

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inv.

15100



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000231988











*Dr. J. Kubala*

# MOSTY KRATOWE ŻELAZNE

## FILARY KRATOWE

podług wykładu

**Dr. MAKSYMILIANA THULLIEGO**

dypl. inżyniera i profesora szkoły politechnicznej we Lwowie

spisali i wydali

**J. Kubala i F. Jakubik**

słuchacze politechniki

*Joseph Dwork*  
*1899*

LWÓW 1899

odbito w zakładzie artystyczno litograficznym Ant. Pluttera.



**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

Akc. Nr. 41 148

III. 15.100.



Dając się odeniwac brak podjęciu do: „Mostów Krakowskich ielaznych”, skłonił nas do wydania skryptów tych według wykładów profesora Thilliego. -

Mając na względzie przedewszystkiem oddanie koleżanki przysięgi, staraliśmy się, ażeby skrypta te wypadły jak najlepszej. - Sam prof. Thillie przeglądniemu namu skrypta i bardzo znacznem poparciem finansowem, przyczynił się przedewszystkiem do tego, że w niespełna pół roku i w takiej formie możemy oddać wydawnictwo do kolegom do ręki; za co niech nam woho będzie Dzień stworzył i tu na tem miejscu winne podziękowanie. -

W końcu pozwolamy się do obowiązków podnieść nadziej i miłna, a prawie bezinteresowna prace Kolegi Franciszka Bernkopfa skońco wykonania ryzinków. -

Lwów 4 sierpnia

Wydawcy.



Uproszony przez Stuchalewów IV roku pp. Kubalę i Jaku-  
 bika, abym przejrzał rękopis wydawać się mających autografij z wy-  
 kładów mych o mostach krakowskich i czeskich, zgodziłem się na to chę-  
 tnie. Teraz gdy wydawnictwo to dobiega do końca, podnieść muszę  
 tu kilka i inne prace p. Kubali, który układa tekst i wyszukuje  
 wedle mych wskazań potrzebne rysunki. Zauważyć w końcu muszę,  
 że tekst ogranicza się do tego samego mego wykładu, który dla braku  
 czasu musiał być dość skrótowy, że zatem podaje tylko najważniejsze  
 wiadomości potrzebne dla konstruktora.

We Lwowie, dnia 15 lipca 1899.

Maksymilian Thullie



## Ypis rzeczy

### Wstęp.

§1. Porównanie mostów kratowych i blaszanych	1
<u>I Rodzaje belek ze względu na kształt pasów</u>	
§2. Belki równoległe	2
§3. Ilość i wielkość przekręt belki ciągłej	5
§4. Belki ciągłe przegubowe	6
§5. Belka trapezowa	7
§6. „ paraboliczna	8
§7. „ Parlego i Schuedlera	9
§8. „ nieregularna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa	10
§9. „ ciągła wieloboczna zwykła i wspomniotowa	12
§10. Belki wieloboczne w ogólności	15
§11. Belka prosta z wklęsłym pasem dolnym	16
§12. Wypinanie belek w górę	17
§13. Wysokość belki	17
§14. Wzycie stali do budowy mostów	19
<u>II Rodzaje belek ze względu na kratę</u>	
§15. Odstęp krzyżulew i nachylenie	20
§16. Gęstość kraty	21
§17. Nachylenie krzyżulew	21
§18. Krata gęsta	23
§19. „ rzadka	23
§20. „ bardzo rzadka	23
§20a. „ pojedyncza równoramienna	24
§21. „ prostokątna	25
§22. Podwójne przekątne gęste	26
§23. Belka Rídera	27
1). zwykła	27
2). układ: Whipple-Thurpsky	27
3). Belka Pratta	27



4). Belka Linville'a	27
5). „ Posta	28
§ 24. Belka Hovica	28
§ 25. Wartości belek Riedera i Hovica	29
§ 26. Wpływ ciepła na mosty kratowe	29
<u>III Ustrój pasów</u>	
§ 27. Wytrzymałości pasów	31
§ 28. Zasady ustroju pasów	33
§ 29. Pasy ciągłone (p. tainnowy, p. tainnowy pionowy, p. łonicy.)	34
§ 30. Pas teowy	35
§ 31. Przekrój krzyżowy	37.
§ 32. Pasiowy w kształcie I i piątkowy	39
§ 33. Pasy teowe podwójne i wielokrotne	39
§ 34. „ w kształcie litery U i H	41.
§ 35. „ ciągłone (skrynkowe, nirowe)	43
§ 36. „ z telara łanego	45
§ 37. Wybór kształtu pasu	46
<u>IV Ustrój krzyżulebów</u>	
§ 38. Zasady ustroju	46
§ 39. Krzyżulec z telara okrągłego i płaskiego	47
§ 40. Przekroje L, T, U.	48
§ 41. Przekrój w (L2)	49
§ 42. „ krzyżowy	49
§ 43. „ nirowy	50
§ 44. Położenie podłużne krzyżulebów	52
§ 45. Przekrój I	52
§ 46. Łostrzały kratowe	53
§ 47. Ustrój kraty w miejscu zmiany znaku napięcia	56
§ 48. Łostrzały z telara łanego	56
<u>V Obliczenie krzyżulebów</u>	
§ 49. Ogólne uwagi	56
§ 50. Wytrzymałości na wyboczenie	58



## VI Połączenie pasów z krzyżulcami

	str.
§ 51. sposoby połączenia	60
§ 52. Połączenie punktów przecięcia się krzyżulców	62
§ 52 a. Zasady połączenia krzyżulców nitami	63
§ 53. Przytwierdzenie do kablow	67
§ 54. Utwierdzenie do blach stojących	68
§ 55. Przytwierdzenie za pomocą blach wiertonych	69
§ 56. Porównanie różnych sposobów utwierdzenia krzyżulców	71
§ 57. Połączenia przegibne	72
Łukowanie ściegna	72
Nierównoległe połączenia pasów	74

## VII Połączenie pasów

§ 58. Nitowanie pasów	75
§ 59. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasu	77
§ 60. Krycie zetknięć w prasie	78
§ 61. Rozkład zetknięć	80
Rozkład materiałów	81
§ 61. Ogólne zasady zetknięć	80
§ 62. Przeguby w belkach ciągłych	83

## VIII Połączenia w kratce

§ 63. Zetknięcia w krzyżulcach	86
§ 64. Pasy środkowe	89

## IX Narowniki

### 1. Belki nierównoległe

§ 65. Ogólne urządzenie narowników	91
a) kratka prostokątna	91
b) " równoramienna	92
§ 66. Narowniki na filarach średnich	93
a) kratka prostokątna	94
b) " równoramienna	94
§ 67. Przekroje narowników	95
Belki w prasie pojedynczym (przekrój równy)	95



Belki z pasami podwójnymi (przekrój skrzynekowy)

- § 68. Połączenia dolne 97.
- § 69. " górne 99
- § 70. Obliczenie długości wolnej narożnika przy wyboczeniu. 101
- § 71. Zoskrowienie belek zbieranych 101

X Cieżar belek kratowych

- § 72. Ogólne uwagi 105
- § 73. Teoretyczna ilość materiału 108
- § 74. Wyznaczenie najkorzystniejszej rozpiętości 110

XI Ustrój poprzeczny

- § 75. Wysokość pomostu 118
- § 76. Ilość belek głównych 118
- § 77. Mosty drogowe 120
- § 78. Odstęp belek mostów kolejowych 121
- § 79. " " " " drogowych 128
- § 80. Mosty kolejowe i drogowe równocześnie 129

XII Pomost

- § 81. Odbojnice 132
- § 82. Ubezpieczenie przeciw pożarowi 134

XIII Pokład

- § 83. Ustrój podłaznic 136
- § 84. Połączenie podłaznic z poprzecznikami 137
- § 85. Obliczenie podłaznic 139
- § 86. Cieżary, najkorzystniejsze odstępy i wysokości podłaznic mostów żelaznych 142
- § 87. Ruchome podparcie podłaznic 145
- § 88. Poprzecznice 146
- § 89. Połączenie poprzecznic z belkami oporowymi 150
- § 90. Ruchome połączenie 155
- § 91. Obliczenie poprzecznic 157
- § 92. Cieżary, najkorzystniejsze odstępy i wysokości poprzecznic mostów żelaznych 162



§ 93. Pokład mostów kratowych	167
§ 94. Poprzecznice między rzęzami	168

#### XIV Chodniki

§ 95. Chodniki zernatrz belek górnych	168
§ 96. Pomost chodników mostów drogowych	169
§ 97. Odgraniczenie drogi od chodnika	171
§ 98. Wsporniki	172
§ 99. Pokład chodników	173

#### XV Łozyska.

§ 100. Rodzaje łozysk	173
§ 101. Wpływ ciepła	174
§ 102. „ „ napięcia belki	177
§ 103. Wybór rodzaju łozysk	178
§ 104. Łozyska stałe	178
§ 105. Wymiary łozysk stałych i przesuwowych	179
§ 106. Łozyska wysokie	179
§ 107. Pochylenie płyt łozyskowych	180
§ 108. Łozyska dla oddziaływań ujemnych	181
§ 109. Ubezpieczenie przeciw przesunięciu przy mostach w spadku będących	181
§ 110. Łozyska wałkowe	182
§ 111. Wymiary i ilość wałków	185
§ 112. Ubezpieczenie wałków przeciw majemu przesunięciu	189
§ 113. „ „ „ „ „ „ „ „ „ „	192
§ 114. „ „ „ „ „ „ „ „ „ „	193
§ 115. Podkładka	195
§ 116. Płyta górna	195
§ 117. Wymiary podkładki i płyty górnej	195
§ 118. Planer	196
§ 119. Łozyska kołowe (cel)	199
§ 120. Ustrój łozysk kołowych	199
§ 121. „ „ „ „ „ „ „ „ „ „	201



	X. str.
§ 122. Ushōj kadūba i wahacra	201
§ 123. Zaberpieczenie przeciw wrażliwości przesł- niczej przy łozyskach kołowych	202
§ 124. Łozyska kuliste i wahadłowe	205
§ 125. Wymiary łozyska wopowego	206
§ 126. " " Łozysk stycznych	207
§ 127. " " kadūba i wahacra	208
§ 128. Regulowanie wysokości i nachylenie łozysk	209
§ 129. Łozyska śrubowe	210
§ 130. " " klinowe	210
§ 131. " " " kołowe	211
§ 132. Wymiary klinów	212
§ 133. Regulowanie wysokości łozysk sposobem inżyniera Marloh	214
§ 134. Łozyska dla przesunięcia w dnu póp. kierin.	215
<u>XVI Teżniki</u>	
§ 135. Cel teżników	216
§ 136. Ogólne urządzenia teżników poprzecznych	217
§ 137. Ustroje teżników poprzecznych (Rozpory, kryje ukosne)	217
§ 138. Inne ustroje	219
§ 139. Zastrój nad filarami	220
§ 140. Usterzenia między filarami	221
§ 141. Rozpora górna	223
§ 142. Teżniki poprzeczne górne kratowe	226
§ 143. Rozpora podwyższone	226
§ 144. Urządzenie teżników poprzecznych przy belkach wielobocznych	227
<u>XVII Teżniki poziome</u>	
§ 145. Położenie teżników poziomych	228
§ 146. Ogólne urządzenie teżników poziomych	229
§ 147. Przekładnie gibkie i tęgic	230



§ 148.	Przekładnie techników poziomych	str 231
§ 149.	Położenie techników poziomych z belkami	232
§ 150.	Położenie techników poziomych z względu na pasy i poprzecznice	233
§ 151.	Krzywienia z innymi uciążeniami	234
<u>XVIII Obliczenie techników</u>		
§ 152.	Natężenie dopuszczalne	235
§ 153.	Siły zewnętrzne działające na techniki poprzeczne A Techniki poprzeczne dołem	237
§ 154.	Rozpory	240
§ 155.	Typy uciążenione	241
§ 156.	Krzywi ukośny o przekłaniach gibkich	242
§ 157.	" " " o krzywiłkach tępich	242
§ 158.	Krótka pojedyncza, albo wielowrotna	243
§ 159.	Krzywille ukośne ponad sobą leżące o prze- kłaniach gibkich	244
<u>B. Techniki poprzeczne góra --</u>		
§ 160.	Rozpora górna	245
§ 161.	" " z rozstrzałami	247
§ 162.	Krzywi ukośny górny (Andreja)	248
§ 163.	Obliczenie techników poziomych	249
§ 164.	Wpływ obciążenia pionowego na techniki pion.	250
§ 165.	Uciążdły statycznie niewyważalne	252
§ 166.	Ciężar techników pionowych i poziomych	252
§ 167.	" " " nachylonych do pionowości	255
§ 168.	" " " poprz. i pionom. (według Vellika)	256
§ 169.	Konkoczenie mostu Położenie belek nad filarami	257
§ 170.	Dokładka mostowa (Schimenaisszig)	259
§ 169.	Wyrównanie długości przy zmianie ciężkości dla mostów kolejowych	258
§ 171.	Położenie dokładek	261



	XII. str
§ 172. Urządzenie przeciw wyholowaniu się pociągu przed mostem	262
§ 173. Wyrównanie wysokości	262
§ 174. Firniki poprzeczne przy mostach mostowych	265
§ 175. Mosty wspaniałe	265

### XIX Filary ielazne

§ 176. Urządzenie filarów	267
§ 177. Filary słupowe ielazna łamego (stałe i wahadłowe)	267
§ 178. " " " " kutego	268
§ 179. " " " " nierowe	269
§ 180. " " " " ściennie (stałe i wahadłowe)	270
§ 181. " " " " kratowe nierowe	273
§ 182. " " " " nierowe ielazna łamego i mieniane	274
§ 183. " " " " " kutego	276
§ 184. " " " " nierowane	280
§ 185. Ciężar filarów	281

### XX Obliczenie filarów mostowych

§ 186. Siły zewnętrzne	282
§ 187. Obliczenie filarów słupowych	285
§ 188. " " " " ściennych	285
§ 189. " " " " wieżowych	286
§ 190. Wykreślenie wymiarów sił wewnętrznych filaru wieżowego	287
§ 191. Obliczenie kotew..	288

$$\frac{288 \cdot 50}{380} = 53.$$



# Wstęp

## §1. Porównanie mostów kratowych i blaszanych.

Restawiając oba te rodzaje mostów widzimy, że:

1) Belki blaszane mają ścianki pracującą na ciśnienia i ciągnięcia, wymagają więc wiele materiału. Mata belka kratowa jest znowu niekorzystna, bo wymaga wielu połączeń, a to znowu pociąga za sobą więcej znaczącej ilości materiału. - Otóż, jeżeli rozpiętość

$l = 10, 20, 30, 40, 50, 60$  m., a mamy most kolejowy, o dwóch belkach na jeden tor, to potrzeba:

1.05, 1.11, 1.17, 1.23, 1.30, 1.36 razy więcej materiału dla belki blaszanej, niż dla kratowej. -

2) Dalszą niekorzystnością belki blaszanej jest a) większy wpływ wiatru, b) trudniejsze wykonanie przy belkach wysokich, c) nieestetyczny wygląd wysokości belki blaszanej. -

Korzyści, jakie przedstawiają belki blaszane są:

1) Prostota ustroju: urządzenie belek blaszanych jest bardzo proste, więc wymagają one mniej roboty i są w skutek tego tańsze. -

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

3) Nie ma żadnych zbiorników wody (Wassersack). -

4) Łatwe połączenie z łęcznikami poprzecznymi, gdyż mamy płaskoryznę, podczas gdy u belek kratowych łęczników nie można w każdym miejscu utwierdzić, tylko w węzłach

5) Nie potrzeba się krępować poziomem poprzecznym (przy moście kratowym musimy dawać poprzecznicę w węzłach). -

Widzieliśmy, że te strony belek blaszanych wymagają się, im większa staje się rozpiętość; 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 m, wyżej 15 m. wywarimy belki kratowe. - Wyjątek stanowi niemiecka kolej miejska, gdzie wyto belki blaszanych na rozpiętości 27 m. W Ameryce i we Francji wywarają ich do rozpiętości 20 do 30 m. -

## I Rodzaje belek ze względu na kształt pasów. -

### §2. Belki równoległe.

Najprostszymi belkami są równoległe; dziela się na a) belki zwykłe jednoprzęsłowe (einfache Träger) b) belki ciągłe (continuirliche Träger) c) belki ciągłe przegubowe (continuirliche Gelenkträger). -

Chodzi nam o wybór belki między a i b, bo belki c prawie tylko są używane, ze względu na trudność wykonania przegubu. - Czy mamy używać belki jednoprzęsłowej, czy ciągłej? Tu wystawiają się różne względy. Musimy je więc porównać:

Ilość materiału. - Dla małych rozpiętości nie można bezpośrednio zmierzać przekroju pasów i krzywulców. - Jeżeli byśmy ich nie zmierzyli, to ponieważ moment na podporze jest  $\frac{1}{8}ql^2$  (dla belki ciągłej), a i tam samo jest dla belki jednoprzęsłowej, a i tam moment największy jest  $\frac{1}{8}ql^2$ , więc nie nie korzystamy. -

Ponieważ przy belce ciągłej siły 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 spróbować zmierzyć średnią podporę i przeto zmniejszyć moment ujemny; można by przeto zaoszczędzić około 25% ze względu na momenta. - Ale wskutek tego zwiększają się siły poprzeczne tam, że nie



wiele zyskamy, a przytem zwiększa się trudność w wykonaniu. - Dlatego nie wywarimy tego sposobu. -

Przy większych rozpiętościach jest jednak inaczej. Tu zmieniamy przekrój, a więc mamy oszczędność i to wynosi dla:



$l = 25, 50, 100, 150 \text{ m}$   
 $0, 10, 19, 24\% \text{ materiału.}$

Ale, jeżeli uwzględnimy tę okoliczność, że przy belce ciągłej, są pasy rozciągnięte, rozciągnięte, czego nie ma przy belce w dwóch punktach podpartej, będziemy więc zmuszeni użyć mniejszych materiałów dopuszczalnych (Heyrauch, Wöhler, Tetmayer). - Jeżeli to uwzględnimy, to ta oszczędność materiału będzie mniejsza. -

2) Ugięcie belek ciągłych jest znacznie mniejsze, niż belek w dwóch punktach podpartych, jest ono o 27-42% mniejsze; ale ostatecznie, czy ono jest mniejsze, albo większe, to nie stanowi wady, ani korzyści. - Jeżeli pierwszy raz most obciążymy, a potem obciążenie usuniemy, to porostanie ugięcie stałe, a reszta będzie ugięciem sprężystym. - To obciążenie stałe można więc uważać za miarę dobroci konstrukcji. - Ugięcie sprężyste zależy od ustroju mostu. - Chodziłoby o to, że przy ugięciu porostanie pierien spad; ale i temu można zaradzić przez to, że się łuk ułoży wypukły, albo też całą belkę wygnie w górę. -

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

$l =$	10,	50,	100,	150 m.
belka 2 przest.	4,	20,	48,	56 m/m
" 3 przest.	5,	29,	61,	83 m/m zniżenie

podpory. - Tego zniżenia uniknąć trudno, gdyż filary się osiadają. - Musimy je więc bardzo dobrze fundować, muszą się dobrze osiadać, przed restawieraniem belki ciągłej. - Jeżeli mamy filary idealne, które są sprężyste, to już samo obciążenie straca filar. To musimy byśmy w obliczeniu uwzględnić. -

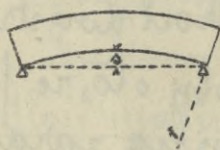
4) Trudność obliczenia Teorya Dokładna belek ciągłych jest naderwyczej trudna, więc w praktyce używamy zwykle teoryi przybliżonej. - Oboz w obec tego, że teorya ta nie jest dokładna, trzeba przyjąć znowu mniejsze materiały dopuszczalne. - Tymczasem na podporach powstają największe momenty i największe siły po-



przez nie, a wskutek tego powstają tam w belce nacięcia drugorzędne, które są bardzo wielkie. - Wskutek tego trzeba znowu dla tych części belki przyjąć nacięcie dopuszczalne mniejsze. -

5) Wpływ zmiany ciepłoty. - Jeżeli pomost jest w dołu umieszczonej, to pas dolny jest pomostem nacięzionym, a pas górny jest otwarty i wystawiony na działanie słońca. - Odtąd trafia się, iż przy wielkich upałach pas dolny jest chłodny, a górny silnie ograny. - Przypuszczając niekiedy, 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 figurze 2. -

fig. 2



Następnie podwyższenie podpory średniej o  $\frac{1}{2}$ .

Nazwijmy przedłużenie pasu górnego  $\Delta l$ , to mamy:  $(l + \Delta l) : l = (1 + \alpha t) : t$

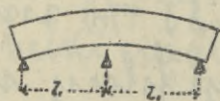
$\Delta l : l = h : r$  a więc  $\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l$ , więc

$$\frac{r}{\Delta l} = \frac{h \cdot l}{\alpha \cdot \Delta t \cdot l} = \frac{h}{\alpha \cdot \Delta t} \dots \dots \dots 1)$$

gdzie  $\Delta l$  jest wydłużeniem pasu górnego, wskutek różnicy temperatury  $\Delta t$

Jeżeli mamy belkę dwuprzeseńową (fig. 3), to o takim razie  $\frac{1}{2}$  (jeżeli ugięty pas jest trzkiem kotowanym ...  $\delta = \frac{(2l)^2}{8r} = \frac{4l^2}{8r} = \frac{l^2}{2r}$  Wiemy, że różnica momentów  $\Delta M = \frac{3 \epsilon J \Delta t}{2r}$  jeżeli

fig. 3



teraz ustalimy wartość za  $\frac{1}{2}$ , to otrzymamy:

$$\Delta M = \frac{3 \epsilon J \Delta t^2}{2r^2 \cdot 2r} = \frac{3 \epsilon J \Delta t}{2r} \dots \dots \dots 2)$$

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

$J_1 = 2A \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{A h^2}{2}$  zaś  $A = \frac{M}{h r}$ , więc  $J = A \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{M h^2}{2 h r}$ , zatem:

$$\frac{\Delta M}{J} = \frac{3 \epsilon \alpha \Delta t \cdot h h^2}{2 h \cdot 2 r} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\epsilon \alpha \Delta t \cdot h}{r} \dots \dots 3)$$

Wstawmy następujące wartości:

$\epsilon = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\alpha = 0.0000118$ ,  $r = 800 \text{ g/cm}^2$ , to otrzymamy:

$\Delta M = \frac{3}{4} \cdot \frac{2.000.000 \times 0.0000118 \times \Delta t \cdot h}{800}$  czyli  $\Delta M = 0.022 \Delta t \cdot h$

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

Podobnie

otrzymamy dla belki 3-przełowej:

$\frac{\Delta M}{h} = 0.020 \Delta t$

„ „ 4 „

$\frac{\Delta M}{h} = 0.021 \Delta t$

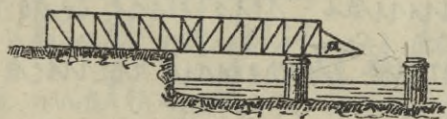


Katana zmiana momentu w skutek nierównego ogrzania wynosi dla każdego stopnia C 2,2% różnicy. -

6) Największe naterzenie. Belki ciągłe obliczamy w ten sposób, że przyjmujemy najmniekorzystniejsze obciążenie takie, jakie się w praktyce nigdy nie hafia, albo bardzo rzadko /: 1<sup>o</sup> przesto obciążone, 2<sup>o</sup> gi nie, 3<sup>o</sup> obciążone, 4<sup>o</sup> nie i. t. d. /-. Przy belce w dwóch punktach podpartej obciążamy całą belkę, co w praktyce często się powtarza. -

7) Zestawienie mostów przy wielkich rozpiętościach. Zestawienie mostów na boku przy belkach ciągłych jest możliwe, gdyż można je następnie przesunąć w kierunku osi. Zestawiamy więc most na brzegu, a następnie przesuwamy go na filary. Dla szybkiego osiągnięcia filaru dodaje się na przedzie dziób a (fig. 4). - Sposób ten jest bardzo dogodny, bo odpadają usterowania, które wiele kosztują. - Jednak przy wielkich rozpiętościach tego sposobu użyć nie można, z powodu, że

fig. 4



dla wystającej belki jest moment 4<sup>ty</sup> razy większy, niż dla belki w dwóch punktach podpartej. Momenty wywołane ciężarem własnym stają się dla  $l > 100$  m. już tak wielkie, że nie można tego sposobu używać; a że ciężar własny przy wielkich rozpiętościach przeważa nad obciążeniem, więc ten sposób przy  $l = 80$  m. już staje się niekorzystnym. - Z drugiej strony, jeżeli tego sposobu nie stosujemy, to jest niekorzystne po stronie belki ciągłej, gdyż trzeba odwaru całej mostu zestawiać; gdy precyzyjnie przy belce w dwóch punktach podpartej nie ma tego potrzeby. -

Widzimy, że te wystające wady belki ciągłej są większe, im rozpiętość jest większa. - Więc nie budujemy belek ciągłych dla małych rozpiętości, dopiero dla większych nad 50 m. - Dawniej budowano ich bardzo wiele, obecnie są mało i rzadko.

### 33. Ilość i wielkość przeseł belki ciągłej

Chodziłoby jeszcze o najkorzystniejszą ilość przeseł belki ciągłej. - Im



więcej jest przeset, tem większe jest przesunięcie końca belki w skutek zmiany ciepłoty; jest to zatem niekorzystne...

Co się tyczy ilości materiału, to już przy 3-ech przesetach ta ilość jest prawie równa ilości potrzebnej dla belki czteropresetowej; dlatego budujemy belki ciągle najwyżej 3 lub 4 presetowe.

Chodzi jeszcze o stosunek długości przeset. - Obit prof. Winkler podaje tablicę najkorzystniejszych stosunków długości belek 3 i 4 presetow.

l	3 preset	4 preset
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	1:1.148:1	1:1.168:1.168:1
wiec średnia:	1:1.12:1	1:1.14:1.14:1

To są teoretycznie najkorzystniejsze stosunki; ściśle się tego trzymać nie potrzebujemy, bo nawet przy większem złozeniu różnica w materiale będzie niewielka.

### 54. Belki ciągle przegubowe.

Porozstają nam do omówienia belki ciągle przegubowe. Pierwszy wśród nich Gerber dyrektor Towarzystwa budowy mostów w Monachium.

Belki te mogą być dwójakie:

- 1) przeguby znajdują się w przedziale skrajnym (fig 5.)
- 2) przeguby znajdują się w przedziale środkowym (fig 6.)

Dominującą wadą wykonania przegubów, to belki te posiadają wszystkie korzyści belek ciągłych, a nie posiadają ich wad. - Są zatem nie wyrównane, zmiana wysokości podparć nie ma tu wpływu. - Chodziłoby o wyznaczenie najkorzystniejszych stosunków długości przeset, i

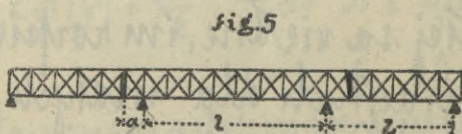


fig. 5

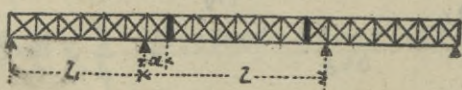


fig. 6

długości wystających a. - Prof. Winkler podaje następującą tabliczkę:  
Układ I (fig 5.)



$l_2$	10	50	100	150 m.
$l_1$	1.12	1.13	1.14	1.152,
$a$	0.18	0.20	0.22	0.222

Objętości materiału w porównaniu z belką w dwóch punktach podparta wynosi: 96 87 78 74%

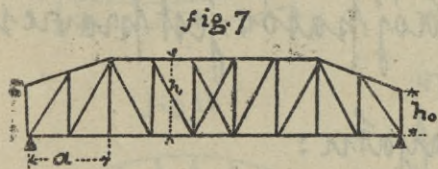
Układ II (fig 6)

$l_2$	1.01	1.04	1.12	1.192,
$a$	0.15	0.17	0.20	0.232
materiał:	96	85	80	76%

Oszczędności w porównaniu do belki w dwóch punktach podpartych jest więc znaczna. - Kilka takich mostów zostało wykonanych; jednym z nich jest most na Wełtanie pod Cernową. -  $\frac{1}{2}$  m

5.5 Belka trapezowa

Ma ona kształt przybliżony do kształtu belki Winklera o najmniejszej ilości materiału. - Belki tej byli najpierw inżynierowie: Hölllin i Battig w Wiedniu. - Przedstawia ona pewną oszczędność



w stosunku do belki równoległej, choć nie wielką, bo tylko 7-10%, jeżeli belka jest zbierina, czyli, jeżeli  $h_0 = 8$ ; dla belki nierównoległej zawsze jeszcze 5-6%. -

Zatem wykonanie ich jest niedrojsze. Cięcia  $a$  o najkorzystniejszej wartości  $a$  (fig 7). - Winkler oblicza je i otrzymuje dla kraty:

niezmienniej najkorzystniejszej  $a = 0.06l + 0.6h,$   
jeżeli  $h_0 = 0.22$  do  $0.31h,$

przedziałowej najkorzystniejszej  $a = 0.04l + 0.1h,$   
jeżeli  $h_0 = 0.13$  do  $0.25h,$

Dwa takie mosty wykonano na kanale Dunaju w Wiedniu: most Brygitty i Lofii. - W praktyce nie brzyknają się bardzo tych mostów n.p. most w Góbieństanie w Czechach ma kształt przedstawiony na (fig 8.) Podobny kształt ma most na Dniestrze w Kijowie. - jeżeli  $h_0$  jest bardzo małe, to trzeba odwrócić kierunki przekalnia,



inaczej pręty te będą ciśnionne (fig 9).-

fig 8

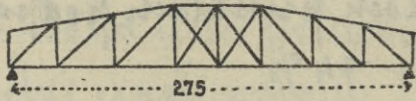


fig 9



56. Belka paraboliczna.

Przy belkach o pasach zakrzywionych przyjmujemy zwykle wysokość około 25% wzniesia; chociaż teraz jest dążenie w ogóle do powiększania wysokości i dla belek równoległych.

Porównamy belkę paraboliczną z belką równoległą:

1) Co się tyczy materiału, to potrzebujemy go dla belki parabolicznej mniej. Wprawdzie dla pasów trzeba więcej materiału, ale zato mniej dla kraty - średności ta materiału wynosi dla

$l =$	10	20	50	100	150 m
<u>teoretycznie</u>	7	8	10	11	12%
ilości materiału belki zwykłej. - Jednostkowo i <u>w rzeczywistości</u> 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:

<u>teoretycznie</u>	98	100	102	112	118% na =
materiału belki ciągłej, a <u>w rzeczywistości</u>	73	83	93	102	107%

Widzimy więc, że średności w stosunku do belki zwykłej jest dość znaczną. W stosunku do belki ciągłej korzyść jest jeszcze do 85% rozpiętości. - Jednak wgląd na materiał nie jest jedynym, i nie tak wielkiej wagi, bo materiał jest dziś tani. -

2) Robota jest mniejsza dla belki o pasach zakrzywionych, a razem dozna 4-5%. Zestawienie przerw przesunięcie wzdłuż osi jest niemożliwe. -

3) Stwierzenie. - Belki powinny być strome, ale jeżeli mamy promost doziem, to na pewnej wysokości nie można dawać żadnych stę-



zeń, a nie, jeżeli mamy stęzić górą, to belki muszą być wyższe, co najmniej 5 m. wysokości, przede dla belek wyższych stęczenie jest łatwie; słabimmi są tylko belki o dużej rozpiętości. - Przy małej rozpiętości obujemy wysokości poprzecznic, które służą do stężenia. - Najgorzej jest przy rozpiętościach 40-50 m; tu trudno stężyć. - Dla słabich rozpiętości używamy belek parabolicznych, o znacznej wysokości. - Z drugiej strony stęczenie poprzeczne jest dla belek parabolicznych zbieranych zawsze niedostateczne z tego powodu, że na podporach, gdzie trzeba największego stężenia, właśnie stężyć nie można. Jest to wielka wada belek zbieranych. -

4) Przesunięcie przy ugięciu. - jeżeli belka się ugina, to otrzymujemy kształt wskazany na fig 10; belka musi się więc przesunąć na tożysku. - Przesunięcie tu jest jednak wogóle małe: wynosi 2-11 mm. - Gdybyśmy belkę podparli w osi obojętnej, toby nie było przesunięcia; ten wypadek zachodzi przy belce osiowej (fig 11). -

fig 10

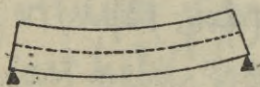
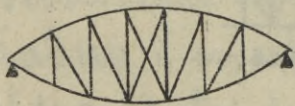


fig 11



5) Ugięcie. - Przy mostach parabolicznych ugięcie jest większe i wynosi 34-73% więcej, niż przy belce w 2-óch punktach podparcia (przyjajmy tę samą wysokość belki parabolicznej). - Jeżeli zwiększymy wysokość belki parabolicznej o 25%, to ugięcie będzie większe tylko o 11-38%. -

Z tego wszystkiego wynika, że dla belek jednoprzestowych używaj najlepiej belek parabolicznych, zwłaszcza przy większych rozpiętościach; przy belkach więcej przestowych byłaby belka paraboliczna do polecenia przy rozpiętościach 30-60 m. Ale wskutek tego stężenia, tego umiarkowania poprzecznic, belki parabolicznej zbieranej, prawie zupełnie się nie używa. -

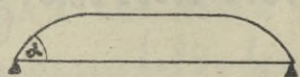
57. Belka Fairbego i Schwedlera. -



Belka Panlega ma przekrój zupełnie stały; jest to korzyść. - Ale zato ma tę wadę, że oba pasy są zakrzywione, więc zwiększa się trudności wykonania. - Nadto pomost misyjny układać potrudzić pasów. - Mosty takie były budowane dawniej w Bawarii, ale obecnie zupełnie są zarzucone. -

Belka Schredlera. - Na pas dolny zawsze prosty. Materiał do pasów trzeba trochę mniej, niż dla belki parabolicznej, ale oszczędność ta jest mała; wynosi: 4-8%. - Dobra rzona jest to, że robota jest tańsza; dalej wysokość belki na końcu jest nieco większa i kąt  $\alpha$  (fig. 12) jest większy. - Jednak pod względem es-

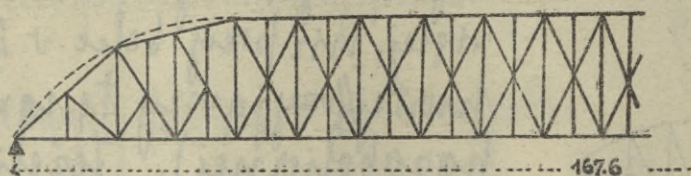
fig. 12



tycznym, to przedstawia się ona nieładnie (Elephantenträger). - Wyroba jest prawie wyłącznie w Pruszech - w Austrii bardzo mało. -

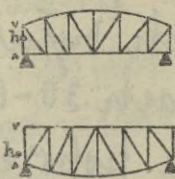
Oprócz tego używają belki Schredlera trochę zmodyfikowanej, dla mostów o bardzo wielkich rozpiętościach w Ameryce; n.p. most na Ohio Kolei Cincinnati Coving (fig. 13)

fig. 13



§ 8. Belka nieregularna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa. - Belki te mogą być górno, lub dolno paraboliczne (fig. 14.) Te-

fig. 14



go rodzaju mosty są bardzo często używane; mają te same korzyści, co belki paraboliczne, mają oszczędność materialną, jednak nieco mniejszą niż belki paraboliczne. Co się tyczy wysokości  $h_0$ , to często wględy dostosow-

ne nam ją wyznaczają n.p. jeżeli równocześnie użyta jest belka równoległa, to  $h_0$  przyjmujemy równe wysokości tej-



ze belki (fig. 15). Przyjmijemy ją także odpowiednią do wysokości dla poprzecznic, aby je można było umieścić; czasem chce =

fig. 15



my już na podporach umieścić też niż góra, a tem samym musimy przyjąć  $h_0$  co najmniej równe 5m.

Korzyści w stosunku do belki zbieranej są, że umiemy ost-nych końców i mamy pewną wysokość do przytwierdzenia poprzecznic i teżników poprzecznych. -

Głosc materiału zależy od stosunku  $h_0 : h$ .

Dla  $h_0 = 0$ , wynosi oszczędność w stosunku do belki równol. 20%

"  $h_0 = h$ , " " " (belka równoległa) 0%

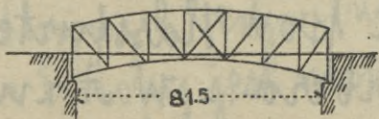
W rzeczywistości mamy oszczędność pośrednią. - Wiadomo na Prizanie kolei arulańskiej dał oszczędność 16%. -

Belka paraboliczna nierówna jest obecnie coraz więcej używana do 60 m. rozpiętości. - Porozę rozpiętość belki cięższe przedstawiają większą korzyść. -

Zachiaś belki parabolicznej użył Gerber belki równoległej parabolicznie zakończonych, przytem uzyskał 4-5% oszczędności w stosunku do belki równoległej. - Belka ta jest jednak nieładna i nie była więcej używana. -

Podobna do tej belki, jest belka sierpowa nierówna (Halb-sichelträger). - Jest to belka, której oba pasy są zakrzywione (fig. 16.) W ogóle tego rodzaju zakrzywienie dolnego pasu jest na Węgrzech częściej używane. - N.p. przy moście na Dunaju w Strygonii (Gara) fig. 16. -

fig. 16



Korzyści, jakie ma ten rodzaj belki są następujące:

1) Ładny wygląd, 2) filary i przyczółki są trochę niższe, 3) stężenie na filarach jest mobilne. -

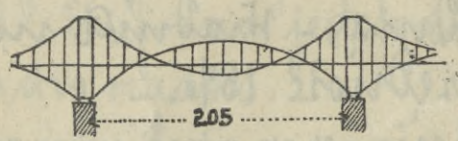


Wadami jej są: 1) kroche większy ciężar 2) nieregularne sterzenie poprzeczne 3) trudniejsza robota, bo ustroj żwirkowy. -

5.9. Belki ciągłe wieloboczne zrytkie i wspornikowe.

Jeżeli kształt pasu jest odpowiedni do linii momentów, to otrzymamy belkę paraboliczną, jeżeli belka jest w dwóch punktach podparcia; jeżeli byśmy to zrobili dla belki ciągłej, to otrzymalibyśmy w korzynekach dla obciążenia zupełnego natężenia równe zero, a kształt pasu miałby kształt linii momentów. - Takim mostem miał być most projektowany na Bosporze (fig 17) przez inż. Rupperta. - Jednak nie wykonano go, bo zachodziła trudność konstrukcyjna przy przecięciu się pasów. -

fig. 17

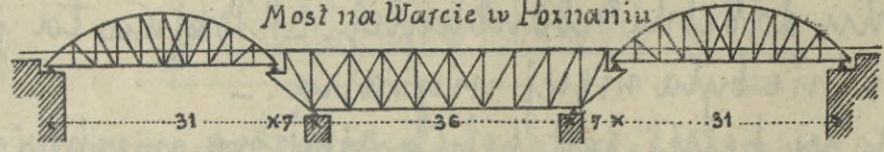


Wany na Bosporze (fig 17) przez inż. Rupperta. - Jednak nie wykonano go, bo zachodziła trudność konstrukcyjna przy przecięciu się pasów. -

Za to coraz więcej wyciąga belki tego rodzaju, ale przegubowych. - Belki takie nazywamy wspornikowymi (Consolträger). - jednym z charakterystycznych tego rodzaju

fig. 18

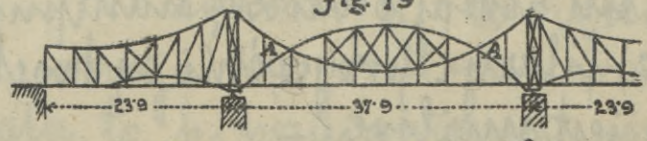
Most na Warcie w Poznaniu



ju mostów, jest most na Warcie w Poznaniu (fig. 18.) Tu na wspornikach są zwykłe toryska, a na nich spoczywa zwykła belka paraboliczna. Most ten jest ściśle przegubowym. - Podobny most jest pod Hassfurtem na Szwajcarii fig 19. wedle projektu Gerbera. - W A z naj-

Most pod Hassfurtlem na Menie

fig. 19



dują się przeguby. - Tego rodzaju belki mają korzyści bez 2/5

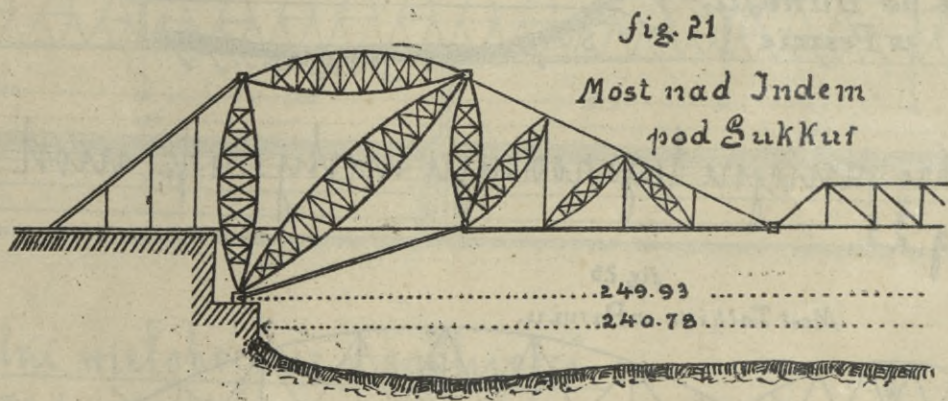


ten ciągłych, a nie mają ich stron ujemnych. Dlatego dla bardzo wielkich rozpiętości, należą obecnie do najczęściej używanych. - Największym tego rodzaju mostem jest most na zatoce Forth w Anglii fig. 20. -

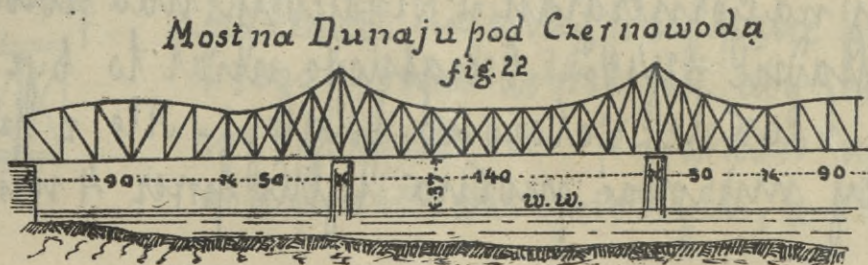
Most ten składa się z belek wspornikowych o obryśmiej rozpiętości. - Droga przebiega ten most mimo, że na przegubach, nie jest statycznie wyznaczony, bo belka spoczywa na 4 podporach. -



Podobny układ jest przy moście nad Indem pod Sukkur fig. 21. -

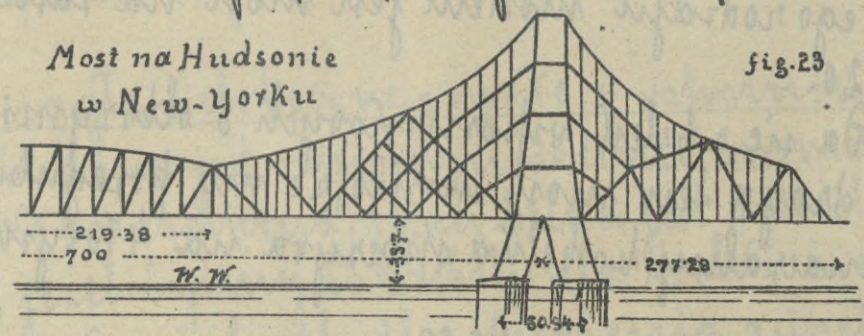


Jednym z największych mostów tego rodzaju na całym świecie jest most na Dunaju pod Czernowodem fig. 22. -

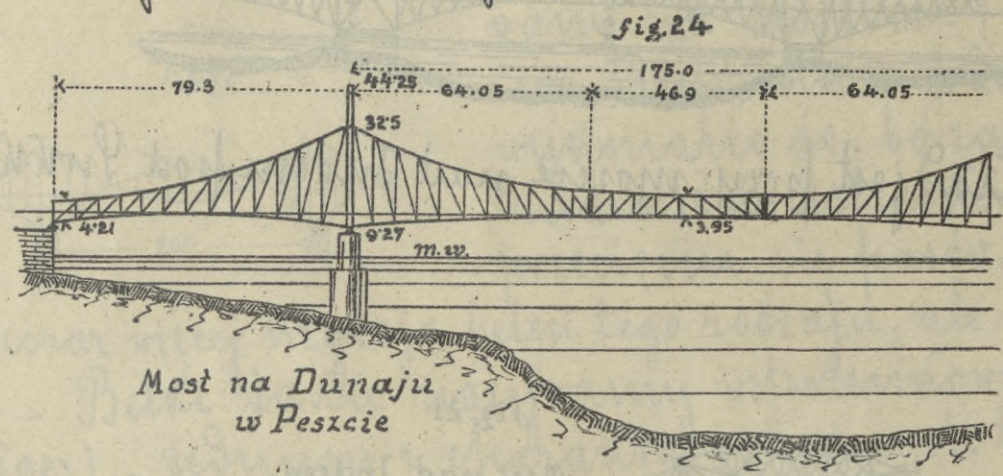




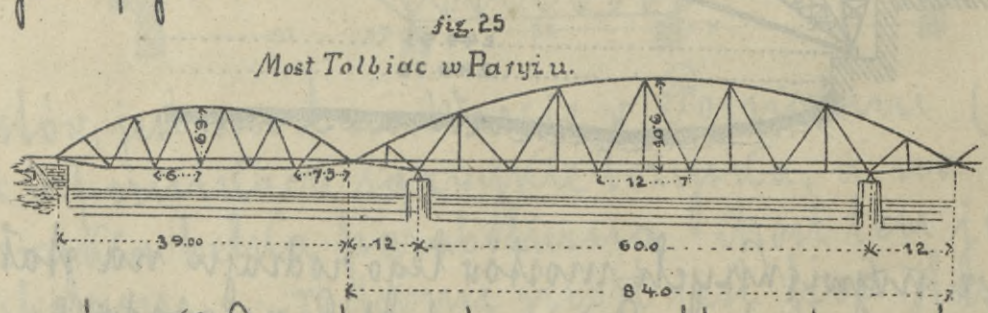
Most na Hudsonie w New-Yorku (fig. 23) będący w budowie, praw-  
dopodobnie nie będzie skończonym, z powodu braku pieniędzy.  
Posiadać będzie największą dotychczas rozpiętość 700 m.



Jeden z bliższych nam przykładów, jest most Franciszka Józefa  
na Dunaju w Peszcie fig. 24.



Budowaniami mniejse tego rodzaju mosty: n.p. most Tolbiac  
w Paryżu fig. 25.

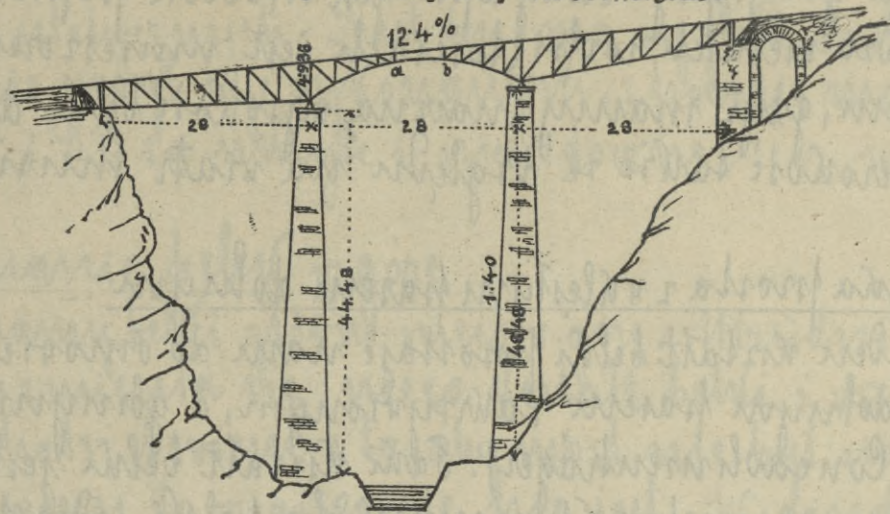


Dobrym przykładem tego rodzaju mostów, jest most kolei zębatej  
elektrycznej na Gornegrast w Szwajcarii nad potokiem Lindelen  
(fig. 26) w spadku 12.4%. Początkowo miał to być wiadukt  
sklepiony i sark tej rozłożone filary. - Ale z powodu tego, że  
w tej okolicy mirosai moina było przez 4 miesiące, odsta-



fig. 26

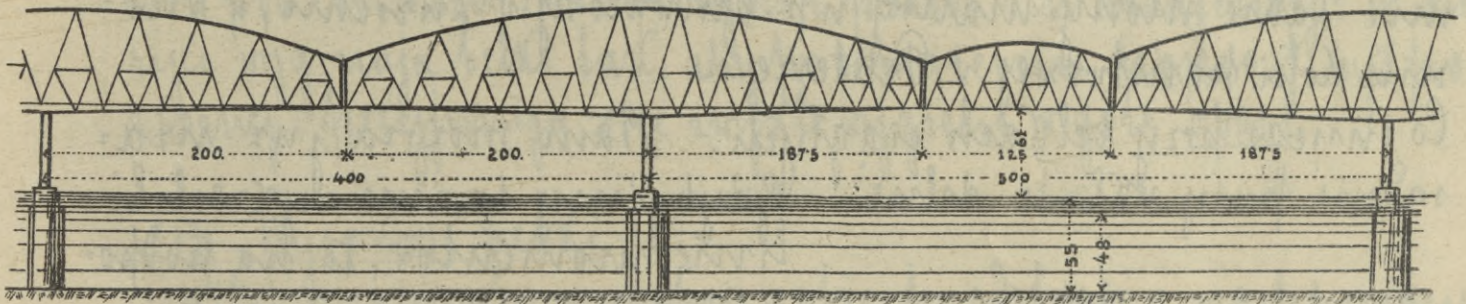
Most Kolei zębatej elektrycznej na Somerset.



Jeden z największych tego rodzaju mostów, jest most nad kanałem La-Manche fig. 27.

fig. 27

Projekt mostu na kanale La Manche.



§10. Belki wieloboczne w ogólności

1. Kształt pasów powinien być wieloboczny, a nie zakrzywiony. - Z początku robiono pasy zakrzywione. - Takim był n.p. most na Tamarze pod Galtash (fig. 28), którego pas górny miał przekrój spłaszczonej rury.

fig. 28

Most na Tamarze pod Galtash.



2. Podmost dajemy przy pasie prostym. Z tego powodu dobrze jest, aby jeden z pasów był prostym. Wyjątkowo używa się obu pasów zakrzywionych, a wtedy uważa



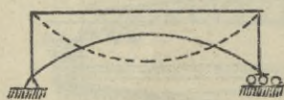
się zwykle osobny lekki pas połączony ze słupami. -

Co się tyczy położenia pomostu, to staranny się o ile możności urządzić go u góry, gdyż wtedy lepsze jest sterzenie poprzeczne. - Tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach jest umieszczenie pomostu obojętnem, gdyż mamy znaczna wysokość belki do rozporządzenia; szerokość także ze względu na wiatr musi być większa.

511. Belka prosta z wklęstym pasem dolnym -

Jeżeli jeden kształt belki pozostaje nam do omówienia. Są to belki z dolnym pasem zakrzywionym, a górnym prostym fig. 29 (Concylindrisenbräger). Taki kształt belki jest pod względem statycznym niepraktycznym, dla belki jednoprzęsłowej, bo

fig. 29

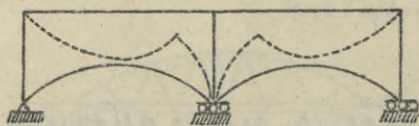


tu, gdzie moment, jest największy, wysokość jest najmniejsza. Belka taka robi wrażenie belki łukowej. Jako belka jednoprzęsłowa może być usprawiedliwiona tylko względami architektonicznymi.

Takie mosty mamy np. bulwarowy w Zurychu, w Wiedniu kolei parostrojowej w Praterze.

Co innego przy belkach ciągłych. - Tam można już urządzić pasy wklęste dołne.

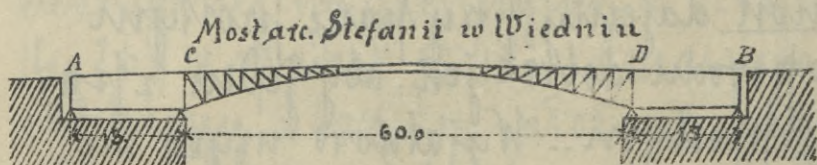
fig. 30



Gdybyśmy bowiem wykreśliли linię momentów, to na podporze jest największy moment i największa wysokość belki (fig. 30). Także można tej belki używać dla belek wystających jednoprzęsłowych,

to tych, zwłaszcza, jeżeli jej końce obciążymy silnie nie celem wyrotowania momentów. - Przykładem tego jest most arc. Stefana w Wiedniu.

fig. 31



projektu inż. Lissa. Jest właściwie belka ciągła (fig 31), gdyż



sa 4 podpory, nadto creci skrajne sa obciazone balastem i  
 piunktach A i B rozobione. Most ten zbudowano w tym wyjat-  
 cie ze wzgledu estetycznych. Most ten ma wyglad mostu Turko-  
 wego, ktory nie moze byc wykonanym, z powodu malej stral-  
 ki. Creci AC i DB sa ukszyte i nietidoczne. - x 17/6

§ 12. Wyginanie belki w gore.

Zwykle wyginamy belki glowne nieco w gore. Utrudnia to wy-  
 konanie, bo zmierza sie nieco uszstt belki i wyszkie  
 dlugosci. Chodzi bowiem o to, aby most nie byl ngieły na  
 dol. Koniecznym to wyginanie nie jest. Wyginanie bel-  
 ki w gore o syle, aby po obciazeniu byly o syle mniej porio-  
 mi, o ile przed obciazeniem byly wyzej. Na rybrunku  
 tego nie widoi i uwzgledniamy to dopiero w opisanin  
 wymiarow creci mostu. Wyznaczymy ngiecia wszyskich  
 ngstow, wzglednie skrocenia i wydlnienia wszyskich sty-  
 low pod ciararem calkowitym i potore ich dodajemy. W Ame-  
 ryce wyginaja belki tak, aby po obciazeniu postnost byl po-  
 zibny: przyjmaja wiec zwfale wygiacie w gore. 0001 l

§ 13. Wysokosci belki

1) Ilosc materialu mozemy sobie przedstawic w nastepujacy  
 sposob:

Objetosci mostu wynosi:  $V = A \cdot \frac{ql^3}{12} + B \cdot \frac{ql^2}{2} + C \cdot \frac{qlh}{2} + Dl + El$ .

Wyrak pierwszy jest objetoscia pasow, drugi kraty, trzeci narozni-  
 kow, czwarty postnost, piaty teznicow, za A, B, C, D, E, sa  
 wspolczynniki ktore zaleznymy od ukroju mostu.

Jeżeli nam idzie o najmlniejsza objetosci, czyli o naj-  
 mniejsza ilosci materialu, to wziazemy pierwszy pochod-  
 na i przyrownamy ja do zera, otrzymamy:

$dV = 0 = - \frac{Aql^2}{4} + \frac{Cql}{2} + El$ , a z tego zbrajamy h:

orkusz III pierwszy ok. Mosty kratowe i.c.l.



$$h = \sqrt{\frac{AqL^2}{Cq + \epsilon L}} \text{ albo } \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{Aq}{Cq + \epsilon L}} \text{ albo } \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{A}{C + \frac{\epsilon L}{q}}} \dots \dots \dots 6.)$$

Ponieważ q jest małe, więc prawie nie wpływa na wysokość belki, ale zawsze im większe q, tem większe  $\frac{h}{l}$ . Przy belkach wielobocznych nachylenia są albo bardzo małe, albo ich wcale nie ma, więc wyraz C odpada, albo się zmniejsza; więc  $\frac{h}{l}$  staje się większe, czyli dla belk wielobocznych wysokości się zwiększa.

2.) Dotychczas badaliśmy wysokości belk ze względu na ilość materiału. Teraz będziemy mówili o brzości wykonania. Łatwo zobnimy, że im wyższa belka, tem brzoźniejsze wykonanie, nadto wzrost wpływa na wykończenie. Także parcie wiatru jest temu większe, im wyższa jest belka. Wysokość belki może być także zależna od tedeni n.p. przy podmoście góra.

3.) Belka ciągnąca Przy belce ciągnącej dymprężowej, wskutek zmiany wysokości podpory o s, zmienia się moment o:

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

$$\Delta T = \frac{\Delta M e}{J} = \frac{\Delta M h}{2J} \text{ Wstawmy wzór z 1), otrzymamy bez}$$

$$\text{względem na znak: } \Delta T = \frac{3}{2} \frac{\epsilon h s}{l^2} \dots \dots \dots 7.)$$

A zatem zmiana natężenia  $\tau$ , wskutek zmiany wysokości podpor, jest w osi belki prostym do wysokości h. Łatwiej dla belk ciągłych zwiększa mniejszych rozpiętości, potrzeba  $\tau$  zmniejszyć. To są rozmaite względy, które wpływają na wybór wysokości belki.

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

dla belk równoległych:  $h = 0.11l + 0.25 \dots \dots \dots 8.)$

„ „ „ równobocznych  $h = 0.14l + 0.30 \dots \dots \dots 9.)$

Obecnie jest dążność do przyjmowania większych wysokości, tak, że Heinzerling i Velflik polecają dla belk wielobocznych:  $\frac{h}{l}$  (w środku belki) =  $\frac{1}{7} - \frac{1}{6} l$  W Ameryce przyjmują nawet dla belk równoległych  $h = \frac{1}{6} l$ , zwłaszcza dla mniejszych rozpiętości. -



Przy mostach stalowych jest natężenie dopuszczalne większe, a stąd i ugięcia są większe; nie, jeżeli chcemy, aby ugięcia były małe, musimy przyjąć większą wysokość belki, o 15-20%...  
 Waznym jest wzgląd na ter. niw. górne, zwłaszcza przy mostach kolejowych musi wysokość wynosić co najmniej 5.5 m., aby można było góra stężyć. Dla rozpiętości poniżej 25 m. przyjęmijemy wysokość mniejszą np. 2.5 m. i wtedy możemy się obejść bez ter. niw. Najgorzej jest przy rozpiętościach 30-40 m. gdzie belki są za niskie, aby brzośka było ter. niw. i więcej, a za wysokie, aby ter. niw. opuścić. - Wtedy dajemy z równowagi  $h = 5.5$  m. (3/5)

#### §. 14. Wyzwanie stali do budowy mostów

Co się tyczy stali, to zaczęto jej używać przy budowie mostów w Ameryce, n. p. przy moście w St. Louis na Missisipi. W Holandyi w latach 1870-78 robiono ze stali poprzernice i podwornice. - Most na zatoce Forth w Anglii, jest ze stali, podobnie we Francji most żurawny w Rouen zbudowany w r. 1885. - Wytrzymałość stali zależy od jej twardości, ale im stal jest twardsza, tem jest kruchsza, tak dalece, że pierwsze mosty w Holandyi okazały się niepraktyczne; nie zważano się do stali i drugi czas wcale jej nie używano. We Francji używają stali bardzo miękkiej o wytrzymałości 4200-4500 kg/cm<sup>2</sup>. - Dla większej rozpiętości używają stali o wytrzymałości większej mianowicie 5500 kg/cm<sup>2</sup>. - Rozumie się, że im dalej idziemy z natężeniami, tem most będzie cięższy; nie dla większych mostów użycie stali jest wskazane, ze względu na zmniejszenie ciężaru własnego. - Na kongresie w Paryżu 1890 r. postanowiono używać stali o wytrzymałości 4500 kg/cm<sup>2</sup>, a natężeniu o 40% wyższym, jak dla żelaza. -

Przy użyciu stali musimy uwzględnić:

1. Ważności materiału; jest ona bardzo wielka dla



wielkich rozpiętości. Koszt takich mostów jest znacznie mniejszy, mimo tego, że stal jest droższa od żelaza. - W Austrii także do tychczas rozporządzenie ministerjalne przyjmował także sam wyścieranie wytrzymałości dla żelaza zlewnego, lub stali bardzo miękkiej, jak dla żelaza. Tu nieopłaca się więc w tych warunkach budować mostów stalowych. -

2) Cena stali jest wielka, od ceny żelaza, ale różnica coraz bardziej się zmniejsza! - Przy budowie mostu w Pittsburgu nad Monongahale ( $l = 1057$  m.) zastosowano pomimo wyższej ceny jednostkowej przez większe stali 112000 fr. - W Austrii przy Kolei Korkalnej Ebersdorf budowano stalowe mosty blastarne i zastosowano 35%

3) Kruchoci. Stal wstarcza twarzą, jest bardzo krucha, i nie znosi żadnego obrabiania na zimno, bo wskutek tego cierpi bardzo wytrzymałości. - Cóż ona jest nadmieraj na błędy w materiałach i małe uszkodzenia. Przy więksim stali bardzo miękkiej (do  $n = 4500$  kg/cm<sup>2</sup>), można ją obrabiać prawie tak samo, jak żelazo spawalne, tylko drucik na nitki należy koniecznie wierceć. - Nitki przy mostach stalowych robi się, albo z żelaza, albo z bardzo miękkiej stali. -

## II Rodzaje belek ze względu na kształt

### § 15. Odstęp krzywizny i nachylenie

Siła działająca w krzywiznie  $P = \frac{1}{2} n l \sec \alpha$ , gdzie  $n$  jest liczbą podziału. Siła poprzeczna zmniejsza się od podpór do środka belki. - Przyjmując  $n$  i  $\alpha$  stałe, widzimy, gdy  $l$  zmniejsza się, to zmniejsza się  $P$  i przekrój  $A$ . Ten sposób jest powszechnie używany. Możemy także przyjąć stały przekrój i stałe nachylenie, a w takim razie zwiększa się liczba podziału. Ale ponieważ krzywizna w tym wypadku nie przeciwna się w węzłach (fig. 32), więc ten sposób zarzucono. -



Mozemy także przyjąć  $A$  stałe i  $n$  stałe, a  $d$  zmienne; takie mosty

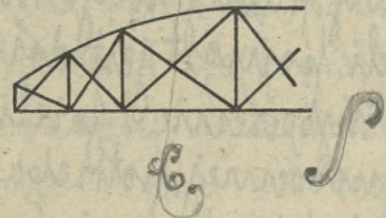
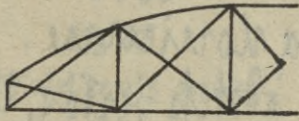
fig. 32



dawniej budowano, ale dziś już zarricono ten rodzaj. Obecnie niywaru jest tylko ten pierwszy sposób, gdzie  $d$  i  $n$  są stałe. - Przy belkach zbieruich, gdy wysokość ich jest mała, wtedy ostatni przedział

dzieli się na dwa, albo na więcej, aby nachylenie przętów nie było także zbyt małe (fig. 33).

fig. 33



### §16. Gęstość kraty

Otrzymałismy teoretyczny wzór na objętość kraty, w którym  $n$  nie było zawarte; zatem ilość materiału kraty, nie zależy od ilości podziału. Ale w praktyce jest przeciwnie, bo im więcej przedziałów, tem przekroje są mniejsze i na wybożenie, musimy więcej materiału do dawać, bo  $\frac{1}{d}$  większe. -

Oprócz tego tracimy więcej materiału na połączenia, a wreszcie mogą wypaść przekroje tak małe, że z konieczności musimy dać większe, jak potrzeba. Ostatnie ilość materiału będzie większa.

Wice w ogóle korzystniejsza jest krata rzadka od gęstej. -

Z drugiej strony jednak przykracie rzadkiej odstępów wzdłuż sznurów, wice porównani w wzdłuż dajemy poprzecznicę, muszą być podłużnicę silniejszą. Istnieje wice pewna granica dla odstępów wzdłuż. Wykosi ona wzdłuż dla mostów drogowych 2-3 m. dla kolejowych 4-5 m. wyjątkowo 6-7 m.

### §17. Nachylenie krzyżulew

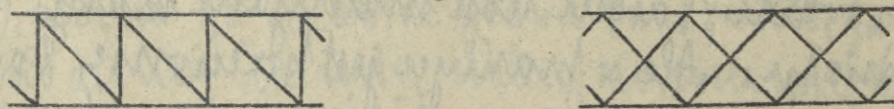
Poznaliśmy już w teorii mostów, że dla belek równoległych, o kra- cie równoramiennej, najmniejsza ilość materiału jest potrzebna



dla krzywulców, jeżeli  $\alpha = 45^\circ$ . Jeżeli  $\alpha$  przyjmujemy  $40^\circ$  lub  $50^\circ$ , to ilość materiału wzrosnie o 2%. Zatem nie potrzebujemy się ci-  
 ile trzymać się tego, aby  $\alpha = 45^\circ$ . Dla kraty prostokątnej wywo-  
 si najkorzystniejszą  $\alpha = 54^\circ$ , jednak krata ta wymaga o 41%  
 materiału więcej, jak krata równoramienna; a dla  $\alpha = 45^\circ$ , 50%  
 więcej. Z tego wynikałoby, że nie należy używać kraty prostokątnej.  
 Ale przedstawia ona pewne korzyści:

- 1) Łatwiejsze utwierdzenie tężnic poprzecznych, które łączą się z słupkami. Jeżeli pomost jest górą, to sterzenie jest łatwiejsze, a wtedy przedzielniki można zrobić o kracie równobocznej; ale jeżeli pomost jest dołem, wtedy słupy są koniczne.
- 2) Wybozenie. Jeżeli mamy ten sam odstęp wzdłuż, to przy kracie równobocznej, potrzeba kraty podwójnej, co ze względu praktycz-  
 nych powodów zwiększa ilość materiału. - Co się tyczy wyboze-

fig. 34



nia, do otworu; wolta dla kraty przedziałowej jest nieco większa, zato siła także większa, dodajemy więc prawie to samo na wyboze-  
 nie. -

Obecnie prawie wyłącznie używana jest krata prostokątna, zarówno dla mostów o pomostach dołem; zaś dla mostów o po-  
 mostach górą, można też użyć kraty równobocznej. -  
 Przy belkach o pasach zakrzywionych, nie może być nachylenie krzywulców stałe; staraliśmy się tylko, aby przekłady były

fig. 35

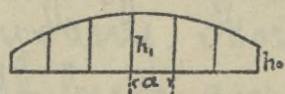
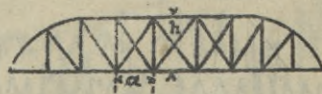


fig. 36



nachylone średnio pod kątem  $45^\circ$ . Chcąc to uzyskać przy-  
 mujemy odstęp wzdłuż  $a = \frac{h_0 + h_1}{2}$  (fig. 35)..... 10.7

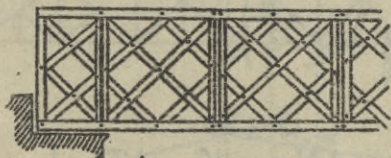


Winter podaje dla belek zbieranych parabolicznych  $a = 0.73h, \dots 11.)$   
 Przy projekcie mostu nad kanałem La-branche, przyjęto  
 równo stałe nachylenie przelotów, skutkiem czego odstęp przelotów wy-  
 nosił od 6-50 m. Dla belki Schwedlera poleca Winkler przyję-  
 ć wartości  $a = 0.8 - 0.95h$ .

### § 18. Krata gęsta.

Krata gęsta nie jest korzystna, mimo to używano jej dawniej  
 w zastępstwie siatki pełnej. - Belki kratowe zabrano naj-  
 pierw budować z drewna. - Następnie na wzór belki Towna,

Fig. 37  
 Most Kolei cent. szwajc.



budowano belki żelazne przy uży-  
 ciu żelaza płaskiego (fig 37), któ-  
 re jednak wymagały usztywnienia.  
 Wymagały one więcej materiału  
 70-150% więcej materiału.

