworzeń wypróbować i w ten sposób zmniejszyć niebezpieczeństwo.

14. Stężenie poprzeczne jest trudniejsze przy połączeniu przegibnem.

Zważywszy zalety i wady obu ustrojów, możemy wypowiedzieć zdanie, że połączenie nitami jest lepsze. Połączenie przegibne jest używane tylko w Anglii i w Ameryce, a i tam obecnie tylko dla większych rozpiętości wyżej 45 m. Tam, gdzie chodzi jednak o szybkie zestawienie, więc przy mostach w okolicach odludnych, mogą być mosty z połączeniem przegibnem lepsze. Towarzystwo niemieckie Harcourt robi mosty kolonialne z przegibnem połączeniem, właśnie dla łatwości zestawienia.

54. Położenie punktów przecięcia się krzyżulców.

Przypuśćmy, że mamy połączenie i łączymy wszystkie pręty jednym czopem, w takim razie wszystkie siły działają środkowo. Jeżelibyśmy jednak użyli dwu czopów, toby osie krzyżulców nie schodziły się z osią pasu (t. 51. r. 3.) w jednym punkcie, powstałoby więc natężenie drugorzędne, wywołane zginaniem. Musimy dążyć do tego, aby tych natężeń nie było, a więc aby osie przecinały się w jednym punkcie.

Przy połączeniach nitowanych trzeba nity jak najbardziej skupiać, aby uniknąć odkształcenia, a osie krzyżulców muszą się także przecinać w osi pasu, bo inaczej powstaną natężenia drugorzędne.

§. 55. Zasady połączenia krzyżulców nitami.

1. Grubość nitów.

Im grubsze są blachy i kształtówki, im dłuższe mają być nity, muszą być grubsze; grubość ich wynosi zwykle 16 do 26 mm. Cięższe nity łatwo się spalają podczas nitowania, grubsze osłabiają blachy i przenoszą za wielkie ciśnienie na ściankę dziury. Gatunków nitów nie robimy wiele, gdyż to sprawia trudności przy wykonaniu.

Przy projektach znaczy się rozmaicie nity rozmaitej grubości; nie pisze się przy każdym nicie grubości, tylko przyjmuje się pewne znaki. Prócz tego w Ameryce przyjęto rozmiary znaki dla nitów o głowach stóżkowych, wpuszczonych i t. p. Kilka przykładów podajemy na t. 35 r. 9.

2. Ilość nitów.

Nity obliczamy na ścinanie, przytem trzeba jeszcze zbadać ciśnienie na ściankę dziury. Przekrój nitów obieramy wedle siły P , działającej w przecie. Zatem:

$$P = A \cdot \tau_1 = \frac{d_2 \pi}{4} n \cdot \tau_1, \text{ więc } n = \frac{4P}{\pi d^2 \tau_1} \quad . \quad . \quad 45)$$

Znając P , τ_1 , d , obliczamy n ilość nitów; τ_1 przyjmujemy 600 kg/cm² wedle rozporządzenia ministeryalnego dla sił o tym samym znaku; jeżeli zaś siły zmieniają znak, przyjmujemy 500 kg/cm². Szybkie obliczenie ilości nitów ułatwiają nam tablice¹⁾.

¹⁾ p. Mosty Blaszane str. 17. t. V.

Przy obliczeniu trzeba uważać, czy nity są raz cięte, czy dwucięte. Po obliczeniu ilości nitów badamy, czy natężenie ścianki dziury nie jest za wielkie, zatem:

$$P \leq n.d.g.v_2 = n.d.g.1.400 \dots \dots \dots 46)$$

Do tego celu mamy także tablice.

3. Widły.

Jeżeli pręt składa się z 2-ch części w kształcie widel, (n. *Gabelung*), które połączone są z blachą po obu stronach, to ilość nitów dla każdej części musi być odpowiednią przekrojowi, względnie sile wewnętrznej każdej części, a zatem, jeżeli pręt podzielimy na 2 równe części, zatem siły są równe, to powinny być równe także ilości nitów.

4. Blachy pomocnicze.

Czasem, jeżeli chcemy mieć nity dwucięte, dajemy blachę pomocniczą, która musi być przytwierdzoną tyłu nitami do pręta (t. 53. r. 3.) ilu nitami jest przytwierdzona do blachy pasu.

5. Ilość nitów w jednym rzędzie.

Wiemy ze statyki budowli¹⁾, że obliczamy przekrój użyteczny w pierwszym rzędzie nitów, jeżeli ich ilość w następnych rzędach nie jest dwa razy większą niż w poprzednich. Ponieważ chodzi o to, aby przekrój użyteczny był jak największy, dlatego zaczynamy od 1 lub 2 nitów, zaś w następnych dajemy co najwięcej dwa razy tyle nitów (t. 33. r. 5. i 6.)

6. Ilość rzędów.

Ilość rzędów powinna być jak najmniejszą, aby siła rozłożyła się jak najjednostajniej na nity, tudzież, aby przy wąskich krzyżulcach nie powstawały za wielkie natężenia miejscowe w blasze stojącej. Z tego wynika, że użycie wąskich kątówek jest niekorzystne. Punkt poprzedni sprzeciwia się poniekąd punktowi temu, trzeba więc w praktyce pogodzić oba punkty nie przyjmując ilość rzędów nitów ani za małą ani za wielką (t. 34. r. 8.).

7. Stosunek części nitowanych.

Jeżeli przynitujemy pręt do niesprężystej blachy, to gdyby była ona zupełnie niesprężystą, to pracowałby tylko jeden rząd nitów, bo między nitami jest niemożliwą zmiana długości blachy.

Otóż w rzeczywistości tak nie jest, bo każda część pasu

¹⁾ p. Podr. Statyki Budowli 2 wyd. str. 96.

jest sprężysta; ale w przybliżeniu może się to zdarzyć, jeżeli cienki pręt przytwierdzimy do bardzo silnej blachy która więc mało się odkształca. Tego więc należy unikać.

8. Zmiana przekroju.

Zmiana przekroju krzyżulca wewnątrz szeregu nitów jest dozwolona, a nawet wskazana. Tylko przy odsadce „*mn*” (t. 30. r. 5.) musi być przekrój dostateczny dla przeniesienia reszty siły, która wypada na nity między odsadzką a końcem pręta.

9. Zagięcie (n. *Verkröpfung*, fr. *contrecoudement*).

Zagięcie jest dozwolone, ale tylko wtedy, gdy większa połowa siły została przeniesiona i gdy pręt jest dość tęgi, aby się nie wyprostował (r. 6.). Cienkich blach więc nie można zaginać. To zagięcie powinno się robić na gorąco, aby nie powstały dodatkowe natężenia w materyale. Przedstawia to pewne trudności, dlatego lepiej zgięć unikać.

10. Podkładki. (n. *Einlagsblech* fr. *fourrure*).

Zamiast zagięcia kątówek daje się wtedy, gdy kątówki krzyżulców mają przechodzić aż na kątówki pasu, podkładki, które zresztą w ogóle służą do wyrównania wysokości (t. 30. r. 7. i 8.). Ta podkładka „*ab*” musi być przytwierdzona nie tylko nitami, przechodzącymi przez pręta, lecz także osobno tyłu nitami do pasu, ile nitów przechodzi przez pręt i podkładkę. Gdybyśmy jej tak nie przytwierdzili, to nie byłaby ustalona, a nity narażone byłyby na zginanie.

11. Krzyżowanie się krzyżulców.

Czasem jeden pręt stanowi podkładkę dla drugiego (t. 30. r. 9.). Tu n. p. trzeba było dać podkładki dodatkowe dla wyrównania wysokości. Wtedy pręt dolny należy oprócz nitów wspólnych przytwierdzić dostateczną ilością nitów, a nitów wspólnych najlepiej nie liczyć. Przypadki tego rodzaju są zresztą rzadkie. bo jak tu widzimy, osie krzyżulców nie przecinają się w osi pasu. co nie jest stosownem.

12. Rozdział nitów.

Rozdział nitów powinien być symetrycznym do osi prętu chociaż nie należy tu koniecznie żądać, aby nity leżały na prostopadłych do osi prętu, gdyż to nie zawsze da się wykonać. Dlatego staramy się rozdział nitów wykonać w ten sposób, aby równa ilość nitów była w równym odstępnie od osi symetrii. N. p. słup mostu na Mozeli pod Koblencją (t. 30. r. 10.) ma

nity zupełnie symetryczne, zaś krzyżulec ukośny tylko równą ilość nitów po obu stronach ich osi, co jest wystarczającym.

Dla jednostajnego przeniesienia siły przestawiamy często szeregi nitów i staramy się je w ogóle tak rozmieścić, ażeby siła działała na cały przekrój. Rys. 3. na t. 33. przedstawia zły rozkład nitów, gdyż są one za nadto skupione, zaś rys. 4b dobry rozkład, gdyż i szeregi są przestawione i nity rozmieszczone na całym przekroju. Odstęp nitu od brzegu blachy może najmniej wynosić teoretycznie $1\frac{1}{2} d$, najwyżej $2\frac{3}{4} d$, zaś odstęp nitów wzajemny wynosi najmniej $3 d$, czasem więcej do $4 d$.

Ponieważ przez nity przenosi się wielka siła na pasy, a głównie na blachę stojącą pasu, musi więc być grubość blachy, zwłaszcza przy kracie bardzo rzadkiej, odpowiednią i wynosić, jakto już wyżej powiedzieliśmy, co najmniej 15 mm . Jeżeli grubość części nitowanych jest większą niż $4\frac{1}{2} d$ do $5 d$, to w takim razie nie możemy używać nitów, tylko używamy śrub.

Omówiwszy ogólnie zasady łączenia krzyżulców, teraz przejdziemy do poszczególnych przypadków.

§. 56. Przytwierdzenie do kątówek.

Przy małych mostach możemy wprost do kątówek pasu przytwierdzać krzyżulce; zwłaszcza było to możliwem przy dawnych mostach o kracie gęstej, gdzie siła była mała przy np. moście nad dworcem kolei Elżbiety w Wiedniu (t. 51. r. 7.).

Jeżeli jeden nit niewystarczał, to dawano w pasie kątówkę nierównoramienną, aby można było dwoma lub trzema nitami przytwierdzić krzyżulce np. przy moście na Wiedence pod Wiedniem (t. 61. r. 7.) i moście na Ebrze (t. 33. r. 1.). Takie przytwierdzenie jest możliwem tylko przy małych mostach.

§. 57. Utwierdzenie do blach stojących.

Przy większych nieco mostach przytwierdzamy krzyżulce do blachy stojącej pasu. Tutaj możemy użyć więcej nitów, a nawet wedle ilości nitów potrzebnych możnaby przyjmować wysokość blachy stojącej (t. 33. r. 2.).

Cisniony krzyżulec sięga zwykle aż do nakładki pasu, albo co najmniej do kątówki, ażeby się ciśnienie lepiej przenosiło na pas (r. 5.). Ściągnięta (żelazo płaskie) można umieścić w płasz-

czyźnie blachy stojącej, a w takim razie musimy ją łączyć z blachą podwójnymi przykładkami. Jeżeli zaś ściętno jest podwójne (t. 78. r. 2), to obejmuje blachę stojącą. Nity są więc dwucięte czyli potrzebna jest połowa tylko nitów. W pierwszym wypadku są zato ściętna krótsze, co przy wielkich długościach może mieć pewne korzyści, bo uniknąć możemy składania ściętna z dwóch części; nadto ułatwionem jest krzyżowanie z zastrzałami, gdyż można je przymocować z boku do blachy stojącej.

Jeżeli w węźle przypada zetknięcie blachy stojącej, to przykładki, które kryją je, mogą być zarazem podkładkami dla słupa, przezco nie zachodzi potrzeba zaginania słupa n. p. przy moście na Łabie pod Uściem i w Iralowym Dworze (t. 33. r. 2., t. 62. r. 2.).

Jeżeli ściętna są pojedyncze, to lepszem jest połączenie za pomocą przykładek, niż jednostronnie do blachy n. p. przy moście na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 33. r. 5.).

§. 58. Przytwierdzenie za pomocą blach węzłowych.

Czasem jednak nie wystarcza blacha stojąca do umieszczenia nitów, albo pas niema wcale blachy stojącej. W takich wypadkach przytwierdzenie krzyżulców następuje zapomocą blach węzłowych (n. *Knotenblech*, fr. *plaque d'assemblage*, *gousset*, an. *plate of assemblage*) do których przytwierdzamy pręty albo wprost, jak n. p. przy moście na Renie pod Griethausen (t. 33. r. 7.) przy moście na Dunaju w Strygonii (t. 34. r. 1.), albo za pomocą przykładek n. p. przy moście na Warcie w Poznaniu (t. 33. r. 6.). Schwedler używa zawsze blach węzłowych, bo pas jego składa się z samych kątówek (t. 61. r. 6.).

Blachy węzłowe mogą być także podwójne n. p. przy moście na Innie pod Imstem (t. 33. r. 8.). Tam dwie blachy węzłowe przytwierdzone są do blachy stojącej.

Blachy węzłowe wycina się w ten sposób, ażeby wystarczały dla odpowiedniej ilości nitów (t. 46. r. 3.). Blachy takie służyć mogą jednocześnie jako przykładki przy zetknięciu pasów np. przy moście na Brdzie w Bydgoszczy (t. 61. r. 9.). Blachy węzłowe mają przenieść wypadkową siłę obu krzyżulców na pas, więc ilość nitów, któremi przytwierdzamy je do pasu należy obliczać wedle tej wypadkowej. Zwyczajnie jednak z powodu niepewności

w rozkładzie na nity natężeń dodajemy pewną ilość nitów, około 10%.

Czasami dajemy podwójną blachę węzłową na blachę stojącą (t. 33. r. 8.). Możemy także dać dwie blachy stojące, zaś między niemi blachę węzłową pojedynczą n. p. przy moście kolei Rudolfa (t. 34. r. 6.).

Często też dajemy blachę węzłową w płaszczyźnie blachy stojącej (t. 62. r. 3. t. 55. r. 2.), którą przerywamy, a styki kryjemy przykładkami, przyczem przytwierdzamy je tyłu nitami, aby przeniosły siłę, działającą w blasze stojącej. Wielkość blachy musi być taka, aby się zmieściła potrzebna ilość nitów dla przymocowania przykładek i krzyżulców.

§. 59. Porównanie różnych sposobów utwierdzenia krzyżulców.

1. Jeżeli przytwierdzamy krzyżulce na blasze stojącej, to ta blacha liczy się do przekroju pasu (rozumie się po odciągnięciu dziur na nity). Blach węzłowych nie liczymy do pasów; a w skutek tego dodać musimy materiał, potrzebny na blachy węzłowe; koszta zatem są większe. Wtedy tylko koszta się nie zwiększają, jeżeli blacha węzłowa służy równocześnie jako przykładka pasu.

2. Z drugiej strony tam, gdzie moment jest bardzo mały, potrzeba małego przekroju pasu. Przy użyciu blachy stojącej otrzymujemy wtedy w tem miejscu, gdzie moment mały, przekrój za wielki, materiał jest więc bezpotrzebnie zmarnowany. Ale jeżeli rachujemy całą blachę stojącą do przekroju pasu, to w takim razie natężenia miejscowe w węzle są większe, niż między węzłami. Z tego powodu przekrój w węzle staje się przekrojem niebezpiecznym.

Inaczej ma się rzecz przy użyciu blach węzłowych; tu zwiększamy przekrój w węzle. Z tego wynika, że bezpieczniejsem jest połączenie za pomocą blachy węzłowej.

3. Jeżeli ilość nitów potrzebna do przytwierdzania krzyżulców do pasu jest wielka, to w takim razie gdybyśmy chcieli przytwierdzić krzyżulce tylko do blachy stojącej, to musielibyśmy przyjąć bardzo wielkie blachy stojące, co może nas narazić na wyboczenie blachy stojącej. Gdybyśmy nie liczyli pewnej części blachy do przekroju użytecznego, to potrzebowalibyśmy jeszcze więcej materiału.

W belce równoległej działają w środku przęsła małe siły w kracie, tam też potrzebujemy tylko blachy stojącej; ale przy podporach siły wzrastają, tam musimy więc użyć blach węzłowych (t. 12.). Przy przekroju krzyżowym pasu, można się obejść bez blachy stojącej, jednak lepiej jej używać.

4. Przy pasie wielobocznym potrzeba blachy stojące spajać w każdym węźle przykładkami; w takim wypadku blacha węzłowa może być zarazem przykładką; tu więc użycie blach węzłowych jest wskazane (t. 5. r. 3.).

5. Przy użyciu blachy stojącej są połączenia łatwiejsze tak, że fabryki chętniej tego sposobu używają.

Wiemy, że tam gdzie jest mały moment, tam blacha stojąca ma za wiele materiału; możnaby temu zaradzić, gdybyśmy przyjęli dla tych części mniejszą blachę stojącą. Robi się to czasem przy bardzo oszczędnem projektowaniu.

Z tego wszystkiego wynika, że przy mniejszych rozpiętościach dadzą się zastosować blachy stojące, zaś przy większych rozpiętościach są już zwykle używane blachy węzłowe zwłaszcza dla belek wielobocznych.

§. 60. Połączenia przegibne.

O tych połączeniach nie będziemy wiele mówić, gdyż używane są tylko w Ameryce i Anglii, chociaż mamy kilka mostów tego ustroju w Bawaryi, a w ostatnich czasach towarzystwo Harkort w Niemczech zaczęło w ten sposób budować mosty dla kolonij¹⁾. Zaczniemy od połączeń przegibnych amerykańskich.

Jako zakończenie ścięgna tworzymy oko w rozszerzonym końcu ścięgna. Wymiary oka dajemy takie, aby w każdym razie $c > \frac{1}{2}b$ (t. 51. r. 6.), albowiem oko pracuje nie tylko na rozierwanie, ale także na zgięcie, gdyż siła, działająca w pręcie, działa w oku na obie połowy przekroju mimośrodkowo.

Haeseler podaje następujące wzory:

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{1}{2}b + \frac{1}{2}d \\ a &= \frac{1}{2}b + \frac{5}{8}d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 47)$$

W Ameryce dają wymiary oka zależnie od grubości pręta i sworznia na podstawie rozlicznych doświadczeń, ale w każdym razie przekrój A większy jest, niż h .

¹⁾ p. Mehrrens. Deutscher Brückenbau str. 84.

Aby przy słupach i zastrzałach można było przenieść ciśnienie przy pomocy sworznia, trzeba słup zgrubić. Robi się to przez nanitowanie blachy (t. 51. r. 5.).

Tak samo w pasie w miejscu, gdzie się znajduje sworzeń, trzeba pas zgrubić przez nanitowanie blachy, o czem już mówiliśmy.

Czasem połączenie uskutecznia się zapomocą trzewika z żelaza lanego, w który wchodzi słup.

Zdawałoby się, że obliczenie grubości sworznia jest łatwym; tak jednak nie jest, gdyż sworzeń pracuje nietylko na ciśnienie, ale także na złamanie (t. 51. r. 2. i 8.), co także należy uwzględnić¹⁾.

Przejdźmy teraz do połączeń przegibnych, używanych w Europie. Jako przykład podajemy połączenie przegibne Gerbera mostu pod Landshut (t. 51. r. 1.). Nie jest ono jednak ściśle przegibnem, bo tu mamy zamiast jednego sworznia cztery, w małych odstępach umieszczone w płycie węzłowej (*n. Gelenkplate*). Towarzystwo Harcourt buduje mosty w ten sposób, że pas (t. 55. r. 1.) sięga do węzła do węzła. Przy końcu pręty są wzmocnione i zaopatrzone w półkoliste wycięcia, które obejmują połowę czopa.

§. 61. Niezwykłe połączenia pasów.

Przy belce Schiffkorna połączenie pasów z krzyżulcami podobne jest, jak przy drewnianej belce Howe'a. Zastrzały i pas opierają się o piętki (t. 51. r. 4. a, b, c). Śruby przeszkadzają przesunięciu przypadkowemu. Do połączenia nie używa się wcale nitów.

W ostatnich czasach próbowano we Francyi urządzić węzły przegibne w ten sposób, że tęgi krzyżulec łączy się z pasem za pomocą blachy węzłowej, a kątowniki krzyżulca przerywa się 12 *cm* przed pasem. W ten sposób umożliwia się krzyżulcom zmianę kąta nachylenia. Ustrój ten widzimy przy moście kolei Saint Aignan — Blois o rzpiętości 40 *m* (t. 55. r. 5.)²⁾.

¹⁾ por. Résal. *Constructions métalliques* 1892.

²⁾ por. *Ann. des ponts et chaussées* 1899 II. str. 302.

VII. Połączenie pasów.

§. 62. Nitowanie pasów.

Układ nitów.

Przedewszystkiem staramy się, aby w jednym przekroju było jak najmniej nitów, aby nie tracić wiele przekroju. Przy pasach teowych mogą być nity w jednym rzędzie (t. 40. r. 6.), lub przestawione (r. 7.). Jeżeli jednak nity umieszczone są tylko w dwu szeregach, to zawsze dają się w jednym rzędzie (t. 55. r. 7.).

Jeżeli mamy kilka szeregów nitów, to może się nam przedstawienie nitów prędzej opłacić, chociaż z drugiej strony utrudnia to umieszczenie potrzebnych nitów dodatkowych, jeżeliśmy przyjęli mniejsze osłabienie przekroju. Dlatego, używając zwykle nitów przestawionych, często pomimo tego odciągamy cztery dziury na nity.

Grubość nitów.

Co się tyczy grubości nitów, to przyjmujemy zwykle $d=20$ mm do 26 mm, najwyżej $d=28$ mm. Winkler podaje doświadczalny wzór:

$$d=20+0.05l \text{ mm} \dots \dots \dots 48)$$

gdy l oznacza rozpiętość w metrach. Wzór ten może służyć tylko jako wskazówka.

Odstęp nitów.

W pasie ciągnionym nie potrzeba właściwie nitować między węzłami, gdyż siła między węzłami jest stała. Nituje się jednak w tym celu, aby zetknięcia pojedynczych części były szczelne; w pasie ciśnionym zaś oprócz tego potrzeba także, aby wszystkie części stanowiły jedną całość na wyboczenie. Teoretycznie potrzebne są jednak nity tylko w węzłach, bo tam zmienia się przekrój i siła wewnętrzna w pasie.

Jeżeli nazwiemy A_1 i A_2 całkowite przekroje pasu po obu stronach węzła (t. 40. r. 5.), A_1' i A_2' przekroje tych części pasu, które mają być przytwierdzone do reszty pasu lub do blachy węzłowej, S_1 i S_2 siły wewnętrzne w pasie po obu stronach węzła, w takim razie działa na 1 cm^2 pasu siła: $\frac{S_1}{A_1}$ i $\frac{S_2}{A_2}$, zaś na części pasu A_1' i A_2' działa siła: $\frac{S_1}{A_1} A_1'$ i $\frac{S_2}{A_2} A_2'$. Różnica tych

dwu sił ma być przeniesiona przez nity, zatem:

$$\frac{S_1}{A_1} A_1' - \frac{S_2}{A_2} A_2' = n \tau_1 \frac{d_2 \pi}{4}, \text{ gdzie } n \text{ oznacza}$$

potrzebną ilość nitów.

W przybliżeniu możemy przyjąć: $\frac{A_1'}{A_1} = \frac{A_2'}{A_2} = \frac{A'}{A}$, w takim razie:

$$n = \frac{4}{\pi d^2 \tau_1} \cdot \frac{A'}{A} (S_1 - S_2). \text{ Uważając w przy-}$$

bliżeniu natężenia w pasie jako ciągle zmienne, oznaczmy $\frac{dS}{dx}$

przyrost siły S na jednostkę długości, zaś $\frac{dS}{dx} \cdot a$ przyrost siły S

na długości a , czyli:

$$S_1 - S_2 = \frac{dS}{dx} \cdot a. \text{ Ponieważ } S = \frac{M}{h} \text{ siecz } \sigma^*),$$

więc po wstawieniu wartości za $S_1 - S_2$,

$$n = \frac{4 A'}{\pi d^2 \tau_1 A} \cdot \frac{d\left(\frac{M}{h}\right)}{dx} \cdot a \text{ siecz } \sigma,$$

ale $d\left(\frac{M}{h}\right) \frac{h}{dx} = Y^{**}$), więc

$$n = \frac{4 A' a Y \text{ siecz } \sigma}{\pi d^2 \tau_1 A h} \dots \dots \dots 49)$$

Jestto ilość nitów raz ciętych potrzebnych w węzle. Jest ona wprost proporcjonalna do Y ; im większe Y , tem większe n .

Dla belki równoległej $Y=Q$, więc:

$$n = \frac{4 A' a \text{ najw. } Q}{\pi d^2 \tau_1 A h} \dots \dots \dots 50)$$

Z rów. 49) i 50) wypada zwykle n małe, $n=3$ do 4. Nity te należy, o ile możliwości, skupić w węzle. Między węzłami dajemy także nity; odstęp tych nitów wynosi zwykle 6 do 7 d ; dla pasu ciągnionego możnaby przyjąć trochę więcej do 8 d .

Ciekawe spostrzeżenia, dotyczące się odstepu nitów, podaje A. Meyerhoff***). Jeżeli znitujemy dwie blachy, to ciągnięcie

*) Por. Podr. Teor. Most. I. 2. wyd. str. 118.

**) " " " " " " " " " " 121.

***) Zeit. d. Ver. deutsch. Ing. 1896. str. 202.

wzdłuż osi nitu, powstałe po jego ostygnięciu, wywołuje ciśnienie głowy nitu na blachy, które się wyginają (t. 40. r. 4). Jeżeli odstęp nitu od krawędzi blach jest znaczny, to powstają między blachami szczeliny. Doświadczenia okazują, że jeżeli grubość nitu wynosi podwójną grubość blachy, to otwarcie szczelin pokazuje się, jeżeli odstęp nitów od krawędzi jest większy, niż $2.5 d$.

Podobne zjawisko powstaje przy nitowaniu pasów. Jeżeli odstęp nitów jest za wielki, to szew się otwiera. (r. 3). Takie otwarcie szwu jest pośrednią przyczyną powstawania rdzy. Aby temu zapobiedz, należy się trzymać następującego pravidła.

Przy połączeniu prętów należy przyjąć odstęp nitów najwyżej $8 d$;

Przy połączeniu kątówki ze wstęgą $8-11 \text{ mm}$ grubą $5 d$, dla grubszych $6 d$.

§. 63. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasu.

Długości pojedynczych części pasu najlepiej wyznaczyć wykreślnie. Ponieważ natężenie w pasie pomiędzy dwoma węzłami jest stałe, powinny się pojedyncze części pasu zawsze kończyć w węźle.

Rozumie się, że trzeba jeszcze te części przedłużyć poza teoretyczne granice, aby przytwierdzić je tyłu nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia siły, działającej w tej części pasu.

Jeżeli więc przekrój jakiej części pasu jest A , S siłą działającą w pasie, A_1 przekrojem danej części pasu, to ilość nitów:

$$\frac{n \cdot d^2 \pi}{4} = \frac{S}{A} A_1, \text{ a } n = \frac{4}{d^2 \pi} \frac{S}{A} A_1 \dots 51$$

Jeżeli więc teoretyczny koniec nakładki jest w $A B$ (t. 49. r. 1), a potrzeba nam do przeniesienia siły 8 nitów, to możemy je umieścić w sposób wskazany na rys. 1.

Ażeby przedłużenie nakładki było jak najmniejsze, można nity skupić, a więc między regularnie rozmieszczone nity wstawić nity pośrednie, jak to znowu widzimy na t. 40. rys. 8.

§. 64. Krycie zetknięć w pasie.

1. Położenie przykładek.

Przy kryciu zetknięć, o ile możności, nie powinno się przesuwadź środków ciężkości przekroi, ażeby uniknąć zginania.

A więc blachy stojące kryje się zawsze podwójnemi przykładkami. Przy nakładkach nie można jednak zwykle w ten sposób postąpić. Ściankę kryjemy zwykle obustronnemi przykładkami węższymi od ścianki o szerokość kątownki (t. 49. r. 7). Ponieważ przeto przesuwają się środek ciężkości i powstają natężenia dodatkowe, więc Neumann¹⁾ przyjmuje szerokość nakładek równą szerokości ścianki tak, że przykładki zachodzą na kątownki (t. 55. r. 8.).

2. Grubość przykładek.

Przekrój użyteczny przykładki, powinien być równy przekrojowi użytecznemu pręta zetkniętego. Jeżeli kilka prętów jest równocześnie zetkniętych, to przekrój użyteczny przykładek musi być równy przekrojowi użytecznemu wszystkich prętów.

3. Ilość nitów.

Suma przekroi nitów po jednej i drugiej stronie szwu musi być tak wielką, ażeby przeniosła siłę, działającą w zetkniętej części. Jeżeli jednak między tą częścią zetkniętą a przykładką jest kilka blach n. p. 2 (t. 49. r. 4), w takim razie potrzeba więcej nitów. Uważając bowiem blachę 22 jako przykładkę blach 11 mamy dać na długości ca n nitów, w skutek tego siła przenosi się przez część aa' blachy 22. Dla przeniesienia siły, działającej w 22, łączymy zatem ją z blachą 33 n nitami na długości $a'b'$; a siła w 12 przenosi się przez część bb' nakładki 33. Teraz dla przeniesienia siły działającej w 33 dajemy przykładkę i łączymy ją n nitami na długości $b'c'$; zaś siła, działająca w blasze 33, przenosi się przez cc' .

Z tego wynika, że jeżeli między częścią zetkniętą a przykładką jest m blach, potrzeba $(m+1)n$ nitów.

Dawniej na to nie zważano, dlatego widzimy nieraz za mało nitów w mostach dawniej wykonanych.

4. Rozkład nitów.

Ze względu na osłabienie przekroju będziemy dawali w zewnętrznych rzędach jak najmniej nitów (t. 49. r. 2., t. 40. r. 1.).

Aby przykładka była jak najmniejżą potrzeba nity skupiać. Jeżeli kryjemy blachę stojącą, to dajemy najmniejszy odstęp nitów 2.5 do 3 d (t. 49. r. 7.). Kształt przykładki bywa zwykle prostokątny, ale często obcinamy też rogi (t. 40. r. 7.), aby zmniejszyć ciężar, a także ze względów estetycznych.

¹⁾ p. Zeits. d. österr. Ing. u. Arch. Vereines. 1892.

5. Krycie wielokrotne (n. *mehrfache Deckung* fr. *couvre joint en chevauchement*).

Tą samą przykładką można kryć więcej zetknięć, leżących jedno obok drugiego. Wtedy jednak ilość nitów, umieszczonych między każdymi dwoma zetknięciami musi być tak wielka, aby przeniosła się, działającą w zetkniętej części pasu. Taką ilość nitów potrzeba jest też poza ostatniem zetknięciem (t. 49. r. 5.).

Długość takiej przykładki i suma ilości nitów są mniejsze, niż gdybyśmy kryli każde zetknięcie osobno.

6. Krycie kątówek.

Kątówki kryjemy kątówkami odpowiednio obrobionemi (t. 49. r. 3, 8.). Można by kryć także za pomocą dwóch wstęg, ale się to rzadziej zdarza. Teoretycznie byłoby także możliwem kryć jedno ramię kątówki wprost bezpośrednio, a drugie na innym miejscu pośrednio, (r. 6.) jednak jest to rzadko używanem.

§. 65. Rozdział zetknięć.

Rozróżniamy dwa sposoby rozdziału zetknięć:

1. Rozdzielamy zetknięcia jednostajnie.

To znaczy staramy się, ażeby odstępy zetknięć były na całej belce, ile możności, równe, przyczem należy unikać małych długości.

Każde zetknięcie można kryć osobną przykładką, przyczem blachy wewnętrzne mogłyby pozostać niezakryte, jeżeli pas ma przekrój zbyt wąski. Dawniej kryto też wszystkie zetknięcia jedną przykładką n. p. przy pasie łańcuchowym belek Paulego, jest to jednak marnowaniem materiału.

2. Rozdzielamy zetknięcia w grupach.

Zapomocą zetknięć wielokrotnych możemy oszczędzić na długości przykładek i ilości nitów. Ze względu na sztywność pasu dajemy zetknięcia w pobliżu węzłów. Tylko zetknięcia kątówek daje się często w środku przedziału. Pożądanem jednak jest i te zetknięcia umieszczać blisko węzłów, aby można pas wykończyć w fabryce na długość jednego lub kilku przedziałów.

Według tych zasad sporządzamy rozkład tych zetknięć, czyli tak zwany rozkład materiału (n. *Materialvertheilung*).

Mając narysowany kształt belki, odcinamy na prostopadłych do pasu powierzchnie pojedynczych części pasu, a więc blachy stojącej, kątówek, nakładek i przykładek, przyjąwszy pewną podziałkę dla powierzchni przekroju (t. 65. r. 1.). W ten schemat wkreślamy następnie rozkład styków. Dokładne odległości pojedynczych styków od węzłów, tudzież długości przykładek wrysowujemy i wyznaczamy, jednak dopiero po wykonaniu szczegółów, gdyż zależą one od rozkładu nitów. Długości kątówek przyjmować można do 10 m, ścianki do 9 m, nakładek 8 do 9 m, zależnie od ich szerokości, jednak zwykle długości rozmaitych części nie przyjmujemy o wiele większe, niż 8 m ze względu na utrudnione zestawienie długich i ciężkich blach i kształtówek.

Gerber urządzał zetknięcia w ten sposób, że wszystkie części pasu stykały się w jednym punkcie. Musiał więc dawać w jednym punkcie tyle przykładek, ile przekrój wymagał. Stosował on to przy pasie o przekroju krzyżowym (t. 49. r. 9.) (linie kreskowane oznaczają przykładki), nie znalazł jednak naśladowców.

W pasach wielobocznych musimy urządzać zetknięcia blachy stojącej w węzłach, albo przy węzłach, gdyż niema mowy o zginaniu blach, a nie zginając, musielibyśmy wiele blachy skrawywać. Jeżeli mamy zetknięcie w każdym węźle pasu wielobocznego, to wykonanie jest łatwiejsze. Kątówek nie musimy w węźle stykać, możemy je zagiąć.

Jeżeli kąt jest ostry, to łagodzimy go, zaginając kątówki wedle łuku koła o promieniu 26 do 40 cm, a nawet i większego (t. 46. r. 1.). Zetknięcie blachy stojącej możemy zrobić rozmaicie, więc stykamy ją w węźle albo wzdłuż linii połowiącej kąt (t. 48. r. 10.), albo wzdłuż linii pionowej (t. 61. r. 9.). Możliwy też zetknięcie urządzić prostopadle do jednej części pasu (t. 55. r. 6.), a wreszcie możemy w węźle użyć blachy węzłowej, połączonej z obu blachami stojącymi przykładkami (t. 46. r. 4.).

§. 66. Przeguby w belkach ciągłych.

W belkach ciągłych przegubowych i wspornikowych używamy przegubów, które pierwszy wprowadził Gerber. Przeguby jego jednak nie były ściśle n. p. przy moście na Dunaju pod Vilsofen (t. 48. r. 11.). Most ten ma belkę ciągłą przegubową

równoległą. Pasy oba są w przegubie zupełnie oddzielone, belka wisząca i wspornikowa zakończone są oddzielnymi słupami, które jednak w swej dolnej części są znitowane.

Aby uniknąć przesunięcia poziomego w kierunku poprzecznym do osi mostu dał Gerber w pasie górnym 2 blachy poziome odpowiednio wycięte, z których każda wchodzi wolno jednym końcem między kątówki słupów, a drugim jest do nich przymocowaną.

Inaczej robią w Ameryce, n. p. przy wiadukcie Kentuchy (t. 48. r. 7.) przegub znajduje się w pasie górnym, pas dolny jest przerwany i posiada wstawki, które przeszkadzają przesunięcia w kierunku poziomym.

Bardzo dobrze urządzeniem jest przegub mostu na Warcie pod Poznaniem (t. 48. r. 8. t. 25. r. 3.). Na wsporniku, stanowiącym zakończenie belki wystającej, umieszczone jest łożysko, na którym opiera się belka paraboliczna. Przegub ten jest zupełnie ścisłym.

W ostatnich czasach zaczęto używać innych przegubów: mianowicie przy wiadukcie na Wełtawie pod Červeną kolei Tabor-Pisek¹⁾ (t. 47.) użyto belki równoległej. Przegub urządzone w ten sposób, że belka wisząca podparta jest za pomocą łożyska umieszczonego w narożniku belki wystającej i opiera się w połowie swej wysokości na łożysku. Dla przeszkodzenia przesunięciom poziomym wchodzi blacha węzłowa belki zawieszonej w pas belki wystającej.

Zamiast rzeczywistego przegubu, na którym spoczywa belka wisząca, w ostatnich czasach robi się zęsto zawieszenie lub podparcie wahadłowe, które polega na tem, że narożnik belki wiszącej jest połączony u góry i u dołu przegibnie, raz z belką wystającą, drugi raz z wiszącą. Tego rodzaju podparcie ma tę dogodność, że możliwe jest przesunięcie względne belek głównych, spowodowane przedłużeniem wskutek zmiany ciepłoty.

Jako przykład podajemy przegub mostu na Cisie w Toka^u²⁾ (t. 58. r. 2.), gdzie belka wisząca zawieszona jest wahadłowato na pasie górnym belki wystającej za pomocą czopa. Przytem wahadłowy narożnik belki wiszącej znajduje się w środku skrzyn-

¹⁾ por. Zeit. des öst. Ing. u. Arch. Verein 1890. t. 17.

²⁾ " " " " " " " " 1887.

kowego narożnika belki wystającej. Podobnie urządzony jest przegub mostu na Forth (t. 55. r. 4.) i mostu na Conway w Tal-Y-Cafu (t. 58. r. 3.); przy moście zaś na Odrze w Studzieńcu (t. 59. r. 3 i 4.) podparcie narożnika znajduje się na pasie dolnym.

Zwrócić należy też na to uwagę, że połączenie przegibne musi być jednak takie, aby siły poziome z belki wiszącej mogły się przenieść na belkę, o czem będziemy mówić później.

VIII. Połączenia w kracie.

§. 67. Zetknięcia w krzyżulcach.

Zetknięcia w krzyżulcach rzadziej się traftają, bo długości prętów są zwykle niewielkie; chyba przy bardzo wielkich mostach n. p. moście na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 48. r. 1.) trzeba było użyć styków.

Jeśli możliwe, urządza się zetknięcie w punktach krzyżowania się krzyżulców n. p. przy moście na Dunaju pod Mauthausen (t. 48. r. 2.) lub przy moście na Łabie pod Uściem (Aussig) (t. 48. r. 3.).

§. 68. Połączenie krzyżujących się krzyżulców.

Jeżeli krzyżulce się krzyżują, ale nie przecinają, zachodzi pytanie, czy mamy je połączyć czy nie.

Otóż obliczamy krzyżulce dla tego przypuszczenia, że są niepołączone w punktach krzyżowania się; ale pomimo tego w praktyce często je łączymy.

Jeżeli więc połączymy je, to stwarzamy nowe węzły, a skutkiem tego powstają natężenia drugorzędne. Z drugiej strony jestto korzystnem ze względu na wyboczenie, nadto zmniejsza się drganie krzyżulców.

W Ameryce i Holandyi nie łączą krzyżulców w punktach krzyżowania się. Najlepiej połączyć krzyżulce, ale dziury na nity zrobić podłużne, aby umożliwić przesunięcie względne, jak to zrobiono przy moście na Renie pod Mannheim i przy kolejach finlandzkich¹⁾. Aby przy tych przesunięciach nie wycierały się krzyżulce, daje Bebelubski podkładki gumowe i nituje na zimno.

¹⁾ p. Allg. Bauzeit. 1889.

Jeżeli krzyżulce krzyżujące się stykają się, łączymy je wprost nitami. Jeżeli zaś jest pewien odstęp, to dajemy podkładki, które znowu muszą być osobno przytwierdzone, jak n. p. przy moście na Łabie pod Uściem (t. 48. r. 3.) albo przy moście na Dunaju pod Vilsofen (t. 48. r. 6.).

§. 69 Przecinanie się krzyżulców.

Jeżeli krzyżulce krzyżujące się znajdują się w tej samej płaszczyźnie, to muszą się przecinać. Jeżeli mamy podwójne przekątnie gibkie, to lepiej, zamiast przecinać, wygiąć je o połowę grubości i połączyć jednym nitem. Przy innym przekroju wyginanie jest niemożliwem; musimy w takim razie jeden krzyżulec przeprowadzić w całości, a drugi przerywamy. W tym wypadku trzymamy się tej zasady, że przerywamy ten krzyżulec, w którym działa mniejsza siła, zaś przeprowadzamy w całości ten, w którym działa siła większa.

Ciągłość w przerwanym krzyżulcu możemy uzyskać przez nanitowanie blachy, którą przytwierdzamy do obu krzyżulców n. p. przy moście na jeziorze Flacken (t. 48. r. 4.).

Jeżeli mamy słupy pionowe, to przecinamy krzyżulce na słupie n. p. przy moście na Aarze pod Busswyl (t. 48. r. 5.). Tu przytwierdzone są wstęgi *C* do słupa *B* wprost, na nich spoczywa blacha *A*, a na niej utwierdzone są teówki *D*. Pod blachą *A* w miejscach, których nie wypełniają żelaza *C*, znajdują się podkładki.

Jeżeli oba rzędy krzyżulców są z kształtówek, wtedy skrzyżowanie przedstawia większe trudności.

Tak na przykład przy moście na Mozeli pod Koblencją (t. 54. r. 3.) słup jest przerwany, a kątówki zagięte i przytwierdzone do krzyżulca, który ma kształt teowy. Przeciwnie przy moście na Łabie pod Ujściem (t. 65. r. 4.) słup przechodzi nieprzerwany, a oba krzyżulce są ukośno przerwane.

Przy takim przecięciu powinniśmy się starać zakryć zetknięcie należycie, a zatem dać przykładki w kształcie blachy, a jeśli to nie wystarcza i kątówki tak, aby przekrój przykładek równał się przekrojowi zetkniętego krzyżulca (t. 65. r. 4.).

Przy belce Schifkorna, oba krzyżulce są przerwane i stykają się w róży, która służy do oparcia się wszystkim częściom zastrzałów (t. 54. r. 4.).

§. 70 Pasy środkowe.

Czasami, aby zmniejszyć długość wolną krzyżulców na wyboczenie daje się pasy środkowe (n. *Mittelgurt*).

Jestto zatem zeskład drugorzędny.

Zastosowanie pasów środkowych może się opłacić tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach, a zatem i bardzo wielkich długościach zastrzałów i słupów. Zwykle urządzamy pasy takie z żelaza płaskiego albo z kątownek i łączymy je z krzyżulcami za pomocą blach węzłowych n. p. przy moście na Renie w Moguncyi (t. 54. r. 6.), gdzie pas środkowy składa się ze wstęgi i kątownki.

Na Węgrzech często używają pasów środkowych przy wielkich rozpiętościach (t. 7. r. 4. t. 65. r. 2.); takiż pas widzimy też przy wiadukcie nad doliną Frieda (t. 56. r. 1.).

Także przy mostach Schifkorna dawano takie pasy, jeżeli krata była wielokrotna (t. 54. r. 5.).

Pas ten jest tu koniecznym, ponieważ, jak wiemy, krzyżulce składają się z pojedynczych części.

IX. Zakończenie belek głównych.

§. 71. Ogólne urządzenie narożników.

Belki mogą być albo zbieżne (t. 2. r. 2.) albo niezbieżne (t. 3. r. 1.). Te ostatnie zakończone są narożnikami, o których teraz mówić będziemy. Później omówimy połączenie pasów belek zbieżnych.

Narożniki (n. *Endpfosten*, *Endständer*) dajemy zwykle pionowe; jednak wyjątkowo mogą też pochyłe zastrzały służyć jako narożniki (t. 16. r. 1., t. 13. r. 1.).

Ustrój ten jest dosyć często używanym w Ameryce, u nas rzadziej.

Zastanowimy się teraz nad połączeniem krzyżulców z narożnikiem.

a) Krata prostokątna.

Jeżeli mamy kratę pojedynczą, w takim razie łatwo urządzić narożnik (t. 6. r. 2.). Ściągno przecina się z pasem i narożnikami w węźle górnym. (t. 13. r. 2.).

Jeżeli jednak krata jest wielokrotną, to urządzamy zwykle w ten sposób, że kończymy kratę nieregularnie (t. 3. r. 6, t. 10. r. 2b).

Gdybyśmy zakończyli kratę regularnie (t. 69. r. 3.), to krzyżulec CD wywarłby siłę poziomą H , działającą na narożnik szkodliwie, bo wywołującą natężenia zginające. Z tego powodu nie używamy tego ustroju. Poprzedni zaś ustrój ma znowu tę wadę, że cały ciężar działa w górnym końcu narożnika, który zatem musi bardzo silny.

Aby tego uniknąć, można ostatni krzyżulec odwrócić, jak to zrobiono przy moście na Belai kolei Samara Ufa (t. 34. r. 2.). W takim razie połowa ciężaru, przenosi się na górnym, a połowa na dolnym końcu narożnika. Ustrój ten jest jednak mało używanym ze względów estetycznych. Wyjątkowo widzimy taki ustrój jeszcze przy moście na Renie pod Düsseldorfem (t. 69. r. 5.). Przy moście na Wiśle w Toruniu (t. 66. r. 1.) pas górny widzimy przy końcu rozdzielony na dwie części, aby ostatnie ściągno miało lepsze nachylenie i aby uniknąć przecięcia się obu ściągien.

Inżynier Ehlers¹⁾ proponuje zakończenie przedstawione na (r. 69. t. 6.) i poucza że belka staje się statycznie wyznaczalną. Ehlers twierdzi, że osiąga przeto oszczędność materiału i że belka ładniej wygląda. W punkcie B jednak powstają małe siły poziome, działające niekorzystnie na narożnik. W celu uzyskania belki statycznie wyznaczalnej proponowano w ostatnich czasach utworzenia jeszcze jednego węzła, w którym przecinają się oba skrajne krzyżulce (t. 66. r. 2.).

Jeżeli pomost jest u góry, to zwykle kładziemy pas dolny na łożysku (t. 10. r. 1. t. 69. r. 7.). Jednak nie jest to koniecznym: możnaby podeprzeć także pas górny. W Ameryce robią często w ten sposób, a czasem i w Europie (t. 39. r. 7. t. 69. r. 8)

b) Krata równoramienna.

Przy kracie równoramiennej może być prędzej zakończenie regularne (t. 15 r. 1. i 3., t. 21. r. 2.). W krzyżulcach CE i CD (t. 68. r. 11.) działa w jednym ciągnięcie a w drugim ciśnienie, a ponieważ są one prawie równe, więc wypadkowa jest prawie pionowa. Narożnik zatem prawie nie jest narażony na złamanie.

¹⁾ por. Centr. d. Bauverwalt. 1890 str. 790.

Ale ponieważ te siły nie są zupełnie równe, więc powstaną przecież małe siły poziome, wywołujące natężenia zginające w narożniku. Z tego powodu unika się obecnie regularnego zakończenia kraty i daje się zakończenie nieregularne (t. 14. r. 2. i 3., t. 15. r. 2.).

Przy kracie pojedynczej da się narożnik zupełnie opuścić (t. 17. r. 2.). Ustrój ten jest zwykle w Ameryce używanym n. p. most na Trencie pod Newark (t. 27. r. 7.).

Czasami dawano podwójne narożniki (t. 19. r. 3., 4. i 5.), przy tem musiały być albo dwa łożyska, albo jedno łożysko szerokie. Jednak w takim wypadku nie znamy dokładnie punktu zaczepienia oddziaływania; obecnie więc ustrój ten zupełnie zarzucono.

§. 72. Narożniki na filarach średnich.

a) Krata prostokątna.

Przy belkach ciągłych dajemy na filarach średnich jeden (t. 70. r. 1. t. 9. r. 1.), lub dwa (t. 69. r. 10.) słupy pionowe.

Przy małych mostach i wąskich filarach musi się dawać jeden słup; przy większych możnaby dać dwa słupy, a co zatem idzie dwa łożyska, wskutek tego skraca się rozpiętość. Jednak nie jest to korzystnem, bo przy pewnem obciążeniu belka się podnosi, a skoro ciężar się przesunie, spada na łożysko; powstaje więc wstrząśnienie, mogące naruszyć filar i belkę.

Nadto wskutek podniesienia się belka z trzyprzęsłowej staje się dwuprzęsłową (t. 70. r. 2.). Trzebaby więc przy obliczeniu uwzględnić tę okoliczność. Z tych powodów obecnie używa się zawsze jednego łożyska, nad którem znajduje się słup narożny. Wyjątek stanowią tylko bardzo wielkie mosty wspornikowe n. p. most na Forth (t. 7. r. 1.) gdzie urządzono 2 słupy narożne w odstępach 44·9 i 79·2 m, albo most na Niagarze (t. 5. r. 4.).

b) Krata równoramienna.

Tu można przeprowadzić kratę regularnie, ale w środku daje się zawsze słup (t. 14. r. 1.) z powodu wielkiej siły tu na belkę działającej.

Czasami daje się dwa słupy, a jeżeli odstęp ich jest mniejszy od odstępu węzłów, to łączy się je kratą (t. 19. r. 4.)

Jednak jestto nieodpowiedniem, gdyż trzeba dać albo dwa łożyska, albo jedno szerokie, więc jest niepewność co do punktu podparcia.

§. 73. Przekroje narożników.

Narożniki obliczamy na ciśnienie, przyczem musimy uwzględnić także wyboczenie. Jednak z powodu tężników poziomych i poprzecznych, które przenoszą na narożniki wszystkie siły poziome, działające na most, uważać musimy narożnik także jako część tężników.

Z tego powodu siły, w nim działające, pochodzą nietylko z obciążenia belki, ale i z przeniesienia sił poziomych. Ponieważ zwykle tych drugich nie uwzględniamy, musimy przyjąć znacznie mniejsze natężenie dopuszczalne, zwykle o 50% mniejsze. Ponieważ liczymy narożnik na wyboczenie, starać się musimy, ażeby moment bezwładności był wielki i ażeby osie krzyżulców przecinały się z osią narożnika.

Zastosować tu możemy rozmaite ustroje. Jeżeli mamy:

I. belki o pasie pojedynczym, możemy użyć dla narożnika przekroju T (t. 70. r. 10.), krzyżowego (t. 71. r. 3. i t. 70. r. 11.) iowego (t. 74. r. 2a). W każdym z tych przypadków do blach stojących przytwierdzamy kątowniki. Zwykle wystarczają same kątowniki użyte przy dwu pierwszych przekrojach, jednak często ze względów architektonicznych i ze względu na łożysko używamy przekroju iowego (t. 74. r. 2a).

Zamiast blachy stojącej możemy użyć kraty, n. p. przy moście na Łabie pod Miśnią (t. 70. r. 5.). Przekrój wtedy składa się z samych kątownek.

Winkler podaje następujące doświadczalne wzory dla kraty takich narożników:

odstęp osi słupów $a=0.08 H$ (H = wysokość narożnika),
szerokość krzyżulców $= 0.13 a$, ich grubość $= 0.02 a$. . . 52)

II. belki z pasami podwójnymi:

1. Tu można stosować te same kształty, co dla pasu pojedynczego, powtarzając je dwa razy.

2. Przekrój I może być tu używanym, przyczem ścianka jest prostopadła do płaszczyzny belki n. p. w moście na Benie pod Kolonią (t. 70. r. 6.).

Zamiast ścianki można także użyć kraty (t. 77. r. 1.). W razie potrzeby można przekrój jeszcze wzmocnić kątownikami, jak przy wiadukcie Karako na Węgrzech (t. 77. r. 4. i 5.).

3. Przekrój skrzynkowy. Jeżeli powtórzymy dwa razy przekrój I i połączymy je kratą lub ścianką, otrzymamy przekrój skrzynkowy. Jako przykład dla ścianki pełnej podajemy narożnik mostu na Renie pod Kolonią (t. 70. r. 8.), dla kraty narożnik mostu nad ulicą Obwodową kolei Wiedeńskiej miejskiej (t. 77. r. 7.). Używane są także przekroje skrzynkowe n. p. przy moście pod Jumną (t. 70. r. 9.) o ściankach pełnych i przy moście na Dunaju między Stein i Mautern (t. 77. r. 6.) o ścianach kratowych.

Takie przekroje narożników są bardzo dobre dla wielkich ciśnień i dają się one łatwo połączyć z kratą. Jeżeli przekrój złożony z blach jest za wielki, to dajemy zamiast nich kratę, a wtedy taki narożnik składa się z czterech słupów, które mogą mieć rozmaity przekrój (t. 70 r. 5.), połączonych kratą.

Mogą się więc składać one z dwu kątownek, z teówki i kątownki, z trzech kątownek, wreszcie z czterech kątownek.

Jeżeli jednak zamiast kraty używamy ścianki pełnej, to przekrój musi być tak wielki, ażeby robotnik mógł wejść do środka dla kontrolowania nitów, a nadto musi być urządzony odpowiedni właz.

§. 74. Węzeł dolny narożny.

Przy projektowaniu narożnika musimy przedewszystkiem uważać, ażeby oddziaływanie rozdzielało się, o ile możności, równo na przekrój narożnika czyli, ażeby działało w jego osi.

Przy pasach teowych przedłuża się nakładki i kątowniki aż do końca belki, gdyż wtedy płyty łożyskowe dają się łatwo przytwierdzić (t. 68. r. 5.). Przy innych przekrojach n. p. krzyżowym pasie może być wskazaniem oparcie narożnika wprost na łożysku (t. 68. r. 5.). Zwłaszcza wskazane to jest tam, gdzie siła w pasie w przedziale skrajnym jest równa zeru, a więc przy kracie przedziałowej (t. 89. r. 3.).

Zawsze jednak kątowniki pasu dolnego przedłużamy aż do końca narożnika. Oś pionowa narożnika powinna przechodzić przez punkt zaczepienia oddziaływania (t. 68. r. 4.). W tym celu należy nieraz przy szerszem łożysku przekrój narożnika na

dole rozszerzyć (t. 78. r. 4.) n. p. przy moście na Lahnie pod Lahnstein (t. 68. r. 1.).

Można przytem, albo 1. przedłużyć blachę stojącą, albo 2. dać odpowiednią blachę węzłową, jak przy kolei Południowej (t. 70. r. 50.), lub wreszcie 3. uzyskać odpowiednią szerokość przekroju przykładkami, jak przy moście na Lahnie.

§. 75. Węzeł górny narożny.

W ogólności węzeł górny narożny podobny jest do dolnego, tutaj niema tylko łożysk, zatem względ na łożysko odpada.

Oś prętów, schodzących się w węźle, powinna się przecinać w jednym punkcie narożnika (t. 70. r. 13.), gdyż w przeciwnym razie pas może być narażony na zginanie (t. 70. r. 14.).

Przy kracie wielokrotnej w zastosowaniu powyższej zasady powinny wszystkie ściąga przecinać się w punkcie przecięcia się osi pasu z osią narożnika, lub co najmniej wypadkowa sił działających powinna w ściągnach przechodzić przez ten punkt (t. 70. r. 15.).

Przy pierwszym ustroju zachodzi tu pewna trudność praktyczna z tego powodu, że potrzebne byłyby bardzo wielkie blachy węzłowe. Dlatego, jeżeli narożnik składa się z dwóch słupków, najlepiej zrobić wedle rys. 15. na tabl. 70.

Rys. 3 na tab. 84. przedstawia węzeł górny narożnika mostu na kanale Dunaju w Wiedniu, gdzie oś jednego ściąga przecina się z osią pasu i jednego słupa narożnika, oś zaś drugiego ściąga z osią pasu i drugiego słupa narożnika. Blacha węzłowa jest tu podwójna i obejmuje ściąga. Rys. 6 na tab. 63. przedstawia węzeł górny narożny mostu na Łabie w Miśni, gdzie osie prętów przecinają się w ten sam sposób. Blacha węzłowa leży tu w płaszczyźnie ściągien, z którymi połączona jest przykładkami.