Most na Wiśle pod Torwem o rozpiętości 121 m. był tego rodzaju. -  
 Był sopienny i najstarszy most na łódzie statym. Obecnie urząd-  
 ten zarricobno. -

### § 19. Krata rzadka. -

Tutaj robimy kryzylke cionione. przerobij ze względu na wy-  
 bawienie z kształtów, zaś sięgnij z żelaza płaskiego lub ka-  
 łówek. - Obecnie zwykle robimy sięgnia i zastępną z kształtów  
 i kształtów. Jeżeli sięgnia są płaskie, to daje się je wew-  
 natrz, zaś kryzylke z kształtów zewnatrz. Jednak to środ-  
 ki belki, gdyż siła poprzeczna zmienia zwał, jest per-  
 wa triduski, ponieważ oba kryzylke są tam cionione;  
 więc nieraz dlatego na żelazo płaskie niż na kształtów, albo  
 co lepszej dają oba kryzylki z kształtów, jedne wewnątrz,  
 drugie zewnątrz. - Jednak ta krata jest jeszcze za gęsta, więc  
 używa się jej tylko dla małych rozpiętości. -

### § 20. Krata bardzo rzadka. -



Dla większej rozpiętości używa się bramy bardzo rzadkiej. W takim razie musi być konstrukcja większe, o przekrojach zwykle symetrycznych. Obecnie używa się jedynie tego ustroju. - Zastrządy robi się także, jako belki kratowe. Przy bardzo wielkich długościach trzeba uwzględnić moment, wskutek ciężaru własnego kryształ. n.p. przy moście pod Cierna-woda natężenie w kryształach długości 198 m. wynosiło wskutek ciężaru własnego  $189 \text{ kg/cm}^2$ . - Ciężar dajemy z belki kratowej w jednym lub dwóch rzędach i przeprowadzamy je, albo przez igrzyska zastrządy, albo po obu ich stronach. - Liczba przedziałów zależy od wysokości belki i od rozpiętości i wymaga użycia 2-4 tny bramy. - Przy bardzo wielkich rozpiętościach nawet 4 krotna brama, daje za wielkie odstępy; w takim razie zawieszamy pasy (fig 38 i 39)

fig. 38

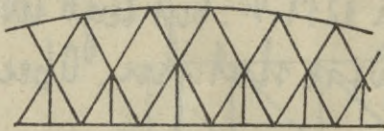
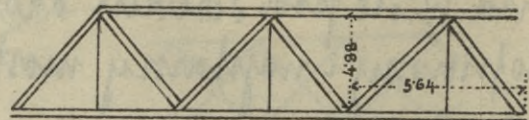


fig. 39

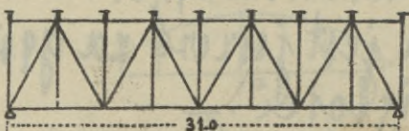
Most pod Newark nad Trentem.



### 520a. Krata pojedyncza równoramienna.

Dawniej były używane różne układy, ale je zarzucano. Obecnie używają tylko układu Warrena (najwięcej w Ameryce, u nas niewiele) n.p. most pod Newark nad Trentem fig. 39. Przy użyciu zawieszania drugorzędowego, zmniejsza się ciężar mostu o 4-8%. - Układ Warrena jest o tyle korzystny, o ile nie trzeba poprzecznie umieszczać w środku pomiędzy wierzchołkami, a więc dla średnich rozpiętości. Dla wielkich rozpiętości dobry jest ten układ, gdy pomost jest górą. Ale i dla małych rozpiętości używają tego układu n.p. most kolei miejskiej nad portem Thimbolda w Berlinie (fig 40). -

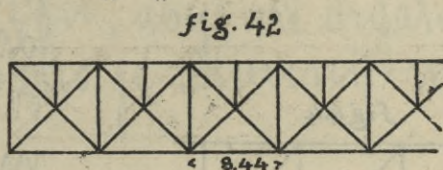
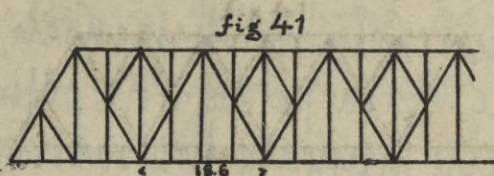
fig. 40



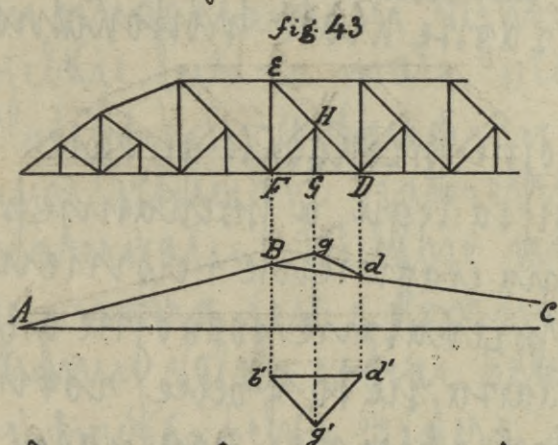
Największy most tego rodzaju, jest most o rozpiętości 122 m. nad Ohio (ujst. Ohio) pod Louisville w Arne-



ryce o rozpiętości 122 m. fig. 41. - W Austrii jeden z większych



wiaduktów pod Czernową na Węskowie ma także drugorzędne podparcie (fig. 42). - Pytanie jest, jak obliczać belki z drugorzędnym podparciem. Linia wprężona dla pasu w punkcie F, jest ABC. W punkcie



umieszczenia poprzecznic w G, zmierza się linia wprężona na ABgdC (fig. 43). Napięcie w HG, jest największe, jeżeli punkt G jest najmniej obciążony, a nie gdy na nim stoi jedno koło. Jeżeli iaden ciężar nie stoi na G, ani na części FD, wtedy na HG

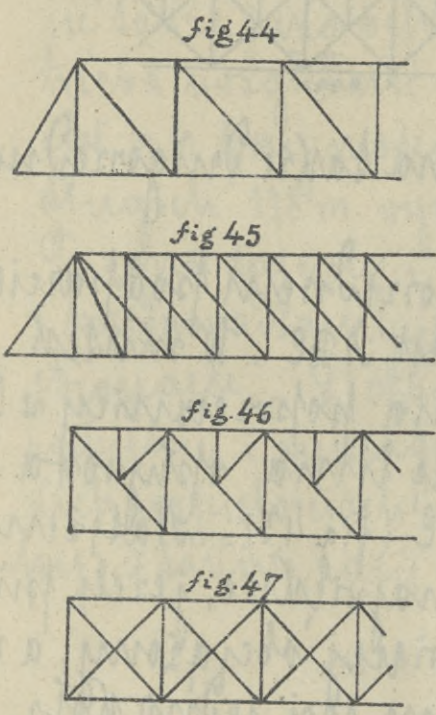
nie działa żadna siła, czyli siła równa się zero. - Latem linia wprężona przedstawia trójkąt b'g'd'. Największa zatem siła w HG, równa się ciężarowi pionowemu. - Co do FH, to jeżeli ciężar stoi w F, to on zupełnie nie działa, siła = 0, jeżeli ciężar stoi w G, to przenosi on część składowa ciśnienia ze stupa HG na węzeł F. Z tego widzimy, że C'H i HG obliczamy, wyznaczając je jako drugorzędne konstrukcyjne. -

## § 21 Krata prostokątna.

Nazywa się jej bardzo często, jako kraty rzadkiej, pojedynczej, podwójnej, lub potrójnej. Przekatnie robi się albo z żelaza płaskiego (bardzo rzadko), albo z katówek. Stopy robi się z kształówek, albo kratowe. My nazywamy tę kratę, pojedynczą, podwójną i t.d., w Ameryce nazywają je od imienia inżynierów, którzy je wprowadzili. -



N.p. Krata Prattia fig. 44 - Linvilla fig. 45 - Petita fig. 46 z dru-  
gorzednymi podparciami. Wedle  
doświadczeń kolei amerykańskich nie  
okazała się krata pojedynora odporod-  
nia i obecnie używa się przeważnie kra-  
ty złożonej fig. 47. Tu słupki są  
bardzo mało wzniesione, tak, że obliczo-  
my kratę tak, jakby słupków wcale  
nie było. -  
Przy belce Schuedlera stosowano do-  
tychczas także kratę prostokątną



§.22 Podwójne przekładnie giętkie  
 Gdzie słupki są tegie, a przekładnie pra-  
 cowałyby na ciągnięcie i ciśnienie,  
 dozwolony przekładnie podwójne gię-  
 tkie, a zdarza się to w belce równo-  
 ległej w środku belki, w parabolicznej zbieżnej na całej  
 długości belki. Można jednak użyć także pojedynczych  
 krzyżulców, ale muszą być tegie.

Co się tyczy ilości materiału, to wynosi ona dla kraty rów-  
 nobocznej prostokątnej:

	pojedynczej	podwójnej
teoretycznie	1.53	2.60
praktycznie	1.53	2.10

Dla krzyżulców podwójnych potrzeba więc więcej materiału.  
 Ale przy belce parabolicznej jest w ogóle krata bardzo słaba;  
 jeżeli potrzeba więc nieco więcej materiału, to są nad-  
 wyżka jest mała. Przy belce równoległej nadwyżka są  
 potrzebna jest w tylnych w kilku przedziałach.

Podwójne przekładnie giętkie cechuje prostota ustroju; ale  
 posiadają one tę wadę, że posiadają mały moment bez-  
 ładności przekroju, przy wstrząśnięciach bardzo drga-



ja, co wywołuje rozchylanie nitów. - Toteż w nowszych czasach na-  
wet podwójne krzyżówki daje się tegie, aby nie drgały. Aby  
drgania przekatnie usunąć, próbowano je sztucznie naciąć,  
ale dristo już zarzucono. -

### §23 Belka Rídera

Urządy mające kratę prostokątną, złożone są drożankie 1) Rídera  
i 2) Glover'a. Jeżeli połączenia są przegibne, w takim razie nie  
można sztucznie naciąć kraty pojedynczej; a jeżeli z powodu  
nieodkładności wykonania, niektóre długości są za  
wielkie, lub za małe, mogą niektóre przesy nie działać.  
Dlatego przy połączeniu przegibnem przedzie jest wskaza-  
nem sztucznie nacięcie, chociaż wymagają tego więcej  
materiału. Wielkość nacięcia sztucznego potrzebnego  
znowa jest z teorii mostów. -

Ważny przykład wzdzi belki Rídera:

1) Wzrostka belka Rídera, gdzie wywołuje się sztuczne na-  
cięcia za pomocą śrub w przekatach. Pas górny i śru-  
py są z żelaza łanego, zaś dolny i ścięgna z żelaza kute-  
go. -

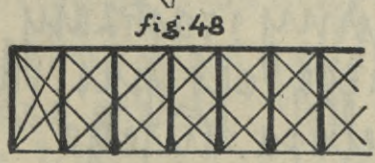


fig. 48

2) Podobny, ale nieco odmienny system używany w Ame-  
ryce, mianowicie urząd Whipple-  
Muirsky fig 48. Pas górny i śru-  
py są drewniane, zaś ścięgna i pas  
dolny żelazne. -

3) Belka Pratta jest podobna; pas górny i śru-  
py były drewniane (fig. 49), zaś ścięgna i pas  
dolny żelazne przy pierwszej kon-  
strukcyi tego mostu w r. 1840.  
Obecnie cała belka robi się z że-  
łaza. -

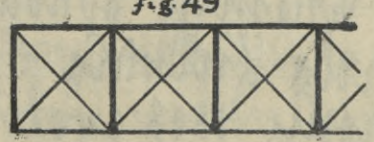
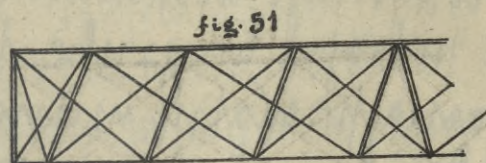
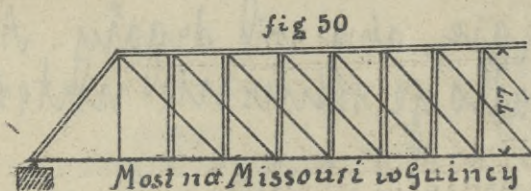


fig. 49

4) Belka Linoille'a ma pas górny i śru-  
py z żelaza łanego



nawoziników wcale nie ma (fig. 50).



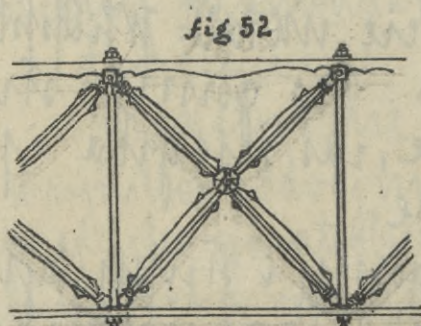
5) Belka Posta jest taka sama, tylko stopy ma ukośne, aby zaoszczędzić na ilości materiału. (fig 51) (Patrz „teoria mostów”).

### §. 24 Belka Glover'a

Przy belce Ridora sztywne nacięcie jest w krzyżulcach (krzyżulce są ciągnięte). - Przy belce Glover'a również stopy są sztywne nacięte. Ten ostatni układ jest dla drewna urządzony, jednak i dla żelaza został użyty. Jakiś dwa rodzaje: układ Jonesa (czyt Dionsa) Ameryka, należy już do historii. Aż tak on:

pas górny	z żelaza łanego
„ dolny	„ „ kutego
stopy	„ „ okrągłego
zastrzasty	„ „ łanego lub z katowek

Ważniejszą jest dla nas belka Schiffkorna. Jest to belka zbudowana zupełnie na zasadzie belki Glover'a. - Stopy wiszące są ciągnięte sztywnie



(fig 52), pas górny i zastrzasty są z żelaza łanego, zaś pas dolny i stopy z żelaza kutego.

Fig. 52 przedstawia nam krótko pojedynczą. Każdy zastrzast składa się z dwóch odrębnych części stykających się w środku w różny. - Ta belka była używana tylko w Austrii od roku 1857 w Galicji w czasie budowy kolei Karola Ludwika i wreszcie w Czechoch. - Aż w roku 1868 zwałił się most w Czerniowcach 57m. rozpiętości. - Późniejsze oblicze-



nia wykazały, że napięcie w belkach doszło do  $1400 \text{ kg/cm}^2$ . -  
 Nie obliczano wtedy dokładnie i tak w tych mostach dawano  
 z początku wzdłuż korynki obym samym przekroju. Po tej  
 katastrofie przerabiano te mosty w ten sposób, że skracano  
 rozpiętości przez stawianie filarów, albo dawano belki  
 o kilku ścianach. -

### §. 25 Wartości belek Radera i Flovea

Co się tyczy materiałów dla belek o szluzowym napięciu,  
 trzeba go więcej, jak dla belek zwykłych. Za belka Schiffkor=  
 na przemianowo to, że materiał (z elasa lome) był tańszy,  
 ale obecnie więcej z elasa lomego do budowy mostów w Aust.  
 rui. jest używane. Belka ta jest za mało tego, nadto  
 nie jestemny perni co do napięcia. - Słoby obliczyć, jaka  
 się trzeba wyżyć w każdej sribie, ale siły tej zmiernie nie  
 można. - A ponieważ sriby rozciągają się po pernym ora=  
 sie, więc niebezpieczeństwo co do napięcia jest wielkie. Porównaj  
 potężniejsza są tylko za pomocą srib, więc potrzeba wiel=  
 kiego i ciągłego nadzoru. - Tak górny składa się tylko  
 z pojedynczych srib, więc także jest za mało tego. - 'Tępi=  
 Kór' wcale nie ma. Także także jest zastawienie mostu,  
 i także transport; w razie zawalenia się mostu można  
 pojedynczo kawałki porbić i most na nowo złożyć. -  
 Porównaj most taki składa się z wielu kawałków, to jest  
 bardzo ciężki. Tak n.p. most na Grecie pod Glatra, cho=  
 ciar filar podmyły pochylał się o  $1/2 \text{ m.}$ , nie zawalił się,  
 tylko się odpowiednio wygiął. -

### §. 26 Wpływ ciepła na mosty wiatowe

1). Opisanie jednowarstwe. Jeżeli torysta są ruchome, to wyst.  
 kie wsi mostu przedmają się jednowarstwe, a skutek tego  
 otrzymujemy nowa belka, o trochę większych wymiarach.



a jeśli belka jest statycznie wyznaczalna, to nie powstaje prosto i ad-  
ne natężenie. - Przy belce o bracie wielokrotnej powstają już małe  
natężenia. Steiner obliczał i otrzymat  $\delta$  i  $\delta_{\text{eff}}$ . Jeśli zaś belka jest  
statycznie niewyznaczalna, n.p. belka taborowa, to tam zmienna  
ciężkości ma wielki wpływ na natężenia i musimy się z tem  
liczyć. -

2). Nierówne oporzenie pasów. Przy belkach statycznie wyznaczal-  
nych oporzenie nie nie szkodzi, belka się tylko wygnie; przy  
belkach ciągłych powstają natężenia, które są szkodli-  
we, a które już omawialiśmy.

3). Nierówne oporzenie krzywizn. Jeżeli krzywizne składają  
się z kilku wstęg, to w razie oporzenia jednej, inne silniej  
pracują, gdyż widać się w pierw wydłużenie o tyle, o ile wydłuży-  
ła się pierwta w skutek ciężkości. - Z tego powodu należy unikać  
żelaza płaskiego. - Ważne działanie siły wtedy wywołuje odna-  
śnienie, szkodliwe zwłaszcza dla połączeń. -

4). Nierówne oporzenie belek, wywołuje wygięcie mostu w kierunku  
nie poziomym, gdyż jedna belka wydłuża się. W skutek te-  
go powstają także natężenia skupiające na końcach.  
Jednakowoż ich nie uwzględniamy. -

5). Niejednorodny materiał. Każdy materiał ma in-  
ny współczynnik rozszerzalności. Stąd, jeżeli most  
składa się z kilku materiałów, to powstają różne na-  
tężenia wewnętrzne. Ponieważ żelazo łane jest w Austrii  
zabronione, więc można użyć tylko żelaza złączonego,  
spawalnego, spawalnego i drewna. Ale ich współczynniki  
rozszerzalności są tak mało różne, że wpływu z tego poro-  
du nie uwzględniamy. -

5/2





### III Ustrój pasów.

#### § 27 Wytrzymałość pasów. —

Pasy mogą być liczone na ciągnięcie lub ciśnienie. —

Przekrój łatwo obliczyć z wzoru:

$$A = \frac{S}{\gamma} \dots\dots\dots 12).$$

gdzie  $A$  jest przekrojem wytecznym t.j. po odciągnięciu drin na nity. Dla pasu ciśnionego jedni odciągali drinny na nity, inni nie, inni znow odciągali pozostałe drinny. Dla odciągamy drinny na nity, gdyż one nie spełniają szerokie otwórk, a nadto wytrzymałość łańcucha kutego na ciśnienie jest nieco mniejsza, jak na ciągnięcie. Jeżeli chodzi o gł. wybożenie, to musimy obliczać pasy wedle znanych wzorów n.p. wedle wzoru:

$$A = A_0 \xi \dots\dots\dots 13).$$

gdzie  $A_0 = \frac{P}{\gamma}$  jest powierzchnia obliczona tylko na ciśnienie, zaś  $\xi$ , współczynnik wybożenia. —  $A$  jest przekrojem wytecznym, zaś  $\xi$  zależy od  $\frac{P}{a}$ , gdzie  $a$  promień bezwładności. —

Pytanie, jak obliczyć  $a$ , czy dla przekroju wytecznego, czy dla pełnego? Otóż obliczamy  $a$  dla przekroju pełnego, a to dla tego, że przy wybożeniu nie gra roli jeden przekrój (poprzeczny), ale wszystkie przekroje. Doświadczenia prof. Föeppla wykazały, że wpływ drin na nity nawet pustych, jest nadzwyczaj mały, tak, że go trudno było sprawdzić. —

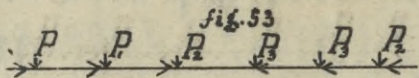
Dla większych wycięć otrzymat Föeppl regułę: dla uwzględnienia wycięć dodaje się do długości wolnej, długości wycięcia. —

Przy obliczeniu pasu musimy uwzględnić stosowane wybożenia, badamy więc, czy pas może się napiąć w stosunku pionowej, czy w poziomej. — Otóż inaczej jest pas podparty w stosunku pionowej. Tu przyjmujemy długość wolną równą odstępowi wartości  $a$ . Inaczej ma się rzecz przy ciśnieniu w stosunku pionowej. — Tu nie mo-



ziemy uważać wektor za punkt stały, chyba tylko wtedy, gdy wektory są dostatecznie ściśle teriminarni poprzeczny. - Jeżeli teriniki znajdują się w wektach, wtedy przyjmujemy długość wolną równą odstępowi wektor  $a$ . Jeżeli nie ma teriników, to właściwie nie wiemy, jak liczyć. Jednakże w nowych czasach zaczęto tę kwestję badać. - Zajmował się temy o tym nie prof. Jasiński. -

Wytrzymałość pasu na wybożenie w planaryjnie poziomej, zależy oczywiście od tempa i stopnia, albowiem im stopień jest terinny, tem mniej może się pas wybożyć. Należy więc stopni stopić i wyznaczyć ich przekroje. Należy jeżeli weźmiemy pas jako całość, to widzimy, że siły wektorowe wrostają ku środkowi, czyli, że



trzeba tu dla obliczenia pasu na wybożenie stosować inne wzory zawierające  $P$ . Wzory te pro-

dukt Jasiński, jednakże dla praktyki są one zbyt zawłe. - Według tych wzorów można wyznaczyć, że nie należy przyjmować całej długości belki, jako długości wolnej, tylko przedział  $pe$ , gdzie  $e$  jest pierwszym współczynnikiem równocześnie średnio 0.25. - Ponieważ zwykle jest przedział 8-10, więc dla praktyki wystarczy, jeżeli dla cisnień większych, a więc w środku belki przyjmujemy długość wolną równą  $2.5a$ , zaś dla mniejszych na końcach belki równą  $a$ . Z powodu nierówności tej okoliczności zaważa się kilka mostów, jak n.p. między Rybnem i Zell w Królestwie Prus w 1883. -

Odpowiedź tego chodzi nam o wybożenie pojedynczych części przekroju. Przekrój musi być taki, aby się nie tylko jako całość nie wybożył, ale i aby pojedyncze części się nie wybożyły. Odnosi się to oczywiście do blachy. Praktyczna wskazówka w tym względzie jest, aby blacha nie wytarwała wolno więcej, niż 15e, gdzie  $e$  jest grubością,



blachy. -

Działanie mimosirowkowe. Jeżeli krzywki nie przecinają się w osi ciężkości pasu, tylko na boku, to pas wygnie się w kierunku poziomym. Jeżeli jednak dobrze stężymy, to w takim razie nie dopuszczimy w rzę do takiego zginania. Przy małych mostach siły te są tak małe, że ich nie uwzględniamy. Przy większych mostach siły te są większe i wywołują nateżenia znaczne drugorzędne. Dlatego lepiej unikać tych nateżeń i łączyć sirowkowo krzywki z pasami. 18/6. 902

### § 28 Zasady ustroju pasów

- 1) Wycie bardzo grubych blach i kształtówek nie jest wskazane, gdyż mogą być błędy w materiale, które w grubej blasce trudno spostrzec. Blachy używane są w grubościach od: 8-16 mm, a nawet do 20 mm. Niżej 6 mm. nie schodzimy ze względu na rdzewienie.
- 2) Jest jeszcze jedna niekorzystna okoliczność, że blachy i kształtówki nie mają tego samego współczynnika sprężystości. Podczas gdy dla kształtek  $\epsilon = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ , to dla blach jest tylko:  $1700000 \text{ kg/cm}^2$ . Z tego wynika, że nateżenie nie równo rozdziela się na blachę i na kształtówkę, tak, że kształtówki będą mniej nateżone niż blachy. Łatem byłoby najlepiej, aby przekrój składał się z samych kształtek, ale ze względu na ustrojowy jest to niemożliwe.
- 3) Dla pasów o przekroju zmiennym, musi urządzenie być takim, żeby łatwo dozwalał na zmianę przekroju. -
- 4) Nie powinniśmy za wiele czekać nitować, aby nitki nie były za długie. Największa długość nitki jest 2,5d do 4d, a że największe d wynosi 26-28 mm, więc największa grubość nitowania wynosiłaby 70, a wyjątkowo 100 mm. -
- 5) Prostota urządzenia, tak, aby łatwo dać się wykonać. -
- 6) Nitki powinny być dostępne, aby je można zbadać, a



z danym wypadku wymienni. -

7) Zbiorniki wody należy iżnikai s. zn. takich kształtów w których woda może się zbierać; w starera wazkich szczelin trzeba się stredz, gdyż malowanie nie da się odnowić. - Jeżeli są wiersze zbiorniki, to mniej szkoda, bo łatwiej wysychają. Czasem dla odprowadzenia wody robią driny, lub powlekają zbiorniki asfaltem, ale to nie jest wystarerajacem. -

8) Ukroj powinien być takim, aby go łatwo potaćyć moirna z krata, popreucianki i terinitami. -

## §29. Pasy ciagnione

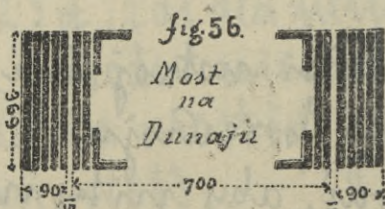
Mamy tu kilka rodzajai:

1) Pas lasmowy (Bandgurt) fig 54 - składa się z kilku wstęg jedna na drugiej poziomych poziomo. Jeżeli jest za wiele lasm jedna na drugiej, w takim razie daje się zamiast nich srebro. Wygląda pas taki ile jest za wazki, ma wiele zeteknieć. Obecnie nie jest używanym. -

fig. 54.

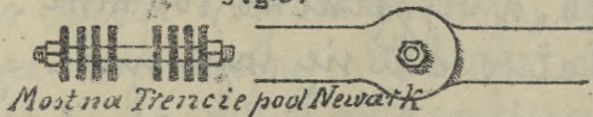


2) Pas taimowy pionowy (Streifen gurt) Tu są lasmy pionowe (fig 55), wskutek tego potaćeranie łatwiejsze. Jednak potaćeranie z popreucianki jest zawsze jeszcze trudne. Taki pas ma most kolei potćeranej na Dunaju. Takie przy mostach Schiffhornai były te pasy stosowane. -



3) Pas tancichowy składa się z pojedynczych ogniw potaćeranych sroczianki (fig. 57) Brzdziej pasu zmierniany zmiernajac ilośc ogniw. Bardzo często jest stosowany

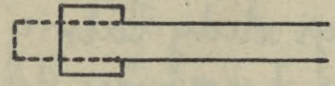
fig. 57





w Ameryce, czasami w Anglii, u nas wcale nie. Wada jego jest mala tegosci poproczna, ludzkiej trudnosci wykonania ogniw obronej dlugosci. W Ameryce posiadaja fabryki specjalnie urzadzone do tego celu. Dko wyrabianie w ten sposob, ze najpierw ugniatka sie wstega na koncu, a nastepnie wiecei sie diure (fig. 57a)

fig. 57a



*Perz corynwiec i cewki*

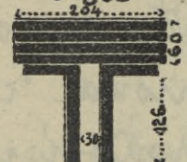
§ 30 Pastewy

Teraz przychodzimy do pasow niezranych dla cisnienia i czagnienia. Pastewy skladaja sie z kalosek i nakladek (fig 58), a deski to karkie z blachy stojacej (fig 60). W pierwszym razie moga byc jeden, co najwyzej dwa ni-

a fig 58 b

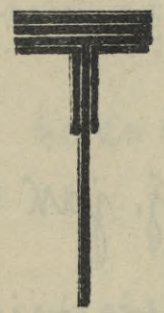


fig 59



Most kolej cent. w Swaj

fig 60

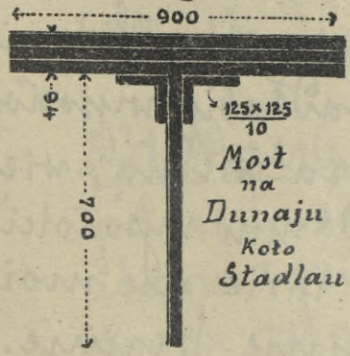


by niyte dla przytwierdzenia krzyzulec. takiego przekroju niezra sie wiec dla matych rozpietosci. Aby mozna dawac wiecei nielw daje sie kaloski nierownoramienne (fig 59). - Ale jeżeli tego przekroju niezjemy dla pasu dolnego, wtedy tworzy sie zbiornik wody. Dlatego lepiej niezyc blachy stojacej, do ktorej dadra sie przytwierdzi krzyzulec.

Niezrojajac blachy stojacej wysokiej dajemy kaloski nierownoramienne: fig. 60. -

Nakladki sa wykonane czasem nadzwy: rajnej szerokosci n.p. most na Dunaju koto Stadtau: fig. 61. Nie jest to dobre, bo latwo moze nastapić wybozenie istru: cerie pasu. Blacha stojaca przenosi si: ty z krzyzulec na pasy, a wiec musi byc odpowiednio gruba - zoiniast te: go daje sie ja tej czasem podwojna. I tej tej przyczynny nie niezra sie blachy cie:

fig 61

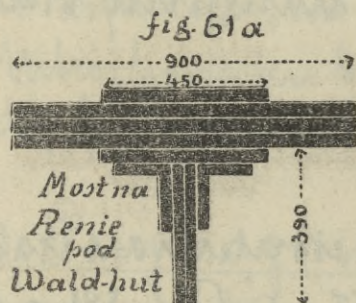


125x125 10 Most na Dunaju koto Stadtau



szej, jak 15 mm. Jeżeli potrzebne nity nie zmieszczą się na blacie stojącej, to przednianny krzyżulce do katówek i nisujemy je z katówkami; w takim razie wygina się odpowiednio krzyżulce, albo daje się podkładki.

Szerokość nakładek jest zwykle jednokrotna. Wyjątkowo daje się górna nakładka większa, dla oszczędzenia materiału, gdyi wtedy łatwiej zastosować zmniejszenie przekroju do teoretycznego przekroju: fig 61a.



Przekrój nakładki daje się łatwo obliczyć jest:  $b \cdot d$ . Jeżeli przyjmujemy matę szerokości  $b$ , otrzymamy wielką grubość  $d$

i na odwrót. Ale w pierwszym razie mamy drugie nity i mamy moment bezładności w kierunku poziomym, czyli mata tęgości w tym kierunku. W drugim wypadku mamy natomiast zniekształcenie przekroju, ale za mata tęgości w kierunku pionowym. Trzeba więc przyjmować coś pośredniego. Winkler poleca przyjmować szerokości nakładek dla mostów drzewianych:

$$\left. \begin{array}{l} \text{o jednym torze} \quad b = 150 + 4l \text{ mm.} \\ \text{o dwóch torach} \quad b = 150 + 8l \text{ mm.} \end{array} \right\} \dots \dots \dots 14.)$$

gdzie  $l$  jest rozpiętością w metrach.

Jeżeli nakładki wystają poza katówki więcej, jak 65 mm to minimum dać jeszcze jeden rząd nitów.

Co się tyczy blachy stojącej, to wysokość jej zależy jest od ilości nitów potrzebnych do przytwierdzenia krzyżulców. Dlatego dobrzeby było zaprojektować najpierw połączenia najbliższych krzyżulców, a z tego wypadłaby wysokość blachy. Jednak często wypadłaby ona za wielką, więc przyjmujemy ją od 150-300, a nawet do 700 mm wysokości. Jeżeliby blacha była bardzo wysoka, w takim razie nie możemy liczyć na to, że cały przekrój jednostajnie pracuje.



Co się tyczy katów, to się je przyjmuje według wysokości sił.

Inaczej mniej więcej przyjmować szerokość katów podle wzoru:

$$b = 60 + 2l \text{ m/m} \quad (2 \text{ + metrach}) \dots\dots\dots 15.)$$

Dla wyznaczenia grubości katów podaje Winkler dla mostu drewnianego:

- o jednym torze .....  $10 + 0.06l \text{ m/m}$
- o dwu torach .....  $10 + 0.08l \text{ m/m}$  } (2 + metrach) 16.)

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

Pasteony wzmocniony, na n.p. most na Weserze w Bremie

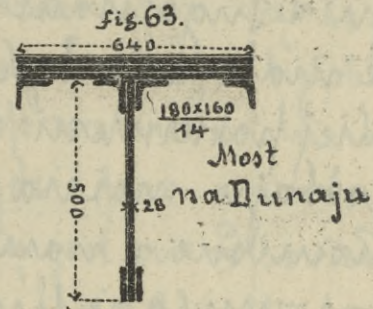
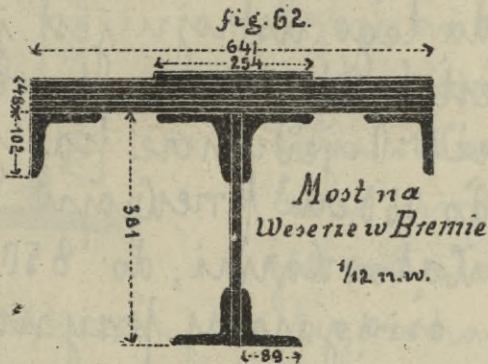


fig 62, lub most na kanale Dunaju w Wiedniu fig. 63. —  
Największe rozpiętości, jakie można osiągnąć przy użyciu tych pasów, są dla mostów drewnianych:

	o jednym torze	o dwu torach, lub rozpiętość mostu drogowy
belka równoległa ....	80 m.	45 m
„ ciągła .....	90 m	50 m
„ wieloboczna ....	100 m	60 m

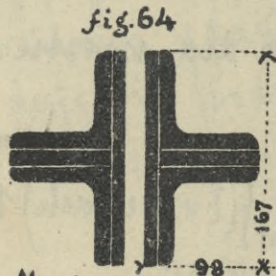
Przekroje, które występują mają najwyżej  $530 \text{ cm}^2$  powierzchni przy pasach teowych, a przy wzmocnionych  $650 \text{ cm}^2$

### § 31. Przekrój korzenny

jest często używany dla belek wielobocznych. Fig 64 przedstawia taki pas dla małych mostów. Korzyścią tego przekroju jest wielka tężość i ładny wygląd. Zato zmiana

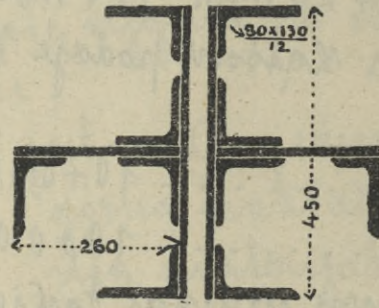


przekroju nie jest Tatra. Możemy to zrobić przez opuszczenie na



Most na Renie pod Grieshausen 1/6 n.w.

fig. 65



Most na Dunaju pod Ingolstadt 1/2 n.w.

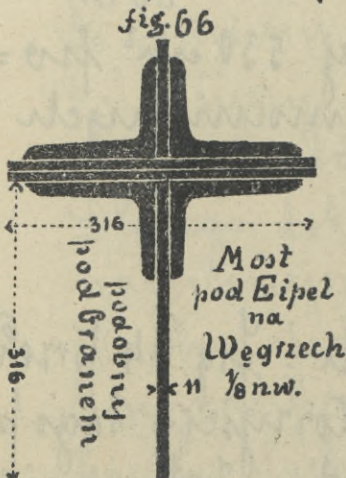
wiaderek i kalówek, a wreszcie przez zmianę wysokości kalówek. - Ale to ostatnie nie jest dobrym, ze względu na trudne połączenie z przykładkami. -

W ten sposób można budować większe mosty n.p. most na Dunaju w Ingolstadt fig. 65. - Wada tego ustroju jest jeszcze to, że malowanie takiego mostu jest trudniejsze, z powodu wielkiej powierzchni i wielu zagłębi. Pojedyncze pasy tego rodzaju można budować aż do 750 cm<sup>2</sup> przekroju, a wzmocnione z narisowaniem kalówek, do 850 cm<sup>2</sup>. - Z tego wynika, że teni pasami osiągną przy moście dwubelkowym:

	jednobokowym	dwubokowym lub sześciobokowym
belka równoległa ...	100 m	60 m
" ciągła ...	110 m	65 m
" wieloboczna ...	120 m	75 m rozpię =

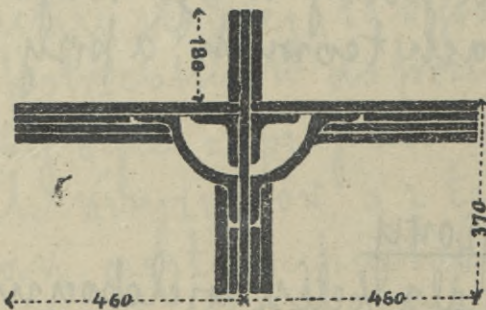
kości. -

Nie zupełnie podobny przekrój pasu ma most pod Ytrigoniem (Grauert) na Węgrzech (fig 66)



Most pod Eipel na Węgrzech 1/8 n.w.

fig. 67



Most na kanale Dunaju pod Wiedniem 1/5 n.w.

przy mostach wieleńskich Köstlinie i Battige międzytakże cwiernikowe. - Towar n.p. most kolei państwowej

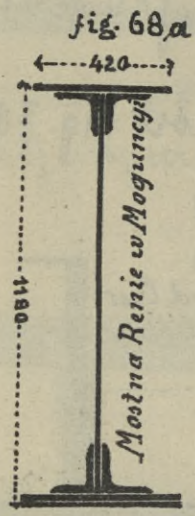
na kanale Dunaju fig 67. Tu dochodzi powierzchnia przek-



koju do 1090 cm<sup>2</sup>.

§. 32 Pas iowy w kształcie I i piakrowy

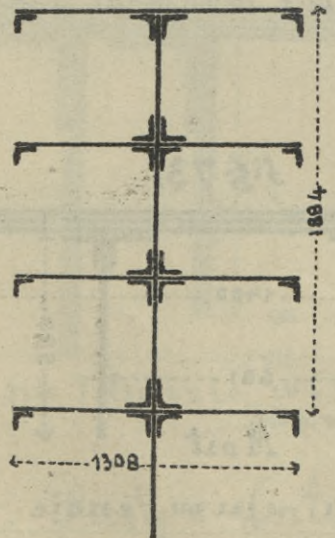
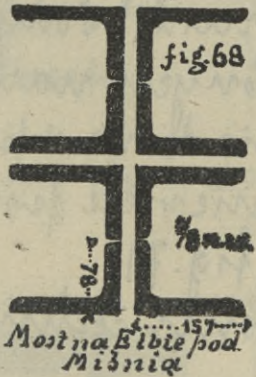
mogłyby być niższy przy wielkich rozpiętościach dla belek wielobocznych n.p. most na Renie w Moguncyi (fig. 68, a), ale tylko dla belki wielobocznej zbiernej, a to dlatego, że tu jest bródna zmidna przekroju. Nie da się więc użyć dla belek równoległych. Dalej bródnem jest połączenie z krynicałami, nareszcie ma małą wytrzymałość na wyboeczenie w kierunku poziomym. Za to wady dość wielkie. Niżej tego ustroju byłoby same wskazane, gdzie poprzecznice są umieszczone między wiertami, gdzie pas narazony jest na ztamanie, zresztą jest nieodpowiednie.



Pasy piakrowe.

Pas tego rodzaju przedstawia fig. 68. Jest to pas mostu na Łabie w Skisnie. Jeden z największych pasów tego rodzaju ma (starszy) most na Wiśle pod Jerezem fig. 69. Powierzchnia tego przekroju wynosi 1275 cm<sup>2</sup>.

fig. 69  
Most na Wiśle pod  
Jerezem (Ditschau)



1/53 m. wielkości

§. 33 Pasy teowe podwójne i wielokrotne

Jeżeli 2 lub kilka pasów o przekroju T umieścimy jeden obok drugiego i połącymy nakładkami, to uzyskamy większy przekrój. Tam zaś, gdzie przekrój mniejszy jest dostateczny, opuszczamy nakładki i łączymy pasy krata.

Korzyści tego ustroju:



1). żożna niżyci szeroki nakładek 2). żożna niżyci krzyżów  
o przekroju I 3). wielka tegożi poprzeczna dla lepszego połączenia  
poprzecznych części pasu (rozstawu i pasach ciżnionych) o tyle,  
ie dajemy w żęziach, a także między żęziami przepony.  
Wada tego pasu jest nierówne ogrzanie pasu przez stonice, astad  
niejednakowe natężenia. Zresztą ushój jest taki sam, jak pasu te-  
owego pojedynczego.

Przykłady: Pasy mostu na Dunaju pod Szariorst fig. 70

fig. 70

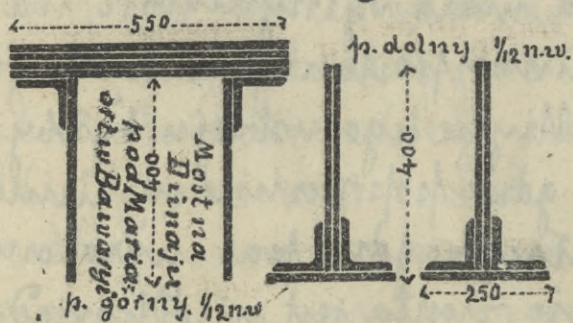
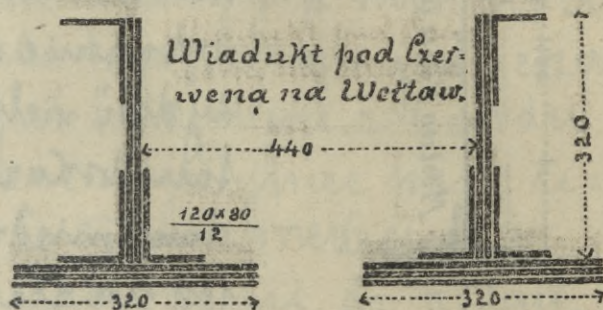


fig. 71



Ten pas dolny jest inaczej zbudowany, jak pas górny, a to dla-  
tego, aby nie tworzyły się zbiorniki wody. W żożnym razie,  
lepszym jest wykorzystanie osobnych nakładek dla obu czę-  
ści pasu dolnego, jak wiercenie żwiru i pasie jednolitym dla  
odprowadzenia wody, które niewiele pomaga. Pas wiaduktu  
pod Czerwena na Wettawie fig. 71.

Pas mostu na Renie i Kolonii cechuje się bardzo szeroko-

fig. 72

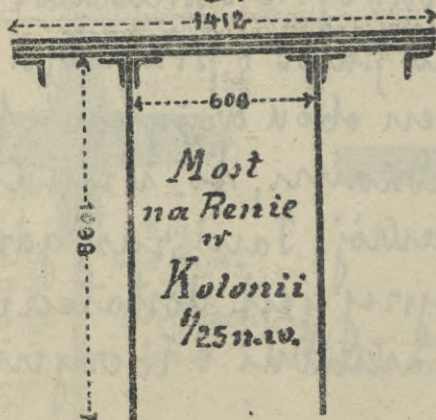
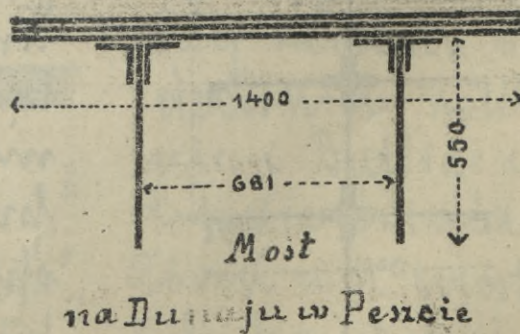


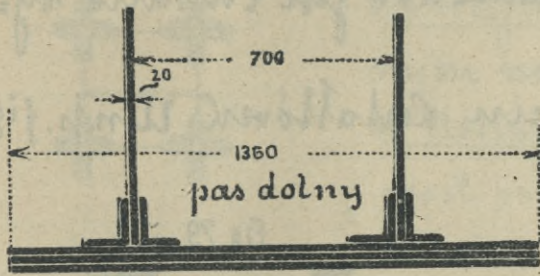
fig. 73.



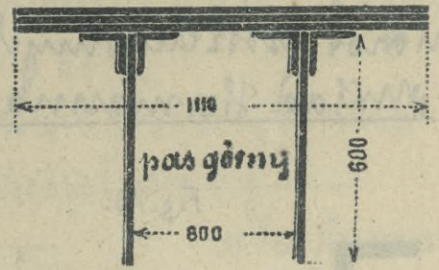
ka, nakładka (fig. 72); podobnie most na Dunaju w Percie (fig. 73).



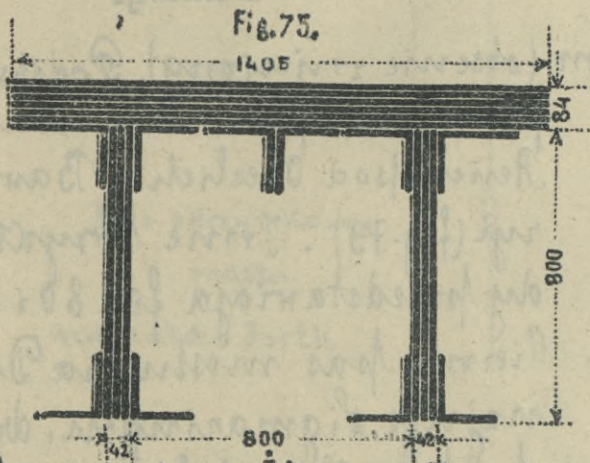
Wielki most pod Czernawodą na Dunaju fig. 74. - Most Iron-fig 74



Most pod Czernawodą na Dunaju



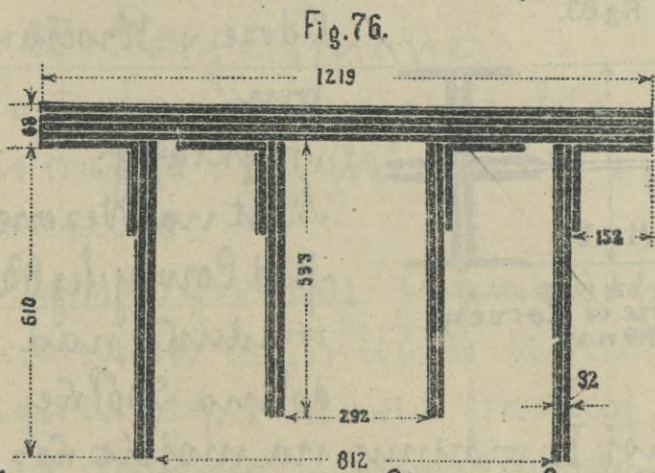
ciężka żelaza w Peszcie fig. 75. Przekrój całkowity tego pasu wynosi 2231 cm<sup>2</sup>; przekrój użyteczny 1894 cm<sup>2</sup>. - Największy pas tego rodzaju na most na Lecku w Hnilenbürge o



Most Franciszka Józefa w Peszcie

przekroju 2500 cm<sup>2</sup> (l=154m). - Ten rodzaj pasu jest bardzo często używany dla wielkich rozpiętości. - Co się tyczy odstępów blach, to można je przyjmować równym w przybliżeniu 1/20 wysokości belki. -

Wyjątkowo używa się więcej blach stojących n.p. pas mostu na Tamizie w Charing-Cross fig. 76. który ma 2 belki na 4 try tory (l=46.9m). - Przekrój przedstawiony na



Most na Tamizie w Charing-Cross

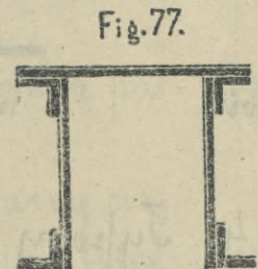


Fig. 77.

wiony na fig. 77, bywa często używany w Ameryce. -

§ 34. Pasy w kształcie litery U i H. -

Arkusze VI

Mosty kratowe i lamne

700 : 20 = 35



Te pasy są wykonane przeważnie dla belek wielobocznych, gdzie przekrój może się zmieniać, bo tu zwiększeniem jest zmiana wymiarów poszczególnych części.

Wkład Hermanna polega na nyciu kształtów U n.p. fig-78

Fig.78.

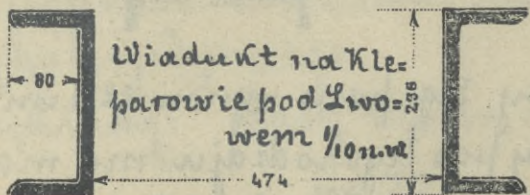
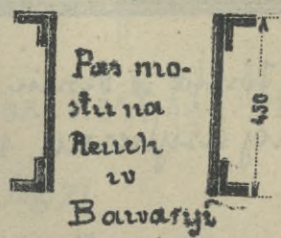


Fig.79.



pas wiaduktu na Kłeparowie pod Lwowem (obecnie zmiesiony).

Podobny przekrój ma pas mostu na Reuch pod Oberlich w Bawarii (fig.79). Inne przykłady przedstawiają fig. 80 i 81. Pierwsza pas mostu na Dunaju w Sigmaringen, druga pas mostu kolei berlińskiej nad portem Humbolda.

Fig.80.

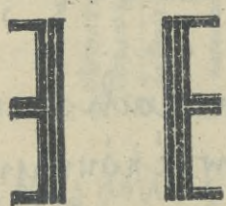


Fig.81.



Trzeci pas mostu kolei berlińskiej nad portem Humbolda.

Wkład Schwedlera jest kształtu leżącego J. Figura 82 przedstawia most na Odrze w Wrocławiu

Fig.82.

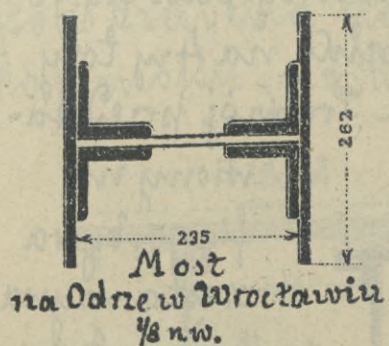
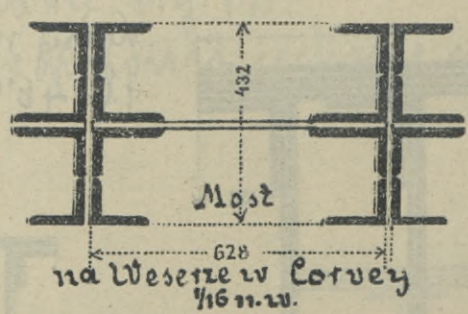


Fig.83.



stawia most na Odrze w Wrocławiu.

Przykłady: Most na Weserze pod Corvey fig 83. wiadukt nad doliną Gölke

na Hasku fig. 84. Typowy przekrój H widzimy na moście kolei miejskiej w Berlinie

Fig.84

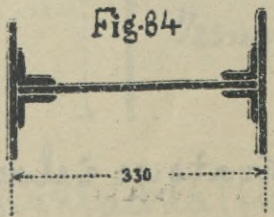
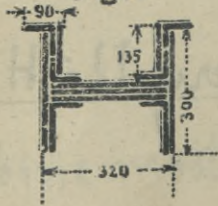


Fig.85

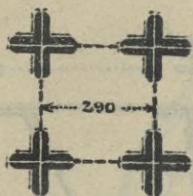


na Sprenie w Bellevue fig. 85.



Most Karoliny na Labie u Szpandowie fig. 86. Tu przechodzimy do pasów skrzynkowych.

Fig. 86.



3) skrzynkowy przekrój widoczny w pasie ciągnionym na zatoce Forth fig. 87. -

4) Ustrój Poulgo Ten kształt przekroju ma most na Izarze pod Grosshesselohe fig. 88. -

5) Pas Hermana na fig. 89. Wszystkie te pasy są materiałowe, więc są wycinane przekroje dla belki wielobocznych. -

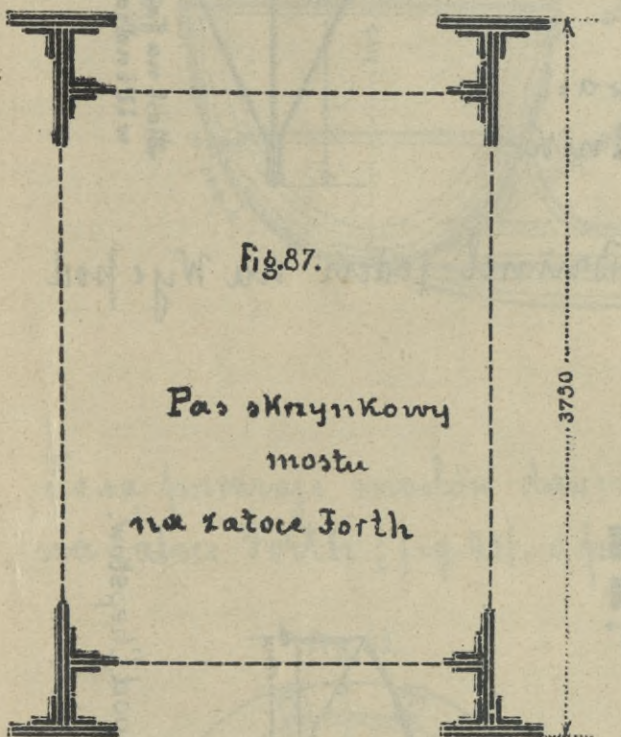


Fig. 87.

Pas skrzynkowy mostu na zatoce Forth

7/12

Fig. 88.

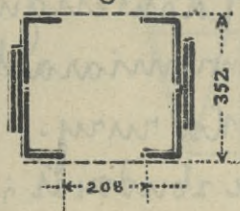
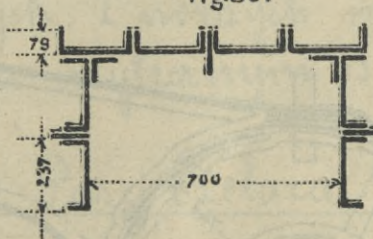


Fig. 89.



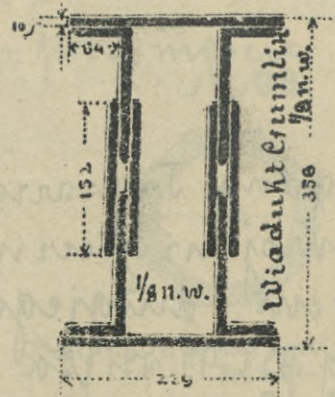
### s. 35 Pasy ciskione

Są to pasy pracujące tylko na cisknięcie; wycinane są bardzo rzadko i to tylko prawie w Anglii, bo są trudne do wykonania.

1. Pas skrzynkowy figura 90 przedstawia pas wiaduktu Crumlin w Walii. -

Figura 91 przedstawia przekrój wycinany przez Amerykę. - Pasy skrzynkowe mogą mieć przekrój półkałowy n.p. most na Tarris i Windsorze fig. 92. - Fig. 91 która przedstawia most Linville kolei Pittsburg-Chicago. -

Fig. 90.





Wszystkie te pasy są niekorzystne, gdyż bridny jest nadzór i nitów nie można wymieniać, chyba,

gdyby przekrój był dość wielki, aby robotnik mógł wleść do środka, to mogły by być użyte. -

2.) Pasy rurowe (Röhrengurt) używane są w takich wymiarach, że robotnik może wleść do środka rury. -

Dwa mosty takie zbudował inżynier Brunel jeden na Wye pod Chepstow fig. 93. -

Fig. 91.

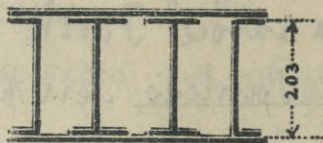


Fig. 92.

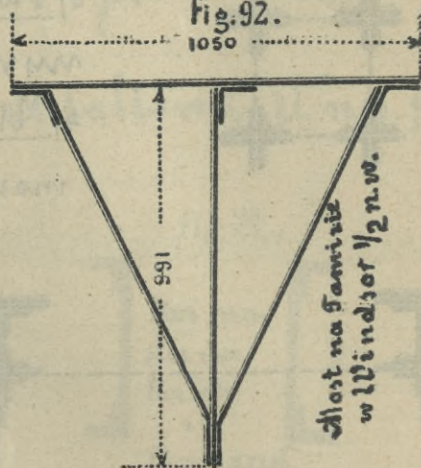


Fig. 93. a.

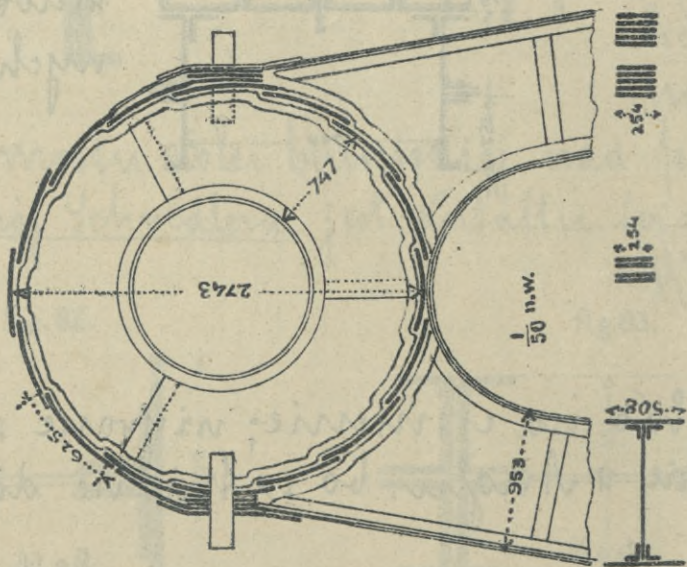
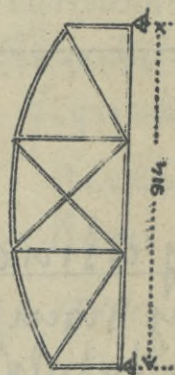


Fig. 93. b.



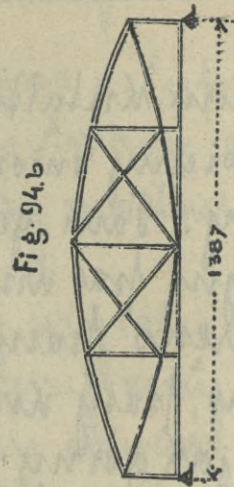
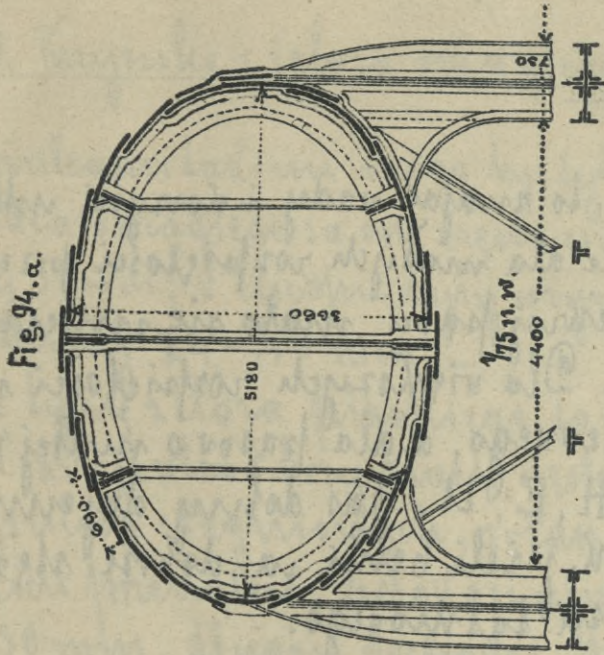
Most nad Wye pod Chepstow.

drugi na Tamarze pod Saltash fig. 94. - (str. 45)

Przekrój użyteczny pasu pierwszego mostu wynosi: 1200 cm<sup>2</sup>, drugiego 1870 cm<sup>2</sup>. -

Fig. 93 i 94 wzięta z książki Winklera p.t. "Vorträge über Brücken constructionen" str 87 i 88. -

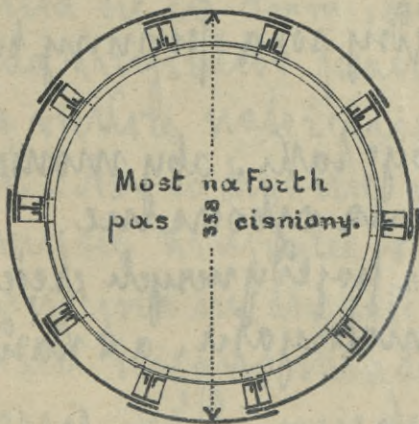




Most na Saltash.

To są przekroje mostów dawniejszych. Z nowszych mamy most na zatoce Forth (fig. 95), o przekroju nżytecznym 5354 cm<sup>2</sup>

Fig. 95.



§ 36. Pasy zielara lanego.

Pasów zielara lanego nie używa się teraz w Austrii; dawniej używano ich przy mostach Schiffkordna (fig. 96). W Anglii i w Ameryce używają ich nasenn n.p. przy belce Whipple'a fig. 97. -

Uprość tego używają ich w kształcie rur n.p. przy moście fig. 98

fig. 96



fig. 97

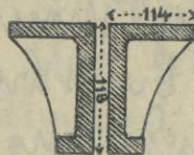


fig. 98



Pas Schiffkordna 1/10 n.w. Most pod Newark 1/10 n.w. Most na Ohio pod Louisville 1/15 n.w.  
 Worrena na Ohio pod Louisville (fig 98), gdzie zekhnienie poje=



dynmych części następnie za pomocą rys. -

### § 37. Wybor kształtu pasu

Co się tyczy wyboru kształtu pasu, to znając wady i korzyści ustrojów rozmaitych, możemy stwierdzić, że dla małych rozpiętości przekrój I jest korzystny. Tam, gdzie przekrój pasu mało się zmienia jest korzystnym pas krzyżowy. Dla większych rozpiętości używa się bardzo często pasu dwuteowego, a dla pasów o małej zmienności przekroju, pasy kształtu H, E, U. Pas dolny daje nam zwykłe łuki sam, jak górny; jednak, jeżeli belki są dobre skrzębne, to możemy użyć też dolnego pasu łukowego. -

## II Ustrój krzyżulek

### § 38. Zasady ustroju

- 1) Ustrój powinien być jak najprostsz.
  - 2) Połączenia krzyżulek z pasami i między sobą powinny być jak najprostsz.
  - 3) Przekrój rąbcałów i śrubów powinien być taki, aby moment bezwładności był największy ze względu na wyboczenie.
  - 4) Przy większych przekrojach składamy je z pojedynczych części, co ma te korzyści, że unikamy błędów materiału, a w każdym razie łatwo je odbrać. -
- 5) Połączenie z pasami może być, albo jednostronne, albo symetryczne. W pierwszym wypadku dają się rąbcały po jednej, a śruby po drugiej stronie. W skutek tego powstaje moment, a pas może być skręcony i zgięty. Mimo tego używa się połączenia jednostronnego dla mniejszych rozpiętości. Dla większych rozpiętości lepiej używać połączeń symetrycznych. -



### §. 39. Koryzule z zelara okrągłego i płaskiego

Koryzulekami barkami mogą być tylko ściągna i śruby wiszące. -  
Zelara okrągłego są one często używane w Ameryce o grubości dochodzącej 50 mm; w Europie były używane przy mostach Schiffhorna o średnicy 24-46 mm. -

Co się tyczy zelara płaskiego, to dawniej używano go dla wyprostowania koryzulek przy kracie gęstej; dziś używany jest tylko dla koryzulek ciagnionych, zwłaszcza przy wycieciu podobnych gibkich przekłani. Szerokość wynosi ciaradmi do 750 mm, grubość 20-30 mm, długość dochodzi 11 metrów. Jeżeli są potrzebne dłuższe koryzule, to potrzeba je spajać. -

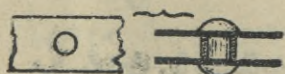
Barbro często używa się drógi wstęg, po obu stronach pasu, ciaradmi czterech; jednak, jeżeli jest wiele wstęg, to mogłyby być nierówne naciężenia, wskutek niedokładności zastawienia. W kwinicach wyrabia się zelara płaskie, w nimerach, których grubość zmienia się co 1 mm, szerokość co 1 cm.

Wada koryzulek płaskich jest to, że łatwo drgają, przyczem powstają wielkie naciężenia i niebezpieczeństwo rozchylania przetaci. - Aby to drganie usunąć używają rozmaitych środków:

1) Łaczą się koryzule z prętkami skrzyżowania, wskutek czego zmniejsza się długość fal drgania. -

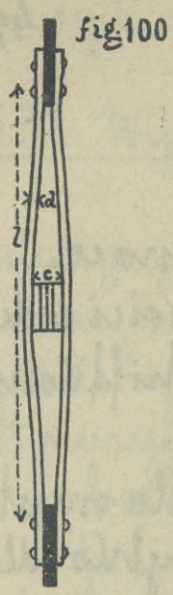
2) Jeżeli ściągna składa się z kilku wstęg, to łaczymy je nitami. Jeżeli między wstęgami jest mały odstęp, to wtedy wstawia się wkładki blaszane 50-60 mm szerokie. Jeżeli jednak odstęp jest większy, to w takim razie dajemy rozprutki, to znaczy okrągłe rury, przez które przechodzi nit. (fig. 99).

fig. 99.



3) W środku długości wkłada się wstawki, o nieco większej grubości, niż odstęp ściągciu, przez co się je naciąga (fig. 100). - Ale przez to naciąganie wywołuje się naciężenie w wstęgach;





Winkler oblicza je i dochodzi do wniosku, że grubość osłoni-  
ki nie powinna być większa, jak:

$$c = \frac{l - 60d}{360} \dots \dots \dots 17.)$$

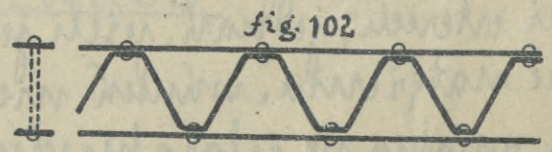
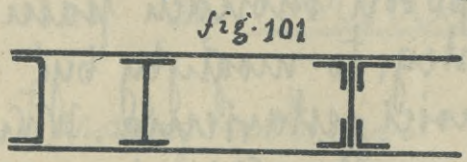
aby napięcie nie zwiększyło się o 50%; l oznacza długość,  
d grubość osłoni.

4). Drugi wielkim jezere odstepie wsteg n.p. 20-30 cm,  
raczy się je z niewielkych nieczynnach (złotawca z srodkiem)  
proporcjonalni kształtku U lub I (fig. 101).

5). Wyjątkowo może być użyta stal n.p. most na  
Rencle pod Oberkirchem z Badenie (fig. 102).

6). Możliwy wywołac małe słuczne napięcie,  
jeżeli się nieco przesunie śrubę na nit, jednakowoż to nie  
jest do polecenia.

Wada wsteg wielokrotnych jest jezere to, że się łatwo rozgre-



woja z skutek stowca, wyginają się nie, a napięcia rozdzielają  
się nierówno. W skutek tego z ostatnich czasach zamienia-  
ją zelaro plankie prawie zupełnie i używa się zamiast  
niego kształtów.

§. 40. Przekroje L, T, U.

Katowek używany tylko dla małych rozpiętości. Mają tę do-  
bra stronę, że katowem jest połączenie pasów.

Jeżeli przekroj nie wystarcza, to można go powiększyć przez  
stanisowanie nakładki. Jedną z rad tego ustrojil jest  
to, że połączenie nie jest środkowe (fig 103) - powstaje  
niec moment, katowka się wygina.

Robiono z tym względnie doświadczenia i przekonano się, że



nateżenia w takiej kalosce nie są równe, tak, że z tego powodu nie liczy się całego przekroju jako wytrzymały, tylko część n. p. odznica się połowę wystającego zębra kaloski

Przekrój I może być albo z kształtówki, fig. 104, albo może być z tworzywa z dwóch kalosek i z blachy n. p. most kolei Rudolfa fig. 105, albo z kalosek i nakładki n. p. most

Fig. 103.

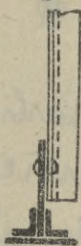


Fig. 104.



Fig. 105

1/6 n.w.

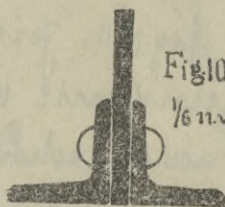


Fig. 106

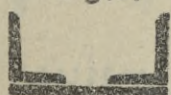
1/6 n.w.



kolei prądu niowej fig. 106. Przekrój ten przedstawia także połączenie z pasami, jest większy, ale połączenie jest niemonodukowe. Co się tyczy kształtów, to brzdno jest większe, bo za mało jest niemonoduków, a zatem ramiona jest zmienna przekroju. Kształtówki nadają się więc mniej do tego celu.

Przekrój II można by także mieć z kształtówki, jednak z tego samego powodu mało się ich używa, a nadto z powodu małego momentu bezwładności. Można też przekrój wykonać n. p. według fig. 107:

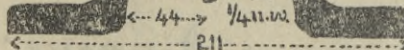
Fig. 107



§ 41 Przekrój w

Takaj także przekrój jest za mało zmienny (rys 108). W wypadkach tych przyprawkach, gdzie przekrój kształtówki jest za mało zmienny, mogą fabryki z większą grubości przekroju, przez rozszerzenie wałków. W ten sposób strzymuje się grubość kaloski, ale i to nie wystarcza. - 19/6. 1902

Fig. 108.



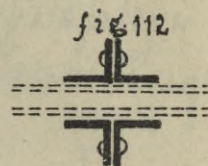
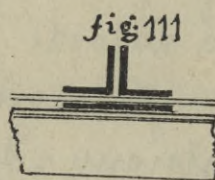
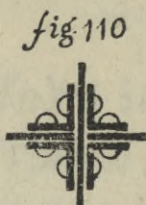
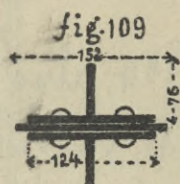
Most na Granie na Węgrzech.

§ 42. Przekrój krzyżowy

Przekrój krzyżowy bywa zwykle używany dla większych rozpiętości, z wyjątkiem bardzo wielkich. Dobrym jest dla większych rozpiętości, ponieważ połączenie z pasami jest dobre, porównania jego jest większa i znaczna tegoż w wypadkach kierunkach. - Mosty wrotowe ielanne



Próbna nie, zwykle z kilku kształtów n.p. wiadukt Tappes fig. 109,



lub wiadukt Brimlin fig. 110. Jeżeli krata jest wielokrotna, w takim razie brudnem jest przenikanie kryżulew. Aby to przenikanie ustrzec niygra kolej, północno zachodnią dla kryżulew i odskosnych, gdzie to przenikanie następuje, przekroju przedstawionego na fig. 111.

Dla umożliwienia przecięcia się z siegnamy, daje się odpowiedni odstęp, aby siegna przepuścić n.p. wiadukt na Dyji pod znaimem fig. 112. -

Najmniejszy przekrój kryżowy może się składać z dwóch kształtów fig. 113. -

fig. 113

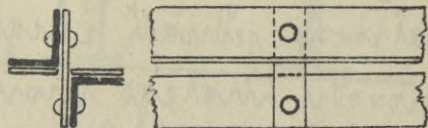
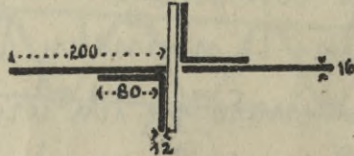


fig. 114



Jeżeli potrzeba, daje się pewien odstęp, a kształtki łączą się w dwóch kierunkach wkładkami. -

Gerber niygra przekroju przedstawionego na fig. 114 przy moście na Lechu pod Haufering. Prętkoje takie dochodzą do  $170 \text{ cm}^2$ , mogą więc być niygrane dla dość znacznych rozpiętości. -

### S. 43. Prętkoj rurowy.

Prętkoj rurowy i skrynowy niygrany jest z Ameryce; u nas w Europie niygra go z upodobaniem Flörling i Balthig w Wiedniu n.p. most na Kanał Dunaju w Wiedniu fig. 115 (nast. str.)

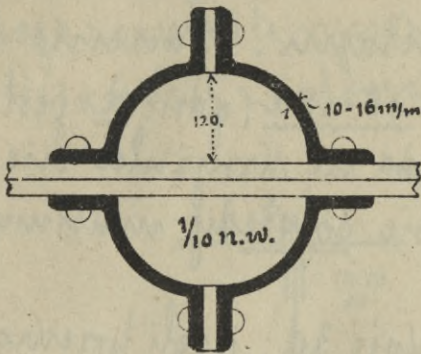
W Ameryce prętkoj ten jest częściej niygrany n.p. most na Ohio pod Louisville fig. 116 (str. nast.).

Prętkoje takie mogą być dość znaczne  $200-360 \text{ cm}^2$ . - Krata ten jest dobry, bo moment bezwładności jest wielki, wyglądają



dosyć łatwo, przecięcie z odleganiem jest możliwe. Ale trudno jest mieć tyle numerów kształtów dla zmiany przekroju. W Ameryce

Fig.115.



Most na kanale Dunaju  
we Wiedniu

Fig.116



Most na Ohio  
pod Louisville

używano dawniej bardzo wiele tych przekrojów, tak, że każda walcowana miała swoje patensowane przekroje. -

Podobnym do przekroju niowego, jest przekrój skrzynekowy. Taki przekrój jest dosyć używany n.p. Most na Wodze pod Twerem fig. 117.

fig.117.



Trzy moście na zatoce Forth użyto dla ciężkich przekrojów skrzynekowych fig. 118, zaś dla krzywoliniowych ciśnień niowego fig. 119.

Fig.118.

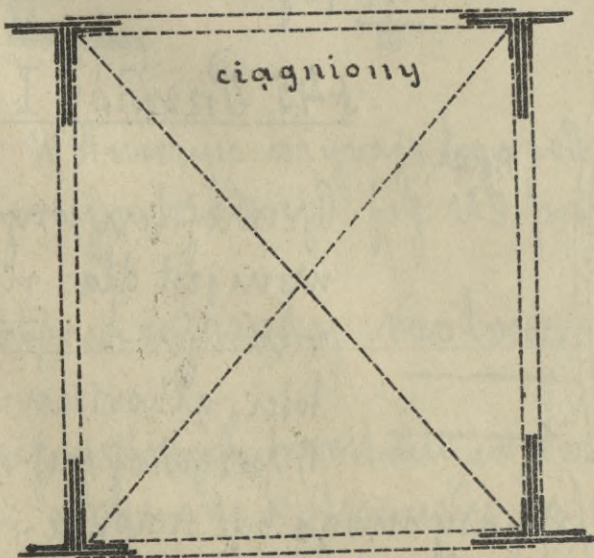
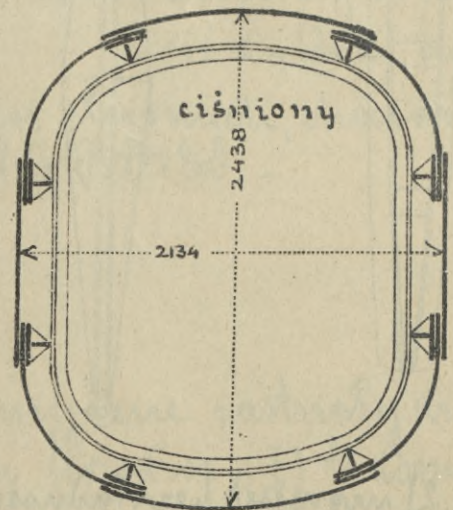


Fig.119.



Most na zatoce Forth



## § 44. Połączenia podłużne krzyżulew

Pojedyncze części krzyżulew łączymy nitami. Łaczenie to musi być dobre i trwałe; zwykły odstęp wynosi  $10-15d$ , gdzie  $d$  jest średnicą nitu. Jeżeli te części z których składa się krzyżulec nie przylegają do siebie, tylko są z pewnym odstępem, to wtedy musimy dać im wkładki (fig. 113).

Odstęp tych wkładek jest zwykle  $20-30d$ , szerokość  $3d$ ; jeżeli przewrój jest zbyt mały, to można rzadziej nitować.

Przy wielkich rozpiętościach trzeba dawać już rozporiki, które jednak są mniej dobre.

W Ameryce jest duża ilość niymania kraty pojedynczej i wielkich odstępów wzdłużnych; w obec tego są krzyżulec bardzo słabe i drżąją, a więc bardzo wielkie śliny. - Chodzi więc o zwiększenie momentu bezwładności. Z tego powodu zgrybiają w środku krzyżulec (fig. 120), albo je wzmacniają (fig. 121).

U nas rzadziej jest to niymanem; ale dla śrub, gdzie nie ma tych nitów, robi się nieraz także w ten sposób n.p. most nad Saara fig. 122. -

Fig. 120.

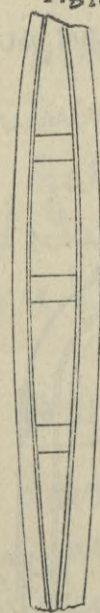
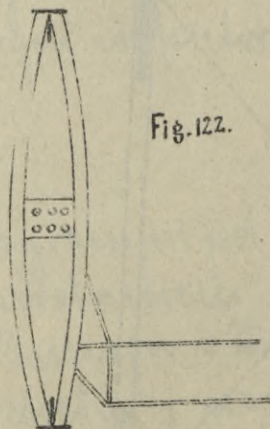


Fig. 121.



Fig. 122.



## § 45 Przewrój I

Przewrój ten niymany jest dla największych rozpiętości, albo iem:

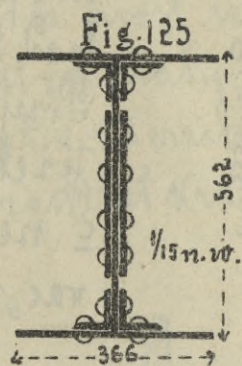
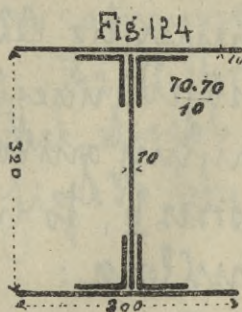
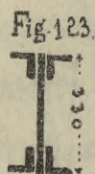
1) przewrój jest wiel-

ki, 2) moment bezwładności jest wielki, 3) pasy mogą być szerokie. -

Dla małych rozpiętości nie da się wcale użyć, bo wypadają za wielkie przewroje. Przedwzrostkiem muszą być użyte odpowiednie

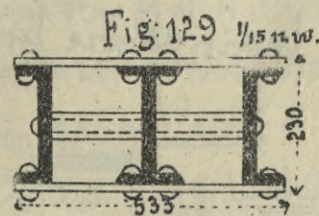
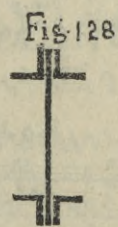
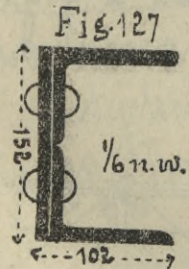


prasy. Tam gdzie używa się prasy drewnianej, tam można używać krzywulców o przekroju I. Najpierw można używać kształtówki I, ale zachodzi ta trudność, że odstęp blach pasa jest stały, a kształtówki mają rozmaite wysokości; używa się zatem przekrojów różnorodnych ze ścianki i z kształtek n.p. most na dolinie Thölke (fig. 123);



most na Sprewie w parku Bellevue w Berlinie (fig. 124) most na Garonne pod Bordeaux (fig. 125), most na Sececie pod Casarcana: ni w Rommii (fig. 126).

Jeżeli przekrój jest mały, to można użyć przekroju E n.p. most na Ebze (fig. 127).



Jeżeli krzywulce dające się przecinać, to możemy odwrócić kształt (fig. 128).

W Ameryce używają tego rodzaju przekrojów stojących, chociaż obecnie już rzadziej. Fig. 129 przedstawia belkę Pettit.

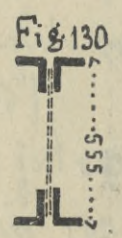
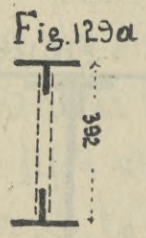
### §. 46. Zastrosy kratowe

W niektórych mostach są bardzo często używane zastrosy kratowe; mają one w stosunku do poprzednich przekrojów (I) tę korzyść, 1) że dla małej siły można się lepiej z przekrojem zastosować, ponieważ nie ma tu ścianki. 2) dla tego samego przekroju możn-



my uzyskać większy moment bezładności, przez co lepszy materiał wodociarny. 3) Kształt ostrza ładniej wygląda. -

Rozróżniamy dwa rodzaje tych ostrz: 1) układ niemiecki, 2) układ angielski. W liście niżej zarysujmy układ niemiecki (fig 129a i 130). Kształt może być pojedynczy (fig. 131) lub podwójny n.p. most na Renie pod Mannheim (fig. 132). -



Przy kształcie pojedynczym jest  $a = 2h$ . - Jeżeli oznaczymy grubość wstęgi przez  $c$ , szerokość przez  $b$ , to należy przyjąć: wzdł. Winklera:

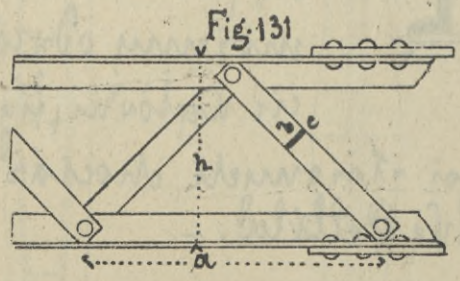
dla kraty pojedynczej }  $b = 0.17h$  } ..... 18)

                                  }  $c = 0.028h$  }

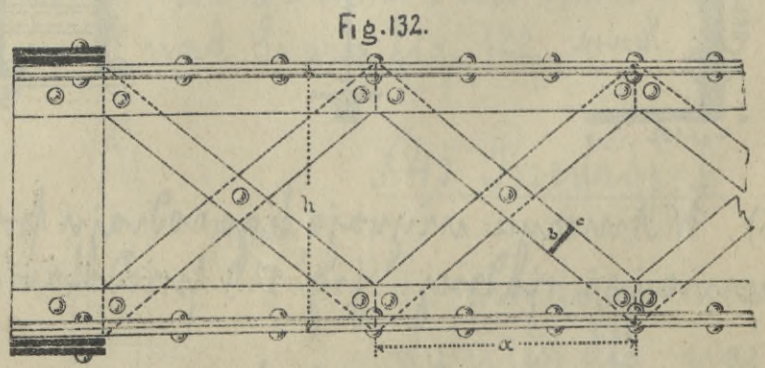
zaś dla: podwójnej, gdy  $a = h$  }  $b = 0.13h$  } ..... 19)

                                  }  $c = 0.0207h$  }

Pasy robimy, albo z kąsówek (fig. 130), albo z telara I (fig. 129a) Do telara I można także dobrze przytwierdzić kratę n.p. most na



Most na Lahnii w Lahnstein 1/15 n.w.

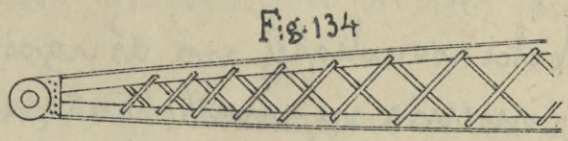
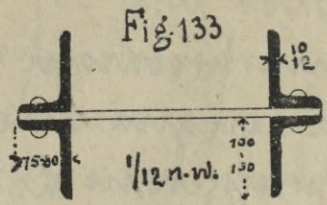


Most na Renie pod Mannheim 1/15 n.w.

Lahnii pod Lahnstein (fig. 129a). - Jeżeli są używane kąsówki, w takim razie przytwierdza się kratę jedynie, albo dwoma ścianami. Czasem odwraca się kąsówki n.p. most na Dinaju w Mariaort (fig. 133). Jedynakowi moment bezładności jest wtedy mniejszy, zato ostrza tak ładniej wyglądają. - Czasem

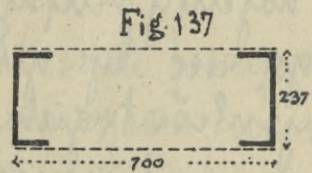
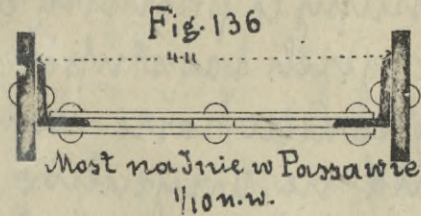
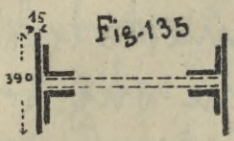


Łuki zastrosz może być lepszym ze względu na przecięcie się z drugim zastroszem. - W Ameryce wyciągają często zastroszów kra-



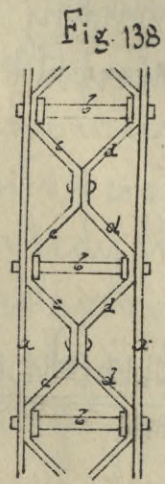
"Most na Alleghang"

townych z pasami zakrzywionymi n.p. most na Alleghang w Pittsburdze fig. 134. Jeżeli przekrój jest za mały, to dodajemy jeszcze nakładki. W ten sposób moment w kierunku poprzecznym jest większy. Fig 135 przedstawia zastrosz kratowy wyciągany dla



dla większych rozpiętości. Czasami daje się pojedyncze kątowniki i nakładki (fig 136), ale urządzenie takie jest gorsze, bo niesymetryczne. Hermann używa, jak zwykle zamiast kątówek zwrot n.p. most na Dunaju (fig. 137) kolei północnej w Wiedniu. -

Dotychczas omawialiśmy zastroszów kratowe urządzenia niemieckie: Kieps. Teraz omówimy urządzenie angielskie:



Ja to dwie wstęgi a, a (fig. 138) połączone dwoma słupkami b. oprócz słupków są jeszcze dwie wstęgi c, c i d, d odpowiednio powyżej i u dołu. Rozporci się z żelaza kutego i przechodzą przez rury z żelaza łanego. -

U nas urządzenie ten jest rzadko używane. - Takie zastrosz ma most drogowy na Płocie w Czerniowcach, zbudowany przez fabrykę angielską. -



§. 47. Ubrój braty w miejscu zmiany znaku napięcia. -

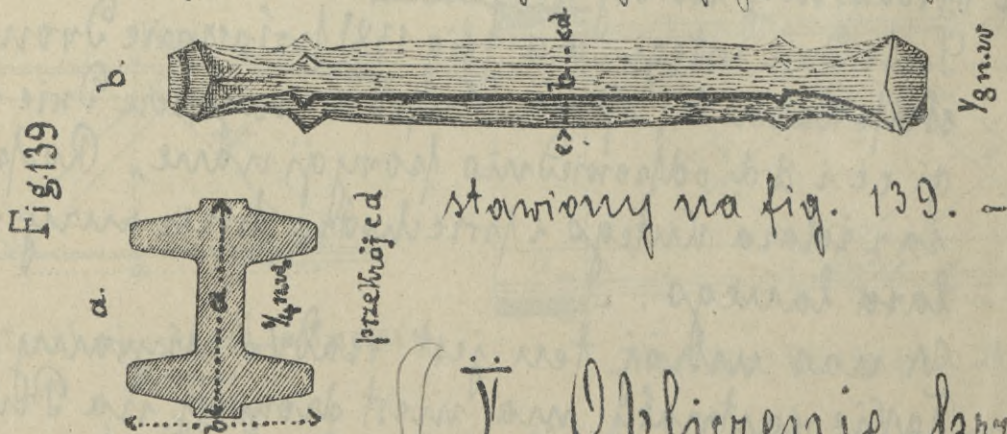
W belce równoległej na długości wychylenia przekroju wodno-  
wego zmienia się znak napięcia; tam też sięgana nie wy-  
starcza, tylko potrzeba więcej katów; przecięcie się katów  
może jednak nastąpić przez trudności. Dla braty prostokat-  
nej możemy dać przekładnie podwójne giębkie, a w takim razie  
odpadają trudności ich przenikania. Ale w ostatnich czasach  
zarricają w ogóle przekładnie giębkie. -

Jeżeli brata jest równoramenna, to, jeżeli z powodu proporc-  
nie dojemy słupów, to słupki te przenoszą ciśnienie, koryzulkę zaś  
mogą więc być giębkie; jeżeli zaś słupów nie ma, to trzeba więcej  
koryzulków tegich, a w takim razie muszą się one przenikać. -

Zasada przenikania się koryzulków jest: iż zawsze silniejszy  
koryzulec przechodzi w ciałoci, a słabszy przerywany, a zetnie-  
cie kryjemy. -

§. 48. Zastawy z zelaza łanego. -

Zastawy z zelaza łanego wyszły już z użycia. Przy mostach  
Schiffkorna miały one kształt przed-



stawiony na fig. 139. -

Obliczenie koryzulków

§. 49. Ogólne uwagi

Dla koryzulków pracujących na ciągnięcie obliczamy przekrój

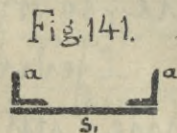
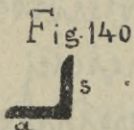


wyścieramy, to znaczy odciągamy drut na nitę. Dla korymulek i innych moznaby i sprawnie nie odciągać, lecz z przewodów podanych już przy obliczaniu pasów ciśnionych również drut na nitę odciągamy. -

Jeżeli połączenie jest mimośrodowe i takim razie trzeba to uwzględnić, albo w ten sposób, że obliczamy moment wywołany takim połączeniem, albo przy najmniej z mniejszemu materiałnie dopuszczalne o 10-20%. -

Linijki noszące poprzecznicę pracują także ze względu na siły poziome i ze względu na ugięcie poprzecznic. Wskutek tego posiadają natężenia drugorzędne; należy więc przyjąć natężenie dopuszczalne o 10% mniejsze. -

Inżynierowie Guillois i Rabut wykonali w szkole paryskiej drogę i mostów doświadczeni z próbami połączeniowymi mimośrodowo. Do tego celu użyli oni dwóch typów prób: jednego z samej kalówki (fig. 140) drugiego złożonego z dwóch kalówek i stęgi (fig. 141). W pierwszym wypadku punkt zaczepienia siły znajdował się w środku zebra s, w drugim w środku stęgi s. -



Przebadano się, że natężenie w części zagiętej przekroju jest zawsze większe, niż obliczone z wzoru:  $v = \frac{P}{A}$  naszym nawet więcej, niż gdyby reszta przekroju wcale nie było. Nadto okazało się, że gdy siła P była mała, to w zębach a występowało ciśnienie, przy zwiększeniu ciągnącej siły spadało do zera, a i wreszcie przechodziło w ciągnienie.

Jeżeli będą liczyliśmy natężenie kalówki przytwierdzonej jednostronnie względem  $v = \frac{P}{A}$ , to popełniamy błąd, który może dojść do 100, a nawet 200%. -

Dlatego już przed tymi doświadczeniami nie licono całego przekroju kalówki, tylko część n.p. Velflik opuszczał połowę przekroju zęba. -



W belce sprósz natężeni drugorzędnych w skutek niemożności korych  
 powraceni, powstają także natężenia drugorzędne w skutek stałego  
 utwierdzenia pretów (zamiast przegibnego). Powstają one tam, gdzie  
 siła poprzeczna i moment jest największa; najmniej korzystnie 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 jej części belki przyjąć natężenie dopuszczalne  
 mniejsze co najmniej o 20%

### § 50) Wybrzmotosi na wyboczenie

Wskazujemy tu znane wzory. Ale w tych wzorach przychodzi słom-  
 nek  $\frac{l}{a}$ ; chodzi nam zatem najprzód o  $l$  długość wolna. Musimy  
 bowiem rozróżniać długość wolna w płaszczyźnie belki i długość  
 wolna w płaszczyźnie prostopadłej do belki:

1.) W płaszczyźnie belki.

Jeżeli mamy pretoczenia przegibne, a belka jest połączona, to  
 $l = l_1$ ; jeżeli pretoczenie jest nielocowe, to pret jest utwierdzony,  
 więc należałoby przyjąć, że  $l = 0,78 l_1$ . - Jednak najczęściej nie  
 uwzględniamy tego, bo utwierdzenie nie jest tak zupełnie sta-  
 łe, zatem  $l > 0,78 l_1$ .

Jeżeli koryzulec przecina się z innym koryzulem, to o takim  
 razie możemy przyjąć, że punkt koryzowania jest punktem  
 stałym, a zatem że

$$l = \frac{l_1}{2}$$

Jeżeli koryzulec leży łamiennie z koryzulem obojętnym, to ponieważ  
 ten ostatni może się z łamieniem poddać, lepiej przyjąć o 1/4  
 $l$  mianowicie:

$$l = \frac{3}{4} l_1$$

Przy kracie wielokrotnej, jeżeli nazwiemy długości jednej  
 części między dwoma punktami przecięcia  $l_2$  (fig. 142), to  
 możemy przyjąć:  $l_1 = 1,5 l_2$  (fig. 142 na stron. 59).







Jeżeli dla większego stosunku  $\frac{l}{a}$  obliczymy przekrój. -

Jeżeli zastrosy są drinje n. p. 6-10 m, to spływa ciężaru własnego i wiatru jest już taki, że należałoby dodać 4-8% przekroju. Przy bardzo wielkich mostach zastrosy mogą sięgać do 50 m, tam już trzeba dokładnie obliczyć spływ ciężaru własnego i wiatru. -

## VI Potaczenie pasów z brzytulkami

### § 51. Sposoby potaczenia. -

znamy dwa główne sposoby tarcia brzytulek z pasami:

1) potaczenie nitami 2) przegibne.

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

1) Ciśnienie na ściankę driny. -

Jeżeli narcienny je  $v_2$ , to  $v_2 d \cdot g = P$ , gdzie  $d$  jest średnica ni =  
 $l$ ,  $g$  grubość blachy; zaś ze względu na ścieżkę sworzni  
 jest  $P = \frac{d^2 \pi}{4} T_1$ . - Z porównania wynika, że  $v_2 = \frac{d}{g} \cdot \frac{\pi T_1}{4}$

Widzimy więc, że  $v_2$  jest proporcjonalne do  $\frac{d}{g}$ , a zatem, jeżeli  
 mamy jeden sworzni, a kilka nitów, to dla tej samej siły  $P$ ,  
 średnica sworzni musi być odpowiednio większa, czyli przy  
 tej samej średnicy  $d$  musi być  $v_2$  większe, albo dla tego samego  
 $v_2$  musi być  $d$  większe. -

Z drugiej strony, albo trzeba przyjąć  $d$  większe niż potrzeba,  
 ze względu na ścianki, aby zapewnić pewne podwyższenie równa-  
 nia, albo trzeba by grubość blachy  $g$  zwiększyć, co też w takim  
 razie szybko robimy przez narządowanie blach. -

2) Jeżeli sworzni jest niezupełnie dostosowany do driny, to  
 w takim razie powstają wielkie wstrząśnienia, zjawiska przy  
 zmianie znaku natężenia. Z tego wynika, że robota musi  
 być nadzwyczaj staranna i dokładna. Dobrymi muszą być  
 już do tego i myśli nie uświadzone. Głównym to jest zjawisko



dla małych mostów. x 12/12. 1901.

13/17. 3) Przy obciążeniu powstają przy potańczeniu przegibnem małe obroty korzyneków, a wskutek tego muszą się stworzyć zuzycia. W praktyce jednak okazuje się, że to zuzycie jest prawie żadne, a to dla tego, że obroty są prawie nieznamne. -

Wykonanie otła musi być bardzo staranne, długości korzyneków muszą się zgadzać wedle warunków dostawczych w Ameryce na 04 mm.

Przy użyciu nitów nie potrzeba takiej dokładności.

4) Wskutek nitowania powstają natężenia drugorzędne, ponieważ korzynek nie mogą się obracać. Jak się rzecz ma przy potańczeniu przegibnem? Teoretycznie nie ma samych tych natężeń, lecz w rzeczywistości są one, a to z tego powodu, że powstaje tarcie i to tarcie musi być opierem przedwyciężone, nim nastąpi obrót. Dowodem tego są stworzone wyjęte ze starych mostów, które nie są prawie nie zużyte. Tarcie to jest tak znacznem, że dopiero przy natężeniach drugorzędnych, które wynosi około 30% natężeń głównych, następuje obrót. Przy potańczeniach przegibnych mamy zatem te korzyści, że natężenia drugorzędne nie mogą przekroczyć pewnej granicy. -

5) Stomcuchy na rozpinaniu są nieodpowiednie, zwłaszcza przy użyciu żelaza łamego. Z tego powodu zwłaszcza w Ameryce, gdzie częściej używano żelaza łamego, było wskazanem użycie potańczeni przegibnych

6) Zestawienie przy potańczeniu przegibnem jest niemożliwe, bo niemożliwe jest zestawienie na niestworzeniu. Ważnem jest to dla mostów wojennych. W Ameryce, gdzie robocizna jest bardzo droga, ma się ochotę znać na spisywa kosztu. Dopuszczono to sam do tego, że zestawienie mostów odbywa się sam bardzo szybko n.p. w jednym wypadku zestawiono most 40 m. rozpiętości 20 robotników w jednym dniu, w drugim 76 m. rozpiętości w 3 dniach, wreszcie w trzecim most o rozpiętości 75 m. w 16 godzinach. Niemożliwem było =



było przy nitowaniu. -

7) Przy połączeniach przegibnych także próbować niektóre sorty, tak, iż w Ameryce próbują się wszystkie sorty; precyzyjnie u nas tego nie można zrobić, tylko próbują się niektóre części. -

8) Przy nitowaniu mamy skutek potrzebny; przy połączeniu przegibnym jej nie ma, bo dajemy potrzebny sila tak, żeby wybrzmienie jego było niehorą, aniżeli siła pełnego; miejsce niebezpieczne więc nie jest w węzle, tylko w środku przęsa. Wycie połączenia przegibnych jest więc bardziej elastycznym

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

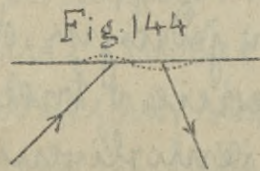
10) Wybrzmienie na wyboczenie jest mniejsze przy połączeniu przegibnym. -

11) Przy połączeniu przegibnym odpadają zekurzenia pasów, bo w czasie ciągnięcia przynajmniej części pasu w każdym węzle także się przegibnie. -

12) Siły nie rozdziela się na nitki zupełnie równo. Obecnie skłaniają się inżynierowie do tego, że połączenia nitowane są lepsze. Połączenia przegibne są używane tylko w Anglii i w Ameryce, a i tam obecnie tylko dla niektórych rozpiętości. - 30/6.

### §. 52 Pokozenie punktów przecięcia się sznurów. -

Przyjmijmy że mamy połączenie przegibne, w takim razie wszystkie siły działają równo. Jeżeli by jednak osi sznurów nie schodziły się z osią pasu (fig. 144) z jednym punktem, to powstanie naciężenie drugie. Musimy zatem dążyć do tego, aby tych naciężeń nie było, aby osi prze-









Nity obliczamy na scimanie, przytem kreba jezce obadac cisnienie na scianke driny. Przekroj nitow obliczamy wedle sily P, dzialajacej w precie. Latem:

$$P = A \cdot \tau_1 = \frac{d^2 \pi}{4} n \cdot \tau_1$$

Znajac P,  $\tau_1$ , d, obliczamy n ilosci nitow;  $\tau_1$  przyjmujemy 600 kg/cm<sup>2</sup> wedle rozporzadzenia ministerjalnego dla cisnienia o tym samym znaku; jezeli za cisnienia zamieniaja znak, przyjmujemy 500 kg/cm<sup>2</sup>. Dla obliczenia ilosci nitow podaje Leber tablice.

Przy obliczeniu kreba mowiac, czy nity sa raz ciete, czy dwiciete. Po obliczeniu ilosci nitow badamy, czy natężenie scianki driny, nie jest za wielkie, zatem:

$$P = n \cdot d \cdot g \cdot \tau_2 = n \cdot d \cdot g \cdot 1400$$

Do tego celu mamy takie tablice. -

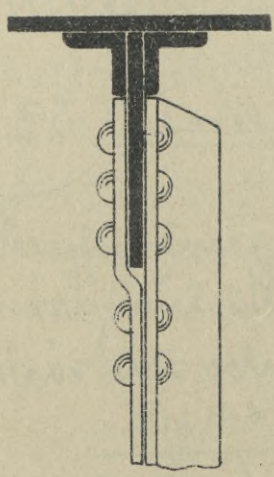
3) Widły

Jeżeli przed sobą są 2 doch części w kształcie widel, które potaczone są blachą po obu stronach, to ilość nitów musi być odpowiednia przekrojom, względnie sile wewnętrznej każdej części, a zatem, jeżeli siły są równe, to powinny być równe ilości nitów. -

4) Blachy pomocnicze

Chcemy mieć nity dwiciete, więc dajemy blachę, która musi być przytwierdzona style nitami do preta (fig 145), i tu nitami jest przytwierdzona do blachy pomocniczej.

Fig. 145.



5) Ilość nitów w jednym rzędzie. -

Wiemy, że obliczamy przekrój nitowy w pierwowym rzędzie nitów, jeżeli ich ilość w następnym nie jest dwa razy większa. - Ponieważ chodzi o to, aby przekrój nitowy był jak największy, dlatego zaczynamy od 1 lub 2 nitów, zaś w następnym dajemy co najmniej dwa razy tyle nitów. -

6) Ilość rzędów

Ilość rzędów powinna być jak najmniejsza,



aby siła rozciągała się jak najjednostajniej na nity, tudzież, aby przy warstwach korozji nie miały one niebezpiecznych miejsc w blachy stojącej, gdyż to są słabe miejsca belki. Z tego wynika, że nity nie warstwach korozji jest niekorzystne. -

7) Ułożenie creści nitowanych. -

Jeżeli przy nitujemy pret do niesprężystej blachy, to gdyby była ona zupełnie niesprężysta, to narazem byłby tylko jeden rząd nitów, bo między nitami jest niemożliwa amiana długości. -

Otoż w rzeczywistości tak nie jest, bo każda creść pręta jest sprężysta; ale w przybliżeniu może się to zdarzyć, jeżeli cienki pret przytwierdzimy do bardzo silnej blachy. Tęgi więc należy unikać. -

8) Zmiana przekroju

Wewnątrz szeregu nitów jest dozwolona, a nawet wskazana, tylko przy osadce, mni musi być przekrój

Fig. 146.

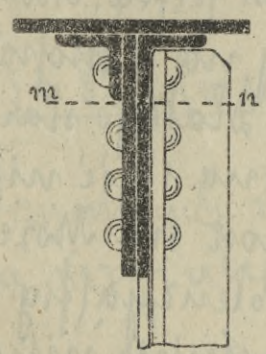
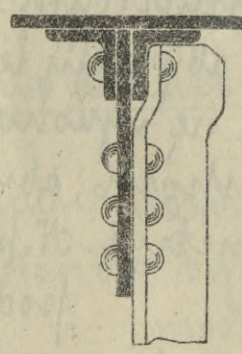


Fig. 147.



dostateczny, dla przeniesienia reszty siły, która wypada na nity między osadzką, a kołcem pretu (fig. 146).

9) Zagięcie (n. Verkräftigung)

Zagięcie jest dozwolone, ale tylko wtedy, gdy większa część siły została przeniesiona, i gdy

pret jest dość lekki, aby nie wyprostował (fig 147). Cienkich blach nie można zagiąć. To zagięcie powinno się robić na oparciu, aby nie powstawały dodatkowe napięcia w materiale. -

10) Podkładki. Na fig 148 i 149 mamy kątówki, które przechodzą

Fig. 148.

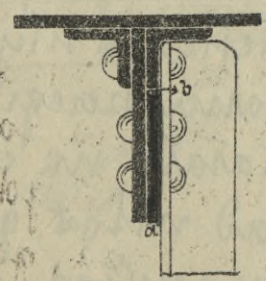
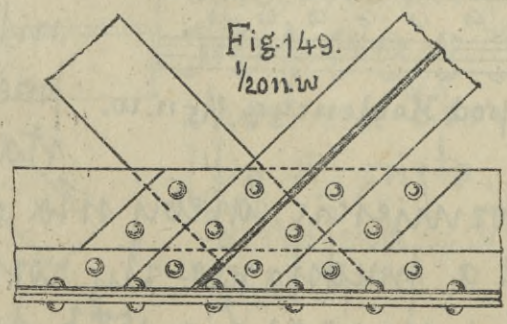


Fig. 149.



ai na kątówkę pręta, dajemy więc podkładkę "ab". Ta podkładka musi być przytwierdzona oporem nitów, które przechodzą przez mosty skrętne i elarrie

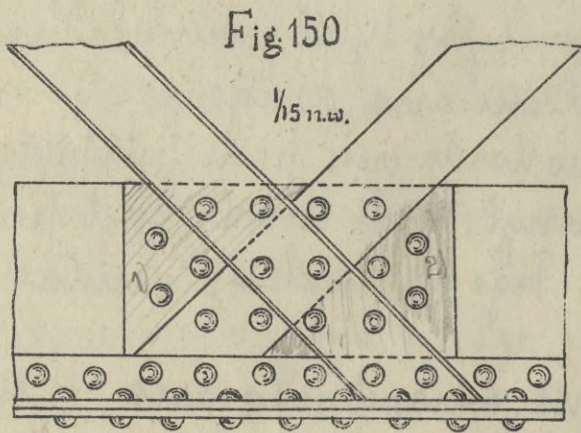
orkus 18



pret, sytu nitami, ile nitów przechodzi przez pret. Gdybyśmy jej nie przytwierdzili, to nie byłaby ustalona, a nitki narodziłyby się na stamencie. -

### 11. Przygotowanie się koryzoleńców

Czasem jeden pret stanowi podkładkę dla drugiego (fig. 150)

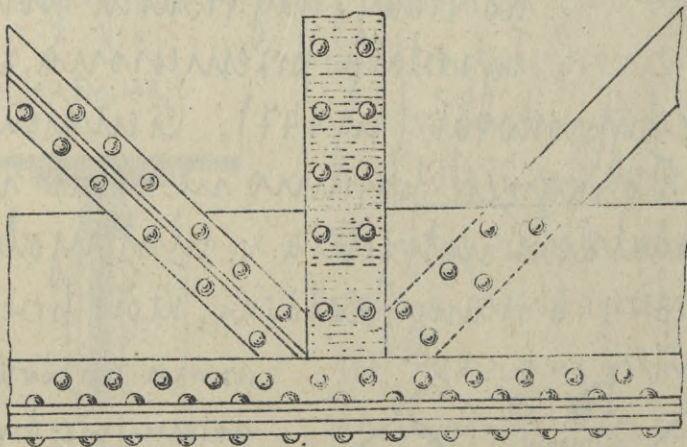


W tym przypadku trzeba być to dać podkładki dodatkowe, dla wyrównania wysokości. Wtedy pret dolny należy oprócz nitów wspólnych przytwierdzić dostateczną ilość nitów, a nitów wspólnych najlepiej nie liczyć. -

### 12. Rozkład nitów

Rozkład nitów powinien być symetrycznym do osi pretu, chociaż nie należy tu koniecznie żądać, aby nitki leżały na prostopadłych do osi pretu, gdyż to nie zawsze da się wykonać. Dlatego staranny się rozkład nitów wykonać w ten sposób, aby różna ilość nitów była w równym odstępie od osi symetrii. N.p. most na Mozeli pod Koblenca (fig. 151).

Fig. 151.



Most na Mozeli pod Koblenca 1/5 n.w.

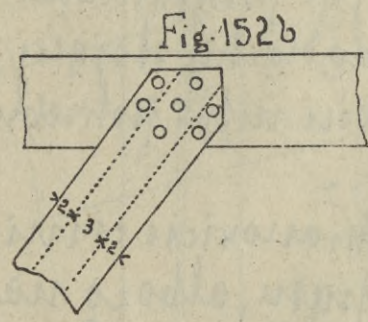
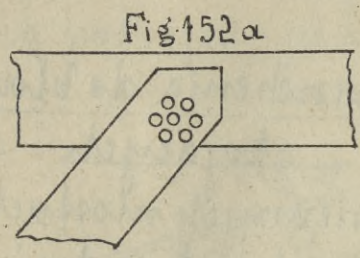
na na siupie nitki nie symetryczne, zaś przy koryzoleńcach jest była równa ilość nitów po obu stronach ich osi. -

Co się tyczy rozkładu nitów, to dla lepszego przeniesienia siły, przedstawiamy szeregi i sta-

ramy się je tak rozmieścić, ażeby siła działająca na cały przewój. Fig. 152 a przedstawia ten rozkład nitów, gdyż są za mało składowane; zaś Fig. 152 b dobry rozkład, gdyż



i szeregi są przedstawione i nitki rozmieszczone na całym przekroju.



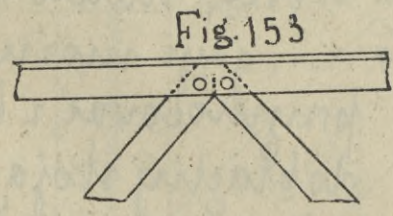
Co się tyczy odstępu nitki od brzegu blachy, to najmniej może on wynosić teoretycznie  $15d$ , dajemy jednak zwykle  $3d$ .  
Ponieważ przez nitki przenosi się wielka siła na pasy, a grubość na blachę stojącą pasu, musi być grubość blachy, zwłaszcza przy brzoie bardzo rzadkiej odpowiednia i wynosić, jak to już wyżej powiedzieliśmy co najmniej  $15mm$ .  
Jeżeli grubość creści nitowanych jest większa jak  $4.5d - 5d$ , to w takim ra-

nie nie możemy wyrobić nitów, tylko wyrobimy śrub.

To były ogólne zasady łączenia krzywulców, a teraz przejdziemy do poszczególnych przypadków.

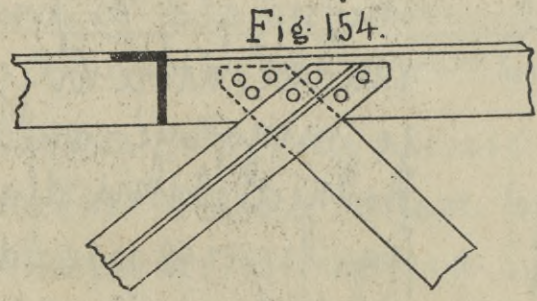
§ 53 Przytwierdzenie do kątówek.

Przy małych mostkach możemy wprost do kątówek przytwierdzić krzywulce; zwłaszcza było to możliwem przy dawniejszych mostkach o brzoie gęstej, gdzie siła była mała n.p. most nad dworcem kolei Elzbielskiej w Wiedniu fig. 153



rozmieszczenia, aby można

było dwa lub trzema nitami przytwierdzić krzywulce n.p. most na Wiedence w Wiedniu fig 154 i most na Ebree fig. 155. -

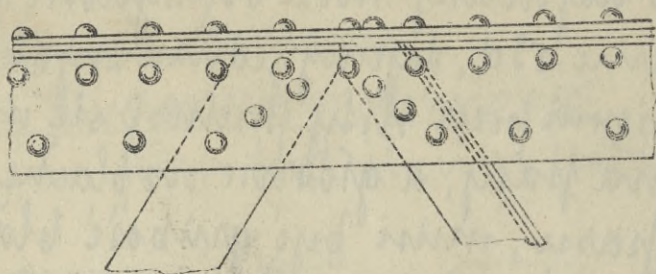


(Fig. 155 wzięta, jak wiele innych z Winklera: „Vorträge über Brückenbau“.)



Takie przytwierdzenie jest możliwem tylko przy małych mo-  
 ztwe. - *Stuch.*

Fig. 155.



Most na Ebrze 1/20 n.w.

§ 54 Utwierdzenie do blach  
 stojących.

Przy wiekszych mostach ni-  
 szemy już przytwierdzać kory-  
 żulce do blachy stojącej; tutaj

możemy mieć więcej nitów, a nawet wedle ilości nitów potrzebnych  
 możemy przyjąć wysokość blachy stojącej.

Można jeszcze inaczey przytwierdzać. Mianowicie ciśniony  
 koryżulec niegdyż tylko aż do nakładki pasu, albo co naj-  
 niej do krawędzi, ażeby się ciśnienie lepiej przenosiło.

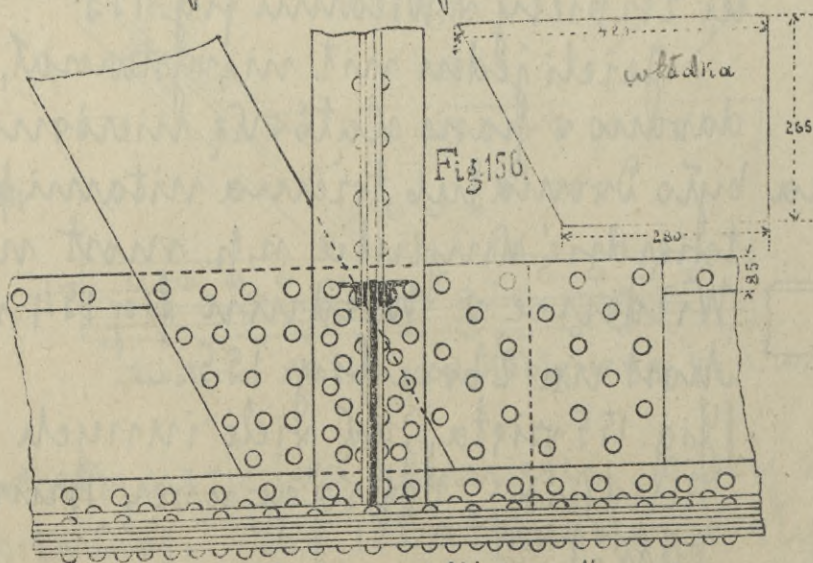
Ściągna (ciężko) można także umieścić w sta-  
 cynie blachy stojącej, a statym razie musimy je sta-  
 cynie z blachą podwójnymi przytwierdzeniami. Jeżeli zaś  
 ściągna jest podwójna, to obejmuje blachę stojącą. Nitki  
 są więc dwuciete, czyli potrzeba jest połowa tylko nitów.

W pierwszym przypadku są to ściągna większe, co przy wiel-  
 kich długościach może mieć pewne korzyści, bo imiennie  
 możemy składować ściągna z dwóch części; nadto uat-  
 wionemu jest: przytwierdzenie z rąbca, gdy można je

przytwierdzać z boków  
 do blachy stojącej.

Jeżeli w węzle przy-  
 sadza zetknięcie bla-  
 chy stojącej, to przy-  
 twierdzenia, które wy-  
 je, mogą być zarazem  
 podkrawędziami dla sta-  
 pa, przez co nie zacho-  
 dzi potrzeba zagina-

Fig. 156.



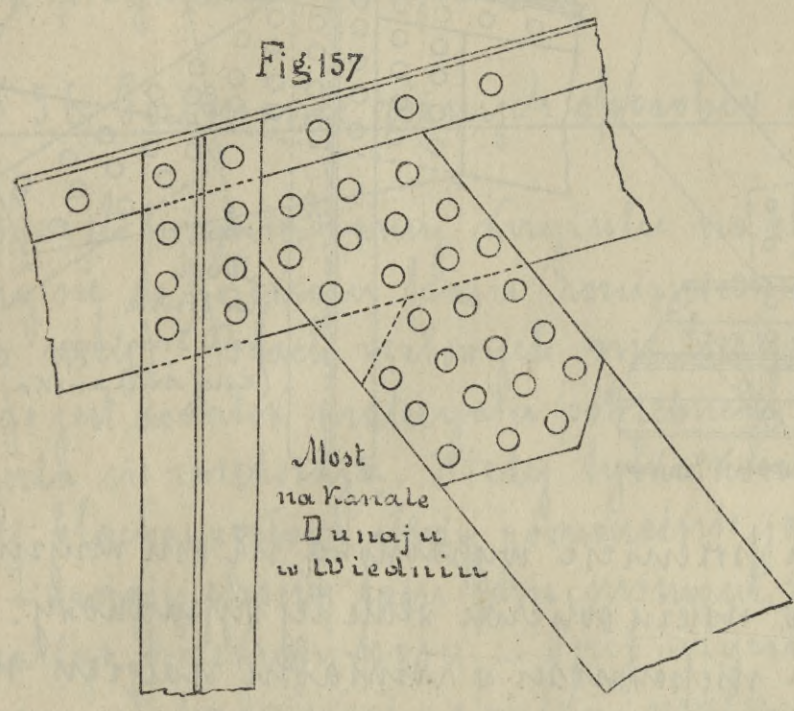
Most na Łabie pod Ulicem 1/10 n.w.



nia stępła n.p. most na Labie pod Uściem (fig. 156 str. 68).

Przytwierdzenie na blasze stojącej jest oznaczonym wtedy, jeżeli się gna sa, podwójne; jeżeli zaś ścięgnię sa, pojedyncze, to lepszym jest

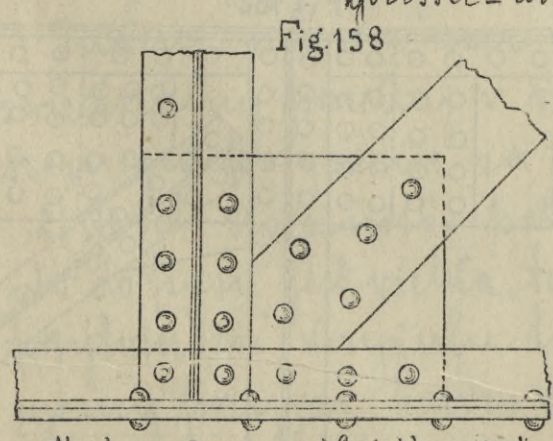
połączenie za pomocą przykradki n.p. Most na Kanale Dunaju w Wiedniu (fig. 157)



§ 55. Przytwierdzenie za pomocą blach wertykalnych.

Jednak czasem nie wystarcza blacha stojąca do umieszczenia nitów, albo blachy stojącej wcale nie ma.

W takich wypadkach przytwierdzenie kruszuleń następuje za pomocą blach wertykalnych (n. Knotenblech - f. plaque d'assemblage gousset - an: plate of assemblage), do których przytwier-



Most na Renie pod Griethausen Niem

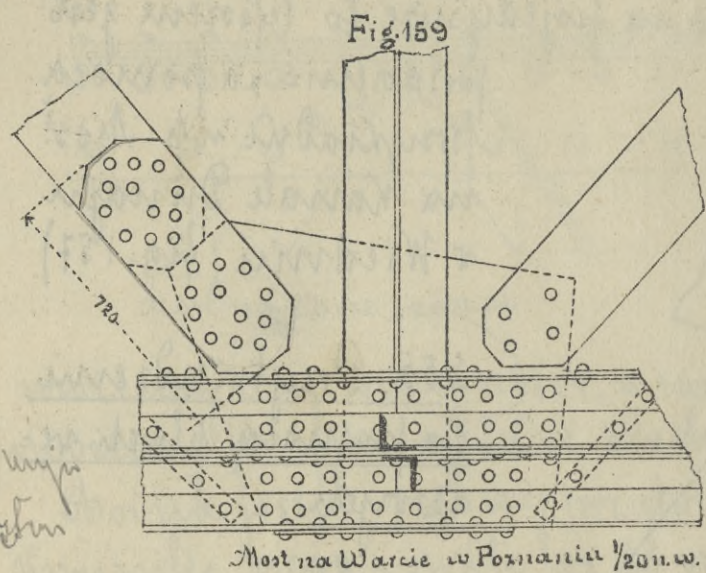
dzony przez, albo opart za pomocą przykradki n.p. most na Renie pod Griethausen (fig. 158) i most na Warcie w Poznaniu (fig. 159 str. 70). Gwiedler używa zawsze blach wertykalnych, bo pas składa się z samych nitów.

Blachy wertykalne mogą być także podwójne n.p. przy moście na Turmie pod Imstem (fig. 160 str. 70) Tam dwie blachy wertykalne przytwierdzone sa do blachy stojącej.

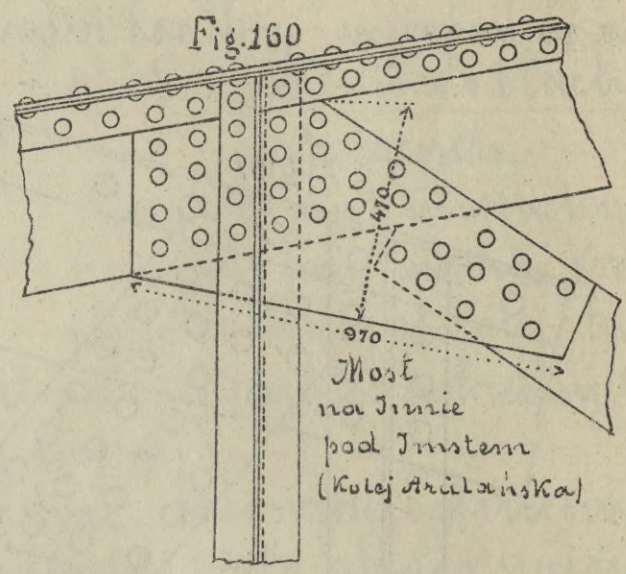
Blachy wertykalne wykonuje się w ten sposób, ażeby wystarczały dla odpowiedniej ilości nitów. Blachy takie służą mogą je-



dnocześnie jako przykłady przy złączaniu pasów (fig. 156 str. 68)



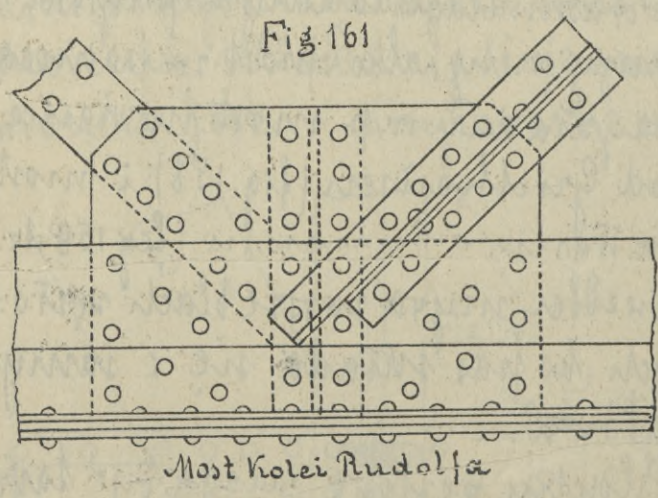
Most na Warcie w Poznaniu 1/2011 w.



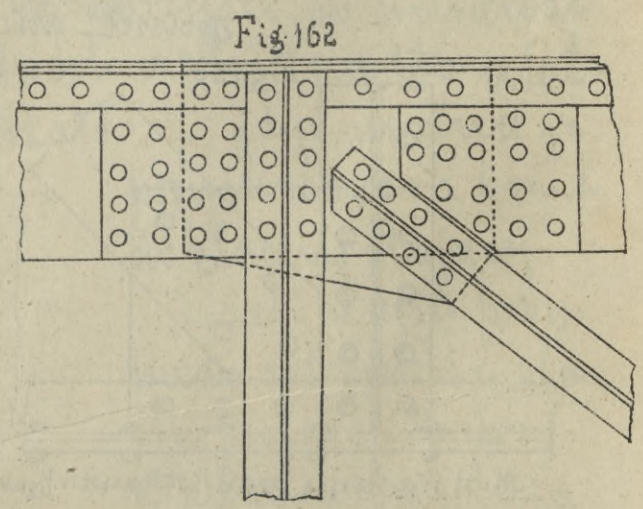
Most na Juncie pod Jmstern (Kolej Arławska)

Most w Dunaju  
na  
linii - Szwajcarii

Blachy wężtowe mają przekrój wypadkowy sił obu krzywizłów na pas, więc ilość nitów należy obliczać wedle tej wypadkowej. -  
 Zwykle jednak z powodu niepełności w rozkładzie naterien na nitki dodajemy pewną ilość nitów, mianowicie 10%. -  
 Czasami dajemy blachę wężtowa na blachę stojącą, mianowicie tam, gdzie blacha stojąca jest za wysoka. - Wtedy mo-



Most Kolei Rudolfa



żemy także dać blachę stojącą podwójną, zaś między niemi blachę wężtowa pojedynczą n.p. most Kolei Rudolfa (fig. 161). -  
 Często też dajemy (fig. 162) blachę wężtowa w płaszczyźnie blachy stojącej, która przerywamy, a styki kryjemy przy-



którkami, przytem przytwierdzone są tylni nitami, aby przenieśli się działająca w blaszę stojącą. - Wielkość blachy musi być taka, aby się zmieściła potrzebna ilość nitów dla przytwierdzenia przykradek i kryzuleców. -

## § 56 Porównanie różnych sposobów utwierdzenia kryzuleców.

1) Jeżeli przytwierdzone kryzulec na blaszę stojącą, to ta blacha liwy się do przekroju pasu (rozciąga się po odciągnięciu drutu na nitę). Blachy wertykalne nie liwy się do pasów; a skutek tego jest dodatek materiału potrzebnego na blachy wertykalne, a więc koszt się zwiększa. Wtedy tylko koszt się nie zwiększa, jeżeli blacha wertykalna ślizgi równocześnie jako przykradka pasu. -

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

Inaczej ma się rzecz przy wycięciu blach wertykalnych; tu zwiększamy przekrój w węzle. Z tego wynika, że bezpieczniejszym jest połączenie za pomocą blachy wertykalnej. -

2) Jeżeli ilość nitów potrzebna do przytwierdzenia kryzuleców do pasu jest wielka, to w takim razie gdybyśmy chcieli przytwierdzić kryzulec tylko do blachy stojącej, to musielibyśmy przyjąć bardzo wysokie blachy stojące, co może nas narazić na wyboczenie blachy stojącej, a nawet nie moglibyśmy liwy na równy rozkład sił w blaszę stojącą. - Gdybyśmy nie liwy pierwszej części blachy do przekroju wyciętego, to potrzebowałibyśmy jeszcze więcej materiału. -

W belce równoległej działają w środku przestia małe siły i kra-



cie, tam też potrzebujemy tylko blachy stojącej; ale przy podporach siły rosną, tam musimy użyć blach wrotowych. Przy prostym krzywym pasie, można się obejść bez blachy stojącej, jednak lepiej jej używać. -

Przy pasie wielobocnym potrzeba blachy stojącej spajać w każdym wiele przykładkami; w takim wypadku blacha wrotowa może być zarazem przykładką; tu więc użycie blach wrotowych jest wskazane. -

Przy użyciu blachy stojącej są potajemnia Tatwiczre, tak, że fabryki chętniej tego sposobu używają. -

Wiemy, że tam gdzie jest mały moment, tam blacha stojąca ma za wiele materiału; mogłoby być zaradzić, gdybyśmy przyjęli dla tych części mniejszą blachę stojącą. - Tak robia w Gwajcarji. -

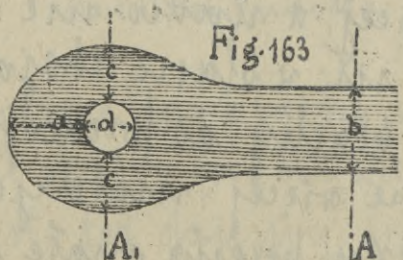
Z tego wynika, że przy mniejszych rozpiętościach można nie zastosować blachy stojącej, zaś przy większych rozpiętościach są już zwykle używane blachy wrotowe, zwłaszcza dla belek wielobocznych. -

§. 57 Potajemnia proegibne. -

O tych potajemniach nie będziemy wiele mówić, gdyż używane były tylko w Ameryce i Anglii, chociaż mamy kilka konstrukcji tego rodzaju w Bawarji. - w *Mechanik der Pulver*.

Lathierenie sciegnia. -

W kardym sciegnie tworzymy oko (ucho); następuje więc



rozszerzenie sciegnia. Wymiary oka dajemy takie, aby w kardym ratio  $c \approx 7 \frac{1}{2} b$  (fig. 163), albo ino oko pracuje nie tylko na rozciągnięcie, ale także na zgięcie, gdyż

siła działająca w przecie, działa w oku na obie połowy przekroju równo-



podkreślo.

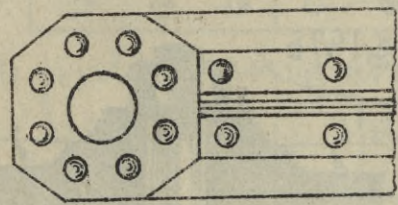
Claseler podaje następujące wzory:

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{1}{2}b + \frac{1}{2}d \\ a &= \frac{1}{2}b + \frac{5}{2}d \end{aligned} \right\} 20.)$$

W Ameryce dają wymiary oka zależnie od grubości pręta i szerokości, na podstawie różnych doświadczeń, ale w każdym razie prętki A, 7 A.

Aby przy śrubach i zastrzałach można było przenieść ciśnienie przy pomocy sworznia, trzeba śrub zgrubić. Robi się to przez naniesienie blachy, n. p. fig. 163 a.

Fig. 163 a



1/10 n.w.

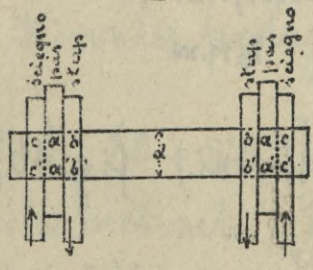
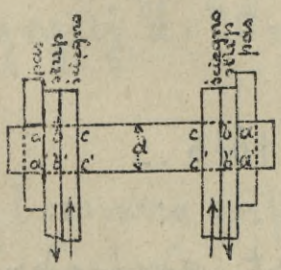
Tak samo w pasie w miejscu gdzie się znajduje sworzni, trzeba pas zgrubić przez naniesienie blachy.

Prasem robią w ten sposób, że dają trownik z zelara łanego, w który wchodzi śruba.

Idźmyby się, że obliczenie grubości sworznia jest łatwym; tak jednak nie jest, gdyż sworzni pracuje nie tylko na ściecie, ale także na ścianach (fig. 164 i fig. 165), co także należy wziąć pod uwagę!

Fig. 164.

Fig. 165.



Co się tyczy połączeń przegibnych używanych w Europie, podaje jako przykład połączenie przegibne Gerbera, które jednak nie jest ściśle przegibnem.

Predstawia je fig. 166 na stronie 74.

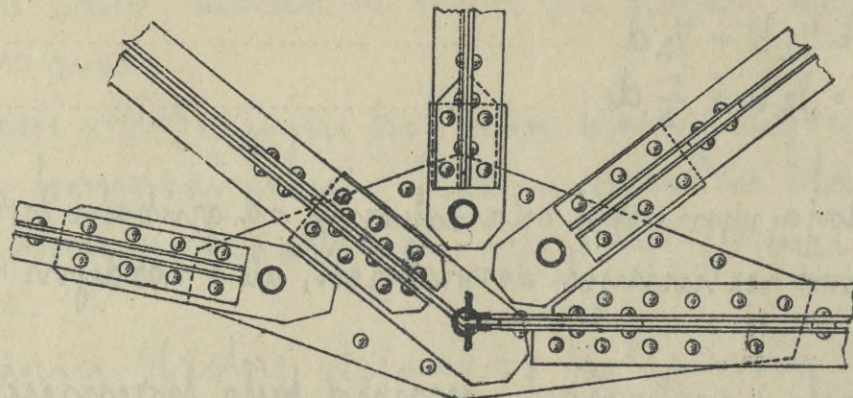
Połączenie to nie jest ściśle przegibnem, albowiem zamiast jednego sworznia, są tu cztery w małych odstępach.

\*1 porównaj: Resal, Constructions metalliques 1892



Widzimy to na fig. 166 : most kolei bawarskiej pod Landshut. -

Fig. 166



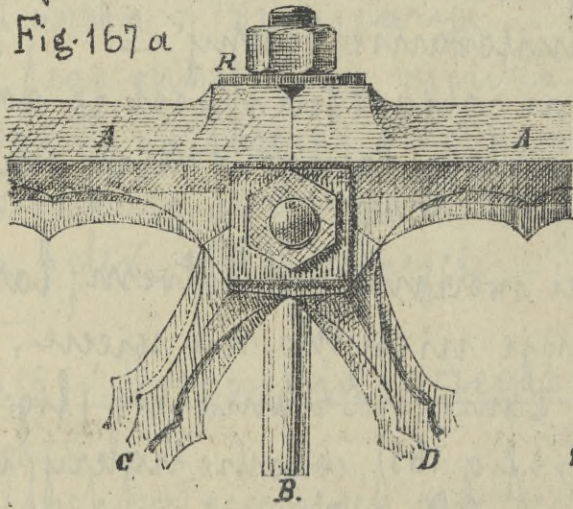
1:20

Most Kolei bawarskiej pod Landshut

Nierównie połączenia pasów -

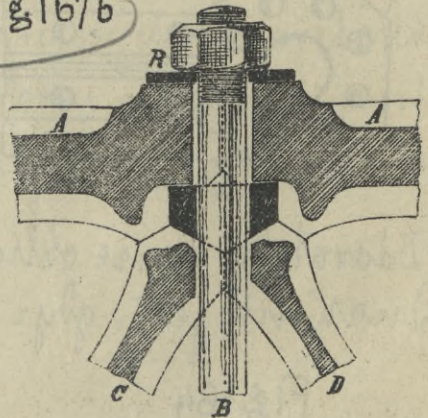
Orzy belce Schiffkorra połączenie pasu górnego jest bez nitów, rozstrza-

Fig. 167a



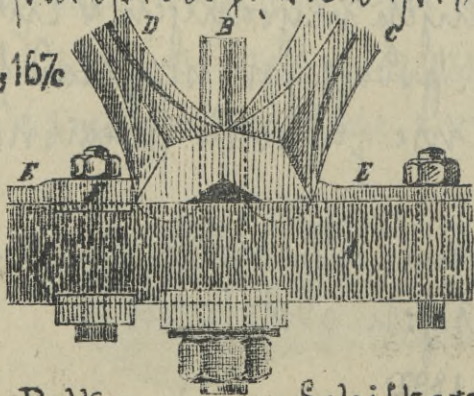
Belka Schiffkorra 1/6 n.w

Fig. 167b



ty i pas obierają się o siebie (wstawki) fig. 167a i 167b -

Fig. 167c



Belka Schiffkorra 1/6 n.w.

Figura 167c, przedstawia nam pas dolny systemu Schiffkorra. -



## VIII. Polaczenie pasów.

### § 58. Nitowanie pasów.

Przedewszystkiem staramy się, aby w jednym przekroju było jak najmniej nitów, aby nie tracić wiele przekroju. Przy pasach se-  
orych mogą być nity w jednym rzędzie, lub przestawione, chociaż przy  
dwi szeregach nitów nity zawsze dają się w jednym rzędzie (fig. 168)

Fig 168.

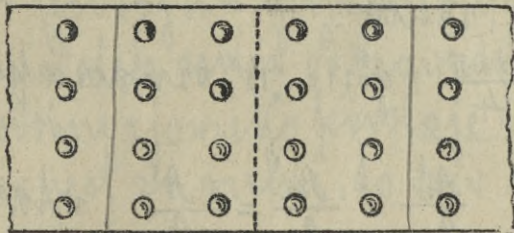
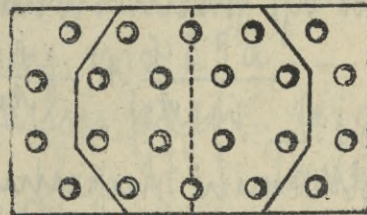


Fig 169.



Ale jeżeli mamy kilka szeregów nitów, może <sup>nie</sup> nam przesta-  
wienie nitów przedzielić, chociaż z drugiej strony utrudnia to  
umieszczenie potrzebnych nitów dodatkowych, z powodu, żeśmy  
przyjęli mniejsze osłabienie przekroju. — Fig. 169. —

### Głębokość nitów.

Co się tyczy głębokości nitów, to przyjmujemy średnio  $d = 20 - 26 \text{ mm}$ .  
najwyżej  $d = 28 \text{ mm}$ . Winkler podaje doświadczalny wzór:

$$d = 20 + 0.05 l \text{ mm.} \dots\dots\dots 21).$$

gdzie  $l$  oznacza rozpiętość w metrach. — Wzór ten może służyć tylko ja-  
ko wskazówka. —

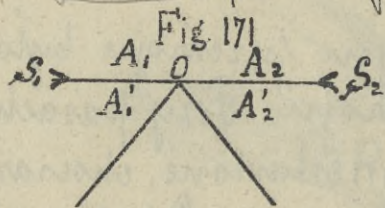
### Odstęp nitów

W pasie ciągniętym nie potrzeba właściwie nitować między  
wałkami, gdyż siła między wałkami jest stała. — Nituje się je-  
nak z tego powodu, aby zetrzeć pojedynczych łańcuszków by-  
ły szkodliwe; w pasie ciągniętym zaś sforder tego także celu,



aby wszystkie części stanowiły jedną całość na wybożenie. Teoretycznie nie potrzebne są jednak nitki tylko w węzłach, bo sam zmiernia się przewrój i siła nierówna w pasie.

Jeżeli nazwiemy  $A_1$  i  $A_2$  całkowite przekroje pasm po obu stronach węzła,  $A'_1$  i  $A'_2$  przekroje tych części pasm, które mają być przybranie do reszty pasm, lub do blachy węzłowej,  $Y_1$  i  $Y_2$  siły nierównomierne w pasie po obu stronach węzła, w takim razie działają na 1 cm<sup>2</sup> pasm siły:  $\frac{Y_1}{A_1}$  i  $\frac{Y_2}{A_2}$ , zaś



na części pasm  $A'_1$  i  $A'_2$  działają siły:  $\frac{Y_1}{A_1} \cdot A'_1$  i  $\frac{Y_2}{A_2} \cdot A'_2$ . Różnica tych dwóch sił ma być przeniesiona przez nitki, zatem:

$\frac{Y_1}{A_1} A'_1 - \frac{Y_2}{A_2} A'_2 = n \pi \frac{d^2 \pi}{4}$ , gdzie „n” oznacza potrzebną ilość nitów.