Narożniki budowano także z żelaza lanego: w Austrii były one używane tylko przż belce Schiffkorna (t. 68. r. 7.), w Ameryce częściej, zwłaszcza przy belce Warrena (t. 68. r. 8.).

§. 76. Obliczenie narożnika.

Narożnik pracuje na ciśnienie, trzeba go więc obliczać na wyboczenie.

Jeżeli krzyżulca łączy się z narożnikiem tylko w jego końcach, to przyjmujemy długość wolną $l = l_1$, wysokości narożnika, jeżeli chodzi o wyboczenie w płaszczyźnie belki. W płaszczyźnie zaś prostopadłej do belki, jeżeli jest stężenie u dołu i u góry, to także $l = l_1$, jeżeli zaś niema stężenia górą, w takim razie przyjmujemy $l = 2l_1$.

Jeżeli narożnik jest podzielony węzłami na kilka części, to w takim razie pojedyncze części pracują rozmaicie. Pomimo tego przyjmujemy dla całego narożnika przekrój stały, liczony ze względu na największe ciśnienie. Długość wolną przyjmujemy w płaszczyźnie belki $l = l_2$, (t. 68. r. 9.), zaś w płaszczyźnie prostopadłej do belki, nieco mniejszą niż l_1 , względnie $2l_1$, ze względu na zmniejszenie się ciśnienia ku górze. Winkler przyjmuje wtedy

$$l = \frac{n+2}{2n} \cdot l, \quad 53)$$

gdzie „ n ” oznacza liczbę podziału.

§. 77. Zakończenie belek zbieżnych.

W belkach zbieżnych przecinać się powinny osie pasów w pionowej, przechodzącej przez środek łożyska.

Oba pasy można albo wprost połączyć albo za pomocą niskiego zespołu. Ponieważ zwykle w tym punkcie belki znajduje się poprzecznicą, więc połączenie przedstawia pewne trudności. Z tej przyczyny często daje się belce małą wysokość nad łożyskiem, wtedy jednak belka nie jest zbieżna i należy to w obliczeniu uwzględnić.

Jeżeli belka jest zbieżna, połączenie pasów czyli dziób (n. *Trägerspitze*, *Trägerschnabel*) może być rozmaity wedle przekrojów pasów belek zbieżnych.

A) Połączenie pasów, składających się tylko z kształtówek.

Połączenie uskuteczniamy wtedy zapomocą płyty, której grubość przyjmujemy równą grubości kształtówek przy przytwierdzeniu jednostronnem, a równą podwójnej grubości kształtówek przy obustronnem (t. 78. r. 4. i 5. t. 84. r. 1.). Zakończenie to używane jest zwykle przy belkach Schwedlera, przyczem często kątówki pasu zakrzywiamy (t. 84. r. 1. t. 78. r. 1. i 3.).

Ilość nitów, potrzebną do przytwierdzenia pasów do płyty da się w tym wypadku, gdy pasy są proste, łatwo obliczyć ze sił, działających w pasach. Jeżeli pas jeden jest zakrzywiony, jak u Schwedlera, to obliczenie jest trudniejsze. Pomijamy je, bo u nas belki Schwedlera nie są w użyciu¹⁾.

B) Połączenie pasów. o przekroju T lub H.

Jeżeli pasy układają się nietylko z kształtówek, ale i z blach węzłowych, to przy nstroju dzioba chodzi najprzód o połączenie blach stojących, a potem o przeprowadzeniu reszty przekroju pasów.

Co się tyczy połączenia blach węzłowych, to albo przedłużamy aż do łożyska blachę pasu krzywego n. p. przy moście na Brdzie pod Bydgoszczą (t. 91. r. 4.) lub na Aarze pod Bruck (t. 105 r. 5., 6.), a pas poziomy doprowadzamy tylko do pasu ukośnego, albo przeciwnie pas poziomy przechodzi całkowity, a pas ukośny doprowadzamy do pasu poziomego (t. 105 r. 3. i 3a). W obu wypadkach dajemy oprócz tego blachę węzłową pojedynczą lub podwójną.

Nareście możemy zamiast blach stojących dać w dziobie blachę węzłową i połączyć ją z blachami stojącymi zapomocą przykładek jedno lub obustronnych (t. 91. r. 3. i t. 105 r. 4.).

Przy końcu belki daje się taką blachę węzłową nieraz zamiast kraty (t. 104. r. 3.), a to w celu uniknięcia trudności konstrukcyjnych przy przytwierdzeniu kraty z powodu małej wysokości.

Co do przeprowadzenia kątówek i nakładek pasów możliwe są także rozmaite ustroje.

a) Siła z nakładek przenosi się za pomocą kątówek pasowych lub osobnych na płytę węzłową, przyczem czasem w przechodzących nakładkach robi się szczelinę dla przepuszczenia płyty węzłowej (t. 105. r. 2.).

b) Czasem wygina się nakładki pasu krzywego poziomo, aby przeto uzyskać na podporze pewną wysokość dla przytwierdzenia łatwiejszego poprzecznie (t. 105. r. 1.).

c) Opieramy nakładki pasu ukośnego o listwę (t. 91. r. 3.).

¹⁾ Porównaj Haeseler Brückenbau str. 475.

X. Ciężar belek kratowych.

§. 78. Ogólne uwagi.

Przy obliczeniu sił wewnętrznych potrzebną jest nam znajomość ciężaru belki. W Podręczniku Teorii Mostów¹⁾ podaliśmy wprawdzie wzory przybliżone, ale te nie są dość dokładne.

Gdybyśmy do obliczenia belki użyli wzorów przybliżonych, to otrzymalibyśmy po obliczeniu sił wewnętrznych i przekroi i po wykonaniu projektu mostu dokładny ciężar mostu. Jednak okaże się wtedy zwykle, że ciężar ten nie zgadza się z przyjętym, przyjęliśmy za mały lub za wielki ciężar. Musielibyśmy więc zrobić całe obliczenie drugi raz, poczem otrzymalibyśmy zazwyczaj już dość zgodne wyniki.

Ale ten sposób postępowania wymaga wiele pracy i czasu, dlatego staramy się o dokładniejsze wzory dla ciężaru własnego mostu, aby oszczędzić sobie drugiego liczenia.

Postępujemy więc inaczej:

Zaczynamy obliczenie mostu od pomostu i pokładu, a obliczamy wymiary, projektujemy je i teraz możemy dokładnie wyznaczyć ich ciężar. Potem przy obliczeniu belek głównych znamy już ciężar; pomostu i pokładu, nieznany jest tylko ciężar belek głównych, dla którego należy więc wzory wstawić. W ten sposób postępując, możemy zrobić dość dokładne założenia co do ciężaru własnego mostu.

Rozróżniamy ciężar teoretyczny od rzeczywistego. Z powodu osłabienia przekroi przez dziury na nity, z powodu zwiększenia przekroi ze względu na wyboczenie, z powodu blach węzłowych, przykładem, ciężaru główek nitów ciężar rzeczywisty jest większy od teoretycznego.

§. 79. Spółczynnik ustrojowy.

Ażeby z ciężaru teoretycznego otrzymać ciężar rzeczywisty, musimy go pomnożyć przez współczynnik ustrojowy (n. *Konstruktionskoeffizient*). Ten współczynnik jest dla wielkich mostów mniejszy, bo przy wielkich siłach możemy lepiej zastosować przekrój do wymogów teorii; przeciwnie przy małych mostach względy konstrukcyjne nie pozwalają dać tak małych przekroi, jak tego teorya wymaga.

¹⁾ część I. t. 1 wyd. II. str. 6.

Możemy więc powiedzieć ogólnie, że im teoretyczny przekrój A jest mniejszy, tem współczynnik ustrojowy jest większy i na odwrót.

A zatem da on się wyrazić w ten sposób :

$$k = a + \frac{b}{A} \dots \dots \dots 54)$$

Ponieważ jednak przekrój A jest proporcjonalny do ciężaru na jednostkę długości, możemy więc napisać :

$$k = a + \frac{b_1}{b} \dots \dots \dots 55)$$

gdzie a, b, b_1 sę stałemi ilościami, g ciężarem teoretycznym tej części belki, której ciężaru szukamy.

Winkler podaje następujące wartości k :

a) Pasy.

belka blaszana	K = 1.4 +	$\frac{0.005 m}{g'}$	
„ równoległa zwykła . . .	1.3 +	$\frac{0.055 m}{g'}$	
„ „ „ ciągła . . .	1.3 +	$\frac{0.060 m}{g'}$	
„ wieloboczna zbieżna . . .	1.3 +	$\frac{0.023 m}{g'}$	
„ paraboliczna niezbieżna . . .	1.3 +	$\frac{(0.023 + 0.032 \frac{a_0}{h_1}) m}{g'}$	} . 56)

We wzorach tych, jakoteż we wzorach, które podamy poniżej, oznacza :

- g_1, g_2, g_3 teoretyczny ciężar pasów, kraty i narożników
- g' teoretyczny ciężar belki na jednostkę długości mostu w t/m .
- g rzeczywisty ciężar całego mostu, belek głównych, pokładu i pomostu na jeden m
- p ciężar zastępczy } na jednostkę długości dla { pasów
- p' ciężar zastępczy } na jednostkę długości dla { kraty
- q, q' całkowity ciężar na jednostkę długości: ($q = g + p$;
 $q' = g + p'$).
- m ilość belek głównych.
- a odstęp węzłów
- n liczba podziału kraty.

h_0 wysokość belki na podporze.
 h_1 " " w środku przęsła.

b) Krata (n krotna)

równoramienna	$k = 1.6 + \frac{0.009 mn}{g''}$	} 57)
prostokątna	$= 1.6 + \frac{0.015 mn}{g''}$		
złożona	$= 1.6 + \frac{0.014 mn}{g''}$		

Widzimy z tych wzorów, że im więcej belek przypada na tą samą szerokość mostu, tem większym będzie jego ciężar, bo m jest w liczniku.

§. 80. Teoretyczny ciężar.

Teoretyczna ilość materyału belki zwykłej równoległej znaną jest z podręcznika „Teoryi mostów¹⁾“.

Jeżeli oznaczymy stosunek ciężaru gatunkowego żelaza γ do natężenia dopuszczalnego τ przez $C = \frac{\gamma}{\tau}$, to licząc γ w t/m^3 a τ w t/cm^2 mamy n. p. dla:

$$\tau = 0.750 \text{ t/cm}^2 = 7500 \text{ t/m}^2, \quad \gamma = 7.8 \text{ t/m}^3, \quad C = \frac{7.8}{7500} = 0.00104.$$

Jeżeli zaś chcemy otrzymać ciężar własny w kg/m , to pomnożymy C przez 1000 i otrzymamy dla naszego przykładu $C=1.04$. W następnych wzorach więc C ma wartość zbliżoną do jedności, a ciężary otrzymujemy w kg/m wstawiając q w t , l i h w m .

Podajemy tu ciężary teoretyczne dla belki zwykłej równoległej wedle podręcznika „Teoryi Mostów“, dla innych belek wedle Winklera.

I. Belka równoległa.

a) Pasy.

belka zwykła równoległa	$g_1 = \frac{1}{6} C q \frac{l^2}{h}$	} 58)
„ ciągła „	$g_1 = (0.09 q + 0.14 p) C \frac{l^2}{h}$		

¹⁾ część I. tom I. wyd. II. str. 111 i nast.

b) Krata.

belka zwykła równoległa, krata równoram.

$$g_2 = \frac{1}{4} C \left(\frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right) \left(g + \frac{7}{6} p' \right) l$$

belka zwykła równoległa krata, prostokąt.

$$g_2 = \frac{1}{4} C \left(\frac{a}{h} + 2 \frac{h}{a} \right) \left(g + \frac{7}{8} p' \right) l \quad . . . \quad 59)$$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g_2 = (0.52 g + 0.69 p') Cl$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g_2 = (0.78 g + 1.04 p') Cl$$

c) Narożniki.

belka zwykła równoległa, krata równoramienna

$$g_3 = \frac{1}{2} C q' h$$

belka zwykła równoległa, krata prostokąt. $g_3 = C q' h$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g_3 = (0.5 g + 0.55 p') Ch \quad . . . \quad 60)$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g_3 = (g + 1.1 p') Ch$$

d) Całkowity ciężar belki w przecięciu.

belka zwykła równoległa krata równoramienna

$$g' = \frac{1}{2} Cl \left[\frac{q}{3} \cdot \frac{l}{h} + (g + 1.31 p) + 1.08 q \frac{h}{l} \right]$$

belka zwykła równoległa krata prostokąt.

$$g' = \frac{1}{2} Cl \left[\frac{q}{3} \cdot \frac{l}{h} + (1.5 g + 1.97 p) + 2.16 p \frac{h}{l} \right] \quad . . . \quad 61)$$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g' = (1.4 g + 2.23 p) Cl$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g' = (1.74 g + 2.68 p) Cl$$

II. Belka paraboliczna zbieżna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = 0.258 \frac{Cq l^2}{h} \\ \text{Krata równoramienna} \dots\dots\dots g_2 = 0.18 C p' l \\ \text{Krata prostokątna o krzyżulcach gibkich} \dots\dots\dots g_2 = 0.45 C p' l \end{array} \right\} \dots 62)$$

III. Belka paraboliczna niezbieżna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = \left(0.268 - 0.1 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) C \cdot \frac{q l^2}{h_1} \\ \text{Krata równoramienna} \dots\dots\dots g_2 = \left\{ 0.5 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} g + \left(0.26 + \right. \right. \\ \quad \left. \left. + 0.37 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) p' \right\} C l \dots\dots\dots \\ \text{Krata prostokątna} \dots\dots\dots g_2 = \left\{ 0.69 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} g + \left(0.45 + \right. \right. \\ \quad \left. \left. + 0.46 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) p' \right\} C l \dots\dots\dots \\ \text{narożniki} \left\{ \begin{array}{l} \text{krata równoramienna} \dots\dots\dots g_1 = \frac{1}{2} C q^1 h_0 \\ \text{„ prostokątna} \dots\dots\dots g_3 = C q^1 h_0 \end{array} \right. \end{array} \right\} \dots 63)$$

IV. Belka Schwedlera.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = \alpha C q \frac{l^2}{h} \\ \text{Krata} \dots\dots\dots g_2 = (g + 0.63p) C l \frac{p}{q} \end{array} \right\} \dots 64)$$

α jest tu zmiennym współczynnikiem, zależnym od stosunku $\frac{g}{q}$, i wynosi dla:

$\frac{g}{q} = 0.2$	0.4	0.6	0.8	1.0
$\alpha = 0.21$	0.22	0.23	0.24	0.26

W wyżej podanych wzorach mamy wszędzie po prawej stronie niewiadomą $q = p + g$. W praktyce przyjmujemy więc g wedle ogólnych przybliżonych wzorów, wstawiamy w powyższe wzory i obliczamy ciężar pasów, kraty i narożników.

·Ciężar belek głównych da się przedstawić ogólnie wzorem:

$$g' = Cl \left[(\alpha_1 g + \alpha_2 p) \frac{l}{h} + (\beta_1 g + \beta_2 p) + (\gamma_1 g + \gamma_2 p) \frac{h}{l} \right]$$

Jeżeli oznaczymy ciężar ustroju poprzecznego przez g'' , to $g = g' + g''$. Ciężar ustroju poprzecznego możemy dokładnie wyznaczyć przed obliczeniem belek głównych. Wstawiwszy tę wartość w powyższy wzór, otrzymamy

$$g' = Cl \frac{A_1 g'' + A_2 p}{1 - A_1 Cl}, \text{ gdzie } A_1 = \alpha_1 \frac{l}{h} + \beta_1 + \gamma_1 \frac{h}{l};$$

$$A_2 = \alpha_2 \frac{l}{h} + \beta_2 + \gamma_2 \frac{h}{l}. \text{ Zatem}$$

wzór ostateczny dla całego ciężaru mostu na metr bieżący będzie:

$$g = g' + g'' = \frac{g'' + Cl A_2 p}{1 - A_1 Cl} \dots \dots \dots 65)$$

§. 81. Wzory doświadczalne.

·Poniżej podajemy dla ciężaru całego mostu, jakoteż i belek głównych, jeszcze rozmaite wzory doświadczalne, a najprzód tablice Seefehlnera, dyrektora warsztatów kolei państwowych w Peszcie¹⁾.

Podaje on pewne współczynniki ustrojowe, zebrane na podstawie dat, otrzymanych z obliczenia mostów, wykonanych przez powyższe warsztaty, w porównaniu z ciężarem teoretycznym, a nadto ciężar belek głównych, pokładu, pomostu i ciężar całkowity w kilogramach na metr bieżący mostu. Współczynniki ustrojowe jako zebrane z bardzo licznych dat, wskazane w tabl. I., dadzą się z korzyścią użyć zamiast wzorów Winklera 56) i 57) dla obliczenia ciężaru belek głównych.

¹⁾ Ogłoszone w „Allgemeine Bauzeitung 1898“.

Tablica I.
Spółczynniki ustrojowe według Seefehlnera.

Rodzaj belki	pomost	Mosty kolejowe			Mosty drogowe		
		główne	drugorzęd.	wąskotorowe	I. klasy	III. klasy	kładki
paraboliczna niezbieżna*)	górá wglębiony lub dołem	—	—	—	—	—	—
		1	1	1	1.7—0.0015/	1.7—0.0010/	1.7—0.0005/
równoległa o krańce równoramiennej	górá wglębiony lub dołem	0.80+0.0015/	0.70+0.0020/	0.60+0.0010/	1.7—0.0015/	1.7—0.0010/	1.7—0.0005/
		1	1	1	1.8—0.0015/	1.8—0.0010/	1.8—0.0005/
		0.60+0.0015/	0.50+0.0015/	0.50+0.0010/	1.65—0.0015/	1.65—0.0015/	1.65—0.0005/
równoległa o krańce prostokątnej	górá wglębiony lub dołem	0.65+0.0015/	0.60+0.0015/	0.55+0.0010/	1.90—0.0020/	1.90—0.0020/	1.90—0.0010/
		1	1	1	1.8—0.0020/	1.8—0.0015/	1.8—0.0010/
		0.60+0.0010/	0.50+0.0010/	0.45+0.0010/	2.00—0.0020/	2.00—0.0020/	2.4—0.0020/
blaszana	górá dołem	0.70+0.0015/	0.55+0.0010/	0.50+0.0010/	1.8—0.0020/	1.8—0.0015/	1.8—0.0010/
		1	1	1	2.00—0.0020/	2.2—0.0020/	2.4—0.0020/
		0.50+0.0010/	0.45+0.0010/	0.40+0.0010/	2.00—0.0020/	2.2—0.0020/	2.4—0.0020/
		1	1	1	2.00—0.0025/	2.2—0.0025/	2.4—0.0025/
		0.50+0.0010/	0.45+0.0010/	0.40+0.0010/	2.00—0.0020/	2.2—0.0020/	2.4—0.0020/

*) Dla innych belek wielobocznych można użyć w przybliżeniu tych samych współczynników.

T a b l i c a II.
Seefehlner: Cieżar rzeczywisty mostu dla kolei w *kg/m* bież.

Rodzaj belki	wyszczególnienie	p o m o s t g ó r a				p o m o s t d o t e m l u b w g ł ę b i o n y				Ciężar	
		głów-nych	drugo-rzędnych 80%	drugo-rzędnych 60%	wąskotorowych $s=1m$	głów-nych	drugo-rzędnych 80%	drugo-rzędnych 60%	wąskotorowych $s=0.75m$		
											$s=1m$
paraboliczna $l=15$ do $150m$	b. główna					817	287	227	167	127	$h=1$
	pokład					57+500	47+450	37+300	27+250	200	$l=8$
	pomost					370	370	300	260	200	$l=8$
	całkowity					867+870	827+827	257+600	187+5.0	127+400	$l=0.8$
równoległa o kracie równo- ramiennej $l=12$ do $80m$	b. główna	297	267	187	147	837	807	227	177	137	$h=1$
	pokład	300	300	250	200	37+500	37+400	27+300	27+250	200	$l=10$
	pomost	380	380	340	280	370	370	300	260	200	$l=10$
	całkowity	297+680	267+680	187+590	147+480	867+870	837+770	247+600	197+510	137+400	$l=0.8$
równoległa o kracie prostokątnej $l=12$ do $100m$	b. główna	317	287	217	157	857	827	247	177	157	$h=1$
	pokład	300	300	250	200	37+500	37+400	27+300	27+250	180	$l=10$
	pomost	380	380	340	280	370	370	300	260	200	$l=10$
	całkowity	317+680	287+680	217+590	157+480	887+870	857+770	257+600	197+510	157+380	$l=0.8$

Rodzaj belki	wyszczególnienie	pomost góra					pomost dołem lub wygłębiony					waga
		głównych	drugorzędnych 80%	drugorzędnych 60%	waskotorowych		głównych	drugorzędnych 80%	drugorzędnych 60%	waskotorowych		
					s=1m	s=0.75m				s=1m	s=0.75m	
blaszana l=2 do 12 m	b. główna	547	447	947	267	207	557	457	367	277	227	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$
	pokład	120	120	100	80	60	457	427	347	247	197	
	pomost	920	880	940	280	240	870	870	300	260	200	
	całkowity	547+500	447+500	947+440	267+360	207+300	1 07+370	877+870	707+300	517+260	417+200	
ciągnia równoległa o kracie l=12 do 100 m	b. główna	277	247	197	137	117	287	267	207	147	127	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$
	pokład	300	300	250	200	160	31+500	37+400	27+300	27+250	200	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200	
	całkowity	277+680	247+680	197+590	127+480	117+400	327+870	297+	227+600	167+510	127+400	
ciągnia równoległa o kracie prostokątnej l=12 do 100 m	b. główna	297	267	207	147	117	327	297	227	167	137	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$
	pokład	300	300	250	200	160	31+500	37+400	27+800	27+250	200	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200	
	całkowity	297+680	267+680	207+590	147+480	117+400	357+870	327+770	247+600	187+510	137+400	

Tablica III.

Seefehlner: Ciężar mostu drogowego w kg/m^2 $\tau=0.95 t/cm^2$.

Rodzaj belki	Wyszczególnienie	Pomost dołem lub wygłębiony				Wysokość
		I klasa	II klasa	III klasa	kładki	
belka parabol. niezbieżna	belki główne	4.00l	3.20l	2.56l	2.88l	$h = \frac{1}{8}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	190	170	
	ciężar całkowity	4.00l + 380	3.20l + 330	2.56l + 210	2.88l + 250	
belka równoległa o kracie równoramiennej	belki główne	4.80l	3.52l	2.88l	2.88l	$h = \frac{1}{10}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	4.80l + 380	3.52l + 330	2.88l + 310	2.88l + 250	
belka równoległa o kracie prostokątnej	belki główne	4.96l	4.16l	3.20l	2.88l	$h = \frac{1}{10}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	4.96l + 380	4.16l + 330	3.20l + 310	2.88l + 250	
belka blaszana	belki główne	8.00l	6.40l	5.20l	2.88l	$h = \frac{1}{10}l$
	pokład	80	80	60	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	8.00l + 310	6.40l + 310	5.20l + 290	2.88l + 250	

Dla mostów drogowych podaje Cecerle wzór na ciężar belek głównych:

$$g_1 = \frac{n(g_0 + p)}{100} \dots \dots \dots 66$$

gdzie g_0 oznacza ciężar pomostu, p ciężar ruchomy. Spółczynnik n jest zmienny i zależy od rozpiętości i natężenia dopuszczalnego.

T a b l i c a IV.
dla współczynnika n wzoru Cecerlego.

τ	$l=15$	20	30	40	50	60	70	80	90	100
700	8.9	11.1	15.8	20.7	26.1	32.1	38.5	45.6	53.5	62.2
800	7.7	9.6	13.5	17.7	22.2	27.0	32.2	37.9	44.0	50.7
900	6.8	8.4	11.8	15.4	19.2	23.2	27.7	32.4	37.4	42.7
1000	6.1	7.5	10.5	13.6	17.0	20.5	24.3	28.3	32.4	37.0

U w a g a : Współczynniki te ważne są dla belek równoległych, dla wielobocznych należy przyjąć 5 do 10% mniejsze.

Velflik podaje następną tablicę ciężarów obu belek głównych w kg/m mostów kolejowych, obliczonych wedle rozporządzenia aust. min. z r. 1887¹⁾.

T a b l i c a V.
Mosty kolejowe w kg/m .

l	maxim	średnio	minim.	l	maxim.	średnio	minim.
15	1160	826	495	26	1270	973	800
16	1170	844	517	27	1280	982	828
17	1180	862	539	28	1290	992	856
18	1190	880	564	29	1300	1101	884
19	1200	898	592	30	1310	1110	912
20	1210	916	620	32	1330	1144	960
21	1220	925	650	34	1350	1188	1000
22	1230	935	680	36	1368	1222	1040
23	1240	944	710	38	1401	1256	1084
24	1250	954	740	40	1430	1285	1140
25	1260	963	770	42	1464	1322	1196

¹⁾ por. Velflik. Staviteľstvi mostni dil druhej str. 21.

<i>l</i>	maxim.	średnio	minim.	<i>l</i>	maxim.	średnio	minim.
44	1503	1359	1236	75	2301	2080	1727
46	1534	1396	1258	80	2376	2230	1827
48	1581	1433	1283	85	2446	2326	1927
50	1622	1472	1317	90	2536	2426	2027
52	1677	1513	1340	95	2636	2526	2119
54	1736	1554	1363	100	2736	2625	2214
56	1793	1595	1389	105	2836	2725	2309
58	1853	1636	1415	110	2936	2825	2404
60	1910	1676	1441	115	3036	2925	2499
65	2055	1803	1527	120	3136	3020	2594
70	2198	1930	1627	130	3312	3220	2784

U w a g a :

Średnio przyjąć można: $g_1 = 20l + 600$ 67)

Rarkhausen podaje następujący wzór dla ciężaru całkowitego mostu $g = a + bl$ 68)

Wartości *a* i *b* znajdziemy w następujących tablicach, przyczem

$$a = g_3 + g_4, \text{ 69)}$$

gdy g_3 oznacza ciężar pomostu, g_4 pokładu.

Tablica VI.

Mosty kolejowe

ciężary na jeden tor w *kg/m*.

g_3 (pomost)	g_4 (pokład), <i>a</i> odstęp poprzecz. <i>b</i> odstęp bel. głównych.
Podkłady poprzeczne drewniane, dylna 5 <i>cm</i> gruba, szyny 450	mosty jednotorowe, pomost górą, $b = 3 \text{ m}$, $g_4 = 59 + \frac{272}{a}$

Szyny wprost na dźwigarach, dylina 400	mosty jednotorowe, pomost do- łem, $b=4,5\ m$, $g_4=77+\frac{482}{a}$
Szyny na podłużnych podkła- dkach w żwirze 35 cm grubym, blachy wypukłe 2250	mosty dwutorowe, pomost góra, $b=5,5\ m$, $g_4=64+\frac{357}{a}$
Szyny na podłużnych podkła- dach na blasze falistej lub kształtówkach 2500	mosty dwutorowe, pomost do- łem, $b=8m$, $g_4=98+\frac{700}{a}$

Tablica VII.
Mosty drogowe
ciężary na kg/m^2 pomostu.

g_3 pomost	g_4 pokład
Podwójna dylina $c\ cm$ gruba 10 c	I kl. 100 kg
20 cm żwiru na kształtówkach, blasze kulistej, blachach wypu- kłych lub zwisłych 540	II kl. 85 „
15 cm gruby bruk kamienny, 14 cm podsypka 750	III kl. 65 „
12 cm gruby bruk drewniany na 6 cm grubym asfaltowym betonie 320	
12 cm gruby bruk drewniany na 5 cm grubym asfalcie i 20 cm betonie 600	
1 cegła grube sklepienie między iżówkami i 20 cm gruby żwir 920	

Tablica VIII.
Chodniki
ciężar w kg/m^2 .

g_3		g_4	
dylina c cm gruba	10 c	chodnik na wspornikach	45
plyty granitowe 15 cm	440		
blacha falista z betonem i asfaltem	230	chodnik między belkami	65
blachy zwisłe, wypukłe, betonowane i asfaltowane	300		

Tablica IX.
Wartości dla b rów. 68)

$$b = \frac{g_0 + p}{k - l} \dots \dots \dots 70)$$

przyczem k jest współczynnikiem zależnym od kształtu belki.

k .

dla mostów kolejowych i drogowych

belka równoległa	$h = \frac{1}{8}l$	230
" wielokrotna i łukowa	$h = \frac{1}{7}l$	252
" ciągła	$h = \frac{1}{10}l$	238

Tablica X.
Tężniki.

mosty kolejowe w kg/m	mosty drogowe w kg/m^2
jednotorowe (27+5l)	(15+0.7l)
dwutorowe (21+3.7l)	

Koehlin podaje w dziele swem „Statique graphique“ 2 wyd. (1898) następną tabliczkę dla ciężaru mostów kolejowych bez pomostu.

T a b l i c a X I.

rozpiętość	Mosty jednotorowe				M o s t y dwutorowe, ciężar średni	
	ciężar średni		ciężar najmniej.		stal	żel.
	stal.	żel.	stal	żel.		
4	570	660	300	340	970	1120
5	620	715	350	420	1110	1290
6	635	735	380	440	1160	1340
7	665	770	400	470	1220	1400
8	690	795	420	490	1260	1450
9	710	825	440	510	1310	1520
10	735	850	460	530	1350	1560
12	810	935	500	570	1470	1700
14	875	1020	540	620	1590	1830
16	930	1080	590	680	1700	1960
18	1000	1160	650	750	1810	2100
20	1050	1220	690	800	1940	2250
25	1250	1430	780	925	2200	2600
30	1400	1630	900	1070	2500	3000
35	1560	1830	1030	1200	2850	3350
40	1760	2030	1140	1390	3210	3720
45	1920	2250	1280	1510	3500	4120
50	2100	2470	1440	1700	3850	4500
60	2450	2900	1750	2150	4450	5350
70	2750	3350	2100	2600	5100	6150
80	3100	3900	2450	3100	5700	7000
90	3400	4300	2850	3600	6450	7900
100	3750	4750	3150	4000	7100	8700

Engesser przyjmuje następane ciężary dla mostów drogowych w kg/m z pomostu.

Tablica X.

droga	g ciężar całkowity	g_0 ciężar żelaza
klasy I. pomost dylowany	$295 + 2.7l + 0.021l^2$	$155 + 2.7l + 0.021l^2$
„ „ żwirowany	$730 + 3.2l + 0.028l^2$	$250 + 3.2l + 0.028l^2$
„ „ brukow.	$960 + 3.7l + 0.029l^2$	$260 + 3.7l + 0.029l^2$
klasy II. pomost dyłow.	$215 + 2.3l + 0.02l^2$	$105 + 2.3l + 0.02l^2$
„ „ żwirow.	$590 + 2.8l + 0.025l^2$	$190 + 2.8l + 0.025l^2$
chodniki klasa I.	$80 + 2.7l$	
„ „ II.	$60 + 2.3l$	

§. 82. Wyznaczenie najkorzystniejszej rozpiętości.

Wzór 65) możemy stosować do wyznaczenia najkorzystniejszej rozpiętości, jeżeli chodzi o zbudowanie mostu $o-n$ przęsłach przez daną dolinę.

Rozpiętości są najczęściej dane z kształtu terenu, ale czasami, gdy jest więcej przęsł, to zależność może od nas, czy zrobić wiele przęsł małych, czy mało przęsł wielkich. Co będzie korzystniejszym, zależy od kosztu filarów.

Jeżeli długość całego mostu jest l_1 (t. 104. r. 4.), ilość przęsł n , koszt jednego filaru f , koszt jednego przyczółka f_1 , koszt konstrukcyi żelaznej za jedną tonnę ciężaru c , to całkowite koszty mostu wynoszą:

$$K = 2f_1 + (n-1)f + c \cdot \frac{g'' + Cl A_1 p}{1 - A_1 Cl} l_1.$$

Nazwijmy:

$CA_1 p = B$, $A_1 C = D$, to ponieważ $\frac{l_1}{l} = n$, otrzymamy:

$$K = 2f_1 + \frac{l_1 - l}{l} f + c \frac{g'' + Bl}{1 - Dl} \cdot l_1 \quad \text{Najmniejszość}$$

kosztów otrzymamy, jeżeli pochodną K ze względu na l przyrównamy do zera. Więc

$$\frac{dK}{dl} = 0 = -\frac{l_1}{l^2} f + \frac{cl_1(1-Dl)B + (g'' + Bl)D}{(1-Dl)^2} - \frac{l_1}{l^2} f + \frac{B + g''D}{(1-Dl)^2} \cdot cl_1.$$

Stąd $\frac{f}{l^2} = c \cdot \frac{(B+g''D)}{(1-Dl)^2}$, zatem $(1-Dl)\sqrt{f} = l\sqrt{c(B-Dg'')}$ a

$$l = \frac{\sqrt{f}}{D \cdot \sqrt{f} + \sqrt{(B+Dg'')c}} = \frac{1}{D + \sqrt{c \cdot \frac{B+g''D}{f}}} = \frac{1}{D + \sqrt{D} \sqrt{\frac{g''+B/D}{f}} \cdot c}$$

Ale $\frac{B}{D} = \frac{CA_2 p}{A_1 C}$, a ponieważ A_1 prawie równa się A_2 , zatem:

$$\frac{B}{D} = p, \text{ więc} \quad l = \frac{1}{D + \sqrt{D} \sqrt{\frac{g''+p}{f}}} \dots \dots \dots 71)$$

Według Landsberga możemy podstawić za $D=00042$,
zatem

$$l = \frac{1}{0.0042 + 0.065 \cdot \sqrt{\frac{c(g''+p)}{f}}} \dots \dots \dots 72)$$

Ilość przęseł znajdziemy z równania:

$$\frac{l_1}{l} = n = l_1 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{c(g''+p)}{f}}) \dots \dots \dots 73)$$

P r z y k ł a d.

Dany most kolejowy jednotorowy ogólnej długości 800 m. Koszt jednej tonny zeskładu mostowego żelaznego $c=500$ kor. ton; koszta jednego filaru $f=180.000$ kor.

$$n = 300 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{500(0.6+4.4)}{180000}}) = 3.64$$

Przyjmijmy więc albo: $n=3$ albo $n=4$ } a)
zatem $l=100$ m „ $l=75$ m

Przypuśćmy że filary są tańsze: $f=60.000$ kor., w takim razie otrzymamy:

$$n = 300 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{500(0.6+4.4)}{60000}}) = 5.87$$

Przyjmując więc albo: $n=5$ albo $n=6$ } b)
otrzymamy zatem $l=60$ m „ $l=50$ m

Wzór 73) daje więc nam pewne wskazówki co do najkorzystniejszych rozpiętości.

XI. Ogólny ustrój poprzeczny mostów żelaznych.

§. 83. Uwagi ogólne.

Do ustroju poprzecznego należą wszystkie części mostu z wyjątkiem belek głównych, a więc pomost, pokład, tężniki, zakończenie pomostu, poręcze. W tym rozdziale mówić będziemy tylko ogólnie o wysokości pomostu, o ilości i odstępach belek głównych. Szczegółowe omawianie rozmaitych części ustroju poprzecznego zostawiamy do następnych rozdziałów.

§. 84. Wysokość pomostu.

Ogólnem prawidłem, tyczącem się wysokości, w jakiej pomost umieszczamy, jest: lepiej dać pomost u góry, aniżeli u dołu, albowiem wtedy możliwe jest lepsze stężenie, poprzecznicę są krótsze a filary niższe.

Przy małych mostach do 16 m powiększenie ciężaru wskutek umieszczenia pomostu dołem wynosi 50 do 100%. Przy większych mostach do 50 m wynosi mniej i spada aż do zera. Przy jeszcze większych nad 80 m mogą być mosty o pomoście dołem lżejsze z tego powodu, bo przy moście górą jest większa powierzchnia wystawiona na działanie wiatru (wliczając w to powierzchnię pociągu). Nadto przy pomoście dołem jest mniej tężników.

Jeżeli wysokość belki jest mniejsza niż 5 m, to dla mostów kolejowych nie można urządzać tężników górą. Pod tym względem rozróżniamy więc: mosty zamknięte (n. *geschlossene Brücken*) i mosty otwarte (n. *offene Brücken*).

§. 85. Ilość belek głównych mostów kolejowych.

W ogólności taniej jest urządzić mniej belek, jak to omawialiśmy przy sposobności wyznaczenia ciężaru własnego belki (§. 78).

Mosty jednotorowe prawie zawsze mają dwie belki. Czasami dawano trzy belki (t. 70. r. 9.), ażeby pomost lepiej podeprzeć, ale jestto niekorzystnem, bo ciśnienie rozkłada się nierówno na belki.

Dla mostów dwutorowych można użyć 2, 3 lub 4 belek. Jeżeli używamy dwu belek, to potrzeba mniej materiału na

belki główne, ale więcej go potrzeba na poprzecznicę; a więc dla małych mostów, przy których ilość materiału na poprzecznicę przeważa, potrzeba dla:

$l=$	10	20	30 m
	4.2	2.4	1.3%

więcej materiału, jeżeli użyjemy dwu belek, niż przy użyciu czterech belek.

Przeciwnie przy większych mostach dla:

$l=$	40	60	80	100 m,
potrzeba	0%	10%	16%	22%

mniej materiału przy użyciu dwu belek, niż przy użyciu czterech belek. Oprócz tego szerokość filarów jest mniejsza przy dwóch belkach, niż przy czterech belkach.

Przy małych mostach cztery belki wymagają mniej materiału, jednak robota jest większa, a więc droższa. Zato przy użyciu dwóch belek jest przy obciążeniu jednego toru nierówne natężenia belek; są one też narażone na skręcenie. Korzyścią znowu czterech belek jest to, że można je wymieniać bez przerwy ruchu, bo zawsze ruch nawet podczas budowy może się odbywać po jednym torze.

Możliwe są także trzy belki na dwa tory; a w takim razie środkowa belka musi być silniejszą i mieć inne, niż tamte, wymiary. Jestto utrudnieniem przy obliczaniu i wykonaniu mostu, a nadto belka ta jest zawsze narażoną nieco na skręcenie tak, że ustrój ten nie jest do polecenia.

Przy czterech belkach dosięga natężenie zawsze przy przejeździe ciężkiego pociągu największości, podczas gdy przy dwóch belkach rzadko to się tafia, gdyż pociągi rzadko się krzyżują na moście.

Z tego powodu są mosty dwutorowe o dwu belkach korzystniejsze, zwłaszcza dla większych rozpiętości po nad 30 m. Jeżeli dla mostu dwutorowego przyjmujemy cztery belki, to albo je możemy wszystkie ze sobą połączyć tak, że stanowią jeden most (t. 103. r. 1., 2.) albo łączymy je po dwie, tak, że stanowią dwa mosty (t. 103. r. 1., 2.).

Ten drugi wypadek jest częściej używany.

Często buduje się kolej jednotorowa, która później stać się ma dwutorową. Zachodzi wtedy pytanie, czy budować most dwutorowy odrazu, czy też na razie wybudować most jedno-

rowy? Otóż buduje się zwykle fundament przyczółków i filarów dla mostu dwutorowego, same zaś filary i most dla jednego toru. Gdyż jakkolwiek rozszerzenie filarów jest kosztowniejszem od wybudowania odrazu szerokiego filaru, jednak wkłada się w tym drugim wypadku pewien znaczny kapitał, który się nie procentuje nieraz przez 20 lub 30 lat.

§. 86. Ilość belek głównych mostów drogowych.

Jeżeli pomost jest dołem, w takim razie najlepiej jest użyć dwóch belek (t. 117. r. 2.) jeżeli zaś górą, wtedy można użyć więcej belek w odstępie 0·8 do 2 m. N. p. most Tegetthofa w Wiedniu o belkach łukowych (t. 117. r. 1.) ma 11 belek w odstępie 1·7 m, poprzecznie za to niema wcale.

Przy mostach o belkach prostych nie ustawia się belek głównych tak blisko, chyba przy mostach o małych rozpiętościach. Przy wielkich mostach lepiej jest dawać mniej belek, a to z powodu że przeto oszczędzamy na materyale i kosztach wykonania belek, które też przeważają nad kosztami pokładu.

§. 87. Odstęp belek mostów kolejowych jednotorowych.

Odstęp belek mostów kolejowych w ogólności powinien być jak najmniejszy, ażeby poprzecznice były, o ile możności, krótkie a filary wąskie.

Odstęp osi toru od krawędzi belki ma wynosić według norm austriackich 2·15 m; przy większych mostach radzi Winkler dodać 10 do 20 cm, ażeby człowiek mógł się usunąć przed przejeżdżającym pociągiem. Jednak przy wielkich mostach szerokość kraty jest już tak wielką, że w tym wypadku można się wsunąć między kratę; rozszerzenie to jest więc niepotrzebne.

Jeżeli pomost jest górą, wtedy odstęp belek nie może być mniejszy, niż tego wymaga stałość belki wystawionej na parcie wiatru.

Rozporząd. austr. min. kolejowego z d. 28. sierpnia 1904. §. 3. ust. 1. Urządzenie wszystkich części belek mostowych, wystających ponad płaszczyznę główki szyny włącznie z poręczami na przyczółkach ma na kolejach przyczepnych z motorem parowym nastąpić w ten sposób, aby co najmniej zachować przekroje wolnego przejazdu przedstawione na t. 111. r. 4. Pomost musi być urządzony przy jeździe górą albo pomście wglębionym tak szeroki, aby na każdym miejscu mostu między

osią toru a najbliższym prętem poręczy pozostał wolny odstęp, który wynosi przy kolejach normalnotorowych najmniej 2.15 m, przy kolejach o szerokości toru 760 cm. bez jazdy na podwoziach najmniej 1.75 m, a przy kolejach o szerokości toru 760 cm z jazdą na podwoziach najmniej 1.875 m. Najmniej w tym samym odstępie muszą być aż do 2 m powyżej dyliny przy pomocy dołem albo pośrednim pasy jakoteż przekątnie kraty. Słupy i tężniki pionowe, jakoteż wszystkie inne części ustroju tu nie omawiane, należy tak urządzić, aby przekrój wolnego przejazdu, naznaczony pełnemi liniami, wolnym był w każdym punkcie mostu.

2. Przy nowo budować się mających mostach (belkach i przyczółkach), które leżą na stacyi, należy szerokość podaną na t. 111. r. 4. powiększyć dla długich krawędzi najmniej 0.85, a przy takich mostach, które leżą oddalone aż do 400 m — przy kolejach niższego rzędu 200 m od ostatniej iglicy stacyi, — najmniej o 0.85 m.

3. W łukach należy uwzględnić ukośne położenie przekroju wolnego przejazdu odpowiednio przechyłce. Oprócz tego należy z powodu kursowania długich wozów i przewozu budulca długiego, jeśli potrzeba, rozszerzyć odpowiednio przekrój wolnego przejazdu.

a) kolej jednotorowa.

Wiatr działa nietylko na belkę, ale i na pociąg (t. 91. r. 2.). Nazwijmy powierzchnię belki A , powierzchnię pociągu wystawioną na wiatr A_1 , parcie wiatru na $1m^2$ w.

Niechaj punkt zaczepienia parcia wiatru na belkę znajduje się w odstępie mh , zaś punkt zaczepienia parcia wiatru na pociąg w odstępie $h+h'$ od dolnej krawędzi mostu, to dla równowagi granicznej na wywrót musi być moment parcia wiatru na belkę i na pociąg ze względu na punkt B równy momentowi ciężaru belki i pociągu. A zatem

$$w(Amh + A_1(h+h')) = (g+p) \frac{e}{2}. \text{ Z tego wynika}$$

$$\text{najmn. } e = 2w \cdot \frac{Amh + A'(h+h')}{g+p} \dots 74)$$

Powierzchnia belki A i wysokość punktu zaczepienia wiatru zależą od ustroju belki (do A należy przytem dodać pewną część powierzchni drugiej belki*).

Win kler przyjmuje powierzchnię belki, wystawioną wiatr, na metr. bieżący w przybliżeniu dla belki.

	A w m^2/m	m
o ścianie pełnej	h	0.5
kratowej równoległej	0.53 h	0.5
„ wielobocznej	0.30 h	0.7

*) por. Podęcz. Teoryi Most. I. wyd. II. str. 22.

Velflik podaje inne wartości:

	A w m^2/m	m
belka o ściance pełnej	1.2 h	0.5
„ kratowa równoległa	0.67 h	0.5
„ wieloboczna	0.62 h	0.53
„ łukowa	0.4 h	0.6

Brik przyjmuje następujące wartości:

	A	m
belka o ściance pełnej	1.3 h	0.5
„ kratowa równoległa	0.53 h	0.5
„ łukowa	0.3 h	0.7

Według austr. rozporządzenia ministeryalnego z dnia 28. sierpnia 1904 jest dla kolei normalnotorowej i dla kolei o szerokości toru 0.76 m z ruchem na podwoziach $h' = 0.5 + \frac{3.0}{2} = 2$ $A' = 3.0$, m dla kolei o szerokości toru 0.76 m bez ruchu na podwoziach $h' = 0.5 + \frac{2.0}{2} = 1.5$ m.

Wozy przyjmujemy puste, gdyż to jest wypadek najniekorzystniejszy — zatem dla kolei normalnotorowych i wąskotorowych z jazdą na podwoziach $p = 1.5$ t/m, dla wąskotorowych $p = 1.0$ t/m.

Rozporząd. aust. min. z dnia 28. sierpnia 1904 §. 7. ust. 7. b. Przy mostach obciążonych należy z powierzchni konstrukcyi dźwigarowej obliczonej wedle postanowień powyższego ustępu a) uwzględnić tylko część nienakrytą przez obciążenie ruchome, a jako powierzchnię obciążenia ruchomego, wystawioną na parcie wiatru, przyjąć przy mostach kolei żelaznych pełny prostokąt, posuwający się o 0.5 m ponad szyną, któryto prostokąt jest przy kolejach o pełnej szerokości toru i przy kolejach wąskotorowych z jazdą na podwoziach 3.0 m, a przy innych wąskotorowych 2.0 m wysoki, przy mostach drogowych i kładkach przyjąć natomiast należy pełny prostokąt posuwający się 2.0 m wysoki, jako znajdujący się bezpośrednio nad pomostem.

8. Wytrzymałość każdego mostu na parcie wiatru wykazać należy tak dla stanu obciążonego, jak i nieobciążonego. Za podstawę tego obliczenia przyjąć należy przy kolejach normalnotorowych, tudzież przy kolejach wąskotorowych ($s = 0.76$ m) z jazdą na podwoziach wozy ciężarowe 1.5 ton na m. b. (łącznie z długością zderzaków), przy innych kolejach o szerokości toru 760 mm wozy o ciężarze 1.0 t/m łącznie z długością zderzaków, a przy mostach drogowych ciężar ruchomy 200 kg/m, działający w osi mostu.

Jeżeli wstawimy wartość za A' , h' i p' to otrzymamy dla pierwszej kategorii kolei

$$\text{najmn. } e = 2w \frac{(Am+3) h+6}{g+1500}, \text{ dla drugiej kategorii}$$

$$\text{najmn } e = 2w \frac{(Am+2) h+3}{g+1000}. \text{ Tu musimy jesz-}$$

cze rozróżnić dwa wypadki: może być niekorzystniej gdy most jest obciążony, lub też, gdy nie jest obciążony.

W pierwszym wypadku parcie wiatru $w=170 \text{ kg/m}^2$, zatem

I. dla pierwszej kategorii	najmn. $e = 340 \cdot \frac{(Am+3) h+6}{g+1500}$	75)
II. „ drugiej	„ $e = 340 \cdot \frac{(Am+2) h+3}{g+1000}$	

W drugim wypadku parcie wiatru $w=270 \text{ kg/m}^2$, więc

II. dla obu kategorii	najmu. $e' = 540 \frac{Amh}{g}$	
-----------------------	---------------------------------	--

Przyjmijmy dla kolei głównych $g=40l+850 \text{ kg/m}$; $A=0.53h$; $m=0.5$, drugorzędnych $g=32l+800$, wąskotorowych $g=22l+400$, to otrzymamy po wstawieniu wartości dla kolei normalnotorowych głównych:

I. najmn. $e = 340$	$\frac{(0.53h \cdot 0.5 + 3) h + 6}{40l + 2350} = 34 \frac{0.265h^2 + 3h + 6}{4l + 235}$	76)
II. najmu. $e' = 540$	$\frac{0.53h^2 \cdot 0.5}{40l + 850} = \frac{14.3 h^2}{4l + 85}$	

Dla kolei normalnotorowych drugorzędnych:

I. najmn. $e = 340$	$\frac{(0.53h \cdot 0.5 + 3) h + 6}{32l + 2300} = 34 \frac{0.265h^2 + 3h + 6}{3.2l + 230}$	77)
II. najmn. $e' = 540$	$\frac{0.53h^2 \cdot 0.5}{32l + 800} = \frac{14.3 h^2}{3.2l + 80}$	

Dla kolei wąskotorowych ($s=0.76$) z jazdą na podwoziach

I. najmn. $e = 34$	$\frac{0.265h^2 + 3h + 6}{2.2l + 190}$	78)
II. najmn. $e' =$	$\frac{14.3h^2}{2.2l + 40}$	

Wreszcie dla wąskotorowych ($s=0.76$) bez jazdy na podwoziach :

$$\begin{array}{l} \text{I. najmn. } e=34 \frac{0.265h^2+2h+3}{2.2+140} \\ \text{II. najmn. } e'=\frac{14.3h^2}{2.2l+40} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{I. najmn. } e=34 \frac{0.265h^2+2h+3}{2.2+140} \\ \text{II. najmn. } e'=\frac{14.3h^2}{2.2l+40} \end{array}} \right\} \dots \dots \dots 79)$$

Obliczywszy ten odstęp dla różnych rozpiętości, otrzymamy następującą tabliczkę dla kolei normalnotorowych głównych :

dla $h = \frac{1}{10} l$						
	$l=$	10	30	50	100	150 m
	najmn. $e=$	1.14	1.67	2.16	3.35	4.40 „
	najmn. $e' =$	0.17	0.63	1.20	2.95	4.70 „
dla $h = \frac{1}{8} l$						
	najmn. $e=$	1.26	2.00	2.74	4.55	6.33 „
	najmn. $e' =$	0.26	0.98	1.87	4.61	7.34 „

Musimy naturalnie przyjąć większe wartości.

Widzimy więc, że przy wielkich rozpiętościach więcej narażonym jest na wywrócenie most nieobciążony.

Liczby powyżej podane potrzeba jednak pomnożyć pewnym współczynnikiem, większym od jedności, gdyż wyznaczyliśmy je dla równowagi niestałej, a najmniejsze zwiększenie parcia wiatru spowodowałoby wyjście ze stanu równowagi.

Według norm angielskich współczynnik pewności powinien wynosić 2. Jestto jednak za wiele; wystarczy przyjąć go równym 1.4.

Dla tego założenia otrzymamy najmniejsze odstępy belek głównych, pomnożywszy powyższe cyfry przez 1.4, a więc: Koleje normalnotorowe główne.

dla $h = \frac{1}{10} l$						
	$l=$	10	30	50	100	150 m
	najmn. $e=$	1.60	2.34	3.02	4.69	6.16 „
	najmn. $e' =$	0.24	0.88	1.68	4.13	6.58 „
dla $h = \frac{1}{8} l$						
	najmn. $e=$	1.76	2.80	3.84	6.37	8.86 „
	najmn. $e' =$	0.36	1.37	2.62	6.44	10.28 „

Na podstawie tych liczb możemy napisać ogólny wzór:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } h = \frac{1}{10} l \dots\dots\dots \text{ najmn. } e = 1.2 + 0.0358l \\ \text{dla } h = \frac{1}{8} l \dots\dots\dots \text{ najmn. } e = 1.2 + 0.057l \end{array} \right\} \dots 80)$$

Podobnie otrzymamy dla kolei normalnotorowych drugorzędnych:

dla $h = \frac{l}{10}$ i $l =$	10	30	50	100	150	<i>m</i>
najmn. $e =$	1.68	2.53	3.37	5.40	7.42	"
najmn. $e' =$	0.17	1.02	2.10	5.00	8.34	"
dla $h = \frac{l}{8}$						
najmn. $e =$	1.85	3.06	4.28	7.35	10.42	"
najmn. $e' =$	0.28	1.59	3.28	7.96	13.01	"

Na podstawie tych liczb możemy napisać ogólny wzór:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } h = \frac{1}{10} l \dots\dots\dots \text{ najmn. } e = 1.2 + 0.0435l \\ \text{dla } h = \frac{1}{8} l \dots\dots\dots \text{ najmn. } e = 1.2 + 0.068l \end{array} \right\} \dots 81)$$

Dla kolei o szerokości toru 0.76 *m* z jazdą na podwoziach otrzymamy:

dla $h = \frac{l}{10}$ i $l =$	10	30	50	100	150	<i>m</i>
najmn. $e =$	2.08	3.23	4.38	7.42	10.12	"
najmn. $e' =$	0.32	1.55	3.35	7.70	12.17	"
dla $h = \frac{l}{8}$						
najmn. $e =$	2.28	3.90	5.57	10.08	14.23	"
najmn. $e' =$	0.51	2.42	5.23	12.01	18.48	"

Możemy więc napisać wzór ogólny:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } h = \frac{1}{10} l \dots\dots\dots \text{ najmn. } e = 1.5 + 0.058l \\ \text{dla } h = \frac{1}{8} l \quad \left. \begin{array}{l} \text{dla } l < 50 \text{ m najmn. } e = 1.2 + 0.087l \\ \text{dla } l > 50 \text{ m najmn. } e = 0.2 + 0.122l \end{array} \right\} \dots 82)$$

Normalia kolei państwowej austr. przyjmują dla kolei głównych

$l = 12 \text{ m}$	$e = 1.8 \text{ m}$
$l = 100 \text{ m}$	$e = 5.0 \text{ m}$

Velfik przyjmuje współczynnik pewności 1·5

Wzory te stosują się do tego wypadku, gdy pomost jest u góry, a pas dolny jest podparty, w innych wypadkach należy liczyć według ogólnych prawideł analogicznie do 74).

§. 88. Odstęp belek mostów kolejowych dwu i więcejtorowych.

Zwykle już skutek tego, że są dwa tory, jest odstęp belek większy, niż tego wymaga stałość podparcia.

Pytanie zachodzi, jaką szerokość mostu mamy przyjąć dla dwóch torów?

Odstęp torów przypisany jest w Austrii na szlaku 4·0 m, na stacyi 4·5 m; możnaby więc dać przy pomoście belki pod zewnętrzne szyny, a w takim razie wynosiłby odstęp belek głównych dla mostów na szlaku 5·5 m (t. 121. r. 1.).

Ustrój ten jednak nie jest do polecenia, bo podkład podłużny spoczywa tu wprost na belce głównej. Zazwyczaj więc powiększamy nieco odstęp w takim razie.

Są jednak wypadki, gdzie użyto jeszcze mniejszego odstępu. N. p. przy kolei berlińskiej nad Sprewią w parku Bellevue (t. 117. r. 4.) belki główne leżą w pionowych osi toru.

Jeżeli pomost jest dołem (t. 109. r. 3.), to rozumie się odstęp belek stosować się musi do przekroju wolnego przejazdu.

Można także użyć trzech belek, a wtedy środkowa jest silniejszą, jak przy moście kolei berlińskiej (t. 91. r. 1.). W takim razie we Francyi liczą zwykle średnią belkę dla większego natężenia dopuszczalnego. Zwiększają je o 25% do 33%, ze względu na to, że rzadko zdarza się wypadek, aby oba tory równocześnie były obciążone.

Gdybyśmy dla dwu torów dali cztery belki i na nich ułożyli ciągle poprzecznicę, to należałoby obliczyć odstęp belek tak, aby ciśnienie rozdzielało się na wszystkie belki równomiernie; dla odstępu osi torów 3·6 m wypada wtedy odstęp belek średnich 1·8 m, dla odstępu 4 m wypada odstęp belek średnich 2·0 m. Ustrój ten jest mało używany.