W przybliżeniu możemy przyjąć:  $\frac{A'_1}{A_1} = \frac{A'_2}{A_2} = \frac{A'}{A}$ , w takim razie:

$n = \frac{4}{\pi d^2 \pi} \cdot \frac{A'}{A} (Y_1 - Y_2)$ . Uważając w przybliżeniu natężenia w pasie jako cięgieł zmiernie, oznaczymy  $\frac{dY}{dx}$  przyrost siły  $Y$  na jednostkę długości, zaś  $\frac{dY}{dx} \cdot a$  przyrost siły  $Y$  na długości  $a$ , czyli:

$Y_1 - Y_2 = \frac{dY}{dx} \cdot a$  Ponieważ  $Y = \frac{M}{h} \text{ siecz } \sigma$  (patrz: Teoria mostów I), więc postawiamy:

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

ale  $d \left( \frac{M}{h} \right) \frac{h}{dx} = Y$  (patrz: Teoria mostów I), więc

$$\left( n = \frac{4 A' a Y \text{ siecz } \sigma}{\pi d^2 \pi A h} \dots \dots \dots 22) \right.$$

Jestto ilość nitów potrzebnych w węzle „O”; jest ona wprost proporcjonalna do  $Y$ ; im większe  $Y$ , tem większe  $n$ .

Dla belki równoległej  $Y = Q$ , więc:

$$n = \frac{4 A' a \text{ najw. } Q}{\pi d^2 \pi A h} \dots \dots \dots 23)$$



Należy te należy o ile możliwości skupić w węzle. Między węzłami dajemy także nitę; odstęp tych nitów wynosi zwykle 6-7 d; dla pasu ciążniejszego możnaby przyjąć trochę więcej do 10 d. -

Ciekawe spostrzeżenia dotyczące odstępów nitów podaje A. Meyerhof\*. Jeżeli zmitujemy dwie blachy, to ciągnięcie wzdłuż osi nitu powoduje po jego ostygnięciu, wywołuje ciśnienie gło-

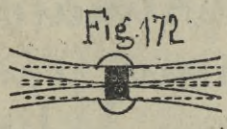


Fig. 172

wy nitu na blachy, które się wyginają (fig. 172). - Jeżeli odstęp nitu od krawędzi blachy jest znaczny, to powstają między blachami szczeliny. Doświadczenia okazują, że jeżeli grubość nitu wynosi podwójna grubość blachy, to otwarcie szczelin powiększe 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. (fig. 173). Takie otwarcie szwu jest pośrednią przyczyną powstania rdzy. Aby temu zapobiec, należy się trzymać następującego pra-

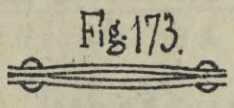


Fig. 173

widnia:

Przy nitowaniu prętów należy przyjąć odstęp nitów najwyżej 8 d; przy nitowaniu katówki ze względu 8 do 11 mm gruba ..... 5 d dla grubszych 6 d 16/15 f.

§ 59. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasu . -

Długości pojedynczych części najlepiej wyznaczyć wykresłnie. - Ponieważ napięcie w pasie pomiędzy dwoma węzłami jest stałe, powinny się pojedyncze części pasu także kończyć w węzle. -

Wskazuje się, że trzeba jeszcze te części przedzielić poza teoretyczne granice, aby przytwierdzić je tylko nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia siły działającej w tej części pasu. -

Jeżeli więc potrzebny jakiejś części pasu jest A, i siła działająca

\* Dr. Zeitsch. d. Ver. deutsch. Ing. 1896 str. 202.

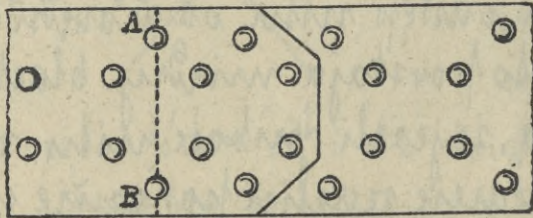


jąca w pasie,  $A_1$  przekrój danej części pasu, to ilość nitów :

$$\frac{n \cdot d^2 \pi}{4} = \frac{Q}{A} A_1 \quad \text{a} \quad n = \frac{4}{d^2 \pi} \frac{Q}{A} A_1 \quad \dots \dots \dots 24)$$

Jeżeli więc teoretyczny koniec nakładki jest w  $AB$  (fig 174), a po-  
treba nam do przeniesienia siły 8 nitów, to możemy je umieścić

Fig. 174.



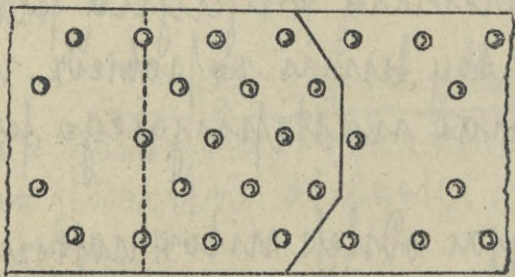
$\frac{1}{12}$  nat. w.

z sposobu wskazanym na figurze 174

Aleby przedłużenie nakładki było jak najmniejsze, można nitów skupić, a więc między równo rozmieszczone nitów umieścić nitów pośrednie, jak to uw-

ażewidujemy na fig 175. -

Fig. 175



$\frac{1}{15}$  nat. w.

§ 60. Krycie zębnić w pasie

1) Położenie przykładań.

Pod kąt ciężkości przekroji o ile możności, nie powinny się przesunąć, ażeby uniknąć zginania.

A więc blachy powinny być zawsze podwójnymi przykładańkami. Przy nakładkach nie można zawsze w ten sposób postąpić.

2) Grubość przykładań.

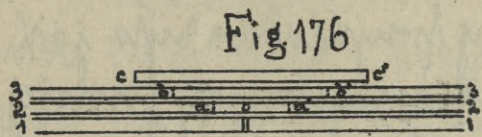
Grubość użyteczny przykładańki powinna być równy przekrojom użytecznemu przekroju przekła zębniatego. Jeżeli kłosa przekł jest równocześnie zębniatych, to przekrój użyteczny przykładańki musi być równy przekrojom użytecznemu wszystkich przekł.

3) Ilość nitów.

Grubość przekł nitów po obu stronach szwu musi być taka sama, ażeby przenosiła siłę działającą z zębniatej części. Jeżeli jednak między tą częścią zębniatą, a przykładańką



jest kilka blach n.p. 2 (fig. 176), w takim razie potrzeba więcej ni-  
 20s. Uważając bowiem blachę 2,2 jako przykładową blachę 1,1 ma-  
 my dać na długości  $aa'$ ,  $n$  nitów,



w skutek tego siła przenosi się przez  
 część  $aa'$  blachy 2,2. - Dla przeniesie-  
 nia siły działającej w 2,2 tracymy  
 zatem ja 2 blachę 3,3  $n$  nitami na długości  $ab$ ; teraz si-  
 ła w 2,2 przenosi się przez część nakładki 3,3 -  $bb'$ . - Teraz dla  
 przeniesienia siły działającej w 3,3 dajemy przykładową i tracymy  
 my ja  $n$  nitami na długości  $bc$ ; teraz siła działająca  
 w nakładce 3,3 przenosi się przez  $cc'$ .

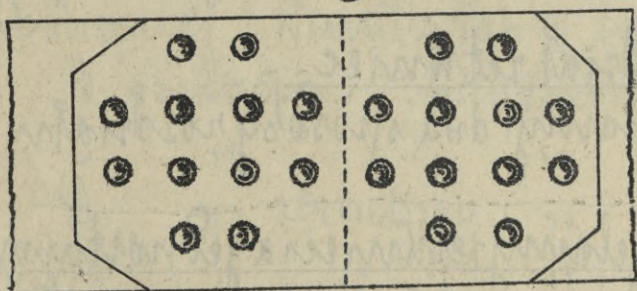
Z tego wynika, że jeżeli między częściami złącznymi, a przykład-  
 ka jest  $m$  blach, potrzeba  $(m+1)n$  nitów. -

Dalej nato nie uważano, dlatego widzimy nieraz za mało  
 nitów. -

#### 4) Rozkład nitów

Ze względu na osłabienie przekroju boczny działali w re-  
 zonerach rzędach, jak

Fig 177



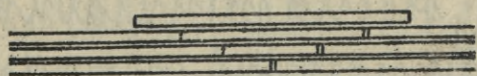
najmniej nitów (fig. 177)

#### 5) Wyście wielokrotne. -

Ja samą przykładową  
 można także więcej złącz-  
 niec łączących jedno obok  
 drugiego. Wtedy jednak  
 być tak nie może, aby przeno-  
 siła siłę działającą w złącz-  
 nie tej części pasu.

ilość nitów łącząca między kawałkami drzewa złącznicami musi

Fig 178.



Takowi ilość nitów potrzebna jest też poza ostatniem złącze-  
 niem. -

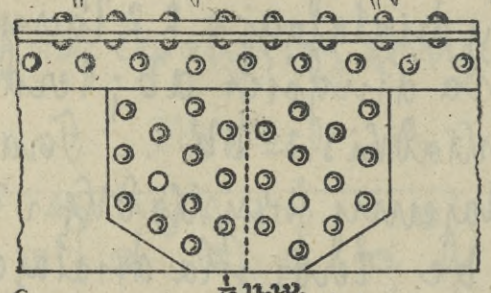
Długość każdej przykładowi i suma ilości nitów są mniej-  
 sze, niż gdybyśmy byli kawałki złącznicie osobno. -



16902  
§ 61. Ogólne prawidła zatknięć

1. Przedstawytkiem brzoła nitki skupiać, aby przykładała była jak najmniejsza. Jeżeli wyjemny blachę stojącą, to dajemy najmniejszą odstęp nitki 2,5 do 3 d fig 179.

Fig 179.



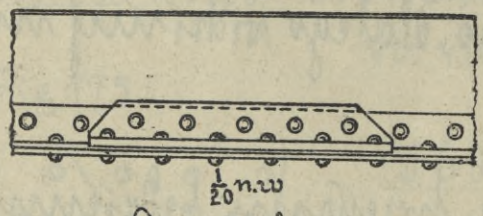
W kształt przykładaćki była zwykle prostokątny, ale często obcinamy też rogi, aby zmniejszyć przestrzeń i aby to lepiej wyglądało.

Kabówki wyjemny kabótkami odpowiednio obrabionymi fig 180 i 180 a. Świndeby były także za pomocą dwóch zębów i stankich, ale się to rzadziej zdarza.

Fig 180.

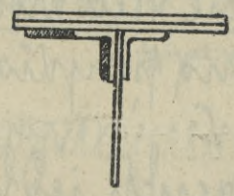


Fig 180 a



Teoretycznie byłoby także możliwym być jednoraznie kabówki i prost bezpośrednio, a drugie na innym miejscu pośrednio fig 181, co także rzadko jest używanem.

Fig. 181.



§. 61 Rozdział zatknięć.

Rozróżniamy dwa sposoby rozdziału zatknięć:

1. Rozdziałowy zatknięćia jednostajnie

to ma być starannym się, żeby odstępy zatknięć były na całej belce równe, przytem należy unikać małych odległości i starać się, aby pojedyncze części były w przybliżeniu równe.

Każde zatknięćie można być osobno przykładać, przytem blachy wewnętrzne mogłyby pozostać niezakryte, jeżeli pas ma przekrój zbyt czyny, albo też wyjemny wszystkie zatknięćia jedna przykładać, co jednak jest hardrozwaniem materiału.

2. Rozdział zatknięć w grupach

Zapomocą zatknięć wielowarstwowych, możemy oszczędzić na dłu-



gosci przykrodek i ilosci nitow. Ze wzgledu na odleglosci pasu da-  
jemy zatknięcia w pobliżu węzłów. Tyko zatknięcia kalówek da-  
je sie w środku przedziału.

Widzący tych zasad sporządząmy rozkład tych zatknięć, czyli  
sark zranły:

Rozkład materiału

Mają narysowany kształt belki, odcinamy na prostokątnych  
do pasu powierzchni pojedynczych części pasu, a mianowicie sto-  
jace, kalówki, nakładki i przykładki, przyjażny pierwa pło-  
ściastki dla powierzchni. W ten schemat skieślony następ-  
nie rozkład słyków. Dokładne odległości pojedynczych sły-  
ków od węzłów, średnie odległości przykrodek rysujemy, jednak  
dopiero po wykonaniu szeregów, gdyż zależą one od rozkładu ni-  
tów. Odległości kalówek przyjmować można do 10m, ściągki  
do 9m, nakładek 8-9m, zależnie od ich szerokości.

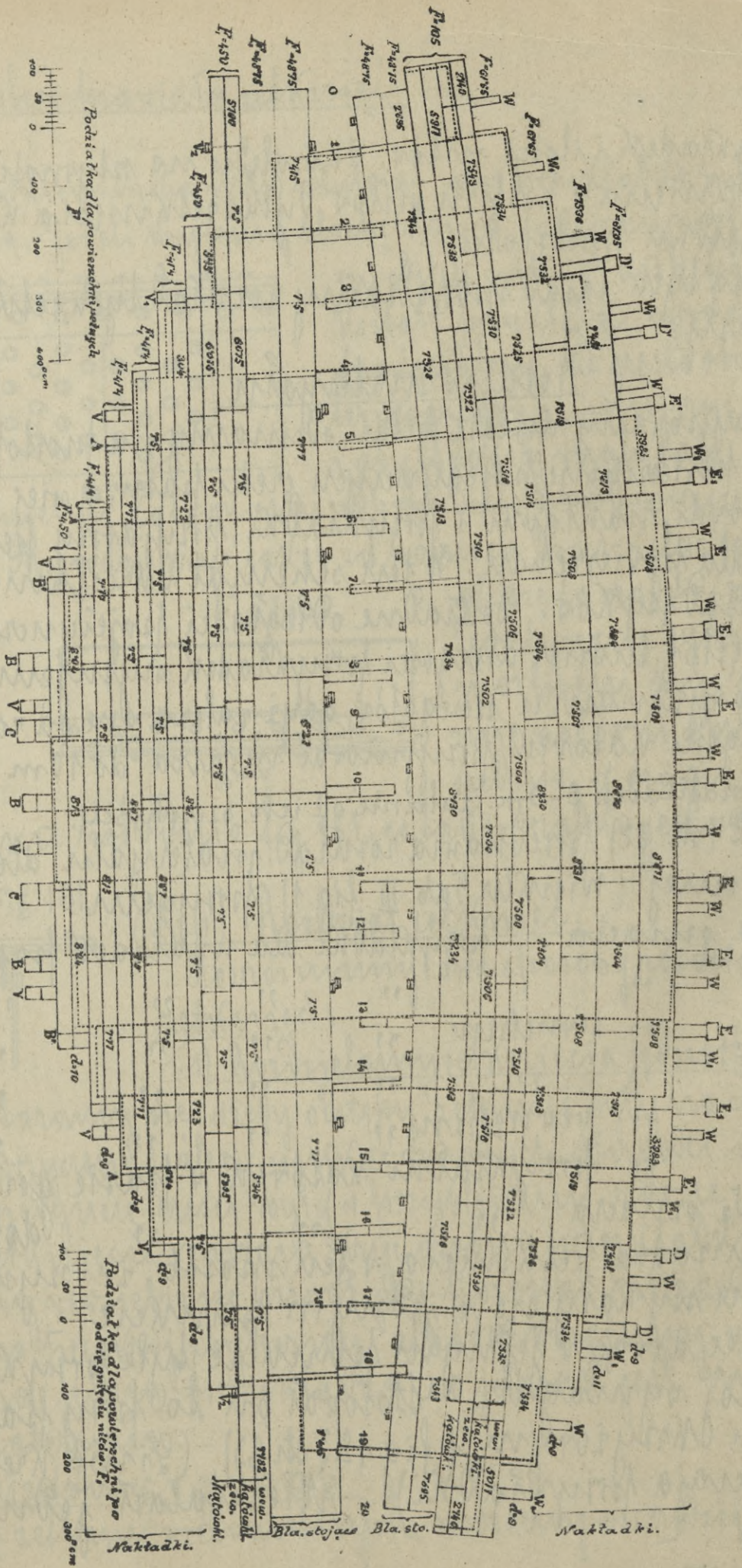
Fig 182 (str. 82) przedstawia rozkład materiału dla belki  
parabolicznej (Winkler Tab III fig. 1). przyaże:

B	oznaczenia	przykrodek	dla nakładek	pasu	dolnego
C	"	"	"	"	"
D	"	zewnetrzne	"	"	górnego
F, E, i E'	"	"	"	"	"
D D <sub>1</sub>	"	zewnetrzne	"	"	"
w i w <sub>1</sub>	"	przykrodek kalówek	w pasie	górnym	;
v, v <sub>1</sub> i v <sub>2</sub>	oznaczenia	"	"	"	dolnym

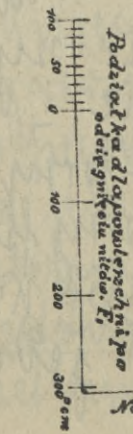
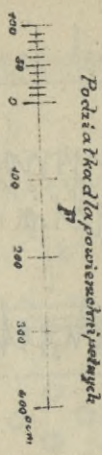
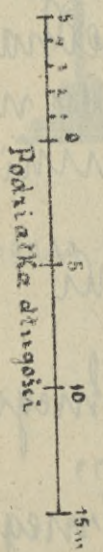
Gerber uważa zatknięcia w ten sposób, że wszystkie  
części pasu stykają się w jednym punkcie.  
Musiał więc dawać w jednym punkcie tyle przykrodek,  
ile przekroj wymagał. Stosował on to przy pasie o  
przekroju kołowym (fig 183 str 83) (Linie kreskora-  
ne oznaczają przykrodek). Niemaloz jednak na-  
śladowców.



Fig 182



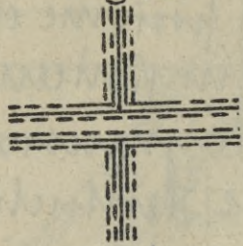
Rozklad materjalu w pasach.





W pasach wielobocznych musimy uważać zatknięcia w rez-

Fig. 183.



Tach, albo przy wierzchołkach, gdyż w takim razie wykonanie jest łatwiejsze i większa jest sprężyność na wygięcie.

Jeżeli kąt jest ostry, to zagiernany kąsłoki i tzn. z promieniem 25-40 cm.

Z blachy stojąca brachno to zrobić, więc się je słyka w rezle,

Fig. 184.

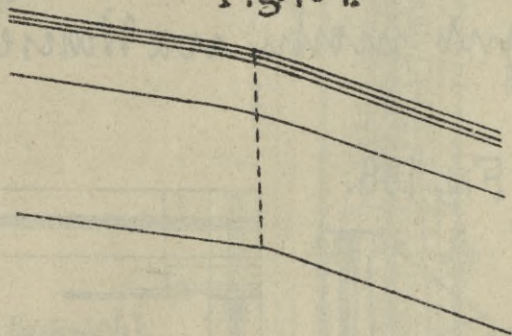
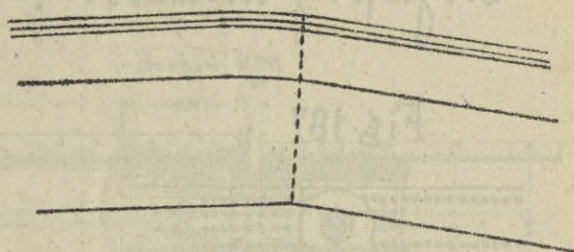


Fig. 185.



albo wzdłuż linii pośrodkowej kąta (fig. 185), albo wzdłuż linii pionowej (fig. 184)

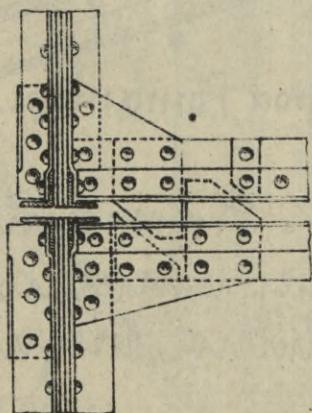
§. 62. Przeguby i belkach ciągłych . .

Pierwszym który użył przegubów był Gerber. Przeguby jego nie były jednak ściśle u. p. przy moście na Dunaju pod Wils-

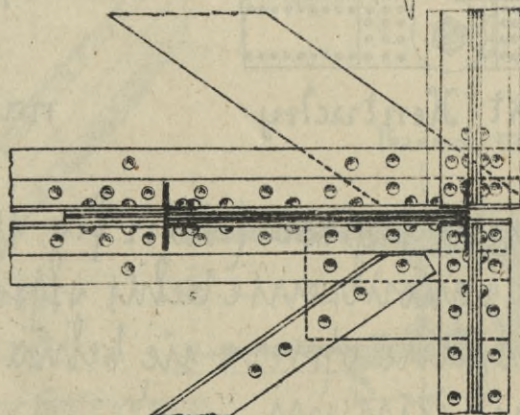
Fig. 186

Most na Dunaju

pod Wilsoben 1/20 n. w.



Przekrój poł. pasu górnego.



Widok pasu dolnego

ofer fig. 186. Most ten ma belkę ciągłą przegubową roz-  
nolegą. Pasz oba są w przegubie zupełnie oddzielone,



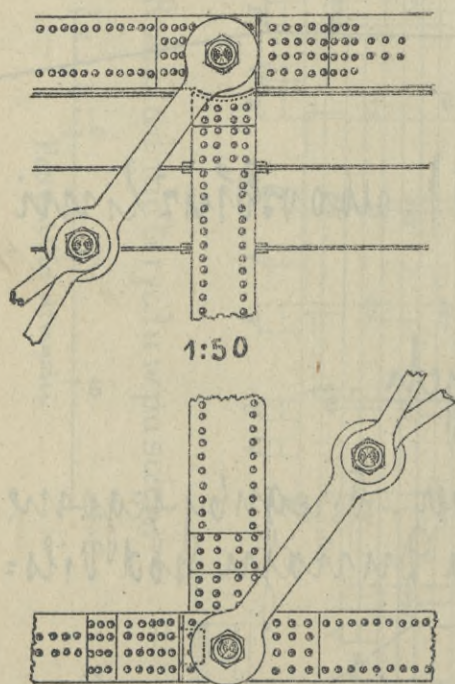
belka wisząca i wspornikowa zakończone są oddzielnymi słupkami, które jednak w swej dolnej części są zlitowane.

Aby uniknąć przesłonięcia poziomego w kierunku poprzecznym do osi mostu dla Gerber w pasie górnym 2 blachy poziome od przeciwnej strony, z których każda schodzi wolno jednym końcem między kolanki słupów, a drugim jest do nich przymocowana.

Takiej robia w Ameryce, n.p. przy wiadukcie Kentucky (fig. 187) przegub znajduje się w pasie górnym, pas dolny jest przekrojony i posiada słupki, które przeszkadzają przesłonięciu w kierunku poziomym.

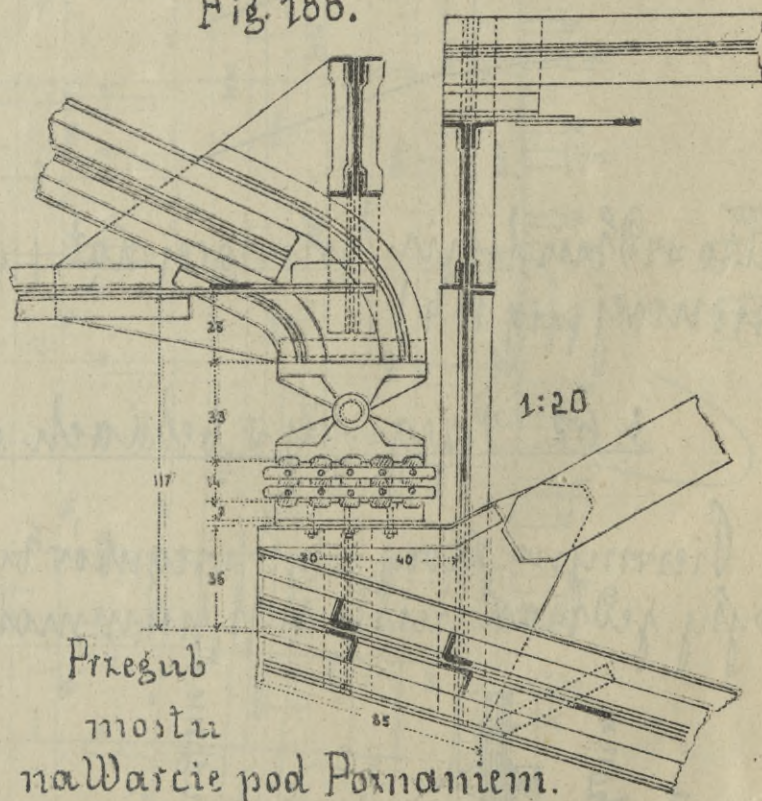
Najlepiej wiaduktem jest przegub mostu na Warcie pod

Fig. 187



Wiadukt Kentucky

Fig. 188.



Przegub mostu na Warcie pod Poznaniem.

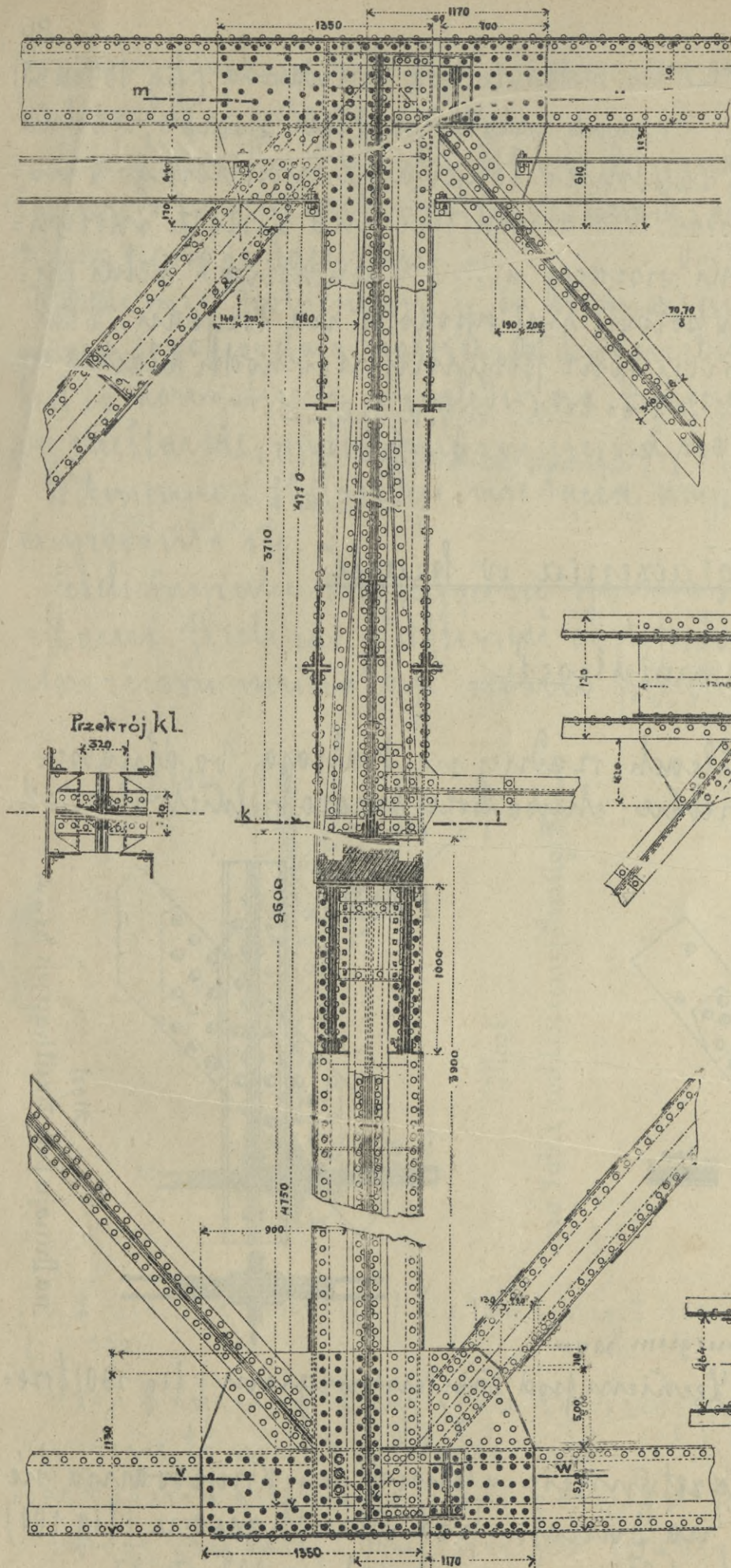
Poznaniem fig. 188 (Patrz fig. 18 str. 12). - Na wsporniku stano-  
wiącym zakończenie belki wspornikowej, umieszczone jest to-  
żysko, o które opiera się belka paraboliczna. Przegub ten jest  
zupełnie ściśniętym.

W ostatnich czasach zaczęto używać innych przegubów:

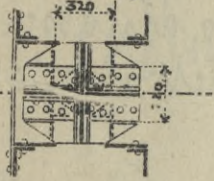


Fig 199.

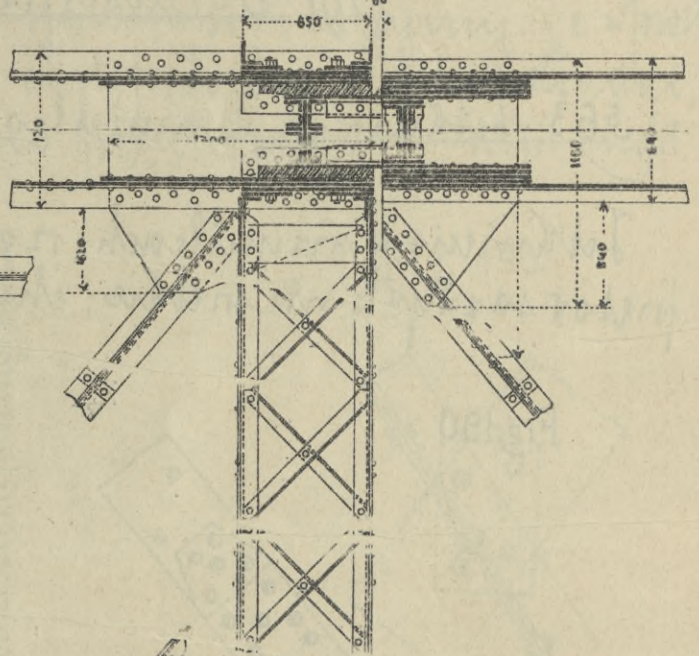
Wiadukt  
na Wętkawie  
pod Łętnowem  
1:36



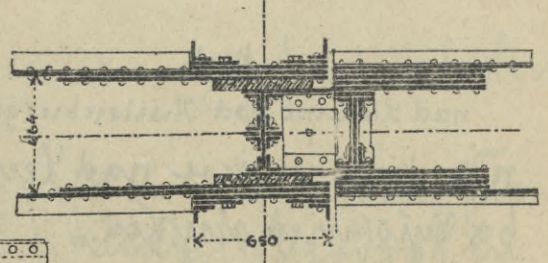
Przekrój kl.



Przekrój VW.



Przekrój m n.





Wskazywano przy wstawianiu na mostowach pod Branawoda (fig 189 str 85) użyto belki równoległej. Pręgnut urządzono w ten sposób, że belka wisząca podpora jest za pomocą torysta umieszczonego w narożniku belki wystającej. Narożnik ten ma kształt skrzyńkowy. Narożnik belki wiszącej uchodzi w narożnik belki wystającej i opiera się w połowie swej wysokości na torystu. Dla przedkroczenia przesłonięciem poziomym, wchodzi blacha węzłowa belki wiszącej w pas belki wystającej. -

V. Dzierżewski wiedeński - prof. F. v. Evert

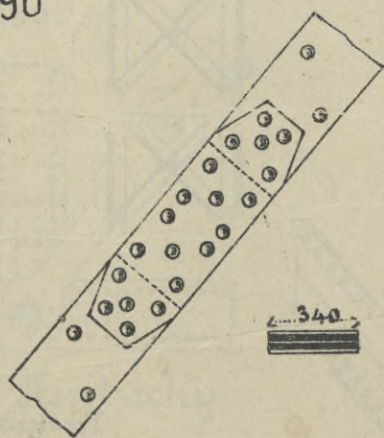
mi mostow w Szwajcarii nad rzeką (Pechelmann) w Cossau w Tokaju

VIII Dołączenia w łracie.

563 Zestawienia w krzyżulcach.

Zestawienia w krzyżulcach rzadziej się trafiają, bo długości przelot są zwykle niewielkie; chyba przy bardzo wielkich mostach

Fig 190

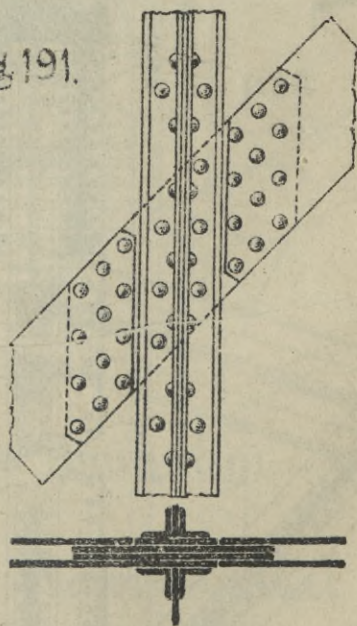


Most

nad Leckiem pod Krillenburghiem 1/30 n.w.

n.p. przy moście nad Leckiem pod Krillenburghiem (fig. 190) trzeba było użyć słupków.

Fig 191.



Most

na Dunaju pod Mauthausen 1/25 n.w.

Czasem urządza się zestawienia w punktach krzyżowania się krzyżulców n.p. Most na Dunaju pod Mauthausen (fig 191), lub most na Labie pod N.ściem (Aussig) fig 192 str 87. -



Jeżeli koryzki nie koryzują, ale nie przecinają, zachodzi pytanie, czy moiny je połączyć, czy nie.

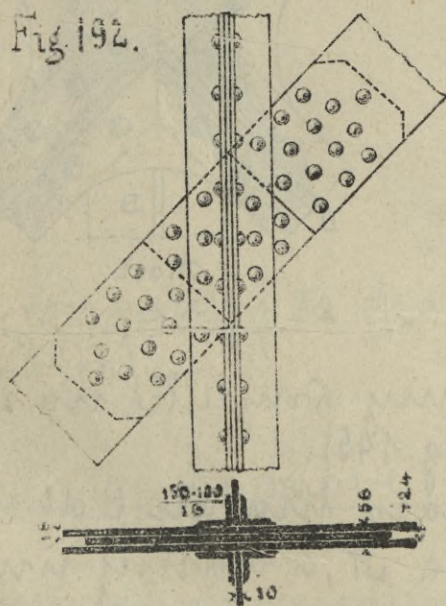
Obóz obliczamy koryzki dla tego przypuszczenia, że są nie połączone w punktach koryzowania się; ale pomimo tego w praktyce często je łączymy. -

Jeżeli więc połączymy je, to strażariny nowe węzły, a strażariny tego postają materiami drugorzędne. Z drugiej strony jest to koryzowanie się względem na wyboczenie, nadto z mienia się chełbanie, mianowicie zmniejsza się. -

W Ameryce i Holandyi nie łączą koryzki w punktach koryzowania się. -

Jeżeli koryzki koryzujące się znajdują się, łączymy je wprost moinami. Jeżeli zaś jest pierwień odstęp, to dajemy podkładki, które znowu muszą być osobno przytrzymane n. p. most

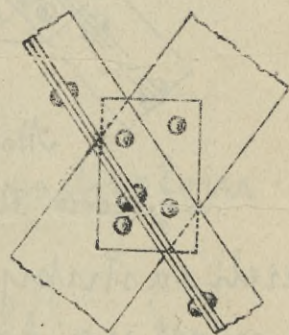
Fig. 192.



Most

na Ławie pod Uściem (Mussig) 1/25 m.w.

Fig. 193.



Most

na Dunaju pod Vilscher 1/5 n.w.

na Ławie pod Uściem (fig. 192) i most na Dunaju pod Vilscher (fig. 193). -

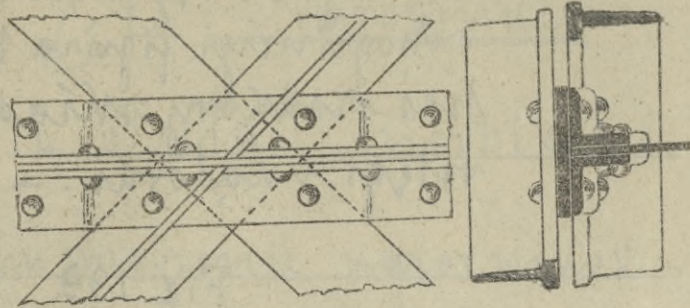
Jeżeli koryzki koryzujące się znajdują się w tej samej płaszczyźnie, to muszą się przecinać. Jeżeli moiny podwojone przekładnie gładkie, to lepiej zamiast przecinać wygiąć je o potężne grubości. Oryginalnym przekładnią wyginaczką jest







Fig. 196



Most na Moreli pod Koblencyja 1/10 m.w.

Przybelce Schifkorna, oba wazyntke sa przerwane i stykaja

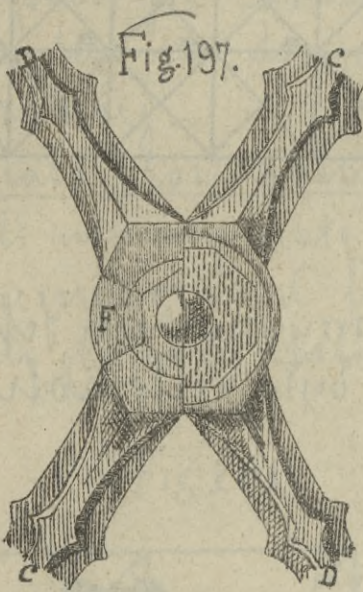


Fig. 197.

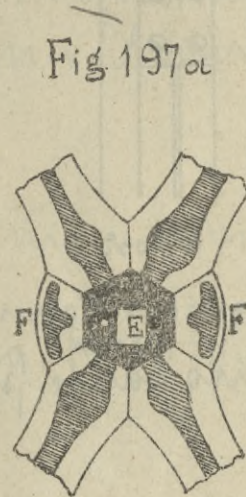


Fig. 197a

Belka Schifkorna 1/6 m.w.

siew rózny, która służy do oparcia na wysłkim zastawom (fig 197 i 197a). -

§. 64. Pasy środkowe

Czasami, aby z mniejszyi długości wolna krzyżuleś na wykończenie daje się pasy środkowe (Mittelquerte). - Jest to zatem konstrukcja drugorzędna. -

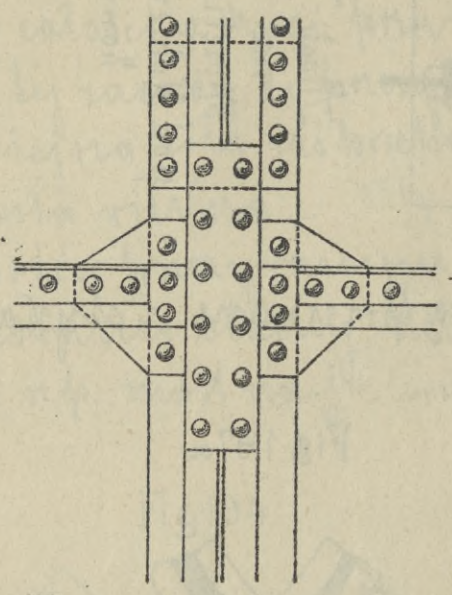
Zastosowanie pasów środkowych może się opścić tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach, a zatem i bardzo wielkich długościach zastawów i słupów. -

Łzytkle urządza się pasy takie z zelaza praskiego.



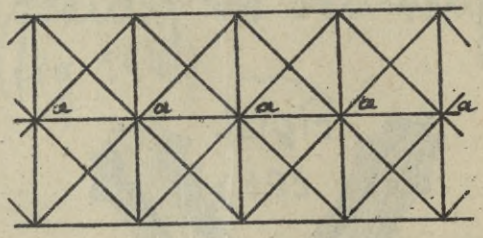
albo z kątów i łączony je zbrzytłkami za pomocą blach  
w których n.p. most na Renie  
w Moguncyi figura 198, gdzie  
pas środkowy składa się z  
wstęgi i kątów. -

Fig. 198



Most

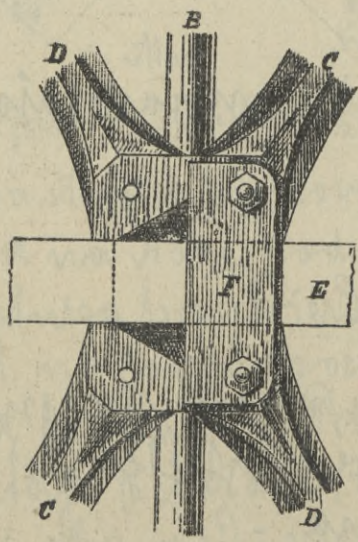
Fig. 199.



na Renie w Moguncyi.  
1/5 n.w.

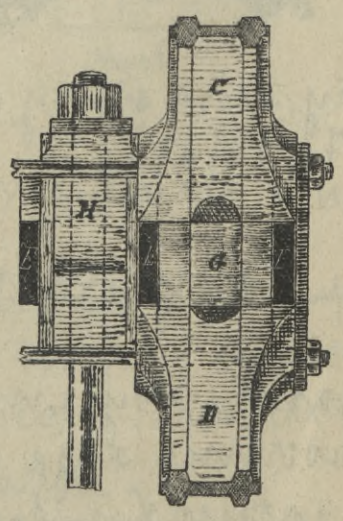
Także przy mostach Schiff-  
korna dawano takie pasy, jeżeli wraza była wielokrotna  
(fig. 199). -

Fig. 200.



Belka

Schiffkorna 1/5 n.w.



Ostatek jest tu koniecznie, ponieważ, jak wiemy, kory-  
zki składają się z pojedynczych części. -  
Drogi potężni i punkcie a (fig. 199) przedstawia  
figura 200. -



# IX Narozniki

## 1. Belki nierobine.

### § 65 Ugólne urządzienie narozników.

Narozniki dojemy zwykłe pionowe; jednak wyjątkowo, mogą pochylone zastrosy i uziyc jako narozniki.

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

#### a) Krata prostokątna

Jeżeli mamy kratę pojedynczą, w takim razie łatwo urządzić narozniki fig. 201.

Jeżeli jednak krata jest wielokrotna, to urządzamy wy-

Fig. 201.

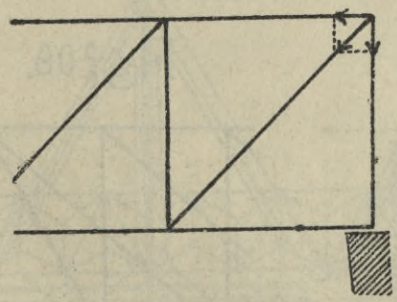


Fig. 202.

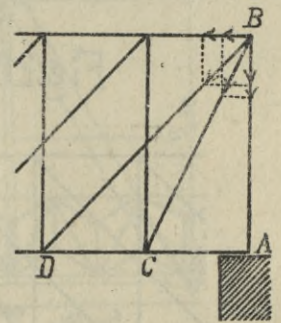
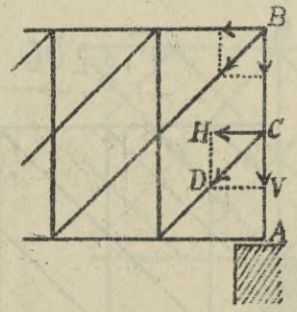


Fig. 203.



W ten sposób, że tworzymy kratę nieregularnie fig. 202.

Gdybyśmy zrobili kratę regularnie (fig. 203), to krzyżulec CD wywiera siłę poziomą H, działającą na naroznik schodliwie, bo wywołująca napięcie zginające.

Z tego powodu nie używamy tego sposobu. Pierwszy zaś sposób ma znowu tę wadę, że całe ciśnienie działa u góry.

Można zrobić także w sposób przedstawiony na fig. 204, a w takim razie połowa siły przenosi się na górę, a po-



Łoza na dole naroznika. Sposób ten jest jednak nierównym, bo wygląd takiej kraty nie jest ładnym; chyba tylko wyjątkowo przy belkach parabolicznych niezbieżnych

Fig. 204.

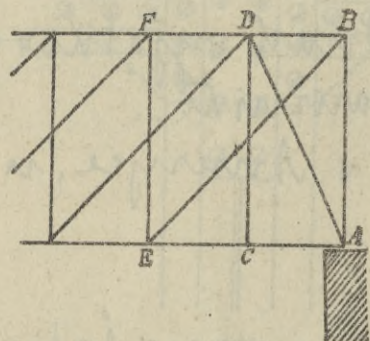
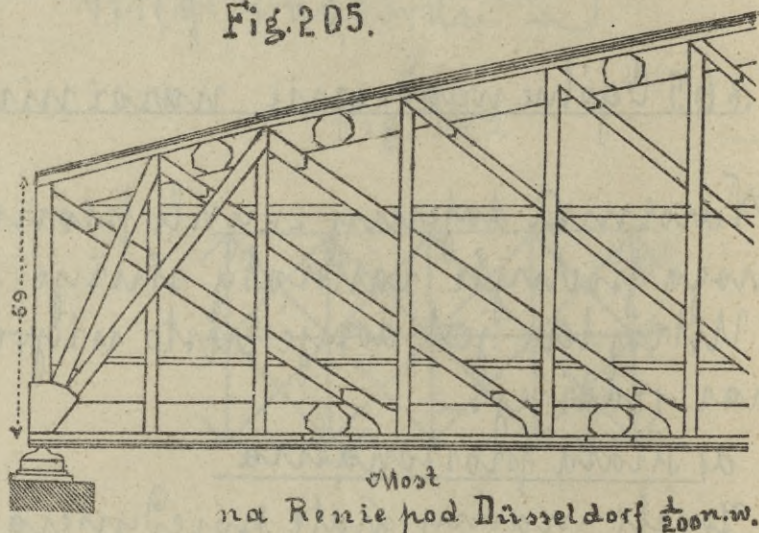


Fig. 205.



n. p. most na Renie pod Düsseldorfem fig. 205. —

Inżynier Ehlers proponuje zakończenie przedstawione na fig. 206 i twierdzi, że belka porostaby stalowej 4y =

Fig. 206.

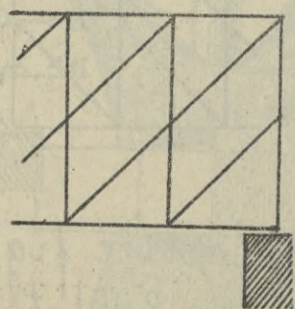


Fig. 207.

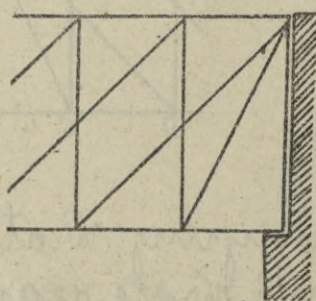
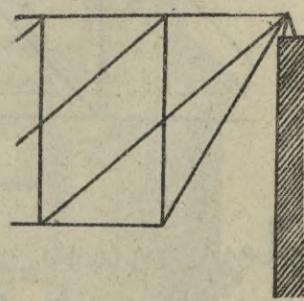


Fig. 208.



znaczną, że osiąga przez to oszczędności materiału i belka ładniej wygląda. —

Jeżeli pomost jest w górę, to zwykle kwadratowy pas dołu na Torysku fig. 207; jednak nie jest to konieczne: można by podjąć i takie pasy w górę. — W Ameryce robią często i ten sposób (fig. 208). —

(b) Krata równoramienna



Te może być zakończenie regularne fig 209. W korynkech CE i CD działają jednym ciągiem, a w drugim kierunku, a ponieważ są prawie równe, więc wysadkowa jest pionowa. Narozinik prawie, że nie jest narażony na stłamanie. -

Fig. 209

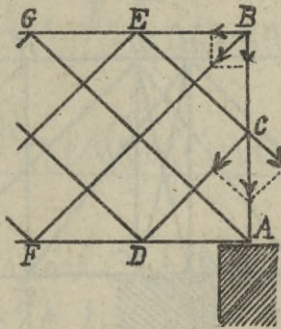
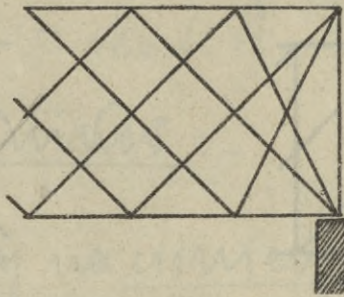


Fig. 210.



Ale ponieważ te siły nie są zupełnie równe, więc postać przecięci małe siły poziome, działające na stłamanie naroznika. -

Z tego powodu unikamy obecnie regularnego zakończenia kraty i daje się zakończenie nieregularne fig. 210. -

Trzy kraty pojedynczej da się narozinik zupełnie opuścić fig 211. Sposób ten jest zwykły w Ameryce między -

Fig. 211.

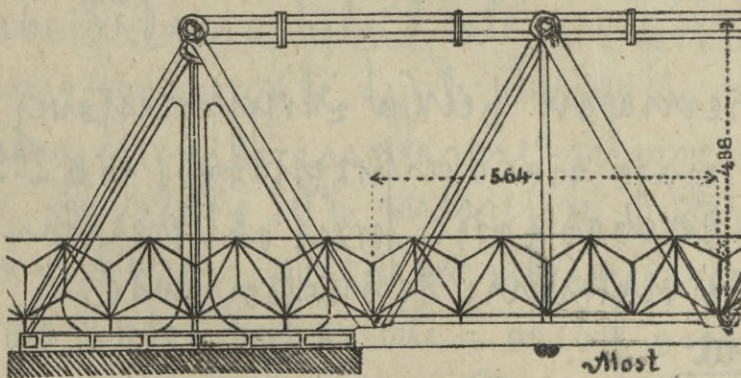
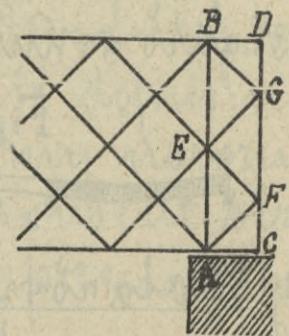


Fig. 212.



nym. Most nad Trentem pod Newark. (Patrz skrypta fig. 39). Czasami daje się podwójne narozniki, n.p. jeżeli mamy kratę wielokrotną, musi być albo dwa żyzka, albo jedno żyzko szerokie fig 212. - Jednak w takim wypadku nie znamy dokładnie punktu zaczepienia odwrotności; obecnie więc ten ustroj zarzucano. -

§ 66 Narozniki na filarach średnich



### a) Krata prostokątna

Trzy belki ciągłe dajemy na filarach średnich jeden fig. 213, lub dwa fig. 214 słupy pionowe.

Przy małych mostach i wąskich filarach musi się dawać

Fig. 213.

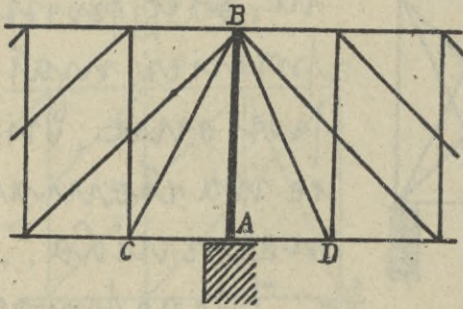
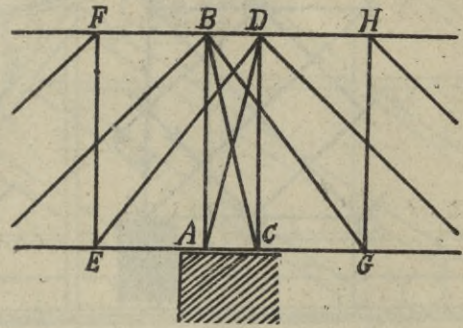


Fig. 214.



jeden słup; przy większych można dać dwa słupy, a w razem idzie dwa rozpięcia; wskutek tego skraca się rozpięcia. Jednak nie jest to korzystnem, bo przy pierwszym potoczeniu obciążenia belka się podnosi, a skoro ciężar się przesunie, spada na rozpięcie; powstaje więc wstrząśnienie mogące naruszyć filar.

Nadto wskutek podniesienia się belka z trzyprzęstowej staje się dwuprzęstową (fig. 215) Trzeba by więc przy obliczeniu uwzględnić tę okoliczność.

Fig. 215.



### b) Krata równoramienna

Tu można przeprowadzić kratę regularnie, ale w środku

Fig. 216.

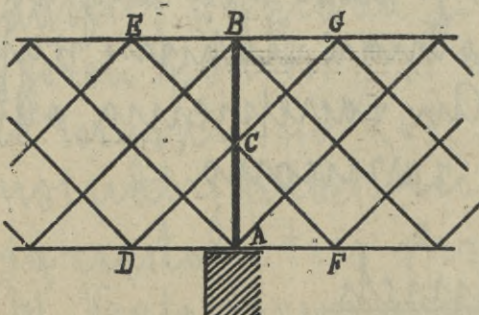
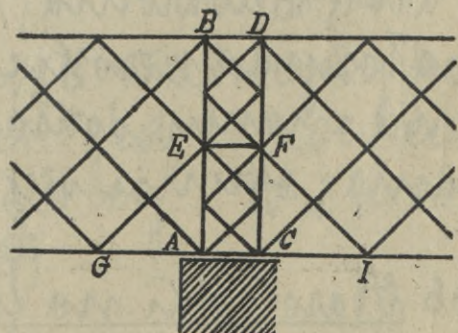


Fig. 217.





daje się zawsze stęp, bo gdybyśmy stęp opuścili, cześć pa-  
su  $\epsilon\gamma$  byłaby naraziona na złamanie (fig. 216). -

Pracowni daje się dwa stępy, a jeżeli odstęp ich jest mniej-  
szy od odstepu węzłów, to tworzy się je krata (fig. 217). -  
Jednak jest to nieodpowiednik, gdyż trzeba dać albo dwa  
krzyżka, albo jedno sserowicie, więc jest niebezpieczeństwo co do  
podpunktu podparcia. - Most Fiume w Rverde w Gracu  
16/1402

### § 67 Przekroje naroziników :-

Naroziniki obliczamy na ciśnienie, a ponieważ ma-  
ją kształt prostokąt, musimy uwzględnić także wyboce-  
nie. Jednak z powodu kształtów poziomych i po-  
procznych, które przenoszą wszystkie siły poziome obra-  
żające w moście na narozinik, inżynie musimy na-  
rozinik także jako część techników. -

Z tego powodu siły w nim działające pochodzą nie tylko  
z obciążenia belki, ale i z przekłeszenia sił poziomych. -  
Ponieważ zwykle tych drugich nie uwzględniamy, musi-  
my przyjąć znacznie mniejsze napięcie dopuszczal-  
ne, zwykle o 50% mniejsze. - Ponieważ liczymy narozinik  
na wyboeczenie, starać się musimy, ażeby moment bez-  
władności był wielki i ażeby osie krzywizłów przecinały  
się z osią narozinika. -

Tutaj możemy mieć różne ustrójce: jeżeli mamy  
belki siłowe pojedynczym, możemy użyć dla narozinik:

Fig. 218.

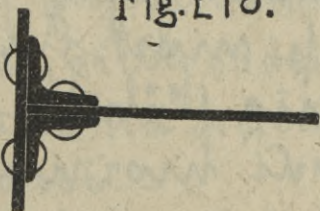


Fig. 219.

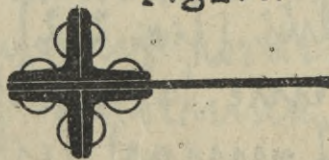


Fig. 220.



na: przekroju I (fig. 218), krzyżowego (fig. 219), i innego (fig. 220)...



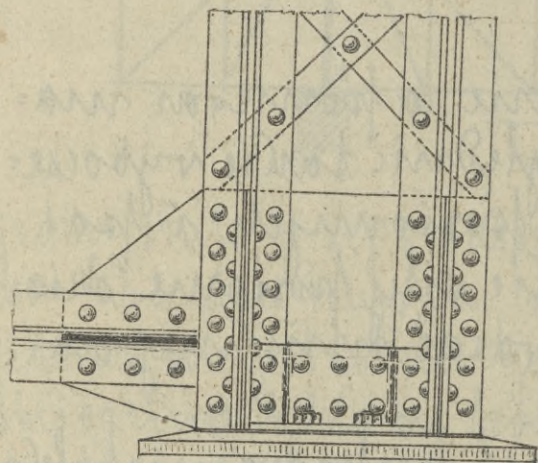
W każdym z tych przypadków do blach stojących przytwierdzamy kalówki. -

Także wystawiają same kalówki użyte przy dach pierwszych przekrojach, jednak często ze względów architektonicznych i ze względu na tożsakość wykonany przekroju iowego. -

Zamiast blachy stojącej możemy użyć kraty, n.p. przy moście na Labie pod Miśnia (fig. 221). Przekrój wtedy składa się z samych kalówek. - (8)

Winniker podaje następujące doświadczenia wzory dla kraty takich narożników:

Fig. 221.



Most na Labie pod Miśnia 1/10 n.w.

$$\left. \begin{aligned} \text{odstęp osi słupów } a &= 0.08 H \\ (H &= \text{wysokość narożnika}) \\ \text{szerokość krzywuleń} &= 0.13 a \\ \text{ich grubość} &= 0.02 a \end{aligned} \right\}$$

Przekrój równy

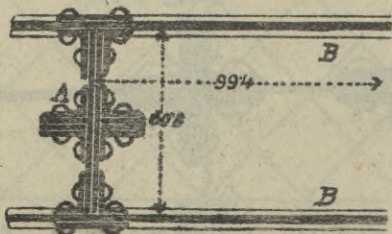
Przekrój ten występuje z celara czterokątowego i z blach stojących, jednak rzadko jest on używany. Można go także zmniejszyć kalówkami. -

II Belki z pasami podwójnymi

1) Tu można stosować te same kształty co dla pasu pojedynczego porównując je dwa razy. -

2) Przekrój I może być tu używany, przy czym ścianka jest prostopadła do płaszczyzny belki (fig. 222) n.p. most na Renie pod Kolonią (Cöln). -

Fig. 222



Zamiast ścianki można także użyć kraty. -

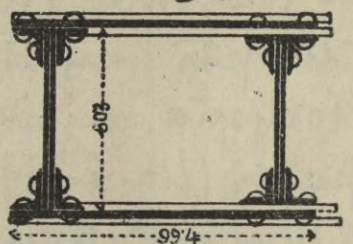
Most na Renie pod Kolonią 1/25 n.w.



3). Przekrój skrzynkowy. -

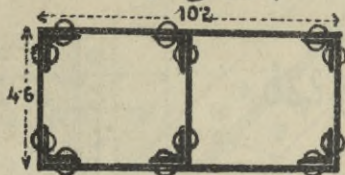
Może być to ścianka pełna n.p. most na Renie pod Kolonia,

Fig. 223



Most na Renie pod Kolonia  $\frac{1}{25}$  n.w.

Fig. 224

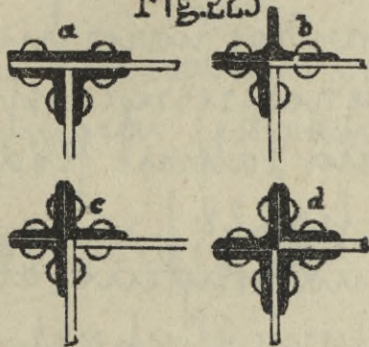


Most pod Timna  $\frac{1}{25}$  n.w.

(Fig. 223), albo może być użyta kratka. Może być także przekrój drewnoskrzynkowy n.p. most pod Timna fig. 224. -

Takie noryżniki są bardzo dobre dla wielkich ciśnień i dają się łatwo połączyć z kratą. Jeżeli przekrój jest za wielki, to dajemy zamiast blach kratę, a wtedy taki noryżnik składa się ze stysów, które mogą mieć normalny przekrój (fig. 225 a, b, c, d). -

Fig. 225



Może się więc składać z drewna kąsówerek, z teorek i kąsówek, z trzech kąsówek, z sześciu z czterech kąsówek.

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 wiar. -

§ 68. Połączenia dolne. -

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

Przy pasach teorych przedniem się walcadki i kąsówki  
arkusz XIII Mosty kratowe zelazne



owi do końca belki, gdyż stędy płyty żelazkowe dają się łatwo przytwierdzić.

Zachodzi więc pytanie zasadnicze, czy pas przytwierdzać do narożnika, a narożnik spoić na żelazku (fig 226),

czy też pas przytwierdzać do żelazka, a narożnik dopasać (fig. 227).

W tym wypadku, gdzie ciśnienie jest większe, pierwszy układ jest wię-

cej uzasadnionym. Ławce jednak kształtowi narożnika przedniemu owi na dół. W pierwszym narożnika powinna być nad punktem zaczepienia oddziaływania.

W tym celu należy nie-  
rów przekrój narożnika na dole rozszerzyć n.p. most na Łahnii pod Lahnstein (fig 228).

choć na przystęp, albo 1) przedłużyć blachę stojącą, albo 2) dać odpowiednią blachę węższą, lub wreszcie 3) uzyskać odpowiednią wielkość przekroju przy-  
kładami.

Figura 229 (str 99) normalna kolei północnej, przedstawia wypadek opisany pod 2); blacha węższa leży w tej samej

planowności, co blacha stojąca pasu i blacha narożnika jest odpowiednio rozszerzona, zaś jej węższość

Fig. 226.

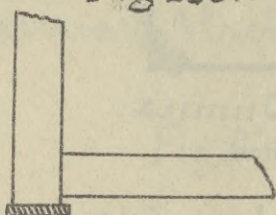


Fig. 227

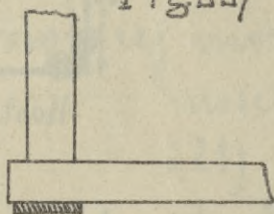
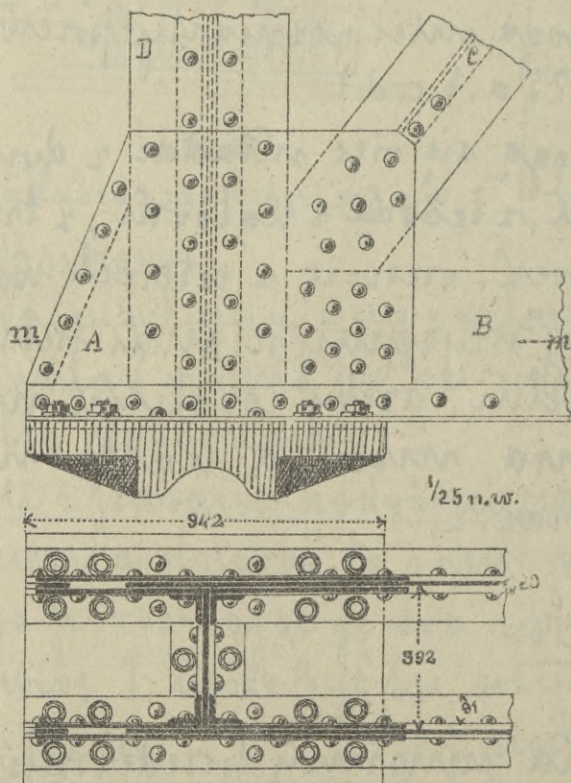


Fig. 228.

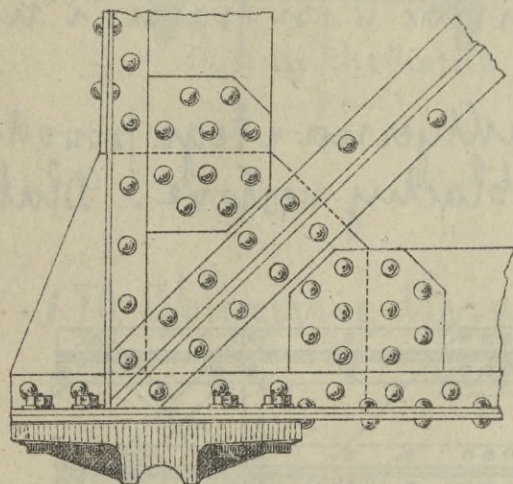


Most na Łahnii pod Lahnstein.



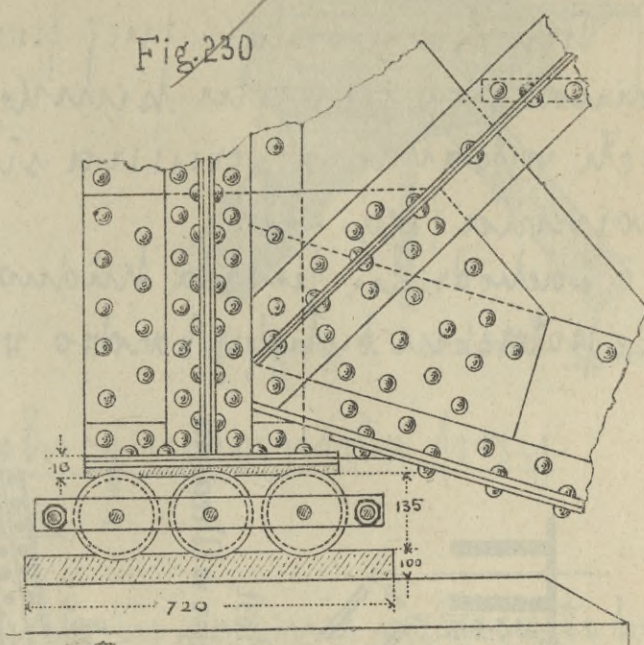
sa. odpowiednio kryte. Fig. 230 most na Isere koło Małej Skály

Fig. 229.



Normalia austri. Kolei pol.  
 $\frac{1}{15}$  n.w.

Fig. 230



Most na Isere koło Małej Skály  
 $\frac{1}{15}$  n.w.

Skosy na warstwie przeprowadzonej ośi do dołu; pas dolny tego mostu jest zakrzywiony. -

§ 69. Połączenia górne. -

W ogólności połączenia górne są podobne do dolnych, są najnie mały koło torzyst, zatem wygląd na torzyst odpada. -

Przy kracie prostokątnej może zajść ten wypadek, że

Fig. 231.

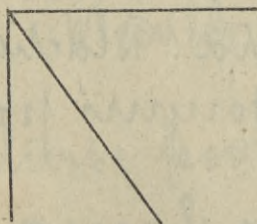


Fig. 232.