Jeżeli budujemy mosty o więcej niż dwu torach, to odstęp belek może być rozmaity:

1. Pod każdym tokiem szyn dajemy belkę główną. Używamy tego układu przy mostach zwłaszcza na stacyi.

2. Pod każdym tokiem szyn dajemy dwojaki. Ustroju tego używać możemy najwyżej do 7 m.

3. Każdy tor podpieramy 2 belkami.

4. Przy 3 torach dajemy 4 belki, przy 4 torach 5 belek. Pośrednie belki są wspólne na 2 tory, odstęp belek albo równy albo skrajne dajemy w mniejszych odstępach. Mogą też tory skrajne wystawać.

5. Jeżeli tor jest zwirowany, dajemy zwykle także belki główne uwzględniając tory, ale nie zawsze się to da wykonać zwłaszcza, gdy rozjazdy wpadają za most.

§. 89. Odstęp belek mostów drogowych.

Jeżeli belki wystają ponad pomost, to odstęp belek zależy od szerokości drogi. W takim razie zachodzi jeszcze tylko pytanie, czy chodniki urządzić zewnątrz belek głównych czy też między belkami. Z obydwoma urządzeniami spotykamy się w praktyce. I tak n. p. most na Dunaju pod Wiedniem (t. 117. r. 2.), most na Orawie pod Świątosławem (t. 90. r. 2), na Salzachu pod Laufen (t. 97. r. 1.) mają chodniki zewnątrz belek głównych. Przeciwnie most Brygity na Dunaju w Wiedniu (t. 115. r. 2.), most na Odrze w Koźlu (t. 121. r. 6.), most na Dunaju koło Mautern (t. 77. r. 2.) mają chodniki zewnątrz belek głównych.

Jeżeli chodniki mamy wewnątrz, to ustrój jest prostszy, bo niepotrzeba wsporników. Nadto, przechodnie mają otwarty widok i są oddzieleni od ruchu wozowego. Mosty takie ładniej też wyglądają, wreszcie filary ich są węższe, bo belki główne są więcej zbliżone. Jeżeli chodniki znajdują się między belkami głównymi, to potrzeba mniej materiału na poprzecznicę, co stanowi wielką oszczędność. Z tego wynika, że tylko przy małych szerokościach mostów, dajemy chodniki wewnątrz, przy szerszych zaś mostach urządzamy je zewnątrz.

Jeżeli pomost znajduje się u góry, to, aby uzyskać poprzecznicę jak najłżejsze, może pomost wystawać po za belki (t. 115. r. 4.).

Jeżeli chodniki urządzamy osobno, to belki chodnikowe dajemy często w większym odstepie, gdyż obciążenie ich jest mniejsze. (t. 117. r. 1.). Często ze względu na chodniki dajemy dwa dźwigary skrajne wyższe a ostatni kratowy (t. 133. r. 1.).

Szerokość chodników zależy od wielkości ruchu. Dla jednego człowieka trzeba 0·5 m, dla dwóch ludzi 1·10 m. Kładki robią się najmniej 1·5 m szerokie.

Rozp. austr. minist. z r. 1904. §. 4. ust. 2. Użyteczna szerokość kładek i przynależnych schodów musi wynosić conajmniej 1·5 m, jeżeli używać ich ma jedynie służba kolejowa; jeżeli zaś mają one służyć także jadącej publiczności lub do publicznego użytku, natenczas szerokość ta wynosić ma co najmniej 2·0 m.

§. 90. Przekrój poprzeczny mostów drogowych.

Przekrój wolnego przejazdu dla dróg nie jest unormowanym. Podajemy tu następujące wskazówki.

Wysokość zwykłego wozu wynosi:	1·60 do 2·30 m
„ naładowanego sianem	2·30 do 4·30 m
„ wozu z meblami	3·10 do 3·50 m
„ „ kolei konnej	2·70 do 4·50 m
„ „ pocztowego z kuframi	3·60 m
Szerokość zwykłego wozu wynosi:	1·80 do 2·10 m
„ naładowanego sianem	3·00 do 3·50 m
„ kolei konnej	2·00 do 2·70 m
„ pocztowego wozu	1·90 m

Jeżeli przyjmiemy, że między wozami należy zostawić wolną przestrzeń 0·4 m, a 0·3 m po bokach, to dla dwóch wozów potrzeba 5 do 7 m szerokości. Największa zaś wysokość wozu wynosi 4·5 do 5 m. Tyle więc powinien wynosić wolny przejazd dla mostów drogowych.

Dla dróg państwowych przepisana jest wysokość 4·5 m, dla innych dróg możnaby przyjąć mniej, ale w żadnym razie nie mniej, niż 4 m. Dla kładek wystarczy przyjąć wysokość 3 m.

Rozp. austr. ministr. kolej. z 28. sierpnia 1904. §. 4. ust. 3. opiewa:

3. Krawędź dolna tężników poprzecznych górnych musi przy kładkach leżeć w każdym miejscu co najmniej 2·5 m nad pomostem. §. 6 ust. 2 (Mosty drogowe). Krawędź dolną dźwigarów mostowych należy urządzić najmniej 0·5 m po nad znaną wielką wodą.

Przy przejazdach górą jakiegobądź rodzaju musi pozostać wolny odstęp na wszystkich punktach najmniej 0·3 m między dolną krawędzią dźwigarów a przekrojem wolnego przejazdu.

Rozporządzenie austr. minist. spraw. wewnątrz. z r. 1892, odnoszące się tylko do mostów na drogach państwowych §. 3. Wymiary przestrzenne mostów. Następujące główne wymiary przepisane dla

gości, dotyczące układu przestrzennego mostów, należy uważać jako wymiary najmniejsze, poniżej których nie można w żadnym wypadku schodzić, chyba że ze względu na istniejące okoliczności wyjątkowo polecono co innego.

Szerokość drogi jezdnej i chodników. Przy wyznaczeniu użytecznej szerokości pomostu ma wpływ stanowiący podział jego przez dźwigary główne. Dla mostów drogowych 1-wszej klasy z chodnikami zewnętrznymi (t. 131. r. 1.) oznacza się najmniejsza szerokość drogi jezdnej na 5·8 m, chodników na $2 \times 1·5$ m, gdy dla mostów takich z chodnikami wewnętrznymi (t. 131. r. 2.) a także dla mostów z belkami głównymi, leżącymi pod drogą jezdnią, i z chodnikami, podpartymi wspornikami, wynosić musi całkowita szerokość przynajmniej 7·0 m, z czego odpada 4·6 m na drogą jezdnią a $2 \times 1·2$ na chodniki (t. 131. r. 3.).

Dla mostów drogowych drugiej klasy należy przyjąć w pierwszym wypadku (t. 131. r. 4.) szerokość drogi jezdnej 5·8 m, chodników $2 \times 1·2$ m, gdy w drugim wypadku (t. 131. r. 5.) cała szerokość wynosić powinna 6·4 m, z czego przypada na drogę jezdnią 4·4 m, na chodniki $2 \times 1·0$ m.

Dla mostów drogowych 3-ciej klasy, u których pomost stanowi powierzchnię nieprzerwaną, ograniczoną po obu bokach dźwigarami lub poręczami, należy przyjąć jako najmniejszą szerokość 5 m (t. 131. r. 6.).

Wysokość w świetle ponad pomostem. Jeżeli dźwigary główne są stężone górną, to dolna krawędź tężników górnych musi się znajdować przynajmniej 4·5 m nad pomostem.

Położenie dolnej krawędzi zeskładu mostowego. Dolną krawędź zeskładu żelaznego mostu drogowego należy umieścić bez względu na inne warunki, odstęp ten normujące, tylko ze względu na utrzymanie co najmniej 50 m nad najwyższym stanem wody pod mostem.

§. 91. Mosty równocześnie kolejowe i drogowe.

Jeżeli zbudujemy most, który służy równocześnie dla kolei i dla drogi, to możemy przezto osiągnąć pewne korzyści ekonomiczne. Wielkość oszczędności zależy od względnej wysokości kolei i drogi, gdyż urządzenie w ogóle może być dwojakie:

1. obie drogi leżą w równej wysokości obok siebie,
2. obie drogi leżą w różnych wysokościach, jedna nad drugą, a zatem na każdym pasie, dolnym i górnym, spoczywa oddzielny pomost.

Jeżeli obie drogi znajdują się w jednej wysokości, to możemy użyć tu jeszcze dwu ustrojów.

a) Dla kolei i drogi budujemy zupełnie odrębne dwa mosty, jednakże spoczywają one na wspólnych filarach i przyczółkach. Oszczędność polega tu tylko na zmniejszeniu kosztów filarów i fundowania.

b) Oba mosty leżą obok siebie, mają jednak jedną belkę wspólną n. p. most na Renie w Konstancyi (t. 98. r. 1.). Urządzenie to ma jednak tę niedogodność, że podczas przejazdu pociągów początkowo płoszą się konie, chociaż później do tego się przyzwyczajają. Ustrój ten jest często używanym przy kolejach trzeciorzędnych, prowadzonych gościńcem. Rzadkim dosyć jest wypadek, że obok mostu kolejowego znajduje się most dla pieszych. Widzimy to urządzenie przy moście na Ulea Elf (t. 116. r. 2.) w Finlandyi.

Jeżeli kolej i droga znajdują się w różnych wysokościach, umieszczamy zazwyczaj jedną drogę na pasie dolnym, drugą na pasie górnym. Rozumie się, że w tym wypadku możliwą jest tylko belka równoległa.

Kolej może być umieszczona na pasie górnym, jak przy moście na Łabie pod Uściem (t. 116. r. 2.), albo na pasie dolnym n. p. przy moście na Dnieprze w Jekaterynosławiu (t. 116. r. 4.).

Przy moście na Missisipi w New Rock Island (t. 80 r. 1.) widzimy pomost dla kolei umieszczony nie na pasie górnym, lecz w pośrodku. Ma to tę dogodność, że wtedy pas górny może być zakrzywionym, w słupach jednak powstają pewne natężenia dodatkowe.

Ciekawe urządzenie widzimy na rys. 2a t. 80 przy moście na Kistnie w Indyach. Na pasie dolnym znajduje się tu kolej, na obu górnych pasach kładki.

Oszczędność, jaką uzyskujemy w pierwszym przypadku, gdy obie drogi znajdują się w tej samej wysokości wynosi 10 do 23%, w drugim zaś, gdy kolej i droga znajdują się w różnych wysokościach, może być większa i dochodzi do 20 nawet do 24%, rozumie się, przy większych rozpiętościach, gdy koszta filarów są znaczne. Tu bowiem zaoszczędzamy nie tylko na belkach głównych, ale i na filarach i na ich fundowaniu.

XII. P o m o s t.

§. 92. Odbojnice.

Pomost mostów żelaznych znamy już z „Mostów blaszanych¹⁾”. Tu poznamy więc tylko jeszcze niektóre zeszkłady,

¹⁾ wyd. z r. 1904.

używane przy większych mostach. Jednym z nich są odbojnice (n. *Sicherheitsschwelle*, *Leitschwelle* fr. *contre-rail* cz. *pridřy prah*), służące do zabezpieczenia pociągu przeciw wykolejeniu na moście. W Austrii jestto przepisaniem rozporządzeniem minister. kolei z dnia 28. sierpnia 1904, które brzmi:

„§. 5. ust. 1. Przy mostach, o całkowitej długości większej, niż 20 m, mierzonej między murami żwirowymi otworów skrajnych, należy urządzić wewnątrz toru odbojnice drewniane lub żelazne (n. *Sicherheitsschienen*).

Ich krawędzie górne mają leżeć co najmniej w równej wysokości ze szynami, nie powinny jednak wystawać nad szynami toru więcej, niż 3 cm. Odstęp w świetle między głową szyny a odbojnicą drewnianą lub żelazną ma wynosić 16 cm. W pozostałej przerwie należy dać dylinę drewnianą lub pokryć ją żelazem. Odbojnice drewniane lub żelazne muszą być przytwierdzone na każdym podkładzie i wystawać poza mury żwirowe otworów skrajnych. Przy mostach kolei jednotorowych należy je z obu stron, przy mostach kolei dwutorowych po stronie wjazdu na most przedłużyć o 10 m po za most i połączyć je pod kątem ostrym.

Odbojnice, są to zwykle belki drewniane szerokie 25 cm, które umieszczamy w odstępnie 16 cm od szyn równolegle do nich (t. 88. r. 2. i t. 87. r. 1. 2.). Należy je przedłużyć jeszcze poza most około 10 do 20 m (w Ameryce 30 do 40 m), a to z tego względu, że wykolejenie może nastąpić tuż przed mostem, co się nawet stosunkowo dosyć często zdarza. Przyczyną tego jest ta okoliczność, że przed mostem zawsze jest dość wysoki nasyp, który się osiada (zwłaszcza z początku) silniej, niż mur przyczółka. Powstaje więc zagłębienie, zatem obniżenie toru, tuż przed mostem, mogące spowodować wykolejenie.

Zamiast belek drewnianych, mogą być użyte kątówki (t. 112. r. 2. t. 84. r. 4.) albo też szyny żelazne (t. 79. r. 1. t. 85. r. 1.). Przy mostach angielskich urządzają odbojnice inaczej n. p. przy moście Britannia (t. 121. r. 3.) dwie kątówki ograniczają koryto. Przy moście Ribble (t. 121. r. 4.) dano odbojnice z podwójnych belek drewnianych, które przeciw wywrotowi zabezpieczono blachą trójkątną.

Przy moście na zatoce Forth (t. 121. r. 5.) są podłużnice dwojakami, stanowią więc same przez się odbojnice. W wysokości jednej trzeciej wypełniono je betonem, a na to włożono podkłady podłużne drewniane. Podobny ustrój widzimy przy moście na Kistnie w Indyach (t. 80. r. 2f.)

Odbojnice niedozwalają kołu wykolejonemu, oddalić się od toru, dobrze jest jednak postarać się też o to, aby koło to nie załamało mostu i nie uszkodziło poprzecznic, a to przez zastosowanie grubej dyliny lub też, jak w mostach angielskich, przez podparcie go podkładami podłużnymi.

Jeżeli odbojnic wcale nie ma, to wtedy można dyle urządzić tak silne, ażeby ich koło nie złamało; trzeba je więc tak obliczyć, ażeby uniosły ciężar koła.

Jeżeli b jest szerokością, h wysokością dyla, a natężenie dopuszczalne na złamanie drzewa przyjmujemy ze względu na wstrząśnienia 100 kg/m^2 , P oznacza ciśnienie koła, l rozpiętość dyla, to ażeby nie nastąpiło złamanie, musi być:

$$100 \frac{1}{12} \frac{bh^3}{h} = \frac{1}{4} Pl \text{ stąd } bh^2 = \frac{3}{200} Pl,$$

a jeżeli wyrazimy P w tonnach a l w centymetrach, będzie:

$$bh^2 = 15 Pl \dots\dots\dots 83)$$

Jeżeli przyjmiemy $P=8t$, to $bh^2=120l$, a dla $b=25 \text{ cm}$, $h=\sqrt{48l}$,
 zatem dla $l=$ 50 60 70 80 90 cm
 $h=$ 15.8 17.0 18.3 19.6 20.8 cm

Jako l możemy tu wstawić rozpiętość w świetle, lub co najwyżej powiększoną o 5 cm .

Jeżeli więc odstęp podkładów wynosi a_1 , zaś ich szerokość b ,
 to $l=a_1-b+5 \text{ cm} \dots\dots\dots 84)$

W Niemczech dają często taką dylinę, a grubość jej dochodzi nawet 15 cm . Także przy moście na Cére dano dylinę 15 m grubą, spoczywającą na kształtówkach, ułożonych co 66 cm . We Francji inżynier Nördling położył szyny na gęsto leżących żelaznych podkładach Vauterina (t. 128. r. 2.).

Zabezpieczenie jednak pomostu od złamania nie jest jeszcze dostatecznem, gdyż trzeba się również zabezpieczyć przeciw zbyt niemu oddaleniu się pociągu od szyn wrazie wykolejenia, które może spowodować zniszczenie belki głównej. W takim razie, jeśli nie daje się odbojnic, najlepiej podnieść nieco chodniki, które wtedy zastąpią odbojnice.

Żwirówka na pomoście żelaznym zabezpiecza także dobrze przeciw wykolejeniu.

§. 93. Zabezpieczenie przeciw wykolejeniu się pociągu przed mostem.

Wspomnieliśmy już, że wskutek osiadania się nasypu, zachodzi niebezpieczeństwo wykolejenia przed mostem. Inżynier kolei niderlandzkich Post zastosował przyrząd, który wprowadza napowrót wykolejony pociąg na szyny (t. 136. r. 1.). Na siedmiu podkładach drewnianych lub żelaznych układa się wewnątrz i zewnątrz toru blachy, na których znajdują się odbojnice, wewnątrz złączone w dziób, a zewnątrz rozchodzące się wachlarzowato. Oprócz tego wykolejone koła podnoszą się na wznoszących się płaszczyznach aż do wysokości główki szyny i zostają wprowadzone znowu na szyny.

Nowe rozporządzenie austriackie (1904) nakazuje połączenie odbojnic pod kątem ostrym w odstępnie 10 m od końca mostu.

§. 94. Ubezpieczenie przeciw pożarowi.

Aby ubezpieczyć most przeciw niebezpieczeństwu pożaru, często pokrywają dylinę cienką warstwą żwiru, mianowicie między szynami, gdyż tu jest największe niebezpieczeństwo zapalenia się dyliny od węgli, wypadających z popielnika.

Na kolejach bawarskich używają w tym celu grubej warstwy żwiru, a dla odgraniczenia go dają kątowniki (t. 121. r. 7.).

Zamiast dyliny używają czasem w tym celu zoresówek lub blachy falistej n. p. przy wiadukcie na Wełtawie pod Červeną (t. 104. r. 1.) lub przy moście na Mozeli pod Bullay (t. 85. r. 2a).

Jeżeli, jak przy wiadukcie pod Červeną, blachę falistą dano na całą szerokość pomostu, to ze względu na służbę kolejową trzeba na niej umieścić deskę drewnianą jako chodnik.

Użycie warstwy żwiru obciąża jednak niepotrzebnie most i utrudnia rewizję dyliny. Przy dostatecznym nadzorze jest to niepotrzebnem, a jeżeli się chcemy koniecznie zabezpieczyć przeciw pożarowi, lepiej użyć innych środków.

W nowszych czasach zaczęto gdzieś używać żelaznego pokrycia pomostu. Pomost taki składa się mianowicie z płyt z żelaza lanego lub blachy żebrowanej (n. *Riffelblech* cz. *vroub kovany plech*) z zlewnego żelaza 5 do 12 mm grubości (t. 113. r. 3. i 3a). Żebra z jednej lub z obu stron blachy są

2 do 3 mm wysokie, 6 mm szerokie. Blach takich użyto na moście na Wiśle pod Tczewem (t. 148. r. 1.).

Korzyści, jakie przedstawia użycie blachy żebrowanej, są następujące:

1. większa trwałość, 2. mniejsze koszta utrzymania, 3. ogniotrwałość, 4. mniejsze obciążenie mostu, 5. nawet mniejsze koszta, jeżeli drzewo jest drogie.

Blachy te przytwierdza się do podkładów drewnianych lub żelaznych śrubami lub nitami. Sięgają one od podkładu do podkładu.

Używają także blachy żłobkowanej, którą pokrywa się wstawkami drewnianymi, aby ją wzmocnić i ułatwić przejście przez most, jakto widzimy n. p. przy moście na Chenab w Indjach (t. 121. r. 6.).

Nareszcie do pokrycia można użyć także blachy gładkiej 6 do 8 mm grubej, jak przy moście przez Souleuvre we Francji (t. 113. r. 3.).

§. 95. Pomost chodników mostów drogowych.

Przy mostach mało uczęszczanych (III. klasy) nierozdzielamy wcale chodników od drogi (t. 88. r. 1.)

Przy mostach więcej uczęszczanych oddzielamy chodniki od drogi i podwyższamy je o 10 do 20 cm (t. 85. r. 2b.), aby koła wozów nie mogły się na nie dostać. Szerokość chodników zależy od potrzeby miejscowej. Dla jednego przechodnia potrzeba szerokości 50 cm, dla dwu idących obok siebie 100 do 110 cm, dla trzech osób idących obok siebie 160, lepiej 170 cm.

Pokrycie pomostu chodników może być drewniane lub kamienne, pomost drewniany, kamienny lub żelazny. Mówiliśmy już o nich przy mostach blaszanych¹⁾. Tu dodamy tylko jeszcze niektóre szczegóły.

Pomost chodników stanowi najczęściej dylina a nawet, gdy droga jezdna jest żwirowana. Dylina może być poprzeczną, jak przy moście na Dunaju pod Passawą (t. 98. r. 3.), która spoczywa na podłużnicach drewnianych lub żelaznych (t. 77. r. 2) lub też podłużna, spoczywająca na podkładach poprzecznych, jak przy moście na Lechu pod Schongau (t. 125. r. 1.).

¹⁾ porównaj Mosty Blaszane rozdział V. str. 81.

Odwadniamy chodniki, zostawiając między dylami małe szczeliny 0·5 do 1 *cm* albo dając im małe pochylenie 15 do 30‰ i to albo ku drodze (t. 117. r. 3.) albo na zewnątrz.

Dla obliczenia dyliny przyjmujemy obciążenie jednego dyłu wraz z ciężarem własnym 175 *kg/m*¹). Jeżeli więc szerokość dyłu jest *b*, grubość *d*, rozpiętość *l*, to

$$bd^2 = \frac{6 \cdot \frac{1}{8} \cdot 175 l^2}{\tau} = \frac{1 \cdot 3125 l^2}{60} = 0 \cdot 021875 l^2$$

więc $d = \frac{0 \cdot 1479 l}{\sqrt{b}}$, a dla $b = 25 \text{ cm}$

$$d = 0 \cdot 296 l \dots \dots \dots 85)$$

zatem dla	$l =$	100	200	300 <i>cm</i>
	$d =$	3	6	9 <i>cm</i>

Dodawanie na zużycie 1 *cm* grubości nie jest tu koniecznym w obec małego natężenia przyjątego.

Płyty kamienne dajemy dla chodników więcej zbytkowych, są one też znacznie trwalsze, jeżeli kamień jest twardym. Należy uważać, ażeby płyty nie były zanadto gładkie. Płyty kamienne są rzadko używane z powodu wielkiego ciężaru, dla chodników używać można albo wielkich płyt, podpartych z dwu lub czterech stron, jakto widzimy przy moście na Altmühl pod Eichstädt (t. 117. r. 4.) lub na Innie pod Simbach (t. 96. r. 1), lub też mamy małe płyty kamienne, cementowe głównie, do rozporządzenia, które muszą spoczywać na podłożu ze żwiru lub betonu, ułożonem na pomoście żelaznym lub drewnianym n. p. przy moście nad dolną Sprewią w Berlinie (t. 122. r. 4.).

Płyty kamienne układamy na podłużnicach żelaznych i łączymy je śrubami, zapuszczając je w podłużnice 1 do 2 *cm*. Jeżeli stanowią one odgraniczenie drogi, to w celu ochrony przed uderzeniami kół dajemy często na krawędzi kątownkę (t. 120. r. 3.).

Jeżeli przyjmiemy obciążenie tłumem ludzi $g = 500 \text{ kg/m}^2$ i gdy płyty podparte są z dwu stron, gdy *d* oznacza grubość płyty, *l* rozpiętość w *cm*, *g* ciężar własny w kg/m^2 , to

$$\frac{1}{8} \frac{p+g}{100^2} h^2 = \frac{1}{6} d^2 \tau \text{ więc}$$

¹⁾ por. Podr. Teoryi Mostów I. 2. wyd. str. 12.

$$d = 0.00866 l \sqrt{\frac{p+g}{\tau}} \dots \dots \dots 86)$$

Dla $p=500 \text{ kg/m}^2$, $g=250 \text{ kg/m}^2$ otrzymamy

$$d = 0.237 \sqrt{\frac{l}{\tau}} \dots \dots \dots 87)$$

Jeżeli więc przyjmiemy dla twardego piaskowca 8 kg/cm^2 , to $d=0.084 l$, więc

dla $l=$	80,	100,	150 <i>cm</i>
	$l=$ 67	8.4	12.6 <i>cm</i> .

Płyty podparte z 4 stron należy obliczać wedle wzorów, podanych w Mostach Blaszanych str. 92 i nast.

Chodniki z lanego asfaltu są często używane, jeżeli pomost jest żelazny. W takim razie dajemy warstwę betonu 3.5 do 5 *cm* grubą, na nią 2 do 3 *cm* grubą warstwę asfaltu.

Jeżeli zaś dajemy asfalt na dylinę, to się go nie kładzie wprost, lecz za pośrednictwem warstwy odosobniającej, albowiem, jeżeli położymy go wprost, to skoro drzewo się spaczy, asfalt popęka. Z tego powodu należy też używać wąskich dylów, Warstwa odosobniająca może być albo z tektury dziegciowej, z płótna lub pilśni asfaltowej.

Przy moście na Wezerze w Bremie (t. 122. r. 1.) położono na dylinę płótno, a na niem asfalt. Przy moście na Łabie w Hamburgu (t. 87. r. 5) użyto mieszaniny, składającej się z 65% asfaltu, 10% gudronu, 25% piasku morskiego w dwu warstwach po 1.5 *cm* grubych.

§. 96. Odgraniczenie drogi od chodnika i odwodnienie.

Zwykle obok chodnika zbiera się woda, którą należy odprowadzić rynwą. Daje się więc spad poprzeczny na moście i rynwę, która może być utworzona z zoresówki. Przy moście drogowym we Lwowie na ulicy, prowadzącej z Gródeckiej do Białohorszczy (t. 122. r. 5a), skrajna podłużnica jest blaszana, a pomost stanowią zoresówki. Rynna zrobiona jest z zoresówki odwrotnie położonej. Co 20 *m* są rury spadowe, a w tem miejscu zoresówki pomostu są przerwane i podparte wymianami z kątówek.

Czasami niema rynny z żelaza, tylko z bruku n. p. przy moście na drodze królewiecko-tylżyckiej (t. 122. r. 2.) i moście drogowym na Dunaju we Wiedniu (t. 122. r. 3.).

Rynnne dajemy spad podłużny albo między dwiema rurami spadowemi albo przy krótkich mostach na całej długości, a to w ten sposób, że zmieniamy spad poprzeczny (t. 120. r. 4.).

Możemy też wodę odprowadzać szczeliną, którą zostawiamy między drogą i chodnikiem, albo którą umieszczamy pod chodnikiem, jak przy moście przy starym młynie w Eichstädt (t. 98. r. 4.).

Przy moście na Odrze w Koźlu (t. 124. r. 6.) urządzono między drogą a chodnikiem szczelinę poziomą, którą woda może bezpośrednio odpływać. Zamiast szczeliny ciągłej widzimy przy moście na Północnej Łabie w Hamburgu (t. 87. r. 5.) rury odprowadzające mało nachylone pod chodnikiem w odstępach co 11'55 m.

Nareszcie przy moście nad ulicą Düsseltalską w Wehrhau (t. 148. r. 2.) widzimy osobne ciosy rynnowe dla odprowadzenia wody.

Przy szerokich mostach zachodzi nieraz potrzeba osobnego urządzenia, zwanego dokładką (fr. *garde-greve mobile*), aby umożliwić rozszerzenie się poprzeczne mostu wskutek wzrostu ciepłoty. Przy moście Mirabeau na Sekwanie w Paryżu¹⁾ (t. 138. r. 2.) zakończono bruk drewniany warstwą cienką piasku, która może się zwięzać lub rozszerzać zapomocą sprężyny, do której piasek przylega.

XIII. P o k ł a d.

§. 97. Uwagi ogólne.

Pokład (n. *Bahngerippe*) oznacza układ podłużnic i poprzecznic, o nim też teraz mówić będziemy. Odstęp poprzecznic mostów kratowych wynosi zwykle 2 do 4 m. czasem dochodzi jednak do 8 m. Odstęp podłużnic mostów kratowych wynosi zaś zwykle przy mostach kolejowych od 1'8 do 2 m, przy drogowych od 0'8 do 2 m. O najkorzystniejszym odstępie poprzecznic i podłużnic pomówimy później, wyznaczwszy ich ciężar.

¹⁾ por. Génie civil XXIX. t. 2.

§. 98. Ustrój podłużnic.

Mówiliśmy już o ustroju podłużnic przy mostach blaszanych¹⁾. Wiemy, że jako podłużnic używa się ijówek, belek blaszanych lub kratowych.

Podłużnice blaszane używane są zwykle bez nakładek, gdyż nity przeszkadzają dobremu ułożeniu pomostu. Podłużnice skrajne małych mostów kolei Obwodowej w Paryżu mają ściankę 5 mm grubą.

Podłużnice kratowe bardzo rzadko są stosowane, gdyż się zwykle nie opłacają, ciężar ich bowiem jest większy, robota droższa i wstrząśnienia szkodliwsze.

Można użyć także dwojaków jako podłużnic, jak przy moście na zatoce Forth (t. 68. r. 7.).

Przy mostach włoskich dosyć często spotykamy takie dwojaki n. p. przy moście na Cervaro (t. 123. r. 1.). Podłużnice skrajne umieszczamy ze względu na chodnik nieraz wyżej i dajemy im inny przekrój (t. 122. r. 5, t. 88. r. 1., t. 79. r. 3.).

§. 99. Połączenie podłużnic z poprzecznkami.

O połączeniu podłużnic z poprzecznkami mówiliśmy już przy mostach blaszanych²⁾. Tam też podaliśmy, w jakim wypadku liczymy je jako belki ciągłe, a w jakim jako belki zwykłe. Tu dodamy jeszcze, że, jak wiadomo, połączenie z boku do poprzecznice zapomocą kątowników i nitów posiada tę wadę, że nity pracują na ciągnięcie, dlatego dobrze jest wtedy oprócz łączenia nitami podprześć podłużnice jeszcze wspornikami, jakto widzimy n. p. przy moście na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 123. r. 4., t. 87. r. 4.).

Jeżeli mamy podłużnice górą, to połączenie z poprzecznkami jest lepsze, a podłużnice działają wtedy jako belki ciągłe i wymagają dla mostów kolejowych stężenia poprzecznego jak n. p. przy moście kolei Rakownicko-protwińskiej (t. 123. r. 5.) gdzie uzyskano to stężenie zapomocą blachy kątownej (patrz także t. 88. r. 2.).

Można stężyć podłużnice skutecznie rozporami, jak to widzimy w podjezdzie w Osterfeld (t. 123. r. 2.) lub też kątowni-

¹⁾ por. Mosty Blaszane str. 32.

²⁾ " " " " "

kami i blachę połączyć z poprzecznicami, jak przy moście na Orawie pod Świątosławem (t. 90, r. 2., także t. 84. r. 2.).

Przy mostach drogowych po części zastępuje to stężenie pomost tak, że często nie daje się żadnego stężenia poprzecznego podłużnic (t. 93. r. 3.) albo co lepiej stęży ją tylko słabo (t. 136. r. 4.).

Jeżeli poprzecznice są kratowe, mogą podłużnice przechodzić przez poprzecznice n. p. przy moście na Dunaju pod Zwiefaltendorf w Wirtembergii (t. 123. r. 3.). Przy moście na Argen pod Langenargen (t. 109. r. 4.) wzmocnione są blachy węzłowe poprzecznic kątówkami, tworząc w ten sposób łożyska dla podłużnic.

Czasami robi się wycięcie w poprzecznicach blaszanych dla przepuszczenia podłużnic. W takim razie wycięcia te trzeba wzmocnić kątówkami n. p. przy moście na Renie w Koblenicy (t. 136. r. 2.).

§. 100. Obliczenie podłużnic.

Podłużnice obliczamy, albo jako belki w dwóch punktach podparte, albo jako belki ciągle. Sposób obliczenia podaliśmy już przy mostach blaszanych¹⁾.

Przypuścmy, żeśmy urządzili podłużnice jako belki zwykłe, to jednak dwie stykające się podłużnice są zawsze nitami połączone i poniekąd zachowują się, jak belka ciągła.

Zwykle połączenie podłużnic z poprzecznicami jest stałe, a więc przesunięcia względne nie są możliwe. Wobec tego jeżeli się belka główna wskutek ugięcia przedłuży lub skraci, muszą podłużnice zwłaszcza, jeżeli są ciągle, brać udział w przedłużaniu lub skracaniu pasów.

Dla pomostu górą rzecz ta przedstawia się schematycznie w następujący sposób:

Ponieważ pas górny jest ciśniony, więc się skraci, zaś długość podłużnic zostaje ta sama, skutkiem tego następuje odkształcenie poprzecznic, przedstawione na rys. 6. t. 123.

Odwrotnie ma się rzecz, jeżeli pomost jest u dołu (t. 123. r. 7.). Wskutek tego powstają w poprzecznicach i podłużnicach, a zwłaszcza w pierwszych, znaczne natężenia drugorzędne.

¹⁾ Mosty Blaszane, str. 34.

Jeżeli przy końcach mostu mamy blachy, w takim razie odkształcenie nie może nastąpić, a podłużnice stanowią wskutek tego niejako część pasu. Tak zrobiono n. p. przy moście na Łabie pod Rieszą (t. 124. r. 1.).

Z tego, cośmy wyżej mówili, wynika, że dla wielkich rozpiętości jest lepiej tak łączyć podłużnice z poprzecznicami, aby przesunięcie było możliwe.

Przy połączeniu stałym następuje przy obciążeniu jednego przedziału skrócenie poprzecznic, jak to widzimy na rys. 2. t. 125. Przy połączeniu luźnym może być dla poprzecznicy jeszcze gorzej, jeżeli połączenie jest mimośrodkowe (t. 124. r. 3.). Moment skrócenia jest tu jeszcze większy. Dlatego należy unikać połączeń tego rodzaju i starać się przy połączeniu ruchomem, aby ono było ile możności środkowe.

Także i sama nawierzchnia może mieć wpływ na natężenie w podłużnicach, jak to okazały doświadczenia z podłużnicami mostów kolei niderlandzkich, które opisał inżynier N. C. Kist w *Annales des ponts et chaussées* (1901, str. 184). W r. 1897 spostrzeżono w moście na Konningshafen w Rotterdamie pęknięcie podłużnicy. To spowodowało zarządzenie dokładnego zbadania podłużnic tego mostu i znaleziono w ogóle 58 pęknięć. Wskutek tego zaczęto badać podłużnice innych mostów, mierzyć natężenia przy przejeździe pociągu, a wynik tych badań przedstawia nam właśnie autor. Liczba pomiarów była bardzo wielka, wynosiła mianowicie 1500 do 2400 na każdym moście, a wynik ich bardzo zajmujący. Przy moście danego pociągu przez most w Dordrecht na Meuzie powinno było powstać natężenie największe w podłużnicy 550 kg/cm^2 , tymczasem według pomiarów otrzymano największe natężenie od 260 do 920 kg/cm^2 , co jest tem dziwniejsze, że tyczyło to podłużnic zupełnie jednakowych. Przy moście w Kuilenburgu największe natężenie wahało się od 40 do 1010 kg/cm^2 . Autor badał wpływ styków nad podłużnicami i rzeczywiście znalazł dla podłużnic, nad którymi są styki, większy procent wyższych natężeń. Stwierdzono także, że niekorzystny wpływ styków dawał się więcej czuć przy moście w Rotterdamie, gdzie styk był podparty, niż w innych mostach o styku międzyprogowym. Autor stwierdził dalej, że cztery kątowniki podłużnicy nie pracują równomiernie, że podkłady uginając się, działają na podłużnicę mimośrodkowo, skąd po-

wstaje znaczny moment i natężenia drugorzędne. Wpływ tego momentu jest dla tego wielki, że moment bezwładności podłużnic ze względu na oś pionową jest dla belek blaszanych bez nakładek bardzo mały. Autor radzi używać kształtówek I, dla których moment ten jest stosunkowo większy.

Jeżeli podłużnice są belkami ciągłymi, to przy obliczeniu ich należy wzgląd mieć na rozmaite okoliczności, a najpierw, że podpory nie leżą w jednej wysokości. Pochodzi to po pierwsze stąd, że poprzecznice się uginają, po drugie, że i belki główne się uginają.

Wpływ zmiany wysokości podpór przy belce ciągłej jest nam znany. Winkler udowadnia¹⁾, że przyrost momentu dodatniego belki ciągłej o nieskończonej ilości przęseł wskutek podniesienia się podpory o s wynosi:

$$\Delta M = 1.607 \frac{\varepsilon J s}{l^2} \dots \dots \dots 88)$$

Przyrost ten momentu dodatniego dochodzi z powodu ugięcia poprzecznic w przęsłach skrajnych od 5 do 12% w średnich 8 do 20%. Największy moment ujemny o tyle się zmniejsza, jeśli więc przekrój jest stały, to wpływ ten jest korzystny.

W przybliżeniu możemy przypuścić, że promień krzywizny ugięcia belek głównych i podłużnic będzie ten sam i że wynikię stąd natężenia w podłużnicach ν' i belkach głównych ν są proporcjonalne do ich wysokości więc $\nu' : \nu = h' : h$

zatem
$$\nu' = \nu \frac{h'}{h} \dots \dots \dots 89)$$

Jeżeli podłużnice są ciągłe, to pomagają one nieść belkom głównym. Nazwawszy M część momentu, przypadającą na belki główne M_1 na n podłużnic, to

$$M + M_1 = \frac{1}{8} \frac{p+g}{100} l^2 = \frac{2\nu}{h} J + \frac{2\nu'}{h'} n J' = \frac{2\nu}{h} (J + nJ')$$

więc
$$\nu = \frac{1}{16} \frac{hl^2}{J + nJ'} \frac{p+g}{100} \dots \dots \dots 90)$$

Jeżelibyśmy belki główne liczyli wedle całkowitego momentu i nazwali odnośne natężenie τ , to

¹⁾ p. Winkler. Querconstruction 2 wyd. str. 185.

$$\frac{1}{8} \frac{p+g}{100} l^2 = \frac{2\tau}{h} J, \text{ więc}$$

$$\nu = \frac{J}{J+nJ_1} \tau \dots\dots\dots 91)$$

Ponieważ J_1 jest w stosunku do J bardzo małe, więc w praktyce $\nu = \tau$, chybaży belki główne były niskie, wtedy ν byłoby mniejsze.

Z rów. 89) widzimy więc, że wzrost natężenia ν' może być znaczny dla małych rozpiętości, gdy $\frac{h'}{h}$ jest wielkie.

Natężenie dopuszczalne należy dla podłużnic obniżyć ze względu na wielkie wstrząśnienia. I tak dla kolei głównych należałoby przyjąć 650 kg/cm^2 , drugorzędnych 700 kg/cm^2 , wąskotorowych i dróg 750 kg/cm^2 .

W Szwajcaryi nakazuje ustawa obniżyć natęż. dopuszczalne dla podłużnic o 15% .

W Austrii natężenie dopuszczalne dla mostów kolei głównych nakazuje rozporządzenie przyjmować jak dla belek głównych o rozpiętości podłużnicy l .

Wskazanemby jednak było przyjmować natężenie mniejsze, jak to powyżej podaliśmy.

Rozporządzenie min. austr. z r. 1904. §. 8. A.

Mosty kolejowe.

natężenia przy ciągnienu lub ciśnieniu	żelazo	żelazo
	spawalne	zlewne
przy rozpiętości od 0 do 10 m	700+2l	750+5l

Przy poprzecznicach i podłużnicach przyjąć należy za l rozpiętość tych dźwigarów.

Mosty drogowe.

natężenie przy ciągnienu lub ciśnieniu	żelazo	żelazo
	spawalne	zlewne
	750+2l	800+3l

Przy poprzecznicach i podłużnicach należy przyjąć za l rozpiętość tych dźwigarów.

§. 101. Ruchome podparcie podłużnic.

Aby uniknąć natężeń drugorzędnych wskutek stałego przytwierdzenia podłużnic, starają się konstruktorowie w nowszych czasach urządzać podparcia ruchome, aby umożliwić małe przesunięcie i mały obrót podłużnicy.

Gerber był pierwszym, który połączył podłużnice z poprzecznicami za pomocą jednej śruby przy moście na Menie pod Wertheim (t. 136. r. 3.).

Średnica sworznia wynosi tu 40 mm. Końce blachy stojącej podłużnicy są wzmocnione dwiema przykładkami, ażeby zwiększyć jej grubość, a przeto zmniejszyć ciśnienie na ściankę dziury.

Połączenie to jest zupełnie dokładnie przegibnem, ma jednak tę wadę, że jest mimośrodkiem.

Jeżeli podłużnice kładziemy na poprzecznice, w takim razie możemy urządzić połączenie ruchome w ten sposób, że damy łożysko przegibne.

Łożysko to jest z blachy stalowej, u góry zaokrąglone, przytwierdzone śrubami do poprzecznic (t. 146. r. 5.). Przy moście kolei Albulauńskiej w Thusis¹⁾ (t. 146 r. 3.) blacha ta jest płaska, 60 mm gruba.

Możliwym jest jeszcze inny ustrój. Przykładkami obostronemi zwiększamy grubość ściany podłużnicy (t. 136. r. 3.), którą u dołu wycinamy i opieramy na blasze, umieszczonej między dwiema pionowemi kątownkami, przytwierdzonemi do poprzecznic. Mała gra między wyciętą częścią dolną podłużnicy a blachą podporową dozwala na mały obrót podłużnicy. Dolne jej kątownki są krótsze, górne przechodzą aż do poprzecznic. Jeżeli poprzecznicą jest kształtówką I, wycina się ją w podobny sposób.

Przy moście na Saarze w Saarbргу (t. 135. r. 4.) podparto podłużnice blachą, przynitowaną do poprzecznic. Połączenie to jest wcale dobre, chociaż nieco mimośrodowe. Do ścianki poprzecznic są przytwierdzone blachy *c*, zaś do podłużnicy kątownki *a*, które jednym żebrem opierają się na blachach *c*. Ażeby żebra kątownek *a* nie zesunęły się z blach *c* przy wycięciu podłużnicy, dano kątownki *b*, które je przytrzymują.

Są to wszystkie jednak ustroje używane tylko wyjątkowo w najnowszych czasach, ponieważ są zbyt sztuczne.

§. 102. Ciężar podłużnic mostów kolejowych.

Przy obliczeniu podłużnic potrzeba uwzględnić także ciężar własny podłużnic. Będziemy się starali więc ustawić odnośne wzory i to najprzód dla mostów kolejowych.

¹⁾ p. Schweiz. Bauzeit. 1902 str. 159.

1. Kształtówki I. Według rozporządzenia austr. z r. 1904 wypadają na jedną podłużnicę następujące momenty z powodu ciężaru ruhomego.

Tablica I.

$l =$	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
kolej główna	2.5	3.75	5.0	6.35	8.475	11.55	14.8
„ drugorzędna	2.0	3.0	4.0	5.655	7.43	9.975	12.6
„ o szer. tor. 0.76 m	1.125	1.687	2.533	3.937	5.625	7.312	9.0

$l =$	4.5	5	5.5	6	7	8
kolej główna	18.05	21.3	25.08	29.28	37.68	46.4 tm.
„ drugorzędna	15.225	17.85	20.475	23.1	28.35	33.88 „
„ o szer. toru 0.76 m	10.687	12.725	16.19	18.0	23.625	29.25 „

Niechaj będzie g ciężar jednej podłużnicy w kg na metr bieżący, a odstęp poprzecznic w m , τ natężenie dopuszczalne.

Przyjmijmy w przybliżeniu M_g moment z powodu ciężaru stałego

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla kolei I rzęd.} \\ \text{i kolei II „} \end{array} \right\} M_g = 0.03a^2 tm$$

$$\text{dla kolei o szerokości toru 0.76, } M_g = 0.024a^2, tm$$

tu otrzymamy momenty dla obciążenia zupełnego wedle tabl. II.

Tablica II.

$l =$	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
kolej główna	2.53	3.818	5.12	6.537	8.745	11.917	15.28
„ drugorzędna	2.03	3.067	4.12	5.842	7.70	10.342	13.08
„ oszer. tor. 0.76 m	1.149	1.741	2.629	4.087	5.881	7.615	9.384

$l =$	4.5	5	5.5	6	7	8
kolej główna	18.657	22.05	25.987	30.38	39.15	48.32 tm
„ drugorzędna	15.832	18.6	21.385	24.18	29.82	35.8 „
„ oszer. tor. 0.76 m	11.173	13.325	15.916	18.864	24.559	30.786 „

Jeżeli $\frac{J}{e}$ jest moment oporu kształtówki, to $\frac{J}{e} = \frac{M}{\tau}$. A że

najw. $\frac{J}{e} = 2277$, zaś wedle rozporządzenia przyjmujemy dla l od

1 do 8 dla żelaza spawalnego $700 + 2l$, a dla żelaza zlewne go $750 + 5l$, zatem dla kolei głównych użyć możemy kształtówek I

dla żelaza spawalnego tylko do najw. $M = \frac{2277 \cdot 708}{100000} = 16.12 tm$,

zatem do $a = 4.1 \text{ m}$. Dla żelaza zlewnego otrzymamy najw.
 $M = \frac{2277.775}{100000} = 17.65 \text{ tm}$, zatem do $a = 4.4 \text{ m}$.

Dla kolei drugorzędnych i wąskotorowych otrzymamy najw.
 M takie samo, więc dla kolei drugorzędnych i żelaza spawalnego $A = 4.5 \text{ m}$, dla zlewnego $A = 4.85 \text{ m}$. Dla kolei wąskotorowych otrzymamy podobnie dla żelaza spawalnego $A = 5.5 \text{ m}$, dla zlewnego $A = 5.8 \text{ m}$.

Jeżeli porównamy ciężary i momenty oporu kształtówek I wedle norm austriackich, to możemy napisać

dla mniejszych numerów do 24-go ($\frac{M}{\tau} = 490 \text{ cm}^3$)

$$\left. \begin{aligned} g &= 6 + 9000 \frac{M}{\tau} \\ g &= 27 + 4550 \frac{M}{\tau} \end{aligned} \right\} \text{ dla większych numerów} \dots \dots \dots 92)$$

jeżeli wyrazimy M w tm , τ w kg/cm^2 a g w kg/m .

Ponieważ w praktyce musimy brać numer o najbliższym większym momencie oporu a zatem i ciężarze, więc musimy z tego powodu dodać jeszcze 5% i dla większych numerów, o które tu zazwyczaj chodzi możemy napisać w przybliżeniu

$$g = 28 + 4800 \frac{M}{\tau} \text{ kg/m} \dots \dots \dots 93)$$

Wstawiając za M wartości z tablicy II. a za τ z rozporządzenia austriackiego otrzymamy następną tablicę dla ciężarów.

Tablica III. Ciężar g na kg/m dla żelaza spawalnego.

	$l = 1$	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5
kolej główna	45	54	62	73	86	109	132	—	—	—
„ drugorz.	42	49	56	68	80	98	107	135	—	—
„ wąskotr.	36	40	46	56	68	80	92	104	118	135

W przybliżeniu więc możemy napisać dla żelaza spawalnego dla mniejszych rozpiętości

$$\left. \begin{aligned} \text{dla kolei głównych do } a = 3 \text{ m} & \quad g = 20 + 21 a \text{ kg/m} \\ \text{„ „ drugorzęd. „ } a = 3 \text{ m} & \quad g = 19 + 20 a \text{ „} \\ \text{„ „ wąskotr. „ } a = 2.5 \text{ m} & \quad g = 20 + 14 a \text{ „} \end{aligned} \right\} \dots \dots 94)$$

a dla większych rozpiętości

dla kolei głównych dla $l > 3 m$	$g = 46$	$a = 52$	kg/m	}	. . . 95)
" " drugorzęd. " $l > 3 m$	$g = 37$	$a = 31$	"		
" " wąskotor. " $l > 2.5 m$	$g = 26$	$a = 10$	"		

Podobnie otrzymamy dla żelaza zlewnego.

Tablica IV. Ciężar g podłużnicy w kg/m .

	$l =$	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5
kolej główna		37	52	60	69	83	103	123	—	—	—
" drugorz.		31	47	54	65	76	91	110	126	—	—
" wąskotor.		21	39	45	54	65	76	87	97	111	126

W przybliżeniu możemy napisać dla mniejszych rozpiętości.

dla kolei głównych do $a = 2.8 m$	$g = 20 + 20a$	kg/m	}	. . . 96)
" " drugorzęd. " $a = 3 m$	$g = 13 + 22a$	"		
" " wąskotor. " $a = 3.5 m$	$g = 6 + 20a$	"		

a dla większych rozpiętości

dla kolei głównych dla $a > 2.8 m$	$g = 40$	$a = 37$	kg/m^2	}	. . . 97)
" " drugorzęd. " $a > 3.0 m$	$g = 32$	$a = 20$	"		
" " wąskotor. " $a > 3.5 m$	$g = 24$	$a = 7$	"		

2. Podłużnice blaszane. Jaki podłużnic używamy zwykle belek blaszanych bez nakładek, więc dla żelaza spawalnego otrzymamy, podzieliwszy moment M przez natężenie dopuszczalne τ , $\frac{M}{\tau} = \frac{J}{e}$ następną tablicę w następujący sposób.

Dla $a = 8$ mamy $\frac{M}{\tau} = \frac{4832000}{716} = \frac{J}{e} = 6749 cm^3$. Dla tego mo-

mentu oporu wyszukujemy w tabliczce, umieszczonej w Mostach Blaszanych str. 10 najkorzystniejszą wysokość 1.1 m i ciężar belki 184.2 kgm , do tego dodajemy na stężenie 10.98 kg . i 3% na nity, przykłady itd. 5.86 kg , zatem razem wynosi on $g = 184.2 + 11.0 + 5.86 = 201 kgm$. To samo robimy dla innych l .

Tablica V.

$a =$	2	3	4	5	6	7	8 m
$\frac{J}{e} =$	727	1239	2158	3105	4264	5483	6749 m^3
$g =$	64	75	112	127	150	176	201 kg/m .
najk. $h =$	0.45	0.60	0.70	0.85	1.00	1.05	1.1 m.

Tablica VIII. dla drogi I. klasy.
Najw. M w kgm .

$a=$ w met.	1-0	2-0	3-0	4-0	5-0	6-0	7-0	8-0
$c=0.6$	127695	260781	399258	548125	693950	856000	1016390	1259500
$c=0.8$	128028	262111	402249	548166	704669	882957	1047400	1282416
$c=1.0$	128457	263829	406115	555815	706212	888514	1062748	1378740
$c=1.3$	129185	266674	451684	566966	740864	919112	1114126	1435339
$c=1.6$	170674	371671	610082	885709	1200309	1558283	1944680	2470920
$c=2.0$	180579	393934	647367	942687	1279864	1658909	2079821	2666420

W przybliżeniu możemy więc przyjąć dla drogi I. klasy
 dla $c=0.6$ do $1.3m$, $M=a(1.22+0.3c)-0.3c\ tm$ }
 dla $c=1.3$ do $2.0m$, $M=a(2.40+1.0c)-5.0c+55\ tm$ } . 103)

Tablica IX. dla drogi II. klasy.
Najw. M w kgm .

$a=$	1-0	2-0	3-0	4-0	5-0	6-0	7-0	8-0
$c=0.6$	102344	209375	321094	438953	563406	697453	875586	1036388
$c=0.8$	102657	210963	324605	445475	577457	719062	920592	1134844
$c=1.0$	103006	212025	327056	448121	583636	727820	943746	1195448
$c=1.3$	103638	214550	332738	460752	603659	753750	987902	1271682
$c=1.6$	106441	225766	357973	506029	672902	853592	1138098	1486420
$c=2.0$	131957	277828	437612	614807	706395	1031933	1353112	1732701

W przybliżeniu dla drogi II. klasy.
 najw. moment $\left\{ \begin{array}{l} \text{dla } c=0.6 \text{ do } 1.3, M=a(0.86+0.31c) \\ \quad +0.34-0.31c\ tm \dots\dots\dots \end{array} \right\}$
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{dla } c=1.3 \text{ do } 2.0, M=a(0.3+0.8c) \\ \quad +0.12-0.8c\ tm \dots\dots\dots \end{array} \right\}$. 104)

Tablica X. dla drogi III. klasy.
Najw. M w kgm .

$a=$	1-0	2-0	3-0	4-0	5-0	6-0	7-0	8-0
$c=0.6$	18880	37920	57120	76480	96500	126980	179270	231340
$c=0.8$	19270	39480	60630	82720	106250	141020	193380	256570
$c=1.0$	19440	40160	62160	85640	110500	147140	206710	267720
$c=1.3$	19960	42240	66840	93760	123500	165860	232190	301410
$c=1.6$	23470	50640	81510	112800	154920	209290	292300	379790
$c=2.0$	27673	60888	99042	142200	192430	261140	364040	473382

W przybliżeniu dla drogi III. klasy.

$$\text{najw. moment} \left\{ \begin{array}{l} \text{dla } c=0.6 \text{ do } 1.3, M=a(0.18+0.08c) \\ \quad +0.04-0.08c \text{ tm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \\ \text{dla } c=1.3 \text{ do } 2.0, M=a(0.02+0.21c) \\ \quad +0.04-0.11c \text{ tm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \end{array} \right\} \quad . \quad 105)$$

Jeżeli przyjmiemy na razie pomost żwirowany na zore-rówkach, to ciężar jego wynosi w przybliżeniu 0.42 t/m^2 , otrzymamy więc największe momenty:

$$M_g = 0.0525 \cdot a^2 \cdot c \text{ tm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 106)$$

Do pokrycia dyliną przyjmujemy ciężar 0.165 t/m^2 . więc otrzymamy największe

$$M_g = 0.0206 a^2 c \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 107)$$

zaś dla pomostu sklepionego przyjmijmy 1.0 t/m^2 , więc naj.

$$M_g = 0.125 a^2 c \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 108)$$

Dodawszy momenty z powodu ciężaru ruchomego i własnego i podzieliwszy je przez natężenie dopuszczalne wedle rozporządzenia austriackiego, otrzymujemy następane tabliczki

dla momentów oporu $\frac{J}{e} = \frac{M}{\tau}$ w cm^3 .

Tablica XI. a. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w km^3 .

Droga I. klasy, pomost żwirowany, żelazo spawalne.

<i>c</i>	<i>a=</i>	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		174	363	566	793	1033	1288	1561	1947
0.8		176	370	582	820	1081	1373	1668	2064
1.0		179	388	609	862	1129	1445	1777	2455
1.3		181	390	692	916	1237	1571	1966	2537
1.6		238	537	921	1373	1898	2482	3161	4032
1.0		264	578	999	1501	2082	2731	3493	4487

Tablica XI. b. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w cm^3 .

Droga I. klasy pomost drewniany żelazo spawalne.

<i>c</i>	<i>a=</i>	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		171	352	543	743	954	1182	1410	1747
0.8		172	356	552	758	959	1237	1476	1855
1.0		174	361	562	768	997	1263	1523	1968
1.3		175	368	616	804	1063	1302	1591	2097

c	$a=$	1	2	3	4	5	6	7	8 m
1.6		232	510	846	1238	1688	2194	2757	3502
2.0		246	544	905	1330	1820	2385	2987	4363

Tablica XI. c. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w cm^3 .

Droga I. klasy, pomost sklepiony, żelazo spawalne.

c	$a=$	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		180	386	617	874	1176	1477	1811	2271
0.8		184	401	651	934	1256	1631	2012	2510
1.0		187	416	685	996	1339	1756	2193	2836
1.3		193	440	791	1091	1509	1974	2500	3232
1.6		254	549	1045	1591	2337	2983	3829	4897
2.0		273	655	1154	1771	2507	3227	4324	5569

Tablica XII. a. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w km^3 .

Droga I. klasy, pomost żwirowany, żelazo zlewne.

c	$a=$	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		162	329	534	740	963	1228	1453	1880
0.8		165	345	548	766	1008	1279	1552	1918
1.0		167	353	569	804	1053	1346	1653	2289
1.3		170	365	646	856	1153	1463	1830	2359
1.6		223	503	861	1282	1769	2311	2943	3748
2.0		238	540	939	1401	1941	2544	3251	4172

Tablica XII. b. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w cm^3 .

Droga I. klasy, pomost drewniany, żelazo zlewne.

c	$a=$	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		160	329	507	693	889	1101	1312	1624
0.8		162	333	515	707	915	1152	1374	1685
1.0		163	338	525	719	929	1177	1417	1834
1.3		164	384	576	751	991	1241	1480	1949
1.6		217	477	791	1155	1574	2044	2566	3255
2.0		230	509	846	1270	1697	2222	2780	4056

Tablica XII. c. Momenty oporu $\frac{J}{e}$ w km^3 .

Droga I. klasy, pomost sklepiony, żelazo zlewne.

c	$a=$	1	2	3	4	5	6	7	8 m
0.6		168	360	577	816	1105	1377	1686	2110

<i>c</i>	<i>a</i> = 1	2	3	4	5	6	7	8 <i>m</i>
0.8	172	375	608	872	1169	1520	1873	2333
1.0	176	390	641	930	1249	1636	2041	2644
1.3	181	412	739	1018	1408	1838	2327	3004
1.6	236	560	975	1485	2086	2779	3563	4552
2.0	256	613	1079	1653	2337	3005	4024	5177

Z porównania ilorazów $\frac{M}{g}$ z momentami oporu dla normalnych kształtówek I¹⁾ okazuje się, że możemy używać kształtówek jako podłużnic dla pomostu żwirowego i żelaza

	spawalnego	zlewnego
dla drogi I klasy do <i>a</i> = 5 <i>m</i> i <i>c</i> = 2.0 <i>m</i>		2.0
<i>a</i> = 5 <i>m</i> i <i>c</i> = 1.5 <i>m</i>		1.5
<i>a</i> = 7 <i>m</i> i <i>c</i> = 1.3 <i>m</i>		1.3
<i>a</i> = 8 <i>m</i> i <i>c</i> = 0.8 <i>m</i>		1.0

Dla pomostu drewnianego może być *c* około 0.3 *m* większe, dla sklepionego około 0.3 *m* mniejsze.

Z tablic XI. i XII. możemy teraz wyznaczyć numer kształtówki i ciężar jej dla każdego *a* i *c*, albo też przyjmując belki blaszane wymiary²⁾ i ciężar na *mb*. W ten sposób otrzymalibyśmy tabliczki, zamiast których podajemy wzory, dające przybliżone wyniki.

I tak otrzymamy:

ciężar jednej podłużnicy *m*. drogowych w *kg/m*.
dla drogi I. kl. i pokrycia żwirówką na pomoście żelaznym

$$\left. \begin{array}{l}
 c=0.6 \text{ do } 1.1 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l}
 g=11.38 - 2.8c + a(13.14 + 1.64c) \\
 \text{dla kształtówek} \dots\dots\dots \\
 g=34.90 - 9.0c + a(6.32 + 3.16c) \\
 \text{dla belek blaszanych} \dots\dots\dots
 \end{array} \right. \\
 \\
 c=1.1 \text{ do } 2.0 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l}
 g=14.76 - 5.88c + a(4.78 + 10.35c) \\
 \text{dla kształtówek} \dots\dots\dots \\
 g=34.78 - 8.89c - a(2.49 - 10.15c) \\
 \text{dla belek blaszanych} \dots\dots\dots
 \end{array} \right.
 \end{array} \right\} . 109)$$

przyczem wysokość ścianki belek blaszanych wynosi około $\frac{1}{8} a$.

¹⁾ por. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 161.

²⁾ por. Mosty Blaszane, str. 9. i 10.

Z porównania wzorów dla ciężarów kształtówek i belek blaszanych otrzymujemy granice, do których korzystniej używać raczej jednych, aniżeli drugich. I tak

$$\text{dla } c=0,6 \left\{ \begin{array}{l} \text{ciężar kształtówek wy-} \\ \text{padnie mniejszy do . . .} \\ \text{do } 1,1 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} \text{ciężar belek blaszanych} \\ \text{wypadnie mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{23,52 - 6,2c}{6,82 - 1,52c} \quad 110)$$

$$\text{dla } c=1,1 \left\{ \begin{array}{l} \text{ciężar kształtówek wy-} \\ \text{padnie mniejszy do . . .} \\ \text{do } 2,0 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} \text{ciężar belek blaszanych} \\ \text{wypadnie mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{20,02 - 3,01c}{7,27 + 0,2c} \quad 111)$$

Dla pokrycia dyliną należy ciężar, według powyższych wzorów otrzymany, zmniejszyć o 3%, zaś dla pokrycia sklepieniami zwiększyć o 8%.

Podobne wzory otrzymamy dla drogowych klasy II. i III. i tak używać można kształtówek I jeszcze

	żelazo spawalne	zlewne
dla drogi II. klasy do $a = 6 \text{ m}$ i $c = 2,0 \text{ m}$	$a = 7 \text{ m}$ i $c = 1,6 \text{ m}$	$2,0 \text{ m}$
	$a = 8 \text{ m}$ i $c = 1,0 \text{ m}$	$1,0 \text{ m}$
		$0,8 \text{ m}$

dla drogi III. klasy do $a = 8 \text{ m}$ i $c = 2,0 \text{ m}$.

Dalej otrzymamy ciężar jednej podłużnicy w kg/m .

$$\text{dla drogi II. klasy i pomostu żwirowanego} \left\{ \begin{array}{l} g = 0,26 + 5,4c + (13,67 + 1,7c)a \\ \text{dla kształtówek} \\ c=0,6 \text{ do } 1,1 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} g = 37,8 - 8,0c + (4,19 + 3,74c)a \\ \text{dla belek blaszanych} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad 112)$$

$$c=1,1 \text{ do } 2,0 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} g = 0,4 + 5,3c + (13,55 + 1,8c)a \\ \text{dla kształtówek} \\ g = 41,4 - 11,3c + (1,34 + 6,33c)a \\ \text{dla belek blaszanych} \end{array} \right.$$

Przytem wypadnie

$$\text{dla } c=0,6 \left\{ \begin{array}{l} \text{dla kształtówek ciężar} \\ \text{mniejszy do} \\ \text{do } 1,1 \text{ m } \left\{ \begin{array}{l} \text{dla belek blaszanych cięż-} \\ \text{zar mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{37,54 - 13,4c}{9,48 - 2,04c} \quad 113)$$

$$\text{dla } c=1.1 \left\{ \begin{array}{l} \text{dla kształtówek ciężar} \\ \text{mniejszy do} \\ \text{do } 2.0 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \text{dla belek blaszanych ciężar} \\ \text{mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{41.0 - 16.6c}{12.21 - 4.53c} \quad . \quad 114)$$

Wysokość ścianki belek blaszanych wynosi dla drogi II. klasy około $\frac{1}{10} a$.

Dla pokrycia dyliną należy otrzymany ciężar podłużnicy zmniejszyć o 4%.

Dla drogi III. kl. i pokrycia dyliną.

$$\begin{array}{l} c=0.6 \text{ do } 1.1 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} g = -3.84 + 4.4c + a(3.14 + 3.36c) \\ \text{dla kształtówek} \end{array} \right. \\ c=1.1 \text{ do } 2.0 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} g = -0.21 + 1.1c + a(7.07 + 0.44c) \\ \text{dla kształtówek} \\ g = 23.0 - 9.0c + a(4.79 + 1.45c) \\ \text{dla belek blaszanych} \end{array} \right. \end{array} \quad . \quad 115)$$

Przyczem wypadnie

$$\text{dla } c=0.6 \left\{ \begin{array}{l} \text{dla kształtówek ciężar} \\ \text{mniejszy do} \\ \text{do } 1.1 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \text{dla belek blaszanych ciężar} \\ \text{mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{25.64 - 12.4c}{1.58 - 1.04c} \quad . \quad 116)$$

$$\text{dla } c=1.1 \left\{ \begin{array}{l} \text{dla kształtówek ciężar} \\ \text{mniejszy do} \\ \text{do } 2.0 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \text{dla belek blaszanych ciężar} \\ \text{mniejszy nad} \end{array} \right. \end{array} \right. a = \frac{23.21 - 10.1c}{2.28 - 1.0c} \quad . \quad 117)$$

Wysokość ścianki belki blaszanej wynosi dla drogi III. klasy około $\frac{1}{16} a$.

§. 104. Odstęp podłużnic mostów drogowych.

Ciężar podłużnic na m^2 otrzymamy wedle 109, 112 i 115) w ogólności $\frac{A + Bc + a(D + Ec)}{c} = \frac{A + aD}{c} + B + aE$. Ciężar pomostu na m^2 jest w ogólności $A_2 + B_2 Pc$, gdy P oznacza ciężar koła. Więc ciężar obu części na m^2 $g = \frac{A + aD}{c} + B + aE + A_1 + B_1 Pc$.

Najmniejsze g otrzymamy dla $\frac{dg}{dc}=0$, więc

$$-\frac{A+aD}{c^2} + B_1 P = 0, \text{ zatem } c = \sqrt{\frac{A+aD}{B_1 P}} = \beta \sqrt{\frac{A+aD}{P}}. \quad (118)$$

jeżeli $\beta = \frac{1}{\sqrt{B_2}}$. Wstawmy wartość za A i D z rów. 109, 112

i 115) $P=3t, 2t$ lub $0.75t$, to otrzymamy dla kształtówek dla dróg I. klasy:

$$c < 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{11.38 + 13.14 a}{3}} = \beta \sqrt{3.8 + 4.4 a}$$

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{14.76 + 4.78 a}{3}} = \beta \sqrt{4.9 + 1.6 a}$$

dla dróg II. klasy:

$$c < 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{0.26 + 13.67 a}{2}} = \beta \sqrt{0.13 + 6.8 a}$$

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{0.4 + 13.55 a}{2}} = \beta \sqrt{0.2 + 6.8 a}$$

dla dróg III. klasy.

$$c < 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{-3.84 + 3.14 a}{1.5}} = \beta \sqrt{-2.6 + 1.1 a}$$

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{0.21 + 7.07 a}{1.5}} = \beta \sqrt{-0.14 + 4.7 a}$$

dla podłużnic blaszanych:

dla dróg I. klasy:

$$c < 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{34.9 + 6.32 a}{3}} = \beta \sqrt{1.16 + 2.1 a}$$

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{34.75 + 2.49 a}{3}} = \beta \sqrt{1.16 + 0.8 a}$$

dla drogi II. klasy.

$$c < 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{37.8 + 4.19 a}{2}} = \beta \sqrt{18.9 + 2.1 a}$$

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{41.4 + 1.34 a}{2}} = \beta \sqrt{20.7 + 0.67 a}$$

dla dróg III. klasy:

$$c > 1.1m \quad c = \beta \sqrt{\frac{23.0 + 4.19 a}{1.5}} = \beta \sqrt{15.3 + 3.2 a}$$

Według Winklera możemy przyjąć w przybliżeniu

dla zoresówek $\beta=0.284$	}	
dla blachy falistej $\beta=0.316$	} 121)
dla blach wypukłych $\beta=0.41$	}	

Dla dyliny zależy współczynnik β od stosunku ceny jednostkowej drzewa i żelaza, który jest zmienny. W przybliżeniu możemy przyjąć $\beta=0.35$ 122)

§. 105. Ustrój poprzecznic.

Poprzecznice mogą być albo kształtówki I albo blaszane, albo kratowe.

Poprzecznic z kształtówek I używa się przy mostach kolejowych tylko wyjątkowo (t. 143. r. 6.) bo zwykle niewystarczają, a i dla drogowych dosyć rzadko (t. 86. r. 2) dla mniej ważnych mostów, gdyż przytwierdzenie kształtówek do belek głównych jest niedostatecznym (t. 149. r. 2.).

Poprzecznice blaszane mają rozmaite przekroje (t. 135. r. 1.). Mogą się składać pod:

1. z blachy stojącej i kątówek, przekrój zwykły.
2. „ „ i nakładek. Przekrój ten jest droższy, bo wymaga więcej nitów, za to jest mocniejszy.

3. Trzeci przekrój jest niesymetryczny i posiada mniejszą wytrzymałość, jednak daje się korzystnie użyć dla podparcia podłużnic.

4. Następny przekrój posiada mniejszą wytrzymałość, ale dozwala na dobre stężenie pasu, co jest zwłaszcza ważnym, jeżeli belka niema słupów n. p. przy moście w Djeczynie na Łabie (t. 135. r. 2.).

5. Przekrój piąty przedstawia tę korzyść, że materiał jest tu więcej oddalony od osi, jednak wadą jego jest nagła zmiana przekroju.

6. Następny przekrój jest bardzo rzadko używany jako niesymetryczny.

7. Wreszcie przekroju ostatniego jako nieekonomicznego używamy tylko przy bardzo małej wysokości ustroju.

Wysokość poprzecznic wynosi zwykle dla pomostu dołem: $\frac{1}{7}$ do $\frac{2}{15} b$, dla pomostu górą: $\frac{2}{9}$ do $\frac{1}{6} b$ dla mostów jednotorowych, jeżeli b oznacza teoretyczną roz-

piętość poprzecznic. Czasem jednak ze względu na przekrój wolnego przejazdu i rozporządzalną wysokość ustroju przyjmujemy wysokość mniejszą, dobrze jest jednak nie schodzić poniżej $\frac{1}{11} b$. Wysokość $\frac{1}{19} b$, jakiej użyto w Londynie pod stacją Kings-Cross jest zupełnie wyjątkową.

Przy mostach drogowych wynosi zwykle wysokość poprzecznic $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{9} b$; przy mostach drogowych $\frac{1}{9}$ do $\frac{1}{11,6} b$. Najmniejsza wysokość poprzecznic mostów drogowych nie powinno schodzić poniżej $\frac{1}{15} b$. O najkorzystniejszej wysokości poprzecznic ze względu na ilość materiału będziemy mówić później.

Ścianka ma zwykle 10 mm grubości, czasem przy bardzo szerokich mostach więcej n. p. przy moście w Tczewie na Wiśle $b=9,9$ m a ścianka jest 13 mm gruba. Nakładki pasu nie sprawiają tutaj żadnych trudności, jak przy podłużnicy, robimy więc nakładki jak przy belkach głównych o grubości 8 do 15 mm. Poprzecznicę muszą być rozumie się dostatecznie stężone, szczególnie w miejscach, gdzie przytwierdzone są podłużnice (t. 85. r. 2.).

Aby zaoszczędzić na materiale, a także aby lepiej je połączyć z belką główną lub aby zniżyć pomost i przeto uzyskać możliwość stężenia belek głównych górą, zmniejszamy nieraz wysokość poprzecznic ku podporom, zakrzywiając pas dolny lub górny.

I tak zrobiono to przy moście kolei Wirtemberskiej (t. 113. r. 3.) na Dunaju pod Sigmaringen dla lepszego przytwierdzenia, przy moście na Ulea Elf (t. 116. r. 3.) zaś przy moście na Wiśle pod Tczewem (t. 29. r. 1.) dla zniżenia pomostu. Przy moście na Mozeli pod Bullay (t. 85. r. 2.) dano trapezowe zakończenie poprzecznic w tym samym celu, w przeszle zaś mniejszem tego mostu zakrzywiono nawet oba pasy w tym samym kierunku. To samo widzimy przy moście na Saarze pod Saabrücken¹⁾ (t. 127. r. 2.). Przy moście na Dunaju pod Černavodą (t. 107. r. 1.) widzimy wyjątkowo pas górny poprzecznic zniżający się ku podporom. Tu chodziło tylko o oszczędność materiału. Ustrój ten pociąga za sobą jednak pewne trudności w urządzeniu poziomego pomostu.

¹⁾ por. Railrond Gazette 1904 str. 30.

Kratowe poprzecznice (t. 87. r. 2., t. 95. r. 3., t. 117. r. 2.) przedstawiają pewną, choć nie wielką, oszczędność materiału, za to wykonanie ich jest trudniejsze, dlatego też rzadko są używane. Pasy takich poprzecznic robi się z dwóch kątówek (t. 135. r. 5a), z dwóch kątówek i nakładki (rys. 5b), a czasami z dwóch kątówek, nakładki i ścianki (rys. 5c),

Czasami odwraca się kątówki, ażeby na nich można było położyć podłużnice (t. 123. r. 3.). Ściągnięta używane są z żelaza płaskiego, zastrzały z kątówek (t. 106. r. 2.).

Przy mostach jednorodowych urządzamy w poprzecznicy zwykle trzy przedziały (t. 104 r. 1.). W przedziałach skrajnych, gdzie siła poprzeczna jest bardzo wielka, wypadają często ścięgnięta bardzo szerokie, dlatego nieraz dajemy tu zamiast kraty pełną ściankę (t. 115. r. 1.). Czasami wzmacniamy ściankę jeszcze kątówką ukośną n. p. przy moście na Renie w Moguncyi (t. 148. r. 2.).

Jeżeli pasy są wieloboczne, to zwykle wystarczy sama blacha ze względu na zmniejszoną siłę poprzeczną¹⁾. Podobne wzmocnienie blachy widzimy też przy poprzecznicy blaszanej mostu na Menie pod Wertheim (t. 136. r. 3a) Dla połączenia podłużnicy z poprzeczną potrzeba, aby w kracie poprzecznicy znajdowały się też słupy (t. 87. r. 2.).

W mostach Schiffkorna miały poprzecznice szczególny kształt uwidoczniiony na t. 148. r. 4. Były to wieszary.

§. 106. Połączenie poprzecznic z belkami głównymi.

Zwykle łączymy poprzecznice z belkami głównymi z boku, a to albo z pasami, albo ze słupami.

Połączenie z pasami robimy zazwyczaj za pomocą blachy kątowej (t. 124. r. 5. i t. 123. r. 2. 5.). Blacha taka dobrze stęży most, dlatego należy zrobić ją, ile możności, wysoką. Przy mostach o wysokich belkach głównych ($> 3 m$) i szerokich ($> 6 m$) stężamy ją nieraz jeszcze kątówką (t. 124. r. 6.). Blachę kątową wycinamy dla przepuszczenia ścianki i kątówek pasu (t. 149. r. 1.). Czasami łączy się poprzecznice z belką główną także za pomocą kątówek ukośnych, n. p. przy moście cesarza Franciszka Józefa na Wełtawie w Pradze (t. 148 r. 3.), przy moście kolei Ismid-Augora (t. 115. r. 1.) i przy moście na

¹⁾ $Y = Q \frac{c}{b}$ por. Podręcz. Teorii Mostów I. wyd. II. str. 120 rów. 180).

Volesce w Koształowie (t. 149. r. 2.). Połączenie to jednak nie jest odpowiednie, bo nity pionowe łączące kątówkę z poprzecznicą pracują na ciągnięcie.

Jeżeli połączenie z pasami jest trudnem, w takim razie łączymy poprzecznice ze słupami ponad pasami n. p. przy moście na Uleaelf (t. 116. r. 3.), na Dunaju w Sigmaringen (t. 149. r. 3.).

Połączenie z boku pasu jest o tyle niedogodne, że przy ugięciu poprzecznicy, wyginają się także belki główne, a wskutek tego, jeśli belki główne są u góry połączone rozporą, nity, znajdujące się ponad osią poprzecznicy, pracują na ciągnięcie. Dlatego dobrze jest, jeżeli blacha stojąca poprzecznicy jest zarazem częścią słupa, jak to widzimy n. p. przy moście w Sigmaringen (t. 149. r. 3.).

Połączenie poprzecznic z belka głównymi możemy też urządzić, kładąc poprzecznicę wprost na pasie górnym n. p. przy wiadukcie Lengenfeld (t. 149. r. 4.) lub przy moście na Saane pod Fryburgiem (t. 150. r. 1.), przy moście na Sprewii w parku Bellevue w Berlinie (t. 117. r. 4.), przyczem poprzecznicę przytwierdzamy do pasu nitami albo wprost albo za pośrednictwem płyty.

Jeżeli wysokość poprzecznicy jest mała, albo poprzecznica jest trapezowa, to poprzecznic nie trzeba osobno stężyć, Przeciwnie, jeżeli wysokość poprzecznicy jest znaczną, to koniecznem jest dobre stężenie poprzeczne, jak to widzimy n. p. przy moście na Lahnie pod Bollar (t. 150. r. 4.), gdzie blacha trójkątna α ustala położenie pionowe poprzecznicy.

Poprzecznice można także przytwierdzać z boku do pasów zapomocą blachy kątowej; w takim razie pomost jest w głębinie. Połączenie to widzimy n. p. moście na Jzerze (t. 94. r. 3.), przy moście na Lechu w Schongau (t. 95. r. 2.) przy moście na Dunaju w Kremsie (t. 150. r. 3.). Przy moście na Chicago w Chicago (t. 95. r. 1.) podparto poprzecznice wspornikami. Połączenie z boku zapomocą blach kątowych stęży lepiej belki główne, niż gdy poprzecznice leżą na pasach górnych, wywołuje jednak pewne natężenia drugorzędne, o których będziemy mówić później.

Połączenia tego używamy także wtedy, gdy poprzecznic nie można kłaść wprost na pas n. p. na pas krzyżowy mostu na Lecku pod Kaufering (t. 150. r. 5.).

Podobne połączenie do pasu dolnego zapomocą blachy kątownej wyciętej wklęsłe widzimy przy moście na Odrze w Koźlu (t. 124. r. 6.).

Jeżeli belka główna niema słupów, tylko ścięgnią i zastrzały (krata równoramienna), a pomost spoczywa na pasie dolnym, to pasy są narażone na skręcenie.

Ażeby temu zapobiedz, dobrze jest połączyć poprzecznicę blachą kątowną z tęgimi krzyżulcami, albo też poprzecznymi prętami poziomymi n. p. przy moście na Birsie pod Mönchenstein¹⁾ (t. 150. r. 2.).

Przy połączeniu z boku dajemy dla stężenia pasów dwuteowych przepony między obiema blachami pasu. Zwykle przepona jest tak wysoka, jak blacha stojąca pasu n. p. przy moście na Maasie pod Roermond (t. 152. r. 5.). Jeżeli poprzecznicą jest wyższa, zaokrąglamy wtedy odpowiednio przeponę n. p. przy moście na Boyne pod Droghedą (Barton) (t. 152. r. 6.).

Czasami zawiesza się poprzecznicę na pasie dolnym, jak to widzimy przy moście na Trencie pod Newark²⁾ (t. 152. r. 1.) przy moście na Lahnie pod Lahnstein (t. 151. r. 3.) i przy nowym moście na Wiśle w Tczewie³⁾ (t. 166. r. 1.). Do pasu lub do przepony przytwierdza się blachę, która służy do przytwierdzenia poprzecznic, znajdujących się poniżej pasu dolnego.

Wprawdzie połączenie takie jest łatwiejsze i środkowe, a jeżeli przedłużymy poprzecznicę, to mamy zarazem podparcie dla chodników, ale za to belki główne muszą leżeć wyżej, więc filary są wyższe, a stąd kosztowniejsze, a nadto stężenie belek głównych musi tu być silne, bo poprzecznicę wcale belek nie stężają. Ustroju tego używają w Anglii dosyć często, w Ameryce jeszcze częściej, u nas jednak bardzo rzadko.

§. 107. Ruchome połączenie poprzecznic z belkami głównymi.

W ostatnich czasach coraz częściej używają połączenia ruchomego poprzecznic z belkami głównymi, które ma na celu umożliwić swobodne ugięcie poprzecznic i przeniesie ciśnienie poprzecznic środkowo na pas belki głównej. Połączenie takie uzyskujemy użyciem łożysk kołkowych.

¹⁾ por. Schweiz. Bauzeitung 1891

²⁾ p. Zeit. d. Ing. u. Arch. Verein zu Hanower 1890 str. 694.

³⁾ p. Mehrrens. Deutscher Brückenbau str. 66.

Jeżeli poprzecznicą spoczywa na pasie górnym za pomocą podkładki, którą przytwierdzamy do poprzecznic tylko dwoma średnimi rzędami nitów, to nity te mają dolne główki wpuszczone. Dla przeszkodzenia przesunięciu się przytwierdzamy do poprzecznic kształtówki hakowate. Urządzenie takie widzimy przy moście Glasträgerbrücke kolei Badańskiej¹⁾ (t. 152. r. 2.) a także podobne przy moście na Dunaju pod Steinbach²⁾ (t. 151. r. 2.), gdzie przesunięciu poprzecznemu przeszkadzają uówki, między które wchodzi blacha przytwierdzona do belek głównych.

Jeżeli poprzecznicę umieszczamy na pasie dolnym, w takim razie zwykle dajemy rzeczywiste łożysko n. p. przy moście na Renie pod Rehnen³⁾ (t. 152. r. 3.).

Tu z boku do pasu przytwierdzoną jest belka trapezowa, która łączy poprzecznicę z belką główną. Połączenie to nie jest jednak zupełnem, gdyż dziury na nity są podłużne tak, że mała gra jest możliwą. Połączenie to poprzecznic z belką główną jest jeszcze o tyle dobre, że jest zupełnie środkowem; siła więc rozdziela się równo na obie części pasu.

Prof. Belebubski z Petersburga urządzał przy mostach, przez siebie budowanych, zwykle także ruchome łożyska dla poprzecznic. Dawał on je nieco wyżej, niż w poprzednim przykładzie, a to dlatego, żeby pod poprzecznicą można było umieścić jeszcze silne rozpory, albowiem jeżeli poprzecznicę leżą na łożysku ruchomem, to nie stężają wcale belek głównych.

Tabl. 126. przedstawia most na Woldze pod Twerem⁴⁾ tabl. 95. r. 2. most na Belai kolei Samara Ufa, projektowane przez prof. Belebubskiego. Na rysunku 3 widzimy ruchome podparcie poprzecznic. Przy moście na Saarze pod Saarbrücken (t. 127. r. 2.) i moście na Wiśle kolei Iwangrodzko Dąbrowskiej (t. 106. r. 2.) podparto poprzecznicę ruchomo, jak przy moście pod Rhenen. Przy moście Tolbiac w Paryżu⁵⁾ (t. 137. r. 3.) urządzono łożyska ruchome ze stali, mające nieco odmienny kształt. Ciekawe

¹⁾ p. Zeitschr. des Vere. Deut. Ingenier 1890 str. 691.

²⁾ p. Zeitschr. der Arch. u. Ing. Vereins v. Hannover 1890 str. 499.

³⁾ p. Zeit. d. öster. Ing. u. Archit. Verein 1888.

⁴⁾ p. Zeitsch. d. Arch. u. Ing. Verein zu Hannover 1889 str. 325.

⁵⁾ p. Génie civil XXVI. t. 20.

łożyska widzimy też przy moście na Süderelbe w Harburgu¹⁾ (t. 166. r. 4.).

§. 108. Obliczenie poprzecznic.

Natężenie dopuszczalne.

Natężenie dopuszczalne należy przyjmować dla mostów kolejowych wedle rozporządzenia ministeryalnego $700 + 2l \text{ kg/cm}^2$ dla żelaza spawalnego a $750 + 5l \text{ kg/cm}^2$ dla żelaza zlewnego. Ponieważ długość poprzecznic jest zwykle od 5 do 10 m, więc natężenie dopuszczalne dla żelaza spawalnego wynosi 710 do 720 kg/cm^2 , dla żelaza zlewnego 775 do 800 kg/cm^2 . Jednak ze względu na natężenia drugorzędne lepiej jest przyjmować mniej, mianowicie dla kolei głównych 650 kg/cm^2 dla żelaza spawalnego a 730 kg/cm^2 dla żelaza zlewnego.

Dotychczas przypuszczaliśmy zawsze, że poprzecznic są w dwóch punktach podparte; ale zwykle tak nie jest, gdyż są one właściwie ukośnie utwierdzone.

Jako belki w dwóch punktach podparte możemy je obliczać, jeżeli połączenie z belką główną jest ruchome, albo przy połączeniu stałym wtedy, gdy pomost leży na dole, a belki główne nie są u góry stężone, albowiem wtedy belki główne się pochylają (t. 151. r. 4.).

W innych wypadkach są one ukośnie utwierdzone, zatem moment na podporze nie jest równy zeru, tylko ma jakąś wartość M_0 .

Gdyby utwierdzenie poprzecznic było poziomem, to moment podporowy wynosiłby M_0^2), który można dokładnie obliczyć:

Wiemy, że dla stałego przekroju belki poziomo utwierdzonej, na którą działają siły D i ciężar własny (t. 151. r. 5.) wynosi:

$$\begin{aligned} M_0 &= -D \frac{a(b-a)^2}{b^2} - D \frac{(b-a)a^2}{b^2} - \frac{1}{12} g b^2 = \\ &= -Db \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) - \frac{1}{12} g b^2 \dots\dots\dots 123) \end{aligned}$$

¹⁾ p. Centralbla. der. Bauverwalt. 1899 str. 419.

²⁾ p. Podręcznik Teorii Mostów II. str. 4. rów. 12a i następ.

Jeżeli zaś mamy most dwutorowy, (t. 151. r. 6.) to:

$$\mathfrak{M}_0 = - D b \left[\frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b} \right) + \frac{a_1}{b} \left(1 - \frac{a_1}{b} \right) \right] - \frac{1}{12} g b^2 \quad 124)$$

Pytanie teraz zachodzi, jak wielkie jest M_0 , gdy belka jest pochyło utwierdzona.

Jeżeli mamy most zamknięty, a pomost jest u dołu, to wskutek obciążenia nastąpi ugięcie, jak na rys. 7. tab. 151. Układ taki jest statycznie niewyznaczalny. Siły, tu działające, możemy jednak wyznaczyć na podstawie prawideł sprężystości.

Jeżeli nazwiemy:

moment bezwładności poprzecznic J , jej przekrój A ,

" " " " słupa J_1 , jego " A_1

" " " " rozpory J_2 , jej " A_2 ,

to według Winklera (*Querkonstruktionen* str. 197)¹⁾.

$$\frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{\frac{J}{J_2} + \frac{2Jh}{3J_1b}}{\frac{J}{J_2} + \frac{2Jh}{3J_1b} + \frac{2Jh}{3J_1b} + \left(\frac{J}{J_2} + \frac{Jh}{2J_1b} \right)} \quad 124)$$

a ponieważ $\frac{J}{J_2} + \frac{2}{3} \frac{Jh}{J_1b}$ nie wiele się różni od $\frac{J}{J_2} + \frac{1}{2} \frac{Jh}{J_1b}$, więc możemy napisać w przybliżeniu:

$$\frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Jh}{3J_1b}} \quad \dots \dots \dots 125)$$

Jeżeli rozpora nie jest stale połączoną z belką główną, tylko przegibnie, wtenczas skutek byłby taki sam, jak gdyby $J_2=0$. Wtedy otrzymamy z 124)

$$\frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Jh}{3J_1b}} \quad \dots \dots \dots 126)$$

Jeżeli zaś rozpora jest bardzo silna, wtedy możemy przyjąć w przybliżeniu $\frac{1}{J_2} = 0$ i otrzymamy z rów. 124)

¹⁾ Porównaj także obliczenie ram poprzecznych mostów żelaznych F. Brunnera w *Zeitsch. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver.* (1904 str. 696) w sposób wykreślony na podstawie teorii belki ciągłej. Załączone przykłady objaśniają użycie prawideł bardzo jasno.

$$\frac{M_0}{M_1} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{Jh}{J_1 b}} \dots \dots \dots 127)$$

Wzory te wyprowadzić możemy wedle Haeselera w następujący sposób. Jeżeli przekroimy ramę, utworzoną przez słupy belek głównych, poprzecznie i rozporę w przekątnej (t. 151. r. 7.) i wyprostujemy belkę, to otrzymamy dwie połowy (t. 153 r. 1a i b) jako belki ciągle z utwierdzonymi końcami. Możemy więc napisać równanie momentów podporowych dla części prawej z uwzględnieniem zmienności przekroju¹⁾.

$$M_0 \frac{b}{J} + 2 M_0 \left(\frac{b}{J} + \frac{h}{J_1} \right) + M_2 \frac{h}{J_1} = - \frac{D}{bJ} \left[a (b^2 - a^2) + a_1 (b^2 - a^2) \right], \dots \dots \dots 128)$$

a dla lewej

$$M_0 \frac{h}{J_1} + 2 M_2 \left(\frac{h}{J_1} + \frac{b}{J_2} \right) + M_2 \frac{b}{J_2} = 0 \dots \dots$$

a stąd

$$M_2 = - \frac{1}{2 + 3 \frac{b J_1}{h J_2}} M_0 = - \alpha M_0, \dots \dots \dots 129)$$

$$\text{jeżeli } \alpha = \frac{1}{2 + 3 \frac{b J_1}{h J_2}}$$

Jeżeli wstawimy wartość za M_2 w rów. 128), to otrzymamy, zważywszy że $a_1 = b - a$,

$$M_0 = - \frac{a (b - a)}{b + \frac{h}{3} (2 - \alpha) \frac{J}{J_1}} D \dots \dots \dots 130)$$

Jeżeli rozpora połączona przegibnie, albo gdy $J_2 = 0$, to $\alpha = 0$, więc

$$M_0 = - \frac{a (b - a)}{b + \frac{2}{3} \frac{J}{J_1} h} D \dots \dots \dots 131)$$

Jeżeli rozpora jest bardzo silną, to $J_2 = \infty$, $\alpha = 1/2$, więc

$$M_0 = - \frac{a (b - a)}{b + \frac{1}{2} \frac{J}{J_1} h} D \dots \dots \dots 132)$$

¹⁾ porów. Podręcznik Teorii Mostów II. str. 88.

Równania 131) i 132) są identyczne z równaniami 126) i 127).

Jeżeli te wzory zastosujemy w praktyce, to okaże się, że M_0 wynosi najwięcej 30% M_0 , najmniej 1% M_0 , a z tego wynika, że w żaden sposób nie można liczyć poprzecznicy jako poziomo utwierdzonej.

Jeżeli nie mamy słupów, tylko zastrzały, to we wzorach poprzednich należy zamiast J_1 wstawić J_1 dost³ a .

Z powodu mimośrodkowego utwierdzenia krzyżulców powstają nowe momenty. Dobrze jest, jeżeli krzyżulce ciśnione tęgie damy na zewnątrz, ciągnione zaś na wewnątrz, wtedy po części znoszą te momenty moment M_0 . Mianowicie zmniejsza się wtedy moment o $V_1 a_1 + V_2 a_2$, jeżeli V_1 i V_2 są składowe pionowe sił D w krzyżulcach a a_1 i a_2 mimośrodów.

Jeżeli przeciwnie zastrzały tęgie damy wewnątrz, a ciągnione zewnątrz, to skutek jest przeciwny. Wielkość momentu zależy od wielkości sił V_1 i V_2 , a te są większe na podporach, tam jednak także J_1 jest największe.

Dla pomostu u góry (t. 153. r. 4.), otrzymuje Winkler:

$$\frac{M_0}{M_0} = \frac{\frac{3 J_1 b}{J h} + \frac{13 J_3 b}{2 J d}}{2 + \frac{3 J_1 b}{J h} + \frac{13 J_3 b}{2 J d}} \dots \dots \dots 133)$$

gdzie J_3 oznacza moment bezwładności przekątni, a d jej długość. Jeżeli wstawimy w rów. 133) $J_3 = 0$, otrzymamy, rozumie się, równ. 126).

Dla tego wypadku obliczone M_0 wynoszą do 42% M_0 , rzadko jednak więcej, niż 25%.

I tutaj wpływ mimośrodkowego utwierdzenia krzyżulców może być dosyć znaczny, ale jest przeciwny, niż poprzedni. A zatem dla zmniejszenia momentu należy umieścić ciągnione krzyżulce zewnątrz, ciśnione zaś wewnątrz.

Jeżeli znamy moment M_0 , to łatwo wyznaczyć moment w dowolnym przekroju, skoro wyznaczymy momenty dla belki w dwóch punktach podpartej, gdyż moment w dowolnym przekroju zmniejsza się przy symetrycznem obciążeniu o M_0 (t. 151. r. 8.).

Wobec tego, że moment M_0 zależy od przekrojów słupów, otrzymamy dla różnych węzłów różne M_0 . Chcąc pomimo tego mieć równe poprzecznice, wykreślimy największe i najmniejsze M_0 i dla największości momentu w każdym punkcie obliczymy przekrój (t. 159. r. 9.). Zmniejszenie momentu może wynosić tu przy obciążeniu symetrycznym do 15%.

O ile zmniejsza się natężenie w poprzecznicy wskutek stałego połączenia z kratą, o tyle zwiększa się natężenie w kracie, to zwiększenie może być nawet dosyć znaczne. Z rów. 129 wynika

$$\frac{M_0}{M_2} = - \left(2 + \frac{3 J_1 b}{J_2 h} \right) 125)$$

Jeżeli nazwiemy ν natężenie, spowodowane w słupie przez stałe połączenie z poprzecznicą, a e odstęp warstwy skrajnej od osi obojętnej, to

$$\nu = \frac{M_0 e}{J_1} 126)$$

Jeżeli wstawimy za M_0 wartość przybliżoną z rów. 125), to

$$\nu = \frac{2 J_1 b M_0}{3 J_1 b + 2 J h} \frac{e}{J_1} = \frac{3 e b M_0}{3 J_1 b + 2 J h}, \text{ a że } 3 J_1 b$$

jest małe w stosunku do $2 J h$, więc

$$\nu = \frac{3 e b M_0}{2 J h} 127)$$

Więc ν jest wprost proporcjonalnym do e , a wskutek tego nie powinny być słupy, a więc i tęgie krzyżulce, bardzo szerokie, jeżeli chcemy, aby ν nie było wielkie. To natężenie ν wynosi wedle Winklera dla mostów jednorodnych od 100 do 300 kg/cm^2 , dla dwutorowych od 200 do 500 kg/cm^2 , a więc jest bardzo znacznym. Przy obliczeniu należy je uwzględnić albo dokładnie licząc, albo przynajmniej zmniejszając natężenie dopuszczalne i zwiększając przeto przekrój słupów, albo wreszcie należy urządzić łożyska kołyskowe dla poprzecznic.

Jeżeli pomost jest u góry, to te natężenia dodatkowe są mniejsze i wynoszą tylko 50 do 150 kg/cm^2 .

Jeżeli krata jest równoramienna, a dla przytwierdzenia poprzecznic dajemy osobno słupy, to natężenia dodatkowe powstają tylko w tych słupach, które zresztą nie uwzględniają się przy obliczeniu kraty.

§. 109. Ciężar poprzecznic blaszanych.

Poprzecznice mogą być blaszane lub kratowe. Najprzód postaramy się o wyznaczenie ciężaru poprzecznic blaszanych. Ponieważ przy poprzecznicach zwykle używamy nakładek, zatem do obliczenia ciężarów własnych poprzecznic blaszanych użyjemy wzorów ogólnych dla belek blaszanych podobnie, jak to zrobiliśmy przy mostach blaszanych¹⁾. Spółczynniki ustrojowe wprowadzamy na podstawie porównania ciężarów teoretycznych z rzeczywistymi w wykonanych mostach.

Ciężar teoretyczny t. j. taki, który otrzymalibyśmy, gdyby wszystkie części poprzecznic były tylko tak grube, jak tego teoria wymaga, zwiększamy więc współczynnikami ustrojowymi $\alpha_1, \beta_1, \delta$, możemy więc wyrazić ciężar jednej poprzecznicy następnym wzorem²⁾

$$G = \alpha_1 b c' h + \beta_1 \frac{M b}{h \tau} + \delta b h, \dots \dots \dots 128)$$

przyczem oznaczają b długość poprzecznicy, h wysokość ścianki, a odstęp poprzecznic, c odstęp podłużnic, wszystko mierzone w metrach, a c' grubość ścianki w mm , M moment średni w tm , τ natężenie dopuszczalne w kg/cm^2 .

I. Mosty kolejowe jednotorowe. Dla mostów kolejowych jednotorowych możemy przyjąć na podstawie porównania z wykonanymi mostami, $\alpha_1 = 8.2$, $\delta = 28$, $\beta_1 = 2440$ dla kolei normalnotorowych, zaś $\beta_1 = 1500$ dla kolei wąskotorowych (0.75 m).

Jeżeli przyjmiemy grubość ścianki $c' = 10 mm$, a natężenie dopuszczalne dla żelaza zlewnego $\tau = 750 + 5b$, otrzymamy dla kolei normalnotorowej i jednotorowej.

$$G = 82 b h + 2440 \frac{M}{\tau} \frac{b}{h} + 28 b h.$$

Moment średni otrzymamy, zważywszy że $DD' = Ca_1$ (t. 176. r. 3.), jeżeli C oznacza ciśnienie na poprzecznicę,

$$M = \frac{a_1 C a_1 + c C a_1}{b} = \frac{C a_1}{b} (a_1 + c) = \frac{c (b^2 - c^2)}{4 b}$$

a wstawiając

$$2440 \frac{M}{\tau} = \frac{2440}{\tau} C \frac{(b^2 - c^2)}{4 b} = 28 \frac{(b^2 - c^2)}{b}$$

¹⁾ Mosty Blaszane str. 67.

²⁾ " " §. 40. rów. 97).

$$G = 110 b h + \frac{\mathfrak{B}}{h} (b^2 - c^2), \dots 129)$$

przyczem wstawić należy C w t , c , b i h w m , τ w kg/cm^2 .

Najmniejsze G otrzymamy, gdy $\frac{dG}{dh} = 0$, więc $110 b + \frac{\mathfrak{B}(b^2 - c^2)}{h^2} = 0$, zatem

$$\text{najkorzystniejsze } h = \sqrt{\frac{b^2 - c^2}{b}} \sqrt{\frac{\mathfrak{B}}{110}} \text{ m} \dots 130)$$

Wstawiając za h wartość z rów. 130) w rów. 129), otrzymaliśmy

$$\text{najm. } G = 2 \sqrt{110 b (b^2 - c^2) \mathfrak{B}}.$$

Ponieważ jednak nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejsze h_1 , więc dodajmy jeszcze 6%, a otrzymamy

$$G = 22.24 \sqrt{b (b^2 - c^2) \mathfrak{B}} \dots 131)$$

Dla różnych odstępów a poprzecznie zestawilibyśmy dla kolei pierwszorzędnych, przyjąwszy średnio $\tau = 770 kg/m^2$ na podstawie rozporząd. min. anstr. z r. 1904,

$a =$	2	3	4	5	6	7	8 m
$C =$	15.45	20.02	24.41	28.71	29.67	34.25	36.70 t
$\mathfrak{B} =$	12.24	15.86	19.34	21.72	23.51	27.13	29.03

Obliczywszy teraz najk. h i G z 130 i 131 dla kilku szerokości i $c = 1.8 m$, otrzymamy następną tabliczkę

Koleje główne.

	najkorzystniejsze h				G		
a	$b = 3.0$	4.0	4.6		3.0	4.0	4.6 m
2	0.46	0.60	0.66		323	555	698
3	0.53	0.67	0.74		367	632	794
4	0.58	0.75	0.80		405	695	878
5	0.63	0.81	0.89		440	758	952
6	0.64	0.83	0.91		458	770	969
7	0.68	0.89	0.97		472	827	1039
8	0.71	0.91	1.01		499	857	1075
m	m	m	m		kg	kg	kg .

Możemy więc w przybliżeniu napisać dla kolei głównych dla $a > 5 m$ najk. $h = 13 + 8b + (0.5 + 1.6b) a$ m |
 „ $a < 5$ „ „ $h = 22 + 10.6b + (b - 0.8) a$ „ | 132)

$$\begin{aligned} \text{dla } a < 5 \text{ m } G &= (25b - 33)a + 187b - 320 \text{ kg} \\ \text{„ } a > 5 \text{ „ } G &= (14b - 23)a + 257b - 420 \text{ „} \end{aligned} \quad . \quad 133)$$

Dla kolei II-rzędnych otrzymamy podobnie:

	2	3	4	5	6	7	8 m
C =	13.22	16.30	18.48	19.76	21.85	23.40	26.76

a wstawiając te wartości w rów. 129), 130) i 131), otrzymamy następną tabliczkę.

Koleje drugorzędne.

najkorzystniejsze h				G		
a	$b = 3.0$	4.0	4.6	3.0	4.0	4.6 m
2	0.43	0.55	0.59	296	510	636
3	0.48	0.62	0.67	332	571	717
4	0.51	0.65	0.71	353	595	763
5	0.53	0.67	0.73	366	629	789
6	0.55	0.71	0.78	384	661	831
7	0.57	0.73	0.80	397	684	859
8	0.61	0.78	0.89	425	731	919
m	m	m	m	kg	kg	kg

Możemy więc w przybliżeniu napisać dla kolei drugorzędnych

$$\begin{aligned} \text{dla } a < 4 \text{ m najk. } h &= 11 + 8b + (0.5 + 1.17l) a \text{ m} \\ G &= (20b - 3b)a + 168b - 260 \text{ kg} \end{aligned} \quad . \quad 134)$$

$$\begin{aligned} \text{dla } a > 4 \text{ m najk. } h &= 6.5 + 11b + (0.55 + 0.75c) m \\ G &= (12.3b - 17)a + 206b - 350 \text{ kg} \end{aligned} \quad . \quad 135)$$

Dla kolei wąskotorowych ($s = 0.76 \text{ m}$) otrzymamy dla $\beta_1 = 1500$, $\tau = 765 \text{ kg/m}_2$ i $c = 1.1 \text{ m}$.

	2	3	4	5	6	7	8 m
C =	9.94	13.34	16.24	17.88	19.41	19.86	23.46
$\mathbb{B} =$	4.873	6.539	7.960	8.757	9.512	9.730	11.500

a stąd obliczyć możemy następną tabliczkę.

Koleje o szerokości toru 0.76 m.

najkorzystniejsze h				G ciężar poprzecznic		
a	$b = 2.5$	3.0	4.0	2.5	3.0	4.0 m
2	0.31	0.34	0.40	173	235	377
3	0.35	0.38	0.46	200	276	437
4	0.39	0.43	0.51	221	303	483
5	0.41	0.45	0.54	231	317	507
6	0.42	0.47	0.56	240	332	528

7	0.43	0.48	0.57	243	335	534
8	0.47	0.52	0.62	265	365	580
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>

Możemy więc w przybliżeniu napisać dla kolei wąskotorowych

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } a < 4 \text{ najk. } h &= 13.5 + 3.8b + (1.2 + 1.1b) a \\ G &= (22b - 31) a + 100b - 126 \end{aligned} \right\} \quad 136)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } a > 4 \text{ najk. } h &= 17.5 + 5.8b + (b - 0.8) a \\ G &= (8b - 10) a + 138b - 160 \end{aligned} \right\} \quad 137)$$

Dla żelaza spawalnego zwiększa się wysokość najkorzystniejsza, poprzeczniczy jakoteż i ciężar jej w stosunku $\sqrt{\frac{1}{\tau}}$ więc dla kolei głównych i drugorzędnych o 5%, dla wąskotorowych o 4%.

II. Mosty kolejowe dwutorowe. Moment średni tutaj otrzymamy (t. 176. r. 4.).

$$\mathfrak{M} = \frac{a_1 DD' + (DD' + EE')c + EE'(b - 2a_1 - 2c)}{b},$$

$$\text{a że } DD' = 2Ca_1, \quad EE' = C(2a_1 + c),$$

$$\text{więc } \mathfrak{M} = \frac{c}{b} [(2\bar{a}_1 + c)(b - c) - 2a_1^2] = \frac{c}{2b} (b^2 - c^2 - 16).$$

Wstawiając we wzorze 128) $\alpha_1 = 8.2$, $\beta_1 = 2000$, $\delta = 50$, otrzymujemy

$$G = 82bh + 2000 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + 50bh.$$

Podstawiając dalej

$$200 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} = \frac{2000}{\tau} \cdot C \frac{b^2 - c^2 - 16}{2b} = \mathfrak{B}'' \frac{b^2 - c^2 - 16}{b} \quad 138)$$

$$G = 132bh + \frac{\mathfrak{B}''}{h} (b^2 - c^2 - 16).$$

Dla $\frac{dG}{dh} = 0$ jest

$$\text{najkorzystniejsze } h = \sqrt{\mathfrak{B}'' \frac{b^2 - c^2 - 16}{132b}}, \quad \dots \quad 139)$$

a najmniejsze

$$G = 2b \sqrt{133 \mathfrak{B}'' \frac{b^2 - c^2 - 16}{b}} \quad \dots \quad 140)$$

Przyjmijmy wreszcie $\tau = 770 \text{ kg/cm}^2$, to $\mathfrak{B}'' = \frac{1000}{770} \cdot C$ a przyjmując $c = 1.8$ po podstawieniu wartości za C otrzymamy dla kolei głównych dwutorowych.

$a =$	2	3	4	5	6	7	8 m
$\mathfrak{B}'' =$	20.07	26.00	31.70	37.28	38.53	44.47	47.65
	najkorzystniejsze h			ciężar poprzecznicy G .			
a	$b = 5.5$	7.0	8.6	5.5	7.0	8.5	m
2	0.35	0.80	0.97	849	1574	2312	
3	0.63	0.91	1.10	956	1792	2632	
4	0.69	1.01	1.22	1066	1979	2906	
5	0.75	1.09	1.32	1156	2146	3152	
6	0.76	1.11	1.34	1175	2181	3204	
7	0.82	1.19	1.44	1259	2343	3442	
8	0.85	1.23	1.49	1308	2434	3563	
	m	m	m	kg	kg	kg	

W przybliżeniu możemy napisać dla kolei głównych dwutorowych.

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } a < 5 \text{ m } \quad h = 10.7b - 15 + (1.65b - 2.7)a \text{ m} \\ \text{" } a > 5 \text{ m } \quad h = 15.5b - 27 + (0.98b - 0.5)a \text{ " } \end{array} \right\} \cdot 142)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } a < 5 \text{ m } \quad G = (60b - 237)a + 387b - 1500 \text{ kg.} \\ \text{" } a > 5 \text{ m } \quad G = (29.3b - 111)a + 532b - 2110 \text{ " } \end{array} \right\} \cdot 144)$$

Dla kolei dwutorowych drugorzędnych.

$a =$	2	3	4	5	6	7	8 m
$\mathfrak{B}'' =$	17.17	21.17	24.00	25.55	28.41	30.39	34.75
	najkorzystniejsze h			ciężar poprzecznicy G			
a	$b = 5.5$	7.0	8.5	5.5	7.0	8.5	m
2	0.51	0.74	0.90	784	1456	2139	
3	0.54	0.82	1.00	871	1619	2375	
4	0.60	0.88	1.06	928	1722	2529	
5	0.62	0.91	1.10	959	1779	2615	
6	0.65	0.95	1.15	1009	1874	2751	
7	0.68	0.99	1.19	1044	1937	2845	
8	0.73	1.05	1.23	1117	2072	3043	
	m	m	m	kg	kg	kg.	

Możemy więc w przybliżeniu napisać dla kolei drugorzędnych dwutorowych

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } a < 4m \text{ najk. } h &= 10.8b - 16 + (b - 1.3)a \\ \text{„ } a > 4m \text{ „ } h &= 13.3b - 24 + (0.7b - 1)a \end{aligned} \right\} \cdot 145)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } a < 4m \text{ } G &= (42.3b - 165)a + 375b - 1450 \text{ kg} \\ \text{„ } a > 4m \text{ } G &= (20.2b - 71)a + 435b - 1650 \end{aligned} \right\} \cdot 146)$$

II. Mosty drogowe. Najprzód musimy wyznaczyć moment średni \mathfrak{M} . W tym celu wyznaczamy ciśnienie na poprzecznicy, ustawiając na poprzecznicy koło wałka lub tylne koło wozu, a za nimi wozy lub tłum ludzi. Otrzymujemy wtedy

dla drogi I. klasy.

ciśnienie C w tonach

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8
wałka z wozami	10.0	10.6	12.6	15.1	16.5	18.2	20.35 t
wozów	6.0	6.0	6.75	7.64	8.93	9.68	10.43 t
tłum ludzi na 1 m. b. poprz.	0.93	1.38	1.84	2.30	2.76	3.22	3.68 tm
pomost i pokrycie żwirówką na żelazie na 1 m. b. poprz.	0.93	1.38	1.84	2.27	2.71	3.15	3.59 tm

Teraz dla rozmaitych szerokości mostu 4.8, 5.0, 7.0 i 14.8 wyznaczyliśmy dla rozmaitych a największy moment M . Przyjmujemy dalej, że moment średni $\mathfrak{M} = \frac{2}{3}M$, wstawiamy te wartości w rów. 128), przyjmując współczynniki ustrojowe $\alpha_1 = 7.92$, $\beta_1 = 2400$, $\delta = \frac{25}{c}$, grubość ścianki $c = 10 \text{ mm}$ i c średnio 1 m, a natężenie dopuszczalne dla żelaza zlewnego $\tau = 800 + 3b$, a zatem otrzymamy:

$$G = 79.26h + 2400 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + 25bh, \text{ a wstawiając } \mathfrak{M} = \frac{2}{3}M,$$

$$2400 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} = \frac{2}{3} 2400 \frac{M}{\tau} = 1600 \frac{M}{\tau} = \mathfrak{B}''',$$

$$G = b \left(104.2h + \frac{\mathfrak{B}'''}{h} \right) \dots \dots \dots 147)$$

Najmniejsze G otrzymamy dla $\frac{dG}{dh} = 0$, więc $104.2b - \frac{\delta \mathfrak{B}'''}{h^2} = 0$

$$\text{najkorzystniejsze } h = \sqrt{\frac{\mathfrak{B}'''}{104.2}} \dots \dots \dots 148)$$

Wstawiając za h wartości z rów. 148) w rów. 147), otrzymamy

$$\text{najm. } G = 2b \sqrt{104 \cdot 2 \mathfrak{B}''}$$

Ponieważ jednak nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejsze h , więc dodajmy jeszcze 6%, a otrzymamy

$$G = 21.62 b \sqrt{\mathfrak{B}''} \dots \dots \dots 149)$$

Dla różnych odstępów a i rozpiętości b poprzeczniczy zestawiliśmy następną tabliczkę dla dróg klasy I.

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8 m
$b = 4.8$	M	12.15	13.77	16.67	19.94	22.80	28.49 tm
	h	0.48	0.51	0.56	0.61	0.65	0.73 m
	G	484	540	570	623	695	793 kg
$b = 5.8$	M	17.67	20.01	24.23	28.99	33.14	41.43 tm
	h	0.59	0.61	0.67	0.77	0.78	0.83 m
	G	756	786	865	946	1012	1132 kg
$b = 7.0$	M	25.43	27.96	35.11	42.07	48.10	53.55 tm
	h	0.69	0.74	0.81	0.89	0.95	1.00 m
	G	1070	1142	1257	1377	1472	1553 kg
$b = 14.8$	M	106.0	120.5	145.4	173.2	199.9	223.8 tm
	h	1.41	1.50	1.65	1.80	1.94	2.05 m
	G	4620	4925	5410	5905	6343	6711 kg

W przybliżeniu możemy napisać dla mostów drogowych I. klasy,

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } b < 8 \text{ m najk. } h = 0.04b + a(0.03b - 0.016) \text{ m} \\ \text{„ } b > 8 \text{ m „ } h = 0.6b + 0.011ab \text{ m} \end{array} \right\} \cdot 150)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } b < 8 \text{ m } G = 220 - 630 + a(21.6b - 58) \text{ kg} \\ \text{„ } b > 8 \text{ m } G = (40b - 180)a + 375b - 1765 \text{ „} \end{array} \right\} \cdot 151)$$

Dla pokrycia pomostu dyliną należy wysokość i ciężar poprzeczniczy zmniejszyć o 9.5%; a dla pomostu sklepionego zwiększyć o 19%.

Podobnie otrzymaliśmy dla dróg drugiej klasy.