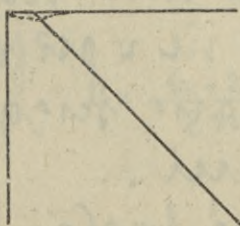
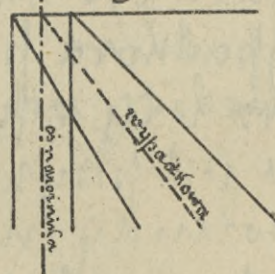


Fig. 233



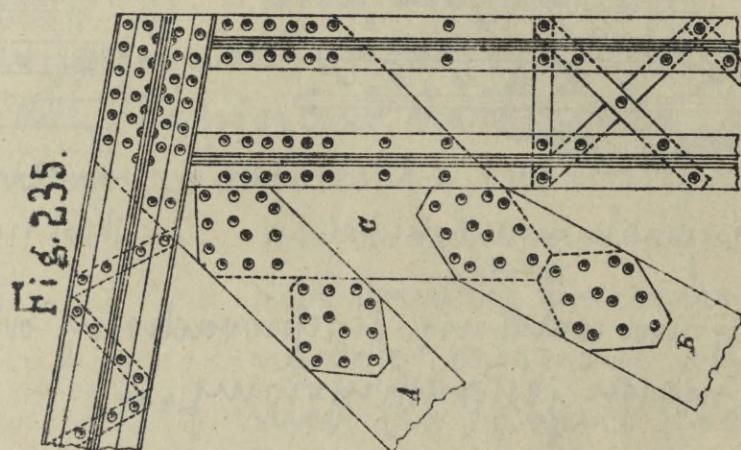
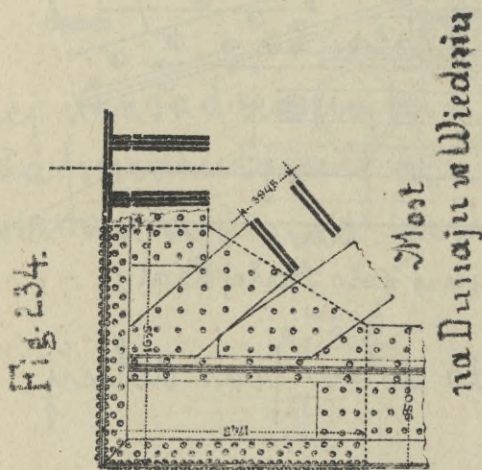
z wierzta górnego wychodzi kilka ściągier. Oś przeto powinna się przecinać w jednym punkcie warstwie (fig. 231),



gdyż w precyzyjnym razie pas może być narozwiny na zginanie (fig. 232). —

Przy macie wielokrotnej powłoki występuje się jedna przecina się w jednym punkcie osi pasu, lub co najmniej ich wypadkowa przecina się w osi pasu i narożnika (fig. 233). —

Zachodzi tu pewna trudność praktyczna z tego powodu, że potrzebne byłyby bardzo wielkie blachy wrotowe. Dlatego,



jeżeli narożnik składa się z dwóch śrubów, najlepiej zrobić wedle fig. 233. —

Figura 234 przedstawia most na Dunaju w Wiedniu, gdzie wypadkowa przecina się z osi pasu i narożnika. Blacha wrotowa leży w jednej płaszczyźnie z blachą narożnika. —

Figura 235 przedstawia most na Labie w Misnie. — Tu wypadkowa przecina się w osi narożnika. Blacha wrotowa leży w płaszczyźnie ścięgna, z którym połączona jest przyśrubowaniem. —

Narożniki mogą być także z zelaza łamego: w Austrii były używane tylko przy belce Schiffkorua (fig. 236 str. 101); w Ameryce były częściej używane, zwłaszcza przy belce Warrena (fig. 237 str. 101). —



Fig. 236

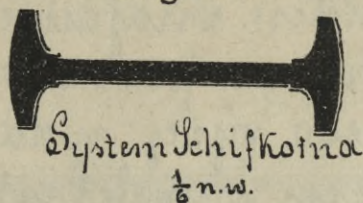
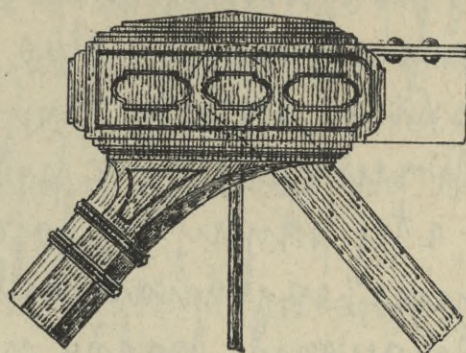


Fig. 237

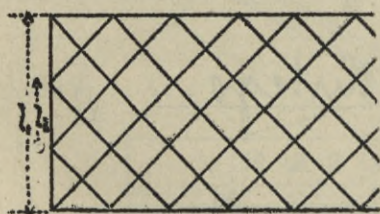
System Warren  $\frac{1}{20}$  n.w

### § 70. Obliczenie długości wolnej powierzchni przy wyboczeniu. -

Jeżeli nowolnik nie jest podzieleny jakimiś wierzchem, to przyjmujemy  $l=l_1$  (wyboczenie w płaszczyźnie prostopadłej do belki), jeżeli: jest stężenie  $n$  dołu i  $n$  góry; jeżeli zaś niema stężenia góra, w takim razie przyjmujemy  $l=2l_1$ . -

Jeżeli nowolnik jest podzieleny wierzchem, to w takim razie pojedyncze części są różnie nowolnione; jednokrotnie przyjmujemy dla całego nowolnika przekrój stały, liczony ze względu na największe ciśnienie; długości wolna przyjmujemy w płaszczyźnie prostopad-

Fig. 238.



Tej do belki nieco mniejszą niż  $l$ , względnie  $2l_1$  ze względu na werty. -

Wzrostek przyjmujemy:

$l = \frac{n+2}{2n} \cdot l_1$ , gdzie  $n$  oznacza liczbę podziałów. -

### § 71. Zakotwiczenie belek zbieranych. -

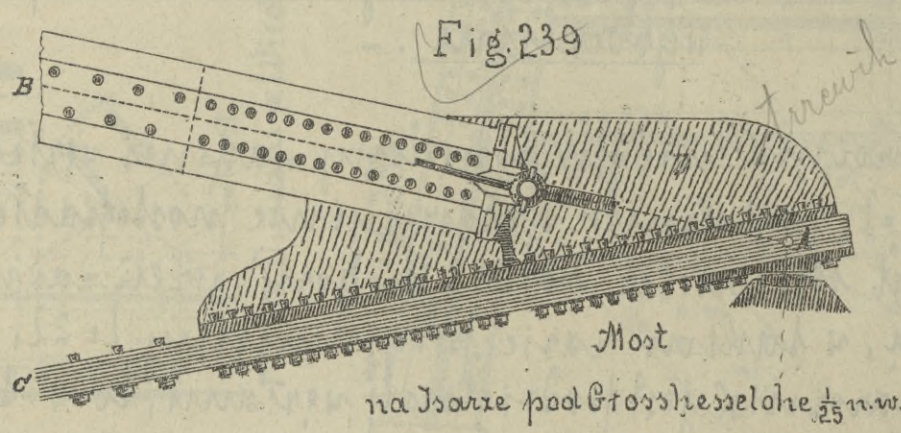
W belkach zbieranych przecinają się pasy w piono-



wej przechodzącej przez środek łozyska. -  
 Dla pasy można albo wprost przetoczyć, albo za pomocą  
 niskiego zespołu. Zwykle w tym punkcie znajduje się  
 poprzecznicca, więc przetoczenie przedstawia pewne trudno-  
 ści; z tej przyczyny daje się pasy nieco wyżej nad łozy-  
 skiem, co jednak należy w obliczeniu uwzględnić. -

Przetoczenie pasów może być rozmaite: *nr 17/1 902*

1.1 Przetoczenie za pomocą trzevika z żelaza łamego . -

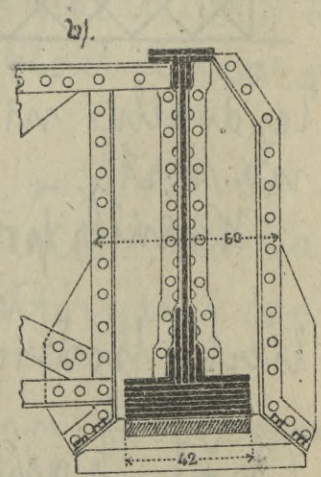
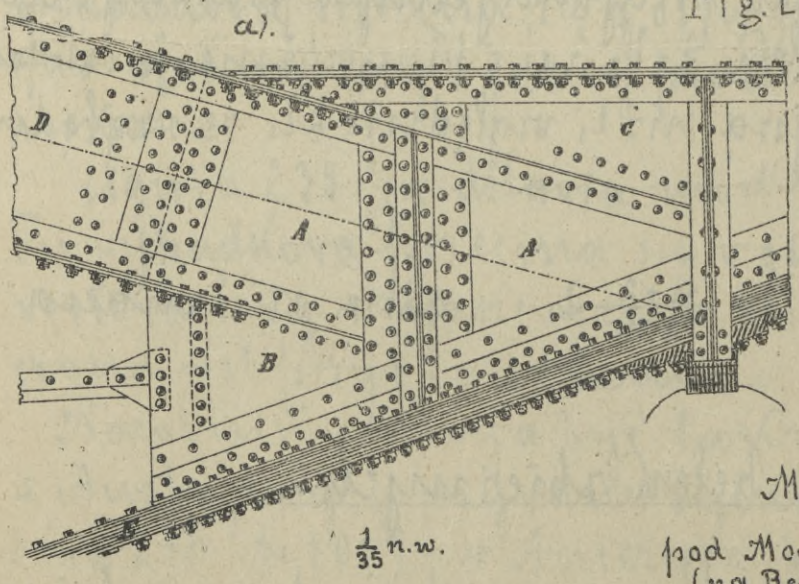


Tego przetoczenia używano przy belce Parilego n.p. most na Isarze pod Grosshesselohie (fig. 239). -

2.1 Przetoczenie za pomocą trzevika z żelaza kutego . -

*z żelaza kutego pod Brnie -*

Fig. 240.



Most pod Mogincya (na Rehie) Przekój poprzeczny żelaza przy łozysku 1/25 n.w.

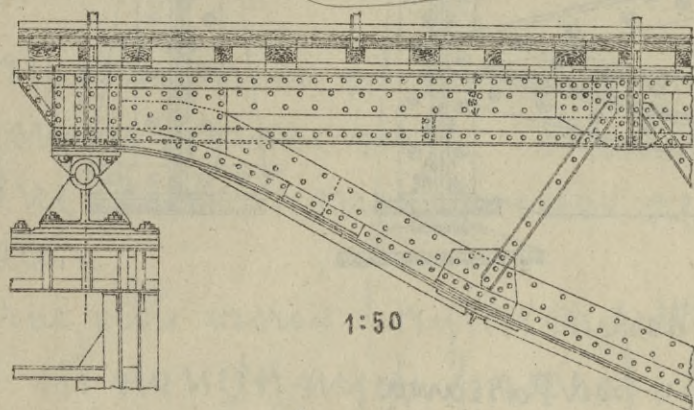
Podobne przetoczenie może być wykonane z żelaza ku-



tego; składa się wtedy z blachy naroznej potłoczonej z pasami wzdłużnymi n. p. most na Renie w Moogineyi fig. 240. -  
 Kształt pasu górnego przedłużamy jak najdalej, aby prze-

nieść dobrze ciśnienie pasu górnego na to-  
 zysko. -

Fig. 241.



1:50

Szczegół

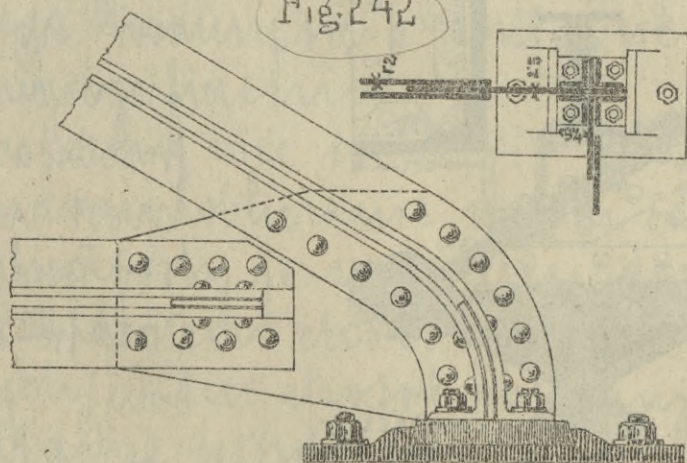
wiaduktu nad Niddą pod Assenheim

osiowym. -

Przy belkach Schwedlera wzdłużnym pas górnym

n. p. most na  
 Mildrie pod Eilenburgiem (fig. 242). -

Fig. 242



Most  
 na Mildrie pod Eilenburgiem  
 $\frac{1}{2}$  n.w.

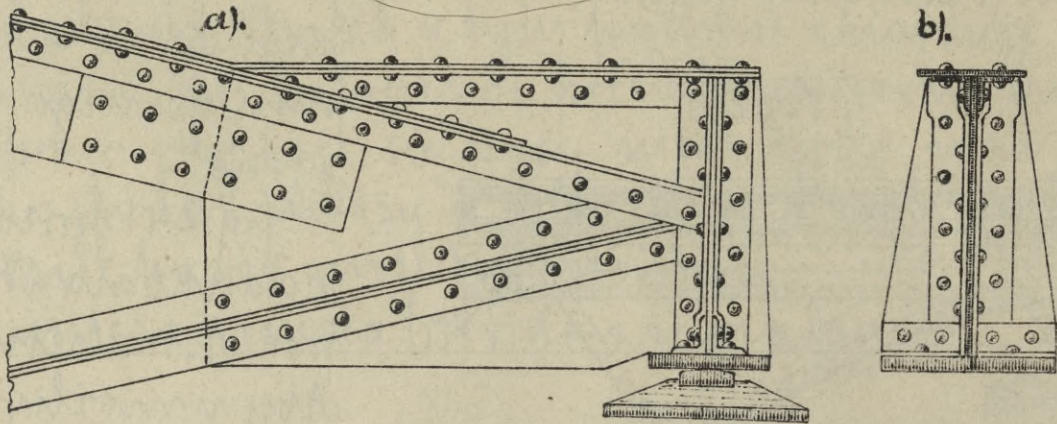
tworzy się więc podwójna naroznica, n. p. most na Drinajm pod Passara (fig. 243 str. 104). -

Co się tyczy połączenia z pasami, to jeżeli pasy mają blachę stojącą podwójną, możemy dać blachę narozniczną między blachy stojące. - Jeżeli blacha stojąca jest

Połączenie pasów z tozyskiem jest także możliwym za pomocą nakłówek przystrojonych do blachy naroznej;



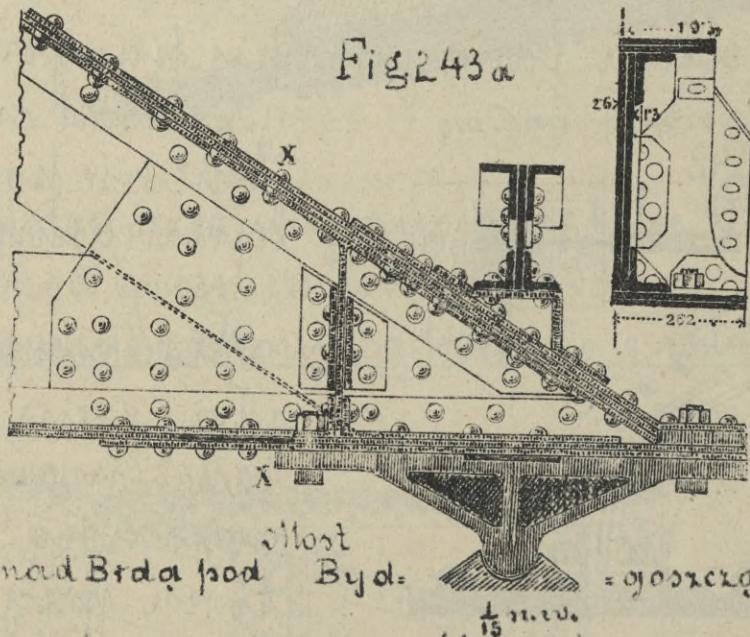
Fig 243



Most

na Dunaju pod Passawą  
 $\frac{1}{15}$  n.w.

pojedyncza, wtedy przeprowadzamy ją tylko do blachy narożnej, a zatknięcie krzyżownicy przykładkami (fig. 243a) figura 243a przedstawia:



Most nad Brdą pod Bydgoszczą  
 $\frac{1}{15}$  n.w.

nej, a zatknięcie krzyżownicy przykładkami (fig. 243a) figura 243a przedstawia: most nad Brdą pod Bydgoszczą (Brache-Bromberg).

Jeżeli prasy są teore w takim razie albo: 1) przedziorny blachy jednego pasu, a blachy drugiego obcinamy i zatknięcie krzyżownicy przykładkami, albo 2) zastępujemy blachy obu pasów jedną odpowiednio kształtowaną blachą.

Przy końcu belki daje się także blachę nieraz zamiast kraty, a to w celu uniknięcia srodkowci konstrukcyjnych przy przytwierdzeniu kraty z powodu małej wysokości.



## X Ciezar belki kratowych

### § 72. Ogólne uwagi. -

Przy obliczeniu sił wewnętrznych potrzebna jest nam znajomość cięzaru belki. Mamy wprowadzić wzory przybliżone (patrz „Teoria mostów creś I”), ale te nie są wystarczające. -

Leciać wedle wzorów przybliżonych otrzymamy po obliczeniu sił wewnętrznych przekroji, po wykonaniu planu mostu, dokładny ciężar mostu; okaże się, że przyjęliśmy za mały lub za duży. Powinismy więc przekłamać drugi raz. Zwykle drugie obliczenie jest już dosyć dokładnem. -

Ale ten sposób postępowania wymaga wiele pracy i czasu, dlatego staramy się o dokładne wzory, aby oszczędzić sobie drugiego liczenia. -

Postępujemy więc inaczey:

Zacynamy obliczenie mostu od pomostu i podkładu, a obliczamy je możemy dokładnie wyznaczenia cięzaru; potem chodzi jeszcze o obliczenie belki głównych. W ten sposób postępując możemy robić dość dokładne przyjęcia. -

Musimy tu odróżnić ciężar teoretyczny od rzeczywistego. Z powodu osłabienia przekroju przez dziury na wiatry, z powodu zwiększenia przekroju względnie na wybożenie, z powodu blach wierzchołkowych, przykładów, ciężaru głównych nitów, ciężar rzeczywisty jest większy od teoretycznego. -

Ażeby z ciężaru teoretycznego otrzymać ciężar rzeczywisty



wisły, misiny są pomnożyć przez współczynnik ukojony. - Ten współczynnik jest dla wielkich mostów mniejszy, bo przy wielkich siłach mociemy lepiej zastosować przewrót do wy-  
 magów teorii; precyzyjnie przy małych mostach wcale nie konstrukcyjne nie pozwalają dać tak małych przewrótów, jak tego teorya wymaga. -

Mocemy więc powiedzieć, że im teoretyczny przewrót jest mniejszy, ten współczynnik ukojony jest większy i odwrotnie.

A zatem dać się wyrazić w ten sposób:

$$\kappa = a + \frac{b}{A}$$

ponieważ jednak przewrót A jest proporcjonalny do ciężaru na jednostkę długości, możemy więc napisać:

$$\kappa = a + \frac{b_1}{g}$$

gdzie a, b, b<sub>1</sub> są stałymi ilościami, g ciężarem teoretycznym tej części belki, której ciężaru szukamy. -

Winkler podaje następujące wartości  $\kappa$

a) Przy.

belka blazowa .....	$\kappa = 1.4 + \frac{0.055 \text{ m}}{g'}$	} ----- 26)
" równoległa zwykła .....	$1.3 + \frac{0.055 \text{ m}}{g'}$	
" " ciążła .....	$1.3 + \frac{0.060 \text{ m}}{g'}$	
" wieloboczna zbierna .....	$1.3 + \frac{0.023 \text{ m}}{g'}$	
" paraboliczna nierówna ....	$1.3 + \frac{(0.023 + 0.032 \frac{h_0}{h_1}) \text{ m}}{g'}$	



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

- $q_1, q_2, q_3$  teoretyczny ciężar pasów,  $q'$  ciężar narozników -
- $q', q''$  ciężar całej belki
- $q$  rzeczywisty ciężar całego mostu
- $p$  ciężar zastępczy
- $p'$  ciężar zastępczy na jednostkę długości dla pasów
- $q, q'$  całkowity ciężar na jednostkę długości:  $q = q + p; q' = q + p'$  kraty
- $m$  ilość belek
- $a$  odstęp węzłów
- $n$  wielokrotność kraty

b) Strata (n węzła)

wzrostowa	$k = 1.6 + \frac{0.009 mn}{q''}$	}	27).
prostokątna	$= 1.6 + \frac{0.015 mn}{q''}$		
okrągła	$= 1.6 + \frac{0.014 mn}{q''}$		

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

Teoretyczna ilość materiału belki zwykłej równoległej znana jest z "Teorii mostów części I".

Jeżeli oznaczymy stosunek  $\epsilon$  ciężaru gąbkowego ze: lona do materii dodatkowego procy C, to będzie  $\epsilon$  w tonach na  $m^3$ , a I w tonach na  $m^2$  mamy n.p. dla:

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

Jeżeli zaś liczymy I w kilogramach na  $cm^2$ , a  $\gamma$  w tonach na  $cm^3$ , to dla tego samego przykładu:



$$C = 1.04$$

### 573 Teoretyczna ilość materiału.

#### a). Pasy

belka zwykła równoległa	.....	$q_1 = \frac{1}{6} C q \frac{l^2}{h}$	} ..... 28).
" cieżka	"	$q_1 = (0.09q + 0.14p) C \frac{l^2}{h}$	

#### b). Krata

belka zwykła równoległa, krata równoram.	$q_2 = \frac{1}{4} C \left( \frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right) \left( q + \frac{7}{6} p \right) l$	} ..... 29).
" " " " prostokat.	$q_2 = \frac{1}{4} C \left( \frac{a}{h} + 2 \frac{h}{a} \right) \left( q + \frac{7}{8} p \right) l$	
" cieżka " " równoram.	$q_2 = (0.52q + 0.69p) C l$	
" " " " prostokat.	$q_2 = (0.78q + 1.04p) C l$	

#### c). Narówniki

belka zwykła równoległa, krata równoram.	$q_3 = \frac{1}{2} C q' h$	} ..... 30).
" " " " prostokat.	$q_3 = C q' h$	
" cieżka " " równoram.	$q_3 = (0.5q + 0.55p) C h$	
" " " " prostokat.	$q_3 = (1q + 1.1p) C h$	

#### d) Całkowity ciężar belki w projekcji







$d$  jest tu zmiennym współczynnikiem zależnym od stosunku  $\frac{q}{p}$  i wynosi dla:

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

18/11/02

W wyżej podanych wzorach mamy średnie po prawej stronie niechciadoma  $q = p + q$ . - W praktyce przyjmujemy nie  $q$  wedle ogólnych wzorów i składowy w powyższe wzory i obliczamy ciężar pasów, kraty i narożników. -

Jednakże możemy postąpić inaczej: - Ciężar belek głównych da się przedstawić wzorem:

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

Jeżeli oznaczymy ciężar ustroju poprzecznego przez  $q''$ , to  $q = q' + q''$ . - Ciężar ustroju poprzecznego możemy obliczyć przed obliczeniem belek głównych. Wstawimy tę wartość w powyższy wzór, otrzymamy:

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

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

wzór ostateczny dla całego ciężaru mostu na metr bieżący będzie:

$$q = q' + q'' = \frac{q'' + Cl A_2 p}{1 - A_1 Cl} \quad \dots \dots \dots 35).$$

§. 74). Wyznaczenie najkorzystniejszej rozpiętości. -

Wzór powyższy możemy stosować do wyznaczenia najkorzystniejszej rozpiętości. -

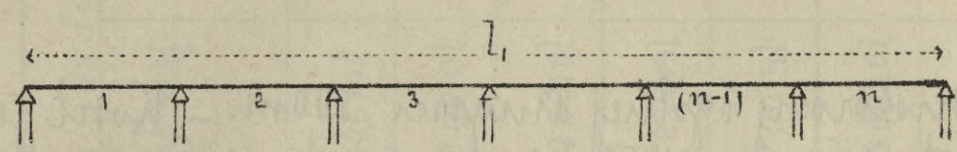
Rozpiętości są najczęściej dane z kształtku terenu, ale czasami, gdy jest więcej przeszk, to zalecieć może od nas,



czy zrobić wiele przeseł małych, czy mało przeseł wielkich. - Co będzie korzystniejszym zależy od kosztu filarów. -

Jeżeli długość całego mostu jest  $l$ , ilości przeseł  $n$ , koszt

Fig. 244



jednego filaru  $f$ , kosztu jednego przęsła  $g$ , kosztu kon-

strukcyjnej za jedną łonę ciężaru  $c$ , to całkowite koszty mostu wynioszą:

$$K = 2f_1 + (n-1)f + c \cdot \frac{g'' + c \ell A_2 p}{1 - A_1 c \ell} \cdot l$$

Najmiej:

$c A_2 p = B$ ,  $A_1 c = D$ , to ponieważ  $\frac{l_1}{l} = n$ , otrzymamy:

my:

$$K = 2f_1 + \frac{l_1 - l}{l} f + c \frac{g'' + B l}{1 - D l} \cdot l$$
 Najmiej:

szoki kosztów otrzymamy, jeżeli zróżnicujemy względem  $l$ , i pochodną przyrównamy do zera.

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

$$\frac{f}{l^2} = \frac{c (B + g'' D)}{(1 - D l)^2}; (1 - D l) \sqrt{f} = l \sqrt{c (B + D g'')} \quad \text{stad:}$$

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

ale  $\frac{B}{D} = \frac{c A_2 p}{A_1 c}$ , a ponieważ  $A_1$  prawie równa się  $A_2$ , zatem:

$$\frac{B}{D} = p, \text{ więc } l = \frac{1}{D + \sqrt{D \cdot \frac{g'' + p}{f}}}$$

Według Landsberga możemy podstawić za  $D = 0.0042$ , zatem

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

} 36).



Wzrost przeszedł znajdowaniem  $n$  równania:

$$\frac{l_1}{l} = n = l_1 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{c(q'' + 1)}{l}}) \dots \dots \dots 37).$$

### Przykład

Most kolejowy jednokrotny ogólnej długości 300m. - Koszt jednej tonny konstrukcyj  $c = 250$  zł/ton; Koszt jednego filara  $l = 90000$  zł. -

$$n = 300 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{250(0.6 + 4.4)}{90000}}) = 3.64$$

Przyjmujemy więc albo:  $n = 3$ , albo  $n = 4$ .  
zatem  $l = 100m$  „  $l = 75m$  } 1).

Przyjmujemy, że filary są łazie:  $l = 30.000$  zł, w takim razie otrzymamy:

$$n = 300 (0.0042 + 0.065 \sqrt{\frac{250(0.6 + 4.4)}{30000}}) = 5.37$$

Przyjmując więc albo:  $n = 5$ , albo  $n = 6$   
otrzymamy zatem  $l = 60m$  „  $l = 50m$  } 2).

W ten sposób możemy mieć pewne wskazówki, co do najkorzystniejszych rozpiętości. -

Dla ciężaru mostu (własnego ciężaru) podamy jeszcze tabele według Geffehlnera dyrektora warsztatów kolei państwowych w Poczcie. -

Podaje on pewne współczynniki ustrojowe zebrane w podłazie dat otrzymawanych z obliczenia mostów w konarach przez szwajcarskie warsztaty, a nadto ciężar belek głównych, pokrytku, pontonu i ciężar całkowity w kilogramach na metr bieżący mostu. -

(Publikowane w „Allgemeine Bauzeitung 1893”).



Spółczynniki uśrednione według Seferberera.

Rodzaj belki	Mosty Kolejowe:			Mosty drogowe:	
	główna	drugorzęd.	wąskotor.	I klasy	III klasy
paraboliczna	—	—	—	—	—
wierzbiana	—	—	—	—	—
wównoległa	$\frac{1}{0.80+0.0015}$	$\frac{1}{0.70+0.0020}$	$\frac{1}{0.60+0.0010}$	1.7-0.0015L	1.7-0.0010L
okracie równoległa	$\frac{1}{0.60+0.0015}$	$\frac{1}{0.50+0.0015}$	$\frac{1}{0.50+0.0010}$	1.8-0.0015L	1.8-0.0010L
okracie równoległa	$\frac{1}{0.65+0.0015}$	$\frac{1}{0.60+0.0015}$	$\frac{1}{0.55+0.0010}$	1.65-0.0015L	1.65-0.0010L
okracie prostok.	$\frac{1}{0.60+0.0010}$	$\frac{1}{0.50+0.0010}$	$\frac{1}{0.45+0.0010}$	1.90-0.0020L	1.90-0.0015L
blaszaczna	$\frac{1}{0.70+0.0015}$	$\frac{1}{0.55+0.0010}$	$\frac{1}{0.50+0.0010}$	1.8-0.0020L	1.8-0.0015L
	$\frac{1}{0.50+0.0010}$	$\frac{1}{0.45+0.0010}$	$\frac{1}{0.40+0.0010}$	2.00-0.0020L	2.2-0.0020L
	$\frac{1}{0.50+0.0010}$	$\frac{1}{0.45+0.0010}$	$\frac{1}{0.40+0.0010}$	2.00-0.0025L	2.2-0.0025L

Spółczynniki uśrednione według Seferberera

(Allgemeine Bauzeitung 1893).



Bestellner: Eisen master ala Kobi m kg/m. vier (Allg. Bezeichnung 1893)

Profilart	Eisenmaster ala Kobi		Eisenmaster ala Kobi		Eisenmaster ala Kobi		Eisenmaster ala Kobi		L
	Norm	g	Norm	g	Norm	g	Norm	g	
parabolische niederbiegen L: 15 - 150m	h. g. Form	291	261	181	141	111	391	301	$\frac{L-1}{L-10}$
	Norm	300	300	250	200	160	31+500	21+300	$\frac{L-1}{L-10}$
	h. g. Form	380	380	340	280	240	370	300	$\frac{L-1}{L-10}$
rönnol. stracia rönnorammien. L: 12 - 80m.	h. g. Form	291+680	261+680	181+590	141+480	111+400	361+890	331+790	$\frac{L-1}{L-10}$
	Norm	300	300	250	200	160	31+500	21+300	$\frac{L-1}{L-10}$
	h. g. Form	380	380	340	280	240	370	300	$\frac{L-1}{L-10}$
rönnol. stracia prohonalnej L: 12 - 100m.	h. g. Form	311	281	211	151	121	351	321	$\frac{L-1}{L-10}$
	Norm	311+680	281+680	211+590	151+480	121+400	381+870	351+770	$\frac{L-1}{L-10}$
	h. g. Form	380	380	340	280	240	370	300	$\frac{L-1}{L-10}$
blouzon a L: 2 - 12m.	h. g. Form	541	441	341	261	201	551	451	$\frac{L-1}{L-10}$
	Norm	541+500	441+500	341+440	261+360	201+300	1001+370	871+370	$\frac{L-1}{L-10}$
	h. g. Form	380	380	340	280	240	370	300	$\frac{L-1}{L-10}$



Seebhlner: Ciężar mostu drogowego  $\text{kg/m}^2$   $\tau = 0.95 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$

Rodzaj belki	Wysze- gólnienie	Pomost dołem lub wjeźbiony -				
		I klasa	II klasa	III klasa	ładki	
belka parabol. błędna nierówna	belki gł.	4.00l	3.20l	2.56l	2.88l	
	ładki	150	100	80	80	$h = \frac{1}{2}l$
	ładki	230	230	130	170	
	ciężar cał.	4.00l + 380	3.20l + 330	2.56l + 210	2.88l + 250	
belka równoległa b. równoległa	b. główna	4.80l	3.52l	2.88l	2.88l	
	ładki	150	100	80	80	$h = \frac{1}{10}l$
	ładki	230	230	230	170	
	c. całkow.	4.80l + 380	3.52l + 330	2.88l + 310	2.88l + 250	
belka równoległa cieńsza	b. główna	4.96l	4.16l	3.20l	2.88l	
	ładki	150	100	80	80	$h = \frac{1}{10}l$
	ładki	230	230	230	170	
	c. całkow.	4.96l + 380	4.16l + 330	3.20l + 310	2.88l + 250	
belka klasyczna	belki gł.	8.00l	6.40l	5.20l	2.88l	
	ładki	80	80	60	80	$h = \frac{1}{10}l$
	ładki	230	230	230	170	
	ciężar cał.	8.00l + 310	6.40l + 310	5.20l + 290	2.88l + 250	

Dla mostów drogowych podaje Seebhlner wzór na ciężar belki głównej:

$$g_1 = \frac{n\% \cdot (g_0 + p)}{100} \quad 37)$$

gdzie  $g_0$  oznacza ciężar pomostu,  $p$  ciężar własny,  $n$  zmniejszenie ciężaru zależne od rozpiętości i materiału dopuszczalnego.



Tabela nr w procentach

T	l: 15	20	30	40	50	60	70	80	90	100
700	89	111	158	207	261	321	385	456	535	622
800	77	96	133	177	222	270	322	379	440	507
900	68	84	118	154	192	232	277	324	374	427
1000	61	75	105	136	170	205	243	283	324	370

Uwaga:

Dla belek wielobocznych 5-10% mniej.

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	992	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



	l	maxim	średnio	minim	l	max.	średnio	minim
<i>Kalesa</i>	44	1503	1359	1236	75	2301	2080	1727
<i>g<sub>3</sub> - g<sub>4</sub></i> <i>u wstępnym</i>	46	1534	1396	1258	80	2376	2230	1827
<i>6 belis</i>	48	1581	1433	1283	85	2446	2326	1927
<i>rys obc</i> <i>4500</i>	50	1622	1472	1317	90	2536	2426	2027
<i>Antoni</i>	52	1677	1513	1340	95	2636	2526	2119
<i>rys wstępn</i> <i>dylem 400</i>	54	1736	1554	1363	100	2736	2625	2214
<i>rys wstępn</i> <i>35 w grz</i>	56	1793	1595	1389	105	2836	2725	2309
<i>blacha rypa 2500</i>	58	1853	1636	1415	110	2936	2825	2404
<i>rys wstępn</i> <i>au blans pul 2500</i>	60	1910	1676	1441	115	3036	2925	2499
	65	2055	1803	1527	120	3136	3020	2594
<i>Moty drogowa</i>	70	2198	1930	1627	130	3312	3220	2704

*Role*  
*g<sub>4</sub>*  
*2 punk*  
*punkt*  
*g<sub>4</sub>*  
*56+27*  
*6=4.5*  
*g<sub>4</sub>=77+*  
*2 tona*  
*6=5.5*  
*g<sub>4</sub>=64+*  
*2 ha p*  
*beton*  
*6=9m*  
*g<sub>4</sub>=98+*

Uwaga:

Średnio przyjąć można:  $g_1 = 20l + 600$ .

*Bauhausen produkt wraży - y = a + bl*

$a = g_3 + g_4$   
*punkt + produkt*

**(XI) Ustroj przeciętny mostów żelaznych.**

Do ustroju przeciętnego należy wyznaczyć co następuje.

belka główna a więc:

- I 100 pomost, podział, terminy, zakończenie pomostu, po-
- II 85 reze -
- III 65

Ważne uwagi:



## § 75. Wysokość pomostu

23/1.907

W ogólnym przypadku jest, że lepiej doci pomost u góry, aniżeli u dołu, albowiem lepsze jest sterzenie, poprzecznice są krótsze, filary są niższe. —

Przy małych mostach powiększenie ciężaru wskutek uniesienia pomostu dołem wynosi 100-150%. — | 50-100%

Przy większych mostach do 50 m. wynosi 0%. —

Przy jeszcze większych nad 80 m. mogą być mosty biegnące z tego powodu, bo przy pomoci góra jest większa powierzchnia wystawiona na działanie wiatru (olierając powierzchnie połaży). — Nadto przy pomoci dołem jest mniej tężników. —

Jeżeli wysokość belki jest mniejsza niż 5 m., to nie można urządzić tężników góra dla mostów kolejowych. — Pod tym względem różnicujemy więc:

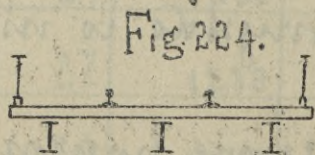
mosty zamknięte (n. geschlossene Brücken) i

mosty otwarte (n. offene Brücken). — (Wypowiedzenie um. wcalej Japomostow)

## § 76. Ilość belek głównych

W ogólności taniej jest urządzić mniej belek, jak to już okazał się przy obliczaniu ciężaru własnego belki (patrz skrypta str. 107). —

Mosty jednoboczne prawie zawsze mają dwie belki; czasem blają trzy belki (fig. 244), aleby pomost lepiej podopierać, ale jest to nierozsądkiem, bo ci ciężar rozkłada się nierówno. —



Dla mostów dwutorowych można użyć 2, 3, lub 4 belek. —

Jeżeli używamy 2 belek, to potrzeba mniej materii-



atu na belki górne, ale więcej go potrzeba na poprzecznicę; a więc dla małych mostów, gdzie w takim razie ilość materiału na poprzecznicę przeważa, potrzeba dla:

l =	10	20	30 m
	42	24	13%

więcej materiału, jeżeli wyższy dwu belek, niż, gdy wyższy czterech belek. —

Specjalnie przy większych mostach dla:

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

mniej materiału przy wyższym dwu belek, niż przy wyższym czterech belek, pominiwszy już to, że wysokość 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. —

Łato przy wyższym dwóch belek jest przy obciążeniu jednego toru, nierówne nałożenie belek; co może być narazem na szkodzenie. —

Korzyścią znowu czterech belek jest to, że można je wymierzać, bez potrzeby ruchu, bo zawsze wiele maszt podczas budowy może się odbywać po jednym torze. —

Możliwe są także trzy belki na dwa tory; a w takim razie środkowa belka musi być silniejsza i mieć inne niż boczne wymiary. — Jest to szkodliwym przy obciążeniu i wykładaniu mostu, a nadto belka ta jest zawsze narazem nieco na szkodzenie; tak, że urządzenie jest niekorzystnym. —



Przy trzech i czterech belkach dosięga napięcie zawsze najmniejsi; podczas, gdy przy dwóch belkach wiadło to się trafia, gdyż pociągi wiadło się krzyżują na moście.

Z tego powodu są mosty dwutorowe o dwie belki korzystniejsze, zwłaszcza dla większych rozpiętości.

Jeżeli dla mostu dwutorowego przyjmujemy cztery belki, to albo je możemy wyrzucić ze sobą rotacyjnie tak, że stanowią jeden most;

albo rotujemy je po dwie, tak, że stanowią dwa mosty.

Ten drugi wypadek jest częściej używany.

Często buduje się koleje jednotorowe, która później stać się ma dwutorową.

Wskhodzi wtedy pytanie, czy budować most dwutorowy odrazu, czy też na razie wybudować most jednotorowy?

Otóż buduje się zwykle fundament przyrównów i filarów dla mostu dwutorowego; same zaś filary i most dla jednego toru, - gdyż jakkolwiek kosztownie filarów jest korzystniejszem, od wybudowania odrazu szerokiego filaru, jednak wchodzi się w tym drugim wypadku pierwsi znaczny kapitał, który się nie procentuje przez nieraz 20 lub 30 lat.

### 577. Mosty drogowe

Jeżeli pomost jest dośćem, starym, a razie naj-  
lepiej jest użyć dwóch belek; jeżeli zaś góra,  
wtedy można użyć więcej belek n.p. most Tegelt  
hol w Wiedniu ma 11 belek w odstępnie 17 m.

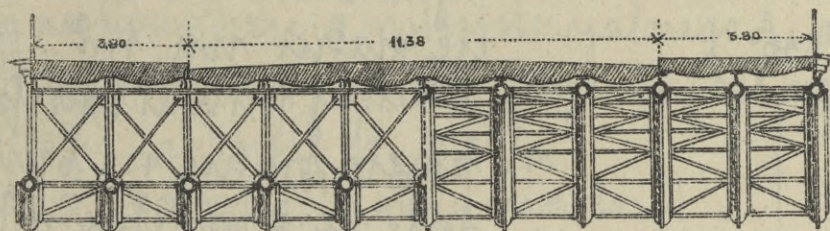
Fig. 245 na stronie 121 przedstawia ten most: Belki



są tuteż, poprzecznie wcale niema. -

Przy mostach tuteż, sam górze materiał jest więcej wy-  
żytkany, odpowiedniej jest przyjmować więcej belek. -

Fig. 245



Most

Tegetthofa w Wiedniu

Przy mostach o belkach prostych nie robi się tego, chyba przy  
mostach o małych rozpiętościach. -

Przy wielkich mostach lepiej jest stawiać mniej belek, a to  
z powodu kosztów wykonania belek. -

### 578. Odstęp belek mostów kolejowych. -

Odstęp belek mostów kolejowych w ogólności powinien być jak  
najmniejszy, ażeby poprzecznice były o ile możności wąskie,  
a filary wąskie. -

Odstęp osi toru od krawędzi belki ma wynosić według norm  
austriackich 2.15 m; przy większych mostach radzi  
Winkler dodać 10-20 cm., ażeby otwór mógł się usu-  
nąć przed przejeżdżającym pociągami. Jednak przy wiel-  
kich mostach szerokość kraty jest już taka, że w tym wy-  
padku można się usunąć między kraty; rozszerzenie  
to jest więc niepotrzebne. -

Jeżeli pomost jest góra, wtedy odstęp belek może być  
mniejszy, niż szerokość pomostu. - W takim razie  
jednak odstęp ten nie może być mniejszy, niż tego wy-



maga staści belki wystawionej na parcie wiatru. -

a) kolej jednostorona. -

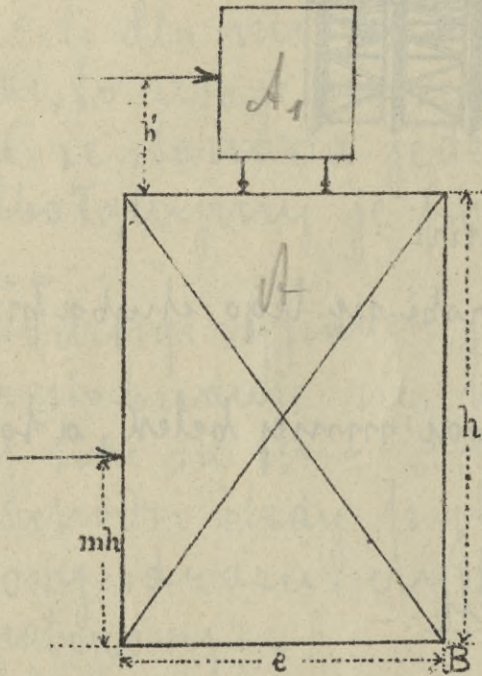
Wiatr obraża nie tylko na belkę, ale i na pociąg. -

Narwijmy powierzchnię belki A, powierzchnię pociągu

wystawiona na wiatr A, parcie wiatru na 1m<sup>2</sup> ... w. -

Niechaj punkt zaczepienia parcia wiatru na belkę znajdzie się w odstępnie mh od dolnej krawędzi mostu - zaś punkt zaczepienia parcia wiatru na pociąg w odstępnie h+h' od dolnej krawędzi mostu, to żeby się most nie przewrócił, musi być moment parcia wiatru na belkę i na pociąg ze względu na punkt B równy. Momentowi ciężaru belki i pociągu. -

Fig. 246



na belki i pociągu. -

$$w (A mh + A_1 (h+h')) = (g+p) \frac{e}{2} \quad \text{Z tego wynika:}$$

$$\text{najmn. } e = 2w \frac{A mh + A_1 (h+h')}{g+p} \quad \dots 38)$$

Powierzchnia belki A i wysokość punktu zaczepienia wiatru zależy od ustroju belki (do A należy dodać pełną część powierzchni obciążonej belki patrz „Teoria mostów I”)

Wzrostki przyjmujemy w przybliżeniu dla belki

ościance pełnej	A na metr bież = h	m = 0.5
krasowej równoległej	A = „ 0.53h	m = 0.5
„ wielobocznej	A = „ 0.30h	m = 0.7



Wzrost podaje inne wartości:

belka o ściance pełnej	$A = 1.27h$	$m = 0.5$	1.2 0.5
" kratowa równoległa	$A = 0.67h$	$m = 0.5$	0.33 0.5
" wieloboczna	$A = 0.62h$	$m = 0.53$	
" <u>złusowa</u>	$A = 0.4h$	$m = 0.6$	0.3 0.7

Według rozporządzenia ministerialnego  $A_0 = 0.5 + \frac{2.5}{2} = 1.75$

Wzrost przyjmujemy pustą, gdyż to jest wypadek najmniej korzystniejszy - zatem  $\rho = 0.8 \text{ t/m}$ .

Jeżeli to obciążymy, to otrzymamy:

$$\text{najmn. } e = 2W \frac{A_m h + 4.4 + 2.5h}{g + 800} \quad \text{Tu możemy mieć}$$

druga wypadek: może być niekorzystniej, gdy most jest obciążony, lub gdy nie jest obciążony. -

W pierwszym wypadku: nacisk wiatru  $w = 170 \text{ kg/m}^2$

$$\text{I najmn. } e = 340 \cdot \frac{A_m h + 4.4 + 2.5h}{g + 800}$$

W drugim wypadku: (nacisk wiatru  $w = 270 \text{ kg/m}^2$ )

$$\text{II najmn. } e' = 540 \frac{A_m h}{g}$$

Przyjmijmy  $g = 30l + 800 \text{ kg/m}$ ;  $A = 0.53h$ ;  $m = 0.5$ , to otrzymamy postać:

$$\text{I najmn. } e = 340 \frac{0.53h^2 \cdot 0.5 + 4.4 + 2.5h}{30l + 1600} = 8.5 \frac{106h^2 + 10h + 17.6}{3l + 160}$$

$$\text{II najmn. } e' = 540 \cdot \frac{0.53h^2 \cdot 0.5}{30l + 800} = \frac{14.3h^2}{3l + 80}$$

24/1.902

Obliczmy ten odstęp dla różnych rozpiętości, otrzymamy następującą tabelkę:



$$\underline{dla h = \frac{1}{10} l}$$

	$l =$	10	30	50	100	150 m.
najmn.	$e =$	<u>1.23</u>	<u>1.94</u>	<u>2.57</u>	<u>4.01</u>	5.66 m
najmn.	$e' =$	0.13	0.71	1.56	3.77	<u>6.07 m</u>

$$\underline{dla h = \frac{1}{8} l}$$

najmn.	$e =$	<u>1.40</u>	<u>2.78</u>	<u>3.32</u>	5.70	8.03 m
najmn.	$e' =$	0.20	1.18	2.43	<u>5.88</u>	<u>9.47 m</u>

Musiśmy naturalnie wziąć większą wartość. -

Wiadomy więc, że przy większych rozpiętościach, więcej na-  
racionym jest na wygórcie most niesciążony. -

Liczyby powyżej podobnie potrzeba jednak pomnożyć pew-  
nym współczynnikiem, większym od jedności, gdyż  
wyznaczyli my je dla warunku trwałowego, albowiem  
najmniejsze zwiększenie parcia wiatru spowodowałoby utra-  
te równowagi. -

Według norm angielskich pewność powinna wyno-  
sić 2. - Jest to jednak za dużo; możemy więc przyjąć 1.4.

Dla tej pewności przedstawiają się najmniejsze odstępny,  
jak następuje:

$$\underline{dla h = \frac{1}{10} l}$$

	$l =$	10	30	50	100	150 m
najmn.	$e =$	<u>1.72</u>	<u>2.72</u>	<u>3.06</u>	<u>5.61</u>	7.92 m
najmn.	$e' =$	0.18	0.99	2.18	5.28	<u>8.50 m</u>

$$\underline{dla h = \frac{1}{8} l}$$

najmn.	$e =$	<u>1.96</u>	<u>3.89</u>	<u>4.65</u>	7.98	11.24 m
najmn.	$e' =$	0.28	1.65	3.40	<u>8.23</u>	<u>13.26 m</u>

Na podstawie tych liczb możemy napisać ogólny wzór:

$$\begin{aligned} dla h = \frac{1}{10} l & \dots \dots \dots \text{najmn. } e = 1.4 + 0.45h \} \dots \dots \dots 40) \\ dla h = \frac{1}{8} l & \dots \dots \dots \text{najmn. } e = 1.54 + 0.49h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.12 & - C = 180 \\ 1.00 & C = 560. \end{aligned}$$

Atelij. eastyph



Velflin przyjmuje sprężynność prętności 15. —

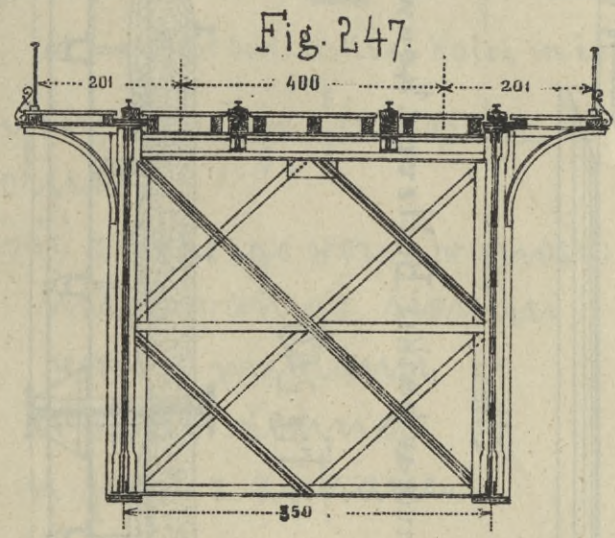
Wzory te stosują się do tego wypadku, gdy pręmost jest w górę, a pas dolny jest podparty. —

b) Mosty dwutorowe

Wzrytkie już wnter tego, że są dwa tory, jest odstępek be-  
lek większy, niż tego wymaga istota podparcia. —

Pytanie rachodki, jaka szerokość mostu należy  
przyjąć dla dwóch torów? —

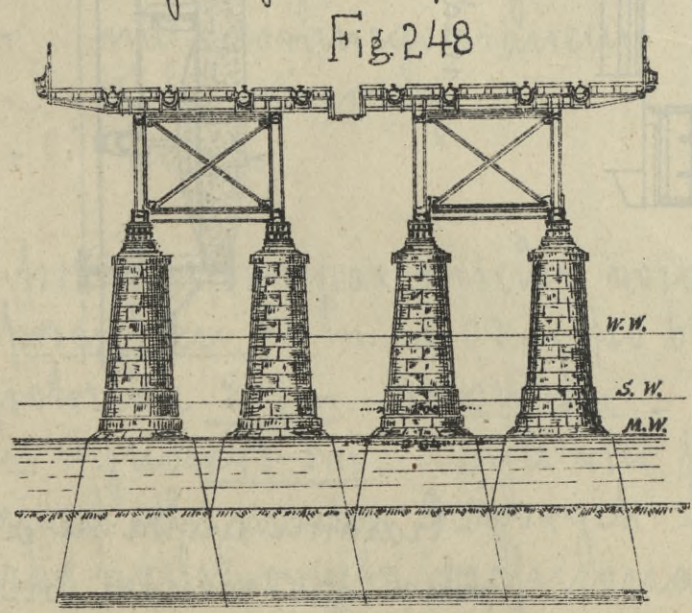
Odstępek torów wynosi w Austrii 40m; moznaby więc dać



belki pod rekwetrimie  
snyry, a w takim ra-  
zie wynosilby odstępek  
belek 5.5m.

Figura 247 uwidocz-  
nia nam powyzej  
omawiane coty. —

jeszcze mniejszego odstępn. N. p. przy kolei berlińskiej



Ja jednak wy-  
padki, gdzie niyto  
nad Sprewa w parku  
Bellevue dano przy  
moście (fig 248 i 248<sup>a</sup>)  
belki górne w piono-  
wych osi toru. —

Figury 248 i 248<sup>a</sup> (na  
stron: 126) wzięto:

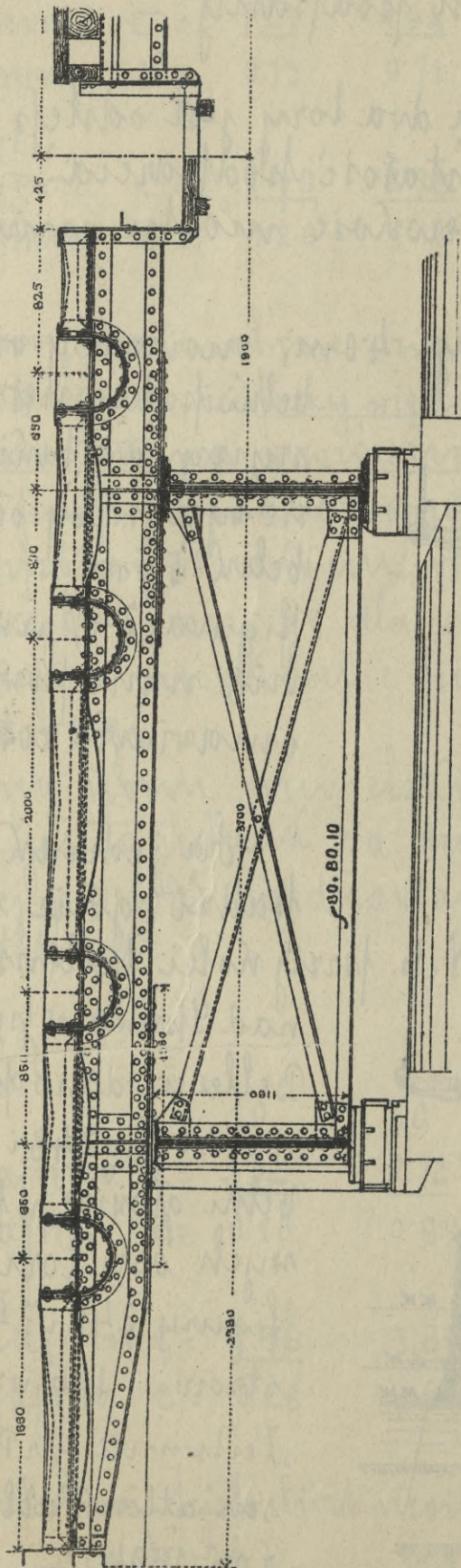
„Leitsehrift für Bauwe-  
sen“ atlas Tabl. IX i VIII  
rok 1884. —

Most nad  
Sprewa w parku Bellevue



Można być także z belki, a wtedy środkowa jest silniejsza, jak przy moście kolei berlińskiej fig. 249. (Vide Text stronica 354 "Zeitschrift für Bauwesen" rok 1884. fig. 6.)

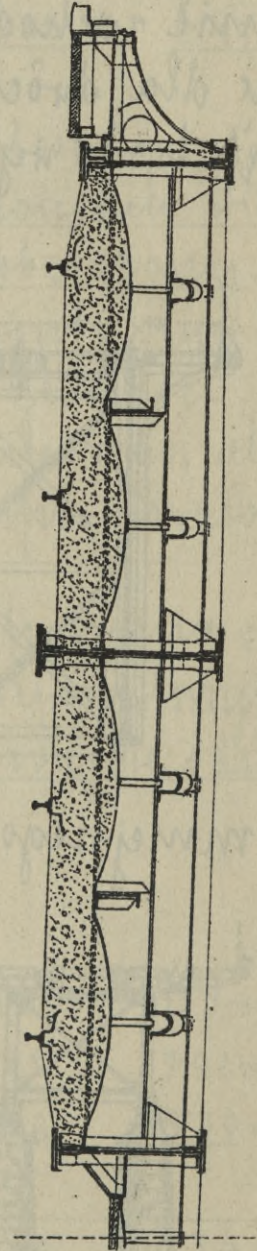
Fig. 248<sup>a</sup>



Most

nad Słoneva w parku Bellevue 1/40 n.w.

Fig. 249.



Most

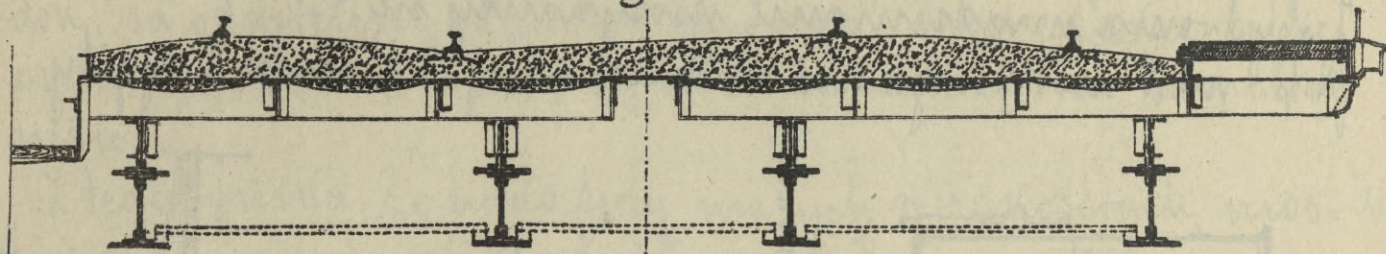
Kolei berlińskiej

Prasami wywa się ostatecz belki, jak również przy moście kolei berlińskiej (fig. 250 str. 127) widrinny. (Vide Text str. 354 fig. 1 "Zeitschrift für Bauwesen" r. 1884)



In należałoby obliczyć odstęp belek, aby ciśnienie rozdzielało się równomiernie; dla odstepu osi torów 3.6<sup>m</sup> wysada odstepu belek 1.8 m; dla odstepu 4 m. wysada odstepu belek 2.0 m. -

Fig. 250

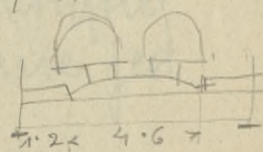
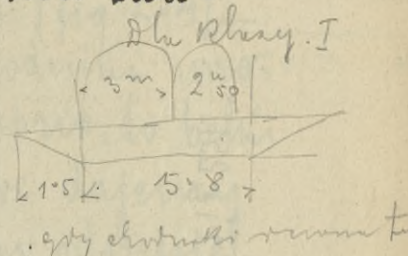


Most baliński Kolei miejskiej

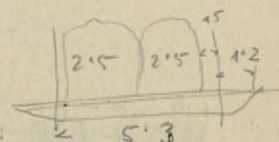
Co się tyczy wolnego przejazdu, to dla dróg nie ma żadnych norm: -

- Wysokość zwykłego wozu wynosi: 1.60 - 2.30 m
- „ naładowanego sianem 2.30 - 4.30 m.
- „ wozu z meblami 3.10 - 3.50 m.
- „ w kolei konnej 2.70 - 4.50 m.
- „ w poście z kłupami 3.60 m.

- Szerokość zwykłego wozu wynosi: 1.80 - 2.10 m.
- „ naładowanego sianem 3.00 - 3.50 m.
- „ kolei konnej 2.00 - 2.70 m.
- „ poczty 1.90 m.

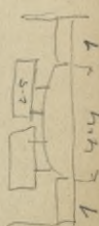


min 4 = 7 m  
Dla Kl II dwa wozy  
po 2 1/2 m



Jeżeli przyjmiemy, że między wozami należy zostawić wolną przestrzeń 0.4 m., a 0.3 m po bokach, to dla dwóch wozów potrzeba 5-7 m. szerokości. - Najmniejsza zaś wyso-kość wozu wynosi 4.5-5 m. - Tyle więc powinien wynosić wolny przejazd dla mostów drogowych. -

Dla dróg państwowych przepisana jest wysokość 4.5 m, dla innych dróg mogłaby być przyjęta mniej, ale nie mniej niż 4 m. - Dla kładek wystarczy przyjęcie wysokość 3 m. -





# 579. Odstęp belek mostów drogowych

Jeżeli belki wystają ponad pomost, to odstęp belek galerii od szerokości drogi. W takim razie zachodzi pytanie, czy chodniki urządzić zewnętrznie belek górnych, czy między belkami. Z obydwoma urządzeniami spotykamy się. —  
 N.p. most na Dunaju pod Wiedniem (fig 251), most Brygity

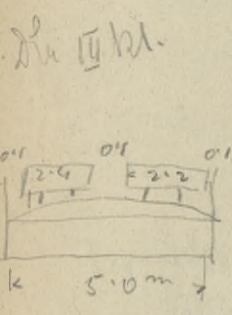
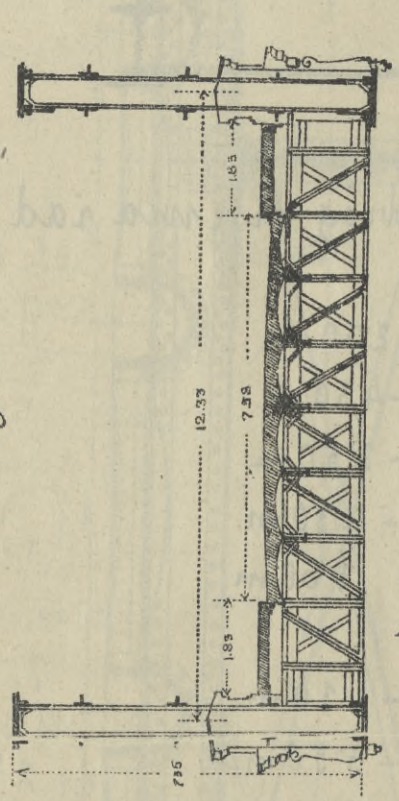


Fig. 251.



Most na drodze państwowej  
na Dunaju pod Wiedniem 1/50 n.w.

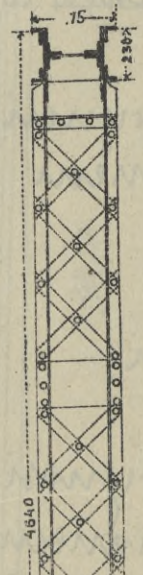
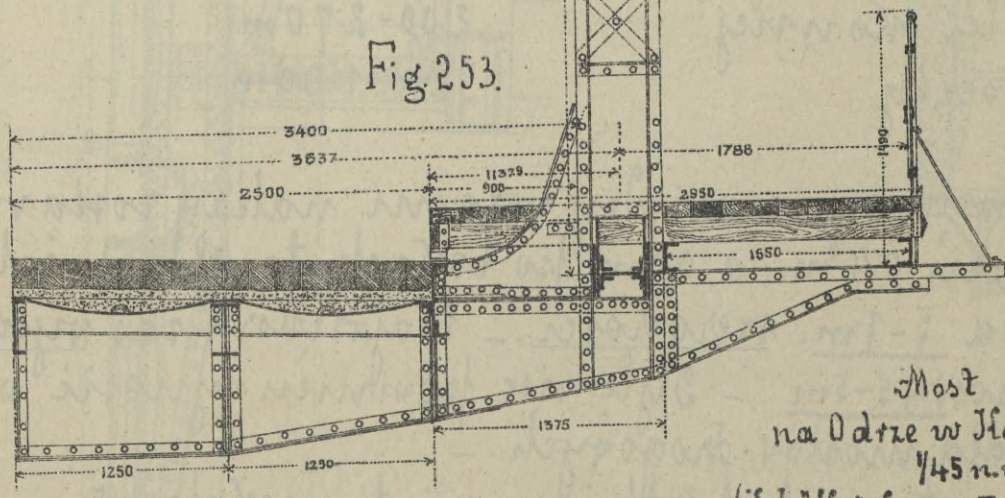
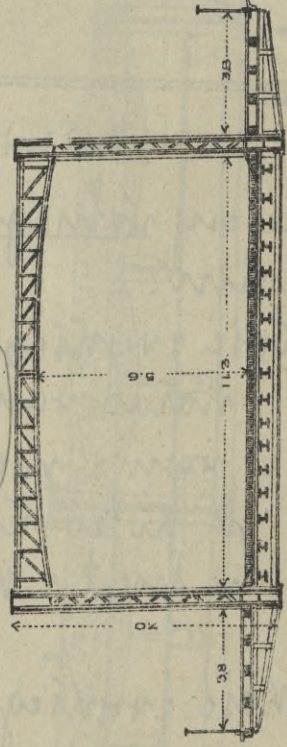


Fig. 253.



Most  
na Odrze w Kozlu  
1/45 n.w  
(Schäffer-Sonne Tab. IV)

Fig. 252.



Most Brygity na kanale  
Dunaju pod Wiedniem  
1/200 n.w.

na kanale Dunaju pod Wiedniem (fig. 252), most na Odrze w Kozlu (fig. 253). —

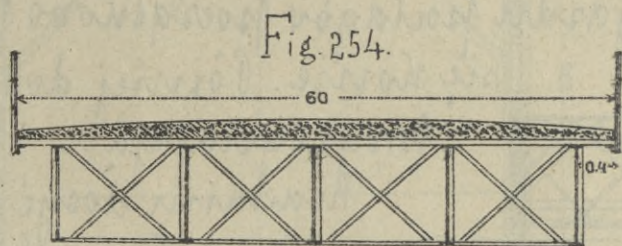


Jeżeli chodniki dany wewnątrz, to urząd jest prostszy, bo niema wsporników. -

Drugi zaś sposób wymaga mniej materiału na poprzecznicę, co stanowi wielką oszczędność. Nawet, jeżeli dany chodniki zewnętrzny, jest przyjemniej dla przechodzących, bo mają otwarty widok, są oddzieleni od ruchu rowowego, mosty także lepiej wyglądają, wreszcie filary są wyższe, bo belki opórne leżą bliżej siebie. -

Z tego wynika, że tylko przy małych szerokościach mostów, opłaca się dawać chodniki wewnętrzne. -

Jeżeli pomost znajduje się w górze, to poprzecznicę mogą wystawić (fig. 254). -



Most drogowy sw. Kolei wschodniej  
1/75 n.w.

Jeżeli chodniki wraz z drożny osobno, to belki chodnikowe dajemy w większym odstępie, gdyż obciążenie jest

mniejsze.

Szerokość chodników zależy od wielkości ruchu. Dla jednego człowieka trzeba 0.5 m, dla dwóch ludzi 1.10 m.

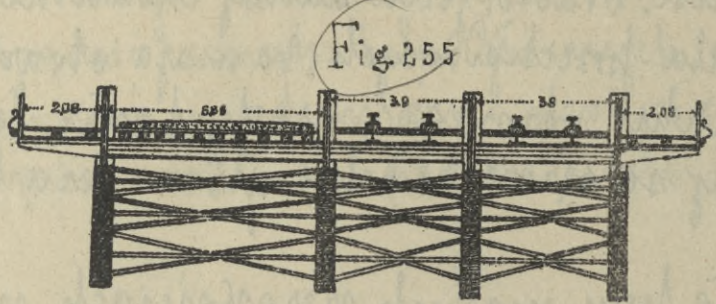
## § 80 Mosty kolejowe i drogowe równoczesne. -

Jeżeli zbudujemy most, który służy równocześnie dla kolei i dla drogi, to możemy przeto osiągnąć pewne korzyści. -  
Wile przeto oszczędność, zależy to od względnej wysokości kolei i drogi, gdyż urządzenie może być dwójakie:

- 1). obie drogi leżą w równej wysokości obok siebie,
- 2). obie drogi leżą w różnych wysokościach, jedna nad drugą, to znaczy, że na krzywym pasie, dolnym i górnym, spoczywa jeden pomost oddzielnie. -



W pierwszym przypadku mogą być:  
a) zupełnie odrebne dwa mosty, jednakże spoczywające na  
wspólnych filarach i przyróżkach. Osie środki prolegają tu tyl-  
ko na zmniejszeniu  
korciw filarów i fiindo-  
wania. -

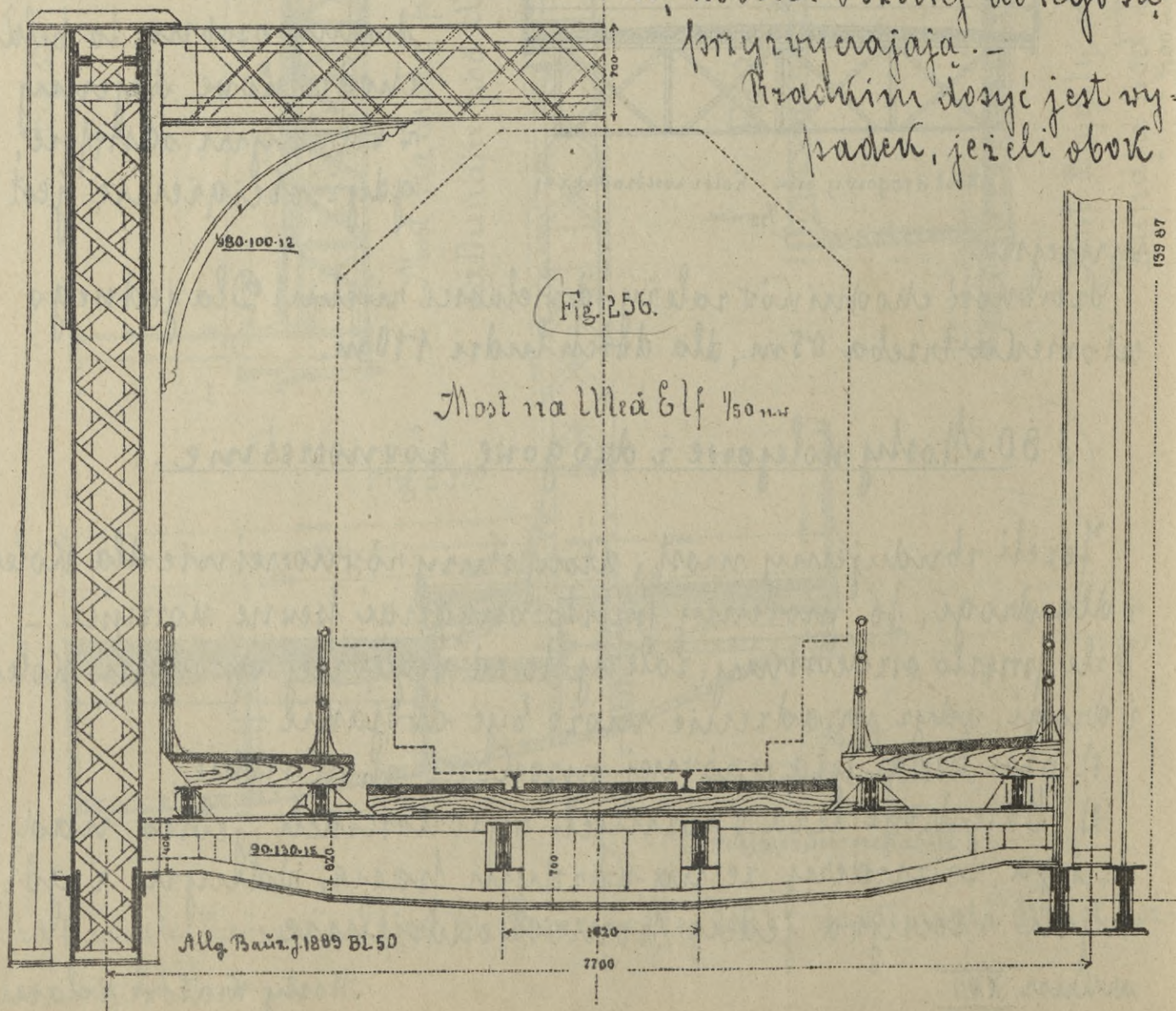


Most na Renie w Konstancji 1/200 n.w.

b). Oba mosty leżą obok  
siebie, mają jednak jed-  
ną belkę wspólną n.p.  
most na Renie

w Konstancji (fig. 255). - Urządzenie to ma jednakże nie-  
dogodność, że podczas przejazdu pociągów przeszkadza  
się korcie. Później do tego się  
przyzwyczajają. -

Kracim dosyć jest wy-  
padek, jeżeli obok



Most na Ulei 6lf 1/50 n.w.