Ciśnienie C w tonach

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8 m
wałka z wozami	8.0	8.8	12.8	13.2	15.8	16.8	17.7 t
wozów	4.0	4.4	5.2	6.6	7.3	8.1	9.4 t
tlumu ludzi	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8	3.2 t/m
pom. żwirowan.	0.91	1.37	1.79	1.99	2.62	3.10	3.49 „

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8 m	
$b = 4.4$	M	7.41	9.02	12.19	13.35	16.35	18.32	20.26 <i>tm</i>
	h	0.36	0.41	0.47	0.49	0.55	0.58	0.59 <i>m</i>
	G	363	402	466	487	539	571	593 <i>m</i>
$b = 5.5$	M	12.63	15.29	20.25	22.48	27.36	30.48	33.63 <i>tm</i>
	h	0.48	0.53	0.62	0.64	0.71	0.76	0.79 <i>m</i>
	G	570	627	719	762	840	887	932 <i>kg</i>

W przybliżeniu możemy napisać dla dróg drugiej klasy najkorz. wysokość

$$\left. \begin{aligned} h &= 0.16 b - 0.46 + (0.024 b - 0.07) a \text{ m} \\ \text{ciężar } G &= 139 b - 482 + (26 b - 81) a \text{ kg} \end{aligned} \right\} . 152)$$

Dla pomostu krytego dyliną należy otrzymaną wysokość poprzecznic h i ciężar G zmniejszyć o 8%.

Dla dróg trzeciej klasy i pomostu dylowanego otrzymamy w podobny sposób

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8 m
ciśnienia wozów	1.5	1.9	2.4	2.8	3.2	3.7	4.1 <i>t/m</i>
tłumu ludzi	0.68	1.02	1.36	1.70	2.04	2.38	2.7 <i>t/m</i>
ciężar własny pomostu i pokr.	0.34	0.52	0.69	0.86	1.04	1.21	1.38 <i>"</i>

	$a = 2$	3	4	5	6	7	8 m	
$b = 4.0$	M	1.28	1.80	2.33	2.84	3.36	3.89	4.40 <i>tm</i>
	h	0.15	0.18	0.21	0.23	0.25	0.26	0.28 <i>m</i>
	G	137	163	203	205	222	236	254 <i>kg</i>
$b = 5.0$	M	1.82	2.57	3.25	4.10	4.85	5.62	6.37 <i>tm</i>
	h	0.18	0.22	0.25	0.27	0.30	0.34	0.37 <i>m</i>
	G	205	243	277	306	334	386	411 <i>kg</i>

W przybliżeniu możemy napisać

$$\left. \begin{aligned} \text{najk. } h &= 0.026 b + (0.016 b - 0.04) a \text{ m} \\ G &= 27.5 b - 8.6 + (15.48 b - 43) a \text{ kg} \end{aligned} \right\} . 153)$$

Wreszcie dla kładek i pokrycia dyliną, otrzymamy dla

$a =$	2	3	4	5	6	7	8 m
$M =$	$0.158b^2$	$0.237b^2$	$0.316b^2$	$0.393b^2$	$0.474b^2$	$0.553b^2$	$0.632b^2$ <i>tm</i>
$h =$	$0.05b$	$0.06b$	$0.07b$	$0.08b$	$0.09b$	$0.10b$	$0.13b$ <i>m</i>
$G =$	$11.94b^2$	$14.63b^2$	$16.87b^2$	$18.78b^2$	$20.60b^2$	$22.33b^2$	$28.8b^2$ <i>kg</i>

$$\left. \begin{aligned} \text{najk. } h &= (0.04 + 0.008 a) b \text{ m} \\ G &= (7.05 + 2.3 a) b^2 \text{ kg} \end{aligned} \right\} . . . 154)$$

§. 110. Ciężar poprzecznic kratowych.

Według §. 50., 51. i 53. Podręcznika Teorii mostów I. możemy przyjąć ciężar jednej poprzecznicy

$$G' = \alpha \frac{2Q'}{\tau} b + \beta \frac{2\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + \gamma bh \quad \quad 155)$$

I. Mosty kolejowe.

Dla mostów kolejowych jednotorowych jest średnia siła poprzeczna (t. 180. r. 7.) $Q' = \frac{Q(b-c)}{b}$ a $Q = \frac{2M}{b-c}$,

więc $Q' = \frac{2M}{b} = \frac{2M}{b}$.

\mathfrak{M} , średni moment = $\frac{C(b^2-c^2)}{4b}$, więc $G = \alpha \frac{4M}{\tau} + \beta \frac{2\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + \gamma bh$.

Podstawiając $M = \mathfrak{M} \varphi$ czyli $C \frac{b-c}{2} = \varphi C \frac{b^2-c^2}{3b}$, $\varphi = \frac{2b}{b+c}$, otrzymamy

$$G = \alpha \frac{8\mathfrak{M}}{b+c} \frac{b}{\tau} + \beta \frac{2\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + \gamma bh$$

$$G = b \left\{ \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \left(\alpha \frac{8}{(b+c)} + \beta \frac{2}{h} \right) + \gamma h \right\} \quad 156)$$

Porównując ciężary, otrzymane według tego wzoru, z ciężarami mostów wykonanych, znaleźliśmy

dla	$b=2.4$,	$a=1.2$,	$h=0.6$,	$\alpha=1330$,	$\beta=2706$,	$\gamma=16.2$
"	$b=2.4$,	$a=2.33$,	$h=0.65$,	$\alpha=865$,	$\beta=1276$,	$\gamma=16.5$
"	$b=5.04$,	$a=4.22$,	$h=1.06$,	$\alpha=1251$,	$\beta=1509$,	$\gamma=16.0$
według Winklera jest				$\alpha=1256$,	$\beta=1777$,	$\gamma=0$

Przyjmijmy więc

dla \mathfrak{M} do 22 tm $\alpha = 700$, $\beta = 1300$, $\gamma = 16$

dla \mathfrak{M} wyżej 22 tm $\alpha = 1250$, $\beta = 1500$, $\gamma = 16$, to otrzymamy

$$G = 5600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b+c} + 2600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + 16bh, \text{ dla } \mathfrak{M} < 22 \text{ tm}$$

$$G = 10000 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b+c} + 3000 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + 16bh \text{ dla } \mathfrak{M} > 22 \text{ tm}$$

Dla $\frac{dG}{dh} = 0$, otrzymujemy najkorzystniejszą wysokość

$$\left. \begin{aligned} h &= 12.7 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}\tau}{\tau}} \text{ dla } \mathfrak{M} < 22 \text{ tm} \\ h &= 13.7 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}\tau}{\tau}} \text{ dla } \mathfrak{M} > 22 \text{ tm} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 157)$$

Porównując tę wysokość z wysokością poprzecznic blaszanych wedle rów. 130)

$$h = \sqrt{\frac{b^2 - c^2}{b}} \sqrt{\frac{\mathfrak{B}}{110}} = \sqrt{\frac{2440}{110} \frac{\mathfrak{M}}{\tau}} = 47 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}$$

otrzymujemy najkorzystniejszą wysokość poprzecznic kratowych blisko 3 razy większą, aniżeli blaszanych. Ponieważ w praktyce stosuje się wysokość około co najwyżej 2 razy większa aniżeli dla blaszanych, przyjmujemy więc do dalszego obliczenia

$$h = 4.7 \times 2 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} = 9 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}},$$

co wstawimy w rów. 156), otrzymamy dla $\mathfrak{M} \leq 22 \text{ tm}$

$$G = 5600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b+c} + 2600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{9 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}} + 16.9 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} b$$

$$G = 5600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b+c} + 288.8 b \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} + 144 b \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}$$

$$G = 5600 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b+c} + 432.8 b \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} \dots \dots 158)$$

Jeżeli wprowadzimy z rów 129) $\mathfrak{B} = 2440 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{b^2 - c^2}$ we wzór powyższy to

$$G = 2.29 \mathfrak{B} (b-c) + 8.74 \sqrt{\mathfrak{B}} \cdot \sqrt{b(b^2 - c^2)} \dots \dots 159)$$

Podobnie otrzymaliśmy dla $\mathfrak{M} \geq 22 \text{ tm}$

$$G = 4.09 \mathfrak{B} (b-c) + 9.67 \cdot \sqrt{\mathfrak{B}} \cdot \sqrt{b(b^2 - c^2)} \dots \dots 160)$$

Wstawimy wartości za \mathfrak{B} i b , jakoteż za $c = 1.8 \text{ m}$, otrzymamy dla

kolei głównych			
ciężar G jednej poprzecznicy kratowej			
$a =$	$b = 3.0$	$b = 4.0$	$b = 4.6$
2	202	352	454
4	273	478	616
6	312	546	704
8	351	633	816
m	kg	kg	kg

Możemy więc w przybliżeniu napisać

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } a \leq 4m \quad G = (28b - 48).a + 98b - 170 \text{ kg} \\ \text{dla } a \geq 4m \quad G = (18.4b - 35).a + 137b - 220 \text{ kg} \end{array} \right\} \quad 161)$$

Podobnie otrzymamy dla kolei drugorzędnych

Dla $\mathfrak{M} = 22 \text{ tm}$ t. zn. $\frac{C(b^2 - c^2)}{4b} = 22 \text{ tm}$ czyli $C = \frac{88b}{(b^2 - c^2)}$ obliczyliśmy ciężary poprzecznicę według wzoru 159), dla $\mathfrak{M} > 22 \text{ tm}$ według wzoru 160). Więc

ciężar G jednej poprzecznicę kratowej

$a =$	$b = 30$	$b = 40$	$b = 46$
2	183	318	410
4	227	396	511
6	254	443	572
8	290	508	755
m	kg	kg	kg

W przybliżeniu możemy napisać,

$$\left. \begin{array}{l} a \leq 4m \quad G = (17b - 28).a + 102b - 166 \text{ kg} \\ a \geq 4m \quad G = (12.3b - 20).a + 133b - 235 \text{ kg} \end{array} \right\} \quad 162)$$

Dla mostów kolejowych dwutorowych, możemy

przyjąć $Q' \frac{b}{2} = 2C(b - 4 - c) + Cc$, więc $Q' = \frac{2C}{b}(2b - 8 - c)$.

Dalej mamy (t. 180. r. 8.) $M = 2C(a_1 + c) - Cc = C(2a_1 + c)$ a że $a_1 = \frac{b - 4 - c}{2}$ więc $M = C \frac{(b - 4)}{c}$, więc $Q' = \frac{2}{b} \frac{M}{b - 4} (2b - 8 - c)$;

zatem

$$G = \alpha \frac{4M(2b - 8 - c)}{\tau(b - 4)} + \beta \frac{2\mathfrak{M}}{\tau} \frac{b}{h} + \gamma bh.$$

Średni moment otrzymaliśmy poprzednio

$$\mathfrak{M} = \frac{C}{2b}(b^2 - c^2 - 16), \text{ podstawmy } M = \mathfrak{M} \varphi,$$

$$\text{zatem } (b - 4) = 2b(b^2 - c^2 - 16) \varphi;$$

$$\text{więc } \varphi = \frac{1}{2b} \frac{b - 4}{b^2 - c^2 - 16}.$$

Możemy więc napisać

$$G = \alpha \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{8b(2b - c - 8)}{b^2 - c^2 - 16} + \beta \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{2b}{h} + \gamma bh.$$

$$G = b \left\{ \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \left(\alpha \frac{8(2b - c - 8)}{b^2 - c^2 - 16} + \beta \frac{2}{h} \right) + \gamma h \right\}$$

Wstawiając $\alpha = 790$, $\beta = 1138$, $\gamma = 30$, otrzymamy

$$G = \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{6320 b (2b - c - 8)}{b^2 - c^2 - 16} + \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \frac{2276 b}{h} + 30 bh \quad 163)$$

Najmniejsze G otrzymamy dla

$$\frac{dG}{dh} = 0, \text{ zatem } h = 8.7 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}.$$

Porównując tę wysokość z wysokością poprzecznie blaszanych $h = 3.9 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}$, otrzymujemy najkorzystniejszą wysokość poprzecznie kratowych około 2 razy większą, niż blaszanych.

Używając najkorzystniejszej wysokości otrzymujemy wyniki dla praktyki za duże. Przyjmujemy więc

$$h = 3.9 \times 1.5 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} = 5.85 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}},$$

a wstawiając tę wartość w rów. 161), otrzymujemy

$$G = \frac{\mathfrak{M}}{\tau} 6320 b \frac{2b - c - 8}{b^2 - c^2 - 16} + 564.5 b \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}},$$

a podstawiając $2000 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} = \mathfrak{B}'' \frac{b^2 - c^2 - 16}{b}$ z rów. 138)

$$G = 3.16 \mathfrak{B}'' (2b - c - 8) + 12.62 \sqrt{\mathfrak{B}'' b (b^2 - c^2 - 16)} \quad 164)$$

Wstawiając wartości za b i \mathfrak{B}'' i przyjmując $c = 1.8 m$, otrzymamy

		G ciężar poprzecznicy kratowej					
		dla kolei głównych			dla kolei podrzędnych		
$a =$	$b =$	5.5	7.0	8.5	5.5	7.0	8.5
2		516	1082	1657	472	982	1501
4		673	1446	2229	572	1211	1858
6		756	1642	2540	631	1348	1941
8		859	1888	2933	711	1535	2370
m	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg

W przybliżeniu możemy napisać:

dla kolei głównych

$$\left. \begin{aligned} a \leq 4 m \quad G &= (64b - 260).a + 276b - 1160 \text{ kg} \\ a \geq 4 m \quad G &= (41b - 130).a + 347b - 1400 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \quad 165)$$

dla kolei podrzędnych

$$\left. \begin{aligned} a \leq \quad G &= (41.5b - 175).a + 258b - 1060 \text{ kg} \\ a \geq \quad G &= (30.4b - 132).a + 304b - 1230 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \quad 166)$$

Mosty drogowe.

Dla mostów drogowych przyjmujemy (t. 180. r. 9.)

$Q' \frac{b}{2} = \frac{1}{2} \frac{gb}{2} \cdot \frac{b}{2} = \frac{1}{8} gb^2$, więc $Q' = \frac{1}{4} gb$. Ponieważ naj. w $M = \frac{1}{8} gb^2$, więc $Q' = \frac{2M}{b}$. Wstawmy to w rów. 155), a otrzymamy

$$G = \alpha \frac{4M}{\tau} + \beta 2 \frac{\mathfrak{M} b}{\tau h} + \gamma bh.$$

Podstawiając $\mathfrak{M} = \frac{2}{3} M$, mamy

$$G = \alpha \frac{6\mathfrak{M}}{\tau} + \beta 2 \frac{\mathfrak{M} b}{\tau h} + \gamma bh, \text{ czyli}$$

$$G = \frac{\mathfrak{M}}{\tau} \left(\alpha 6 + \beta \frac{2b}{h} \right) + \gamma bg$$

Jeżeli przyjmiemy $\alpha = 1648$, $\beta = 1648$, $\gamma = \frac{14}{c}$, dalej $\tau = 800 + 3b$, $c = 1m$ (średnio), to

$$G = 9388 \frac{\mathfrak{M}}{\tau} + 3296 \frac{\mathfrak{M} b}{\tau h} + 14 bh \quad . . . \quad 167)$$

Najmniejszy G otrzymamy dla $\frac{dG}{dh} = 0$, zatem najkorzystniejszą wysokość

$$h = 15 \cdot 34 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} m \quad . . . \quad 168)$$

Porównując ten wynik z najkorzystniejszą wysokością belki blaszanej w rów. 148)

$$h = \sqrt{\frac{23''}{104 \cdot 2}} = \sqrt{\frac{2400 \mathfrak{M}}{104 \cdot 2 \tau}} = 4 \cdot 79 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}}$$

otrzymujemy wysokość poprzecznic kratowej przeszło 3 razy większą od blaszanej.

Jeżeli przyjmiemy ze względów ustrojowych dla mniejszych rozpiętości $b < 8 \cdot 0 m$ wysokość poprzecznic kratowej 2 razy większą od blaszanej, a dla $b > 8 \cdot 0 m$ taką samą, jak dla blaszanej, to otrzymamy

$$h = 9 \cdot 6 \sqrt{\frac{\mathfrak{M}}{\tau}} \text{ dla } b < 8 m$$

$$h = 4.8 \sqrt{\frac{M}{\tau}} \quad \text{dla } b > 8m,$$

Wstawivszy tę wartość w rów. 167), otrzymamy

$$\left. \begin{aligned} G &= 9888 \frac{M}{\tau} + 474 b \sqrt{\frac{M}{\tau}} \quad \text{dla } b < 8m \\ G &= 9888 \frac{M}{\tau} + 754 b \sqrt{\frac{M}{\tau}} \quad \text{dla } b > 8m \end{aligned} \right\} \quad 169)$$

Wstawiając za $M = \frac{2}{3} M$, dalej wartość za b i M , wyznaczyliśmy następną tabliczkę.

G ciężar poprzeczniczy dla dróg I. klasy i pokrycia żwirem na żelazie.

$a =$	$b = 4.8$	7 0	14.8
2	324	681	4128
4	399	843	5006
6	493	1043	6106
8	575	1222	7026
m	kg	kg	kg

W przybliżeniu możemy napisać

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } a \leq 4, b \leq 7 \quad G &= (20b - 60).a + 122b - 336 \text{ kg} \\ \text{dla } a \geq 4, b \leq 7 \quad G &= (22.2b - 61).a + 110b - 307 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \quad 170)$$

$$\begin{aligned} \text{dla } a \leq 4, b \leq 7 \quad G &= (47b - 247).a + 347b - 1909 \\ \text{dla } a \geq 4, b \leq 7 \quad G &= (59b - 325).a + 300b - 1636 \end{aligned}$$

Dla pokrycia pomostu dyliną należy ciężar poprzeczniczy zmniejszyć o 9%, a dla krycia sklepieniami zwiększyć o 20%.

Podobnie otrzymamy

G ciężar poprzeczniczy			
dla dróg II. klasy	dla pokrycia żwirem na żelazie	dla dróg III. klasy	dla pokrycia dyliną
$a =$	$b = 4.4$	5.5	$b = 5.0$
2.0	221	366	115
4.0	306	502	163
6.0	372	609	203
8.0	430	701	239
m	kg	kg	kg

W przybliżeniu możemy napisać :

$$\left. \begin{aligned} \text{dla dróg II. klasy} \\ \text{dla } a \geq 4 \quad G &= (26b - 72).a + 71b - 170 \text{ kg} \\ \text{dla } a \leq 4 \quad G &= (10.4b - 8).a + 110b - 300 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \quad 171)$$

Dla pokrycia pomostu dyliną należy dla dróg II. klasy ciężar poprzecznicy zmniejszyć o 8%.

Dla dróg III. klasy możemy napisać dla

$$\left. \begin{aligned} a \leq 4 \quad G &= 67 + 14 \cdot a \\ a \geq 4 \quad G &= 87 + 19 \cdot a \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 172)$$

wreszcie dla kładek krytych dyliną G ciężar poprzecznicy

$$\begin{array}{cccc} a = & 2 & 4 & 6 & 8m \\ G = & 6 \cdot 9 b^2 & 10 \cdot 49 b^2 & 13 \cdot 55 b^2 & 16 \cdot 33 b^2 \end{array}$$

W przybliżeniu:

$$G = (3 \cdot 5 + 1 \cdot 75 a) b^2 \dots \dots \dots 173)$$

§. III. Najkorzystniejszy odstęp poprzecznic.

Wyznamy obecnie dla każdego rodzaju mostów najkorzystniejszy odstęp poprzecznic, dla którego suma ciężaru podłużnic i poprzecznic będzie najmniejszą.

A) Mosty kolejowe jednotorowe (z żelaza zlewne). Ciężar obu poprzecznic na długość a , odstepu poprzecznic da się wyrazić według równ. 96), 97), 101) i 102)

$$G = 2 \{ \alpha + \beta a \} a$$

Ciężar jednaj poprzecznicy wedł. rów. 133), 134), 135), 136), 137), 161) i 162),

$$G'' = (x_1 b - \gamma) a + \delta b - \epsilon.$$

Ciężar pokładu więc na metr bieżący mostu wynosi

$$g = 2\alpha + 2\beta a + x_1 b - \gamma + \frac{\delta b - \epsilon}{a} \dots \dots 174)$$

Najmniejszy ciężar pokładu otrzymujemy dla $\frac{dg}{da} = 0$,

$$0 = 2\beta - \frac{\delta b - \epsilon}{a^2}, \text{ zatem dla } a = \sqrt{\frac{\delta b - \epsilon}{2\beta}} \dots \dots 175)$$

Według równań powyżej przytoczonych.

dla kolei	roz- piętość	Podłużnice				Poprzecznice blaszane				Poprzecznice kratowe			
		kształ- tówki I		belki blasz.		x_1	γ	δ	ϵ	x_1	γ	δ	ϵ
		α	β	α	β								
głównych	mniej.	20	20	41	18.1	25	33	187	320	28	48	98	170
	więk.	—37	40	—	—	14	23	257	420	18.4	35	137	220
podrzędnych	mniej.	13	22	32	15.2	20	36	168	260	17	23	102	166
	więk.	—20	32	—	—	12.3	17	206	350	12.3	20	133	235
wąskotorow.	mniej.	6	20	—	18.0	22	31	100	126	—	—	—	—
	więk.	—17	24	—	—	8	10	133	160	—	—	—	—

Podstawiając te wartości w równanie 175), otrzymaliśmy najkorzystniejszy odstęp poprzecznic dla kolei głównych.

najkorzyst. $a=$		$b=3.0$	4.0	4.6
podłużnice	poprzecznice			
kształtówki	blaszane	2.47	3.29	3.54
	kratowe	1.63	2.12	2.47
b. blaszane	blaszane	2.65	3.46	3.87
	kratowe	1.83	2.52	2.80
		m	m	m

W przybliżeniu możemy więc napisać najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

dla podłużnic kształtówek poprzecznic blaszanych		$a=0.36+0.7b$ 176)
dla podłużnic kształtówek poprzecznic kratowych		$a=0.56b$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic blaszanych		$a=0.37+0.76b$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic kratowych		$a=0.2+0.56b$	

Dla kolei podrzędnych najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

najkorzyst. $a=$		$b=3.0$	4.0	4.6
podłużnice	poprzecznice			
kształtówki	blaszane	2.35	3.06	3.80
	kratowe	1.78	2.44	3.00
blaszane	blaszane	2.83	3.80	5.58
	kratowe	2.14	2.82	3.88
		m	m	m

W przybliżeniu można napisać najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

dla podłużnic kształtówek poprzecznic blaszanych		$a=0.91b-0.4$ 177)
dla podłużnic kształtówek poprzecznic kratowych		$a=0.73b-0.5$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic blaszanych		$a=1.6b-2$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic kratowych		$a=b-0.8$	

Dla kolei wąskotorowych najkorzystniejszy odstęp poprzecznic.

najkorzyst	$a=$	$b=2.5$	3.0	4.0
podłużnice	poprzecznic			
kształtówki	blaszane	1.76	2.08	2.62
blaszane	blaszane	1.84	2.19	2.75
		m	m	m

W przybliżeniu możemy napisać najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla podłużnic kształtówek poprzecznic blaszanych} \\ a=0.6b+0.27 \quad . \quad . \quad . \quad . \\ \text{dla podłużnic blaszanych poprzecznic blaszanych} \\ a=0.6b+0.35 \quad . \quad . \quad . \quad . \end{array} \right\} \quad 178)$$

B) Mosty kolejowe dwutorowe.

Ciążar 4 podłużnic między dwiema poprzecznicami, więc na odległość a , z żelaza zlewnego da się wyrazić według równań 96) i 97), 101) i 102) $G'=4\{\alpha+\beta a\}a$. Ciężar jednej poprzecznicy według rów. 144) 146) 165) i 166) $G=(xb-\gamma)a+\delta b-\epsilon$. Zatem ciężar pokładu na metr bieżący mostu

$$g=4\alpha+4\beta a+xb-\gamma+\frac{\delta b-\epsilon}{a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 179)$$

Najmniejszy ciężar g otrzymamy dla $\frac{dg}{da}=0$, więc $4\beta = \frac{\delta b-\epsilon}{a^2}$, zatem najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

$$a = \sqrt{\frac{\delta b-\epsilon}{4\beta}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 180)$$

Według równań powyżej przytoczonych

dla kolei	ros- piętość	Podłużnice				Poprzecznic							
		kształ- tówki		bla- szane		blaszane				kratowe			
		α	β	α	β	x	γ	δ	ϵ	x	γ	δ	ϵ
głównych	mniej.	20	20	41	18.1	60	237	387	1500	64	260	276	1160
	więk.	-37	40			29.3	171	532	110	41	180	347	1400
podrzędnych	mniej.	13	22	32	15.2	42.3	165	375	1450	41.5	175	258	1060
	więk.	-20	32			20.2	71	435	1650	30.4	132	304	1230

Podstawiając te wartości w równanie 180), otrzymaliśmy

dla kolei głównych dwutorowych najkorzystniejszy odstęp poprzecznic a

		$b=5.5$	7.0	8.5
podłużnice	poprzecznice			
kształtówki	blaszane	2.80	3.87	4.60
	kratowe	2.52	3.10	3.70
blaszane	blaszane	3.26	4.1	5.00
	kratowe	2.63	3.3	4.00
		m	m	m

W przybliżeniu możemy napisać najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

dla podłużnic kształtówek poprzecznic blaszanych	$a=0.62b - 0.6$	} . 181)
dla podłużnic kształtówek poprzecznic kratowych	$a=0.3 + 0.46$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic blaszanych	$a=0.2 + 0.56b$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic kratowych	$a=0.25 + 0.44b$	

Podobnie otrzymamy dla kolei dwutorowych podrzędnych najkorzystniejszy odstęp poprzecznic a

		$b=5.5$	7.0	8.5
podłużnice	poprzecznice			
kształtówek	blaszane	2.76	3.78	4.20
	kratowe	2.10	2.91	3.50
blaszane	blaszane	3.16	4.40	5.30
	kratowe	2.43	3.47	4.20
		m	m	m

W przybliżeniu możemy napisać najkorzystniejszy odstęp

dla podłużnic kształtówek poprzecznic blaszanych	$a=0.2 + 0.48b$	} . 182)
dla podłużnic kształtówek poprzecznic kratowych	$a=0.46b + 0.4$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic blaszanych	$a=0.7b - 0.6$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznic kratowych	$a=0.6b - 0.9$	

C) Mosty drogowe.

Przyjmując jak poprzednio dla pomostu żwirowanego na żelazie ciężar pokrycia $= 0.42 t/m^2$ (dla żelaza zlewnego), otrzymaliśmy według wzorów 109), 112) i 115) ciężar podłużnic przy szerokości mostu b , jeżeli ilość podłużnic $= \frac{b}{c} + 1$

między dwiema poprzecznicami, więc na długość, a $G' = \frac{b+c}{c} x \{ \alpha - \beta c + a(\rho + \mu c) \} a$. Ciężar jednej poprzeczniczy wynosi według równań 151), 152), 153) i 154) $G = a(xb - \gamma) + \delta b - \epsilon$. Ciężar układu na metr bieżący mostu wynosi więc, gdy przyjmiemy $c=1$,

$$g = (b+1)(\alpha - \beta) + (b+1)(\rho + \mu)a + xb - \gamma + \frac{\delta b - \epsilon}{a} \quad 183)$$

Najmniejszy ciężar g otrzymamy dla $\frac{dG}{da} = 0$, zatem najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

$$a = \sqrt{\frac{\delta b - \epsilon}{(b+1)(\rho + \mu)}} \quad \dots \quad 184)$$

Według poprzedniego otrzymamy, podstawiając wartości zestawione w rów. 184),

najkorzystniejszy odstęp poprzecznic
dla dróg I. klasy.

podłużnice	poprzecznicze	b=48			b=70			b=148		
		pomost			pomost			pomost		
		żwir.	sklep.	dylina	żwir.	sklep.	dylina	żwir.	sklep.	dylina
kształtówki	blaszane	2.23	2.24	2.15	2.96	2.97	2.86	4.02	4.03	3.89
	kratowe	1.70	1.71	1.65	2.24	2.24	2.16	3.71	3.72	3.59
blaszane	blaszane	2.78	2.68	2.69	3.70	3.56	3.58	5.02	4.72	4.86
	kratowe	2.13	2.05	2.06	2.79	2.69	2.70	4.66	4.46	3.91
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m

W przybliżeniu możemy więc napisać: najkorzystniejszy odstęp poprzecznic

dla podłużnic kształtówek poprzecznie blaszanych	$a=1.46+0.18b$	185)
dla podłużnic kształtówek poprzecznie kratowych	$a=0.72+0.2b$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznie blaszanych	$a=1.10+0.23b$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznie kratowych	$a=0.95+0.25b$	

Dla dróg II. klasy.

podłużnice	poprzecznice	b=4.4		b=5.5	
		pomost		pomost	
		żwirow.	dylow.	żwirow.	dylow.
kształtówki	blaszane	1.25	1.21	1.82	1.63
	kratowe	1.30	1.10	1.68	1.32
blaszane	blaszane	1.74	1.68	2.34	2.26
	kratowe	1.82	1.52	2.06	1.82
		<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>

W przybliżeniu możemy więc napisać najkorzystniejszy odstęp

dla podłużnic kształtówek poprzecznie blaszanych	$a=0.46b-0.8$	186)
dla podłużnic kształtówek poprzecznie kratowych	$a=0.25b+0.15$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznie blaszanych	$a=0.5b-0.46$	
dla podłużnic blaszanych poprzecznie kratowych	$a=0.24b+0.6$	

dla dróg III. klasy.

podłużnice	poprzecznice	b=4.0 pomost dylow.	b=5.0 pomost dylow.
kształtówki	blaszane	1.76	1.81
blaszane	blaszane	1.78	1.86

Przyjmując odstęp większe od najkorzystniejszych, zwiększamy przez to ciężar pokładu żelaznego — jednak nie wiele.

Dla pokrycia żwirem na żelazie.

c	Podłużnice										Poprzecznice						
	Kształówki					Białzane					Białzane			Kratowe			
	α	β	ρ	μ	α	β	ρ	μ	δ	ε	κ	γ	κ	γ	δ	ε	
droga I. klasy	<1-1	11-38	28	13-14	1-61	34-90	9-0	6-32	3-16	220	630	21-6	50	20	60	122	396
	>1-1	14-76	5-88	4-78	10-35	34-78	8-89	-2-49	10-15	375	1765	40	180	22-2	61	110	307
droga II. klasy	<1-1	0-26	-5-4	13-67	1-7	37-80	8-0	4-19	8-74	139	482	26	81	47	247	347	1909
	>1-1	0-40	-5-3	13-55	1-8	41-40	11-3	1-34	6-39					59	325	900	1636
														26	72	71	170
														10-4	8	110	300

Dla pokrycia sklepieniami

droga I. klasy	13-54	3-33	15-63	1-84	41-50	10-71	8-12	4-05	261-8	749	25-7	70	23-80	77-42	145-18	399-84
									446-25	2100-35	47-6	214-2	26-00	73-00	133-00	360-00
													55-98	202-86	412-93	2271-71
													67-00	371-00	364-00	1998-00

Dla pokrycia dyliną.

droga I. klasy	11-04	2-72	12-75	1-60	33-86	8-73	6-14	3-07	200-2	57-33	19-71	63-22	18-20	54-60	111-02	305-76
									341-25	1606-15	36-4	163-8	20-00	56-00	101-00	277-00
													41-0	224-8	316-17	2738
													47-00	235-75	278-00	1489
droga II. klasy	0-25	-5-2	13-15	1-46	36-32	7-76	4-08	3-62	126-48	433-62	23-66	73-71	23-66	65-52	64-61	185-80
													94-64	7-28	100-10	273-00
droga III. klasy	-3-84	-4-4	9-14	3-36	2-30	9-0	4-79	1-45	27-5	8-6	15-48	43	-	-	-	-
	-0-21	-1-1	7-07	0-44												

I tak np. dla drogi I. klasy pomostu sklepionego: $b=4.8m$ poprzecznie i podłużnie blaszanych jest najkorzystniejsze $a=2.68m$. Z rów. 183) otrzymamy wtedy $g=493.5 \text{ kg/m}$

przyjąwszy $a=$	3	4	6 m
otrzymamy $g=$	494.6	502.6	585 kg/m
zatem o	0.2	1.8	19 % więcej.

Podobnie otrzymamy dla $b=14.8 \text{ i}$

$a=$	2.6	3	4	6	8 m
$g=$	2305	2361	2523	2709	2949 kg/m
więcej o		2.4	9.5	17	28 %.

Widzimy zatem, że przy mniejszych b możemy odstąpić od najkorz. a o 1.3 m , a różnica jest tylko 1.8% , przy większych b różnice ciężaru stają się większe i już przy 0.4 m wynosi przeszło 2% .

§. 112. Pokład mostów kratowych.

Wzory powyższe odnoszą się wprost właściwie tylko do belek blaszanych, bo przy belkach głównych kratowych odstęp poprzecznic a zazwyczaj równa się odstępowi węzłów, tu więc zależy najkorzystniejszy odstęp od sumy ciężarów belek głównych kratowych i pokładu.

Możnaby to dokładnie obliczyć, ale obliczenie takie ogólne byłoby bardzo żmudne; wystarczy jednak przyjąć a wedle poprzednich wzorów tak, aby odstęp węzłów był stosowny ze względu na kratę, względnie zmienić a tak, aby zadość uczynić obu warunkom, wręście urządzić podparcie poprzecznic drugorzędne lub przyjąć kratę dwukrotną. Poprzednio wykazaliśmy, że większe nawet odstąpienie od długości α , otrzymanej z poprzednich wzorów, sprawia tylko mały wzrost ciężaru, nie potrzebujemy się więc tych wzorów trzymać niewolniczo.

§. 113. Poprzecznicze między węzłami.

Bardzo rzadko umieszczamy poprzecznicze między węzłami, skutkiem czego pasy pracują też na zginanie, muszą być silniejsze i liczone wedle wzoru $\tau = \frac{S}{A} \pm \frac{Me}{J}$.

$$\tau = \frac{S}{A} \pm \frac{Me}{J}$$

¹⁾ por. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 283 rów. 482).

Taki ustrój może się opłacić tylko wtedy, jeżeli poprzeczne podkłady spoczywają wprost na belkach głównych, gdyż wtedy odpadają podłużnice i poprzecznice, co stanowi znaczną oszczędność materiału. Ponieważ w tym wypadku belki główne muszą leżeć blisko siebie n. p. około 2·5 m, a pomost jest u góry, to ze względu na parcie wiatru nie możemy tego ustroju stosować dla mostów o wielkiej rozpiętości, tylko najwyżej do 25 m.

XIV. Łożyska.

§. 114. Rodzaje łożysk.

Łożysko (n. *das Lager*, *Auflager*, fr. *le support*, *le coussinet*, a. *the support*, *the bolster*, *the bearing*, wł. *apparecchio di appoggio*, cz. *ložko*, *ložisko*) jestto zeskład, znajdujący się między belkami głównymi, a filarami, który służy:

1. do przeniesienia ciśnienia belek głównych na większą powierzchnię,
2. do dokładnego zetknięcia belki z powierzchnią filaru,
3. do wyrównania nierówności dolnej powierzchni pasów,
4. do umożliwienia przesunięć, powstałych wskutek zmiany ciepłoty i ugięcia belki,
5. do ustalenia punktu zaczepienia siły.

Rozróżniamy 3 rodzaje łożysk:

1. łożyska stałe (n. *festes Lager*, cz. *ložisko pewné*, fr. *le support fixe*, an. *the fixed support*, wł. *apparecchio fisso*), które niedozwalają na przesunięcie belki;

2. przesuwowe (n. *das Gleitlager*, fr. *la glissière*, an. *the slide bolster*, cz. *ložisko posuvne*), które pozwalają na przesunięcie belki po pokonaniu tarcia posuwistego.

3. wałkowe (n. *das Rollenlager*, fr. *le support en rouleaux*, an. *the roller bearing*, cz. *ložisko kladkove*, *valcové*, wł. *apparecchio a rulli*), które dozwalają na przesunięcie belki po pokonaniu tarcia potoczystego.

Oprócz tego rozróżniamy łożyska: 1. płaskie (n. *das Flächenlager*), na których opiera się belka większą płaszczyzną; 2. kołyskowe (n. *das Kipplager*, cz. *ložisko pohybné*, *pohyblivé*, wł. *apparecchio an. bilanciére*), w których płaszczyzna zetknięć

dwu części łożyska jest mała, a belka może przy ugięciu pochylić się bez przesunięcia punktu zaczepienia.

§. 115. Wpływ ciepła.

Jeżeli końce belki mogą się poruszać, to przedłużenie belki wskutek zmiany ciepłoty wynosi

$$dl = \alpha t l \quad 187)$$

gdzie α jest współczynnikiem rozszerzalności i wynosi dla żelaza spawalnego 0.0000121, żelaza zlewnego 0.0000118

stali 0.0000108, „ lanego 0.0000107.

Jeżeli przyjmiemy, że przyrost ciepłoty t wynosi 40° , to: dla żelaza zlewnego $dl = 0.472l$ jeżeli dl wyrazimy w milimetrach a l w metrach. To przedłużenie belki, a więc przesunięcie jej końców, może być dosyć znaczne, bo np. dla $l = 100 m$ $dl = 47 mm$.

Rozporz. austr. minist. kolejowego z dnia 28. września 1904. §. 7. ust. 5. Zmiany ciepłoty uwzględnić należy dla granic ciepłoty pomiędzy -25 a $+45$ l.

Przypuśćmy, że końce belki nie mogą się posuwać, w takim razie powstaje siła pozioma H , która musi być tak wielką, ażeby wywołała tak wielkie skrócenie, jak wielkie jest wydłużenie się belki wskutek zmiany ciepłoty.

Jeżeli oznaczymy przekrój pasu przez A , to skrócenie wskutek siły H jest:

$$\frac{H}{\epsilon A} \cdot l = \alpha t l, \text{ stąd } H = \alpha \epsilon A t \quad 188)$$

Jeżeli wstawimy za $\epsilon = 2150000 \text{ kg/cm}^2$, to otrzymamy: dla $t = 40^\circ$ $H = 1015A \quad 189)$ wyrażając H w kg a A w cm^2 .

Dotychczas przypuszczaliśmy, że przekrój jest stały. Jeżeli jednak przekrój A jest zmienny, wtedy:

$$dl = \frac{H}{\epsilon} \int_0^l \frac{dx}{A} = \alpha t l \quad 190)$$

Nazwijmy przekrój na początku belki A_0 , w środku belki A_1 i wykreślmy krzywą PRS (t. 153. r. 2.), przedstawiającą zmienny przekrój A i krzywą $P_1R_1S_1$, przedstawiającą odwrotność

$\frac{1}{A}$, to zamiast zmiennych rzędnych krzywej $\frac{1}{A}$ możemy przyjąć pewną wartość średnią dla rzędnych linii.

Możemy zatem całkę przedstawić w postaci

$$\int_0^l \frac{dx}{A} = \beta \frac{l}{A_1}, \text{ gdzie } \beta \text{ jest spółczynnikiem, wyrażającym stosunek przekroju średniego do przekroju w środku belki.}$$

Wstawmy to w rów. 190), a otrzymamy: $dl = \frac{H}{\varepsilon} \beta \frac{l}{A_1} = \alpha tl$

stąd

$$H = \frac{\alpha \varepsilon A_1 t}{\beta} \dots \dots \dots 191)$$

Obliczmy teraz natężenie, jakie powstaje wskutek parcia poziomego H . Natężenie $\nu = \frac{H}{A} = \frac{\alpha \varepsilon t A_1}{\beta A} = \frac{C}{\beta} \cdot \frac{A_1}{A}$, gdzie $C = \alpha \varepsilon t$ jest ilością stałą.

Na podporze $\nu_0 = \frac{C}{\beta} \cdot \frac{A_1}{A_0}$, w środku belki $\nu_1 = \frac{C}{\beta}$.

Wstawmy $C=1015$ i β , które jest zależnem od $\frac{A_0}{A_1}$ a otrzymamy dla

$l =$	10	50	100	150 m
$\frac{A_0}{A_1} =$	0.9	0.4	0.3	0.2
$\beta =$	1.01	1.36	1.49	1.64
$\nu_1 =$	1005	746	680	620 kg/cm ²
$\nu_0 =$	1117	1865	2267	3100 kg/cm ² .

Widzimy więc, że przy stałym utwierdzeniu końców belki powstają już tylko wskutek zmiany ciepłoty natężenia, przekraczające znacznie natężenia dopuszczalne, a nawet często granicę sprężystości.

Siła pozioma H byłaby oprócz tego tak wielką, że zniszczyłaby zupełnie mur przyczółka. Z tej przyczyny nie używamy nigdy obu łożysk stałych, tylko jedno, drugie zaś dajemy przesuwowe lub wałkowe.

Zbadajmy, jakie są stosunki przy łożyskach przesuwowych?

Przy takich łożyskach siła pozioma H nie może być większą od tarcia, bo jeżeli jest większa, to następuje przesunięcie. Jeżeli oznaczymy współczynnik tarcia przez f , ciężar na jednostkę długości przez q , to:

$$\text{najw. } H = \frac{1}{2} q l f 193)$$

Współczynnik tarcia możemy przyjąć przy łożyskach czystych, struganych $f=0.2$, względu na kurz i brud lepiej jednak przyjąć $f=0.25$ do 0.3 . Dla $f=0.25$ otrzymamy

$$H = 0.125 q l 194)$$

Dla różnych rozpiętości otrzymamy:

	10	50	100	150 m
$q =$	$\frac{10.6 + 1.2}{2} = 5.9$;	$\frac{6.8 + 2.3}{2} = 4.55$;	$\frac{5.1 + 4.5}{2} = 4.8$;	$\frac{4.4 + 6.5}{2} = 5.45$
$H =$	7.4	23	60	102 ton.

Widzimy zatem, że przy użyciu łożysk przesuwowych jest siła pozioma H zawsze około 20 razy mniejsza, niż przy użyciu łożysk stałych, że zatem i natężenie wywołane będzie odpowiednio mniejsze. Jednak dla większych mostów siły H i natężenia będą zawsze jeszcze bardzo wielkie. Musimy więc zmniejszyć tarcie, a osiągniemy to przez użycie łożysk wałkowych.

Wiemy, że współczynnik tarcia potoczystego żelaza o żelazo wynosi $\frac{1}{d}$, a że tu wałek przesuwają się między dwiema płytami, więc wynosi $f = \frac{2}{d}$, gdzie d oznacza średnicę wałka, wyrażoną w milimetrach. Zależy ten współczynnik także od smarowania, przy bardzo dobrem smarowaniu wynosi $\frac{1.5}{d}$; przy średnim $\frac{2.5}{d}$ przy mniej dobrem $\frac{3}{d}$. Lepiej więc przyjąć średnią wartość $f = \frac{2.5}{d}$.

Jeżeli przyjmiemy średnicę wałka 100 mm, to otrzymamy współczynnik tarcia 0.025, a więc 10 razy mniejszy, niż dla tarcia posuwistego. Dla $d=200$ mm, jest $f=0.0125$, więc 20 razy mniejsze, niż dla tarcia posuwistego. Siła pozioma H zmniejszy się więc w tym samym stosunku.

§. 116. Wpływ ugięcia belki.

Jeżeli belka się ugnie, to długość osi obojętnej pozostaje niezmienną, pas dolny się rozciągnie, a górny skróci. Jeżeli nazwiemy τ kąt nachylenia ugiętej osi do poziomemu, to dla przekroju stałego (t. 153. r. 5.)

$$\text{st. } \tau = \frac{pl^3}{24 \epsilon J} \quad 1) \quad 195)$$

Z rysunku widzimy, że:

$$dl = 2 \frac{h}{2} \text{ st } \tau = \frac{pl^3}{24 \epsilon J} h \quad 196)$$

Jeżeli uwzględnimy zmienność przekroju, to wzór ten nieco się zmienia. Winkler otrzymuje wtedy dla:

$l =$	10	50	100	150 m
$dl =$	1.7	8.1	11.4	9.0 mm.

Jeżeliby końce belki były przytwierdzone, to siła pozioma H , powstała wskutek ugięcia, wynosiłaby, jakto Winkler udowadnia, 20 do 60% siły, wynikającej wskutek zmiany ciepłoty. Jednak jeżeli łożyska są przesuwowe, to H nie może być większe, niż

$$O_1 f = \frac{1}{2} ql = 0.125 ql, \text{ a podobnie przy łożyskach wałkowych}$$

$$\text{siła } H \leq \frac{1}{2} fql = \frac{1.25}{d} ql, \text{ jeżeli za } f \text{ wstawimy odpowiednią wartość.}$$

Przy belkach ciągłych dajemy jedno łożysko stałe, a inne ruchome. Ponieważ chodzi nam o to, aby przesunięcie końca belki nie było za wielkie, więc robimy jedno ze środkowych łożysk stałym. W jednym tylko wypadku, mianowicie, gdy most leży w spadku, robimy najniższe łożysko stałym, aby na to łożysko nie działało ciągnięcie, ale raczej ciśnienie.

Przedłużenie pasu prostego dolnego belki górnoparabolicznej wynosi według Winklera:

$$dl = \frac{pl^3}{12 \epsilon A h} = \frac{2 t p l}{3 \epsilon q} \quad 197)$$

Przesunięcie to jest prawie takie samo, jak przy belce równoległej; te same więc wnioski dadzą się i tu wyprowadzić.

Przy belce osekłowanej przedłużenie belki wskutek ugięcia równe jest zeru, ponieważ belka podparta jest w osi obojętnej.

1) por. Podręcznik Statyki Budowli wyd. II. str. 248 rów. 386. dla $x=0$.

§. 117. Wybór rodzaju łożysk.

Stałe łożysko robimy zawsze jedno, drugie zaś musi być ruchome. Ponieważ wszelkie niekorzyści łożysk przesuwowych zwiększają się z rozpiętością, przeto dla większych rozpiętości dajemy łożyska wałkowe, dla mniejszych przesuwowe jako tańsze. Ze względu, że łożyska przesuwowe jakkolwiek tańsze od wałkowych, jednak przy trochę większych rozpiętościach działają szkodliwie na przyczółki, należałoby już od 25 *m* rozpiętości używać łożysk wałkowych. A nawet przy mniejszych mostach używają czasem łożysk wałkowych, jak np. przy moście w Düsseldorfie o rozpiętości 13 *m*. Przy moście na Elsenz (30 *m* rozp.), który posiadał łożyska przesuwowe, mur przyczółka został wskutek siły poziomej *H* zupełnie zniszczony.

§. 118. Łożyska stałe.

Łożyska stałe znane są nam z mostów blaszanych¹⁾, mało więc mamy tu do uzupełnienia. Przy większych mostach przytowitzuje się często do pasu płytę t. zw. pośrednią (n. *die Zwischenplatte*) (t. 133. r. 4a), która spoczywa na płycie łożyskowej, a to dla lepszego rozdziału ciśnienia.

Dawniej łączono pas z płytą łożyskową, aby przeszkodzić przesunięciu belki. Obecnie zarzucono to, natomiast zakończone płytę łożyskową żebrami zwróconymi do góry, ażeby ograniczyć przesunięcie belki, lub dwoma żebrami, o które opiera się płyta pośrednia, jak przy kolei Hanowerskiej (t. 153. r. 6.).

§. 119. Wymiary łożysk stałych i przesuwowych.

Niechaj *b* oznacza szerokość (t. 153. r. 3.), *d* grubość, *l*₁ długość płyty łożyskowej, *c* szerokość, na której przenosi się oddziaływanie *O*, *v*₁ natężenie dopuszczalne dla kamienia, to ze względu na ciśnienie na kamień mamy

$$b l_1 v_1 = O, \text{ stąd } l_1 = \frac{O}{b v_1} \dots \dots \dots 198)$$

Przypuścmy, że oddziaływanie *O* rozdziela się równomiernie na górną część płyty, to na każdą połowę *c* działa $\frac{1}{2} O$ i podobnie na dolną część płyty na każdą połowę *l*₁ działa $\frac{1}{2} O$. Wskutek tego występują w płycie natężenia zginające. Otrzymamy więc dla przekroju prostokątnego:

¹⁾ Mosty Blaszane str. 134.

$$b d^2 = \frac{6 M}{\tau}, \text{ zaś } M = \frac{\pm O}{2} \cdot \frac{1}{4} (l_1 - c), \text{ czyli}$$

$$b d^2 = \frac{3}{4} \frac{O(l_1 - c)}{\tau}, \text{ stąd:}$$

$$d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3(l_1 - c) \cdot O}{b \tau}} \quad 199)$$

Jeżeli przyjmiemy $\tau = 300 \text{ kg/cm}^2$ dla żelaza lanego, to otrzymamy:

$$d = 0.05 \sqrt{\frac{(l_1 - c) O}{b}} \quad 200)$$

Natężenie dopuszczalne dla kamienia przyjmujemy zwykle 15 do 20 kg/cm^2 ; przy wielkich mostach nawet 30 kg/cm^2 , a to dlatego, ponieważ wstrząśnienia są mniej szkodliwe.

§. 120. Łożyska wysokie i dla pasów nierównych.

Jeżeli jedno łożysko jest wałkowe, a drugie stałe, to pod łożyskiem stałym musi być filar wyższy, aniżeli pod wałkowem, albo też robi się łożysko stałe tak wysokie, jak wałkowe. W tym celu daje się dwie płyty, które połączone są żebrem, np. przy moście na Isarze pod Platting (t. 155. r. 6.).

Jeżeli dolna powierzchnia pasu nie jest płaską, n. p. przy przekroju krzyżowym, to albo można na długość łożyska żebro opuścić albo odpowiedni kształt nadać łożysku lub wreszcie dać wkładki wyrównywujące n. p. przy moście na Ipoli na Węgrzech (t. 153. r. 3.).

Dawniej, aby zmniejszyć wstrząśnienia urządzano łożyska sprężyste. Kładziono więc łożyska na belki drewniane (t. 156. r. 2.), co dotychczas robią w Rosyi, ale pokazało się, że jest to niestosowne, bo łożyska wciskają się nieco w drzewo, a przeto wysokość toru się zmienia, co wywołuje znaczne wstrząśnienia. Używano także w tym celu sprężystych płyt stalowych. Obecnie ustroje te wyszły z użycia.

§. 121. Pochylenie płyt łożyskowych.

Płyty łożyskowe układa się najczęściej poziomo; jednakowoż po zdjęciu rusztowania wskutek ciężaru własnego, a także przez obciążenie mostu belki uginają się, wskutek czego punkt

zaczepienia oddziaływania przesuwa się bliżej krawędzi płyty, co jest niekorzystnem.

Dlatego lepiej jest łożysko nieco pochylić tak, ażeby po ugięciu belki, gdy rusztowanie zostało usuniętem, pas opierał się na całej powierzchni łożyska. Najlepiej zaś byłoby, gdyby przy obciążeniu mostu nastąpiło dokładne zetknięcie pasu z łożyskiem. Styczna kąta nachylenia łożyska do poziomu wynosi średnio tylko około $\frac{1}{400}$.

§. 122. Łożyska dla oddziaływań ujemnych.

Oddziaływania ujemne możliwe są tylko przy belkach ciągłych i wspornikowych. Aby oddziaływanie ujemne rzeczywiście nastąpiło a belka się nie podniosła, potrzebnem jest zakotwienie belki, które składa się z pręta okrągłego i płyty kotwicowej n. p. przy moście kolei „Halle-Guben“ pod Delitz (t. 153. r. 7), przy moście na dworcu w Düsseldorfie (t. 155. r. 4.) lub przy moście na Neckarze w Mannheim (t. 140. r. 4.). Przy kolei berlińskiej miejskiej (t. 154. r. 4.) użyto dwu prętów do zakotwienia, przy moście zaś na Salzachu pod Laufen (t. 97. r. 1b) przytwierdzono pręty kotwicowe do poprzecznicy. Ciężar muru między łożyskiem a kotwicą odpowiada wielkości oddziaływania.

§. 123. Ubezpieczenie przeciw przesunięciu przy mostach, w spadku będących.

Przy mostach, będących w spadku, potrzeba przeszkodzić przesunięciu mostu w kierunku spadku.

Przy małych mostach urządza się t. zw. palec, przypominający kształtem wspornik, który jest przymocowany do pasu dolnego i za pośrednictwem drewnianej belki przenosi ciśnienie na mur n. p. wedle normalij austriackiej kolei Południowej (t. 153. r. 8.).

Jeżeli spad jest mały, 2 do 5‰, wtedy nie potrzeba wcale tego podparcia.

§. 124. Łożyska wałkowe.

Główną częścią składową łożysk wałkowych są wałki (n. *die Walzen*, fr. *le rouleau*, a. *the roller*, cz. *valce*). Wałków używamy albo o pełnym obwodzie koła, albo tylko o części

obwodu koła t. zw. półwałki (n. *Halbwalze*, *Stelze*, fr. *le pendule*, a. *the pendulum*, *the stilt*).

Łożysko wałkowe składa się z trzech głównych części :

1. podkładki (n. *die Unterlagsplatte*, *Grundplatte*),
2. wałków,
3. płyty górnej (n. *Überlagsplatte*).

Czasami znajduje się jeszcze płaszcz, służący do ochrony łożyska przed pyłem.

§. 125. Wałki.

Wałki robi się z żelaza lanego lub ze stali. Obecnie najczęściej używa się stali, gdyż z powodu większej wytrzymałości stali potrzeba mniej wałków; zyskujemy więc na długości łożyska, a nawet tarcie jest dla stali nieco mniejsze.

Wałki robi się okrągłe (t. 100. r. 1 d). Dawniej, gdy kładziono pas belki wprost na wałki, robiono czasem rowki na nity (t. 154. r. 7.), ale i w takim razie lepiej użyć nitów wpuszczanych. Zazwyczaj jednak pasy spoczywają na płycie górnej i wałki są całkiem okrągłe.

Zupełnie wyjątkowo widzimy przy pasach podwójnych wałki w środku cieńsze przy moście na Innie pod Bichelwang (t. 155. r. 5.). Przy bardzo szerokich pasach mostów na Tamizie pod Windsorem i Blackfriars (t. 155. r. 2.) użyto kilku wałków obok siebie ułożonych.

Wałki zazwyczaj robi się pełne, w ostatnich czasach widzimy jednak także wałki o wielkich średnicach wydrążone, jak przy moście na Beuvron (t. 134. r. 6.), gdzie $d=30$ cm. (t. 168. r. 4.).

§. 126. Półwałki.

Wałki o całkowitym kołowym przekroju są właściwie nie potrzebne, gdyż przesunięcie nie jest nigdy tak wielkie, ażeby nastąpił całkowity obrót wałka o 360° . W rzeczywistości przesunięcie jest zawsze tak małe, że wałek tylko o mały kąt się obraca. Jeżeli średnica wałka wynosi 12 lub 24 cm, to obwód jego wynosi 38 lub 76 cm; tak wielkie przesunięcia zazwyczaj nie przychodzą w praktyce.

Z tego powodu możemy nieużyteczne części wałka obciąć i w ten sposób otrzymujemy półwałki (n. *die Halbwalze*, *die Stelze*, *die Flachwalze*).

Używając półwałków zamiast wałków możemy przy tej samej średnicy i długości łożyska użyć więcej wałków albo łożysko skrócić lub wreszcie przy tej samej długości łożyska użyć półwałków o większej średnicy. W tym ostatnim przypadku zmniejsza się tarcie, gdyż, jak wiemy, współczynnik tarcia potoczystego jest odwrotnie proporcjonalny do średnicy wałka. Wadą półwałków jest jednak ta okoliczność, że gdy wskutek wstrząśnień zmniejsza się chwilowo ciśnienie na łożysku, półwałki posuwać się mogą przypadkowo i potrzeba często takie łożyska regulować, wprowadzając je do pierwotnego położenia. Z tego powodu w ostatnich czasach rzadko używa się półwałków.

Szerokość potrzebna półwałka zależy od największego przesunięcia końca belki. Aby nie nastąpił wywrót półwałka, widocznym jest, że może się on przy największym wydłużeniu znajdować jeszcze w takim położeniu, jak na rys. 8. t. 154, $C_1 B_1 A_1$. Dla największego możliwego skrócenia belki, może się znów łożysko przesunąć wstecz tak, aby punkt B_1 zajął położenie B_2 . Przy przesunięciu się belki o Δ , odwija się półwałek u góry i u dołu o $\frac{1}{2} \Delta$. Jeżeli więc Δ nazwiemy największe możliwe przesunięcie belki w jednym i w drugim kierunku, a więc razem 2Δ , to najmniejsza szerokość wałka b musi być

$$b = \Delta \dots \dots \dots 201)$$

Jednakże ze względu na to, że najmniejsze przekroczenie położenia skrajnego wywołałoby wywrót wałka, przyjmujemy dla bezpieczeństwa dwa razy większą szerokość z małym dodatkiem 25 mm ze względu na niedokładność wykonania. Przyjmujemy więc

$$b = 2\Delta + 25 \text{ mm} \dots \dots \dots 201a)$$

Jeżeli teraz obliczymy Δ z rów. 187), uwzględniając wpływ ugięcia belki według 196), otrzymujemy dla belki o rozpiętości:

$l =$	30	50	100	150 m	
równoległej lub gór- noparabolicznej	} $b =$	63	88	142	184 mm
osełkowatej	} $b =$	53	72	119	167 mm

Średnio możemy przyjąć (l w metrach) dla:
belki równoległej lub górnoparabolicznej:

$$b = 35 + 1.0 l \text{ mm}$$

belki oselkowatej:

$$b = 25 + 0.94 l \text{ mm}$$

. 202)

Zazwyczaj robimy półwałki w środku węższe, jak to widzimy na (t. 154. r. 1, 2, 3.), aby zaoszczędzić na materyale i kosztach.

§. 127. Wymiary i ilość wałków.

Dokładne obliczenie wymiarów i ilości wałków jest bardzo trudne. Zadanie to ogólnie rozwiązali dopiero w r. 1892 Herz i Galliot (Annales de ponts et chaussées 1892¹⁾). Chodzi tu mianowicie o wytrzymałość dwóch ciał o powierzchni zakrzywionej. Oznaczmy promienie krzywizny jednego ciała przez r_1 (t. 154. r. 5.), drugiego przez r_2 , współczynniki sprężystości przez ε_1 i ε_2 i nazwijmy długość, na której następuje zetknięcie obu ciał $2b$, to według Herza natężenie

$$\tau = \sqrt[3]{\frac{P}{2\pi} \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{\varepsilon_2}}} \dots \dots \dots 203)$$

gdzie P oznacza ciśnienie, a r jest dodatkiem, jeżeli leży wewnątrz bryły.

Jeżeli ten wzór zastosujemy do płyty i wałka, to $r_1 = \infty$ (t. 154. r. 6.). Nazwijmy l długość wałka, n ilość wałków, to ciśnienie, przypadające na jeden wałek, wynosi $P = \frac{O_1}{n \cdot l}$.

Przyjmijmy, że płyta i wałek są z tego samego materyału, to $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$. Po wstawieniu tych wartości we wzór 203) otrzymamy:

$$n \cdot r \cdot l = \frac{0.179 \varepsilon O_1}{\tau^2} \dots \dots \dots 204)$$

We wzorze tym przyjąć możemy dość znaczne natężenie τ i tak dla żelaza lanego $\tau = 2000 \text{ kg/cm}^2$, dla stali 3000 kg/cm^2 , otrzymamy więc, zważywszy, że $d = 2r$, dla żelaza lanego $\varepsilon = 100000 \text{ kg/m}^2$ $n \cdot l \cdot d = 0.089 O_1$. }
 „ stali $\varepsilon = 220000 \text{ kg/m}^2$ $n \cdot l \cdot d = 0.087 O_1$. } . 205)

¹⁾ Porów. Weyrauch. Ueber die Berechnung der Brücken-Auflager. Zeits. d. Hann. Ing. u. Arch. Ver. 1894 str. 131. i Deslandres. Expériences sur la résistance des rouleaux métalliques. Ann. des ponts et chauss. 1893 str. 1160. Autor proponuje, aby dla żel. lanego natężenie przyjmować 44 kg , na cent. bieżący. Ze względu na niedokładność w obróbieniu radzi nawet zmniejszyć to natężenie do 22 kg/cm , a dla stali 19 kg/cm .

Ilość wałków n obliczone z tego równania jest jednak dwa do trzy razy większa, niż obecnie używana, pomimo tak wielkich natężeń. Dlatego podamy także obliczenie przybliżone, używane w praktyce.

Wskutek ciśnienia odkształcają się nieco wałek i płyta. Jeżeli siła działająca jest O_1 , ilość wałków n , to na jeden wałek działa $\frac{O_1}{n}$. Przypuśćmy, że odkształcenie jest proporcjonalne w każdym punkcie do natężenia.

Jeżeli weźmiemy na uwagę element w punkcie N (t. 156. r. 3.) o szerokości dx a długości wałka l , to siła nań działająca jest $l \cdot dx \cdot v$.

Nazwijmy odkształcenie wałka w punkcie $N \dots NN' = dy_1 \dots$ płyty: $N'N_1 = dy_2$,
odkształcenie wałka w punkcie $C \dots CC' = dy'_1 \dots$ $C'C_1 = dy'_2$.

Jeżeli dalej nazwiemy odległość punktu N od stycznej w punkcie C przez y_1 , to z rys. 3. wynika

$$y_1 + dy_1 + dy_2 = dy'_1 + dy'_2 \quad \dots \quad 206)$$

Ponieważ przyjęliśmy, że natężenia są proporcjonalne do odkształceń, więc:

$v = a_1 dy_1 = a_2 dy_2$, przyczem a_1 i a_2 zależą od materiału i kształtu wałka.

Jeżeli natężenie w punkcie C nie ma przekroczyć granicy dozwolonej, to musi być:

$$v = \tau = a_1 dy'_1 = a_2 dy'_2$$

Możemy przyjąć w przybliżeniu, że:

$$y_1 = \frac{x^2}{d}$$

Wstawmy to we wzór 206), to

$$\frac{x^2}{d} + \frac{v}{a_1} + \frac{v}{a_2} = \frac{\tau}{a_1} + \frac{\tau}{a_2}$$

$$v \cdot \frac{a_1 + a_2}{a_1 \cdot a_2} + \frac{x^2}{d} = \tau \frac{a_1 + a_2}{a_1 \cdot a_2} \quad \text{stąd } v = \tau - \frac{a_1 \cdot a_2}{a_1 + a_2} \cdot \frac{x^2}{d}$$

Dla $x = x_1$ jest $v = 0$, zatem:

$$\tau = \frac{x^2}{d} \cdot \frac{a_1 \cdot a_2}{a_1 + a_2}$$

stąd
$$x_1 = \sqrt{d\tau \cdot \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{\alpha_1 \cdot \alpha_2}}$$

Jeżeli scałkujemy natężenia od A do B , to znajdziemy siłę, działającą na jeden wałek:

$$\frac{O_1}{n} \int_{-x_1}^{+x_1} \nu l dx = \int_{-x_1}^{+x_1} \tau l dx - \int_{-x_1}^{+x_1} \frac{x^2}{d} \cdot \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2} \cdot l \cdot dx = 2l\tau x_1 - \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{2x_1^3}{3} = 2lx_1 \left(\tau - \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2} \cdot \frac{1}{3} \frac{x_1^2}{d} \right).$$

Ale drugi wyraz w nawiasie jest $= \frac{1}{3} \tau$, zatem:

$$\frac{O_1}{n} = \frac{4}{3} x_1 \tau \dots \dots \dots 207)$$

W tym wzorze nie znamy jednak x_1 . Musimy zrobić pewne przypuszczenie, a mianowicie, że α_1 i α_2 zależy od współczynnika sprężystości ϵ_1 i ϵ_2 , promienia wałka d i grubości płyty g :

$$\alpha_1 = \frac{2\epsilon_1}{d} \dots \alpha_2 = \frac{\epsilon_2}{g}.$$

Jeżeli płyta i wałek są z jednego materiału, to $\epsilon_1 = \epsilon_2$. Wstawmy to we wzór dla x_1 , a otrzymamy

$$x_1 = \sqrt{\tau \cdot d \cdot \frac{\frac{2\epsilon}{d} + \frac{\epsilon}{g}}{2\epsilon^2}} = \sqrt{\tau \cdot d \cdot \frac{2g+d}{2\epsilon \cdot d \cdot g}}$$

Wstawmy to w 207) i obliczmy n , to

$$n = \frac{3P}{4l x_1 \tau} = \frac{3P}{4l\tau} \cdot \sqrt{\frac{2\epsilon}{\tau d(2g+d)}} = \frac{P}{ld} \sqrt{\frac{9}{8} \cdot \frac{\epsilon}{\tau^3 \left(1 + \frac{2g}{d}\right)}} \dots 208)$$

Dla łożyska ze stali jest $\epsilon = 2200000$, $\tau = 1410 \text{ kg/cm}^2$, a stosunek: $\frac{g}{d} =$ średnio 0.3. Po wstawieniu tych wartości otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} & \text{(przyczem wyrażamy } P \text{ w } \text{kg. } l \text{ i } d \text{ w } \text{cm)} \\ & n = 0.024 \frac{P}{ld} \dots \dots \dots \\ & \text{albo (jeżeli wyrażimy } P \text{ w tonnach, } l \text{ i } d \text{ w } \text{cm)} \\ & n = 24 \frac{P}{l \cdot d} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots 209)$$

Dla łożysk z żelaza lanego jest $\varepsilon=1000000$, $\tau=1000 \text{ kg/cm}^2$,
więc

$$(P \text{ w tonnach, } l \text{ i } d \text{ w cm}) \quad n=27 \frac{P}{l d} \dots \dots \dots 210)$$

Nakoniec podamy tu jeszcze obliczenia ilości wałków według Tetmajera. Przyjmijmy, że ciśnienie na wałek wynosi N (t. 162. r. 2.). Wywołuje ono odkształcenie, przyczem równanie linii $A C B$ $y'=f(x')$ jest nieznanem. Możemy jednak

przypuścić, że stosunek $\lambda = \frac{a}{b} = \frac{a'}{b'} = \frac{y-y'}{y-r \text{ dost } \delta}$ jest stałym.

Do granicy sprężystości mamy równanie $\frac{y-y'}{y'} = \frac{\nu}{\varepsilon}$, więc

$\nu = \frac{y-y'}{y'} \varepsilon = \varepsilon \lambda \left(\frac{1-r \text{ dost } \delta}{y} \right)$. Nazwijmy $\varepsilon \lambda = \varepsilon_0$, z rysunku mamy $y=r \text{ dost } \varphi$; więc

$$\nu = \left(1 - \frac{\text{dost } \delta}{\text{dost } \varphi} \right) \varepsilon_0 \dots \dots \dots 211)$$

Dla $\varphi=0$ jest ν największem,

$$\text{najw. } \nu = (1 - \text{dost } \delta) \varepsilon_0 \dots \dots \dots 212)$$

Na element powierzchni działa siła $dN = \nu dA = \nu l ds$, jeżeli l oznacza długość wałka. W przybliżeniu przyjmijmy $ds = dx$,

a że $x=r \text{ dost } \varphi$, więc $dx = r \text{ dost } \varphi d\varphi$, zatem $N = 2 \int_0^\delta \nu r l \text{ dost } \varphi d\varphi$

$$= 2 \int_0^\delta \left(1 - \frac{\text{dost } \delta}{\text{dost } \varphi} \right) \varepsilon_0 r l \text{ dost } \varphi d\varphi = 2 \varepsilon_0 r l \int_0^\delta (\text{dost } \varphi - \text{dost } \delta) d\varphi$$

$$N = 2 \varepsilon_0 r l \text{ wst } \varphi - \varphi \text{ dost } \varphi \int_0^\delta = 2 \varepsilon_0 r l (\text{wst } \delta - \delta \text{ dost } \delta) \dots \dots 213)$$

Dalej mamy $\text{wst } \delta = 2 \text{ wst } \frac{\delta}{2} \text{ dost } \frac{\delta}{2}$, a według 212)

$$\text{dost } \delta = 1 - \frac{\text{najw } \nu}{\varepsilon_0}, \text{ więc}$$

$$1 - \text{dost } \delta = 2 \text{ wst}^2 \frac{\delta}{2} = \frac{\text{najw } \nu}{\varepsilon_0}, \text{ stąd } \text{wst } \frac{\delta}{2} = \sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}}, \text{ dost } \frac{\delta}{2} =$$

$$= \sqrt{1 - \frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}}, \text{ zatem}$$

$$\frac{\delta}{\varepsilon} = \text{łuk wst } \sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}}. \text{ Wstawmy to w rów. 213), a otrzymamy}$$

$$N = 4 \varepsilon_0 r l \left[\sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}} \sqrt{1 - \frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}} - \text{łuk wst} \sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}} \times \left(1 - \frac{\text{najw } \nu}{\varepsilon_0} \right) \right]$$

Rozwiązawszy funkcyę $\sqrt{1 - \frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}}$ i łuk wst $\sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}}$ i opuściwszy ostatni wyraz $\frac{\text{najw } \nu}{\varepsilon_0}$,

$$\text{otrzymamy } N = 4 \varepsilon_0 r l \left[\left(\frac{11}{5} - \frac{1}{2} \right) \sqrt{\left(\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0} \right)^3} \right] = \frac{8}{5} r l \text{ najw } \nu \times \sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}},$$

$$\text{więc } N = \frac{4}{5} dl \text{ najw } \nu \sqrt{\frac{\text{najw } \nu}{2 \varepsilon_0}} \dots 214)$$

Wiemy, że $\varepsilon_0 = \varepsilon \lambda = \varepsilon \frac{a'}{b'} = \varepsilon \frac{a}{b}$. Otóż λ zmienia się z grubością płyty i średnicą wałka.

Jeżeli przeciętnie przyjmiemy $\lambda = 0.5$, i dla rozmaitych materiałów najw. ν i ε

	żel. lane	spawalne	zlewne	stal lana	zlewna
najw. ν .	0.6	0.8	1.1	0.6 do 0.8	1.8 t/m ²
$\varepsilon =$	1000	2000	2150	2100	2250

to otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla żelaza lanego } N = 0.0020 dl \text{ wt} \\ \text{„ „ spawal. } N = 0.0021 dl \\ \text{„ „ zlewn. } N = 0.0033 dl \\ \text{„ stali lanej } N = 0.0114 dl \text{ do } 0.020 dl \\ \text{„ „ zlewnej } N = 0.067 dl \end{array} \right\} \text{ a że } N = \frac{P}{n} \left. \begin{array}{l} n \geq 50 \frac{P}{dl} \\ n \geq 30 \frac{P}{dl} \\ n \leq 15 \frac{P}{dl} \end{array} \right\} \dots 215)$$

Obliczamy więc ilość wałków, ich średnicę według powyższych wzorów 209), 210) a najlepiej wedle wzoru 215), zatrzymując większe wyniki. Przyjąc przytem należy ich średnicę wedle wzorów, które poniżej podajemy. Jeżeli używamy półwałków, to zwiększamy n o 50%, boby inaczej wypadło łożysko za krót-

kie, a więc natężenie muru za wielkie. Résal otrzymuje w powyższych wzorach dla półwałków ze stali współczynnik 25, z żelaza lanego 33. Haeseler

dla wałków 33 dla półwałków 43 dla żelaza lanego
zaś „ „ 36 „ „ 44 „ stali.

Wszystkie powyższe wzory zawierają niewiadomą d ; należy więc średnicę wałka przyjąć. Im większe przyjmujemy d , tem mniejsze wypadnie n . Stosowna wartość przyjmujemy według Winklera, jeżeli nazwiemy rozpiętość mostu L dla mostów kolejowych, jednotorowych i lekkich dro-

$$\left. \begin{array}{l} \text{gowych} \quad d=100+1.0 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \\ \text{dla mostów kolejowych dwutorowych i drogowych} \\ \text{w ogóle:} \quad d=100+1.3 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \end{array} \right\} \quad 216)$$

przyczem przyjmujemy największe $d=200 mm$ dla wałków pełnych a najw. $d=300 mm$ dla wałków wewnątrz wydrążonych (t. 134. r. 6a). Obliczenie wałków wydrążonych z żebrami nie jest jeszcze obecnie możliwem. Ściance takich wałków dajemy grubość $0.2 d$.

Długość wałka zależy od szerokości pasu.

Przeciętnie moglibyśmy przyjąć za Winklerem:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla mostów kolejowych jednotorowych i lekkich dro-} \\ \text{gowych} \quad l=100+7 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \\ \text{dla mostów kolejowych dwutorowych i drogowych} \\ \text{w ogóle:} \quad l=100+11 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \end{array} \right\} \quad 217)$$

Półwałki przyjmujemy o większej średnicy, aby zmniejszyć tarcie, przyczem ze względu na mniejszą szerokość półwałków długość będzie większą.

Możemy więc przyjąć wedle Winklera:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla mostów kolejowych jednotorowych i lekkich dro-} \\ \text{gowych} \quad d=150+1.3 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \\ \text{dla mostów kolejowych dwutorowych i drogowych} \\ \text{w ogóle} \quad d=150+2.0 L mm \text{ (} L \text{ w metr.)} \end{array} \right\} \quad 218)$$

Chodziłoby jeszcze o szerokość b półwałków w środku ich wysokości (t. 154. r. 2.). Gdybyśmy szerokość tę liczyli tylko na ciśnienie, to wypadłaby ona bardzo mała, wynosiłaby zaledwie kilka milimetrów.

Przyjmujemy więc co najmniej z Winklerem:

$$b=0.16 d \text{ dla półwałków przedstawio-}$$

nych na rys. 2. t. 154.

Jeżeli półwałki zaopatrzone żebrami, to dajemy szerokość:
 $k=0.07d$, zaś odstęp żeber $c=0.5d$
(t. 154. r. 3.).

§. 128. Ubezpieczenie wałków przeciw wzajemnemu przesunięciu.

Wałki muszą się znajdować w stałym odstępnie, a odstęp ten należy później utrzymać. Do tego celu służy rama (n. *Walzenrahmen*), zaopatrzona otworami, w które wchodzi czopy wałków.

Zwykle wałek i czopy stanowią jedną całość; jednakże, jeżeli wałki są lane, to mogą czopy stanowić odrębną całość, wchodząc w wydrążenie wałka (t. 159. r. 5.). Taki ustrój jest jednak droższym. Wysunięciu czopów zapobiegamy przytem albo zapomocą bocznej ścianki podkładki (t. 155 r. 5.) albo zapomocą zatyczki (t. 159. r. 5.).

Rama składa się zwykle z dwóch wstęg stojących, które rozmaicie łączymy:

1. Zapomocą rozporek (n. *Stehbolzen*), które umieszczamy na końcach ramy, a także czasem i pomiędzy wałkami n. p. przy moście na Dyi pod Znojmem (t. 156. r. 1.), gdzie rozporki środkowe to osie wałków, lub przy moście na Teśmie (t. 100. r. 1 d), wreszcie przy moście na Izare pod Platting (t. 102. r. 7.), gdzie rozporki urządzone pośrodku. Aby przeszkodzić zesunięciu się wstęg ramy ku środkowi, zaopatrzone są rozporki kołnierzami, o które opiera się wstęga.

2. Za pomocą wstęg połączonych śrubami (t. 159. r. 3.). Przy długich ramach dajemy oprócz tego pośrodku także rozporki.

3. Używamy wałków do łączenia wstęg, dając przez czopy zatyczki (t. 159. r. 5.) albo dajemy przez cały wałek oś, która przytrzymuje ramę przy pomocy śruby (t. 156. r. 1.).

Rama może się składać także z kątówek (t. 155. r. 1.), które na rogach łączymy zapomocą nitów. Wtedy nie robimy dziur na czopy, tylko wycięcia tak, że ramę można zdjąć przez podniesienie do góry.

Jeżeli mamy półwałki, to musimy dać dwie ramy (t. 160. r. 1a) gdyż, gdyby była jedna rama, to w chwili, w której wskutek wstrząśnienia na półwałki ustałby nacisk, mogłyby się półwałki poprzeczyć w rozmaite strony (t. 159. r. 2.). Dwie

ramy zaś sprawiają, że osie symetrii półwałków będą zawsze w stałym odstępnie i do siebie równoległe.

Wymiary ramy możemy przyjąć według Winklera, jeżeli d oznacza grubość wałka:

grubość czopa	0 25 d 219)
wysokość ramy wstęgowej . . .	0 5 d	
grubość " "	0 15 d	
" rozporki	0 25 d	
szerokość kątownki	0 5 d	

Przy półwałkach przyjmujemy wymiary wedle tych samych wzorów, biorąc jednak zamiast d tylko $0 63 d$.

Jest jeszcze inny sposób ustalenia wałków za pomocą zębów (*n. Zahn*), które wchodzą w odpowiednie wycięcie płyty górnej lub podkładki. Tab. 150. r. 2. przedstawia ten ustrój, który był jednak tylko stosowanym dla belek Paulego, a obecnie został zarzucony.

§. 129. Ubezpieczenie wałków przeciw przesunięciu bocznemu.

Wskutek działania wstrząśnień i sił poziomych może się całe łożysko przesunąć na bok. Ażeby temu zapobiedz, mamy rozmaite sposoby:

1. Za pomocą żeber bocznych wystających podkładki *n. p.* przy moście na Wezerze w Bremie (t. 161. r. 6.) lub przy moście na Obi (t. 99. r. 3b). Ten ustrój jest mało używanym z powodu trudności w struganiu podkładki i utrudnienia czyszczenia łożyska z kurzu.

2. Lepszym jest sposób za pomocą listw, które przycięte są do podkładki śrubami *n. p.* przy moście pod Weilburgiem (t. 161. r. 4.) lub przy moście na Teśmie (t. 100. r. 1b). Podczas czyszczenia łożyska można listwy usunąć. Szerokość tych listw możemy przyjąć $0 6 d$, grubość $0 16 d$.

3. Najczęściej dajemy wałkom krysy, które zachodzą na płytę dolną i górną *n. p.* przy moście kolei Badeńsko Odenwaldzkiej (t. 103. r. 1a i b) lub przy moście na Amizie (Duisburg-Quakenbrück) (t. 159. r. 1.). Grubość ich możemy przyjąć $0 18 d$, wysokość $0 15 d$. Pozostawić musimy pewną grę między kryszą a płytą która wynosi $0 03 d$, gdy d jest średnicą wałka, a to ze względu na rozszerzanie się mostu wskutek ciepoty.

4. Wałki otrzymują żłobki, w które wchodzi żebra podkładki i płyty górnej n. p. przy wiadukcie Kocher pod Tullau (t. 160. r. 3.). Sposób ten obecnie nie jest używanym, gdyż wałki osłabiają się wycięciem żłobków, a przytem czyszczenie łożyska jest utrudnionem.

§. 130. Ubezpieczenie przeciw przesunięciu podłużnemu.

Możliwem jest, że w pewnej chwili w skutek wstrząśnień będzie ciśnienie na łożysko tak małym, że wózek cały może się przesunąć w kierunku osi mostu i nawet spaść na dół.

Temu przeszkodzi możemy w rozmaity sposób. Najprzód możemy dać wałkom lub półwałkom zęby, które wchodzi w otwór płyty górnej, lub podkładki (t. 161. r. 1.). Przy półwałkach można zamiast tego dać osobny pręt pomiędzy półwałkami (t. 161. r. 2.). Zęby te mają zwykle 3 do 4 *cm* długości.

Zamiast zębów używają w nowszych czasach połączenia wahadłowego płyty górnej, ramy i płyty dolnej n. p. przy wiadukcie na Iglawie (t. 161. r. 3.). Wahadło *AC* jest przytwierdzone do płyty w punkcie *A*, do ramy wózka w punkcie *B*, do płyty górnej w punkcie *C*; jednak otwór przy *B* i *C* jest podłużny, aby umożliwić pochyłe ustawianie wahadła. Podobne urządzenie widzimy przy moście na Ulea-Elf pod Uleabog (t. 169. r. 1.). W Ameryce używanem jest łożysko Morissona (t. 105. r. 3. i t. 133. r. 1.). Rama tego łożyska jest na obu końcach zagięta w haki, które ograniczają przesunięcie.

§. 131. Podkładka.

Podkładka łożysk wałkowych jest taka sama, jak płyta przy łożyskach stałych i przesuwowych.

Ważnem tutaj jest dokładne obrobienie górnej powierzchni podkładki. W tym celu dawano czasem podwójne płyty; jedną osadza się w murze na cemencie, a druga spoczywa na pierwszej (t. 173. r. 1.). Cztery kliny regulują położenie drugiej płyty. Jestto jednak urządzenie wyjątkowe, zwykle używamy jednej płyty (t. 63. r. 1.). Jako materiału do podkładki używamy zwykle żelaza lanego, rzadziej stali.

§. 132. Płyta górna.

Płyte górną można sporządzić albo z żelaza lanego spawalnego lub stali. Z żelaza spawalnego robiono płytę górną przy dawniej używanych łożyskach płaskich. Wtedy łączono ją z pasem za pomocą nitów wpuszczonych (t. 71. r. 2.). Przy moście na Delawarze w Filadelfii (t. 101. r. 1.) widzimy płytę górną złożoną z podwójnego szeregu ijówek. Górny szereg leży prostopadle na dolnym.

Płyte ze stali łączono z pasem śrubami lub też nie łączono wcale z pasem, ale zato dawano po brzegach wystające żeberka, które uniemożliwiają zesunięcie się pasu, n. p. przy wia-
dukcie Kocher pod Tullau (t. 160. r. 3.).

Obecnie robi się zwykle łożysko kołyskowe, wtedy ustrój jej inny, jakto później opisujemy.

§. 133. Wymiary podkładki i płyty górnej.

Najmniejsza długość płyty byłaby $n \cdot b$, jeżeli n oznacza ilość a b szerokość wałków lub półwałków. Jednak, ponieważ wałki nie mogą się stykać, tylko musimy je umieścić w pewnym odstępnie, więc przyjmujemy długość większą, mianowicie

$$\begin{array}{l} \text{długość podkładki } l_1 = 1.3 \ n \cdot b \quad \} \\ \text{a długość płyty górnej } l_2 = 1.2 \ n \cdot b \quad \} \quad \dots \quad 220) \end{array}$$

Szerokość podkładki musi być większą od długości wałków, mianowicie znajdujemy w praktyce $b = l$ do $1.8l$, gdy l oznacza długość wałka; średnio więc możemy przyjąć

$$b_1 = 1.4l$$

Inne wymiary możemy przyjąć według Winklera:

$$\begin{array}{l} \text{grubość podkładki z żelaza lanego } g = 0.6 \ d, \quad 0.4 \ d \quad \} \\ \text{" płyty górnej " " " } g_1 = 0.5 \ d, \quad 0.3 \ d \quad \} \quad \dots \quad 221) \end{array}$$

§. 134. Płaszcz.

Czasami dla ochrony łożyska przed deszczem i kurzem daje się płaszcz. Zupełnie jednak szczelna osłona nie jest możliwa, gdyż przeto tarcie byłoby za wielkie.

Osłonić łożysko możemy w rozmaity sposób:

1. Podkładka ma wystające żebro, które sięga aż do płyty górnej n. p. most na Wezerze w Bremie (t. 161. r. 6.). Przytem urządzeniu niemożliwym jest jednak czyszczenie łożyska z kurzu.

2. Na podkładkę stawia się ramę z cienkiej blachy, którą w razie czyszczenia można odjąć n. p. przy moście na Elsenz (t. 161. r. 5.) lub przy moście na ulicy Tolbiac w Paryżu (t. 139. r. 3.).

3. Stawiamy na podkładkę ramę z cienkiej blachy, do której przylega druga rama z kątówek, przytwierdzona do płyty górnej n. p. przy moście na Renie w Kolonii (t. 164. r. 1.), przy moście na Renie w Wormacyi (t. 134. r. 3.) lub kol. Warszawsko kaliskiej w Warszawie (t. 155. r. 1.).

Podobne urządzenie spotykamy przy moście w Tylży na Niemnie (t. 160. r. 1.). Tutaj rama z cienkiej blachy wchodzi w wyżłobienie płyty górnej, która dlatego właśnie jest nieco rozszerzoną.

4. Rama z cienkiej blachy ma boczne ściany pochyłe do podnoszenia, połączone zawiasami (t. 112. r. 1.).

Ponieważ jednak zupełnie szczelne osłonięcie płaszczem nie jest możliwem, a przez małą szczelinę wciska się kurz, który potem trudno usunąć, dlatego pozostawiamy łożyska najczęściej nieosłonięte. Musimy je jednak wtedy peryodycznie oczyszczać.

§. 135. Cel łożysk kołkowych.

Wiemy już, że przez stosowne pochylenie podkładki możemy uzyskać prawie jednostajny rozkład ciśnienia na łożysko; jednak zupełnie tego nie osiągamy, gdyż odpowiednie ustawienie łożyska nachylonego jest bardzo trudnem.

Niejednostajność w rozdzieleniu ciśnienia wywołuje:

1. przeciążenie części muru pod łożyskiem, płyty, jakoteż i pierwszych wałków;

2. niepewność co do punktu zaczepienia oddziaływania, co uniemożliwia dokładne wyznaczenie sił wewnętrznych w prętach belki kratowej;

3. narożniki muszą być rozszerzone, aby się zabezpieczyć przeciw skutkom, wynikającym z przesunięcia punktu zaczepienia oddziaływania.

Ażeby tych niedogodności uniknąć, zmniejszamy powierzchnię łożyska, o ile tylko na to pozwala wytrzymałość materiału i umożliwiamy zmianę kąta nachylenia między pasem a łożyskiem, zatem kołysanie się belki. Stąd pochodzi nazwa łożysk kołkowych. łożysk takich ze względu na korzyści po-

dane wyżej używamy obecnie coraz częściej nawet dla belek o małych rozpiętościach, belek blaszanych, tem bardziej zaś dla belek kratowych. W Rosyi używają łożysk kołyskowych dla $l > 25$ m.

Rozróżniamy dwa rodzaje łożysk kołyskowych:

1. czopowe (n. *Zapfenkipplager*, cz. *ložisko kloubove*), które mają czop walcowy, około którego następuje obrót.

2. stycznne (n. *Tangentialkipplager*), gdy płaszczyzna styka się z powierzchnią walca.

Rozumie się, że łożysko kołyskowe może być stałem, przesuwowem lub wałkowem.

§. 136. Ustrój łożysk kołyskowych.

Powierzchnia zetknięcia, około której następuje obrót, leży między dwiema częściami łożyska: górną i dolną. Górną część nazywamy wahaczem (n. *Balancier*, *Kippplatte*, fr. *balancier*), dolną kadłubem (n. *Lagerkörper*, *Lagerstuhl*).

Dolna część może leżeć wprost na murze, łożysko jest wtedy stałem (t. 118. r. 2.), albo na wałkach, łożysko jest wtedy wałkowem (rys. 1).

Ze względu na powierzchnię zetknięcia rozróżniamy trzy rodzaje łożysk czopowych.

1. Na wahaczu znajduje się półczopie, które ma swoje łożysko w kadłubie n. p. przy moście na Renie pod Mannheim (t. 164. r. 6.).

2. Półczopie znajduje się na kadłubie n. p. przy moście nad dworcem we Lwowie (t. 164. r. 7.) lub przy moście kolei Badeńskiej (t. 103. r. 1).

3. Pełny czop znajduje się między wahaczem i kadłubem n. p. przy moście w Niżniowie na Dniestrze (t. 164. r. 8.) przy moście na kanale Manchesterskim (t. 102. r. 2.) lub na kanale Dunaju w Wiedniu (rys. 5.).

Działanie wszystkich ustrojów jest jednakowe. Najlepszym byłby ustrój drugi, gdyż przy dwóch innych może się w łożysku czopa zbierać woda, nadto dla kadłuba największa wysokość potrzebną jest w jego środku, gdyż tam moment jest największy. Z drugiej strony jednak pełny czop da się lepiej wytoczyć, lepszem więc będzie jego przystawanie do łożyska, a zatem tarcie mniejsze. Z tego też powodu łożyska o czopie pełnym najczęściej są używane.

Wahacz i kadłub robimy z żelaza lanego lub ze stali; pełny czop jest zawsze stalowy.

§. 137. Ustrój łożyska stycznego.

Przy łożysku stycznem płyta płaska spoczywa na powierzchni walcowej.

W kadłub z żelaza lanego wstawiamy zwykle płytę ze stali, słabo u góry zakrzywioną. Na tej płycie spoczywa płaski wahacz stalowy, który przytwierdzony jest do pasu nitami wpuszczonymi n. p. przy moście na Dunaju pod Mariaort (t. 164. r. 2.).

Ażeby przeszkodzić przesunięciu płyty, wstawiony jest między kadłub i wahacz trzpień, przechodzący przez płytę.

§. 138. Ustrój kadłuba i wahacza.

Oddziaływanie, które przenosi się na kadłub prawie w jednym punkcie, ma się rozdzielić na większą powierzchnię muru. Skutkiem tego kadłub otrzymuje w środku większą wysokość, aniżeli na końcach.

Zupełnie jednostajne rozdzielenie ciśnienia na kadłub jest niemożliwem, gdyż w środku kadłuba będzie ciśnienie zawsze największem. Jednakże im wyższy zrobimy kadłub, im moment bezwładności przekroju kadłuba w środku będzie większym, tem jednostajniej rozdzieli się ciśnienie. Z tego wynika, że najodpowiedniejszym kształtem przekroju kadłuba w widoku byłby teoretycznie trójkąt. Aby umniejszyć ilość materiału, urządzamy często wewnątrz kadłuba otwory (t. 118. r. 1).

Możemy też zrobić kadłub płaski, ale zato wzmacniamy go żebrami n. p. moście na Dniestrze w Niżniowie (t. 164. r. 8.) lub przy moście na Teśmie (t. 100. r. 1.).

Co się tyczy wahacza, to dajemy mu podobny kształt jak kadłubowi. Jeżeli zakończenie belki jest skupionem, narożnik wąski, to wystarcza dość cienka płyta, której szerokość musi być co najmniej taka, jak słupa narożnego.

Jeżeli pas dolny jest pochyły, to wahacz może mieć też powierzchnię górno pochyłą (t. 99. r. 1., t. 72. r. 1.). Przy moście na Brdzie w Bydgoszczy widzimy wahacz dość szeroki, dla zmniejszenia ciężaru wydrążony (t. 91. r. 4.).

§. 139. Zabezpieczenie przeciw wzajemnemu przesunięciu przy łożyskach kołyskowych.

1. Łożyska czopowe.

Przy łożysku czopowym musimy przeszkodzić przesunięciu wzdłuż czopa, a zrobić to można w różny sposób:

a) Dajemy jednej z stykających części łożyska ząb, który wchodzi w odpowiednie wcięcie w drugiej części (t. 164. r. 3.).

b) W obu częściach robimy pierścieniowate wcięcie, w które wstawiamy obrączkę (t. 164. r. 4.). Jestto o tyle lepszem, że ułatwia wykonanie.

c) Jedna część ma wystające brzegi, które obejmują część drugą (t. 164. r. 5.).

d) Jeżeli czop jest pełny, to otrzymuje na obu końcach krysy, obejmujące wahacz i kadłub (t. 100. r. 1. i 2. t. 155. r. 1.).

e) Do wahacza lub kadłuba przytwierdza się osobne tarcze, które ograniczają przesunięcie drugiej części (t. 164. r. 7.).

Czasem nie zabezpieczano się wcale przeciw przesunięciu; jednakowoż jest to źle, gdyż zawsze powstać mogą wskutek wstrząśnień małe przesunięcia, których należy unikać.

2. Łożyska styczne.

Przy łożysku stycznem może nastąpić przesunięcie nie tylko w kierunku poprzecznym, ale także w kierunku osi mostu.

Zwykle przeszkadzamy temu przesunięciu zapomocą trzpień, który jest wetknięty w kadłub, przechodzi przez płytę pośrednią i wchodzi w otwór pasu n. p. przy moście blaszanym kolei Państwowych bawarskich (t. 165. r. 1.) albo też wahacza (t. 165. r. 2.).

Jeżeli b oznacza szerokość płyty, to możemy przyjąć z Winklerem średnicę sworznia: $d=0.25b$.

Sworzeń jest na górnym końcu odpowiednio ścięty, ażeby umożliwić pochylenie wahacza n. p. przy łożysku mostu na Charente (t. 167. r. 2.).

Drugi sposób przeszkodzenia przesunięciu byłby zapomocą zębów, podobnie jak przy łożyskach półwałkowych ustroju Paulęgo; nie jest on jednakże obecnie używany.

§. 140. Łożyska szcudłowe.

Łożyska kołyskowe i wałkowe są bardzo skomplikowane składają się z pięciu lub czterech części, jedna na drugiej poło-

zonych. Przy obliczeniu przypuszczamy, że ciśnienie podporowe równo się przenosi na wszystkie wałki, w rzeczywistości zawsze są pewne nierówności w rozdzieleniu się sił, ze względu na możliwe różnice w średnicy wałków i z powodu sprężystości płyty górnej. Można by temu zapobiedz, urządzając jeden wałek (t. 134. r. 6. t. 167. r. 4.). Jednak dotychczas używamy tego sposobu tylko dla małych mostów, bo nie możemy jeszcze dobrze obliczać wymiarów wałków pustych o wielkiej średnicy, a z drugiej strony wielka wysokość takich wałków jest niekorzystną ze względu na siły poziome.

Radca Haberkalt wprowadził w praktykę*) dlatego nowego rodzaju łożysko, które nazwiemy łożyskiem szczudłowym (n. *das Wälzungslager*) (t. 137. r. 2). Zasadą tego łożyska jest, że szczudło II. (t. 162. r. 4.) z górną i dolną powierzchnią, zakrzywioną według różnego promienia, porusza się na płycie dolnej III. względnie w płycie górnej I. Przy zmianie długości mostu następuje ukośne ustawienie szczudła i w ogólności podniesienie względnie zniżenie belki. Przez odpowiedni dobór promieni można osiągnąć, że to podniesienie albo staje się zerem, że więc belka posuwa się poziomo, albo też, że to podniesienie i siła, wskutek tego powstająca w pasie, będą bardzo małe.

Haberkalt oblicza, że warunek ten się sprawdza, jeżeli

$$h = \frac{Rr}{R-r} + \frac{R_1 r_1}{R_1 - r_1} \dots \dots \dots 222)$$

Dla przyjęcia tych czterech promieni ważnem jest ciśnienie dopuszczalne. Według Hertza jest najw. natężenie w kra-
wędzi stykającej się

$$\sigma = \frac{7}{5} \sqrt{\frac{p\varepsilon}{10\pi} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right)} = 0.416 \sqrt{p\varepsilon \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right)} \dots \dots \dots 223)$$

przyczem przyjęto stosunek rozszerzalności podłużnej do poprzecznej $m=3.5$. Natężenie to możemy dla stali przyjąć bardzo wielkie przy granicy proporcjonalności, więc nawet $\sigma=5000 \text{ kg/m}^2$.

Jeżeli przyjmiemy $R=R_1, r=r_1$, to

$$h = \frac{2Rr}{R-r} \dots \dots \dots 224)$$

*) p. Haberkalt. Das Wälzungs Lager. Zeits. d. österr. Ing. u. Arch. Vereines. 1902. str. 385.

Można także jedną powierzchnię przyjąć płaską,
 mianowicie $R = \infty$ i $R_1 = -\infty$ (t. 162. r. 5.)
 wtedy $h = r - r_1$ 225)

Przykład. Przy moście na Salzachu przy Oberndorf-Laufen
 ($l = 48.93$ cm.) przyjął Haberkalt $R = 20$ cm, $r = 10$ cm. $R_1 = 60$ cm, $r_1 = 10$ cm,
 więc $h = 20 + 12 = 32$ cm.

§. 141. Łożyska kuliste.

Przy szerokich mostach wskutek zmian ciepłoty może nastąpić znaczna zmiana długości w kierunku poprzecznym. Wypadek ten zachodzi także przy mostach o małej rozpiętości a znacznej szerokości, podpartych żelaznymi słupami. Wskutek rozszerzenia się mostu przechylają się słupy w kierunku poprzecznym. Ażeby mimo tego ciśnienie na słup było osiowem, dajemy łożyska kuliste (n. *Kugelkipplager*)

W szczególności urządzenia nie będziemy wchodzić, gdyż będziemy o nich obszerniej mówić przy filarach żelaznych. Tu podajemy natomiast jako przykład łożysko mostu kolei Pacyficznej w Kanadzie (t. 165. r. 5.). Na łożysku wałkowem spoczywa płyta *A*, w której środku znajduje się odpowiednie zagłębienie *B*. W tem zagłębieniu leży soczewkowata płyta *C*, a na niej opiera się pas.

Podobny ustrój widzimy przy moście na Lublanie kolei Południowej (t. 162. r. 1.).

Przy tym ustroju możliwem jest pochylenia się belek w dowolnym kierunku.

§. 142. Wymiary łożyska czopowego.

Wymiary możnaby oznaczyć dokładnie wedle już podanych ogólnych teoretycznych wzorów Hertza, gdyż tu dotyka się walec powierzchni walcowej (t. 165. r. 2.).

Podamy i tu jednak sposób przybliżony wedle Winklera, używamy w praktyce. Wskutek ciśnienia czop i wahacz odkształcają się. Natężenie w każdym punkcie krzywej zetknięcia będzie inne.

Nazwijmy natężenie z punkcie *A* ν_0 . Jeżeli zauważymy dowolny punkt *P*, odchylony o kąt φ od *A*, możemy przypuścić, że natężenie w kierunku promienia w tym punkcie jest:

$$\nu = \nu_0 \text{ dost. } \varphi$$

gdyż, jeżeli założymy $\varphi=90^\circ$, to $\nu=0$, $\varphi=0$, $\nu=\nu_0$, co też odpowiada rzeczywistości.

Składowa pionowa tego natężenia jest: ν dost. $\varphi=\nu_0$ dost.² φ

Jeżeli φ wzrośnie o $d\varphi$, to łuk wzrośnie o $r d\varphi$; otóż na pasku o szerokości $r \cdot d\varphi$ a długości l , działa siła:

$$l \nu_0 \text{ dost.}^2 \varphi r \cdot d\varphi.$$

Suma tych sił na całej powierzchni czopa musi być równą ciśnieniu O .

Zatem:

$$O = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} l \cdot \nu_0 \text{ dost.}^2 \varphi \cdot r \cdot d\varphi = l \cdot r \cdot \nu_0 \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \text{dost.}^2 \varphi \cdot d\varphi = l \cdot r \cdot \nu_0 \left. \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{4} \text{wst. } 2\varphi \right|_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}},$$

$$O = l \nu_0 r \cdot \frac{\pi}{2},$$

$$\text{stad } \nu_0 = \frac{2O}{l \cdot \pi \cdot r} \dots \dots \dots 226)$$

Z tego wzoru widzimy, że największe natężenie jest tak wielkie, jak gdyby się ciśnienie O rozdzielało jednostajnie na połowę powierzchni zetkniętej.

Jeżeli wstawimy $\nu_0 = \tau$, natężeniu dopuszczalnemu, to obliczyć możemy promień, mianowicie

$$r = \frac{2O}{\pi \cdot \tau \cdot l} = 0.636 \frac{O}{l \cdot \tau} \dots \dots \dots 227)$$

Zauważyć należy, że otrzymaliśmy wzór ten w przypuszczeniu, że powierzchnie dokładnie się stykają; zatem uwzględniając niedokładności wykonania, przyjmujemy 0.8 zamiast 0.636, więc

$$r = 0.8 \frac{O}{l \tau} \dots \dots \dots 228$$

Za τ można przyjąć 0.75 t/cm²; jednak w rzeczywistości przyjmuje się τ niższe, dla żelaza lanego 500 kg/cm², dla stali 800 kg/cm², boby promień wypadł za mały.

Winkler poleca następujące wzory:

dla belek w dwu punktach podpartych	żelazo lane	stal	229)
	$r = \frac{2.0 O}{\tau_1 l}$	$\frac{1.5 O}{\tau_1 l}$	
dla belki ciągłej na średniej podporze			
	$r = \frac{1.5 O}{\tau_1 l}$	$\frac{1.2 O}{\tau_1 l}$	

gdzie to τ_1 jest natężeniem dopuszczalnym, przyjętem dla belki głównej.

§. 143. Wymiary łożysk stycznych.

Tu możemy stosować te same wzory, co dla łożysk wałkowych, bo tu także płyta styka się z powierzchnią walcową. Jedynie zachodzi tu ta różnica, że mamy tylko jeden wałek. Ponieważ ciśnienie przy większej liczbie wałków niejednostajnie się rozdziela, więc tu moglibyśmy przyjąć większe natężenie dopuszczalne.

Jeżeli więc we wzory dla łożysk wałkowych wstawimy $n=1$, $d=2r$, otrzymamy wzory dla łożysk kołyskowych stycznych:

$$n=1=0.025 \frac{O}{ld} = 0.025 \frac{O}{2lr}, \text{ a stąd } r=0.0125 \frac{O}{l} . \quad 230)$$

W praktyce przyjmujemy jednak dwa razy większy promień r . Więc dla stali

$$r = 0.027 \frac{O}{l}, \quad 231)$$

przyczem O w *kg.* r i l w *cm*
albo:

$$r = 27 \frac{O}{l}, \quad 232)$$

jeżeli wstawimy O w tonach r i l w c. Winkler podaje wzory praktyczne dla łożysk

dla belek w dwu punktach podpartych	$r = \frac{4 O^2}{\tau_1^2 l^2}$	233)
na filarach środkowych dla belki ciągłej	$r = \frac{1.5 O^2}{\tau_1 l^2}$	

jeżeli τ_1 oznacza natężenie dopuszczalne, przyjęte dla obliczenia belki głównej.

Szerokość teoretyczna płyty zależy od wielkości wahań; gdybyśmy ją obliczyli, otrzymalibyśmy zaledwie kilka milimetrów. Przyjmujemy więc więcej.

Winkler podaje wzór następujący:

$$b = 70 + 4L \text{ mm}, \dots \dots \dots 234)$$

jeżeli L oznacza rozpiętość belek w cm ;

zaś grubość płyty ma wynosić

$$g = 0.36 b \dots \dots \dots 235)$$

§. 144. Obliczenie łożyska kulistego.

Niechaj odkształcenie w punkcie N kuli (t. 162. r. 3.) w kierunku promienia NO będzie $NP = z$. Nazwijmy pionowe odkształcenie w tym punkcie $NN_1 = z'$, to z' dost. $\vartheta = z$.

Przyjmijmy, że natężenie jest proporcjonalne do odkształcenia w kierunku promienia, to $z = av$, więc

$$v = \frac{z}{a} = \frac{z' \text{ dost. } \vartheta}{a}$$

Odkształcenie największe będzie w punkcie M , a to $MM_1 = z_0$. Odkształcenie to zmniejszać się będzie do zera w punkcie B .

Możemy więc przyjąć $z' = z_0 \text{ dost } \vartheta$, a więc $v = \frac{z_0 \text{ dost}^2 \vartheta}{a}$.

Element powierzchni $dA = r d\vartheta \cdot r \text{ wst. } \vartheta \cdot d\psi = r^2 d\vartheta \cdot d\psi \text{ wst } \vartheta$, więc ciśnienie w kierunku promienia

$v dA = vr^2 d\vartheta d\psi \text{ wst } \vartheta$, a składowa pionowa tego ciśnienia $dO = vr^2 d\vartheta d\psi \text{ wst } \vartheta \cdot \text{dost } \vartheta$, zatem całe ciśnienie

$$O = \int_0^{2\pi} d\psi \int_0^{\pi} vr^3 \text{ wst } \vartheta d\vartheta. \text{ Gdy wstawimy wartość za } v, \text{ otrzymamy } O = \frac{r^2 z_0}{a} \int_0^{2\pi} d\psi \int_0^{\pi} \frac{\pi}{2} \text{ wst } \vartheta \text{ dost}^2 \vartheta d\vartheta.$$

Po scałkowaniu otrzymamy $O = \frac{r^2 z_0 \pi}{2a} = \frac{r^2 \pi}{2} v_0$,

a stąd natężenie największe w M

$$v_0 = \frac{2O}{\pi r^2} \dots \dots \dots 236)$$

A więc natężenie największe w M jest dwa razy tak wielkie, jak gdyby siła O była rozdzielona równo na rzut półkuli.

Stąd otrzymamy wreszcie, przyjmawszy $\nu_0 = \tau$,

$$r = \sqrt{\frac{2O}{\pi\tau}} = 0.798 \sqrt{\frac{O}{\tau}} = 0.8 \sqrt{\frac{O}{\tau}} \quad \dots \quad 236a)$$

§. 145. Wymiary kadłuba i wahacza.

Długość kadłuba należy obliczyć tak, jak długość łożyska płaskiego, szerokość stosuje się do szerokości pasu. Grubość wyznaczamy tak, jak dla łożyska płaskiego (rów. 199.), a więc: dla $c=0$

$$d = \sqrt{\frac{30 l_1}{4\tau \cdot b}} \quad \dots \quad 237)$$

Używając żelaza lanego, przyjmujemy natężenie dopuszczalne 200 kg/cm^2 ; używając zaś stali: 1000 kg/cm^2 . Wysokość kadłuba stalowego będzie więc wynosić: $b=0.08 l_1$ do $0.09 l_1$.

Ze względu na niejednostajny rozkład ciśnienia nie należy przyjmować d mniejszem, niż $0.12 l_1$, co odpowiada natężeniu dopuszczalnemu 850 kg/cm^2 . Ku końcom zmniejszamy grubość d .

Jeżeli przekrój wahacza nie jest pełnym prostokątem, lecz jeśli urządzimy żebra, to obliczać należy natężenie największe na ciągnięcie i ciśnienie wedle zwykłego wzoru $\tau J = Mc$. Dla pierwszego przybliżonego przyjęcia wymiarów możemy się posługiwać następnymi wzorami Winklera.

Oznaczmy d (t. 165. r. 4.) wysokość kadłuba dla przekroju prostokątnego, l_1 jego długość, b szerokość, g grubość, h_3 wysokość żeber, z grubość żeber, to według Winklera:

$$g = 0.3 d \text{ do } 0.4 d \quad \dots \quad 238)$$

zaś dla

$\frac{z}{l_1} =$	0.1,	0.2,	0.3		. . . 239)
$\frac{d_2}{d} =$	1.43,	1.28,	1.19		

Długość wahacza zależy od ustroju słupa narożnego i zwykle jest mniejszą, niż kadłuba.

§. 146. Regulowanie wysokości i nachylenia łożysk.

Wysokość. Przy belkach ciąglych ważną jest wysokość względna łożysk, gdyż, jak wiemy, mała zmiana wysokości wywiera znaczny wpływ na wielkość momentów¹⁾.

¹⁾ por. str. 4.

Przy belkach zwykłych mała zmiana wysokości łożysk nie ma wpływu na siły wewnętrzne, dlatego tylko dla belek ciągłych używa się łożysk, pozwalających regulowania wysokości.

Nachylenie. Przy użyciu łożysk kołyskowych nie jest koniecznem dokładne poziome ustawienie łożyska, gdyż nawet przy pochyleniu się belki przenosi się ciśnienie jednostajnie.

Przeciwnie ma się rzecz przy łożyskach płaskich. Tu najmniejsza odchyłka powoduje niejednostajny rozkład ciśnień, tu więc musimy starać się regulować nachylenie łożyska. Obecnie dla mostów kratowych używamy zawsze łożysk kołyskowych, regulowanie więc nachylenia nie jest potrzebnem i ustrój łożyska, który widzimy przy moście na Isarze koło Turnau (t. 71. r. 1.), jest nieodpowiednim. Regulowanie wysokości zaś uzyskujemy za pomocą śrub lub klinów.

§. 147. łożyska śrubowe.

Ustrój łożyska śrubowego zasadza się na tem, że podkładka składa się z dwóch płyt; górną płytę opieramy na dolnej za pomocą 4-rech lub 6-ciu śrub n. p. przy moście na Isarze pod Platting (t. 169. r. 3.).

Użycie śrub jest jednak niestosownem, gdyż wskutek wielkiego ciśnienia tarcie jest tak znaczne, że nie można ich przykręcać; gdyby zaś śruby były wolniejsze, to same rozkręcałyby się wskutek wstrząśnień. Wada ta zwiększa się jeszcze, gdy śruby zardzewieją.

Z tej przyczyny zostały łożyska śrubowe obecnie zarzucone.

§. 148. łożyska klinowe.

Ustrój łożyska klinowego zasadza się na tem, że między 2 płyty wkładamy kliny, którymi przez pobicie regulujemy odstęp płyt n. p. przy moście na Dill (t. 167. r. 3.). Kliny są stalowe albo żelazne.

Klinom dajemy nachylenie od 1:40 do 1:50, stosunek wysokości ich do szerokości wynosi 5:10 lub 6:10.

Przy łożyskach stałych robimy wcięcia w obu płytach, jak na t. 167. r. 3.; przy ruchomych tylko w górnej n. p. przy moście na Starym Renie pod Griethausen (t. 168. r. 4.).

Skoro łożysko zostało uregulowanem, zapobiegamy wysunięciu się klinów za pomocą kątówek, które przysrubowujemy

do cieńszego końca klinu, ale już po zestawieniu mostu (t. 164. r. 1.). Dla równego rozdziału ciśnień umieszczamy zwykle kliny między 1 i 2 wałkiem, potem między 3 i 4 i t. d. (t. 168. r. 4.) czasami między 1 i 2, 2 i 3 wałkiem itd. (t. 164. r. 1.).

Przy zestawieniu zwykle osadzamy najprzód tylko jeden klin (przy wałkowych dwa), a resztę klinów wbijamy dopiero po zdjęciu belki z rusztowania, aby uzyskać, o ile możności, równy rozdział ciśnienia.

§. 149. Łożyska klinowe kołyskowe.

Łożyska klinowe kołyskowe używane są tylko przy belkach ciągłych celem regulowania wysokości. Kliny mogą być w kadłubie, przyczem kadłub składa się z dwóch oddzielnych części n. p. przy moście na Łabie pod Hamburgiem (t. 168: r. 5.).

Inny ustrój polega na tem, że czop składa się z dwóch klinowatych części, co umożliwia podniesienie albo obniżenie łożyska n. p. przy moście nad doliną Thouet pod Tours (t. 168. r. 6.).

Nareszcie trzeci sposób regulowania wysokości polega na tem, że kliny znajdują się między wahaczem a belką główną.

§. 150. Wymiary klinów i płyty dolnej.

Kliny należy tak obliczać, ażeby wszystkie razem wystarczyły dla obciążenia zupełnego, zaś jeden klin (środkowy na filarze, a skrajny na przyczółku), aby wystarczył dla ciężaru własnego mostu.

Winkler dla obliczenia klinów radzi przyjmować natężenie dopuszczalne mniejsze, a mianowicie:

dla ciężaru własnego mostu	$\tau_1 = 0.50\tau$	}	. . . 240)
" " zupełnego na filarze	$\tau_1 = 0.35\tau$		
" " " " przyczółku	$\tau_1 = 0.25\tau$		

jeżeli τ jest natężeniem dopuszczalnym dla obliczenia belki głównej.

Przy stałym łożysku (na filarze) dajemy 3 do 5 klinów; przy ruchomem zależy to od ilości wałków.

Jeżeli nazwiemy h wysokość klina, b szerokość klina, to możemy przyjąć $h = 0.5b$. W płyty łożyska wpuszcza się kliny na $0.2b$, różnica wysokości na obu końcach klina wynosi od 0.020 do 0.035 długości klina.

Jeżeli płyta dolna leży na wałkach (t. 168. r. 3.), to trzeba ją obliczać na złamanie wedle teoryi belki ciągłej. Najniekorzystniejsze położenie jest wtedy, gdy kliny znajdują się w środku pomiędzy wałkami, gdyż wtedy moment jest największy.