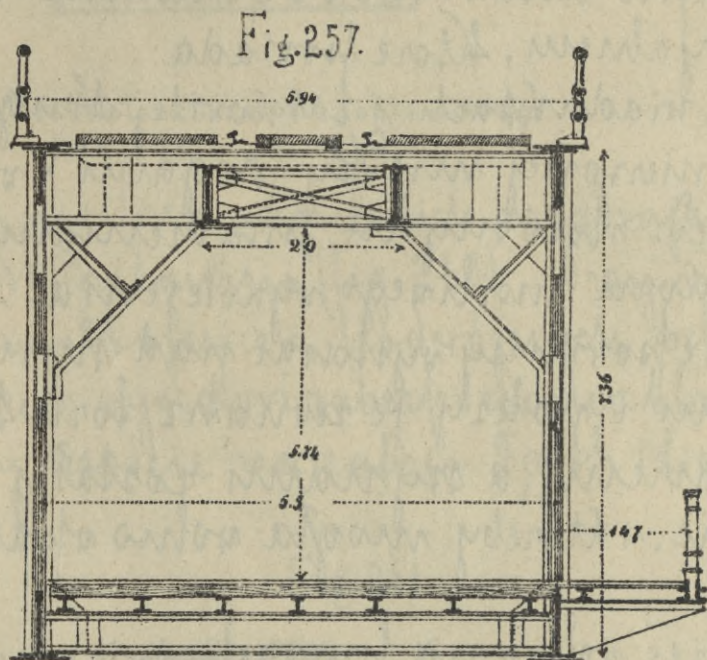
159 87



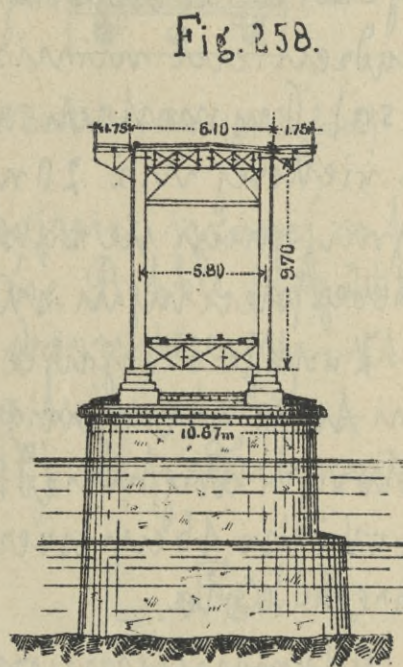
mostu kolejowego jest most dla pieszych n. p. Most na Uleä Elf (fig. 256) w Finlandyi. -

Podobne mosty można widzieć na kolei lokalnej: Kołomyja - Groboda, która zbudowana jest wogóle na gościńcu. -

W drugim wypadku, gdy drogi znajdują się w różnych wysokościach, umieszczamy jedną drogę na pasie dolnym, drugą na



Most Kolei austr. półn.-zach. na Elbie  
pod Uściem  $\frac{1}{30}$  n. w.



Most na Dnieprze w je-  
katerynostawiu (Häselet str. 14)

pasie górnym. Rozwinięciem się, że w tym wypadku możliwą jest tylko korbka równoległa. -

Takiej może być umieszczona na pasie górnym n. p. most na Łabie pod Uściem (fig. 257), albo na pasie dolnym n. p. most na Dnieprze w Jekaterynosławiu (fig. 258). -

Uśrednione, jakże wyszukujemy w pierwszym przypadku (drogi w tej samej wysokości) wynosi 10-23% w drugim może być większa i dochodzi 20-24%. -

## XII Pomost (die Brückendecke)

Pomost mostów żelaznych zwanym żwi i mostów bla-



starych". Tu poznamy jeszcze pewne urządzenia przy-  
chodzące przy większych mostach. -

§ 81. Odbojnice (n. Sicherheitschwelle; fr. contre-rail)

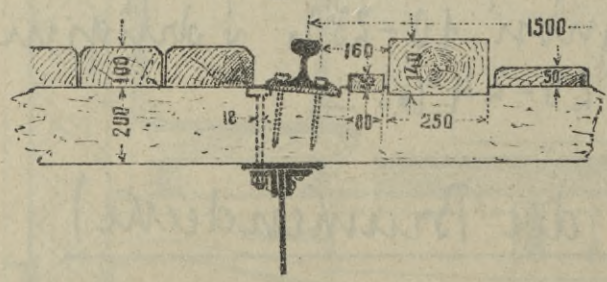
Odbojnice służy do zabezpieczenia pociągów przeciw wy-  
kolejeniu. W Austrii jest to ustawowo przepisane roz-  
porządzeniem ministerjalnem, które powiada:

"§ 5 a). Przy mostach, albo wiaduktach o całkowitej długości  
ci większej niż 20 m. mierzonej między progami i wiro-  
nymi, musi się zastosować stosownym urządzeniami  
zabezpieczającym skutkiem możliwego wykolejenia. -

Zwykle odbojnice nie powinny wystawać nad szyna-  
mi więcej niż 3 cm i należy je zamocować tak  
nisko, aby między nimi, a szynami zostały  
rowki po 16 cm szerokie, w któreby mogła wpaść  
obrotowa koła. -

Odbojnice muszą leżeć równo na progach i wironych  
i ciągnąć się przez całą długość mostu". - fig. 258 a. -  
Odbojnice, są to zwykle belki drewniane. Należy je prze-  
dłużyć jeszcze poza most około 20 m., a to z tego wzglę-  
du, że wykolejenie może nastąpić tuż przed mostem,  
co się nawet stosunkowo łatwo często zdarza. Trzyer-  
na tego leży w tem, że przed mostem zawsze jest nasyp,  
który się osiada (wiaz-  
ca ubry) silniej, jak  
niez przyćmienia. Powsta-  
je więc zagłębienie, a nie  
obniżenie toru tuż przed  
mostem, mogące spro-  
wodzić wykolejenie. -

Fig. 258 a



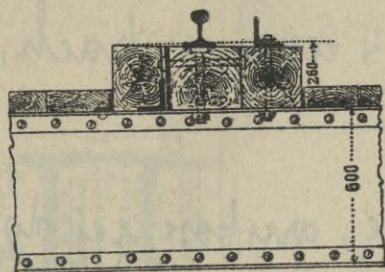
Most  
pod Triano Kolei anii Lanckiej

który się osiada (wiaz-  
ca ubry) silniej, jak  
niez przyćmienia. Powsta-  
je więc zagłębienie, a nie  
obniżenie toru tuż przed  
mostem, mogące spro-  
wodzić wykolejenie. -  
Zamiast bledk dre-



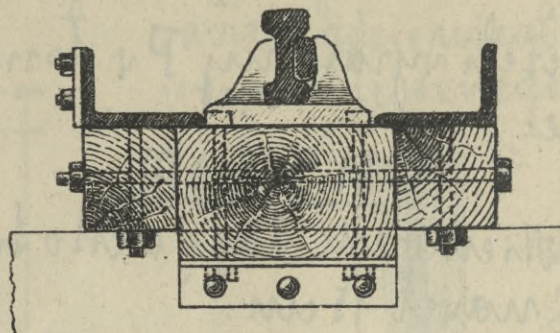
wniarych, mogą być niyte stalowe. - (Fig. 259.)

Fig. 259



Most Kolei Wiedeń-Pottenoster  
1/30 n.w (Sonne Tab. III)

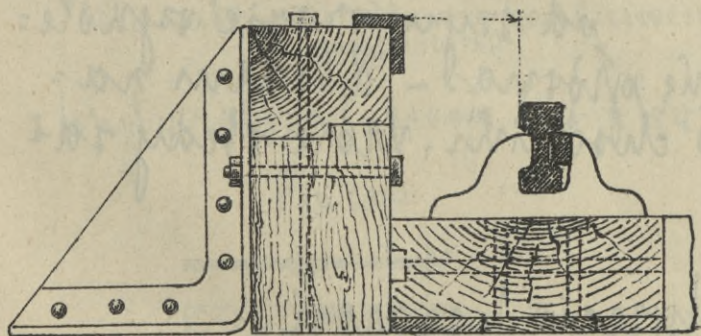
Fig. 260



Most Britannia (Anglia)

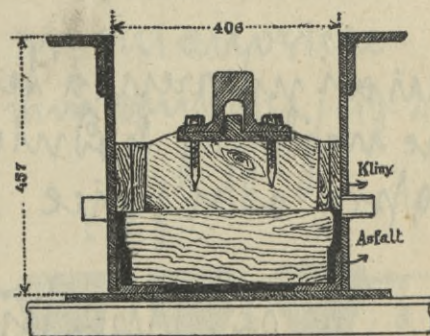
Przy mostach angielskich urządza odbojnice inaczej n. p. most Britannia (fig. 260). Przy moście Ribble (fig. 261) dano odbojnice z podwójnych belek drewnianych, które przecięt wyrzłowi zabezpieczono blachą stojakową. - Przy moście na zatoce Forth (fig. 262) są podwójne

Fig. 261.



Most Ribble

Fig. 262.



Most na zat. Forth 1/14 n.w.

dwójkami, stanowią więc same przez się odbojnice. - Jeżeli odbojnice nie ma to wtedy można dyle urządzać tak silne, ażeby ich koło nie stawało; trzeba je więc obliczyć, ażeby wnikły ciężar koła. - Jeżeli b jest szerokością, h wysokością dyla, natężenie dopuszczalne na stawnianie dla drewna  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Ciężnienie koła, i rozpiętość dyla, to ażeby nie



nastąpiło stamowanie, musi być:

$$100 \frac{1}{2} \frac{bh^2}{\frac{1}{2}} = \frac{1}{4} Pl \quad \text{stad } bh^2 = \frac{3}{200} Pl$$

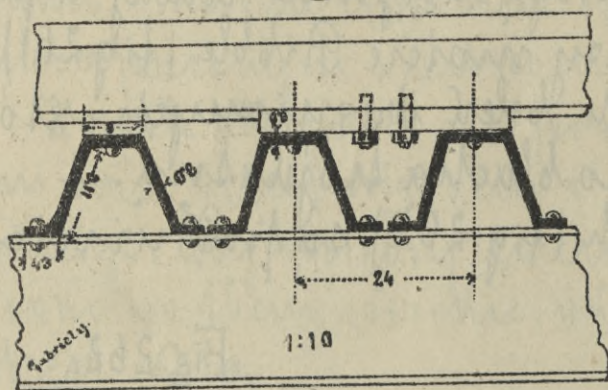
a jeżeli wyrazimy  $P$  w tonach, a  $l$  w centymetrach, będzie:

$$bh^2 = 150 Pl$$

W Niemczech dają często taką dylinę, grubość jej docho-  
dzi nawet 15 cm.

We Francji inżynier Stöckling przosił szyny na gęsto-  
żacych żelaznych pod-  
kładach (fig. 263) Van-  
therina..

Fig. 263.



To jednak nie jest jeszcze  
dostatecznym, gdyż trzeba  
się również zabezpie-  
czyć przeciw zbytniemu  
oddaleniu się pociągu  
od szyn w razie wyko-  
lenia i uderzenia szyn w belkę oporną! - W takim ra-  
zie najlepiej podnieść nieco chodniki, które wtedy za-  
stąpią podkładki. -

W takim ra-  
zie najlepiej podnieść nieco chodniki, które wtedy za-  
stąpią podkładki. -

W takim ra-  
zie najlepiej podnieść nieco chodniki, które wtedy za-  
stąpią podkładki. -

## S. 82. Ubezpieczenie przeciw pożarowi

Często powstają dyliny cienka warstwa żwiru, mia-  
nowicie między szynami, gdyż tu jest największe  
niebezpieczeństwo zapalenia się dyliny od węgli wy-  
padających z popielnika. -

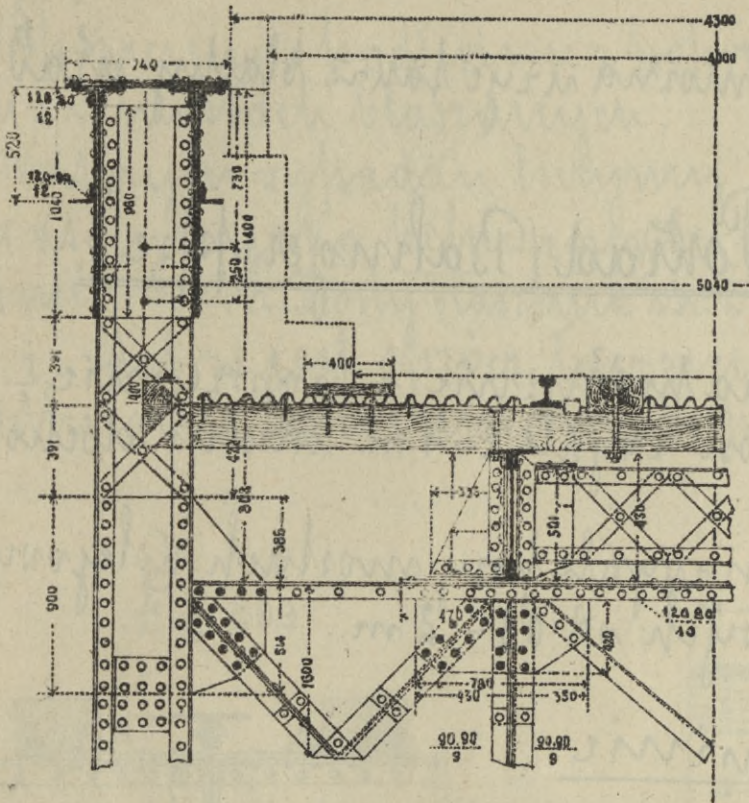
Zamiast dyliny używają nasem porostów, lub  
blachy falistej n.p. Wiadukt na Wetzlarze pod  
Czerterha (fig. 264).

Na kolejach bawarskich używano żwiru, a dla od-



graniczenia jego dawanu kształtu (fig. 265). -

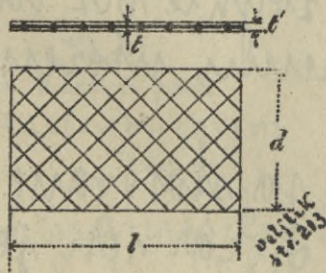
Fig. 264.



Wiadukt na Wietarwie pod Czernawą 1/30 m.w. (Häselst str. 161)

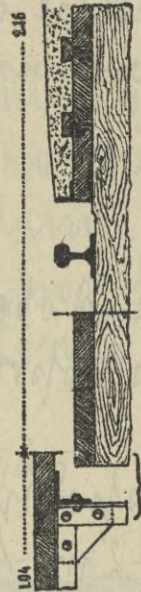
z płyt z żelaza łanego, lub z lewego 5-8 mm grubości (fig. 266)

Fig. 266.



W nowych czasach zaczęto goźnienie goźnie używać żelaznego po-

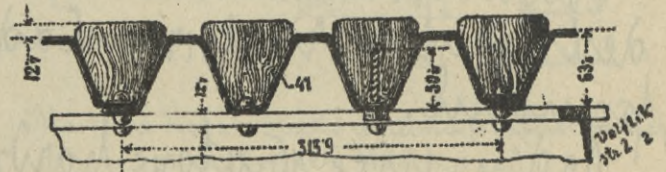
Fig. 265



Kolej państwowa bawarska 1/20 m.w. (Somme 5. tab. III)

kręca pomostu. - Pomost składa się mianowicie

Fig. 267.



Most na Chenab w Indjach

Korzystając, jakże przedstawia użycie tych płyt są następujące:  
 1) większa trwałość 2) mniejsze koszty utrzymania 3) ognio-  
 trwałość 4) mniejsze obciążenie mostu 5) nawet mniej-  
 sze koszty, jeżeli drewno jest drogie. -  
 Płyty te przytrzymują się do podkładów drewnianych  
 lub żelaznych szkieletów, lub nitami. Siedzają one



od podkładu do podkładu.

Wzycia sa takze blachy zlobkowanej, ktora pokrywa sie wstawkami drewnianymi n.p. most Cherab i Indjach (fig 2 67 str 135). -

Nareszcie do pokrycia mozna wzyc takze blachy glad-  
kiej 6-8 mm. grubej. -

### XIII Pokrad (Bahngerippe)

Pokrad obejmuje wkład podłużnic i poprzecznic. -  
Odstęp poprzecznic wynosi zwykle 2-4 m. czasem dochodzi  
do 8 m. -

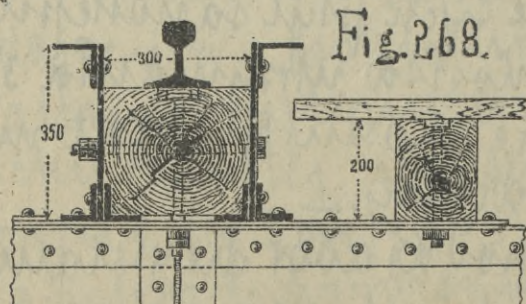
Odstęp podłużnic wynosi zwykle przy mostach kolejowych  
od 1,8-2 m. przy drogowych od 0,8-2 m.

#### § 83 Ustaw podłużnic

Najbardziej odpowiedni jest przy mostach blaszanych.  
Jako podłużnic używa się żelaz, belki blaszanych  
lub kratowych. -

Podłużnice blaszane używane są zwykle bez nachła-  
dek, gdyż nitki przeszkadzają dobremu ułożeniu  
pomostu. -

Podłużnice kratowe bardzo rzadko są stosowane, gdyż  
się zwykle nie opierają, albowiem ciężar ich jest wiel-  
szy, robota droższa i utrzymania większe. -



Most na Cervaro w Italii 1/15 n.w.

Można użyć także drożaków,  
n.p. most na zatoce Forth  
(fig 2 62 str. 133).

Przy mostach wąskich do-  
staje często spodykany dro-  
żak n.p. most nad Cervaro

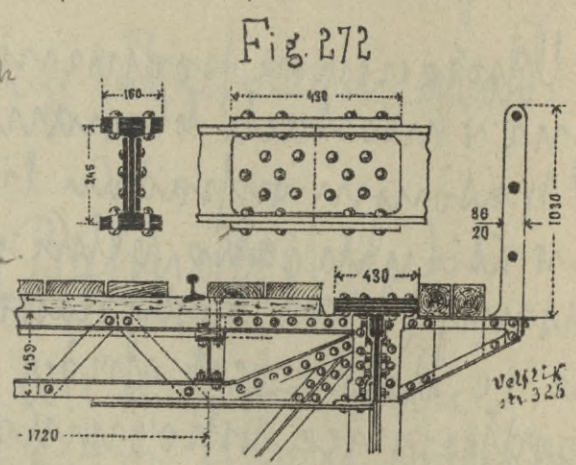
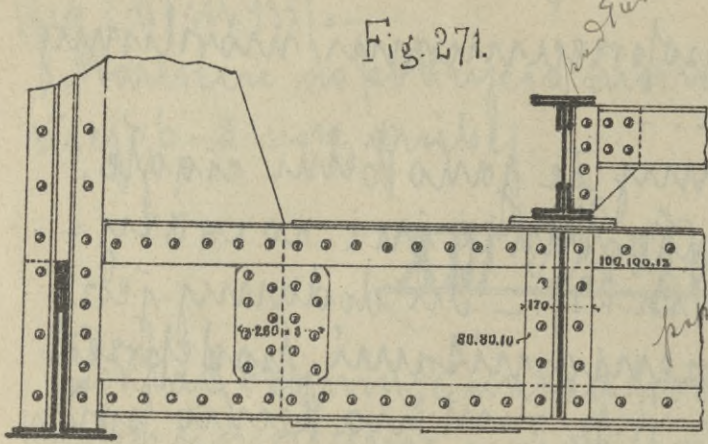






nicach i dobre stężone. -

Jeżeli poprzecznice są kratowe, mogą podłunice przecho-  
dzić przez poprzecznice n.p.



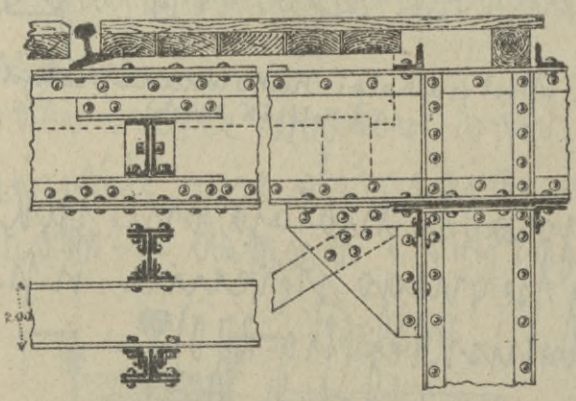
Podjazd w Osterfeld 1/20 n.w. (Hörseler IX)

Most na Dunaju pod Zwiefalten Dorf

most na Dunaju pod Zwiefalten Dorf w Wirtembergii  
(fig. 272.).

Prasarni robi się wycięcie w poprzecznicach blasta-  
nych dla przepuszczenia podłunice. - W takim ra-  
zie miejsca te trzeba wzmożenie n.p. most na Re-  
nie w Koblenicy (fig 272a).

Fig. 272a



Most na Renie w Koblenicy 1/25 n.w.

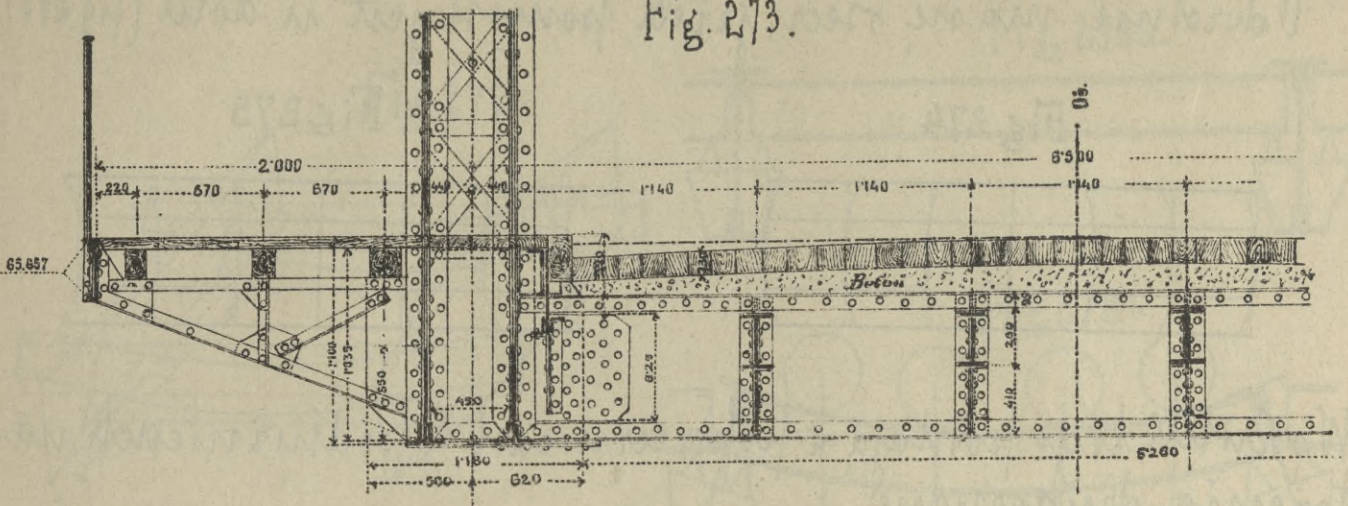
Często przy mostach  
drogowych robi się wraj-  
ne podłunice odinien-  
ne, gdyż jest to potrzeb-  
nem ze względu na  
podniesienie chodni-  
ków n.p. most drogo-  
wy na Dunaju wię-  
dzy Stein a Hauertu

(fig 273 str 139). - Tu spoczywają szerszoki na pod-  
łunicach; ażeby podnieść chodnik dawno



przystym moście właśnie skrajne podłużnice wyższe. —

Fig. 273.



Naroznik mostu  
drogow. na Dunaju między Stein a Mautern 1/40 n.w.  
(Oesterr. Monatschrift f. d. öff. Baudienst 1891)

## §. 85. Ublizenie podłużnic. —

Podłużnice obliczamy, albo jako belki w dwóch punktach podparte, albo jako belki ciągłe. —

Wtem, jak je obliczał mójisimy w „mostach blaszanych” strona 23. —

Przyposieimy, żeśmy urządzili podłużnice jako belki ciągłe, to jedynk dwie stykające się podłużnice są zawsze połączone i ponieważ zachowują się, jak belka ciągła. —

Zwykle połączenie podłużnic z poprzecznicami jest stałe, a więc przesunięcia nie są możliwe. — Wobec tego jeżeli się belka główna wskutek ugięcia przesunie lub skręca, musi podłużnice brać udział w przedłużaniu lub skracaniu pasów. —

Dla pomiaru góra, rzecz ta przedstawia się schematycznie w następujący sposób.

Poniżej pas górny jest obliczony, więc się skręca.



zasi podłużnice wydłużają się, skutkiem tego następuje odkształcenie poprzecznic (fig. 274)  
 Odwrótnie ma się rzecz, jeżeli pomost jest u dołu (fig. 275).

Fig. 274

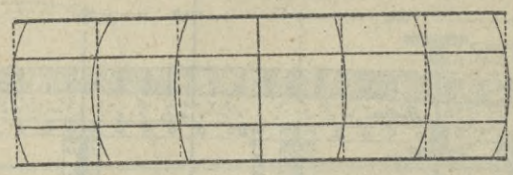
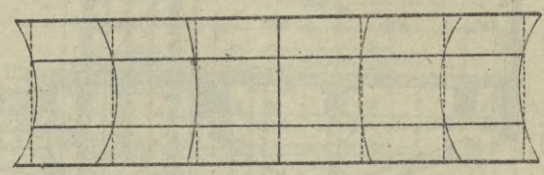


Fig. 275

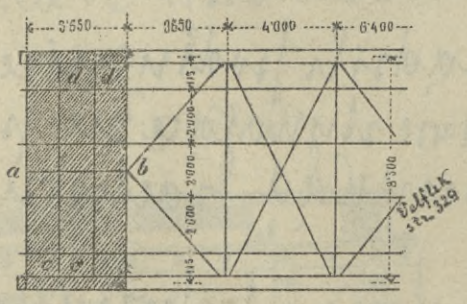


W skutek tego powstają w poprzecznicach i podłużnicach na-  
 tężenia drugorzędne. —

Häseler obliczył je dla mostu szerokiego 4.5 m., rozpiętości  
 45 m. i otrzymał natężenie drugorzędne wskutek tego  
 powstaje wynosiące  $760 \text{ kg/cm}^2$ , a ponieważ natężenie wsku-  
 tek obciążenia wynosiło  $550 \text{ kg/cm}^2$ , zatem całkowite  
 natężenie było  $1310 \text{ kg/cm}^2$ . —

Jeżeli przy końcach mostu mamy blachy, w takim  
 razie odkształcenie nie może nastąpić, a podłużnice sta-  
 nowią wskutek tego nie-  
 jako część pasu. —

Fig. 276



jakto część pasu. —

Tak zrobiono n.p. przy  
 moście na Labie pod  
 Riesa (fig. 276). —

Łtego cośmy wyżej mó-  
 wili wynika, że dla wiel-  
 kich rozpiętości jest lepsiej tak zrobić podłużnice z po-  
 poprzecznicami, aby przesunięcie było możliwe. —

Przy połączeniu statem następuje skreślenie poprzec-  
 cznicy, jeżeli jedna podłużnica jest obciążona (fig.  
 277 str. 144). —

Przy połączeniu linowym może być jeszcze gorzej, je-  
 żeli połączenie jest niemiernokątne (fig. 278 a i b str. 144)

Przy połączeniu linowym może być jeszcze gorzej, je-  
 żeli połączenie jest niemiernokątne (fig. 278 a i b str. 144)



Dlatego należy unikać połączeń tego rodzaju i starać się o połączenia ile możności środkowe. -

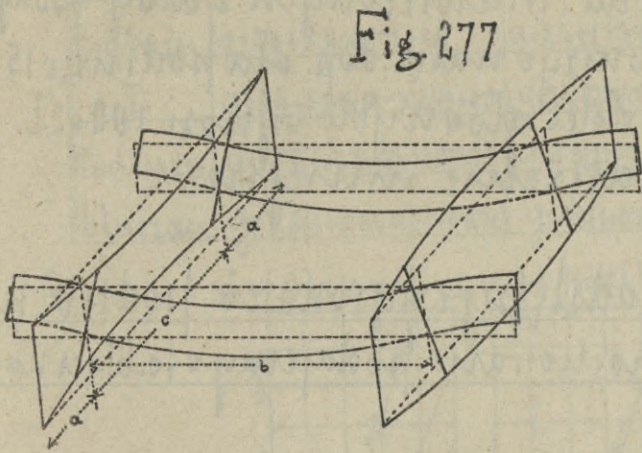


Fig. 277

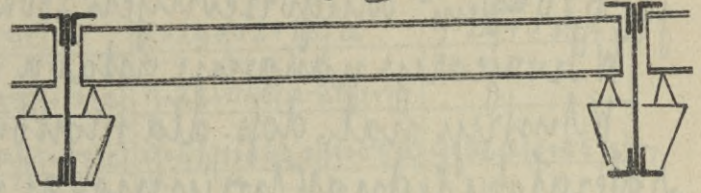


Fig. 278a.

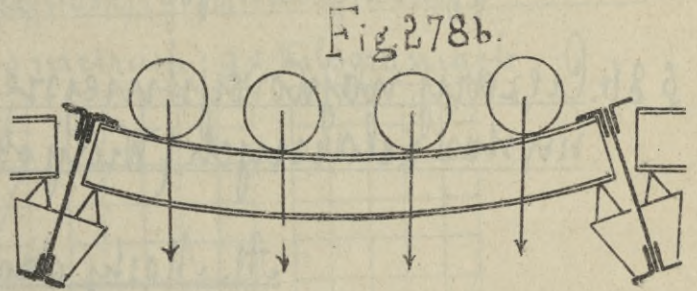


Fig. 278b.

Jeżeli podmurzawice są belkami ciągłymi, to obliczać je należy z uwzględnieniem tej okoliczności, że podpory nie leżą w jednej wysokości. - Pochodzi to popieranie stąd, że poprzecznice się uginają, podobnie, że i belki główne się uginają. -

Wzrost różnicy wysokości podpór przy belce ciągłej jest nam znany:

Wiemy, że przyrost momentu dodatkowego wskutek podniesienia podpory o  $\Delta$  wynosi:

$$\Delta M = 1607 \frac{E J_b}{l^2}$$

Przyrost ten dochodzi z powodu ugięcia poprzecznic w przekrojach starych 5-12%, w średnich 8-20%. -

Takie ugięcie belek głównych wywołuje zmniejszenie podpór i ugięcie podmurzawic. -

Winkler oblicza, że wskutek tego wzrost będzie dla:

$l =$	10	30	50	100	150 m
$\Delta$	25	8	6	4	3 %

Widzimy więc, że wzrost ten momentów może być znaczny.



ny. - Co nie sycery natężenia dopuszczalnego należy je obniżyć ze względu na wielkie wstrząsanie. - Tak na kolei głównej należy przyjąć 650 kg/cm<sup>2</sup>, drugorzędnych 700 kg/cm<sup>2</sup>, trzeciorzędnych i dróg 750 kg/cm<sup>2</sup>.

W Francji natężenie ustawa obniżyć natę. dop. dla podł. z. 0.15%.  
 W Austrii nat. dop. dla mostów kolei głównych wynosi 700 + 2l. -  
 Koleistości jednak przyjmują natężenie mniejsze. -

§ 86. Wzory najkorzystniejsze odstępów i wysokości podł. w nie mostów żelaznych (Wzory obrachowane podajemy w tabeli kładki)

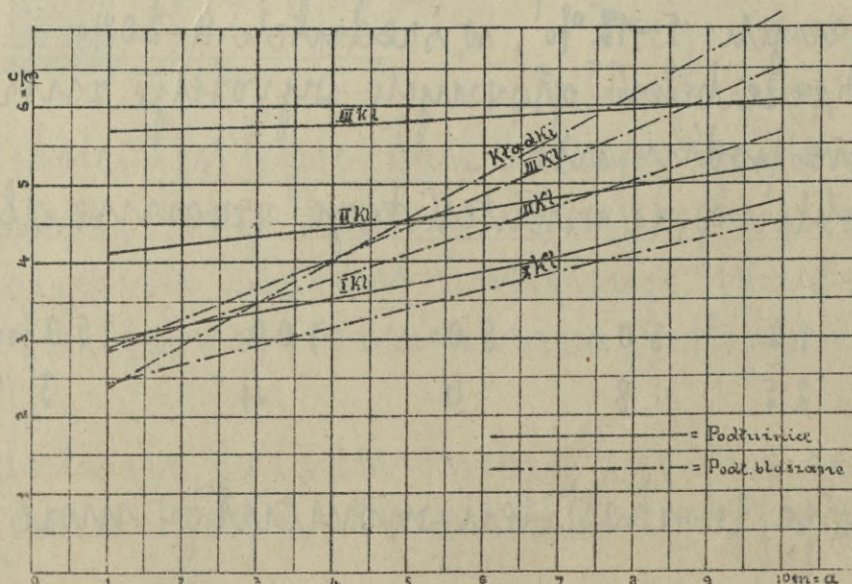
A. Mosty drogowe

1). Najkorzystniejszy odstęp: c

	I Klasa	II Klasa	III Klasa	Kładki
Podł. in	$c = \beta(2.85 + 0.17a)$	$c = \beta(4.01 + 0.1a)$	$c = \beta(5.66 + 0.02a)$	5.66β
I	$c = \beta(2.2 + 0.26a)$	$c = \beta(3.52 + 0.17a)$	$c = \beta(5.57 + 0.05a)$	
Podł. in	$c = \beta(2.2 + 0.24a)$	$c = \beta(2.55 + 0.31a)$	$c = \beta(2.52 + 0.38a)$	$c = \beta(1.86 + 0.54a)$
blaszane	$c = \beta(2.3 + 0.22a)$	$c = \beta(2.64 + 0.30a)$	$c = \beta(3.20 + 0.33a)$	

"a" = odstęp poprzeczny w metrach

Rodzaj pomostu	Koresówki	Bl. folista	Bl. żwiasta	Dylina
β =	0.284	0.316	0.412	0.35

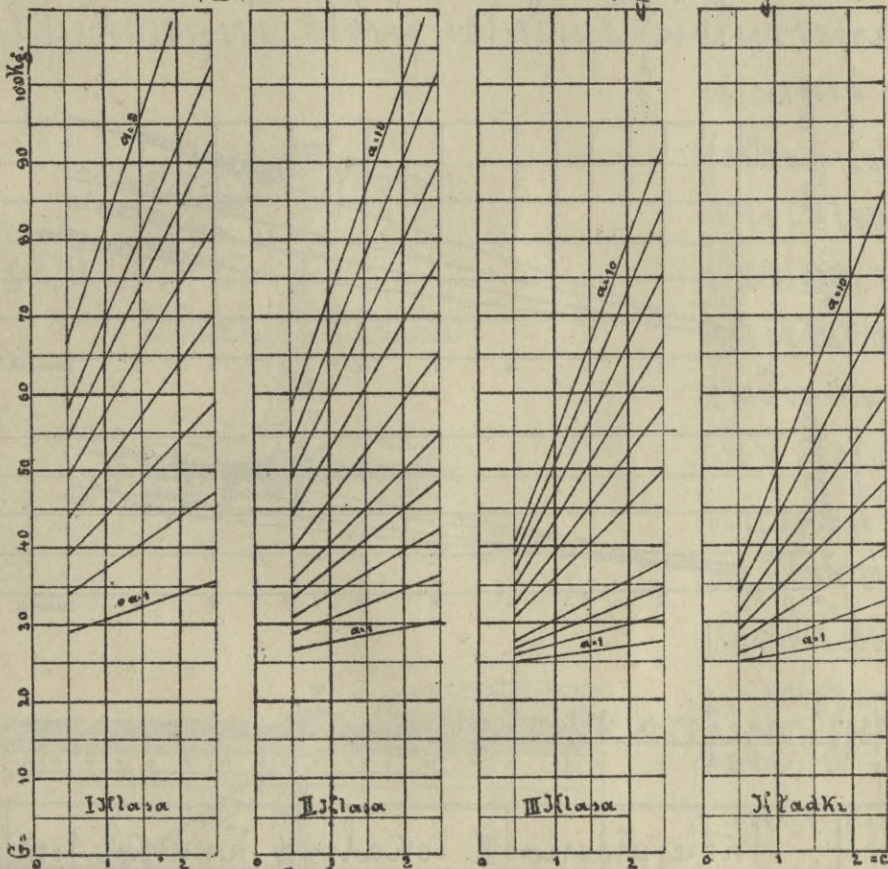




2. Ciężar podłaznic

	I klasa	II klasa	III klasa	II kadki
Podłaznic	$g=24+3.3a(1+c)$	$g=24+(1.3+1.9c)a$	$g=24+(0.2+1.3)a$	$g=24+0.39a^2c$
I	$g=24+5.95(a-3.2)/(1+10c)$	$g=24+2.7(a-2.7)/(1+1.43c)$	$g=24+0.46(a-2.0)/(1+7c)$	
Podłaznic	$g=12.5(1+0.36a)/(1+0.27c)$	$g=8.2(1+0.36a)/(1+0.31c)$	$g=4.4(1+0.44a)/(1+0.53c)$	$g=3.2a(1+0.57c)$
blaszon	$g=7.8(1+0.66a)/(1+0.27c)$	$g=4.8(1+0.83a)/(1+0.31c)$	$g=5.2(1+0.50a)/(1+0.53c)$	

a w metrach; c (dst. podł.) w metrach; g w kilogramach

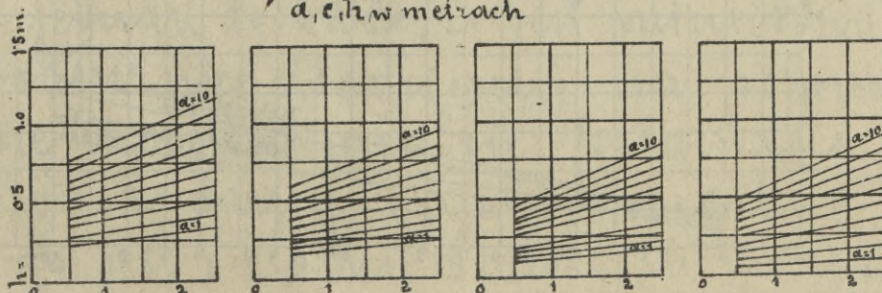


3. Najkorzystniejsza wysokość

szukaj za wielkie

	I klasa	II klasa	III klasa	II kadki
Średnica	$h=0.147(1+0.36a)/(1+0.27c)$	$h=0.103(1+0.36a)/(1+0.31c)$	$h=0.052(1+0.44a)/(1+0.53c)$	$h=0.038a/(1+0.57c)$
blaszon	$h=0.092(1+0.66a)/(1+0.27c)$	$h=0.057(1+0.83a)/(1+0.31c)$	$h=0.061(1+0.50a)/(1+0.53c)$	

a, c, h w metrach



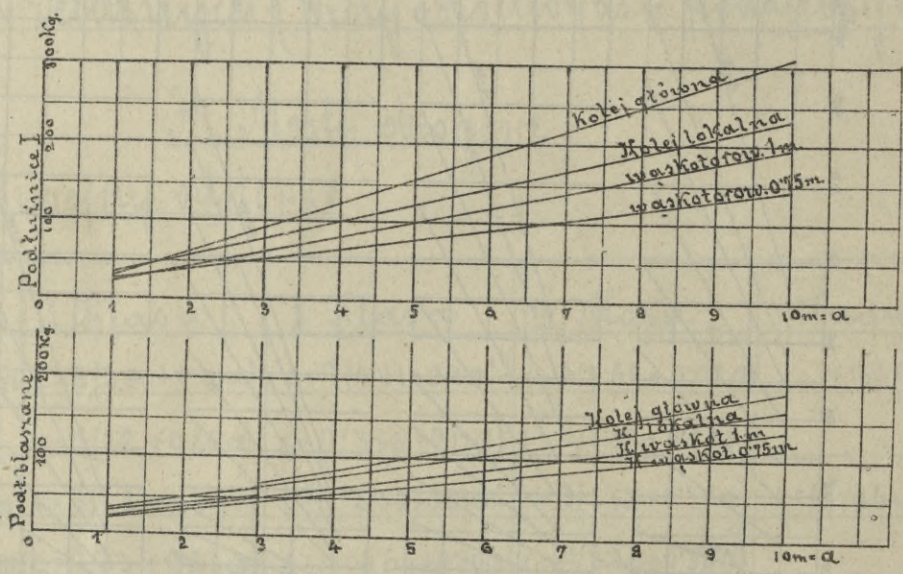


# B). Mosty kolejowe

## 1). Ciężar podłaznic

		Kolej główna	K. lokalna	K. wąskotor 1.0m	K. wąskot. 0.75m
Podłazi I		$q = 31a$	$q = 13 + 22a$	$q = 6 + 19a$	$q = 14 + 13a$
Podłaziin	$a < 3$	$q = 22 + 12.8a$	$q = 20 + 11a$	$q = 10 + 13a$	$q = 10 + 11a$
blaszane	$a > 3$	$q = 18 + 17a$	$q = 16 + 15a$		

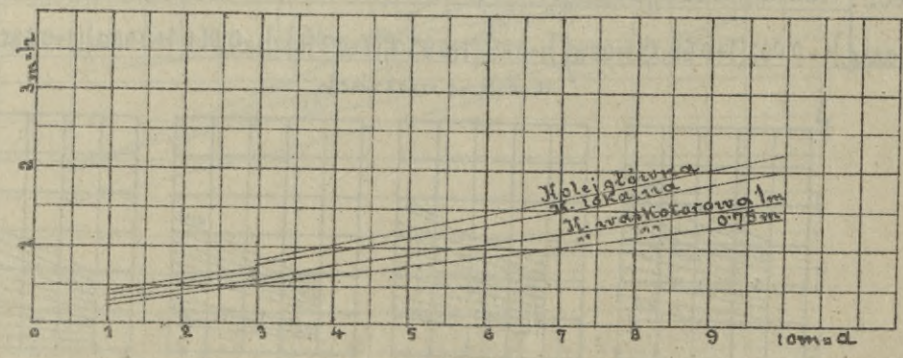
( $q$  w kilogr.  $a$  w metrach)



## 2). Najkorzystniejsza wysokość

		Kolej główna	K. lokalna	K. wąskot. 1.0m	K. wąskot. 0.75m
Podłaziin	$a < 3$	$h = 0.26 + 0.15a$	$h = 0.23 + 0.13a$	$h = 0.12 + 0.15a$	$h = 0.10 + 0.13a$
blaszane	$a > 3$	$h = 0.21 + 0.2a$	$h = 0.19 + 0.18a$		

( $h$  i  $a$  w metrach)





## § 87. Ruchome podpórcie podłunice. -

Aby uniknąć nateżeń drugorzędnych wskutek stałego przytwierdzenia podłunice do poprzecznic, starają się konstruktorowie w nowszych czasach urządzić podpórcia ruchome, aby umożliwić małe przesunięcie i mały obrót podłunicy. -

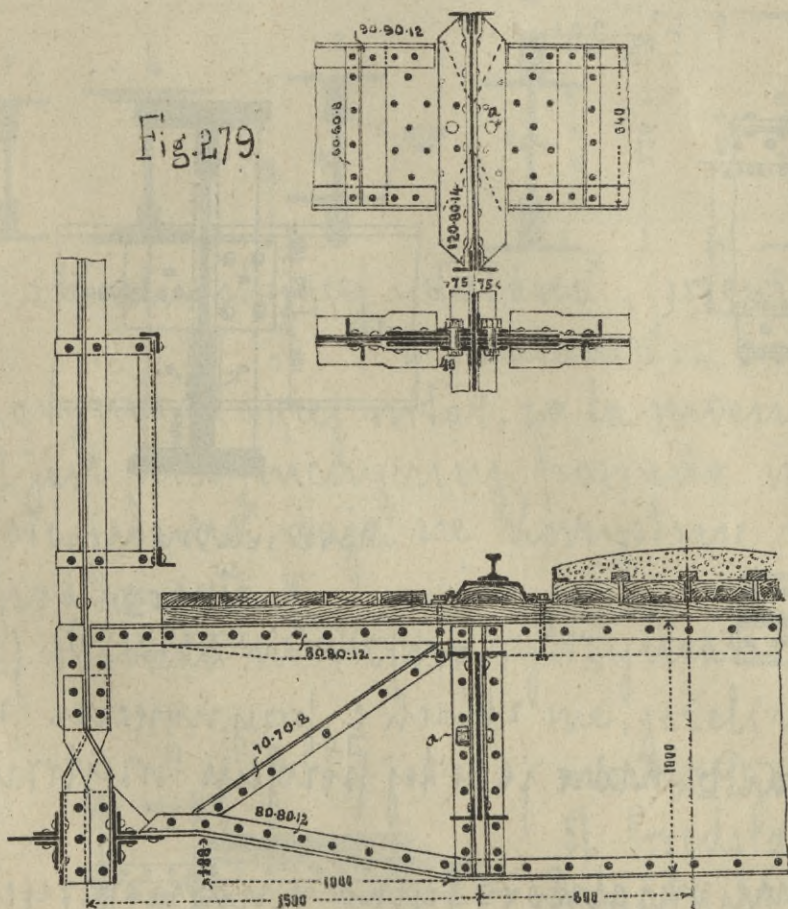
Gerber był pierwszym, który połączył podłunice z poprzecznicami za pomocą

jednej śruby n. p. most na terenie pod Wertheim. -

Gruba ma tu 40 mm średnicy. Końce blachy stojącej podłunicy są równocześnie dwojma przykładkami, ażeby zwiększyć jej grubość, a przeto zmniejszyć ciśnienie na scianki drzewy. -

Połączenie to jest zupełnie doskonałe przygeb-

Fig. 279.



Most na terenie pod Wertheim 1/30 n. w.  
(Häselstr. 345)

nem, ma jednak tę wadę, że jest niemożliwym. -

Jeżeli podłunice składają się na poprzecznicę, w takim razie możemy urządzić połączenie ruchome w ten sposób, że dany byłoby przygebne. -

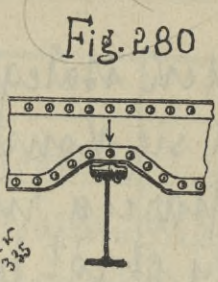
Łożysko to jest z blachy stalowej, u góry zaokrąglone,

antusz IXX

Mosty Krakowe z lat 18...



przytwierdzone śrubami do poprzecznic (fig. 280). -

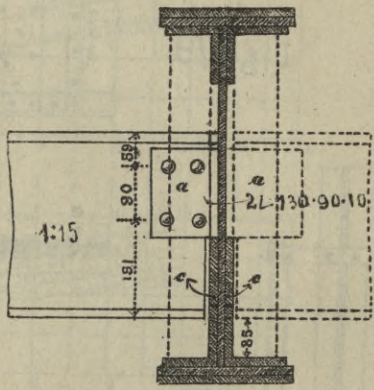
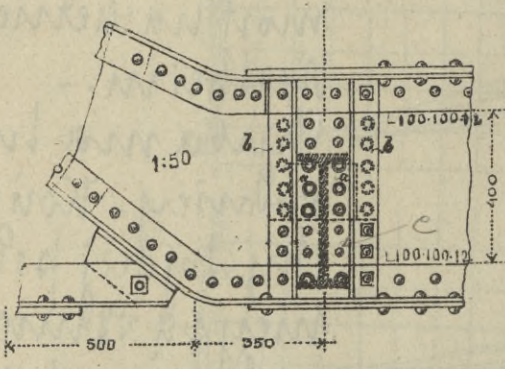


Przy moście na Saarze w Saarburgu wra-  
dowało to jeszcze inaczej, chociaż pośa-  
czenie jest nieco mniejsze od poprzedniego. -

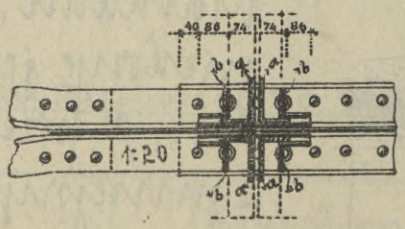
Składowanie do ścianki poprzecznic  
(fig. 281) są przytwierdzone blachy c, zaś  
do podłużnicy kątowniki a, które je-  
dnym zębem opierają się na bla-  
chach c. -

Aby zebra kątownik a nie przesunęły się

Fig. 281.



Most na Saarze  
w  
Saarburgu  
(Häselser Tab. XXIX fig. 345)



z blach c, przy ujęciu po-  
dłużnicy, dano kątowniki b, które je w tej pozycji przytrzy-  
mują. -

God to uskoje niezgromie wyjątkowo tylko w najnowszych  
czasach, ponieważ są zbyt skomplikowane. -

### § 88. Poprzecznice

Poprzecznice mogą być albo kształtów I albo blana-  
ne, albo kratowe. -



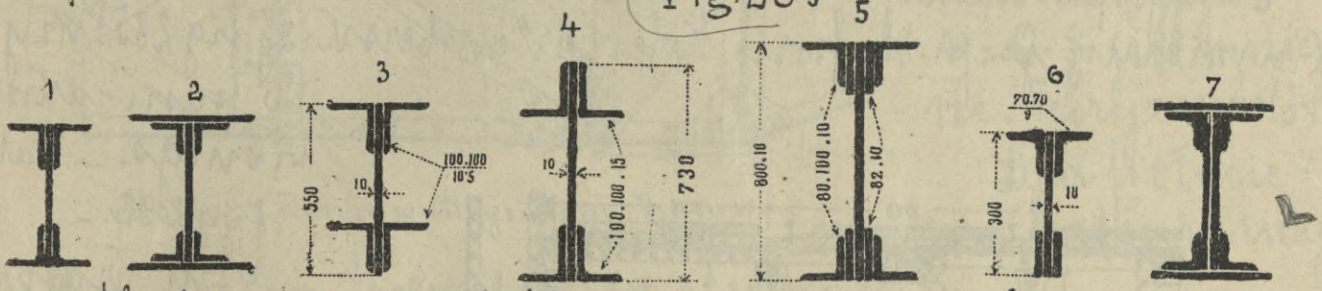
Popręcznie z kolatorów I nie używa się wcale przy mostach kolejowych, bo zwykle nie wystarczają, a i dla drogowych dosyć rzadko i to tylko wtedy, gdy leżą na pasie górnym jeżeli szerokość  $b$  jest większa niż 45 mm. To przywierdramy je za pomocą haków (Fig. 282).



Popręcznie blaszane mają rozmaite przekroje (Fig. 283).

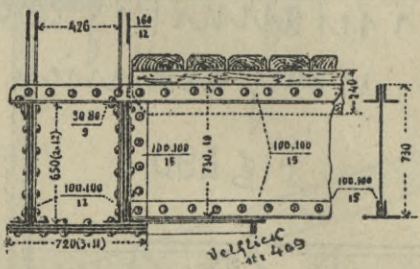
Skoga się składać pod:

Fig. 283



- 1). z blachy stojącej i kolatorów, przekrój zwykły. -
- 2). " " " i nakładek. - Przekrój ten jest droższy, bo wymaga więcej nitów, za to mocniejszy. -
- 3). Jest niesymetryczny, posiada mniejszą wytrzymałość, jednak daje się korzystać nie tylko dla podparcia podtrzymic. -
- 4). Posiada mniejszą wytrzymałość, ale daje dobre sterzenie, jeżeli nie ma stupów n.p. mostu Djeerynie na Labie (Fig. 284)
- 5). Przedstawia te korzyści, że materiał jest więcej oddalony od osi, jednak wada jego jest nagła zmiana przekroju. -
- 6). Bardzo rzadko używany nie symetryczny. -
- 7). Używany przy bardzo małej wysokości ustroju. -

Fig. 284



Most Djeerynie na Labie

Wysokość poprzecznic wynosi zwykle dla pomostu dolnego:  $\frac{1}{7} - \frac{2}{15}b$ , dla pomostu górnego:  $\frac{2}{9} - \frac{1}{6}b$  dla mostów



jednostorowych, jeżeli b oznacza teoretyczną rozpiętość poprzecznic.

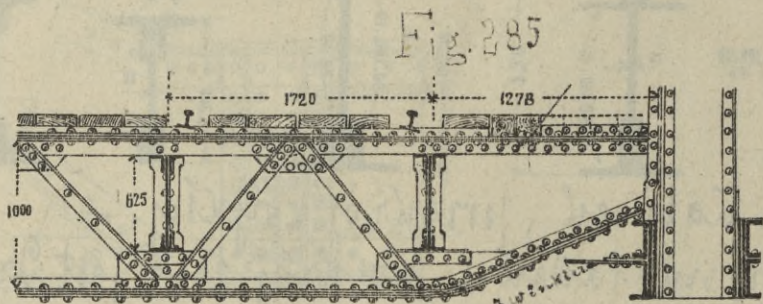
Czasem ze względu na przekroj rownego przejazdu jest jeszcze mniej n.p. przy moście w Londynie 1/19 b.

Przy mostach dwutorowych wynosi wysokość poprzecznic 1/8-1/9 b; przy mostach drogowych 1/9-1/11 b.

Grubość muru 10 mm grubości, czasem przy bardzo szerokich mostach więcej n.p. przy moście w Turynie na Wiśle b=99m, a ścianka jest 13 mm. gruba.

Pasy poprzecznic nie są zawsze proste - czasem są krzywoliniowe, n.p. przy kolei wirtemburskiej (fig 285) nży-

to pasu zakrzywionego. - Patrz fig 296.



Most kolei wirtemburskiej na Dunaju pod Sigmaringen 450m w.

Katówek (fig 286) - żółk katówek i nakładki (fig. 287), a czasem

przy wąskotorowych poprzecznicach robi

się pasy z żółk

Fig. 286



Fig. 287



Fig. 288



sami z żółk katówek, nakładki i ścianki (fig 288).

Czasami odwraca się katówki, ażeby na nich można

Fig. 289

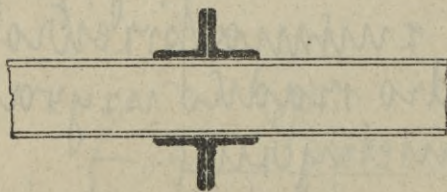
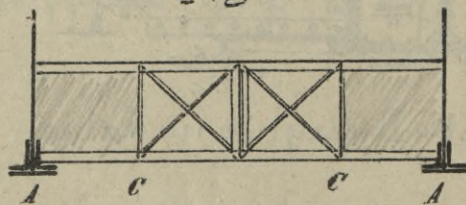


Fig. 290



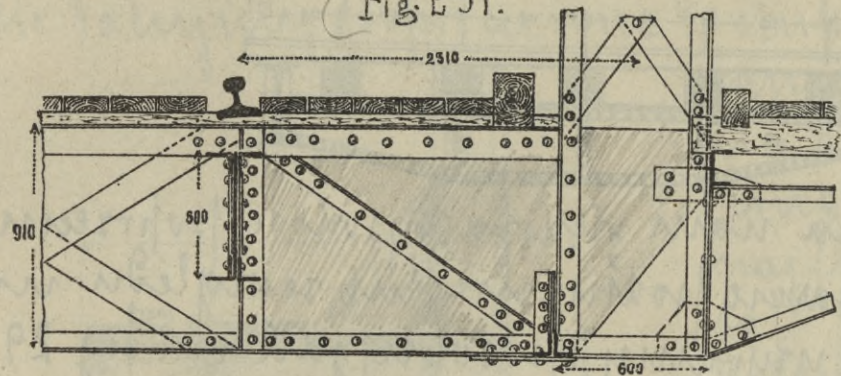
było powtórzyć podmurówce (fig 289). - Gelegna nżywane są z żelaza płaskiego, zastrzały z katówek.

22/11/18



29/ I Przy mostach jednokorowych dajemy zwykle ortezy przedziały (fig 290 str. 148). W przedziale A E, gdzie siła poprzeczna jest bardzo wielka, musiaby być scieżna bardzo szerokie, dlatego tu dajemy pełną scieżkę. - Przynajmniej umocniamy tę blachę kolców, n.p. most na Renie w Aloginczy (fig. 291).

Fig. 291.



Most na Renie w Aloginczy 1/30 n.w.

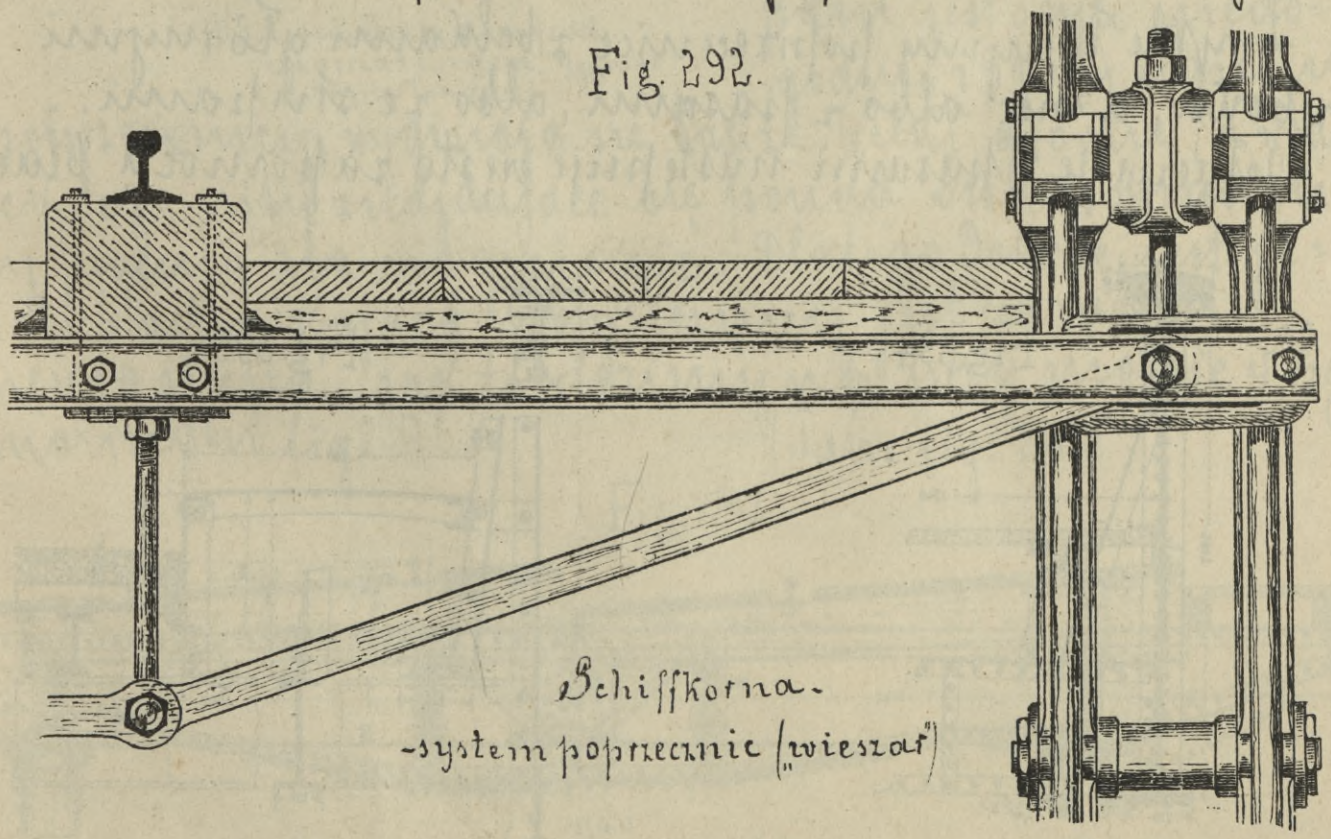
w Aloginczy (fig. 291).

Jeżeli pasy są wielokątne, to wyśwarery są same blacha (gdzi:  $y = 0 \cdot \frac{e}{b}$  jest mniejsze. Teoria mostów I).

Dla potące = nie podmiiricy

2) Poprzecznic, potrzebne są słupy. - W mostach Schiffkorna miały, poprzecznic sregobny

Fig. 292.



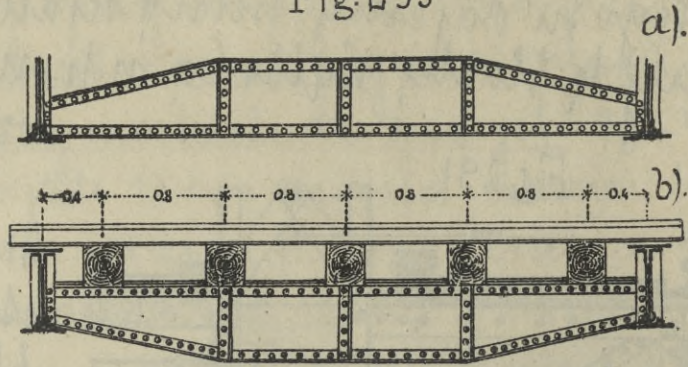
Schiffkorna. - system poprzecznic ("wieszak")

wieszak (fig. 292) - Były to wieszaki. -



Zwykle przy przekrojach są pasy równoległe, ale czasem dajemy belki kapezowe (fig 293 a i b).

Fig. 293



Jeżeli nie potrzebna nam większa wysokość przekroju, ze względu na podparcie podłużnic, lub ze względu na siły poprzeczne, to używamy sposobu (jak na fig 293) a lub b.

§. 89. Obrotowanie przekrojów z belkami okrągłymi.

Zwykle łączymy przekroje z belkami okrągłymi z boków, a więc albo z pasami, albo ze śrubami.

Obrotowanie z pasami następuje często za pomocą blachy

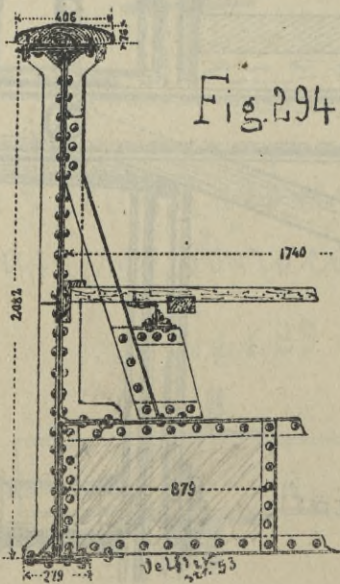


Fig. 294

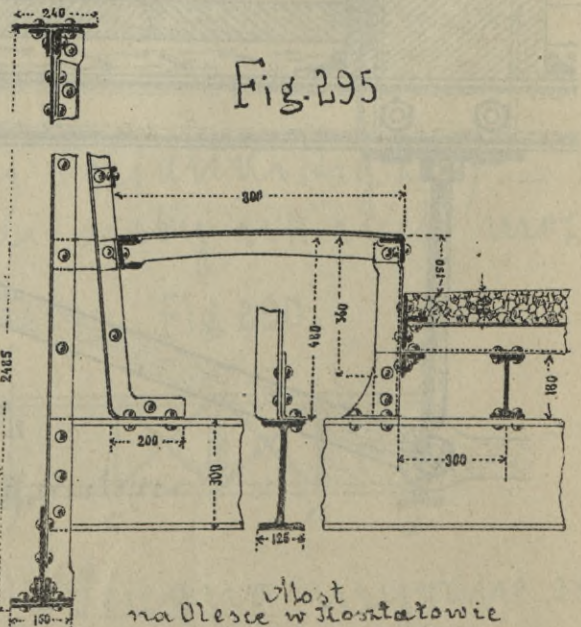


Fig. 295

Most  
ces. Franciszka Józefa na  
Wettawie

Most  
na Olesce w Kłodzku  
(Velflikstr. 368)

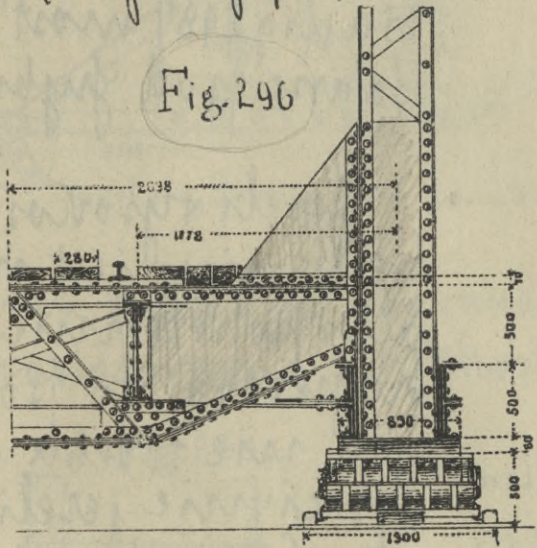
Kątowej, czasami także za pomocą kątowników młotowych



i pionowych n.p. przy moście cesarza Franciszka Józefa na Wełkowie w Pradze, przytwierdzona jest poprzecznicą kółka do stupa (Fig. 294 str 150). -

Podobne połączenie znajdujemy na moście na Wołosce w Koszalinie (fig 295 str 150). -

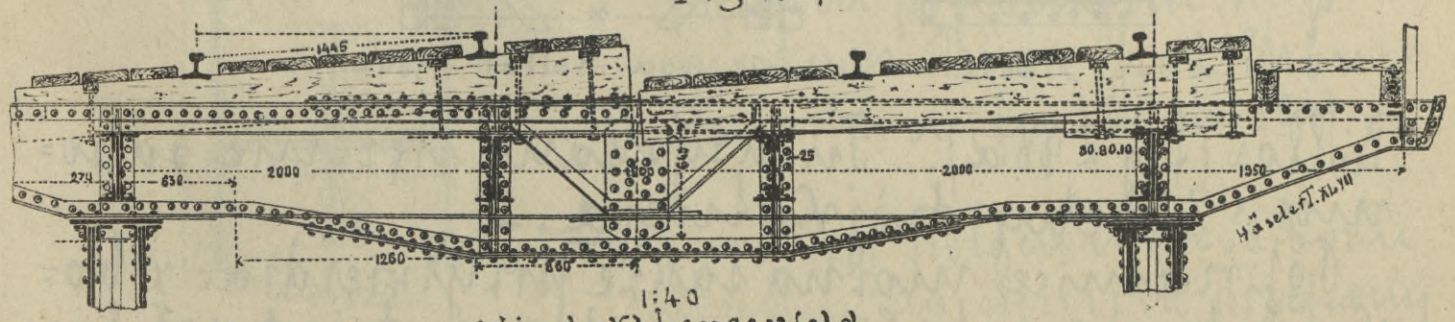
Jeżeli połączenie z pasami jest średnim, w takim razie łączymy poprzecznicę ze stępami ponad pasami n.p. przy moście na Dunaju w Sigmaringen (fig. 296 - porównaj fig. 285 z Winklera wieża). Porównaj również połączenie nite przy moście na Odre w Kozlu fig. 253. -



Most na Dunaju pod Sigmaringen. 1/50m w (Häselers Tab. XXXIX)

poprzecznicę, wyginają się także belki główne, a wskutek tego nite znajdujące się ponad osią poprzecznicy pracują na ciągnięcie. Dlatego dobrze jest jeżeli blacha stojąca poprzecznicę jest zarazem częścią stupa, jak to widzimy n.p. przy moście w Sigmaringen fig. 296. - (Porz fig. 285)

Fig. 297.

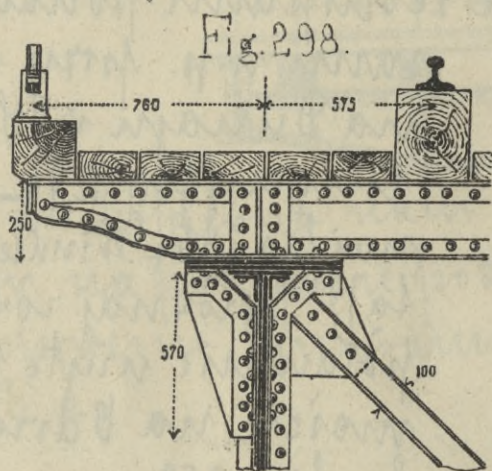


Wiadukt Lengersfeld

Połączenie poprzecznic z belkami głównymi możemy



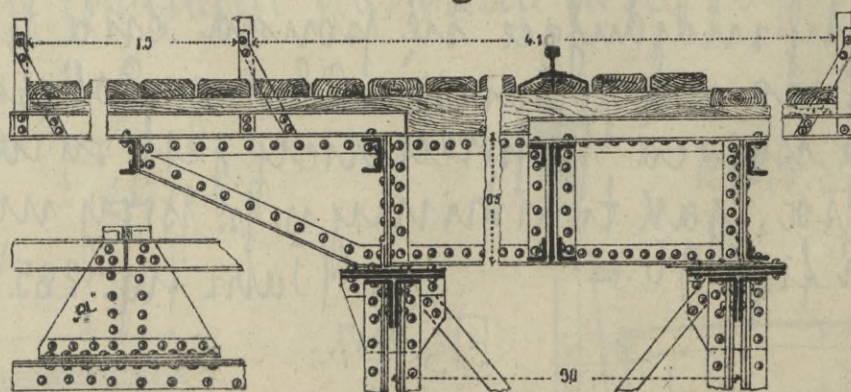
urządzić wiaduk poprzecznicę wprost na pasie górnym, n.p. wiadukt Lengenfeld (fig 297 str 151), przy których jest możliwe przekroczenie poprzecznic. - Jeżeli poprzecznic nie przytwierdzamy do pasów, w takim razie musi być dobre sterzenie góra. -



Most na Saane pod Fryburgiem  
1/25 n.w.

Wosć poprzecznic jest znaczna, to koniecznym jest dobre sterzenie n.p. przy moście na Lahnie pod

Fig. 298 a



Most na Lahnie pod Bollat 1/30 n.w.

Bollat (fig 298 a). - Tu uzyskano sterzenie zapożyczone z bldchy trójkałowej. -

Poprzecznicę można także przytwierdzić z boku do pasów; w takim razie pomost jest wgłębiany. -

To połączenie musimy stosować tam, gdzie

Taki przykład przedstawia (fig 298) most na Saane pod Fryburgiem.

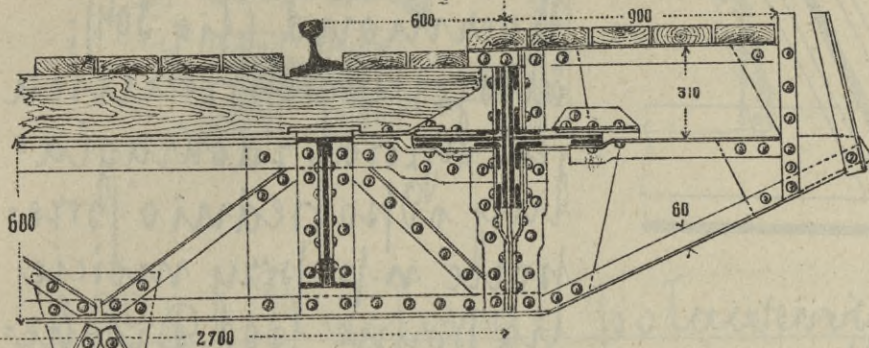
Jeżeli wysokość poprzecznic jest mała, albo poprzecznic jest na pasowa, to poprzecznic nie trzeba sterować. -

Przeciwnie jeżeli wyso-



Poprzecznic nie można włożyć wprost na pas n.p. na pas kry-  
żowy mostu na Lecku pod Kaüfering (fig 299), lub mostu

Fig 299.



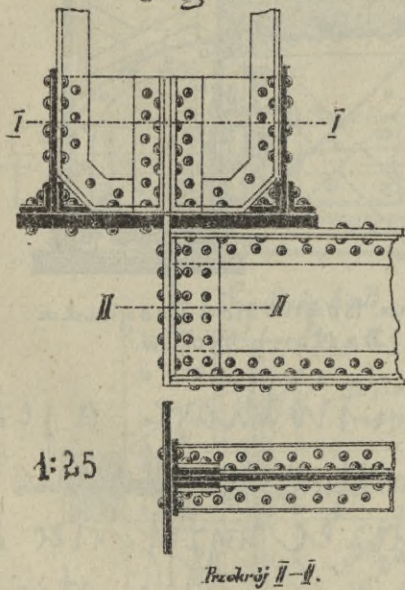
Most na Lecku pod Kaüfering  
1/25 n.n.

na Odrze w Koitlu  
(fig: 253), gdzie  
połączenie zrobio-  
no za pomocą bla-  
chy wyciętej odpo-  
wiednio. -

co jednak rzadko jest używanem, chociaż w Ameryce ma  
często zastosowanie n.p. Most na Trence w Newark (fig 299a)

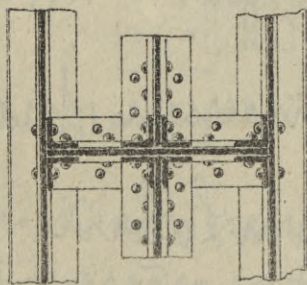
Poprzecznicie mo-  
żna także zamieścić,

Fig 299a



1:25

Rzekrój II-II.



Rzekrój I-I.

Nowy most na Trence  
pod Newark  
(Z. d. St. u. Ing. Ver. in Hannover)  
J. 1890 str. 694.

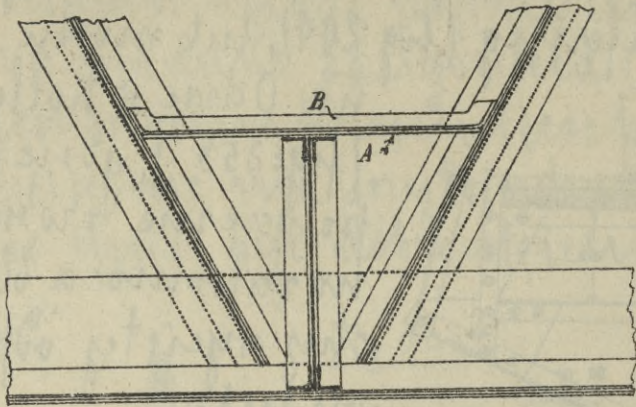
Jeżeli belka główna nie  
ma słupek, tylko ścięta i za-  
strzały (krata równomierną),  
a punkt spoczywa na pasie  
obrotowym, to pasy są narazone  
na skręcenie. -

Ażeby temu zapobiedz dobrze  
jest połączyć poprzecznicie bla-  
cha kąsowa z łęgami kryżul-  
ciami, albo też poprzecznicami  
prętami poziomymi n. p.  
most na Birnie pod Schön-  
chenstein (fig. 300 str. 154). -

Przy połączeniu z boku  
dajemy dla sterzenia przepony  
między oboma blachami pasu,  
jeżeli pas jest podwójny. -  
Mosty Krótowe iel.



Fig. 300

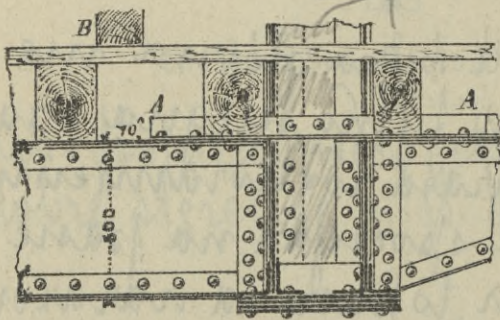


Most na Birs pod Münchenstein  
(Schweiz. Bauw. 1891)

da (Barton) fig. 302. -

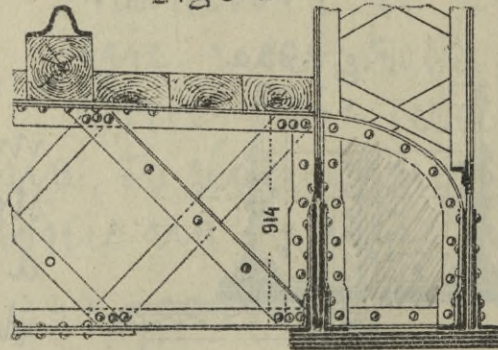
Prasarni zawięta się poprzecznie na pasie dolnym.

Fig. 301



Most drogowy na Moasie pod  
Roermond w Holandyi  
125 n. w.

Fig. 302



Most na Boyne pod Drogheda  
(Barton) 130 n. w.

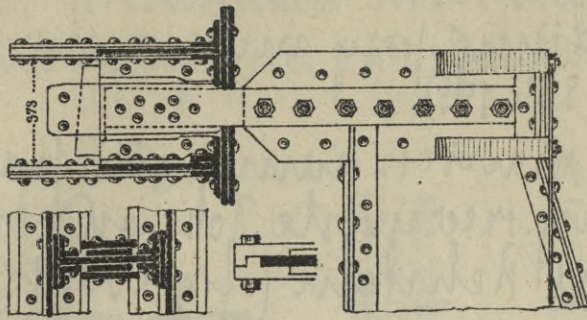
Wprawdzie połączenie jest tak wiejsze i szkodliwe, a jeżeli przedwzrosty poprzecznie, to mamy podparcie dla chodników, ale zato belki górne muszą leżeć wyżej, więc filary są wyższe, a zatem kosztowniejsze, a nadto stężenie musi być mocniejsze. -

W Anglii robia to dosyć często & Ameryce prawie same, u nas bardzo rzadko. -

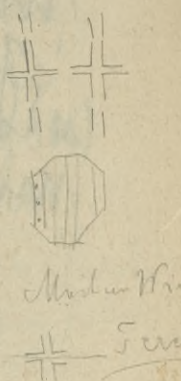
Takie urządzenie ma n.p. most na Lahnie pod Lahenstein (fig. 303 str 155), albo most na Trecie pod Newark (patrz fig. 299a). -



Fig. 303

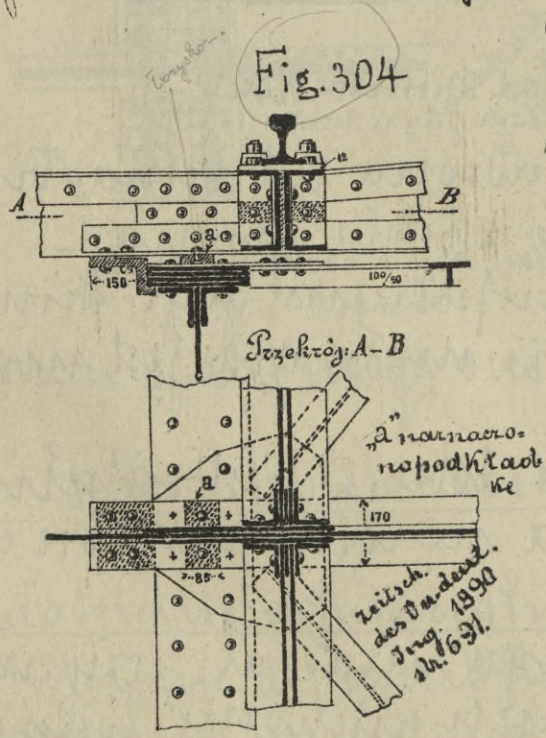


Most  
na Lahnrie  
pod Lahnstein  
1/25 m.w.



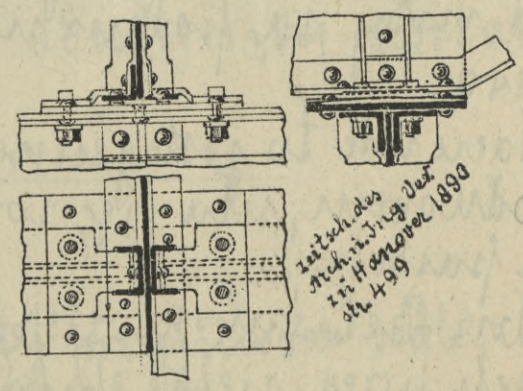
s. 90. Ruchome potácerenie -

W ostatnich czasach coraz częściej niywarne jest potácerenie ruchome, które ma na celu umożliwić swobodne ugięcie poprzecznic, przeniesi ciśnienie poprzecznicy środkowo wprost na belkę główną; uzyskujemy to przez użycie łożysk kółkowych.



Most Glasbragerbrücke 1/20 m.w

Fig. 305



Most na Dunaju pod  
Steinbach 1/16 m.w.

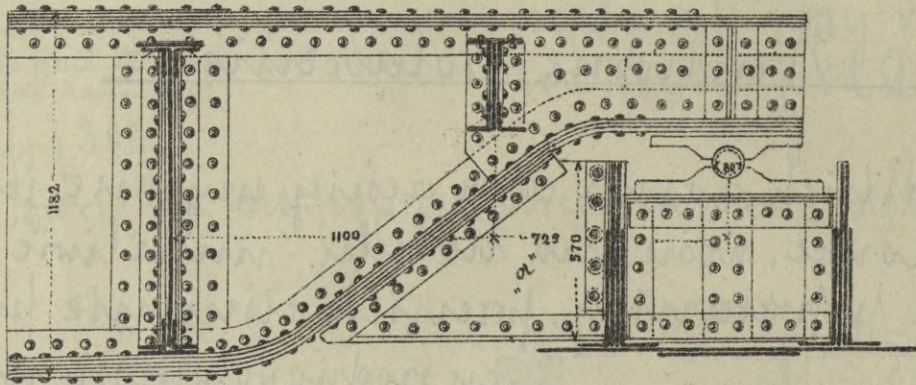
Jeżeli kwadratowe poprzecznicę na pasie górnym, to przytrzymane są nie na całej szerokości pasu, ale tylko do dwóch śledziami rzędami niżej; pod poprzecznicę dajemy podkładki, aby nam ciśnienie nie przenosiło się na krawędzie pasu belki głównej n.p.



przy moście s. z. Glashägerbrücke kolei badeniskiej (fig. 304)  
 Podobne urządzenie widzimy przy moście na Dinaju  
 pod Steinbach (fig. 305 str. 155). —

Jeżeli poprzecznicę uśredniamy na pasie dohym,  
 w takim razie dajemy nieoryginalne rozwiązanie n. p. przy  
 moście na Renie pod Rhenem (fig. 306). —

Fig. 306.



Most na Renie pod Rhenem  $\frac{1}{24}$  m. w  
 (Zeitsch. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1883)

Tu z boków do pasu przytwierdzona jest belka tra-  
 pizowa, która ma poprzecznicę z belką główną. —  
 Połączenie to nie jest jednak zupełnie idealne, gdyż struny  
 na nitach są podwójne, tak, że masa gruda jest nie-  
 równa.

Połączenie to jest jeszcze o tyle dobre, że jest zupełnie  
 symetryczne; siła więc rozdziela się równo na obie cze-  
 ści pasu. —

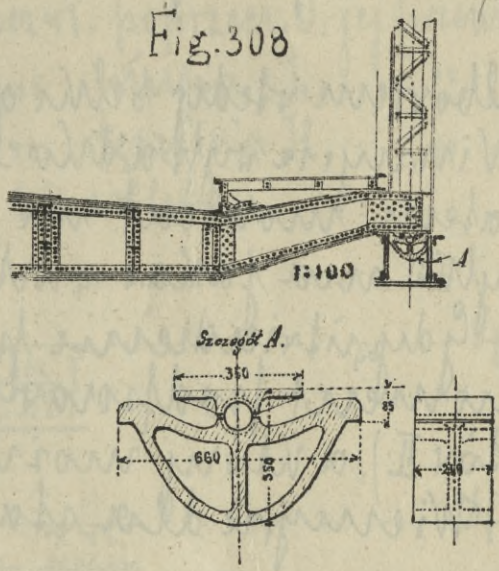
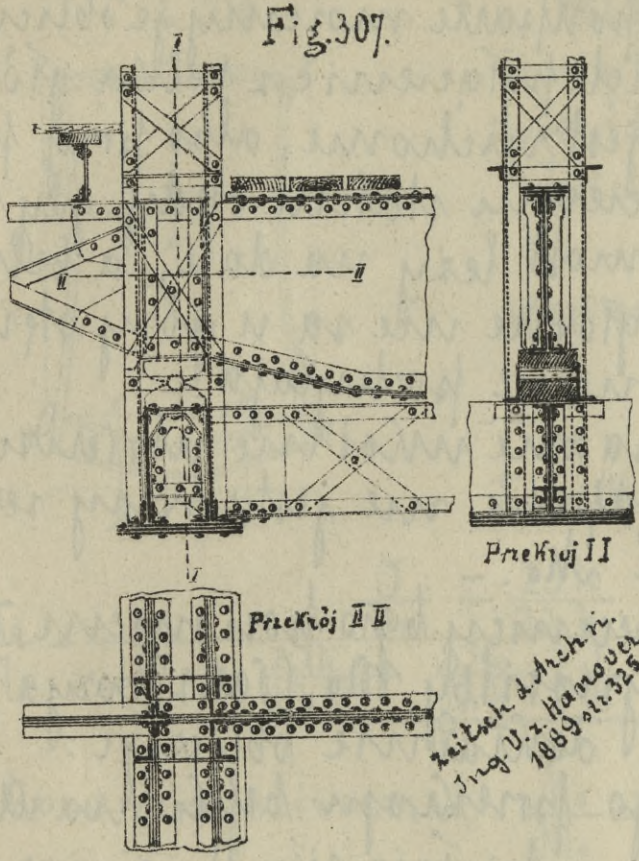
Tuż Belebubski z Petersburga urządzał przy mo-  
 śtach przez siebie budowanych niechome rozwiązanie  
 dla poprzecznic. —

Dawał on je nieco wyżej, a to dlatego, żeby pod po-  
 poprzecznicą można było umieścić termostaty po-  
 poprzecznic, albo w innych przypadkach, jeżeli poprzecznic  
 leżała na rozwiązaniu niechome, to nie stajają wcale be-  
 len głównych. —



Figura 307 przedstawia most na Wołdze pod Twerem jest konstrukcyjny przekrój. Belebickiego. -

Także przy niedawno ukończonym moście Tolbiac w Paryżu (fig 308) urządzeniowa jest:



Most na Wołdze pod Twerem 1/40 n.u.

Most Tolbiac w Paryżu (Genie Civil XXVI tab. 20)

dwome ze stali; maja one nieco odmienny kształt. -

301. § 91. Ublaczenie poprzecznic

Natężenie dopuszczalne

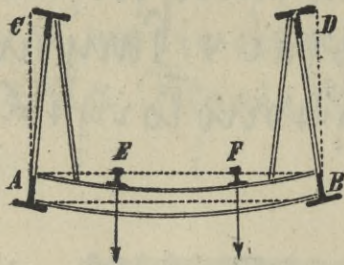
Natężenie dopuszczalne należy przyjmować wedle rozporządzenia ministerjalnego  $700 + 2 \text{ kg/cm}^2$ , a ponieważ długość poprzecznic wynosi od 5-10 m., więc wynosi natężenie dopuszczalne  $710-720 \text{ kg/cm}^2$ . - Jednakże wroble: dla na natężenia drugorzędne lepiej jest przyjmować mniej, mianowicie dla koleji głównych  $650 \text{ kg/cm}^2$

Dobrych czas przypuszczaliśmy także, że poprzecznic nie są w dwóch punktach podparte, ale zwykle tak



nie jest, gdyż są one staćcnie ułożone i utwierdzone

Fig. 309.



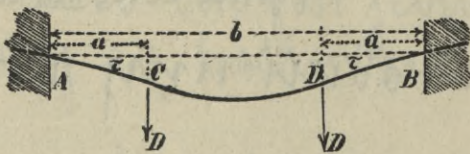
Jako belki w dwóch punktach podparte możemy je obliczać, jeżeli położenie z belki głównej jest ruchome, albo przy położeniu stałym wtedy, gdy most leży na dole, a belki główne nie są u góry sterone, wówczas wtedy belki główne się pochylają!

W innych wypadkach są one ułożone i utwierdzone, zatem moment na podporze nie jest równy zero, tylko ma jakąś wartość  $M_0$ .

Gdyby utwierdzenie poprzecznic było poziomem, to moment podporowy wynosiłby  $M_0$ , (patrz Teoria mostów II), a który można dokładniej obliczyć:

Wiemy, że dla stałego przekroju belki na której działają siły  $D$  i ciężar własny (Fig. 310), wynosi:

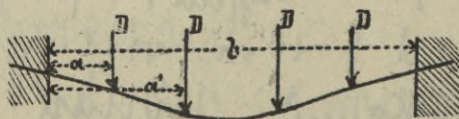
Fig. 310



$$M_0 = -D \frac{a/b - a^2}{b^2} - D \frac{(b-a)a^2}{b^2} - \frac{1}{12} q b^2 = -D b \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) - \frac{1}{12} q b^2 \dots 41)$$

Jeżeli mamy most dwutorowy, to:

Fig. 311.



$$M_0 = -D b \left[ \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) + \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) \right] - \frac{1}{12} q b^2 \dots 42)$$

Oba te wzory są dla belki poziomo utwierdzonej.

Pytanie teraz zachodzi,

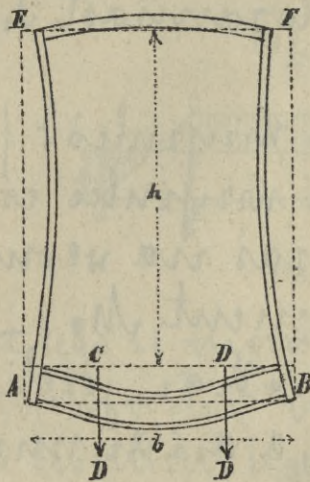
jak wielkie jest  $M_0$  t. j. jeżeli belka jest pochwyta utwierdzone?

Jeżeli mamy most zamknięty, a pomost jest u do-



In, to wskutek obciążenia nastąpi ugięcie, jak na figure 312. Taki układ jest statycznie nie wyważony. -

Fig. 312



Siły tu działające, jednak możemy wyznaczyć na podstawie prawideł sprężystości: -  
Jeżeli nazwiemy:

moment bezw. poprzecz.  $J$ , jej przekrój  $A$ ,  
" " sił  $J_1$ , "  $A_1$ ,  
" " tężnika  $J_2$ , "  $A_2$ ,  
to według Winklera:

$$\frac{M_0}{\delta M_0} = \frac{\frac{J}{J_2} + \frac{2Jh}{3J_1b}}{\frac{J}{J_2} + \frac{2Jh}{3J_1b} + \frac{2Jh}{3J_1b} \left( \frac{J}{J_2} + \frac{Jh}{2J_1b} \right)} \dots 43).$$

$$\text{albo w przybliżeniu: } \frac{M_0}{\delta M_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Jh}{3J_1b}} \dots 43a).$$

Jeżeli tężnik nie jest stale połączony z belką ośrową, tylko przegibnie, wówczas skutek jest takim, jak gdyby  $J_2 = 0$ , wtedy jest:

$$\frac{M_0}{\delta M_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Jh}{3J_1b} + \frac{J}{A_2 h^2}} \dots 44).$$

Jeżeli zaś tężnik jest bardzo silny, wtedy możemy przyjąć w przybliżeniu  $\frac{1}{J_2} = 0$ ,  $\frac{1}{A_2} = 0$  i otrzymamy:

$$\frac{M_0}{\delta M_0} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{Jh}{J_1b}} \dots 45).$$

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 wiadom sposób nie można liczyć pośredniczą jako poziomą utwierdzoną. -

Jeżeli sposób nie ma, tylko zastrząły, to zamiast  $J$ , trzeba wstawie  $J_1$  dost<sup>3</sup> d. -

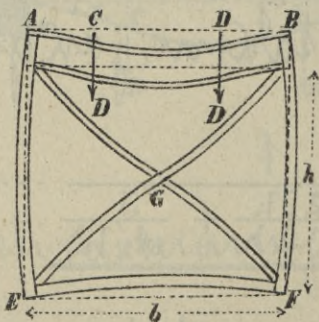
Z powodu niemieszankowego utwierdzenia krzywuleb<sup>o</sup> powstają nowe momenty. Dobrze jest, jeżeli krzywulec ciśniony tegie dany na zewnątrz, ciągnione zaś na wewnątrz, wtedy po części znoszą te momenty moment  $M_0$ . -

Skądowicie zmniejsza się moment o  $V_1 a_1 + V_2 a_2$ , jeżeli  $V_1$  i  $V_2$  są składowe pionowe siły  $D$  w krzywulech, a  $a_1$  i  $a_2$  niemieszankowy. -

Jeżeli precyzyjnie zastrząły tegie dany wewnątrz, a ciągnione zewnątrz, to skutek jest przeciwny. Wiekkości momentu zależą od wielkości sił  $V_1$  i  $V_2$ , a te są największe na podporach, tam jednak także  $J$  jest największe. -

Dla pomostu u góry (fig. 314), otrzymuje Winkler:

Fig. 314



$$\frac{M_0}{M_0} = \frac{3J_3 b}{Jh} + \frac{13J_3 b}{2Jd} \dots\dots\dots 46).$$

$$2 + \frac{3J_3 b}{Jh} + \frac{13J_3 b}{2Jd}$$

gdzie  $J_3$  oznacza moment bezwładności przekroju, a  $d$  jej długości. -

Dla tego wypadku obliczone  $M_0$  wynosi 2-42%  $M_0$ , rzadko jednak więcej, jak 25%. -

Jakby wpływ niemieszankowego utwierdzenia krzywuleb<sup>o</sup> może być duży znaczący, ale jest przeciwny. -

A zatem dla zmniejszenia momentu należy umieścić ciągnione krzywulec zewnątrz, ciśniony wewnątrz. -

Jeżeli mamy moment  $M_0$ , to łatwo wyznaczyć mo-



ment w dowolnym przekroju, skoro wyznaczymy momenty dla belki w dwóch punktach podpartej, gdyż moment w dowolnym przekroju zmniejsza się o  $M_0$ . -

Fig. 315.

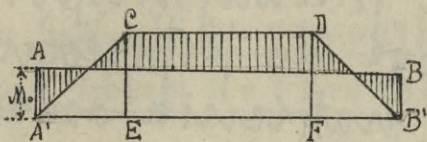
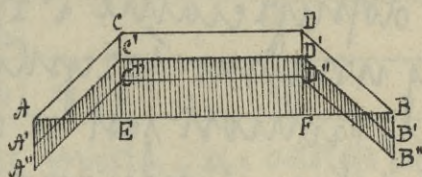


Fig. 316.



Wobec tego, że moment  $M_0$  zależy od przekroju, otrzymamy dla różnych wartości różne  $M_0$ . -

Cheąc pomimo tego mieć równe poprzecznicę wykreślimy największe i najmniejsze  $M_0$  i dla największości w każdą stronę obliczymy przekrój (fig 316). -

Wiek zmniejsza się natężenie w poprzecznicę wskutek stałego połączenia z kratą, a tyle zwiększa się natężenie w kratce; to zwiększenie może być nawet słonyć znacząco. - Winkler otrzymuje:

gdzie  $M_0$  jest momentem działającym w dolnej części ściany;  $M_2$  w jego górnej części;  $e$  szerokość ściany,  $a, x$  natężeniem spowodowanym

$$\frac{M_0}{M_2} = \left( 2 + \frac{3J_1 b}{J_2 h} \right) \dots \dots \dots 47)$$

$$v = \frac{M_0 e}{J_1} \dots \dots \dots 48)$$

wzrostem poprzecznicę. - Jeżeli wstawimy za  $M_0$  wartość przybliżoną, to

$$v = \frac{3J_1 b M_0}{3J_1 b + 2J_2 h} \frac{e}{J_1} = \frac{3eb M_0}{3J_1 b + 2J_2 h}$$

składowo do  $2J_2 h$ , więc  $v = \frac{3eb M_0}{2J_2 h} \dots \dots \dots 48a)$

Wiek  $v$  jest wprost proporcjonalnym do  $e$ , zatem nie  
 arkusz XXI Mosty kratowe i belkowe



powinny być ślupsy, a nie i te gie wryzanki bardzo szerokie. --  
 To natężenie "v" wynosi dla mostów jednostronnych od 100-300 kg/cm<sup>2</sup>, dla dwustronnych od 200 do 500 kg/cm<sup>2</sup>. --

Przy obliczeniu należy je uwzględnić zmniejszając natężenie dopuszczalne i zwiększając przekrój ślupów, albo należy uwzględnić rozpyta i wyrostowe dla poprzecznic. --

Jeżeli pionost jest u góry, to te natężenia dodatkowe są mniejsze i wynoszą tylko 50-150 kg/cm<sup>2</sup>. --

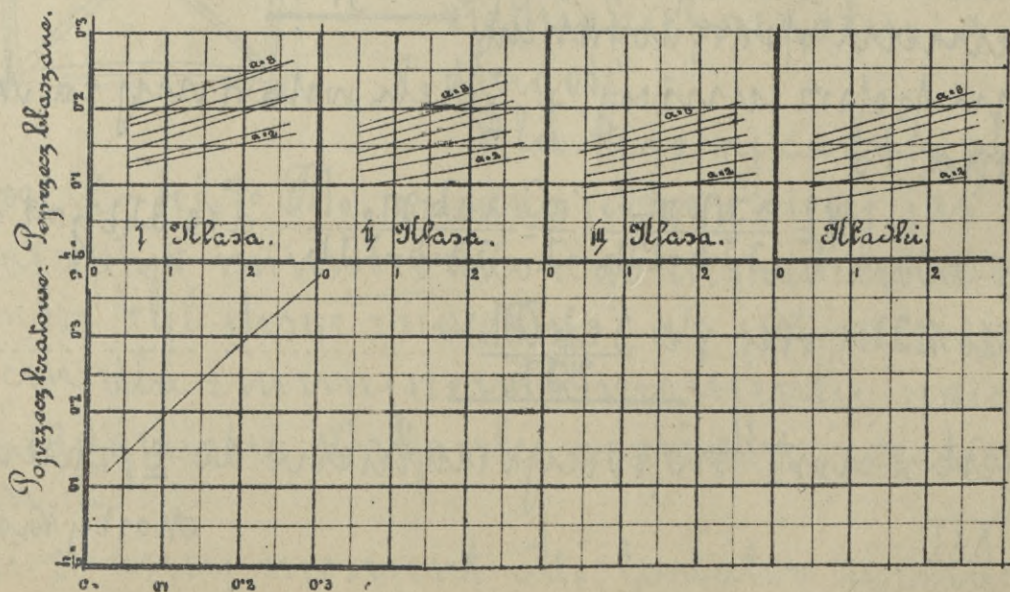
Jeżeli strata jest równomierną, a dla przytwierdzenia poprzecznic dajemy osobno ślupsy, to natężenia dodatkowe powstają tylko w tych ślupkach, który wrensa nie należą do kraty. --

§ 92. Ciężary, najkorzystniejsze odstępki i wysokości poprzecznic mostów żelaznych

A) Mosty drogowe

1. najkorzystniejsza wysokość

	I Klasa	II Klasa	III Klasa	II Kadki
blaszowe	$h = 0.0018(a+7.6)(c+6.9)b$	$h = 0.0022(a+5.6)(c+5.7)b$	$h = 0.0024(a+4.7)(c+4.7)b$	$h = 0.0025(a+3.9)(c+5.2)b$
kratowe	$h = 0.1b + 0.95c$			

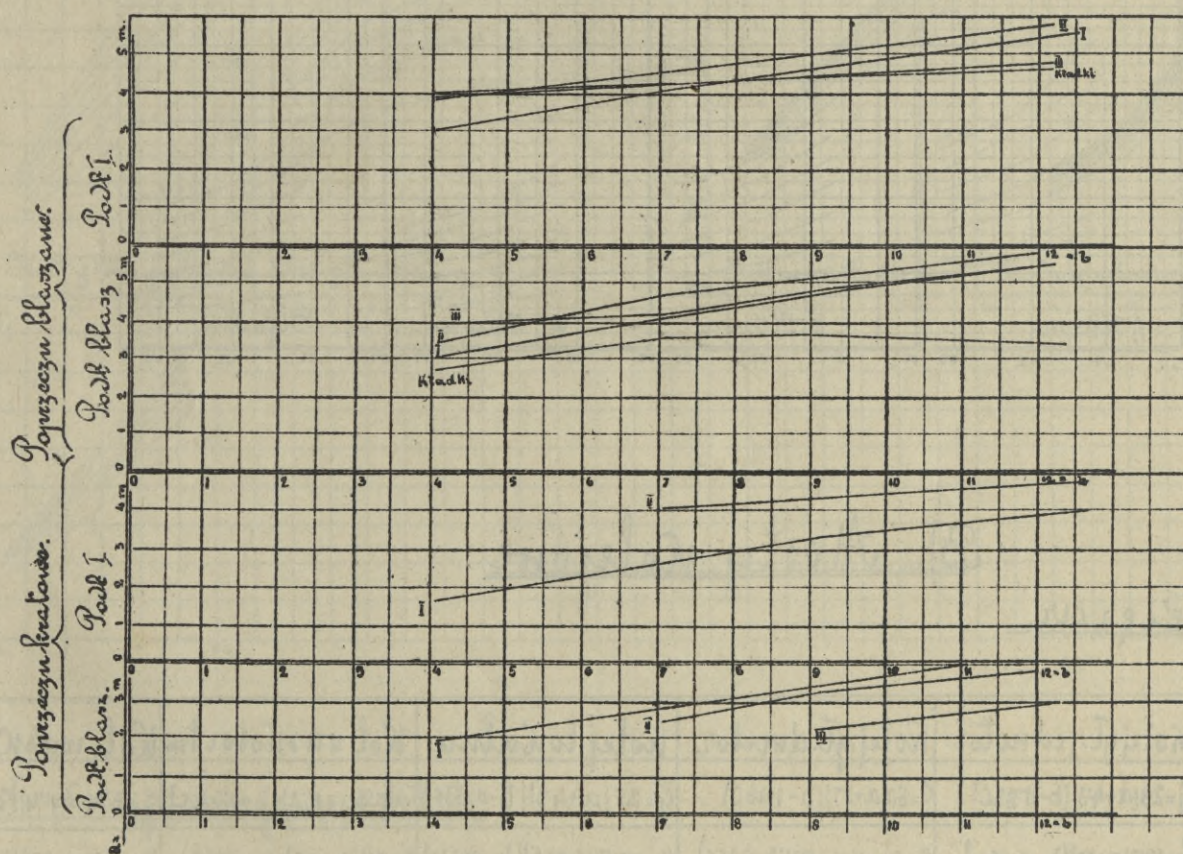




2). Najkorzystniejszy odstęp

		I klasa	II klasa	III klasa	Kładki
Poprzecz. podł. I	Podł. I	$a = 2.9 + 0.2b$	$a = 2.8 + 0.24b$	$a = 3.5 + 0.10b$	$a = 3.5 + 0.09b$
blasz. " "	" blasz.	$a = 2.9 + 0.2b$	$a = 2.5 + 0.28b$	$a = 3.0 + 0.180b$	$a = 2.7 + 0.08b$
Poprzecz. podł. I	Podł. I	$a = 0.7 + 0.27b$	$a = 2.9 + 0.14b$		
Kratow. " "	" kratow.	$a = 1.0 + 0.23b$	$a = 2.0 + 0.10b$	$a = 2.5$	

$a, b$  w metrach ;  $b$  = szerokość mostu -  $a$  = odstęp poprzecz.

3). Ciepota poprzecznic.

	I klasa	II klasa	III klasa	Kładki
Poprzecz. blasz.	$G = 2.1(a + 7.8)(1 - 0.12c)b^2$	$G = 2.1(a + 5.7)(1 - 0.12c)b^2$	$G = 2(a + 5)(1 - 0.12c)b^2$	$G = 2.43(a + 3.75)(1 - 0.12c)b^2$
" kratow.	$G = 4.8(1 - 1.54\frac{c}{b})(a + 1.7)b^2$	$G = 4.3(1 - 1.65\frac{c}{b})(a + 1)b^2$	$G = 3.6(1 - 1.67\frac{c}{b})(a + 0.5)b^2$	$G = 4.55(1 - 1.8\frac{c}{b})ab^2$

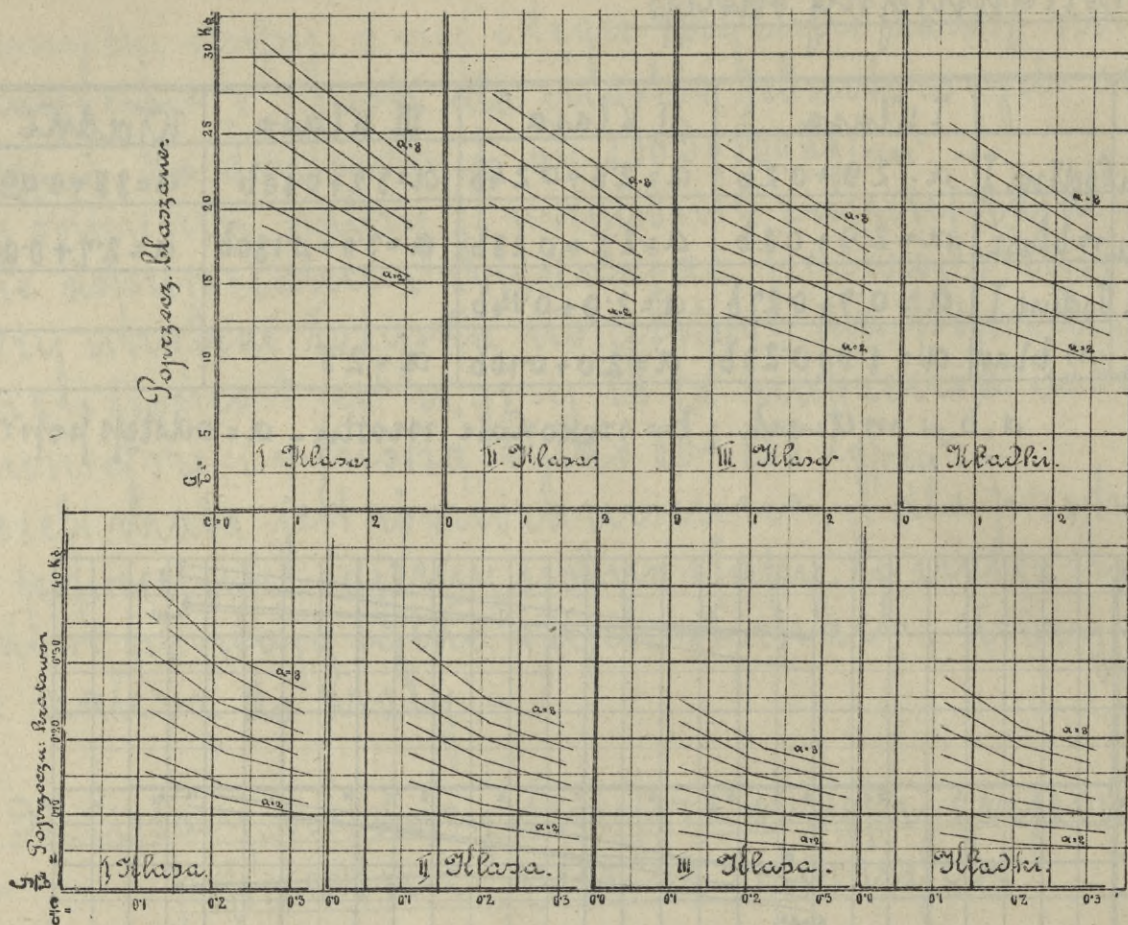
$a$  w metrach

$b$  " "

$c$  " "

$G$  w kilogramach (cały ciężar poprzecz.)





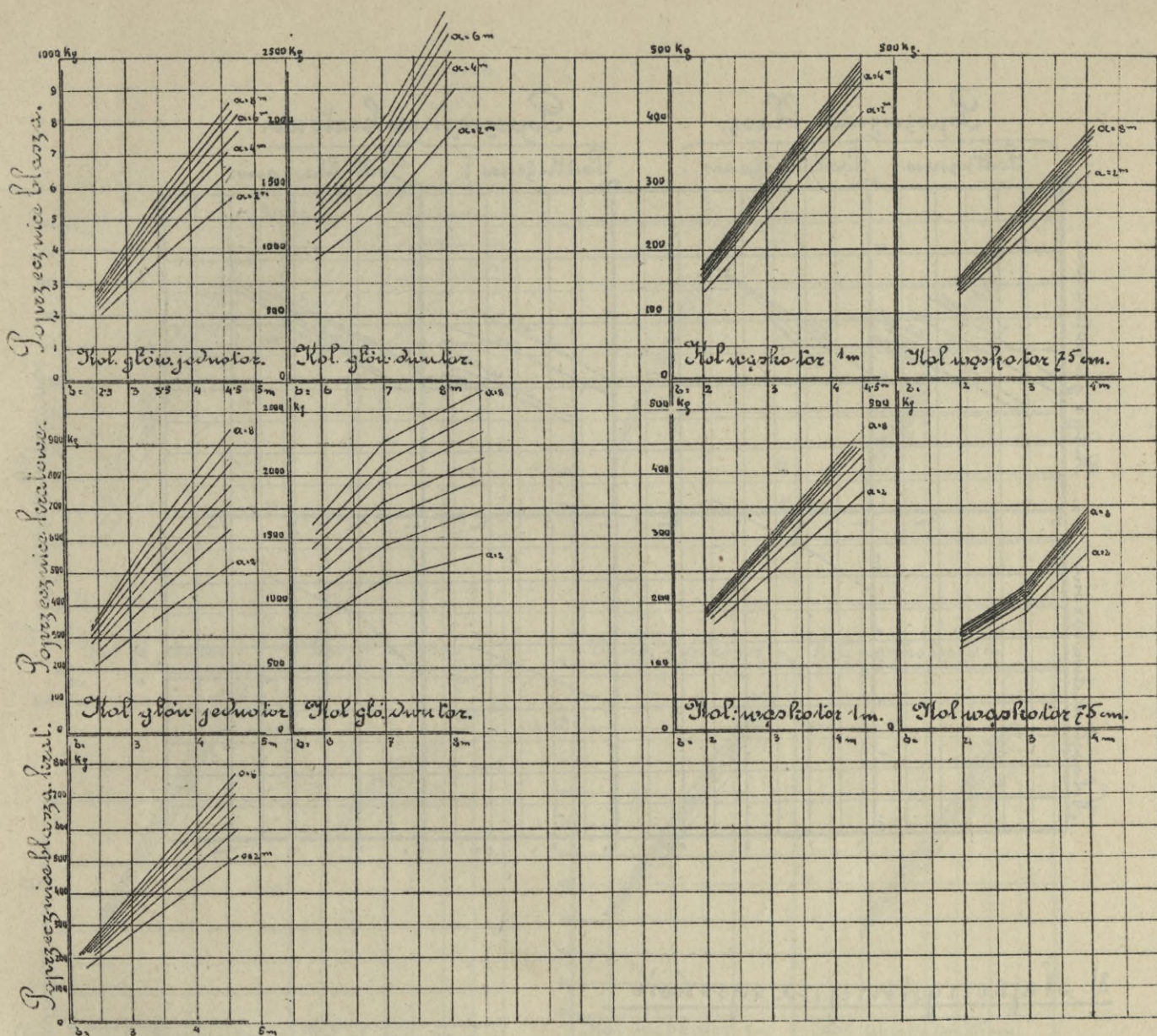
## B). Mosty kolejowe

### I. Ciężar

Poprzecz. klaszane		Kolej gł. jednotor.	Kolej gł. dwutor.	Kolej lokalna	Kol. wąskotor 1m	Kol. wąskot. 0.75m.
krat. bl.	a < 4	$G = 29(a+43)(b-0.83c)$	$G = 50(a+57)(b-1.96c)$	$G = 25(a+43)(b-0.83c)$	$G = 7.5(a+132)(b-0.64c)$	$G = 6.4(a+14)(b-0.9c)$
	a > 4	$G = 122(a+15)(b-0.83c)$	$G = 249(a+15.2)(b-1.95c)$	$G = 10.5(a+15)(b-0.83c)$	$G = 2.1(a+56)(b-0.56c)$	$G = 1.85(a+52)(b-0.62c)$
krat. bl.	a < 4	$G = 29.6(b-0.69c)(a+31)+15c$	$G = 51(a+26)(b-1.2c)$	$G = 24(b-0.69c)(a+31)+15c$	$G = 7(a+10.8)(b-0.23c)$	$G = 5(a+13.8)(b-0.4c)$
	a > 4	$G = 18.6(b-0.74c)(a+7.4)+15c$	$G = 23(a+7)(b-0.45c)$	$G = 15.3(b-0.74c)(a+7.4)+15c$	$G = 2.22(a+4.5)(b-0.24c)$	$G = 2.1(a+40.5)(b-0.57c)$
krat. bl.	a < 4	$G = 23(b-0.75c)(a+4.7)$				
	a > 4	$G = 9.5(b-0.73c)(a+16.4)$				

b w metrach  
 a w metrach  
 G w kilogramach





2 Najkorzystniejszy odstęp.

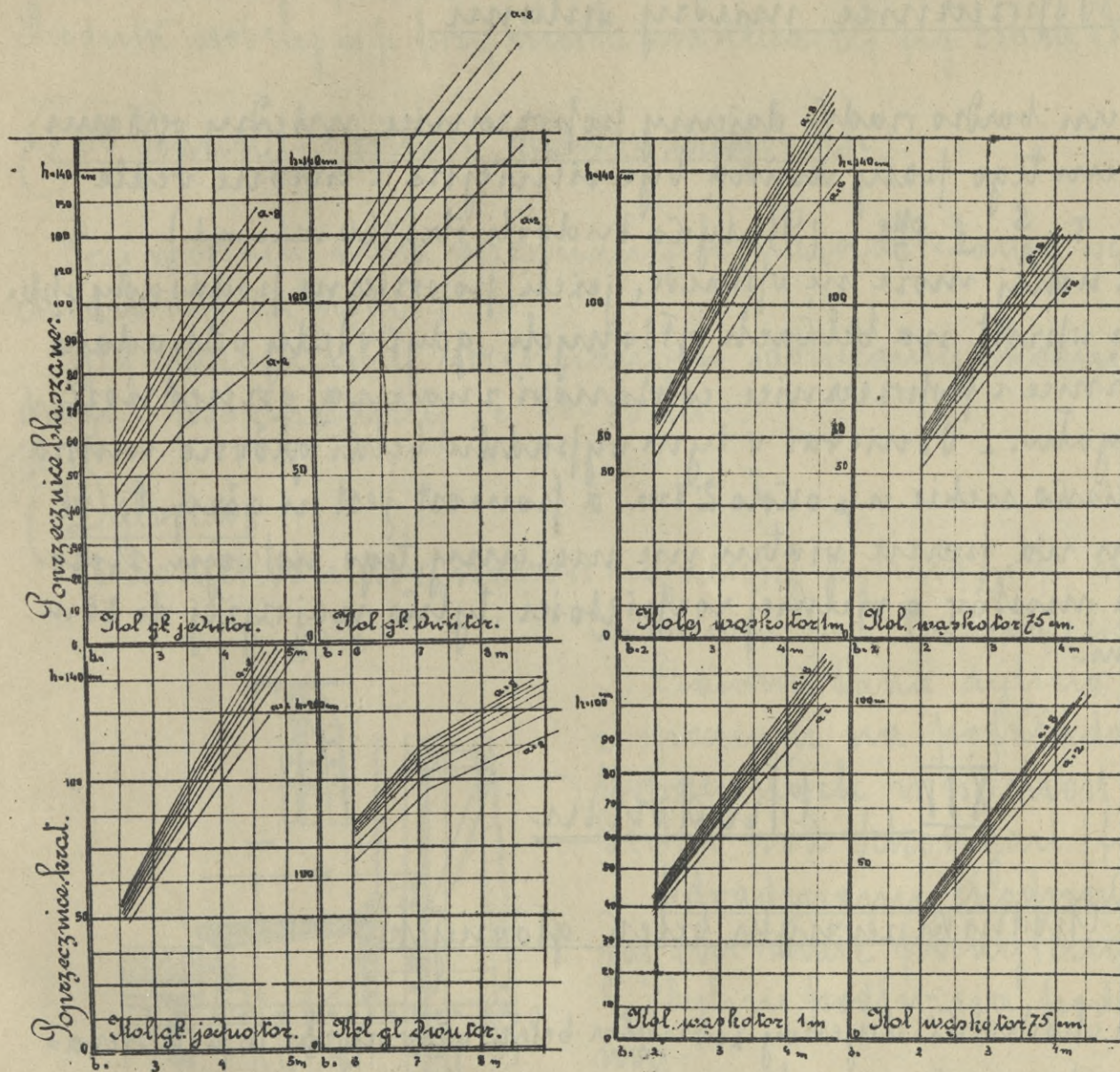
		Kolej gł. jednt.	Kolej gł. dwutor.	Kolej wąskotor 1m	Kolej wąskotor 0.75m		
Poprzecznie	blaszow.	Podłwi I	$a = 0.20 + 0.56b$	$a = 0.05 + 0.60b$	$a = 0.73 + 0.53b$	$a = 0.73 + 0.70b$	
		" blasz.	$a = 0.05 + 0.87b$	$a = 0.62b$	$a = 0.05 + 0.87b$	$a = 0.73 + 0.70b$	$a = 0.70 + 0.73b$
	kralow.	Podłwi I	$a = 0.35 + 0.42b$	$a = -0.30 + 0.40b$	$a = 0.50 + 0.46b$	$a = 1.0 + 0.44b$	$a = 1.1 + 0.50b$
		" blasz.	$a = 0.50 + 0.67b$	$a = -1.25 + 0.65b$	$a = 0.50 + 0.65b$	$a = 1.20 + 0.52b$	$a = 1.2 + 0.54b$

a w metrach  
b w metrach









### § 93. Pokład mostów kratowych.

Wzory powyższe odnoszą się właściwie tylko do belek blaszanych, bo przy belkach kratowych odstęp poprzecznic  $a$ , różni się odstepowi wzdłuż. Tu więc należy ten odstęp od ciszarń skrajny belki górnej i od pokładu razem. —

Możnaby to dokładnie obliczyć, ale obliczenia takie ogólnie byłoby bardzo i miednie; wystarczy jednak przyjąć  $a$  według poprzednich wzorów, aby odstęp wzdłuż był stosowny względem na wate. —



## §94. Poprzecznice między wrotami

Pracem bardzo trudno dajemy poprzecznice między wrotami; skutkiem tego pracy można być silniejsze i liczone wedle wzoru  $T = \frac{S}{A} \pm \frac{\sigma Me}{S}$  (Statyka budowl. str. 160 stare wyd.)

Taki układ może się opłacić, jeżeli poprzeczne podkroje są wyrażają wprost na belkach ośrodkowych, gdyż wtedy odpadają podłużnice i poprzecznice, co stanowi znaczną oszczędność materiału. - Ponieważ w tym wypadku belki ośrodkowe muszą leżeć blisko siebie n.p. około 2,5 m, a pomost jest w góry, to ze względu na pranie wiatru nie możemy tego układu stosować dla mostów o wielkiej rozpiętości, tylko najwyżej do 25 m, lub 30 m.

## XIV Chodniki

### §95. Chodniki zewnętrzne belek ośrodkowych.

Jeżeli chodniki dajemy zewnętrzne belek ośrodkowych, to podpieramy je wspornikami, albo osobnymi belkami chodnikowymi. - Wskutek tego uzyskujemy:

- 1) zmniejszenie ciężaru pomostu, gdyż poprzecznice są krótsze,
- 2) zmniejszenie szerokości filarów,
- 3) wolniejszy widok z mostu dla przechodni,
- 4) lepszy wygląd mostu. -

Przy mostach kolejowych dajemy chodniki zewnętrzne belek ośrodkowych, jeżeli pomost jest w góry; jeżeli zaś pomost jest w dołku, to z powodu konieczności zachowania wolnego przejścia, dajemy belki ośrodkowe już w takim odstępie, że przechodni może się zmusić. -



Jeżeli ma to być publiczne przejście dla pieszych, to należy dać chodnik osobny n.p. przy moście na Ulea-Elf fig. 256 str 130. -

## § 96 Umort chodników mostów drogowych

Przy mostach mało uzeszczonych nierozdzielamy wcale chodników od drogi. -

Przy mostach więcej uzeszczonych oddzielamy chodniki od drogi i podwyższamy je 10-20 cm. -

301.

### Długość

Umort chodników stanowi najczęściej długość n.p. most na Dunaju pod Passawą (fig. 318)

Czasami taka długość może spoczywać na podkładach poprzecznych n.p. most na Lechu pod Schonbergiem (fig. 319)

Odwadniany chodnik słaje im małe przechylenie 15-30‰.  
Długość podłogi na podpar-

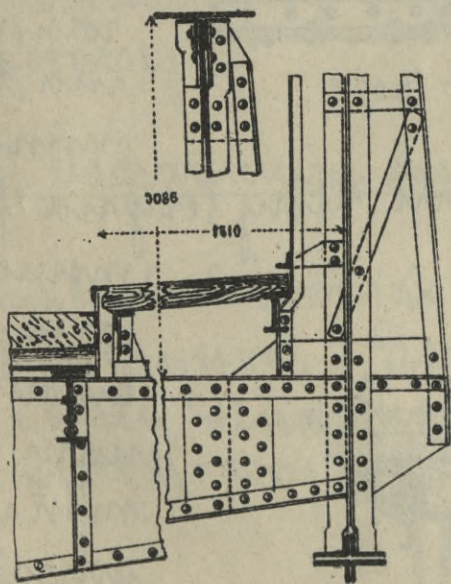
my:

- 1) wprost poprzecznicami, albo wspornikami

- 2) przy większym odstępnie wsporników dajemy podłogi, na

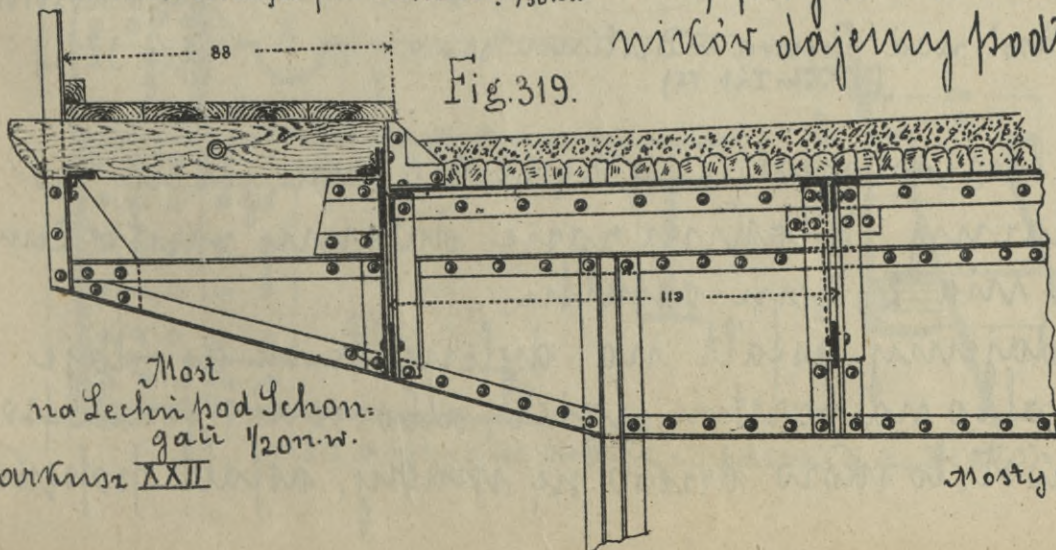
które kładziemy długość poprzecznic na. -

Fig. 318



Most na Dunaju pod Passawą 1/30 w.w.

Fig. 319.



Most na Lechu pod Schonbergiem 1/20 w.w.

arkusz XXII

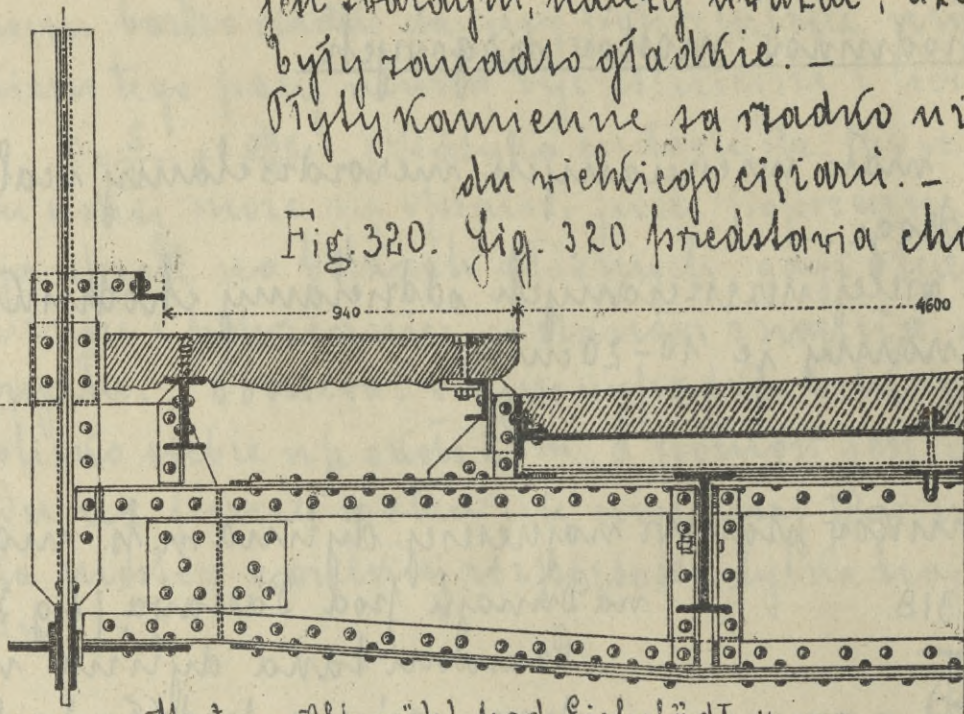
mosty kratowe żelazne



Płyty kamienne

Je dajemy na chodniki więcej szybkie. Jeżeli kamień jest twardym, należy uważać, żeby płyty nie były z nadto gładkie. -

Płyty kamienne są bardzo używane z powodu ich wielkiego ciężaru. -



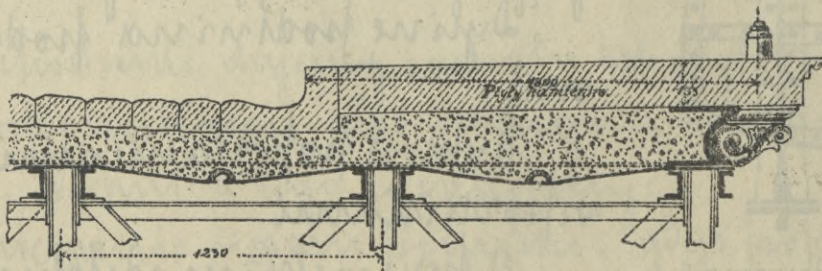
Most na Altmühl pod Eichstädt 1/20 n.w.  
(Häsel Tab. XXXIV)

Fig. 320. Fig. 320 przedstawia chodnik mostu nad Altmühl pod Eichstädt. -

Jeżeli mamy mieć płyty do rozporządzenia, to można spro-

czywać na podłożu ze żwiru, lub betonu, który leży na podstawie żelaznym, lub drewnianym, lub drobnym n.p. most nad dolną Spree w Berlinie (Fig. 321.)

Fig. 321.



Most nad Spree w Berlinie 1/30 n.w.  
(Schäfer Tab. IX)

czywać na podłożu ze żwiru, lub betonu, który leży na podstawie żelaznym, lub drewnianym, lub drobnym n.p. most nad dolną Spree w Berlinie (Fig. 321.)

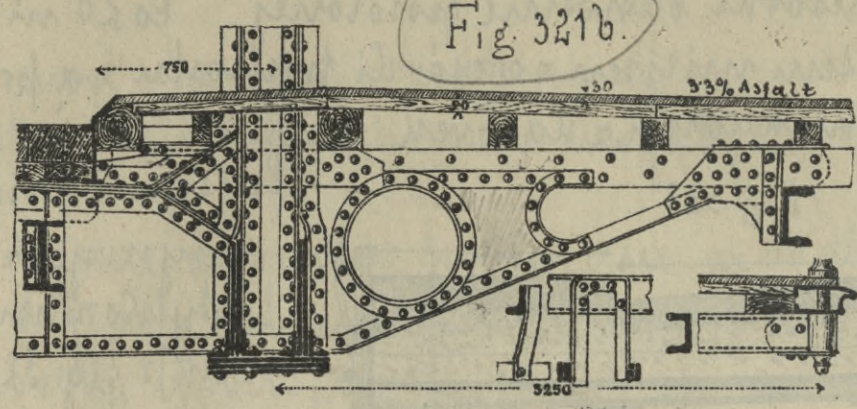
Asfalt

Chodniki z łanego asfaltu są często używane, jeżeli most jest żelazny. W takim razie dajemy warstwę 2cm betonu, na nią 2-3cm asfaltu. -

Jeżeli zaś dajemy asfalt na dyline, to się go daje albo wprost, albo na warstwie cegieł, albo wien, jeżeli prostym wprost, to słowo drzewo się spoczy, asfalt popsewa. -



Trzy mosty na Wezerze w Bremie (fig. 321b) położono na dylinie



Most na Wezerze w Bremie 1/30m.w.

prosto, a na  
nim asfalt. -  
Trzy mosty na  
Labie w Ham-  
bryku wyto  
mieszankę  
składającą się  
z 65% asfaltu,  
10% gipsu,

25% żwiru. - Tu więc dodano do asfaltu żwir. -

Płyty żelazne.

Czasami wyciąga się płyty żelaznych łanach, lub blachy  
z obrobionej. -

§. 97. Odgraniczenie drogi od chodnika.

Zwykle obok chodnika zbiera się woda, która należy od-  
prowadzić rynną. - Daje się więc spód poprzeczny dla mo-  
ście i rynnę, która może być rozmaicie wykonana. -

N.p. most drogowy we Lwowie z rynną gładką do Białohorskiej.

Tu strażnia podłu-

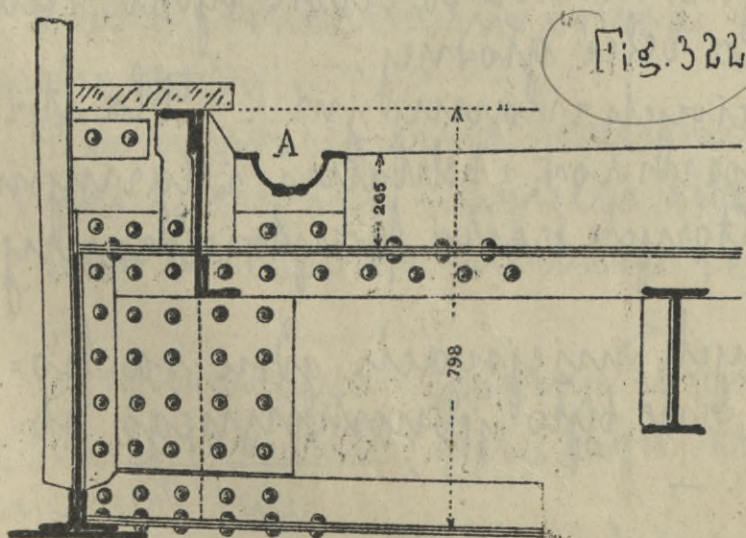
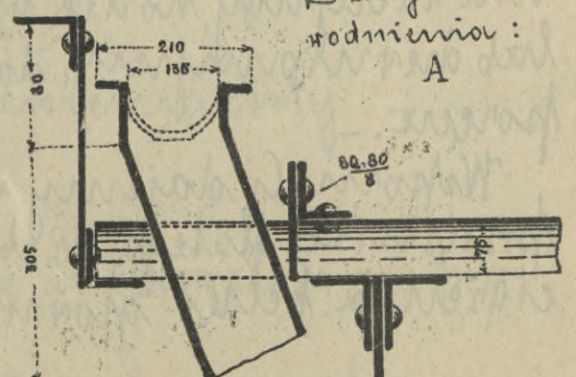


Fig. 322



Strzegót od-  
wodnienia:  
A

Most drogowy we Lwowie z rynną gładką do Białohorskiej.



inica jest blaszana, a pomost stanowi żeresórki. Rynna zrobiona jest z żeresórki odwrótnie położonej. - Co 20 m. są rury spadkowe; w tym miejscu żeresórki pomostu są przeważane i podparte rynnami z kątówek.

Fig. 323

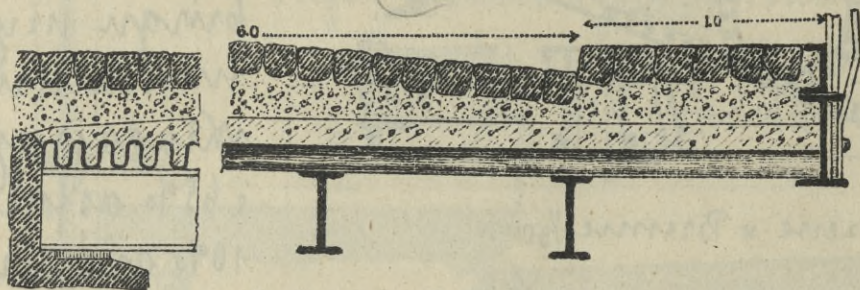
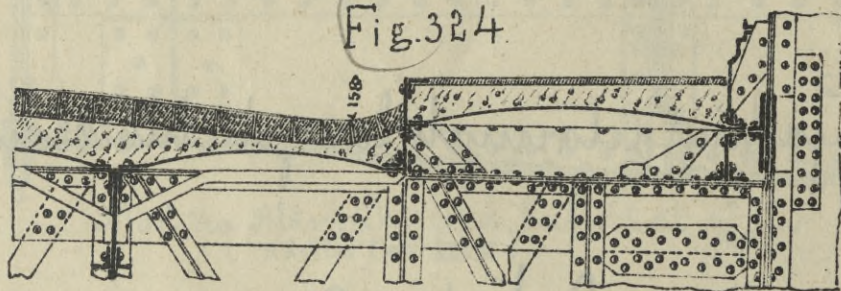
Most na drodze Królewsko-Tylickiej  
1/30 n.w.

Fig. 324



Most drogowy na Dunaju w Wiedniu 1/30 n.w.

Czasami nie ma

rynny z zelaza, tylko z brzozy n. p. fig. 323 i 324. - Fig 323 przedstawia most na drodze Królewsko-Tylickiej, a fig. 324 most drogowy na Dunaju w Wiedniu. -

### §. 98. Wsporniki. -

Wsporniki mogą być przedzieleniem poprzecznic. -

Przy belkach blaszanych można to zrobić tylko wtedy, jeżeli poprzecznicę leża na belce głównej. -

Ustrój wsporników stałych różny jest. - Dla stopnia łagodny końce wsporników z belkami żelaznymi lub drewnianymi, do których często przytrierdzały poręce. -

Wsporniki słajemy w tych miejscach, gdzie są poprzecznicę, dlatego, żeby nie było jednostkowego obciążenia belki głównej. -



## § 99. Porządek chodników. -

Porządek chodników podpieramy:

1. wprost, ale wtedy wsporniki mogą być co najwyżej w odstępie 2,5 m.
2. dajemy obrotowe podmurówki, aż do długości 5 m.
3. dajemy żelazne podmurówki, które mogą być z teorek, kółorek, wórek, iórek. -
4. belka chodnikowa i belka oporowa. -
5. małyimi poprzecznikami, które są oparte na belce chodnikowej i na belce oporowej. - Belki chodnikowe nierzadko są tylko przy małych rozpiętościach. -

## (XV) Łożyska

### § 100. Rodzaje Łożysk. -

Łożysko jest to zespół znajdujący się między belkami oporowymi, a filarami, który służy:

- (1). do przeniesienia siły na wielką powierzchnię;
- (2). do dokładnego zebrowania belki z powierzchnią filaru;
- (3). do wyrównania nierówności dolnej powierzchni pasów (nity, śrub);
- (4). do umiarkowania przesunięć powstałych wskutek zmiany ciepłoty i ugięcia belki;
- (5). do ustalenia punktu zaczepienia siły. - (oddziaływanie)

Rozróżniamy 3 rodzaje Łożysk:

- (1) Łożyska stałe (feste Lager), które nie dozwolają na przesunięcia belki;
- (2) przesuwowe (Gleitlager), które dozwolają na przesunię-



wiece belki po dokonaniu torcia poziomistego.