Jeżeli odstęp wałków jest e , oddziaływanie O , liczba klinów m , liczba pól (przęseł), na które wałki dzielą płytę n , to według Winklera, przyjmując jednostajny rozkład ciśnienia, największy moment wynosi:

Liczba pól $n =$	3	4	5 i więcej	
Między 2 wałkami 1 klin ($m = n$)	0.1750	0.1697	0.1711	$\frac{1}{2} m O e$
Klin co drugi wałek ($m = \frac{n+1}{2}$)	0.2125	—	0.2105	$\frac{1}{2} m O e$
Ciśnienie na jeden klin	0.2500	0.2500	0.2500	$O e$
„ „ dwa kliny	0.1016	0.1016	0.2016	$O e$

Możemy więc ogólnie powiedzieć, że $M = \alpha O e$, zatem wysokość płyty:

$$h = \sqrt{\frac{6 \alpha O e}{\tau_2 l}}, \dots \dots \dots 241)$$

gdzie l jest szerokością płyty.

Natężenie dopuszczalne τ_2 należy przyjąć mniejsze od τ .				
Winkler podaje dla	żelaza lanego	stali		
dla ciężaru własnego mostu	$\tau_2 = 0.57\tau$	$\tau_2 = 1.33\tau$	} . 242)	
„ „ zupełnego	{ na filarze $\tau_2 = 0.43\tau$	$\tau_2 = 1.00\tau$		
„ „ przyczół.	$\tau_2 = 0.32\tau$	$\tau_2 = 0.75\tau$		

jeżeli τ jest natężeniem dopuszczalnym dla obliczenia belki głównej.

§. 151. Regulowanie wysokości łożysk sposobem inżyniera Marloh.

Przy belce ciągłej bardzo ważnym jest sposób, w jaki rozkładają się ciśnienia na pojedyncze łożyska.

Inżynier Marloh proponuje¹⁾, aby postępywać w sposób następujący w celu uzyskania ciśnień podporowych o znanej wielkości.

Jeżeli belka jest trzyprzęsłowa (t. 168. r. 1.), to na skrajnych łożyskach wyjmuje się część a (t. 168. r. 2.). Skutkiem tego belka podparta tylko w dwu punktach ugnie się, a wiel-

¹⁾ p. Centralbl. der Bauverwalt. 1891 str. 163.

kość ugięcia „*y*“ można łatwo obliczyć. Gdy podniesiemy końce belki o „*y*“ do góry, otrzymamy belkę dokładnie poziomą, po czem wkładamy części łożyska. Zastosowaćby można ten sposób jednak tylko przy małych rozpiętościach.

Łożysko Marloha składa się z 3-ch części: wahacza i 2-ch płyt. Płyta (górną) *a* jest przy łożysku stałym zaopatrzona żebrem, które wchodzi w odpowiednie wcięcie płyty dolnej *b*. Ponieważ obie płyty *a* i *b* są klinowato ścięte, można więc przez wsuwanie płyty *a* uzyskać potrzebną wysokość łożyska na przy-ezółku.

§. 152. Łożyska dla mostów bardzo szerokich.

Gdy most jest bardzo szeroki, to rozszerzenie belki wskutek zmiany ciepłoty jest też i w kierunku poprzecznym znaczne. Aby umożliwić to przesunięcie bez wywołania natężeń drugorzędnych, urządzono w nowym moście pod Tczewem na Wiśle (t. 169. r. 2.) łożysko wałkowe podwójne.

Jedno łożysko półwałkowe służy do przesunięcia w kierunku osi mostu, drugie na niem spoczywające, którego kierunek wałków jest prostopadły, służy do przesunięcia poprzecznego. Ujemna strona tego ustroju jest wielka wysokość łożyska, która jest niekorzystną przy przeniesieniu sił poziomych na filary, dlatego K ö p c k e użył przy moście w Loschwitz¹⁾ łożyska ruchomego w przekątnej (t. 169. r. 6.). Przy ugięciach pionowych powstają jednak wtedy pewne przeszkody ruchu.

XV. Ustrój tężników poprzecznych.

§. 153. Cel tężników.

Zadaniem tężników poprzecznych jest przeszkodzić odkształceniom poprzecznego przekroju mostu. Odkształcenia te wywołuje siła pozioma, powstała wskutek parcia wiatru lub siła odśrodkowa przy mostach w łuku.

W tym celu niewystarczają same tężniki w płaszczyźnie poziomej t. z. tężniki poziome, (n. *Windstreben*, fr. *le contreventement*, a. *the horizontal bracing, the lateral trawing*), gdyż

¹⁾ p. Mehrstens. Deutscher Brückenbau str. 87.

te przeszkadzają odkształceniu tylko w płaszczyźnie poziomej; pozwalają zaś na pochylenie się obu belek tak, że n. p. most o przekroju prostokątnym będzie mieć przekrój romboidowy. Temu odkształceniu poprzecznemu mają zapobiedz tężniki poprzeczne (n. *Querverstrebungen*, fr. *l'entretoisement*, a. *the cross bracing*).

Jeżeli dajemy tężniki poziome górą i dołem, nadto tężniki poprzeczne, otrzymujemy belkę kratową przestrzenną, statycznie niewyznaczalną. Jeżeli chcemy mieć belkę statycznie wyznaczalną, to wystarczy urządzić tężniki poziome na jednym tylko pasie, zaś tężniki poprzeczne we wszystkich węzłach; albo dać tężniki poziome na obu pasach, a poprzeczne tylko na obu końcach belki.

Jednak często daje się tężniki poziome na obu pasach, a poprzeczne we wszystkich węzłach mimo tego, że ustrój ten jest statycznie niewyznaczalnym.

Jeżeli mamy więcej belek głównych, to wystarczy, jeżeli stężymy po dwie belki (t. 169. r. 4.), albo jeżeli damy tężniki poziome na całej szerokości mostu, a poprzeczne tylko między skrajnemi belkami (t. 169. r. 5.), często jednak dajemy tężniki poprzeczne między wszystkiemi belkami (t. 128. r. 1., t. 129. r. 2. 3. t. 90. r. 4.).

§. 154. Ustroje tężników poprzecznych.

Jeżeli pomost jest górą lub wglębiony, najlepiej jest urządzić tężniki poprzeczne na całej wysokości (t. 129. r. 2.) lub przynajmniej do pomostu (t. 129. r. 1.) Jeżeli pomost jest dołem, urządzamy je ponad przekrojem wolnego przejazdu (t. 114. r. 2.) albo jeżeli niema na to dostatecznego miejsca, na zewnątrz belek głównych (t. 81. r. 3.). Wedle tego rozróżniamy rozmaite ustroje tężników poprzecznych.

1. *Rozpory*, używane są tylko dla niskich belek; znamy je już z Mostów blaszanych¹⁾.

2. *Krzyże ukośne* (n. *Andreaskreuz*, fr. *croix Saint-Andre*, *sautoir*, a. *cross of St. Andrew*, *saltier-cross*, cz. *Adrejoyv kriz*).

Przy wysokich belkach najczęściej używamy krzyżów ukośnych (t. 129. r. 1.), które składają się z dwóch *rozpór po-*

¹⁾ p. Mosty Blaszane str. 21.

ziomych (n. *Riegel*) i z dwóch przekątnięcych lub gibkich (n. *Diagonalę, Strebe*).

Jeżeli pomost jest u góry lub wgłębiony, to poprzecznice mogą zastąpić górną rozporę (t. 130. r. 2. t. 94. r. 3.). Dolna rozpora bywa nieraz wysoka, kratowa, a to dla lepszego stężenia pasów i dla przeszkodzenia uginaniu się krzyżulców, mimośrodkowo utwierdzonych, np. przy moście na Reuss pod Wellingen szwajcarskiej kolei Narodowej (t. 190. r. 1.) lub przy wiadukcie pod Červeną (t. 129. r. 1.)

Krzyże przytwierdza się albo do słupów zapomocą blach węzłowych albo, jeśli słupów niema, daje się osobne w tym celu słupy z kątówek, lub dajemy wreszcie krzyże w płaszczyźnie zastrzałów ciśnionych (t. 169. r. 1.).

Ten ostatni sposób ma często zwłaszcza zastosowanie w Ameryce, gdzie robią też krzyże często z żelaza okrągłego.

Zwykle dajemy jeden krzyż ukośny w przekroju, jednak jeżeli belki są bardzo wysokie, dajemy czasem dwa, a nawet i trzy krzyże, jeden nad drugim n. p. przy moście na Mście, kolei Mikołajowskiej (t. 169. r. 1.).

Zachodzi teraz jeszcze pytanie, czy krzyże mają być tęgic czy gibkie; każda bowiem przekątnia może być ciągnioną lub ciśnioną, wedle tego, czy wiatr wieje z prawej czy lewej strony mostu.

Jeżeli obie przekątnie są tęgic, to obie działają równocześnie, jedna będzie ciągniona, a druga ciśniona; jeżeli zaś obie będą gibkie, działać będzie tylko jedna lub druga, zawsze ciągniona. Z tego wynika, że w pierwszym wypadku siły wewnętrzne będą mniejsze o połowę, niż w drugim. Jednakże, jeżeli przekątnie są bardzo długie, to dając je tęgic, musimy bardzo znacznie powiększyć ich przekrój ze względu na wyboczenie, a oprócz tego musimy się liczyć ze zmianą znaku nąężenia, która znacznie zmniejsza wytrzymałość prętów. Zazwyczaj zatem, używając przekątni tęgic nie nie zyskamy na materyale, a przy wielkich długościach nawet tracimy.

Przekątnie gibkie wyginają się także wskutek obciążenia pionowego mostu, bo oba pasy się nieco zbliżają do siebie. Wskutek tego działają one dopiero wtedy, gdy odkształcenie poprzeczne mostu jest tak wielkie, że jedna przekątnia się wyprostuje wskutek przedłużenia. Ponieważ działanie takie wystę-

puje peryodycznie wskutek podmuchów wiatru, więc przekątnie łatwo się rozchełtują, dlatego też czasem w Ameryce sztucznie je naciągają.

Z poprzedniego wynika, że w ogóle lepsze są przekątnie tęgie; w nowszych czasach są też przeważnie używane. Gibkie przekątnie mogłyby być chyba wskazane przy bardzo wielkich długościach ze względu na oszczędność materiału.

§. 155. Inne ustroje.

1. Pojedyncze przekątnie są prawie nieużywane dla braku symetrii, chociaż to jest układ statycznie wyznaczalny.

2. Blacha pełna. Przy kolei Krzyż-Poznań dano na przyczółkach zamiast krzyżów blachę pełną (t. 171. r. 6.), stężenie bardzo silne, chociaż wymagające więcej materiału.

3. Tężniki trójkątne (n. *Dreieckverstrebung*) używane są wyjątkowo n. p. przy mostach francuskich i bawarskich (t. 171. r. 1.). Mogą one być korzystne, jeżeli szerokość mostu jest wielka, gdyż wtedy nachylenie przekątnej krzyża ukośnego byłoby za wielkie.

4. Tężniki rombowe (n. *Rhombenverstrebung*) widzimy przy moście na Lecku pod Kaufering (t. 171. r. 4.). Jestto ustrój niezwykły. Ma on tę korzyść, że poprzecznicę są w środku podparte, a że tu niema słupów, przytwierdzono przekątnie do punktów przecięcia się krzyżulców, przez co ich długość wolna się zmniejszyła.

5. Tężniki kratowe otrzymamy, połączywszy krzyż ukośny z rombem. Tężniki te znalazły zastosowanie tylko przy moście na Renie pod Waldshut (t. 92. r. 2). Niekorzystne są one z tego względu, że wymagają wiele materiału i nie dadzą się łatwo obliczyć.

Także i między podłużnicami należy urządzić tężniki poprzeczne w odstępach co 1·5 m, jeżeli odstęp poprzecznic wynosi więcej, niż 3 m.

§. 156. Zastrzały nad filarami.

Jeżeli nad przekrojem wolnego przejazdu jest za mało miejsca dla dostatecznego stężenia górą, to oprócz słabych tężników pionowych dobrze jest stężyć belki zewnątrz mostu nad filarami.

Jeżeli wysokość belek jest tak mała, że żadnych tężników poprzecznych umieścić nie można, wtedy używamy blach kątowych, które wraz z poprzecznicami stężają belki główne (t. 171. r. 3.).

Nie zawsze jednak można ich stosować, a ze względu na przekrój wolnego przejazdu wielkość ich jest ograniczoną; z tej przyczyny i w tym wypadku stężamy belki główne zewnątrz nad filarami.

Stężenie to można w rozmaity sposób wykonać:

1. Urządzamy zastrzały z żelaza lanego lub spawalnego, używane przy małych mostach blaszanych, gdzie o nich mówiliśmy.

2. Do słupów narożnych przytwierdzamy strome zastrzały z kątovek, które łączymy ze słupem ścianką albo kratą. Tab. 172. r. 2. przedstawia przekrój takiego stężenia przy wiadukcie na Iglawie pod Iwańcycami.

3. Dajemy kamienne portale, o które się opiera pas górny. W tym celu przytwierdzamy do muru rodzaj łożyska, o które opiera się odpowiedni narożnik belki głównej, jak to widzimy przy moście na Ipoli w Węgrzech (t. 171. r. 2.).

§. 157. Stężenia między filarami.

Jeżeli niema wcale stężenia górą, to staramy się, o ile możliwości, stężyć most zapomocą wysokich poprzecznic albo też innych zeskładów.

1. Jeżeli poprzecznice są wysokie n. p. 1·5 m, a słupy są dostatecznie tęgie, to nie potrzeba osobnego stężenia bocznego. W wielu wypadkach robi się umyślnie w tym celu wysokie poprzecznice.

2. Rozszerzamy słupy u dołu tak, że w połączeniu z poprzecznicami dostatecznie stężają most. Rozszerzenie to może być na wewnątrz n. p. przy moście na Charente kolei z Angoulenne do Rouillac (t. 130. r. 3.) lub też na zewnątrz n. p. przy moście Wiktoryi pod Kilmarnock na rzece Irwing w Szkocyi (t. 171. r. 2.), przy moście w Chatillons w Szwajcaryi t. 172. r. 3.), na Argen pod Langenargen (t. 109. r. 4.) lub na Ohrzy w Fürsteinie (t. 64.). Jeżeli chodnik jest na zewnątrz, to słup rozszerzamy obustronnie, aby jak najmniej zawadzał. Jako przykłady podajemy most na Saarze pod Conz (t. 85. r. 3), na No-

teci pod Oburzmem (t. 125. r. 1.), na Brdzie w Bydgoszczy (t. 171. r. 9). Ten sposób jest obecnie coraz częściej używanym. Nie potrzeba zresztą rozszerzać wszystkich słupów. Przy moście na Irving jest co drugi słup rozszerzony, w Chatillons co czwarty.

Czasem te zastrzały przytwierdza się do tężników górnych n. p. przy moście na Paraguassie między Chachocirą a Sao-Felix w Brazylii (t. 177. r. 3.). Zastrzały opierają się tu na przedłużeniu poprzecznicy. Między zastrzałami a belkami głównymi jest tu dość miejsca na chodnik. Podobny ustrój widzimy też przy moście na rzece Czerwonej w Tonkinie (t. 81. r. 3.).

§. 158. Rozpora górna.

Jeżeli dajemy tężniki poziome u góry i u dołu, w takim razie tężniki poprzeczne umieszczamy tylko nad filarami, zaś w węzłach średnich wystarczają rozpory (n. *Querriegel*), które są częścią składową tężników poziomych. Połączenie rozpór z belkami głównymi może być wprawdzie przegibnem, ale w Europie robimy je zawsze stałym. Wtedy rozpory górne są narażone na złamanie, muszą zatem mieć znaczny moment bezwładności.

Mogą się one składać: z dwu kątówek, ijówek, dwu uwek, mogą mieć przekrój skrzynkowy, a wreszcie mogą być kratowe (t. 177. r. 2.)

Rozpory łączymy albo z pasami albo ze słupami.

Połączenia z pasami używa się tam, gdzie niema słupów. Przytwierdzamy więc rozpory zapomocą kątówek do pasu n. p. przy moście na Lahnie pod Lahnstein (t. 178. r. 5.) gdzie druga kątówka objęła jeszcze pas z dołu.

Łączymy rozpory z pasami lub ze słupami, a oprócz tego stężamy je zastrzałem, połączonym ze słupem, n. p. przy moście na Odrze w Szczecinie (t. 178. r. 4.), przy moście na Litawce kolei Protiwińsko-rakownickiej (t. 177. r. 6.), na Woldze pod Twerem (t. 126. r. 3).

Do stężenia możemy użyć zamiast zastrzałów wypełnienia kąta z blachy lub z kraty n. p. przy moście kolei Arulańskiej nad Schona-Tobel (t. 178. r. 3.), moście Franciszka Józefa na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 78. r. 2) i przy moście na ul Tolbiac w Paryżu (t. 125. r. 3.). Czasem ze względu dekoracyjnych wypełnienie to jest z żelaza lanego.

Ażeby uzyskać to wypełnienie kąta i silniejsze stężenie, można od środka ku końcom powiększyć wysokość rozpory, przyczem albo jeden albo oba pasy są zakrzywione n. p. przy moście na Dunaju pod Mautern (t. 77. r. 2.), przy moście nad dworcem Elżbiety w Wiedniu (t. 179. r. 4.), przy moście na Wełtawie pod Budziejowicami (t. 144. r. 2.), przy moście na Otawie w Strakowicach (t. 114. r. 2.).

§. 159. Tężniki poprzeczne górne kratowe.

Jeżeli jest więcej miejsca ponad przekrojem przejazdu, to dajemy tężniki kratowe. Możemy tu użyć następujących ustrojów:

1. Krzyże ukośne, o których już była mowa np. przy moście na Ulea-Elf pod Uleaborg (t. 180. r. 6.).

2. Dajemy 2 krzyże ukośne jeden nad drugim n. p. przy moście na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 179. r. 2.).

3. Dajemy dwa krzyże, jeden obok drugiego n. p. przy moście na Belai kolei Samara Ufa (t. 147. r. 2.), jeżeli szerokość mostu jest większa lub krata złożona (t. 139. r. 1.) lub wielokrotna (t. 108. r. 2a).

Jeżeli wysokość belki znacznie się zmienia, to nieraz na samym początku mostu jest zwykła rozpora, w dalszej jego części jeden krzyż ukośny, a w środkowej dwa krzyże.

Tężniki dajemy zwykle w płaszczyźnie pionowej, rzadziej w braku słupów w płaszczyźnie zastrzałów.

§. 160. Rozpory podwyższone.

Jeżeli jest za mało miejsca dla urządzenia zwykłej rozpory, a małe jej podwyższenie zezwala na jej umieszczenie, w takim razie dajemy podwyższoną rozpore, wystającą ponad pas n. p. przy moście na Tamizie pod Blackfriars (t. 178. r. 2.) lub przy moście na Otawie w Strakowicach (t. 114. r. 2.) albo też dajemy na pasie górnym niskie słupki, do których przytwierdzamy tężniki n. p. przy moście kolejowym na Prucie w Czerniowcach.

W pierwszym wypadku nie możemy jednak urządzić tężników poziomych górą, co jest niekorzystne. Zawsze przecież lepiej dać choćby rozpory podwyższone, niż wcale nie dawać rozpór, które ustalają punkty zwrotne i znoszą lub zmniejszają wygięcie boczne słupów przy obciążeniu poprzecznic. Roz-

porę podwyższoną ze względów architektonicznych widzimy w portalu mostu na Salzachu między Oberndorf i Laufen (t. 67.).

§. 161. Urządzenie tężników poprzecznych przy belkach wielobocznych.

Przy belkach o zmiennej wysokości, które mają na podporach także i tężniki górne, możliwe są następujące ustroje:

1. Tężniki utwierdzone na pasie górnym, mają na całej długości mostu stałą wysokość.

2. Dajemy rozpory w stałej wysokości n. p. przy moście na Minnesund w Norwegii (t. 179. r. 3.). Na schemacie linia *a*, *a* oznacza osobny pas, służący do stężenia rozpór, które leżą w tej wysokości. Jestto ustrój bardzo rzadko używany.

3. Zwykle dajemy dolny pas tężników w stałej wysokości, zaś wysokość tężnika zmienia się z wysokością belki (t. 178. r. 1.).

Jestto ustrój najczęściej używany, gdyż zezwala na zupełne zużytkowanie dla stężenia wysokości ponad przekrojem wolnego przejazdu.

4. Dajemy tężniki poprzeczne tylko na końcach belek, zaś pośrodku tylko rozpory. Taki ustrój jest statycznie wyznaczalny.

Jeżeli wysokość belki na początku jest równa zeru lub bardzo mała, w takim razie dajemy tężniki poprzeczne tylko na środkowej części belki, o ile na to pozwala przekrój wolnego przejazdu, nadto jeżeli ta długość jest mała, trzeba belki główne dobrze stężyć poprzecznkami.

Słup, w którym kończą się tężniki poziome górne, musi przenieść całą siłę, działającą na tężniki poziome górne, na pas dolny, dlatego pracuje więcej, niż inne, należy więc przy obliczeniu słupa zniżyć odpowiednio natężenie dopuszczalne.

§. 162. Poprzeczne tężniki dla podłużnic.

Przy mostach kolejowych działają na podłużnice rozmaite siły poziome. Najprzód działają ciśnienia poziome kół parowozu i wozów, które się wzmagają przez ugięcie podkładu, potem parcie wiatru na pociąg, a wreszcie przy mostach w łuku i siła odśrodkowa wywołuje siły poziome, które są tem niebezpieczniejsze, że moment bezwładności podłużnicy ze względu na os pionową jest mały.

Dla małych rozpiętości podłużnic do 3 m wystarczy jednak stężenie za pomocą podkładów, jeżeli most nie jest w łuku. Dla rozpiętości wyżej 3 m musimy urządzić tężniki poprzeczne między podłużnicami. Zazwyczaj dla rozpiętości 3 do 4 m stężamy jedną rozporą (t. 180. r. 1.), dla większych, niż 4 m, dwiema rozporami (t. 181. r. 2.).

Przy mostach drogowych tężniki poprzeczne między podłużnicami zwykle nie są potrzebne, bo tu niema tak wielkich sił poziomych, a nawet parcie wiatru wskutek tęgości pomostu rozdziela się na wszystkie podłużnice. Przy wielkich rozpiętościach podłużnic jednak i tu nieraz spotykamy tężniki poprzeczne.

Co do ustroju tężników nie mamy tu nic do dodania do tego, cośmy powiedzieli o tężnikach między belkami głównymi. Najczęściej widzimy tu rozporę, jak przy moście na Orawie pod Świętosławiem (t. 90. r. 2.), krzyż ukośny, jak przy moście na Łabie pod Uściem (t. 116. r. 1.) albo ze względu na małą wysokość a znaczny odstęp najczęściej tężnik kratowy np. przy moście kolei Ismid Angora (t. 115. r. 1.), wiadukcie pod Červeną (t. 129. r. 1.), moście kolei Arulańskiej na Innie (t. 75. r. 2.).

XVI. Ustrój tężników poziomych.

§. 163. Położenie tężników poziomych.

1. Mosty otwarte.

Przy mostach otwartych można urządzić tężniki poziome tylko w płaszczyźnie pasu dolnego.

2. Mosty zamknięte.

Przy mostach zamkniętych dajemy zazwyczaj dwa układy tężników poziomych t. j. na pasie dolnym i górnym, bo tężniki poprzeczne w tym wypadku nie stężają dostatecznie mostu z powodu przekroju wolnego przejazdu. Przy belkach wielobocznych zbieżnych dajemy tężniki poziome tylko tak daleko, jak daleko na to pozwala przekrój wolnego przejazdu.

3. Mosty z pomostem górą.

Jeżeli przy mostach z pomostem górą urządzamy tężniki poprzeczne pośrednie, to wystarczy jeden układ tężników poziomych. Ponieważ w tym wypadku działają większe siły po

ziome na pas górny, lepiej jest dać tężniki poziome na pasie górnym. Jeżeli jednak pas dolny jest podparty, konieczne są silne tężniki poprzeczne na podporach.

Czasem przeszkadzają poprzecznie tężnikom poziomym górnym, w takim razie dajemy je w płaszczyźnie pasu dolnego.

§. 164. Ogólne urządzenie tężników poziomych.

Tężniki poziome tworzą wraz z pasami belek głównych belkę kratową poziomą, tem różniącą się od belki kratowej pionowej, że na nią mogą siły działać w obu kierunkach (z lewej, lub z prawej strony mostu), gdy na pionową belkę działają tylko z góry.

Układ kraty może być rozmaity :

1. Krata pojedyncza statycznie wyznaczalna rzadko używana i to tylko przy małych mostach (t. 180. r. 3.) n. p. przy mostach kolei Przywiślańskiej (t. 158. r. 1.).

2. Krata równoboczna podwójna (t. 180. r. 4.) także statycznie wyznaczalna jest prawie nieużywaną. Można by jej użyć jednak na tym pasie, na którym niema poprzecznic ani tężników poprzecznych pośrednich np. przy moście na Sekwanie (t. 138. r. 3.). Przy kładce cesarskiej na Sprewii w Oberschöneweide (t. 177. r. 5.) użyto także kraty podwójnej równobocznej. Krzyżulce przecinają się na rozporach, przez co zmniejsza się wolna długość krzyżulców, a także i pasu górnego.

3. Krata złożona zazwyczaj używana. Przekątnie mogą być albo gibkie albo tęgic (t. 180. r. 5.).

4. Krata z połówkami przekątni (*Fachwerk mit halben Diagonalen*) (t. 177. r. 4.). W ostatnich czasach zaczął Haeseler używać tej kraty zamiast kraty podwójnej. Jest ona statycznie wyznaczalną i krzyżulce są krótsze, za to mamy więcej węzłów.

Przy dwutorowych mostach kolejowych lub szerokich mostach drogowych wzmacniamy czasem tężniki kształtówkami poziomymi, równoległymi do pasu, a to w tym celu, ażeby stężyć rozpory i podeprzeć tężniki poziome n. p. przy moście na Wezerze pod Corvey (t. 179. r. 1.).

Nachylenie krzyżulców powinno być zbliżone do 45° ; krata może być dwu- lub czterokrotna (t. 177. r. 6.).

Także dla podłużnic potrzebne są osobne tężniki poziome (t. 139. r. 2.) zwłaszcza, jeżeli rozpiętość podłużnic jest większą, niż 3 m. n. p. przy moście kolei Warszawsko kaliskiej na dworcu w Warszawie (. 158. r. 2.).

Jeżeli przy mostach drogowych pomost jest z blachy falistej, wypukłej, sklepień, zoresówek lub nawet dyliny, można opuścić tężniki poziome, gdyż pomost sam stęży dostatecznie most w kierunku poziomym.

§. 165. Przekątnie gibkie i tęgic.

Zachodzi teraz pytanie, czy używać przekątni gibkich czy tęgich.

Przy użyciu gibkich przekątni siła wewnętrzna jest dwa razy większa, niż przy użyciu tęgich. Za to przy tęgich krzyżulcach mamy dla każdego krzyżulca zmianę znaku natężeń, bo wiatr może wiać z prawej lub lewej strony, skutkiem czego musimy dla nich przyjmować na podstawie doświadczeń Wöhlera mniejsze natężenie dopuszczalne. Oprócz tego musimy krzyżulce obliczać na wyboczenie, skutkiem czego ilość materiału zwłaszcza dla długich krzyżulców znacznie zwrasta.

Jeżeli most jest obciążonym, to pas ciśniony skraca się; a więc, gdy do pasu są przytwierdzone przekątnie gibkie, to ich punkty końcowe się zbliżają, a obie przekątnie się wyginają. Skutkiem tego obie przekątnie nie działają dopóty, dopóki wskutek wygięcia poziomego belek jedna przekątnia nie przedłuży się o tyle, że zaczyna działać. Ponieważ wiatr nie działa ciągle jednostajnie, więc podmuchy wiatru wprawiają most w wahanie, co jest szkodliwym. Aby temu zapobiedz, należałoby nitować przekątnie gibkie dopiero wtedy, gdy most jest ukończony i obciążony, co przedstawia jednak znaczne trudności.

Zupełnie odwrotnie ma się rzecz z tężnikami poziomymi na pasie ciągnionym. Tu zwiększa się długość tężników przy moście obciążonym; powstaje zatem ciągnięcie w obu przekątniach. Tu więc stosowanie przekątni gibkich jest bardziej uzasadnionem, a nitowanie przy moście obciążonym byłoby tu szkodliwym.

Przy małych mostach dobre są przekątnie tęgic; jednak w nowszych czasach i dla wielkich mostów używa się prawie wyłącznie przekątni tęgich.

§. 166. Przekroje tężników poziomych.

Tężniki poziome składają się z rozpór i przekątni.

1. *Rozpory*. Jako rozpór używamy zwykle poprzecznic, albo części tężników pionowych, a w razie ich braku dajemy osobne rozpory. Rozpory są zawsze ciśnione i mogą mieć przekrój teowy, krzyżowy, ijowy, wreszcie mogą być kratowe.

2. *Przekątnie gibkie*. Dawniej używano do tego celu żelaza okrągłego (t. 146. r. 6.), a i obecnie jest ono używane jeszcze w Ameryce. W Europie używanem jest tylko żelazo płaskie ze względu na łatwość przytwierdzenia.

3. *Przekątnie tęgie* robimy z teówek, z jednej (t. 145. r. 3. 4.) dwu (t. 143. r. 1. 2.) lub czterech kątówek (t. 158. r. 2.), dwu kątówek i ścianki; przekątnie z ijówek używane są tylko dla wielkich długości.

§. 167. Połączenie tężników poziomych z belkami.

1. *Łączenie wprost*. Jeżeli pas jest płaski, to można tężniki poziome przynitować wprost do pasu. Chociaż ten sposób jest najprostszym, jednak rzadko używa go się, gdyż utwierdzenie tężników wpływa na rozkład nitów w pasie i z tego powodu tylko wyjątkowo da się zastosować n. p. przy moście na Innie w Passawie (t. 182. r. 4.) i na Erro w Melazzo (t. 145. r. 4.).

Drugą wadą tego ustroju jest to, że przy użyciu tęgich przekątni następuje ich przenikanie, gdyż leżą w jednej płaszczyźnie, wreszcie na podporach nie można ich przytwierdzić do pasu podpartego, gdyż niema na to miejsca. Zniwala nas to do użycia innego sposobu przytwierdzenia.

2. *Zapomocą blach węzłowych*. Tu możemy unikać przenikania przekątni, nitując jedną z nich żebrzem do góry, drugą żebrzem na dół. Ten, zwykle używany, sposób widzimy przy moście na Wiszni (t. 142. r. 1. 2.), na Malcie pod Gmünd (rys. 3.), na Padwie w Cremonie (t. 145. r. 1.), na Erro w Melazzo (rys. 3.). Przenikanie się tężników widzimy na t. 142. r. 2. 3. i 5.

§. 168. Tężniki pionowe mostów wspornikowych.

Przy mostach wspornikowych przegub stanowi przerwę nie tylko belek głównych, ale pociąga za sobą i przerwę w pomoście i w tężnikach poziomych.

Jeżeli belka wisząca spoczywa na łożysku stałym lub ruchomem belki wystającej, jak przy moście na Warcie pod Poznaniem (t. 48. r. 8.), to tężniki poziome urządzamy osobne na belce wiszącej, osobne na wystającej, a parcie poziome przenosi się przez łożyska belki wiszącej.

Jeżeli zamiast rzeczywistego przegubu urządzimy połączenie wahadłowe (str. 75), jak przy moście na Forth, to i tu także przerywamy tężniki (t. 180. r. 2.) i skupiamy je w punktach *A* i *B*. Tu urządzamy przegub poziomy, w *A* stały, w *B* przesuwalny. W tym celu jest pochwa odnośnego sworznia przy *A* stale zaklinowana pomiędzy blachami węzłowemi, przy *B* zaś przesuwalnie połączona (t. 181. r. 3.a). Poprzecznicę dwie są umieszczone na końcach belek blisko siebie.

Jeżeli przegub stanowi połączenie zapomocą sworznia, jak przy moście na Amizie pod Tunxdorf (t. 181. r. 3.), to można dać tężniki na całej długości bez przerwy. Widzimy tu mianowicie między obiema skrajnemi poprzecznicami stałą kratę z żelaza płaskiego. Pasy są tu poziomemi belkami I, a w samym przegubie są pochwą stalową stężone, którą można przez naciągnięcie śrub dobrze przycisnąć. Siły poziome, w pasach działające, przenoszą się i przez przeguby, które tu więc są odpowiednio narażone.

§. 169. Położenie tężników poziomych ze względu na pasy i poprzecznicę.

Gdyby pasy nie były silnie tego połączone z kratą, to musielibyśmy łączyć tężniki poziome środkowo z pasami, to jest umieszczać tężniki poziome w płaszczyźnie środka ciężkości pasów, gdyż w przeciwnym razie nastąpiłby obrót pasu około własnej poziomej osi.

Jednakże łączenie środkowe w rzucie pionowym jest trudnem ze względów ustrojowych, nadto pasy są tak silnie połączone z kratą, że o obrocie ich niema mowy, przeto połączenie tężników poziomych może być mimośrodkowem. W praktyce umieszczamy je tam, gdzie nam wygodniej, wskutek czego powstaje w pasach natężenie drugorzędne.

Jeżeli poprzecznicę stanowią część tężników poziomych, to należałoby, aby nietylko osie przekątne, ale i os poprzecznicę leżała w płaszczyźnie środka ciężkości pasu. Jednakże takie po-

łączenie jest zazwyczaj niemożliwym; łączymy więc przekątnie mimośrodkowo z poprzecznicami, które więc także wskutek parcia wiatru narażone są na ugięcie.

Jeżeli tężniki poziome są przytwierdzone pod poprzecznicami, to wywołane tem ugięcie poprzecznic jest nawet korzystnym, gdyż jest wprost przeciwnem ugięciu, wywołanemu obciążeniem ruchomem. Zresztą wpływ mimośrodkowego połączenia jest bardzo mały ze względu na wielki moment bezwładności poprzecznic.

Położenie punktu przecięcia się osi tężników poziomych względem osi pasu w rzucie poziomym powinny być środkowem (t. 142. r. 1. 4., t. 158.). Znajdujemy wprawdzie w dawniejszych zwłaszcza mostach także połączenia mimośrodkowe (t. 145. r. 1. 4), ale nie jest to do polecenia, bo niepotrzebnie wywołuje się wtedy natężenia drugorzędne.

§. 170. Krzyżowanie z innymi częściami.

Jeżeli tężniki krzyżują się z poprzecznicami, podłużnicami lub tężnikami poprzecznymi, to przytwierdza się je do części krzyżujących układu nitami, a to dlatego, ażeby zmniejszyć długość wolną tęgich przekątni, a uzyskać punkty podparcia (ze względu na ciężar własny i wstrząśnienia) dla gibkich przekątni. Połączenie to nie powinno jednak być stałem, dlatego dajemy dziury na nity podłużne.

Jeżeli przekątnie tężników się krzyżują, to łączymy je na miejscu skrzyżowania paru nitami, najlepiej także podłużnymi, przyczem potrzeba nieraz podłożyć wkładkę dla wyrównania wysokości, (t. 142. r. 2 3.). Jeżeli przekątnie są w jednej wysokości, to przerywamy jedną i zetknięcie zakrywamy blachą węzłową (t. 143. r. 2.).

Jeżeli tężniki przecinają się z poprzecznicami lub rozporem, to przerywamy nieraz obie przekątnie i łączymy je zapomocą blachy węzłowej z poprzecznicą (t. 142. r. 5.).

Jeżeli tężnik przechodzi przez ściankę belki blaszanej, to wycinamy w niej otwór i brzeg otworu wzmacniamy żelazem płaskim np. przy moście na Łabie pod Niederwartha (t. 182. r. 1.).

Jeżeli tężniki poziome leżą niżej poprzecznic, a chcemy je przytwierdzić do poprzecznic, to robimy to zapomocą osobnych

zeskładów n. p. przy moście na Menie pod Wertheim (t. 182. r. 2.). Sposobu tego stosujemy zwłaszcza przy tęgich przekątniach ze względu na wyboczenie.

O wiele lepiej byłoby jednak zawiesić przekątnie na prętach, któreby dozwalały na przesunięcie w kierunku poziomym, a przeszkadzały ruchowi w kierunku pionowym.

§. 171. Tężniki poziome między podłużnicami.

Mówiliśmy, jak wielkie siły poziome działają na podłużnice mostów kolejowych. To też musimy je stężyć w płaszczyźnie poziomej przy mostach w prostej przy rozpiętości podłużnic 4 m i wyżej (t. 158. r. 2.), przy mostach w łuku już od 3 m.

Najlepiej umieścić je u pasu górnego podłużnic, bo tu działa siła pozioma jak n. p. przy moście na Kampie w Górnej Austrii (t. 180. r. 1.). Rozumie się, że wtedy mogą być one tylko gibkie, bo tęgim przeszkadzałyby podkłady. Lepsze jednak są tężniki tęgie, przyczem zwykle wystarczą kątowniki

$$\frac{50.50}{7} \text{ lub } \frac{60.60}{7}.$$

§. 172. Tężniki poziome ze względu na parcie wody.

Jeżeli o belki mostowe opierają się iglice jazu, to parcie wody, które może być przy zamkniętym jazie bardzo znacznem, przenosi się przez iglice na dźwigary mostowe. W tym wypadku zachodzi potrzeba urządzenia bardzo silnych tężników, których ustrój jest zresztą taki sam, jak przy zwykłych mostach.

Jedyna różnica zachodzi tu na filarach, gdzie potrzeba osobnych zeskładów, aby ogromne parcie przenieść odpowiednio na filar i to dosyć nisko, aby w filarze natężenia nie przekraczały dowolnej granicy.

Jako przykład takiego zeskładu podajemy tu rysunek mostu na Wełtawie w Mirzowicach¹⁾ (t. 185. i 186.). Tężniki poziome na filarze opierają się tu o łożysko wałkowe pionowe, które przenosi siłę zapomocą pręta, obciążonego pionowo łożyskiem zwykłym mostu, a którego ciężar niweczy moment siły poziomej. Oprócz tego jednak jeszcze zakotwiono tu cały zeskład, przyczem kotwy sięgają aż do fundamentów (r. 2.).

¹⁾ por. Allgem. Bauzeitung (1904 str. 181).

§. 173. Tężniki poprzeczne mostów ukośnych.

Tężniki poprzeczne dajemy zawsze prostopadle do osi mostu. Przy mostach o belkach wielobocznych umieszczenie tężników prostopadłych do osi mostu sprawia nieraz trudności, gdyż wysokość belek nie jest w tym przekroju taka sama, tężniki więc są przytwierdzone w nierównej wysokości do słupów albo nawet wystają z jednej strony po za pas.

Czasem, jeżeli różnica wysokości jest znaczniejsza, co się zwłaszcza zdarza przy wielkim ukosie n. p. przy kącie ukosu 40° , dajemy tężniki poprzeczne ukośnie do osi mostu (t. 138. r. 3.), przynajmniej skrajne (t. 179. r. 1.).

XVII. Obliczenie tężników.

§. 174. Natężenie dopuszczalne i siły zewnętrzne.

Wiemy na podstawie doświadczeń Wohlera, że od ilości zmian w natężeniu zależy wielkość natężenia, przy którym następuje złamanie prętu.

Na tężniki działa głównie wiatr, który z tą siłą, jaką przyjmujemy do obliczenia tężników, bardzo rzadko się zdarza; możemy zatem przyjąć natężenie dopuszczalne większe.

Uwzględnia to także rozporządzenie ministerstwa handlu z roku 1904, pozwalając przyjmować dla obliczenia tężników natężenie dopuszczalne 1000 kg/cm^2 dla żelaza spawalnego, zaś 1200 kg/cm^2 dla zlewnego.

Dla stali o której nic nie mówi powyższe rozporządzenie możemy przyjąć natężenie dopuszczalne jeszcze wyższe 1400 kg/cm^2 .

Odnosi się to tylko do przekątni gibkich i pasów, gdyż przekątnie tęgic, które mogą być ciśnione lub ciągnione, są więcej narażone; dla obliczenia zatem przekątni tęgich musimy przyjmować natężenie dopuszczalne mniejsze, a więc o ile je liczymy na ciągnięcie $600^1) \text{ kg/cm}^2$ dla żelaza spawalnego, 720 kg/cm^2 dla zlewnego a 840 kg/cm^2 dla stali. Licząc je na ciśnie-

¹⁾ p. Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 68. rów. 59. 60. i 61.) Tutaj $\varphi'=1$, wypadaloby więc zniżyć nawet do $\frac{1}{2} 1000=500 \text{ kg/cm}^2$. Ze względu na rzadkie działanie większych parć wiatru przyjmujemy 600 kg/cm^2 .

nie zniżyć musimy natężenie dopuszczalne odpowiednio ze względu na wyboczenie. Z obu rodzajów obliczeń zatrzymujemy natężenie dopuszczalne mniejsze.

O przekątniach tęgich nie mówi nic rozporządzenie ministerjalne.

Wskutek parcia wiatru powstają też siły wewnętrzne w innych częściach mostu, jak n. p. w pasach belki głównej. Dla tych obliczamy najpierw siły wewnętrzne, wywołane obciążeniem pionowym, i dla danego natężenia dopuszczalnego wyznaczamy przekroje prętów. Potem obliczamy natężenia, wywołane parciem wiatru, a suma natężeń, wywołanych przez wiatr i obciążenie pionowe, nie powinna przekraczać 1000 kg/cm^2 , względnie 1200 kg/cm^2 . Jeżeli przekroczy te cyfry, to musimy przekroje pasów, względnie innych prętów, odpowiednio powiększyć. Jednak stosuje się to tylko do parcia wiatru na most obciążony, przy moście nieobciążonym uwzględniamy tylko ciężar własny i parcie wiatru. Takie wzmocnienie przekrojów okazuje się zazwyczaj potrzebnem dopiero dla mostów jednotorowych o większej rozpiętości, niż 45 m, dwutorowych, niż 110 m.

Parcie wiatru przyjmujemy zwykle jako równo rozdzielone na całą belkę, więc jako obciążenie stałe, zaś parcie na pociąg uważamy jako równo rozdzielone obciążenie zmienne, gdyż zależy ono od tego, czy większa lub mniejsza część pociągu znajduje się w danej chwili na moście.

Lecz parcie wiatru na most w rzeczywistości nie rozdziela się zupełnie jednostajnie, jak to stwierdziły doświadczenia. Trudno jednak wyznaczyć jakieś prawo w tym względzie, dlatego też tego zwykle nie uwzględniamy. Ostrożnie postępuje inżynier amerykański Fiedler, przyjmując połowę parcia, wywarłego na most, jako zmienne obciążenie, dopiero drugą połowę jako stałe.

Siły, wywołane chwianiem się parowozów, uwzględniamy, dodając je do sił, wywołanych parciem wiatru. Zupełnie słusznem to nie jest, bo siły te poziome częściej się przytrafiają drzy przejeździe pociągu, należałoby je więc właściwie uwzględnić już przy pierwszym obliczeniu, ale ponieważ wpływ ich jest mały, więc tego nie robimy. Siłę odśrodkową, jeżeli most jest w łuku, należy jednak uwzględnić odrazu, a to dlatego, ponieważ występuje przy każdym przejeździe pociągu. O wielkości

parcia wiatru i sił poziomych mówiliśmy w Podręczniku Teorii Mostów I. (str. 20 do 25).

Rozporządzenie austr. ministra kolei żelazn. z dnia 8. września 1904.

§. 7. 2. Oprócz tych obciążeń uwzględnić także należy parcie wiatru, zmiany ciepłoty, a przy mostach kolejowych także i działanie, spowodowane przez boczne wahania pojazdów, przez siłę odśrodkową i siły, wywołane hamowaniem.

6. Parcie wiatru oblicza się, przyjmując poziome ciśnienie boczne wynoszące 270 *kg* na metr kwadratowy mostu nieobciążonego a 170 *kg* na metr kwadratowy mostu obciążonego i z tych dwu wypadków przyjmuje się niekorzystniejszy

21. Przy obliczeniu siły odśrodkowej przyjąć należy za podstawę następujące chyżości.

a) Dla kolei o pełnej szerokości toru według I. normy obciążenia w łukach o promieniu 200 *m* i mniej 15 *s/m*, 350 *m* 20 *s/m*, 500 *m* 25 *s/m*, 700 *m* i więcej 30 *s/m*. Dla mostów na stacjach tudzież na spadkach, wynoszących 20‰ i wyżej, nie należy jednak przyjmować wyższych chyżości, niż 20 *s/m*.

b) Dla kolei o pełnej szerokości toru według II. normy obciążenia w łukach o promieniu 100 *m* 10 *s/m*, 200 *m* 15 *s/m*, 300 *m* i wyżej 18 *s/m*.

c) Dla kolei o szerokości toru 760 *m* według III. normy obciążenia w łukach o promieniu 50 *m* 7 *s/m*, 100 *m* i wyżej 10 *s/m*.

Ilości pośrednie przyjąć należy według pravidła linii prostej.

22. Wpływy sił poziomych, wywołanych przez boczne wahania lub boczne ciśnienie pojazdów na mosty, leżące na szlaku prostym, względnie w łukach, uwzględnić należy na jeden tor jako 0.05 część pionowego ciężaru osi parowozu pociągu odnośnej normy obciążenia. Punkty zaczepienia sił poziomych przyjąć należy jako leżące w wysokości szyny, a przy ich obliczeniu nie potrzeba podwyższać ciężaru pojedynczych osi parowozu.

23. Przy mostach na szlakach kolejowych o spadku większym, niż 10‰, tudzież przy mostach, które leżą na stacjach, przystankach lub na przyległych szlakach, na których się hamuje, należy przyjąć działanie sił, wywołanych hamowaniem jako 0.10 ciężaru pociągu.

§. 8. Oznaczenie obciążenia i rodzaj natężenia.

b) Przyjmując wszystkie obciążenia, określone w §. 7. dla mostów kolei żelaznych i drogowych,

Dopuszczalne najwyższe natężenie *kg/cm²*.

Żelazo

spawalne zlewne

5. Natężenie przy ciągnięciu i ciśnieniu	1000	1200
5. " " ścinaniu, wyjąwszy nity	600	700
7. " " nitów przy ścinaniu	700	800
8. Ciśnienie na ściankę dziur nitów (średnica nitu, pomnożona przez grubość blachy	1600	1800

§. 175. Siły zewnętrzne, działające na tężniki poprzeczne.

Niechaj rys. 3. na tab. 182. przedstawia tężniki poprzeczne, umieszczone na moście w odstępach a . Siła pozioma H , działająca w C , wywołuje oddziaływanie H na podporach. Dwie te siły tworzą parę sił. Dla równowagi muszą więc powstać jeszcze oddziaływania V , tworzące także parę sił, a przytem musi być

$$Hh = Vb 243)$$

Jeżeli tężniki poprzeczne umieściliśmy w odstępach a , to dla obliczenia jednego tężnika liczymy siłę H na długości a .

Oddziaływanie V działa z jednej strony do góry, z drugiej na dół, to drugie zatem zwiększa, pierwsze zaś zmniejsza obciążenie belki głównej. A więc w skutek parcia wiatru na most powstają nie tylko siły w belkach kratowych poziomych, ale także siły V , które zwiększają obciążenie mostu. Należałoby je także uwzględnić i wyznaczyć siły wewnętrzne w belkach głównych, które skutkiem tego powstają.

Podobnie i w podłużnicach i poprzecznicach powstają pewne siły wewnętrzne wskutek sił V' , wywołanych parciem wiatru na pociąg lub wozy. I tak jeżeli pomost jest u góry (t. 182. r. 6.), to wskutek parcia wiatru H' na pociąg powstaje pionowa siła:

$$V' = \frac{H' h'}{s} 244)$$

działająca na szynę.

Zwiększenie natężenia w podłużnicach i poprzecznicach da się stąd łatwo obliczyć.

Jakkolwiek parcie wiatru działa na całą powierzchnię mostu i zaczepia w środku jej ciężkości przyjmujemy dla ułatwienia obliczenia tężników poprzecznych siłę H , działającą tylko w pasie górnym, której moment ze względu na podpory równa się momentowi parcia wiatru.

Dla obliczenia siły H musimy przytem odróżnić następujące przypadki:

1. Pomost górą, tężniki poziome dołem (t. 182. r. 7.). Tu obliczamy H na długość a .

Oznaczmy parcie wiatru na pociąg H_2 ,

„ „ „ most H_1 ,

siłę poziomą wskutek wahaniasię parowozów F , to siła pozioma H , działająca w pasie górnym jest:

$$H = \frac{1}{h} (H_1 h_1 + H_2 h_2) + F \dots \dots \dots 245)$$

2. Pomost górá, tężniki poziome górá (t. 183. r. 1.). Tu musimy osobno liczyć H dla tężników pośrednich, a osobno dla tężników poprzecznych skrajnych.

Siła H przenosi się tu za pośrednictwem tężników poziomych górnych na podpory. Obliczamy ją dla tężników poprzecznych skrajnych wedle wzoru 245), licząc H dla długości $\frac{a}{2}$, zaś H_2 dla połowy długości mostu. Dla tężników poziomych pośrednich będziemy liczyć tylko dla długości a , mianowicie wedle wzoru

$$H = \frac{H_1 h_1}{h} \dots \dots \dots 246)$$

3. Pomost dołem, tężniki poziome dołem (t. 183. r. 2.). Tu parcie H_2 przędnosi się wprost na pas dolny, a za pośrednictwem tężników poziomych na podpory, zatem H_2 nie działa wcale na tężniki poprzeczne. Siłę H obliczymy więc wedle wzoru 246) $H = \frac{H_1 h_1}{h}$, przyczem dla tężników poprzecznych pośrednich liczyć będziemy H dla długości a , zaś dla tężników poprzecznych skrajnych dla długości $\frac{a}{2}$.

4. Pomost górá, tężniki poziome górá i dołem. Tężniki poprzeczne skrajne mają tu przenieść całe parcie, wywarte na most i na pociąg; zatem H obliczamy dla połowy długości mostu wedle wzoru 245). Tężniki poprzeczne pośrednie są tu niepotrzebne, w razie ich zastosowania obliczamy H wedle 245), licząc dla długości $\frac{1}{2} a$.

5. Pomost dołem, tężniki poziome górá i dołem (t. 190. r. 1.). Tu także obliczamy tężniki poprzeczne skrajne. jakby tężników pośrednich nie było, zatem parcie H_1 przenosi się całe na tężniki skrajne. Obliczamy więc je wedle wzoru 245) dla połowy długości mostu, bo H_2 niewywieraa tu wcale żadnego wpływu na tężniki poprzeczne. Ewentualne tęż-

źniki pośrednie liczymy wedle tego samego wzoru dla długości $\frac{a}{2}$.

Znając H , możemy teraz przystąpić do obliczenia poszczególnych ustrojów.

§. 176. Rozpora.

Przypuszczamy w przybliżeniu że siła H_1 rozdziela się równo na obie belki główne, chociaż nie jest to zupełnie ściśłem. Jeżeli teraz zauważymy dowolny przekrój L (t. 183. r. 3.), to moment sił, działających po lewej stronie przekroju, jest:

$$M = -\frac{1}{2} Hh + Vx, \text{ a ponieważ } V = \frac{Hh}{b}, \text{ zatem: } M = -\frac{1}{2} Hh + \frac{Hh}{b} x \text{ czyli}$$

$$M = -\frac{1}{2} Hh \left(1 - \frac{2x}{b} \right) 247)$$

Największy moment otrzymamy dla $x=0$, ale dla $x=0$ tj. w punkcie E jest przekrój bardzo wielki z powodu blach kątowych, zatem przekrój niebezpieczny będzie w punkcie I w odstępnie a , a więc

$$M_1 = -\frac{1}{2} \frac{H}{h} \left(1 - \frac{2a}{b} \right) 248)$$

Tego momentu użyjemy dla obliczenia przekroju rozporcy. Jednak tu trzeba jeszcze uwzględnić ciśnienie, które powstaje w rozporze jako części tężników poziomych. Jeżeli tężniki poziome są tęgie, w takim razie z rozporami tworzą kratę złożoną. W słupach takiej kraty powstają, jak wiemy¹⁾, bardzo małe siły N równe prawie zeru. Zatem, jeżeli tężniki poziome są tęgie, to tego ciśnienia N możemy wcale nie uwzględniać. Jeżeli jednak przekątnie są gibkie, trzeba je uwzględnić, bo wtedy N nie będzie tak małym i będzie dla każdej rozporcy inne.

Jeżeli chcemy dać rozporcy równe, musimy je obliczyć dla największego N z wzoru:

$$\tau = \frac{N}{A} + \frac{M_1 e}{J} 249)$$

¹⁾ por. Podr. Teoryi Mostów I. wyd. II. str. 108.

§. 177. Słupy wzmocnione.

Słupów wzmocnionych używamy przy mostach otwartych o pomoście dołem. Dla obliczenia siły, powstającej w słupie AE wskutek wiatru (t. 183. r. 5.) zrobimy przekrój mn i utworzymy równanie momentów ze względu na punkt F : $Hh = S_1 e$, stąd

$$S_1 = \frac{Hh}{e} \dots \dots \dots 250)$$

Dla obliczenia zastrzału AF mamy równanie momentów ze względu na punkt E : $Hh' = Sr$, stąd

$$S = -\frac{Hh'}{r} = \frac{Hh'}{e} \text{ siecz } \alpha \dots \dots \dots 251)$$

Dla obliczenia krzyżulca mamy równanie ze względu na punkt L : $Hh_1 = Dd$, stąd

$$D = \frac{Hh_1}{d} \dots \dots \dots 252)$$

§. 178. Krzyż ukośny o przekątniach gibkich.

Ponieważ na ciśnienie żadna z gibkich przekątni krzyża nie może działać, więc uwzględniamy w obliczeniu tylko jedną, mianowicie tę, która pracuje na ciągnięcie.

Nazwijmy D siłę wewnętrzną w tej przekątnej AD (t. 183. r. 6.). N i N_1 w tężnikach poziomych, α kąt nachylenia przekątni do pionu. Dla równowagi po przekrojeniu płaszczyzną mn musi być po lewej stronie przekroju mn suma składowych pionowych równą zeru, więc D dost $\alpha = V$. A ponieważ $V = \frac{h}{b} H = H \text{ dot } \alpha$, więc

$$D = H \text{ dosiecz } \alpha \dots \dots \dots 253)$$

Dalej mamy $N = H'$, N_1 zaś będzie równe H' , powiększonemu siłą wewnętrzną, powstającą w BD jako części tężników poziomych.

§. 179. Krzyż ukośny o tęgich krzyżulcach.

Jeśli krzyżulce są tęgą, to układ jest statycznie niewyznaczalnym, a wtedy także obciążenie pionowe wpływa na przekątnie, chociaż wpływ ten jest tak małym, że go nie będziemy uwzględniać.

Winkler¹⁾ otrzymuje

$$D_1 = D_2 = -\frac{N}{\text{wst } \alpha}, \quad N_1 = N \quad \dots \quad 254)$$

$$\text{a } N = \frac{\frac{1}{A_3} \text{wst } \alpha \text{ dost}^2 \alpha}{\frac{1}{A} + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \text{wst}^3 \alpha + \frac{1}{A_3} \text{dost}^3 \alpha} V \quad \dots \quad 255)$$

jeżeli A, A_1, A_2, A_3 są przekrojami przekątni, górnej i dolnej rozpory i słupa, zaś V oznacza siłę w słupie wskutek obciążenia pionowego.

Badając wpływ sił poziomych, dochodzi on zaś do następującego wyniku

$$N = \frac{N_1 \frac{\text{wst}^3 \alpha}{A_1} - \frac{H' - H''}{A_3}}{\frac{2}{A} + \frac{\text{wst}^3 \alpha}{A_2}} \quad \dots \quad 256)$$

Znając N , możemy obliczyć:

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= +(H' - N) \text{ dosiecz } \alpha \\ D_2 &= -(H'' + N) \text{ dosiecz } \alpha \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 257)$$

Jeżeli tężniki poziome dolne są tęgie, w tedy jest N_1 prawie równe zeru, zatem dla $H' = H'' = \frac{1}{2} H$

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= +\frac{1}{2} H \text{ dosiecz } \alpha \\ D_2 &= -\frac{1}{2} H \text{ dosiecz } \alpha \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 258)$$

Jeżeli przypuścimy, że siła H przenosi się tylko na jeden pas, czyli $H' = 0, H'' = H$,

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= -N \text{ dosiecz } \alpha \\ D_2 &= -(N + H) \text{ dosiecz } \alpha \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 259)$$

§. 180. Krata pojedyncza albo wielokrotna.

Przetnijmy dowolny pręt EF , (t. 183. r. 7.), to z warunku równowagi sił po lewej stronie przekroju otrzymamy:

$$D \text{ dost } \alpha - V = 0.$$

Zatem:

$$D = \pm V \text{ siecz } \alpha,$$

albo, ponieważ $V = \frac{Hh}{b}$, więc

$$D = \pm \frac{Hh}{b} \text{ siecz } \alpha \quad \dots \quad 260)$$

¹⁾ Winkler. Querkonstruktionen str. 331.

Jeżeli N jest siłą wewnętrzną pręta tego pasu, który nie leży w płaszczyźnie tężników poziomych, H' H'' są częściami siły H , działającymi na lewy i na prawy pas, to $Nh + Vx - H'h = 0$

zatem: $N = H' - V \frac{x}{h}$,

czyli

$$N = H' - H \frac{x}{b} \dots \dots \dots 261)$$

Jeżeli krata jest dwukrotną, to otrzymamy dla każdego krzyżulca podobnie, jak dla belki kratowej, wyniki o połowę mniejsze.

§. 181. Krzyże ukośne ponad sobą leżące.

Przypuśćmy znowu najprzód, że przekątne są gibkie. Tu znowu więc będziemy obliczać jeden układ przekątni t. j. przekątnie ciągnięte (t. 183. r. 4).

Jeżeli $D_1, D_2, D_3 \dots$ są siły wewnętrzne w przekątniach AG, EH, FD ; $N, N_1, N_2 \dots$ w AC, EG, FH ; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \dots$ kąty nachylenia przekątni do pionu, to dla przecięć poziomych przez przekątne AG, DH i FD musi być:

$$D_1 \text{ wst } \alpha_1 = D_2 \text{ wst } \alpha_2 = \dots H$$

zatem:

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= H \text{ dosiecz } \alpha_1 \\ D_2 &= H \text{ dosiecz } \alpha_3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 262)$$

Z warunku równowagi dla węzła E otrzymamy

$$D_2 \text{ wst } \alpha + N_1 = 0, \text{ a stąd } \left. \begin{aligned} N_1 &= -D_2 \text{ wst } \alpha = -H \\ N_2 &= N_3 = \dots \dots \dots -H \end{aligned} \right\} \dots 263)$$

Podobnie otrzymamy
Jeżeli krzyżulce są tęgic, wtedy podobnie, jak dla belki kratowej, będą siły wewnętrzne w przybliżeniu o połowę mniejsze, a więc:

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \pm \frac{1}{2} H \text{ dosiecz } \alpha_1 \\ D_2 &= \pm \frac{1}{2} H \text{ dosiecz } \alpha_2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 264)$$

a siły w rozporach będą prawie równe zeru.

§. 182. Rozpora górna blaszana.

Przypuśćmy, że rozpora górna i poprzecznicza są ze słupami pionowymi tego połączone. Siły wewnętrzne, powstające w tęgicj ramie można obliczyć w rozmaity sposób. Tu postaramy się wyznaczyć je na podstawie prawa najmniejszości pracy odkształcenia.

$$+ \frac{h}{J_1} (M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) + \frac{b}{J} (M_4^2 + M_4 M_1 + M_1^2) \left] + \frac{1}{2\epsilon} \left[\frac{h \cdot Q^2}{A_1} + \frac{bN^2}{A_2} + \frac{hQ^2}{A_1} + \frac{bN^2}{A} \right].$$

Mamy trzy niewiadome M'_0 , N i Q , zróbmy więc $\frac{\partial L}{\partial M'_0} = 0$,

$$\frac{\partial L}{\partial W} = 0 \text{ i } \frac{\partial L}{\partial Q} = 0. \text{ Przytem zważmy, że}$$

$$\begin{aligned} \frac{dM_1}{dM'_0} &= \frac{dM_2}{dM_0} = \frac{dM_3}{dM_0} = \frac{dM_4}{dM_0} = 1 \\ \frac{dM_1}{dN} &= \frac{dM_4}{dW} = 0, \quad \frac{dM_2}{dW} = \frac{dM_3}{dW} = h \\ \frac{dM_1}{dQ} &= \frac{dM_2}{dQ} = -\frac{b}{2} \frac{dM_3}{dQ} = \frac{dM_4}{dQ} = Q \\ \frac{dP_1}{dN} &= \frac{dP_3}{dW} = 0 \quad \frac{dP_2}{dW} = -1, \quad \frac{dP_4}{dW} = 1 \\ \frac{dP_1}{dQ} &= 1, \quad \frac{dP_3}{dQ} = -1, \quad \frac{dP_2}{dQ} = \frac{dP_4}{dQ} = 0. \end{aligned}$$

Otrzymamy więc zważywszy, że $\frac{d((x+a)(x+b))}{dx} =$

$$= (x+a) + (x+b) \text{ z rów. } \frac{\partial L}{\partial M'_0} = 0.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{J_1} (M_1 + M_2) + \frac{b}{J_2} (M_2 + M_3) + \frac{h}{J_1} (M_3 + M_4) + \\ \frac{b}{J} (M_4 + M_1) = 0 \end{aligned} \right\}$$

z dwu drugich równań zaś

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{J_1} (M_1 + 2M_2) + \frac{3b}{J_2} (M_2 + M_3) + \frac{h}{J_3} (2M_2 + M_4) + \\ + \frac{12bN}{h} \left(\frac{1}{A_2} + \frac{1}{A} \right) = 0 \\ 3(M_1 + M_2 - M_3 - M_4) \frac{h}{J_1} + (M_1 - M_4) \frac{b}{J} + (M_2 - M_3) \frac{b}{J_2} \\ - \frac{24Qh}{A_1 b} = 0 \end{aligned} \right\} \quad 267)$$

Wstawmy w rów. 267) wartości z rów. 265), a otrzymamy

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{J_1} (2M'_0 + Nh + \frac{1}{2}(H'' - H')h) + \\ + \frac{b}{J_2} (M'_0 + Nh + \frac{1}{2}(H'' - H')h) + \frac{b}{J} M'_0 = 0 \end{aligned} \right\} \quad 268)$$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{h}{J_1} (3M_0' + 2Nh + (H'' - H')h) + \\ & + \frac{3b}{J_2} (M_0' + Nh + \frac{1}{2}(H'' - H')h) + \frac{6bN}{h} \left(\frac{1}{A_2} + \frac{1}{A} \right) = 0 \\ & - \frac{3h}{J_1} (2Qb + Hh) - \frac{Qb^2}{J} - (Qb + Hh) \frac{b}{J_2} - \frac{24Qh}{A_1 b} = 0 \end{aligned} \right\} \quad 268)$$

Z trzeciego równania otrzymamy

$$Q = -H \frac{h}{b} \frac{3 \frac{h}{J_1} + \frac{b}{J_2}}{b \frac{h}{J_1} + \frac{b}{J} + \frac{b}{J_2} + 24 \frac{h}{A_1 b^2}} \quad 269)$$

Z dwu pierwszych otrzymamy

$$M_0' = \frac{\left\{ (H'' - H')h \left[(2J_2h + 3J_1b) \left(\frac{h}{2J_1} + \frac{b}{2J_2} \right) - (J_2h + J_1b) \left(\frac{h}{J_1} + \frac{3b}{2J_2} \right) \right] - (J_2h + J_1b) \frac{6b}{h} \left(\frac{1}{A_2} + \frac{1}{A} \right) N \right.}{\left. \frac{J_2 h^2}{J_1} - 3bh + \frac{J_1 b}{J} (3b + 2h) \right\}} \quad 270)$$

$$N = \frac{\frac{h}{J_1} (2M_0' + \frac{1}{2}(H'' - H')h) + \frac{b}{J_2} (M_0' + \frac{1}{2}(H'' - H')h) + \frac{bM_0'}{J}}{h \left(\frac{b}{J_2} + \frac{h}{J_1} \right)} \quad 271)$$

Dla $H'' = H' = \frac{1}{2}H$ pierwszy wyraz licznika rów. 270) odpada, otrzymamy więc

$$M_0' = \frac{(J_2h + J_1b) \frac{6b}{h} \left(\frac{1}{A_2} + \frac{1}{A} \right) N}{\frac{J_2 h^2}{J_1} - 3bh + \frac{J_1 b}{J} (3b + 2h)}$$

$$N = \frac{2 \frac{h}{J_1} + \frac{b}{J_2} + \frac{b}{J}}{h \left(\frac{b}{J_2} + \frac{h}{J_1} \right)} M_0'$$

Oba te równania mogą być tylko ważne, gdy $M_0' = N = 0$. Wtedy otrzymamy z rów. 265)

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -\frac{1}{2}Qb, & M_4 &= \frac{1}{2}Qb \\ M_2 &= -\frac{1}{2}Qb + H'h, & M'' &= \frac{1}{2}Qb + H'h \end{aligned} \right\} \quad 272)$$

Rozporę obliczamy teraz wedle momentu M_1 i M_4 .

Przykład. Obliczmy ten sam przykład, który podaje Winkler*), aby porównać wyniki obliczenia. Niechaj będzie $J=98000 \text{ cm}^4$, $A=154 \text{ cm}^2$, $J_1=92000$, $A_1=270$, $J_2=61400$, $A_2=116$, $H=11.6 \text{ t}$, $h=8 \text{ m}$, $b=5 \text{ m}$.

Z rów. 269) otrzymamy

$$Q = -11.6 \frac{8}{5} \frac{\frac{3.8}{92000} + \frac{5}{61400}}{\frac{6.8}{92000} + \frac{5}{38000} + \frac{5}{61400} + \frac{24.8}{270 \cdot 500^2}} = 8.63 \text{ t.}$$

Przypuśćmy teraz, że $H'=H''=H$, to

$$M_1 = \frac{1}{2} 8.63.5 = 20.57 \text{ tm}, \quad M_4 = -20.57 \text{ tm.}$$

Jeżeli zaś przypuśćmy, że $H'=0$, $H''=H=11.6 \text{ t}$, to Q pozostaje niezmiennym, M_0 i N otrzymamy, licząc zapomocą prób.

Przyjmijmy $N = \frac{1}{2} H = 5.8 \text{ t}$, to wedle rów. 270.

$$M_0' = \frac{11.6.8 \left[(2.61.4.8 + 3.92.5) \left(\frac{8}{2.92} + \frac{5}{2.61.4} \right) (61.4.8 + 92.5) \left(\frac{8}{92} + \frac{3.5}{2.61.4} \right) \right] - (61.4.8 + 92.5) 6 \frac{5}{8} 5.8 \left(\frac{1}{116} + \frac{1}{154} \right) \frac{1}{10}}{\frac{61.4.64}{92} - 3.5.8 + \frac{92.5}{88} (3.5 + 2.8)}$$

$$M_0' = \frac{-46.4 + 43.1.58}{259.6} = \frac{-286.4}{259.6} = -1.1 \text{ tm.}$$

Wtedy wedle rów. 271)

$$N = \frac{\frac{8}{92} \left(2.1.1 + \frac{1}{2} 11.6.8 \right) = \frac{5}{61.4} \left(1.1 + \frac{1}{2} 11.6.8 \right) + \frac{6.1.1}{78}}{8 \left(\frac{5}{61.4} + \frac{8}{92} \right)} = \frac{7.9 + 0.412.1.1}{1.361} = 6.14$$

Otrzymaliśmy więc N nieco większe niż 5.8 ; przyjmijmy teraz $N=6.2 \text{ t}$, to

$$M_0' = \frac{-46.4 - 43.1.6.2}{259.6} = 1.2 \text{ tm.}$$

$$N = \frac{7.9 + 0.412.1.2}{1.361} = 6.2 \text{ tm.}$$

Zatem wedle rów. 265)

$$M_2 = -1.2 - \frac{1}{2} 8.63.5 = -21.67 \text{ tm.}$$

$$M_4 = -1.2 + \frac{1}{2} 8.63.5 = 19.37 \text{ tm.}$$

Założenie, że $H'=H''=H$, jest dla rozporę najkorzystniejszym, w rzeczywistości będzie $H'' > H$, z przykładu jednak widzimy, że momenty wskutek tego nie wiele się zmieniają.

§. 183. Rozpora górna kratowa.

Jeżeli rozpora górna jest kratowa, to w przybliżeniu możemy użyć wzorów poprzedniego paragrafu, chcąc jednak dokładniej wyznaczyć siły wewnętrzne, musimy przy ustawianiu równania pracy odkształcenia (267) uwzględnić pracę wszystkich prętów rozporu, a przynajmniej tylko pasów.

Jeżeli nazwiemy siłę w pasie S , długość jego l' , przekrój A' (t. 184. r. 4.) to praca ta wynosi $\sum \frac{S^2 l'}{2\epsilon A'}$. Dalej mamy dla pręta E , $S = \frac{M}{\eta}$, zaś $M = M_0 - N(e+y) - Qx$.

Jeżeli te wartości wstawimy w równanie dla pracy odkształcenia i postępuwać będziemy jak poprzednio, to otrzymamy wedle Winklera

$$Q = \frac{(H' + H'') b \left[\frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{J_1} + \frac{b(c+h)}{J_2} \right]}{b^2 \left\{ \frac{2(c+3h)}{J_1} + \frac{b}{J_2} \right\} + 12 \sum \frac{x^2 l'}{A' \eta}} \quad . \quad . \quad 273)$$

a dla $H' + H'' = \frac{1}{2}H'$, $M_0 = 0$ i $N = 0$.

Jeżeli pasy rozporu są równoległe, to jeżeli przytem nie uwzględnimy odkształcenia krzyżulców, otrzymamy

$$Q = \frac{H}{b} \frac{\frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{J_1} + \frac{b(c+h)}{J_2}}{\frac{2(c+3h)}{J_1} + \frac{b}{J_2} + \frac{b}{J}} \quad . \quad . \quad 274)$$

Dla $H' = H'' = 0$, ważne są tu rów. 272). Pasy obliczamy wtedy wedle M , krzyżulce wedle Q .

§. 184. Rozpora pełna z zastrzałami.

Oznaczmy S' i S'' (t. 184. r. 3.) siły wewnętrzne w zastrzałach FG , KI , N' i N'' prętów rozporu AF i IC , h_1 i h_2 wysokość AG i GB_1 , b_1 i b_2 szerokość AF i FI , d długość FG , α kąt nachylenia zastrzału do pionu, A' przekrój zastrzału.

Musimy tu odróżnić dwa wypadki:

1. Słupy pionowe są z poprzecznicami przegibnie połączone.

Przyjmijmy nadto, że zastrzały są przegibnie połączone z tą samą rozporą i słupami, a rozpora ze słupami w A i C .

Jeżeli przyjmiemy jeszcze siły poziome $\frac{1}{2}H$ w A , C , tudzież B , D działające, to słup AB ze względu na punkt G musi się znajdować w równowadze, więc $\frac{1}{2}H \cdot h = N'h_1$, zatem

$$N' = + \frac{h}{2h_1} \cdot H, \text{ a podobnie } N'' = - \frac{h}{2h_1} H. \quad . \quad . \quad 275)$$

Także słup ten musi się znajdować w równowadze ze względu na punkt obrotu A , więc $S'h_1$ wst $\alpha + \frac{H}{2}h = 0$, więc

$$\left. \begin{aligned} S' &= - \frac{h}{2h_1} H \text{ dosięcz } \alpha, \text{ a podobnie} \\ S'' &= + \frac{h}{2h_1} H \text{ dosięcz } \alpha \end{aligned} \right\} . \quad 276)$$

Siła wewnętrzna w przecię FI jest zatem $N' + S'$ wst $\alpha = 0$.

Siłę poprzeczną Q wyznaczymy z warunku równowagi ze względu na punkt B : $-Q\frac{1}{2}b - \frac{1}{2}Hh = 0$, więc

$$Q = - \frac{h}{b} H. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 277)$$

Jeżeli przypuścimy jednak, że w A i C działają nierówne siły, więc H' i H'' , to wartość dla Q pozostaje ta sama, jednak siła w FI nie będzie zerem, lecz należałoby ją wyznaczyć na podstawie prawideł sprężystości. W przybliżeniu można ją przyjąć równą $\frac{1}{2}(H' - H'')$.

2. Słupy są z poprzecznicami stale połączone.

W tym wypadku trzeba się uciec do teorii sprężystości.

Przyjmijmy tu znowu $H' = H'' = \frac{1}{2}H$. Nazwijmy dalej M moment, rozpory FI w F , M_1 słupa w G , M_2 słupa w B , M_3 moment w A , M_4 moment rozpory AF w F , M_5 części słupa AG w G , M_6 i M_7 zastrzały w F i G . Uwzględnijmy z sił podłużnych tylko siły w zastrzale, to ze względu na symetrię możemy utworzyć równanie pracy odkształcenia tylko dla połowy ramy, otrzymamy więc z uwzględnieniem rów. 266)

$$L = \frac{1}{6\varepsilon} \left[\frac{b_2}{2J} M_2^2 = \frac{b_1}{J} (M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) + \frac{h_1}{J_1} (M_3^2 + M_3 M_5 + M_5^2) + \frac{h_2}{J_1} (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) + \frac{b}{2J_2} M_2^2 + \frac{d}{J_3} (M_6^2 + M_6 M_7 + M_7^2) \right] + \frac{dS^2}{2\varepsilon A_3} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 278)$$

Przytem mamy

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{1}{2} Q b_2, & M_1 &= -\frac{1}{2} (Qb + Hh_1), & M_2 &= -\frac{1}{2} (Qb + Hh) \\ M_4 + M_6 &= M, & M_5 + M_7 &= M_1, & M_3 &= -\frac{1}{2} Qb + \\ & & & & & + S b_1 \text{ dost } \alpha - M_6 \end{aligned} \right\} . \quad 279)$$

Wstawivszy te wartości w rów. 275), otrzymamy

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{24 \varepsilon} \left[\frac{b_2^3 Q^2}{2J} + \frac{b_1}{J} (4 M_3^2 - 2 M_3 (Q b_2 + 2 M_6) + (Q b_2 + \right. \\ &+ 2 M_6)^2) + \frac{h_1}{J_1} \{ 4 M_3^2 - 2 M_3 (Q b + H h_1 + 2 M_7) \} + \frac{h_1}{J_1} \{ (Q b + H h_1)^2 + \\ &+ (Q b + H h_1) (Q b + H h) + (Q b + H h)^2 \} + \frac{b}{2 J_2} (Q b + H h)^2 + \frac{4 d}{J_2} (M_6^2 + \\ &\left. + M_6 M_7 + M_7^2) \right] + \frac{d (Q b + M_7 + M_6)^2 \text{ siecz}^2 \alpha}{8 \varepsilon A_3 b_1^2} . \quad 280) \end{aligned}$$

Szukajmy teraz najm. A dla $\frac{dA}{dQ} = 0$, przyczem przyjmujemy M_3 , M_6 i M_7 jako niezależne od Q , to otrzymamy

$$\begin{aligned} Q &= \left[\frac{b_2^2}{J} (2 b_1 + b_2) + \frac{2 b^2}{J_1} (h_1 + 3 h_2) + \frac{b^3}{J_2} + \frac{6 b^2 d \text{ siecz}^2 \alpha}{A_1 b_1^2} \right] + \\ &+ H b \left[\frac{2 h_1^2 + 5 h_1 h_2 + h_2 h}{J_1} + \frac{b h}{J_2} \right] + \frac{12 b d (M_3 + M_6) \text{ siecz}^3 \alpha}{A_3 b_1^2} - \\ &- \frac{2 b_1 b_2}{J} (M_3 - 2 M_6) + \frac{2 b h_1}{J_1} (2 M_7 - M_3) = 0 . \quad 281) \end{aligned}$$

Co do wartości M_3 , M_4 i M_7 możemy teraz zrobić rozmaite założenia, mogą one być równe zeru przy połączeniu przegibnem lub też należy je wyznaczyć, z rów. 280), robiąc

$$\frac{dL}{dM_3} = 0, \quad \frac{dL}{dM_6} = 0 \quad \text{i} \quad \frac{dL}{dM_7} = 0.$$

§. 185. Rozpora kratowa z zastrzałami.

Jeżeli rozpora jest kratowa (t. 184. r. 3.), to przy zestawianiu równania pracy odkształcenia musimy uwzględnić wszystkie pręty rozpory. Postępując zresztą w sposób wskazany w poprzednim paragrafie, otrzymuje Winkler dla założenia $H' = -H'' = \frac{1}{2} H$ dwa równania

$$\begin{aligned} Q &= \left[2b \frac{c+3h}{J_1} + \frac{b^2}{J_2} + \frac{l^2}{b} \sum \frac{l'+x^2}{A' \eta^2} \right] - 2 S \frac{z_0 (2c+3h_1)}{J_1} - \\ &= H \left[\frac{2c^2 + b c h + 3h^2}{J_1} + \frac{b(c+h)}{J_2} \right] . \quad 282) \end{aligned}$$

$$Q \left[\frac{b z_0 (2c + 3h_1)}{J_1} - 4S \left[\frac{(c+h_1) z_0^2}{J_1} + 3 \sum_1 \frac{l' z^2}{A' \eta^2} + \right. \right. \\ \left. \left. + 3 \frac{d}{A} \right] = -H \frac{z_0 (c+h_1) (2c+h_1)}{J_1} \right] \quad . \quad 282)$$

przyczem z_0 oznacza odstęp punktu A od zastrzału, l' , η i A' to, samo, co w §. 181. Σ znak sumowania wszystkich prętów połowy rozporu, Σ_1 tylko tych, które po przecięciu we środku pracują w skutek siły S_1 .

Z obu tych równań da się obliczyć Q i S , a na tej podstawie inne siły wewnętrzne.

§. 186. Krzyż ukośny górny.

Krzyż ukośny górny może tylko wtedy stężyć belki, jeżeli słupy nie mają w B i E (t. 184. r. 1.) przegubu. Przypuszczamy jednak, że rozpory, przekątnie i poprzecznice są ze słupami przegibnie połączone.

Jeżeli przekątnie są gibkie, to jedna z nich tylko działa, a mianowicie AE .

Nazwijmy N siłę wewnętrzną w rozporze AD , N_1 w BE , D w przekątnej AE , to dla równowagi słupa BF ze względu na punkt E otrzymamy:

$$Nh_1 + \frac{1}{2} Hh = 0.$$

Zatem :

$$N = \frac{1}{2} \frac{Hh}{h_1} \dots \dots \dots 283)$$

Podobnie otrzymamy ze względu na równowagę słupa BC w punkcie A .

$$N_1 h_2 + \frac{1}{2} Hh = 0,$$

więc

$$N_1 = -\frac{1}{2} \frac{Hh}{h_1} = N \dots \dots \dots 284)$$

Do N musimy jeszcze dodać siłę wewnętrzną, która powstaje w AD jako w rozporze tężników poziomych.

Siła wewnętrzna w ścięgnię AE niech będzie D , to przeciąwszy zeskład pionowo, otrzymamy dla równowagi

$$D \text{ dost } a = V$$

a stąd :

$$D = V \text{ siecz } a = \frac{Hh}{b} \text{ siecz } a = H \frac{h}{h_1} \text{ dosiecz } a \dots \dots 285)$$

Jeżeli przekątnie są tęgie, to D jest połowę mniejsze, zatem

$$D = \frac{Hh}{2b} \text{ sicz } \alpha \dots \dots \dots 286)$$

Jeżeli przypuścimy, że poprzecznice są ze słupami stale połączone, to znów musimy się uciec do pracy odkształcenia.

Otrzymamy wtedy z uwzględnieniem rów. 266), jeżeli nazwiemy przekroje rozpór AD i BE i przekątni AE i BD A, A', A_3, A'_3 , momenty w punktach $B, C, E, F, M_1, M_2, M_3$, i M_4 moment bezwładności słupów J_1 , poprzecznicy J_2 ,

$$L = \frac{1}{\epsilon b} \left[\frac{1}{J_1} \{ (M_1^2 + M_3^2) h_1 + (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2 + M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) h_2 \} + \frac{b}{J_2} (M_2^2 + M_2 M_3 + M_4^2) \right] + \frac{1}{2\epsilon} \left[\frac{N^2 b}{A} + \frac{N_1^2 b}{A'} + \frac{D^2 d}{A_3} + \frac{D_1^2 d}{A_3'} \right] \dots \dots \dots 287)$$

Przytem mamy

$$M_1 = + N h_1 + P h_1 \text{ wst } \alpha - H h_1$$

$$M_2 = N (h_1 + h_2) + N_1 h_2 + D (h_1 + h_2) \text{ wst } \alpha + D_1 h \text{ wst } \alpha - H' (h_1 + h_2)$$

$$M_3 = N h_1 + P_1 h_1 \text{ wst } \alpha + H'' h_2$$

$$M_4 = N (h_1 + h_2) + N_1 h_2 + D_1 (h_1 + h_2) \text{ wst } \alpha + D h_2 \text{ wst } \alpha + H'' (h_1 + h_2).$$

Wyznamy teraz $\frac{\partial L}{\partial N} = \frac{\partial L}{\partial N_1} = \frac{\partial L}{\partial D} = \frac{\partial L}{\partial D_1} = 0$, a otrzymamy cztery równania dla wyznaczenia czterech niewiadomych, które Winkler wyprowadza; są one jednak zanadto zawile, abyśmy tu je podawali. Dopiero po opuszczeniu wyrazów zA i A' dają się one skrócić i otrzymamy wtedy

$$\left. \begin{aligned} N &= \frac{H' - H''}{2} - \frac{D + D_1}{2} \text{ wst } \alpha, \\ N_1 &= - \frac{D + D_1}{2} \text{ wst } \alpha, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 288)$$

a, jeżeli $H' = H''$, to

$$N = N_1 = - \frac{1}{2} (D + D_1) \text{ wst } \alpha \dots \dots \dots 289)$$

Jeżeli przekątnie są gıbkie, to $P_1 = 0$, wtedy

$$N = \frac{1}{2} (H' - H'') - \frac{1}{2} D \text{ wst } \alpha, N_1 = - \frac{1}{2} D \text{ wst } \alpha \dots \dots \dots 290)$$

Wstawivszy to w równanie ogólne, otrzymuje Winkler

$$D = \frac{\frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2}{J_1} + \frac{b(h_1 + h_2)}{J_2}}{h_1 \left[\frac{2(h_1 + 3h_2)}{J_1} + \frac{b}{J_2} + \frac{6d^3}{b^2h_1^2A_3} \right]} H \text{ dosięcz } \alpha . . . 291)$$

Jeżeli przekrój przekątni i słupa w stosunku do poprzeczniczy jest mały, to otrzymamy w przybliżeniu

$$D = \frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2}{2h_1(h_1 + 3h_2)} H \text{ dosięcz } \alpha . . . 292)$$

Jeżeli przekątnie są tęgie i gdy przyjmiemy $A = A'$ bardzo wielkie, a $A_3 = A'_3$ to otrzymuje Winkler z ogólnych wzorów $D = \dots D_1$ o połowę mniejsze, niż wedle wzorów 290) względnie 291).

§. 187. Obliczenie tężników poziomych.

Jeżeli tężniki są na jednym pasie, to całe parcie poziome przenosi się na te tężniki; jeżeli zaś tężniki są na obu pasach, a nadto są jeszcze tężniki pionowe tylko na podporach, wtedy parcie wiatru rozdziela się na tężniki górne i dolne. Parcie wiatru na belkę rozdziela się równo na tężniki dolne i górne, parcie zaś na pomost i na pociąg, jakoteż siła powstająca wskutek chwiania się parowozów, przenosi się na ten pas, na którym leży pomost.

Przy obliczeniu tężników przyjmujemy parcie wiatru na belki i na pomost jako stałe, zaś parcie na pociąg jako zmienne,

Tężniki poziome obliczamy jako belkę kratową poziomą, przyczem uwzględnić musimy tę okoliczność, że parcie wiatru może być z lewej i prawej strony mostu, że więc wskutek tego wszystkie pręty tężników mogą być ciągnięone i ciśnione.

Zachodzi tu jeszcze pytanie, jak obliczać tężniki poziome umieszczone na pasach zakrzywionych, a więc wtedy, gdy nie leżą one w płaszczyźnie poziomej, lecz na powierzchni walcowej.

W przybliżeniu obliczamy je dla rzutu poziomego tężników i otrzymujemy składowe poziome sił wewnętrznych. Winkler udowadnia to bliżej i wykazuje, że trzeba liczyć wedle równania:

$$D \text{ dost } \gamma = O \text{ siecz } \alpha 293)$$

gdzie D jest siłą działającą w przekątni nachylonej do poziomu pod kątem γ . $D \text{ dost } \gamma$ jest więc składową poziomą siły D ;

jest ona taka sama, jaka byłaby w belce poziomej będącej rzemieniem w tym samym położeniu.

Siły wewnętrzne wyznaczone w ten sposób w tężnikach dadzą się w każdym węźle rozłożyć na siły działające w płaszczyźnie poziomej i pionowej. Pierwsze siły są w równowadze z parciem poziomym, pionowe zaś możemy uważać jako obciążenie belki głównej, a z nich możemy wyznaczyć w zwykły sposób siły, działające w prętach belki głównej. Te dodatkowe siły w pasach i krzyżulcach są jednak bardzo małe tak, że możemy ich nie uwzględniać.

Chcąc dokładnie obliczyć siły wewnętrzne tężników w tym wypadku, musielibyśmy szukać najmniejszości pracy odkształcenia¹⁾.

§. 188. Wpływ obciążenia pionowego na tężniki poziome.

Wskutek obciążenia most się ugina, a więc pas dolny wydłuża się, a górny skraca; muszą się zatem tężniki poziome także wydłużać albo skracać.

Powstają w nich wskutek tego natężenia drugorzędne zwłaszcza wtedy, gdy tężniki są podwójne mogą one być bardzo wielkie i dochodzą dla przekątni 20 do 80%, dla rozpór 10 do 60% natężeń w pasach.

Winkler oblicza dokładnie te natężenia i dochodzi do następującego wyniku:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{A} &= + \frac{A_1 \operatorname{wst}^2 \alpha}{A_1 + 2 A \operatorname{dost}^3 \alpha} \cdot \frac{W + W^1}{2 A_2} \\ \frac{N}{A_1} &= - \frac{2 A \operatorname{wst}^2 \alpha \operatorname{dost} \alpha}{A_1 + 2 A \cdot \operatorname{dost}^3 \alpha} \cdot \frac{W + W^1}{2 A_2} \end{aligned} \right\} \cdot 29$$

gdzie oznacza:

siłę działającą w przekątnej . . . D , jej przekrój A

" " " rozporze . . . N , " " A_1

" " " pasie " " A_2

kąt nachylenia przekątni do rozpory α

siły, przenoszące się w ostatnim węźle na pas z krzyżulcami: W, W^1 .

Gdybyśmy dodali do natężeń, powstałych wskutek wiatrowego natężenia, powstałe wskutek obciążenia pionowego, i na tej podstawie obliczyli przekroje, to byłyby one znacznie większe, niż

¹⁾ por. Winkler. Querkonstructionen wyd. II. str. 390.

są dotychczas używane. Trzebaby zatem przyjąć większe natężenia dopuszczalne, co tem bardziej jest dozwolonom, że natężenia tak wielkie powstają tylko podczas największego obniżenia i największego parcia wiatru, co zdarza się bardzo rzadko. Zamiast tego w praktyce zazwyczaj nie uwzględniamy natężeń drugorzędnych wskutek obciążenia pionowego.

Jeżeli urządzamy podwójne gibkie przekątnie i umieścimy je na pasie ciągnionym, to wskutek obciążenia obie przekątnie będą ciągnione. Jeżeli zaś umieścimy je na pasie ciśnionym, to ponieważ nie mogą być ciśnione, po obciążeniu mostu obie się wygną i nie działają. Aby więc tego uniknąć, należy zwłaszcza na pasie ciśnionym dawać przekątnie tęgie.

Ażeby uniknąć natężeń dodatkowych używają czasem dziur podłużnych na nity w przekątniach do połączenia z pasami tak, że przekątnie mogą być tylko ciśnione, a na górze ciągnione. Ustrój ten nie okazał się odpowiednim, bo wiatr działa nieregularnie i wywołuje przy przesuwaniu nitów w dziurach podłużnych wstrząśnienia. Ustrój ten został więc obecnie zaniechany.

Możnaby także dać na dolnym pasie tężniki zwisłe, t. j. nieco dłuższe, zaś na górnym pasie możnaby je sztucznie naciągać. Ale co do zwisłych przekątni rzecz się ma tak, jak z dziurami podłużnymi. Sztuczne naciągnięcie tężników na pasie górnym dałoby się wprawdzie z korzyścią wykonać, gdyby tylko można naciągnąć zawsze tyle, ile trzeba.

Wobec powyższych uwag widzimy, że lepiej jest zawsze używać przekątni tęgiech.

§. 189. Układy statycznie niewyznaczalne.

Mówiliśmy już o tem, że jeżeli oprócz tężników poziomych i poprzecznych końcowych, są jeszcze tężniki poprzeczne pośrednie, to układ taki jest statycznie niewyznaczalnym. Obliczenie dokładne tężników poziomych i pionowych w tym wypadku możebne jest na podstawie prawa najmniejszości pracy odkształcenia¹⁾, ale bardzo żmudne.

Dlatego w praktyce oblicza się zwykle tężniki końcowe tak, jak gdyby nie było tężników pośrednich zaś pośrednie tak,

¹⁾ p. Winkler Querkonstruktionen II. wyd. str. 418.

jakgdyby nie było tężników poziomych podwójnych. Wskutek tego wypadają wymiary nieco za wielkie; możnaby więc wobec tego przyjąć w takim razie nieco wyższe natężenie dopuszczalne.

Zwrócić musimy uwagę na to, że i sam pas opiera się ugięciu poziomemu belki, co zwłaszcza jest uwagi godnem przy małych mostach n. p. przy dźwigarach skrzynkowych i dwojakach. Tam tęgość pasów może o tyle wystarczyć, że tężniki poziome są zbędne.

Przy większych mostach wpływ tęgości pasu jest bardzo małym i wynosi zaledwie 1—2%.

§. 190. Ciężar tężników pionowych i poziomych według Winklera.

Winkler wyznaczył teoretycznie ciężar tężników pionowych i poziomych, a następnie na podstawie wykonanych mostów obliczył współczynniki ustrojowe. Otrzymał on następujące wzory dla ciężaru rzeczywistego, które poniżej podajemy:

a) Tężniki poprzeczne.

1. Pomost u góry kolej jednotorowa.

Ciężar wraz z rozporami dolnemi

$$g = 28 + 9h + 0.7h^2 \text{ kg/m} \quad 295)$$

ciężar bez rozpór dolnych

$$g_1 = 20 + 7h + 0.7h^2 \text{ kg/m} \quad 296)$$

Jeżeli opuszczamy tężniki poprzeczne pośrednie, to g_1 obejmuje tylko ciężar tężników poprzecznych końcowych i wynosi:

$$g_2 = 3.9 + 0.43h + \frac{145}{l} h_0 \text{ kg/m}, \quad . . . 297)$$

przyczem h_0 oznacza wysokość belki na podpórcie.

Przy małych wysokościach h_0 należy zamiast h_0 w tym wzorze wstawić $0.42h_0 + 0.586$.

Dla belek wielobocznych otrzymamy w przybliżeniu ciężar bez rozpór dolnych

$$g = 6 + 4h + 0.36h^2 + \left(3 + 0.34h + \frac{116}{l}\right) h_0 \text{ kg/m} \quad . 298)$$

Dla mostów drugorzędnych i wąskotorowych otrzymamy ciężar mniejszy o 8, względnie 35%, dla mostów dwutorowych należy g i g_1 zwiększyć o 45%.

Mosty drogowe, wysokość belek głównych do 5 m, ciężar bez rozpór dolnych:

tężniki poprzeczne
na całej belce końcowe

belka równoległa . . .	$g=15b \text{ kg/m}$	$g=7b \text{ kg/m}$	
„ paraboliczna zbieżna	$g=13b$	„ $g=4b$	„

} . 299)

gdzie b jest odstępem skrajnych belek głównych.

Dla wyższych belek trzeba dodać:

przy belce równoległej	$0.44(h-5)^2 \text{ kg/m}$	$0.24(h-5)^2 \text{ kg/m}$	
„ „ parabolicz.	$0.29(h-5)^2$	„ $0.05(h-5)^2$	„

} 300)

Jeżeli dla przytwierdzenia tężników poprzecznych potrzeba osobnych słupów, to należy dodać do wszystkich wzorów:

$$g_3 = 18h \text{ kg/m} 301)$$

Dla mostów dwutorowych o 2 belkach należy dodać 25%, a dla mostów drogowych, kolejowych i w belkach głównych $g_3 = 9nh \text{ kg/m}$.

2. Mosty zamknięte, pomost dołem.

tężniki poprzeczne
na całej belce końcowe
z rozporami bez rozpór

kolejowe jednotorowe . .	$g=13h \text{ kg/m}$	$5h \text{ kg/m}$	
„ dwutorowe	$g=20h$	„ $8h$	„
drogowe	$g=2.6bh$	„ $1.0bh$	„

} . 302)

gdzie b oznacza odstęp belek głównych skrajnych.

Do tego trzeba dodać na blachy kątowe dolne średnio 35 kg/m.

3. Mosty otwarte.

$$g=14h \text{ kg/m} 303)$$

b) Tężniki poziome.

Tu obliczamy tylko ciężar przekątni, bo rozpory zaliczamy do tężników pionowych.

Prawie taki sam ciężar mają gibkie przekątnie, jak tężnie — wobec tego dla obliczenia ciężaru nie będziemy stawiali osobnych wzorów.

1. Kolej jednotorowa.

tężniki na jednym pasie

pomost	{	górną	$g=(0.67+0.079h)l+11 \text{ kg/m}$	
		dołem $h < 6m$	$g=(0.77+0.048h)l+11$	„
		dołem $h > 6m$	$g=(0.51+0.079h)l+11$	„

} . 304)

pomost	tężniki na obu pasach, tężniki główne		
	górą	$g = (0.64 + 0.044h) l + 11 \text{ kgm}$	
	dołem $h < 6 m$	$g = (0.67 + 0.013h) l + 11$	"
	dołem $h > 6 m$	$g = (0.49 + 0.044h) l + 11$	"
	tężniki poboczne	$g = (0.040 + 0.059h) l$	

. 305)

Przytem musimy uwzględnić, że przekroje nie mogą być mniejsze poniżej pewnej granicy, a zatem ciężar nie może być mniejszy, niż 18 kg/m.

Dla kolei wąskotorowych należy we wzorach 301) i 302) przyjąć 4 zamiast 11, a pierwszy wyraz pomnożyć przez 0.65.

2. Mosty dwutorowe.

Dla mostów dwutorowych wzory są te same, tylko należy zwiększyć ciężar o 18%. Najmniejszy ciężar jest tu 32 kg/m.

3. Mosty drogowe.

Jeżeli szerokość mostu nie jest wielka, to możemy użyć tych samych wzorów, co dla mostów kolejowych, tylko zamiast wyrazu 11 należy wstawić 3.5. Dla bardzo szerokich mostów otrzymamy nieco większy ciężar stosownie do szerokości.

Najmniejszy ciężar może być tu:

$$g = 15 \frac{b}{c} \text{ kg/m} 306)$$

gdzie b jest odstępem belek skrajnych, zaś c odstępem węzłów, w których utwierdzono tężniki poziome.

Jeżeli wysokość belki jest zmienna, to wprowadzamy średnią wysokość. Dla belki parabolicznej zbieżnej możemy przyjąć:

$$h = h_0 + \frac{2}{3} (h_1 - h_0) = \frac{1}{3} (h_0 + 2h_1) 307)$$

Ciężar rozpór, który nie jest wliczonym w poprzednich wzorach, wynosi:

dla mostów kolejowych jednotorowych	$g = 8 + 2h \text{ kg/m}$		
dla mostów kolejowych dwutorowych	$g = 12 + 3h \text{ kg/m}$		
dla mostów drogowych	$g = 3.2(1 + 0.25h) (1 + 0.33b)$		

. 308)

4. Tężniki nachylone do poziomu.

Jeżeli tężniki nie leżą w płaszczyźnie poziomej, to jak wiemy, dla wyznaczenia natężeń musimy siły pomnożyć przez sieczną kąta nachylenia tężników do poziomu.

Jeżeli przeprowadzimy obliczenie dla tężników tak, jakby były poziomymi, to otrzymamy wedle Winklera następujące wyniki:

$$g = g_0 \left(1 + \frac{7 \cdot 2 a^2 c^2}{(a^2 + b^2) l^2} \right) \dots \dots \dots 309)$$

gdzie g_0 jest ciężarem tężników, gdyby były poziomymi; c strzałką łuku pasu zakrzywionego; a odstęp poziomy węzłów tężników; b szerokością mostu.

§. 191. Ciężar tężników poprzecznych i poziomych według Velflika.

Podajemy tu jeszcze tabliczkę, którą ułożył Velflik dla ciężaru tężników poziomych i poprzecznych.

l	mosty drogowe: $b=6\text{ m}$		mosty kolejowe $b=4\cdot70\text{ m}$	
	tężniki poziome dolne: kg/m	tężn. poz. górne i tężn. poprz. kg/m	tężniki poziome dolne kg/m	tężn. poz. górne i tęż. poprz. kg/m
10	20 do 30	—	60 do 70	—
20	25 „ 36	—	64 „ 74	—
25	30 „ 42	—	68 „ 78	—
30	36 „ 48	—	72 „ 82	—
35	40 „ 51	—	76 „ 88	—
40	48 „ 55	60 do 73	80 „ 91	40 do 70
45	54 „ 61	66 „ 79	84 „ 94	56 „ 100
50	60 „ 73	72 „ 85	88 „ 98	72 „ 135
55	70 „ 77	78 „ 91	92 „ 102	87 „ 172
60	76 „ 83	85 „ 97	96 „ 106	98 „ 208
70	82 „ 89	91 „ 104	100 „ 110	108 „ 220
80	94 „ 101	97 „ 110	104 „ 114	118 „ 240
90	106 „ 113	121 „ 134	114 „ 122	130 „ 265
100	118 „ 125	133 „ 146	119 „ 130	140 „ 276
110	—	—	124 „ 137	150 „ 284
120	—	—	132 „ 145	160 „ 290

W końcu podajemy ogólny wzór Land sberga, który brzmi dla mostów jednotorowych $g=27+5l$. . . } . 310)
 „ „ dwutorowych $g=21+3\cdot7l$. . . }

XVIII. Zakończenie mostu.

§. 192. Połączenie pomostu nad filarami.

O zakończeniu mostu na przyczółkach mówiliśmy już przy mostach blaszanych¹⁾.

Tu tylko powiemy słów parę o zakończeniu przęseł nad filarami. Przy małych rozpiętościach zwykle odstęp belek głównych jest tak mały, że szyna spoczywająca na skrajnych podkładach przechodzi bez podparcia pośredniego; przy większych rozpiętościach z powodu znaczniejszej szerokości filaru i długości łożyska, może być odstęp między skrajnymi podkładami poprzecznymi za wielki. Szyna musi być więc jeszcze pośrednio podparta. Możemy to uskutecznić w rozmaity sposób.

1. Między końcami belek budujemy mur, który ze względu na wstrząśnienia nie może być zbyt wysoki, a na nim kładziemy podkład poprzeczny, który podpira szynę np. przy moście kolei warszawsko-wiedeńskiej nad drogą Łódź-Konstantynów (t. 156. r. 2d).

2. W przedłużeniu podłużnic dajemy wsporniki przy jednej albo obu belkach dla podparcia pośrednich podkładów poprzecznych n. p. przy moście na Ruhrze w Frömdenberg (t. 184. r. 7.) Ustrój ten jest jako najprostrzy i najodpowiedniejszy obecnie, prawie wyłącznie używany.

3. Między skrajnymi poprzecznicami urządzamy podłużnice które połączone są z poprzecznicami przegibnie, aby umożliwić obrót poprzecznic skrajnych przy ugięciu mostu n. p. przy moście na Wiśle pod Toruniem (t. 189. r. 3.). Jeżeli łożyska są ruchome, to robimy dziury podłużne, aby możliwe było przesunięcie względne podłużnicy.

4. Przy kolei berlińskiej przy moście na Sprewii oba końce belek mają wspólne łożysko (t. 189. r. 2.).

Jeden pas jest teowy, drugi dwuteowy, czop odpowiednio przerwany tak, że każda część osobno może się obracać około osi. Ustrój ten jest zanadto zawiłym.

§. 193. Wyrównanie długości przy zmianie ciepłoty dla mostów kolejowych.

Wskutek zmiany ciepłoty następuje zmiana długości mostu, koniec belki, spoczywający na łożysku ruchomem, się przesuwają

¹⁾ p. Mosty Blaszane str. 58. 75.

a skutkiem tego powstaje w tem miejscu znaczna szczelina między szynami. Ponieważ szyny złączone są łubkami, więc przy małych mostach przesuwały się nieco i różnica długości rozdziela się na wszystkie styki pomiędzy szynami, a zresztą mała szczelina między szynami, połączonemi łubkami, nie jest szkodliwą. Przy większych mostach jednak szczeliny te mogłyby być za wielkie ze względu na bezpieczeństwo ruchu i zmuszeni jesteśmy używać tu osobnych zeskładów, które nazywamy dokładkami (n. *Schieneauszug, Dilationsvorrichtung*, fr. *joint mobile de la voie*, a. *expansion rail joint*).

Rozp. austr. minist. kolei żel. z dnia 28. sierpnia 1904. §. 5. ust. 2. Na łożyskach uwzględnić należy w odpowiedni sposób działanie zmian ciepłoty na żelazne dźwigary; przy żelaznych dźwigarach o 60 m rozpiętości i zwyż należy ponadto działania te w torze uczynić nieszkodliwemi przez odpowiednie urządzenia.

§. 194. Ustrój dokładek.

Rozmaite ustroje dokładek są używane:

1. Dokładka z podporą (n. *Schieneauszug mit Auflauf*). Tab. 187. rys. 3. przedstawia most na Mozie około Hedel w Holandyi z taką dokładką. Obok szyny umieszcza się stalową podporę *A*, na której opiera się obrzeże koła.

Powierzchnia podpory musi od końców nieco się wznosić i być w środku tak wysoka, aby koło wznosiło się ponad szynę. Ustrój ten okazał się jednak w praktyce nieodpowiednim, bo wywołuje wielkie wstrząśnienia, jeżeli obrzeże jest zużytem, albo gdy w podkładce wyłobi się rowek, co zwykle dość szybko następuje.

2. Dokładka nakładkowa (n. *Auszug mit Ueberblattung*)

Tu dwie szyny są wycięte po połowie i łączą się na nakładkę. Koło podparte jest w miejscu przerwy połową szyny (t. 187. r. 1.). Zwyczajna szyna, na połowę podzielona, nie uniosłaby koła, dlatego w tym celu używamy innych przekrojów, n. p. prostokątnego u góry, jak główka szyny zaokrąglonego np. przy moście kolei Północnej na Dunaju w Wiedniu (t. 187. r. 2.).

Szyny dokładkowe leżą między dwiema kątówkami, które działają jak łubki. Dziury na śruby muszą być podłużne.

Dla ubezpieczenia przeciw wykolejeniu daje się w miejscu przerwy odbojnice (n. *Leitschiene, Zwangsscheine*) które zostawiają wolny odstęp dla koła 50 mm.

3. **Dokładka z łubkami.** W nowszych czasach skonstruował Paulus osobne łubki, zezwalające na użycie zwykłych szyn dla dokładki. Tu łubki podpierają koło przy przejściu ponad przerwą między szynami. Łubek leży obok szyny o całym przekroju np. przy moście na Waal pod Bommel w Holandyi (t. 187. r. 4.), albo część głowy szyny jest obcięta, jak na kolejach austriackich (t. 187. r. 5.).

4. **Dokładka z iglicą.** Tu dwie szyny leżą obok siebie w ten sposób, że jedna i druga są nieco ścięte. Cienszy koniec jednej odpowiada grubszemu drugiej, tak, że w każdym punkcie koło jest odpowiednio podparte n. p. przy kolei warszawsko-kaliskiej (t. 157). W bliższe szczegóły o kształcie iglicy nie będziemy tu wchodzić, gdyż należy to do budowy kolei żelaznych, rozdziału o rozjazdach.

Ustrój ten ma tę dobrą stronę, że między szynami niema żadnych przerw, któreby wywołały wstrząśnienia.

§. 195. Położenie dokładek.

Przy mostach jednoprzęsłowych dajemy dokładkę na jednym końcu mostu; można ją umieścić albo na samym moście albo na murze żwirowym, albo poza tym murem na szlaku.

Pierwszy sposób nie jest dobrym, bo wstrząśnienie, wywołane przejazdem koła przez dokładkę, przenosi się wprost na belki żelazne; drugi sposób wymaga zwiększenia grubości muru żwirowego, a pomimo tego mur wiele cierpi wskutek wstrząśnień. Najlepszym jest trzeci sposób, bo wymaga tylko starannego utrzymania żwirówki.

Przy mostach wieloprzęsłowych dajemy podkładkę na filarach, jeżeli jest bardzo szeroki; zresztą dajemy je na wspornikach, tworzących przedłużenie podłużnic, albo wreszcie także w ostatnim przedziale.

§. 196. Wyrównanie wysokości.

Wskutek zmiany ciepłoty zmieniają się wymiary mostu we wszystkich kierunkach. Jeżeli most o pomoście górą jest wysoki, to wskutek zmiany ciepłoty może się pomost podnieść do góry o tyle, że może powstać wskutek tego szkodliwy próg, który jest niedopuszczalny przy mostach kolejowych.

Jeżeli przyjmujemy przyrost ciepłoty o 40°C , a współczynnik rozszerzalności dla żelaza 0.000012, to wysokość proggu wynosi:

$$\begin{aligned} s &= 0.0000123 \times 40 h \text{ mm} \\ \text{albo } s &= 0.49 h \text{ mm (jeżeli } h \text{ w metrach)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} s &= 0.0000123 \times 40 h \text{ mm} \\ s &= 0.49 h \text{ mm} \end{aligned}} \right\} . 311)$$

I tak dla:

	$h =$	5	10	15 m
jest	$s =$	2.4	4.9	7.3 mm.

Przy małych mostach następuje wyrównanie przez ugięcie podkładów, przy większych mostach trzeba osobnego urządzenia t. zw. belki wahadłowej (n. *Rampen-, Kippträger*).

Ponieważ znaczne wysokości mamy zwykle przy mostach łukowych, więc zwykle tam spotykamy się z belką wahadłową.

Jestto krótka belka a połączona przegibnie z belką główną i przyczółkiem (t. 188. r. 2.) np. przy wiadukcie nad Nocą pod Giustina w Tyrolu.

Jeżeli zezwalamy na nachylenie toru do 1% , to oznaczwszy długość belki wahadłowej przez l , a wysokość belki głównej przez h , otrzymamy

$$\begin{aligned} 0.001 l &= 0.00049 h \\ \text{więc } l &= 0.48 h \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} 0.001 l &= 0.00049 h \\ l &= 0.48 h \end{aligned}} \right\} 312)$$

Zatem dla:

	$h =$	5	10	15 m
jest	$l =$	2.4	4.9	7.3 m.

Połączenie z ostatnią poprzeczną musi być tego rodzaju, aby możliwy był mały obrót, drugi koniec na murze spoczywa na zwykłym łożysku nieco zaokrąglonem.

§. 197. Mosty w spadzie.

Jeżeli most jest w spadzie, to słupy w kracie mogą być albo pionowe albo prostopadłe do linii spadu. Gdybyśmy bowiem słupy dali pochyłe, to i poprzecznice do nich przytwierdzone musiałyby być pochyłe, co nie jest do polecenia.

Jeżeli spadek jest mały, to dajemy słupy prostopadłe do linii spadku, bo różnica kąta nie jest widoczna, jeżeli zaś jest spadek wielki, dajemy słupy i poprzecznice pionowe, jak to n. p. zrobiono przy moście koło Rawenny (t. 189. r. 1.) mającym 5% spadku, lub przy moście na Krapftobel (t. 188. r. 1.) który ma 46% spadku.

D O D A T E K.

Literatura.

Przytaczam tu tylko ważniejsze dzieła, dotyczące mostów żelaznych kratowych:

Becker M. *Handbuch der Ingenieurwissenschaft*. 2. B. *Der Brückenbau in seinen ganzen Umfang*. Stuttgart 1854 (4. wyd. 1873).

Bauerfeind. *Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde*. Monachium 1854. 3 wyd. *Frauenholz i Asimout*. Stuttgart 1876.

Molinos et Pronnier. *Traité théoretique et pratique de la constructions des ponts métalliques*, Paryż 1857.

Müller H. *Die Brückenbaukunde u. ihrem ganzen Umfange*. Lipsk 1860.

Klein. *Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen*. Stuttgart 1860.

Laissle u. Schübler. *Der Bau der Brückenträger*. Stuttgart 1869. (4 wyd. 1876).

Heinzerling. *Die Brücken in Eisen*. 1870.

Debauve. *Marnel de l'ingenieur des ponts et chaussées*. II. zeszyt. *Ponts et viaducs en bois et en metal*. Paryż 1874.

Winkler Dr. E. *Vorträge über Brückenbau*. Wiedeń. 4 część. *Eiserne Brücken* 2 Heft. *Gitterträger und Lager gerader Träger* 1873. 2. wyd. 1875, 4 Heft. *Die Querkonstruktionen der eisernen Brücken* 1879 2. wyd. 1884.

Heinzerling F. *Die Brücken der Gegenwart* Abth I. *Eiserne Brücken* Heft 1—6 Akwisgran i Lipsk 1873/85.

Morandiére R. *Traité de le construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal*. Paryż 1876.

Řiha T. *Eisenbahn Unter u. Oberbau*. 2 tom. *Brückenbau* Wiedeń 1875.

Gabriely A. *Konstruktionsdetails für eiserne Brücken*. Graz 1879.

- Belebubski N. *Mosty czerez r. Oku, Ranowu.* Petersburg 1882.
- Haeseler E. *Der Brückenbau* 1 Th. *Die eisernen Brücken.* Brunschwik 1888—1905.
- Croizette Desnoyers. *Cours de construction des ponts.* Paryż 1883.
- Résal J. *Ponts métalliques.* Paryż. 1885, 2 wyd. 1893.
- Riese O. *Die Ingenieurbauten der Schweiz.* Berlin 1887.
- Cooper. *Theod. American railroad bridges.* New York.
- Schäffer, Sonne und Landsberg. *Handbuch der Ingenieurwissenschaften.* II. Band. 2 wyd Lipsk 1891.
- Moreau et Petit *Congrès international des procédés des constructions.* Paryż 1891.
- Engesser Fr. *Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken.* Berlin 1893.
- Fidler Claxton T. *A practical treatise on bridge construction.* Londyn 1887. II. wyd. 1893.
- Ritter W. *Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas.* Zurych 1894.
- Velflik Alb. Vojt. *Stavitelstvi mostni.* Dil prvy. Praga 1896. dil druhy.
- Ovazza et Lombroso. *Esempi pratici di applicazioni della scienza della costruzioni, Ponti.* Turyn 1896.
- Mehrtens. *Der Brückenbau sonst und jetzt.* Zurych 1899.
- Gaudard Jul. *Croquis des ponts métalliques* Paryż 1899.
- Mehrtens. *Der deutsche Brückenbau.* Berlin 1900.
- Strukel M. *Der Brückenbau.* Helsingsfors 1900.
- Tschertou Fr. *Der Brückenbau.* Wiesbaden 1903.
- Paton. *Želieznyje mosty* Moskwa 1904.
- Thullie. *Rozporządzenie ministerstwa kolei żelaznych z dnia 28. sierpnia 1904* Lwów 1905







BG Politechniki Śląskiej w Gliwicach
nr inw.: 11 - 11431



Dyr.1 10924/1