3) walkowe (Rollenlager), które dozwolaja na przesunięcie belki po dokonaniu torcia poziomistego.

Opis tego rozróżniamy tożyska: 1) ślizgowe (Glashlager) na których opiera się belka nie ma płaszczyzna; 2) wałkowe (Kipflager), w których płaszczyzna z belką jest mała, a belka może przy nacisku pochylić się bez przesunięcia punktu zaczepienia.

§ 101. Wpływ ciepła

Jeżeli końce belki mogą się poruszać, to przedłużenie belki wskutek zmiany ciepłoty wynosi

$dl = \alpha t l$  ..... 49)

gdzie  $\alpha$  jest współczynnikiem rozszerzalności i wynosi dla

- żelaza szarego 0.000013
- „ łanego 0.000011

Jeżeli przyjmiemy, że przyrost temperatury  $t$  wynosi  $40^\circ$ , to:

$dl = 0.49 l$  ..... 49a)

jeżeli  $dl$  wyrazimy w milimetrach, a  $l$  w metrach.

To przedłużenie belki, a więc przesunięcie jej końców, może być dosyć znaczne, bo n.p. dla  $l = 100m$  ...  $dl = 49mm$ .

Przyjmujemy, że końce belki nie mogą się poruszać, w takim razie powstaje siła poronowa  $H$ , która musi być tak wielka, aby wyrotata tak wielkie skrócenie, jak wielkie jest wydłużenie się belki wskutek zmiany ciepłoty.

Jeżeli oznaczymy przekrój pasu przez  $A$ , to skrócenie wskutek siły  $H$  jest:

$\frac{H}{EA} \cdot l = \alpha t l$  stąd  $H = \alpha \epsilon A t$  ..... 50)

Jeżeli powziemy za  $\epsilon = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$ , to otrzymamy:

$H = 980 A$  ..... 50a)

wyrażając  $H$  w  $\text{kg/cm}^2$ , a  $A$  w  $\text{cm}^2$ .

Dobrychiasz przyjmujemy, że przekrój jest stały.

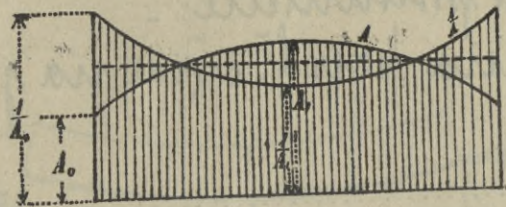


Jeżeli przekrój  $A$  jest zmienny, wtedy:

$$dL = \frac{H}{\varepsilon} \int_0^l \frac{dx}{A} = \alpha t l \dots\dots\dots 51)$$

Nazwijmy przekrój na początku belki  $A_0$ , w środku belki  $A_1$ , i wykreślmy krzywą  $A$  przedstawiającą zmienność przekroju i krzywą  $1/A$ , to zamiast zmiennych średnich krzywej  $1/A$  możemy przyjąć pewną wartość średnią.

Fig. 325.



Mozemy zatem całą przedstawić w postaci:

$$\int_0^l \frac{dx}{A} = \beta \frac{l}{A_1}, \text{ gdzie } \beta \text{ jest}$$

współczynnikiem, wyrażającym stosunek przekroju średniego do przekroju w środku belki.

Wstawmy to, to otrzymamy:  $dL = \frac{H}{\varepsilon} \beta \frac{l}{A_1} = \alpha t l$ , stąd

$$H = \frac{\alpha \varepsilon A_1 t}{\beta} \dots\dots\dots 52)$$

Obliczmy natężenie, jakie posiada wkrętek siły poprzecznej  $H$ . - Natężenie:

$$\sigma = \frac{H}{A} = \frac{\alpha \varepsilon t}{\beta} \frac{A_1}{A} = \frac{C}{\beta} \frac{A_1}{A} \dots\dots\dots 53)$$

gdzie  $C = \alpha \varepsilon t =$  ilość stała. -

Na podporze  $\sigma_0 = \frac{C}{\beta} \frac{A_1}{A_0} \dots\dots\dots 53a)$

W środku belki  $\sigma_1 = \frac{C}{\beta} \dots\dots\dots 53b)$

Wstawmy  $C = 980$  i  $\beta$ , które jest zależnym od  $\frac{A_0}{A_1}$ :

$l =$	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
$\sigma_1 =$	970	720	657	596 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_0 =$	1077	1795	2190	2985 kg/cm <sup>2</sup>

Widzimy więc, że przy stałym utwierdzeniu końców belki posiadają już tylko wkrętek zmiany ciepłoty materiału przekraczające natężenia dopuszczalne. -



Siła pozioma  $H$  byłaby więc tak wielka, że zmniejszyłaby zupełnie  
 nasz przyciółka. - Z tej przyczyny nie wykonamy nigdy  
 obu torów stałych, tylko jedno. -

Zbadajmy, jakie są obciążenia przy torachach przesu-  
rowych?

Przy takich torach siła pozioma  $H$ , nie może być większa od  
 sarkia, bo jeżeli jest większa, następuje przesunięcie. -

Jeżeli średnica współczynnika sarkia przez  $f$ , ciężar na je-  
 dnostkę długości  $q$ , to:

$$\text{najw. } H = \frac{1}{2} q l f \dots\dots\dots 54).$$

Kładąc  $f = 0.2$  otrzymamy:

$$H = 0.1 q l \dots\dots\dots 54a).$$

Dla różnych rozpiętości otrzymamy:

$l =$	10	50	100	150 m
$q = \frac{8.5 + 11}{2} =$	4.8;	$\frac{3.3 + 2.3}{2} =$	3.8;	4.3;
$H =$	3.8,	19,	43,	75 ton

Widzimy zatem, że przy więksim torachach przesurowych jest si-  
 ła pozioma  $H$  około 10 razy mniejsza, niż przy więksim  
 torachach stałych, że zatem i natężenie wywołane będzie  
 mniejsze. -

Jednak dla niektórych mostów będzie ono równe jeszcze  
 tak wielkie. -

Musimy więc zmniejszyć sarkie, a osiągniemy to przez  
 więksie torachach walcowych. -

Wiemy, że współczynnik sarkia półokręgowego zielar o zielar  
 wynosi  $\frac{2}{d}$ , gdzie  $d$  oznacza średnicę wálka w milimetrach. -  
 Takiej on także od smarowania i przybor-  
 do dobrem smarowaniu wynosi  $\frac{1.5}{d}$ ; przy średnicim  $\frac{2.5}{d}$ . -  $\frac{3}{d}$   
 zhożemy przyjęć średnic  $f = \frac{2}{d}$ . -

Jeżeli przyjmiemy średnicę wálka 100 mm, to otrzymamy  
 współczynnik sarkia = 0.02, a więc 10 razy mniejszy niż  
 dla sarkia prostokątnego; - a dla  $d = 20$  mm, jest  $f = 0.01$ , więc

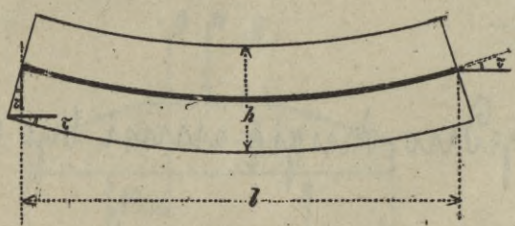


20 razy mniejsze. -  
 Z tego wynika, że siła pozioma  $H$  bardzo znacznie się zmniejsza.

§. 102. Wpływ ugięcia belki. -

Jeżeli belka się ugięła, to się obojętna porostaje niemierną, pas dolny się rozciągnie, a górny skróci. -

Fig. 326.



Jeżeli oznaczymy kąt nachylenia ugiętej osi do poziomu przez  $\tau$ , to dla przekroju stałego:

skł.  $\tau = \frac{kl^3}{24EJ}$  ..... 55)

Z figury widzimy, że:

$dl = 2 \frac{h}{2} \text{skł. } \tau = \frac{kl^3}{24EJ} h$  ..... 56)

Jeżeli uwzględnimy zmienność przekroju, otrzymamy dla:

$l =$	10	50	100	150 <sub>m</sub>
$dl =$	1.7	8.1	11.4	90 <sub>mm</sub>

Jeżeli końce belki są przytwierdzone, to siła pozioma  $H$  prosta do momentu ugięcia, 20-60% siły prostej moment zmiany ciepłoty wynosi. -

Jeżeli toryska są przesuwane, to  $H$  nie może być większe jak:

$0, f = \frac{1}{2} g \cdot l \cdot f$  . -

Podobnie przy toryskach wałkowych, tylko za  $f$  należy wstawić odpowiednią wartość. -

Przy belkach ciągłych dajemy jedno torysko stałe, a inne ruchome. Ponieważ staraliśmy się tu, aby przesunięcie nie było za wielkie, więc dajemy jedno ze środkowych torysk stałe. -

W jednym tylko wypadku, mianowicie, gdy most leży w spadku, dajemy najniższe torysko stałe. -



Obciążenie belki parabolicznej wynosi według Winklera:

$$dl = \frac{pl^3}{12EAh} = \frac{2}{3} \frac{t pl}{\epsilon \eta} \dots \dots \dots 57).$$

Przebieg jest prawie taki sam, jak przy belce równoległej. te same więc wnioski dotąd, nie wyprowadzić. -

Przy belce ośrodkowej przedciążenie belki wskutek napiecia równe jest zero, ponieważ belka podparta jest o osi obojętnej. -

### §. 103. Wybór rozkroju Łożysk. -

State Łożysko możemy dać tylko jedno, drugie musi być ruchome. -

Ponieważ wszelkie nierówności Łożysk przesuwających zniekształca się z rozpiętością, preto dla niektórych rozpiętości dajemy Łożyska wątkowe, dla mniejszych przesuwane. -

Jeżeli chodzi o Łożyska przesuwane są zawsze od wątkowych dajemy zwykle do 30 m. rozpiętości Łożyska przesuwane, chociaż w ostatnich czasach istnieje odmowa używania Łożysk wątkowych także dla mniejszych rozpiętości, a to ze względu na przyczółki. - Wzrost n. p. w Düsseldorfie o rozpiętości 15 m. ma Łożyska wątkowe. Przy moście na Elbie (30 m. rozp.), który posiada Łożyska przesuwane, miały przyczółki zostać zupełnie zniszczone. -

### §. 104 Łożyska state

Łożyska state znane są nam z "mostów klasycznych". - Często przynajmniej się do pasu pętli s. w. pośrednia, która spoczywa na pętli Łożyskowej. -

Dawniej raciono pas z pętli Łożyskowej, aby przeprowadzić przebieg belki. - Obecnie raciono to, natomiast

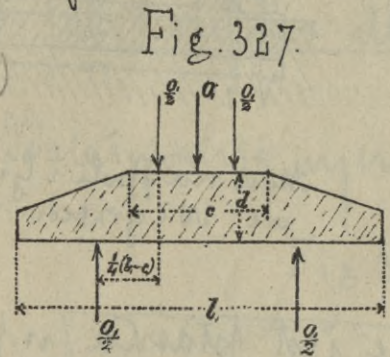


sankcjonują płyty łozyskowe zębem zwróconem do góry, ażeby oparciuści przeciwnie białki. -

§ 105. Wymiary łozysk statycznych i przesuwowych. -

Niechaj oznaczą  $b$  szerokość  $d$  grubość,  $l$ , długość płyty łozyskowej,  $c$  szerokość na której przenosi się oddziaływanie  $O_1$ ,  $v$ , natężenie dopuszczalne dla kamienia, to ażeby kamień nie został zgnieciony musi być:

$\frac{O_1}{2} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2}\right)$   
 $M = \frac{O_1}{4} (l - c)$



Wskutek tego musi być:  
 $b \cdot l \cdot v_1 = O_1$  stąd  $l_1 = \frac{O_1}{b \cdot v_1}$  ..... 58).

Ponieważ, je oddziaływanie  $O_1$  rozdziela się równomiernie na górna część płyty, to na każdą połowę  $c$  działa  $\frac{1}{2} O_1$  i podobnie na dolną część płyty na każdą połowę  $l$ , działa  $\frac{1}{2} O_1$ . -

Wskutek tego płyta porażona jest na zgięcie. -

Otrzymamy więc:  
 $b d^2 = \frac{6M}{T}$  zaś  $M = \frac{O_1}{2} \cdot \frac{1}{4} (l - c)$  czyli  
 $b d^2 = \frac{3}{4} \frac{O_1 (l - c)}{T}$  stąd:

$d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3(l - c) \cdot O_1}{bT}}$  ..... 59).

Jeżeli przyjmiemy  $T = 300 \text{ t/m}^2$  dla ic:  
 Łara łozyska to otrzymamy:

$d = 0.05 \sqrt{\frac{(l - c) \cdot O_1}{b}}$  ..... 59a).

Natężenie dopuszczalne dla kamienia przyjmujemy zwykle  $15 - 20 \text{ kg/cm}^2$ ; przy niektórych masach nawet  $30 \text{ kg/cm}^2$ , a to dlatego, ponieważ strąszenia są mniejsze. -

§ 106 Łozyska wysokie

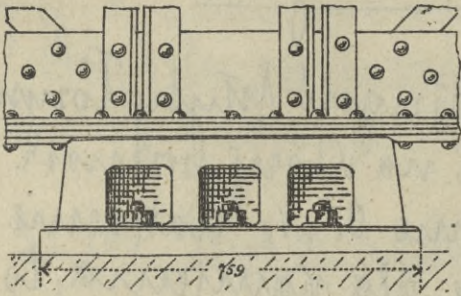
Jeżeli jedno łozysko jest walcowe, a drugie stałe, to pod łozyskiem stałym musi być filar wysoki, a jeżeli pod walcowym, albo też robi się łozysko stałe bar wy-



sokie, jak walcowe. -

W tym celu daje się dwie płyty, które połączone są zębem, n.p.

Fig. 328



Most na Isarze pod Plattling 1/15 n.w.

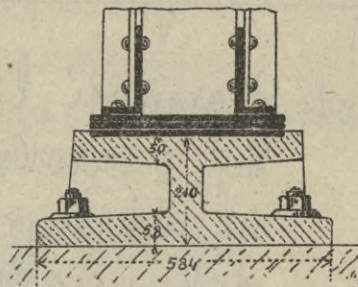
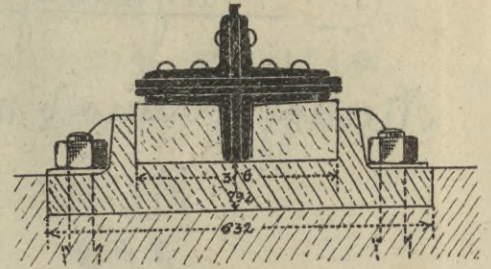


Fig. 329.



Most na Spoli i Granie we Węgrzech 1/12 n.w.

most na Isarze pod Plattling (fig 328) . -

Jeżeli dolna powierzchnia pasu nie jest płaska, n.p. przy przekroju wyziorem, to albo można na długości łożyska zębem opnieć, albo odpowiedni kształt nadać łożysku, lub wreszcie dać wkładki n.p. most na Spoli i Granie we Węgrzech (fig. 329). -

Dawniej, aby zmniejszyć wstrząsienia urządzano łożyska sprężyste:

Wkładano więc łożysko na belki drewniane, ale pokazało się, że jest to nieskorzystne, bo drzewo ścisła się, a przeto wysokość łożyska się zmniejsza, co wywołuje znowu wstrząsienia. - Wyznawo także do tego celu sprężystych płyt stalowych. -

## § 107. Pochylenie płyt łożyskowych

Płyty łożyskowe wkłada się najczęściej poziomo; jednakowoż przy więksim nurobarania wskutek ciężaru własnego, a także przez obciążenie mostu belki napinają się, wskutek czego punkt zaczepienia oddziaływania przemiesza się do brzołwi płyt, co jest niekorzystne. -

Dlatego lepiej jest łożysko nieco pochylić tak, ażeby po



napjeciu belki, gdy instalowanie zostało uminiętem, pas opiera się na całej powierzchni łozyska. -  
 Najlepiej zaś byłoby, gdyby przy obciążeniu belki nastąpiło do-  
 kładne zetknięcie pasu z łozyskiem. -  
 Głębokość nachylenia łozyska do poziomu wynosi średnio  
 $\frac{1}{400}$  około. -

skłony  $\epsilon = \frac{1}{400}$

§ 108 Łozyska dla oddzielenia ujemnych. -

Oddzielenia ujemne możliwe są tylko przy belkach cią-

Fig. 330

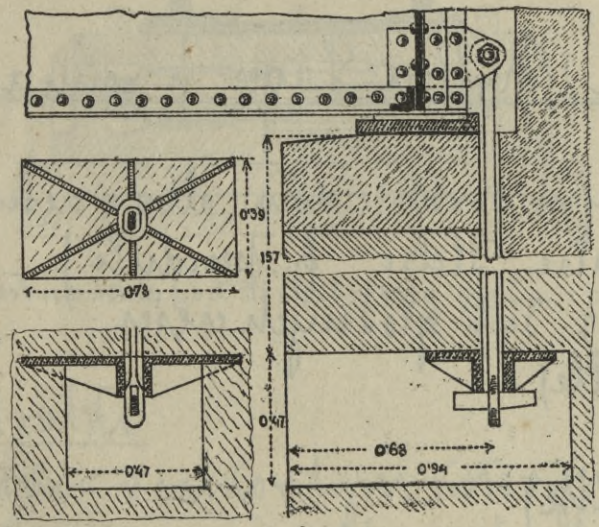
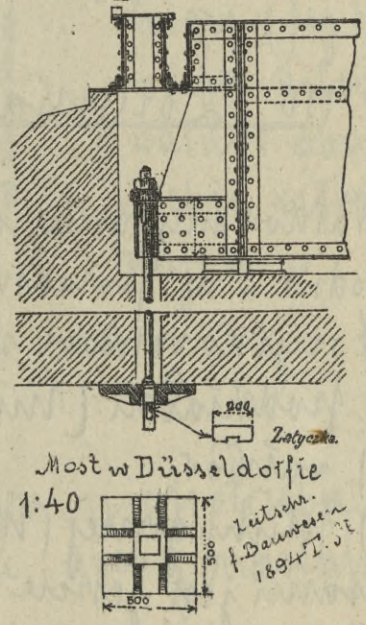


Fig. 330a



Most kolei: "Halla-Güben" pod Delici 1/25 n. 4.

głych i wspornikowych. -  
 Potrzebnem jest więc zastosowanie, które składa się z pasa okrąg-  
 łego i pręty kotwicznej n. p. most kolei "Halla-Güben" pod Delici  
 (fig. 330) lub most na drożcu w Düsseldorfie (fig. 330a). -  
 Lepiej mieć między łozyskiem a kotwicą, odpowiednia wielkość  
 oddzielenia. -

§ 109 Ubezpieczenie przeciw przesunięciu przy mostach w spadku będących. -

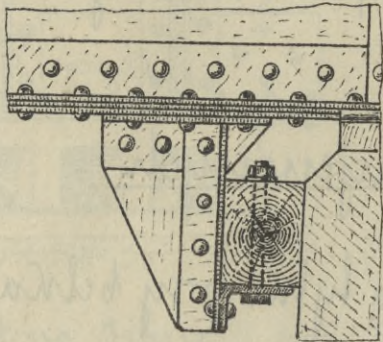
Przy mostach będących w spadku trzeba przeszkodzić prze-



miniejm nosku w kierunku spadku. -

Przy małych mostach uradza sie t. w. palec przypominajacy

Fig. 331.



Normalia austr. kolei potudn.  
1/12 n. w.

kształtem wspornik, który jest przy-  
mocowany do pasu dolnego i za  
pośrednictwem szeregu stojącej belki  
przenosi ciśnienie na mur n. p.  
normalia austriackiej kolei po-  
tudzkiej (figura 331). -

Jeżeli spadek jest mały 2-5 ‰, ste-  
dy nie potrzeba wcale tego podparcia. -  
3/11.

## 5/11. §. 110 Łożyska wałkowe (Rollen-Lager fr. rouleaux)

Walców niyramy, albo pełnym obwodzie koła, albo o częściowym  
obwodzie t. w. półwałki (Halbwalze, Stelze fr. pendule). -

Łożysko walcowe składa sie z trzech głównych części:

- 1) podkładki (Unterlagsplatte)
- 2) walców
- 3) płyty górnej (Überlagsplatte)

Czasami jest jeszcze plaster srujący do ochrony łożyska przed  
pyłem. -

### Wálki

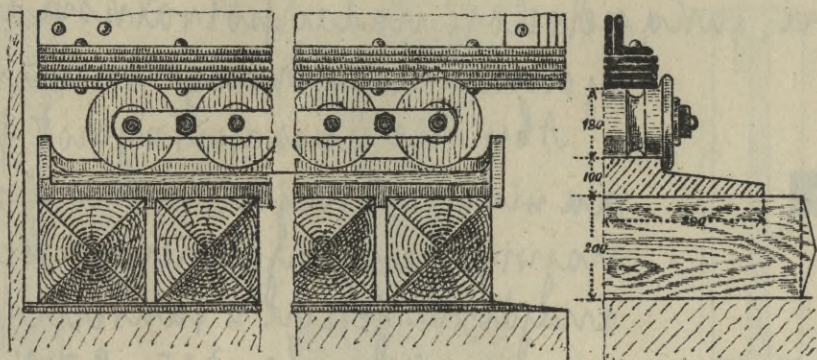
Wálki robi sie z zelaza łanego lub ze stali. Obecnie najwięcej  
niyra sie stali, gdyż z powodu większej wytrzymałości stali pró-  
torela mniej walców; zwiększeniu wiec na długości łożyska,  
a nawet łancie jest mniejsze. -

Wálki robi sie odfragte, czasami tylko daje sie rowki na  
niszy (fig. 332 str. 23), gdyż zwykłe niyramy niszy upuszcza-  
nych, a trudno pasy spoczywaja, zakrzywiają na płycie gór-  
nej. -



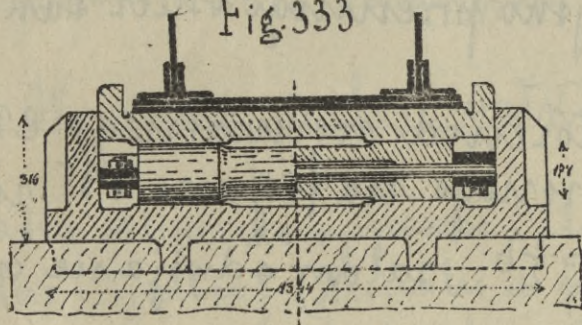
Prasami przy pasach podwójnych daje się wadki w środku cieńsze, ale to tylko wyjątkowo n.p.

Fig. 332



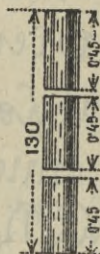
Most na Sitter pod hr. Gallen 1/20 n.w.

Fig. 333



Most na Tnie pod Bichelwang 1/20 n.w.

Fig. 334.



most na Tnie pod Bichelwang (fig. 333). - Przy bardzo szerokich pasach n.p. przy mostach na Taminie pod Windsorem i Blackfriars (fig. 334) użyto kilku wadków obok siebie ułożonych. -

## Półwadki

Wadków o całkowitym kotorym przewroju, nie potrzeba, gdyż przesunięcie nie jest nigdy tak wielkie, ażeby nastąpił całkowity obrót wadka ( $0^{\circ}36'00''$ ). -

W rzeczywistości przesunięcie jest tak małe, że wadek tylko części tego obrotu rozróżnia. -

Jeżeli średnica wadka wynosi 12 lub 24 cm, to obrót jego wynosi 38 lub 76 cm; tak wielkich przesunięć nie ma. -

Używając półwadków zamiast wadków możemy przy tej samej średnicy użyć więcej wadków, a przeto łatwiej skrócić; albo przy tej samej długości łatwiej użyć wadków o większej średnicy. -

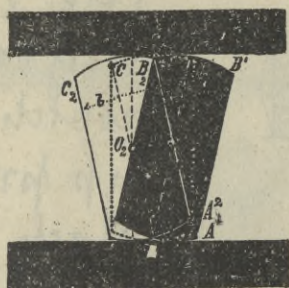
W tym ostatnim przypadku zmuszają się nadto łazie,



gdzi, jak wiemy współczynnik tarcia polocystego jest odwrotnie proporcjonalny do średnicy wałka. -

Dyktamie rozchodzi, jaka szerokość nadać półwałkowi? Zależy ona od największego przesunięcia. -

Fig. 335.



Aby nie doszło do wywrótu półwałka widocznym jest, że może się przy największym wydłużeniu belki znajdować jeszcze w takim położeniu, jak na fig 335 C.B'A'

Dla największego możliwego średnica belki, może się równo tożsako przecinać wstecz tak, aby punkt B' zajął położenie C. -

Przy wychyleniu wałka z położenia normalnego CBA do skrajnego C.B'A' przedstawionego na figurze 335 również posuwa się punkt B o  $BB_1 = \frac{1}{2}b$ , zatem odwija się część obwodu  $A'D = \frac{1}{2}b$ . -

Jeżeli więc oznaczymy największe możliwe przesunięcie belki przez  $\Delta$ , a szerokość wałka przez  $b$ , to:  $b = \Delta$  ..... 60).

Jedynkie ze względu, że najmniejsze przekroczenie położenia skrajnego wywrótałoby wywrót wałka, dajemy dla bezpieczeństwa dwa razy większą szerokość z pewnym dodatkkiem ze względu na niedokładność wykonania. -

Z tego otrzymujemy dla belki o rozpiętości:

	$l =$	30	50	100	150m.
równoległa lub górnoparaboliczna	$b =$	59	84	139	182 mm.
osełkowata	$b =$	49	68	116	164 mm.

Średnio możemy przyjąć (l w metrach) dla:

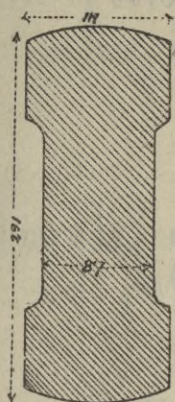
belki równoległej lub górnoparabolicznej:  $b = 30 + 1.0l \text{ mm}$   
 " osetkowatej:  $b = 25 + 0.93l \text{ mm}$ . } 61).

Możemy jeszcze rozsądzić na materiale dając wałki wro-



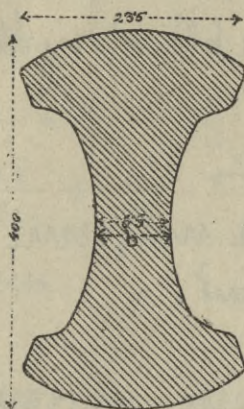
dmu węższe n.p. fig. 336, 337, 338.

Fig. 336



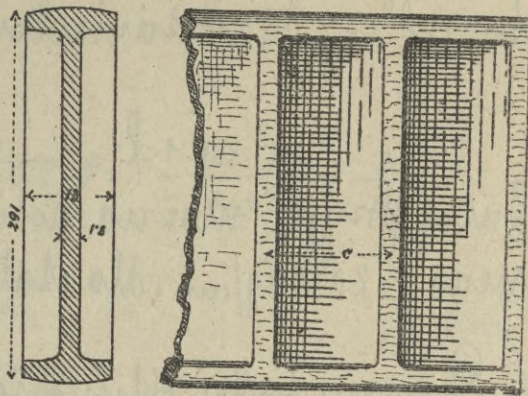
Most na Innie pod Passawa 1/6 n.w.

Fig. 337



Most na Drinaju pod Stadlow 1/8 n.w.

Fig. 338.



Most pod Grosshesselohre 1/6 n.w.

§ III. Wymiary i ilość watek.

Dokładne obliczenie wymiarów i ilości watek rozciągał dopiero niedawno Herz i Galliot (Annales de ponts et chaussées 1892).

Chodzi tu o wytrzymałość dwóch ciał o powierzchni walcowej. Oznaczmy promienie krzywizny jednego ciała przez  $r_1$ , drugiego  $r_2$ , współczynniki sprężystości  $\epsilon_1$  i  $\epsilon_2$ , nazwijmy długość na której następuje zeknicie 2b, to według Herza:

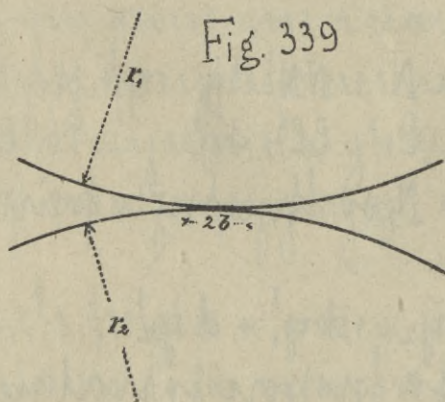
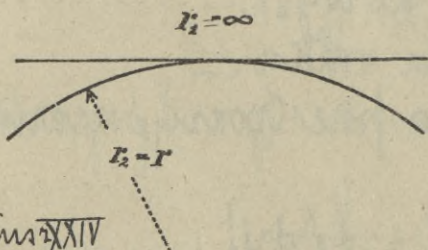


Fig. 339

$$T = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{P}{2\pi} \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{\epsilon_1} + \frac{1}{\epsilon_2}}} \dots\dots\dots (62).$$

Fig. 340



gdzie P oznacza ciśnienie, a  $r$  jest dośrodkowaniem, jeżeli linie wznoszą brzozy. Jeżeli ten wior zastosujemy do przysy i watek, to  $r_1 = \infty$  (fig. 340). Oznaczmy długość watek przez  $l$ , ilość watek przez  $n$ , to ciśnienie nie przypadające na jeden wa-  
Mosty kratowe ielarne







Mozemy przyjac w przyblizeniu, ze:

$$y_1 = \frac{x^2}{d} \dots \dots \dots d). \quad \left. \vphantom{\frac{x^2}{d}} \right\}$$

Wstawmy to we wzor a).

$$\frac{x^2}{d} + \frac{V}{d_1} + \frac{V}{d_2} = \frac{T}{d_1} + \frac{T}{d_2}$$

$$V \cdot \frac{d_1 + d_2}{d_1 \cdot d_2} + \frac{x^2}{d} = T \cdot \frac{d_1 + d_2}{d_1 \cdot d_2} \quad \text{stad } V = T - \frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \cdot \frac{x^2}{d} \quad \left. \vphantom{\frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2}} \right\}$$

Dla  $x_1$  jest  $v = 0$ , zatem:

$$T = \frac{x_1^2}{d} \cdot \frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \dots \dots \dots e). \quad \left. \vphantom{\frac{x_1^2}{d}} \right\}$$

stad

$$x_1 = \sqrt{dT \cdot \frac{d_1 + d_2}{d_1 \cdot d_2}} \dots \dots \dots f). \quad \left. \vphantom{\sqrt{dT}} \right\}$$

Jeżeli scałkujemy wyznaczone napięcia od A do B, to znajdziemy siłę działającą na jeden ładunek:

$$\frac{P}{n} = \int_{-x_1}^{+x_1} v l dx = \int_{-x_1}^{+x_1} T l dx - \int_{-x_1}^{+x_1} \frac{x^2}{d} \cdot \frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \cdot l \cdot dx = 2 l T x_1 - \frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{2 x_1^3}{3} =$$

$$= 2 l x_1 \left( T - \frac{d_1 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{x_1^2}{d} \right)$$

Ale według e). druga część nawiasu jest  $= \frac{1}{3} T$ , zatem:

$$\left( \frac{P}{n} = \frac{4}{3} l x_1 T \right) \dots \dots \dots g). \quad \left. \vphantom{\frac{P}{n}} \right\}$$

W tym wzorze nie znamy jednak  $x_1$ . - musimy zrobić pewne przypuszczenie, a mianowicie, że  $d_1$  i  $d_2$  zależą od współczynników sprężystości  $\epsilon_1$  i  $\epsilon_2$ , promienia wathka  $d$  i sprężystości pręty  $g$ .

$$d_1 = \frac{2 \epsilon_1}{d} \dots \dots d_2 = \frac{\epsilon_2}{g}$$

Jeżeli pręta i watek są z jednego materiału, to  $\epsilon_1 = \epsilon_2$

Wstawmy to we wzor f), otrzymamy:

$$x_1 = \sqrt{T \cdot d \cdot \frac{\frac{2 \epsilon}{d} + \frac{\epsilon}{g}}{2 \epsilon^2}} = \sqrt{T \cdot d \cdot \frac{2g + d}{2 \epsilon}} \dots \dots \dots 64).$$

Wstawmy to w g). i obliczmy  $n$ :

$$n = \frac{3P}{4 l x_1 T} = \frac{3P}{4 l T} \cdot \sqrt{\frac{2 \epsilon}{T d (2g + d)}} = \frac{P}{l d} \sqrt{\frac{g}{T^3} \cdot \frac{\epsilon}{(1 + \frac{2g}{d})}} \dots \dots \dots 65).$$



Dla żelazka ze stali jest  $\varepsilon = 2500000$ ,  $\tau = 1400 \text{ kg/cm}^2$ , a stosunek:  
 $\frac{q}{d} =$  średnio 0,3. - Pomiarowiemu otrzymamy:

$$n = 0,025 \frac{P}{l \cdot d} \text{ (wyrażając } P \text{ w } \text{kg, } l \text{ i } d \text{ w } \text{cm.)} \dots\dots 65a).$$

$$\text{albo } n = 25 \frac{P}{l \cdot d} \text{ (wyrażając } P \text{ w } \text{tonnach, } l \text{ i } d \text{ w } \text{cm.)} \dots\dots 65b).$$

Dla żelazka zielarza łanego jest  $\varepsilon = 1000000$ ,  $\tau = 1000 \text{ kg/cm}^2$ , więc

$$n = 27 \frac{P}{l \cdot d} \text{ (} P \text{ w } \text{tonnach, } l \text{ i } d \text{ w } \text{cm.)} \dots\dots 65c).$$

Obliczamy więc ilość wałków, jeżeli jest podana ich średnica. -  
 jeżeli używamy półwałków, to zwiększamy  $n$  o 50%, żeby  
 szybciej wypadło żelazko za krótkie, a więc natężenie  
 w murze za wielkie. -

Wzrost otrzymuje w powyższym wzorze dla półwałków  
 ze stali współczynnik 25, z żelaza łanego 33. -

Haesler dla wałków 33, dla półwałków 43. -

Wszystkie powyższe wzory zawierają niewiadomą  $d$ ; należy  
niec średnicę wałka przyjąć. -

Jeżeli znamy rozpiętość mostu  $L$ , to za Winklerem  
 możemy przyjąć:

dla mostów kolejowych, jednostronnych i leżących drogowych:

$$d = 100 + 1,0 L \text{ mm (} L \text{ w } \text{metr.)} \dots\dots$$

dla " " " " dwustronnych i drogowych w ogóle:

$$d = 100 + 1,3 L \text{ mm (} L \text{ w } \text{metr.)} \dots\dots$$

największe  $d = 200 \text{ mm}$ . dla wałków pełnych. -

Jeżeli wałki są rewnator hydracyjne, to dajemy ścianie  
 grubość 0,2d. -







okorami, w które wchodzi czoły wałków. -

Zwykle wałek i czoły stonowią jedną całość; jednakże, jeżeli wałki są łane, to czoły stonowią odrębna całość wchodząca w wydrążenie w wałku. Taka konstrukcja jest jednak droższa. -

Wysiniem czołów zapobiegamy, albo za pomocą ściarki bocznej podkładki (patrz fig 333 str 183), albo za pomocą zatyczki (fig 345). -

Rama składa się zwykle z dwóch wstęg stojących, które rozmiarów są następujących:

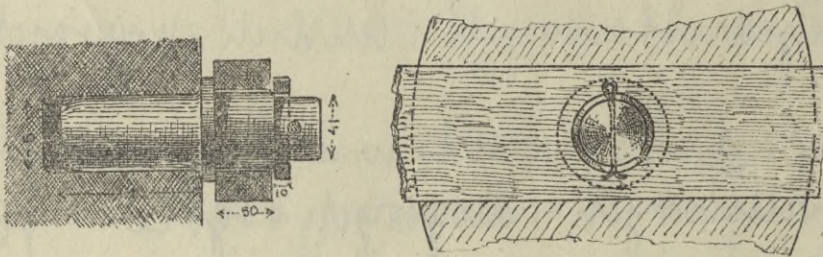


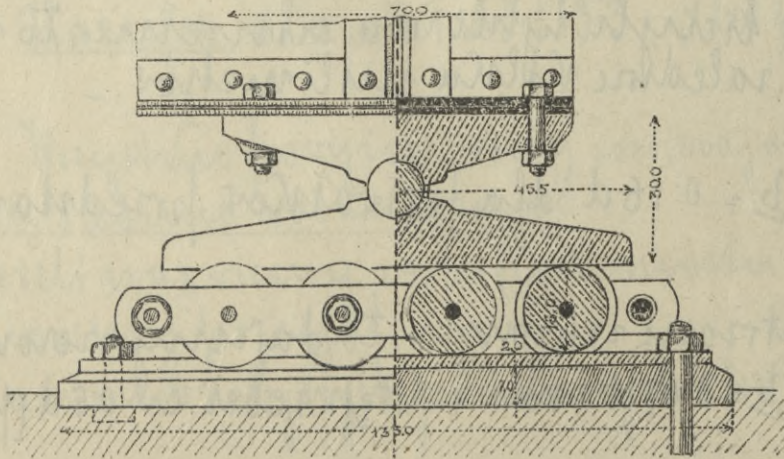
Fig. 345

zmianie tacyony:

1) Za pomocą rozporok (Stehbocken), które dajemy na końcach ramy, a także i pomiędzy wałkami n. p. most na Duzji

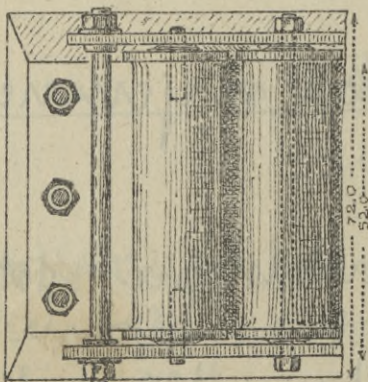
Most na Dunaju pod Stadlau 1/5 nat. wieki pod Lnojmem (fig 346); tu rozporoki środkowe są to osi wałków. -

Fig. 346.



Aby przesunąć się wstęg ramy ku środkowi, zapatrzone są rozporoki końcowe, o które opiera się wstęga. -

2) Za pomocą wstęg przy mocowanych i rubinów, a przy długich ramach



Most na Duzji pod Lnojmem 1/15 n.w

(fig 347) dajemy także w środku rozporoki. -

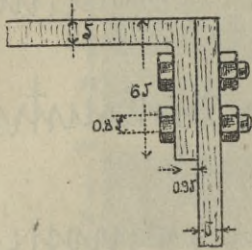
3) Używamy wałków do tacyonowania wstęg, dając przez czoły zatyczki (fig. 345); albo dajemy przez cały wałek os, która przytrzymuje



je ranna przy pomocy śruby (fig. 346). -

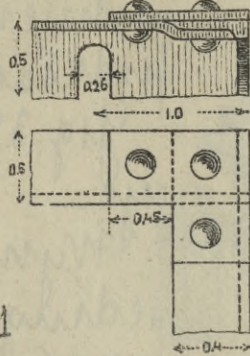
Ranna może nie składać się z kółców (fig. 348), które na rogach ze sobą nie stykają. -

Fig. 347



Średnica wałków = 1

Fig. 348

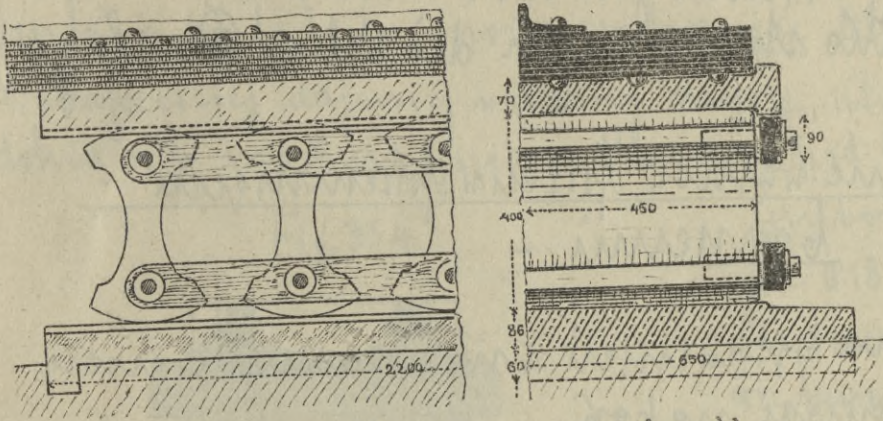


Na czołach nie robiemy drzew, tylko wy-cięcia, tak, że ranna może składać się z przesłonek do góry. -

góry. -

Jeżeli mamy półtralki, to musimy dać dwie ranny (fig. 348a), gdyż, gdyby była jedna ranna, to w chwili, w której nastąpi nacisk,

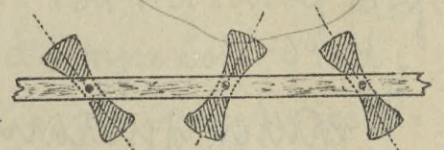
Fig. 348a.



Most na Dunaju pod Stadlau 1/15 n.w.

możemy się poje-dyncie półtralki

Fig. 349.



możemy się poje-dyncie półtralki

najbardziej przychylić (fig. 349). - Tu musimy się bo-wiem starać, aby osie symetrii półtralków były do siebie równoległe i w stałym odstępie. -

Wymiary ranny możemy przyjąć według Winklera:

- grubość czoła =  $\frac{1}{4} d$
- wysokość ramy wstępczej  $\frac{1}{2} d$
- grubość " "  $0.15 d$
- " rozporci  $\frac{1}{4} d$
- szerokość kółców  $\frac{1}{2} d$

} ..... (69).

gdzie  $d$  oznacza średnicę wałka. -

Przy półtralkach łączymy je do tych samych wro-

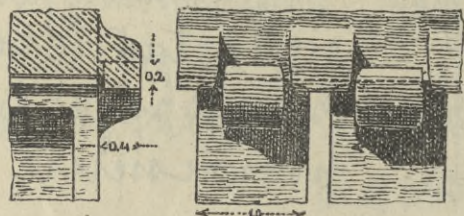


rów, jednak zamiast  $d$  bierzemy tylko  $0.63 d$ .

Jest jeszcze jeden sposób ustalenia wałków, mianowicie ich odstępn, za pomocą zębów (Zahn), które wchodzi w odpo-

Fig. 350

Fig. 350



wiednie wycięcie ślizby górnej, lub podkładki.

Fig. 350 przedstawia tę konstrukcję.

Wymiary powinny wynosić według Winklera:

szerokość zęba ...	0.6
głębokość .....	0.4
.....	0.2
.....	1.

70/.

zęby powinny wchodzić na przyciem szerokości półwałka jest równa ... 1.

Ten sposób był tylko stosowanym dla belki Parilego

§. 113. Ubezpieczenie wałków przeciw przeniesieniu bocznemu.

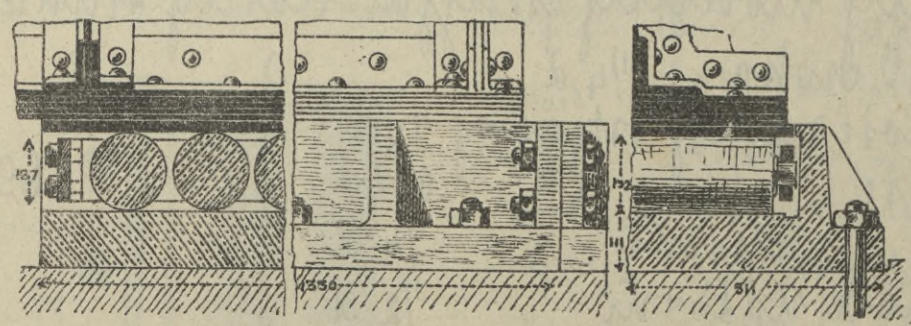
W skutek działania wstrząszeń i sił poziomych, może się całe łożysko przemieścić na bok.

Poradno więc być jeszcze ubezpieczenie przeciw temu.

Wskazywać rozmaite sposoby:

1. Za pomocą ścian bocznych podkładki n. p. (fig 351) most

Fig. 351.



na Wezerze w Bremie.

Ta konstrukcja jest mało używana, z powodu trudności w struganiu podkładki i

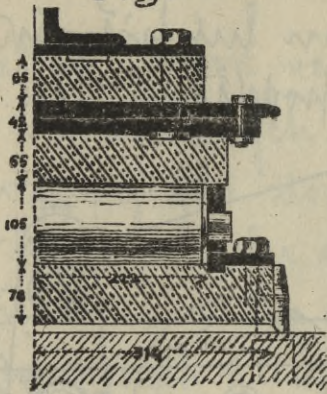
Most na Wezerze w Bremie 1/15 n.w.

ustrudnienia uszczelnienia łożyska z kurzu.



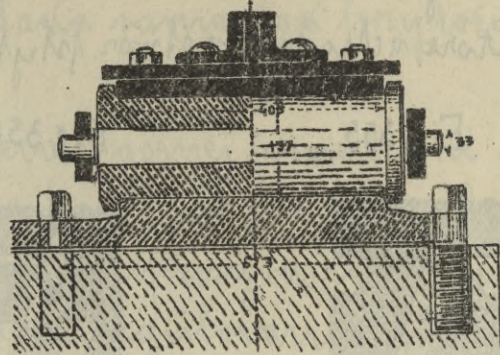
2) Za pomocą listw (Fig. 352 most pod Weilburgiem), które przytwier-

Fig. 352



Most pod Weilburgiem  
1/10 n.w.

Fig. 353.



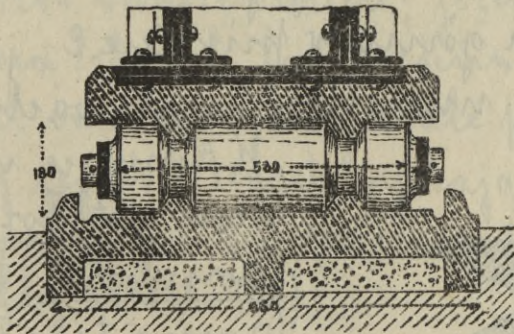
Most na jeziorze Glacken pod Etkinet  
1/10 n.w.

dra się do podkładki śrubami. Podnoszenie wysoka można listwy usunąć.

Wysokość tych listw możemy przyjąć 0.6 d, grubość 0.16 d.

3). Najczęściej dajemy wałkom kręsy które zachodzą na śpi-  
kę doła. n.p. most na jeziorze Glacken pod Etkinet (fig. 353).

Fig. 354.



Most-wiadukt pod Tullau  
1/15 n.w.

Grubość ich możemy przy-  
jąć 0.18 d, wysokość 0.15 d -  
średnicy misiny porosta-  
nie pełna grę między kręsa,  
a śpięta, mianowicie 0.03 d  
(d-jest średnica wałka).

4). Wałki strzymują ślubki  
w które wchodzi zebra pod-  
kładki, t.j. śpięty górnej n.p.

Most-wiadukt pod Tullau (fig. 354).

Uproszczenie jest wyjątkowo użytecznym, gdyż wałki są osłabio-  
ne przez wycięcie ślubboń i wyszczerzenie jest utrudnieniem.

§. 114 Ubezpieczenie przeciw przesunięciu podłużnemu

Wskutek wstrząsów możliwym jest, że w pewnej chwili będzie  
mosty własne i celarne



cisnienie na łozysko ławk matem, że wałek może się przesunąć w kierunku osi mostu.

Aleby temu przeszkodzić dojemy wałkom lub półwałkom re- by, które wchodzi w otwór płyty górnej, lub podkładki (fig. 355).

Fig. 355

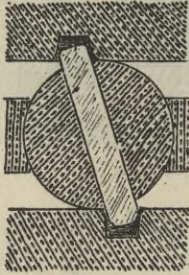
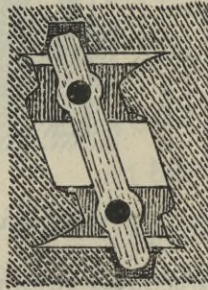
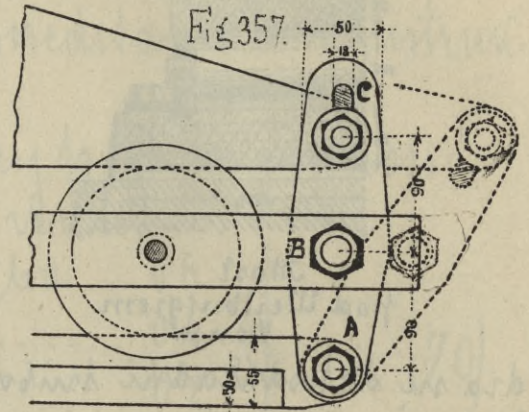


Fig. 356



1/10 n.w.



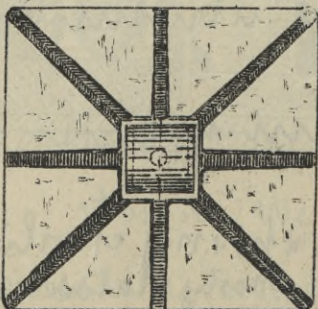
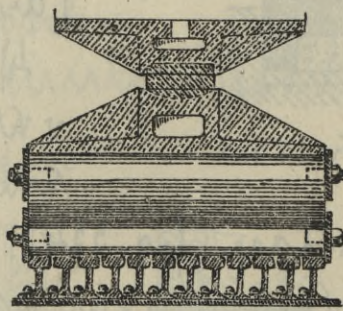
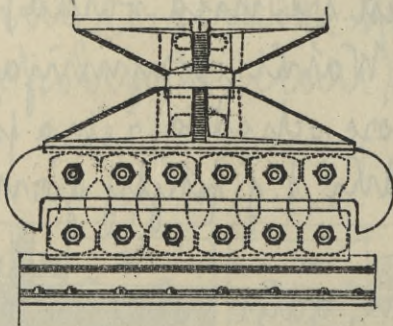
Wzrost na 3/4 (1/6)

Przy półwałkach można zamiast tego dać osłonny pręt pomiędzy półwałkami (fig. 356). - Żeby te mają zwykle 3-4 cm. długości.

Zamiast żeber używają w nowych czasach innego połączenia przesuwano-zawiasowego n.p. Wiadukt na Tgławie (fig. 357). - Wachadło AC jest przytwierdzone zawiasowo do płyty w punkcie A; do ramy wózka w punkcie B; z płytą górną w punkcie C; jednak otwór przy B i C jest podłużny, aby umożliwić małe wachania.

Prof. W. W. W.

Fig. 358



Łozysko Morrisona (Engineering rok 1894 str. 33 wzięto)

W Ameryce używa- nem jest Łozysko Morrisona (fig. 358) Rama tego Łozyska jest na obu końcach zagięta w łuki, które ograniczają prze- sunięcie.

(Patr. Engineering 1894 tekst str 33)



## § 115 Podkładka

Podkładka koźysk wątkowych jest taka sama, jak przy koźyskach stałych i przesuwanych. -

Ważnym tutaj jest dokładne obrobienie górnej powierzchni podkładki. - W tym celu dawano czasem podwójne śłyty; jedna osadza się w mierce na cementie, a druga spoczywa na pierwszej za pomocą czterech klinów, które służą do regulowania prochylenia drugiej śłyty. - Stanowią one właściwą podkładkę. - Jest to jednak urządzenie wyjątkowe, zwykle używamy jednej śłyty. - Materiałem jest zwykle żelazo łane, lub stal. -

## § 116. Śłyta górna. -

Śłyta górna sporządza się, albo z żelaza łanego, kutego lub stali. - Jeżeli jest z żelaza kutego, to łączymy ją z pasem za pomocą nitów wpuszczonych; jeżeli ze stali, lub z żelaza łanego, za pomocą czterech, lub sześciu śrub. -

Czasami nie łączymy wcale śłyty górnej z pasem, ale zato dajemy jej po brzegach wystające żeberka, które uniemożliwiają przesunięcie się pasu, n. p. wiadukt Kocher pod Trillou (patrz fig. 354 str 193). -

## § 117. Wymiary podkładki i śłyty górnej. -

Najmniejsza długość śłyty byłaby  $n \cdot b$ , jeżeli  $n$  oznacza ilość, a  $b$  szerokość wątków, lub półwątków. -

Jednak ponieważ wątki nie mogą się stykać, tylko znajdują się w pewnym odstępie, więc przyjmujemy długość większą, mianowicie długość podkładki  $l_1 = 1,3 n \cdot b$   
 " śłyty górnej  $l_2 = 1,2 n \cdot b$

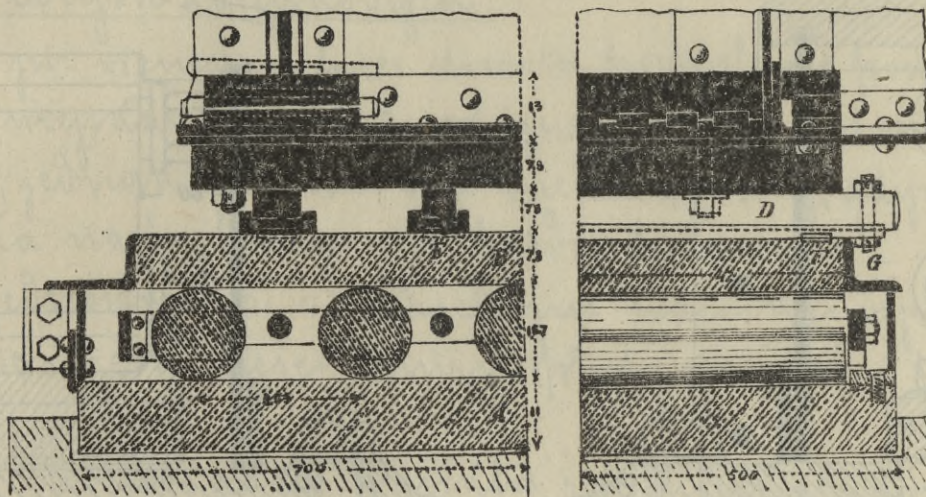






3) Uszarytany na podkładce ramę z cienkiej blachy do której przylega druga rama z kółkami przytwierdzona

Fig 360



Most na Renie w Kolonii 1/2 n.w.

do płyty górnej n.p. most na Renie w Kolonii (Cöln). -

Most ten wskazuje nam figura 360 wzięta (jak pisać wszystkie figury, gdzie nie podajemy źródła skąd wzięte) z Dziela Winklera: II Heft „Die Gitterträger sind Lager gerader Träger eiserner Brücken. -

Nieco inaczej urządzono przy moście na Tylicy nad Niemnem (Tilsit). -

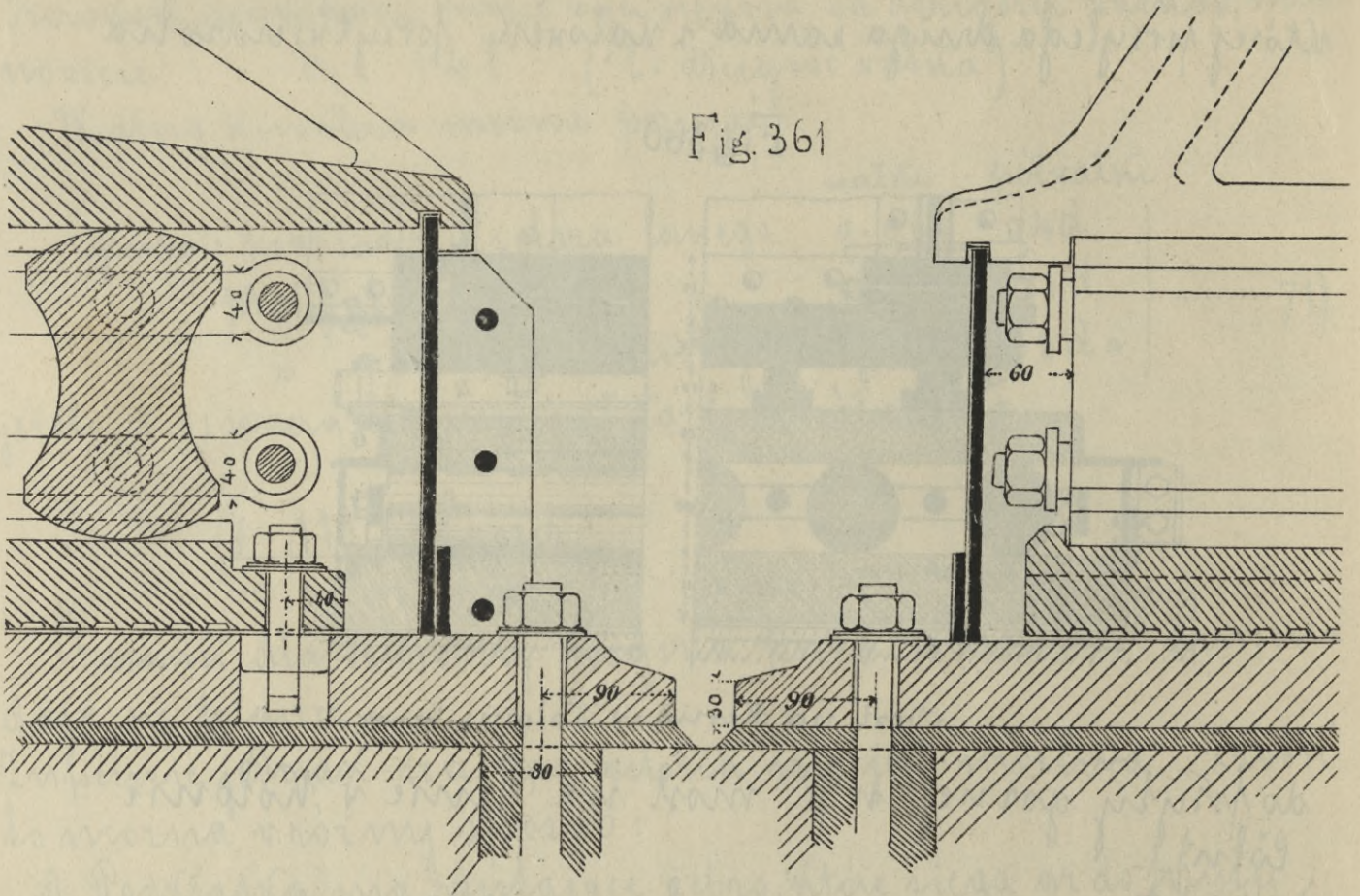
Most ten przedstawia nam figura 361 na stronie 198. Rysunek dany z Katedry skala 1:5. -

Takaj rama z cienkiej blachy wchodzi w wyrobienie płyty górnej, która słatego właśnie jest nieco rozszerzona. -

Tonierowi zaś zupełnie szczelne ostoięcie przeszerem nie jest możliwym, słatego porostawiamy brzoyska najczęściej nieostoięte. -

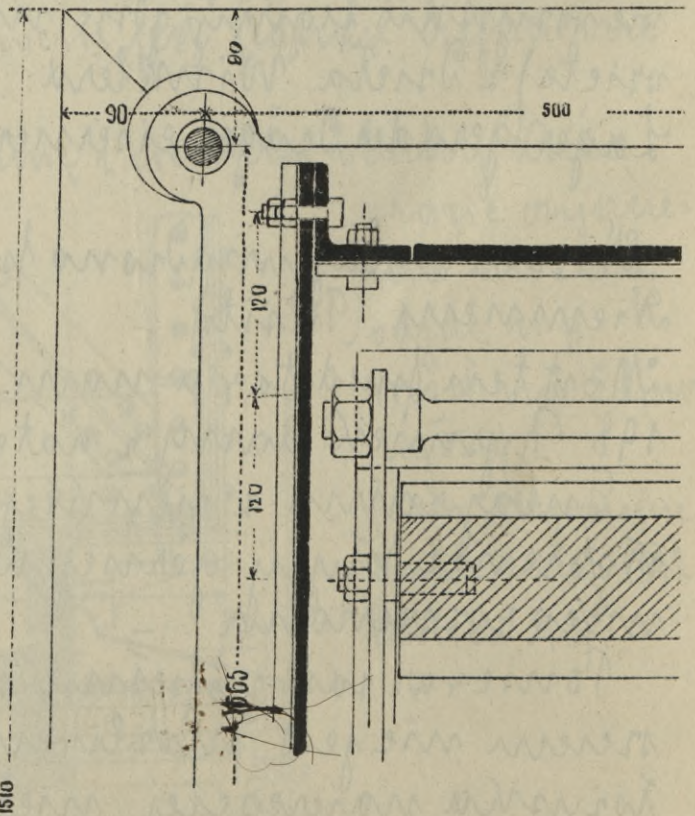


Fig. 361



Most  
 na Syliu (Filsit)  
 nad  
 Niemnem  
 i:5

(Rysunek dany z ka-  
 tedry)



1510



## § 119. Łożyska łożyskowe

### Cel łożysk łożyskowych

Żałuję już niemiernie, że przez stosowne pochylenie podkładki możemy uzyskać prawie jednostajny rozkład ciśnienia na łożysko; jednak niestety tego nie osiągnąmy, gdyż usłabienie łożyska nachylnego jest bardzo trudnem.

Niejednostajności w rozkładzie nacisku wywołuje:

1) precyzyjne ceści mierz, ślizby, jarokoci i pojedynczych wałków;

2) niepełności co do punktu zaczepienia oddziaływania, co uniemożliwia dokładne wyznaczenie natężenia w pojedynczych częściach belki;

3) nierówności misa być rozmieszczone, aby nie zabezpieczyć przeciw skutkom wynikającym z przesunięcia punktu zaczepienia oddziaływania.

Aby nie przeciw temu zabezpieczyć, skłipsiamy powierzchni łożyska, o ile tylko na to pozwala wytrzymałość materiałów. - Wtedy możliwa jest zmiana kąta nachylenia między pasem, a łożyskiem, możliwym jest łożyskanie belki. - Stąd nazwa łożysk łożyskowych. -

Rozróżniamy dwa rodzaje łożysk łożyskowych:

1) ciopowe, które mają czoła walcowe, około którego następuje obrót,

2) ślizowe, gdy płaszczyzna styka się z powierzchnią walca.

Rozumie się, że łożysko łożyskowe może być stałem, przesuwowem lub wałkowem.

## § 120. Ustrój łożysk łożyskowych.



Powierzchnia rektownica, około której następuje obrót, leży między dwoma creściami torzystka: górną i dolną. -

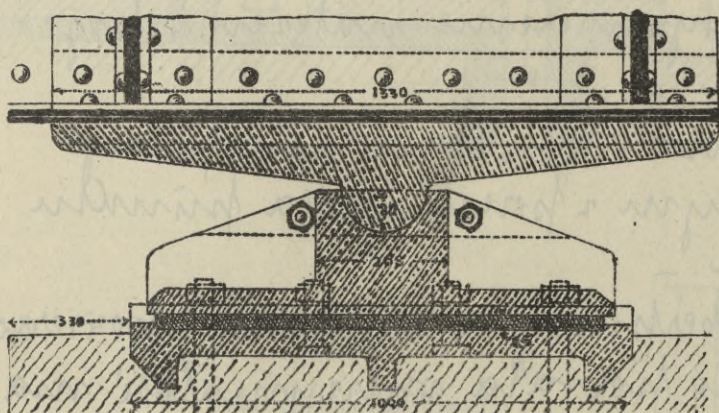
Górna creść nazywamy wahaczem, dolną Kadłubem. -

Dolna creść może leżeć wprost na misie, torzystko jest wtedy stałeni, albo na wałkach, torzystko jest wtedy wałkowem. -

Ze względu na powierzchnie rektownicie rozróżniamy trzy rodzaje torzystk kołowych:

1). Na wahaczem znajduje się półtoropie, które na swoje torzystko w Kadłubie n.p. Most na Renie pod Mannheim (fig. 362).

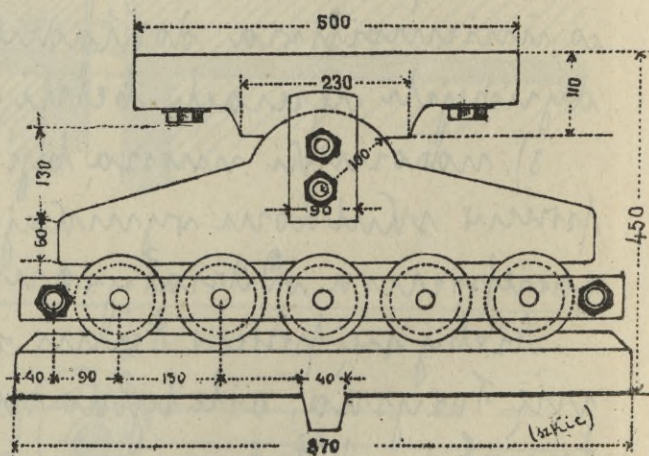
Fig. 362



Most

na Renie pod Mannheim  
1/10 n.w.

Fig. 363.

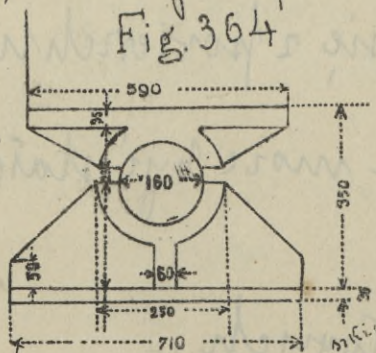


Most drogowy nad stacją Kolei  
państwowej we Lwowie  
1:10

2). Półtoropie znajduje się na Kadłubie n.p. przejazd nad dworcem we Lwowie (fig. 363). -

3). Pełny cros znajduje się między wahaczem i Kadłubem n.p. most w Niżniowie na Dniestrze (fig. 364). -

Fig. 364



Most w Niżniowie na  
Dniestrze (1:15)

Dotowanie wszystkich ustrojów jest jednokowe. - Najlepszym byłoby urządzenie pod 2), gdyż przy dwóch innych może się w torzystku crosa zbierać woda, nadto dla Kadłuba



największa wysokość potrzebna jest w jego środku, gdyż tam moment jest największy. -

Z względów statycznych urządzenie drugie więc także jest lepsze. -

Z drugiej strony znów pełny czoł da się lepiej wykonać, lepszym więc będzie jego przystawanie do toru, a zatem także mniejsze. -

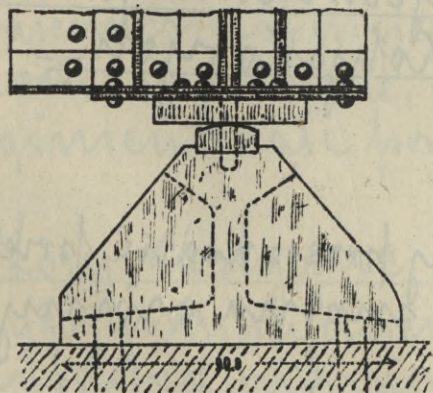
Wahacz i kadłub robimy z żelaza łanego lub ze stali; pełny czoł, jest zawsze stalowy

### § 121. Urządzenie toru stycznego. -

W kadłub żelaza łanego wstawiamy płyte ze stali stalobu góry zakrzywioną. Na tej płycie spoczywa płaska wa-

hacz ze stali, który przytwierdzony jest do pasu nitami wpuszczonymi n. p. most na Dunaju pod Mariaort (fig 365). -

Fig. 365



Most

na Dunaju pod Mariaort  
1/10 n.m.

Abyby przewodniczyć prądowi prądu prądu stycznego jest między kadłub i wahacz trzpieni przewodzący przez płytę. -

### § 122. Urządzenie kadłuba i wahacza

Oddziaływanie, które przenosi się na kadłub prawie w jednym punkcie, musi się rozdzielić na więcej punktów. Wskutkiem tego kadłub otrzymuje w środku większą wysokość, aniżeli na końcach. -



Łupienie jednostajne rozdzielnie ciśnienia na kadłub jest niemożliwym, gdyż w środku kadłuba będzie ciśnienie zawsze największe.

Jednakże im wyższy zrobimy kadłub, tem jednostajniej rozdziel się ciśnienie.

Z tego wynika, że najodpowiedniejszym kształtem byłby przekrój trójkatny.

Krasowi daje się kadłub płaski, ale jako dostaje się rebra n. p. most na Dniestrze w Rumunii (patrz fig. 364 str. 200)

Co się tyczy walcowa, to robimy go w ten sam sposób, jak kadłub. Jeżeli walcowanie belki jest skłóconem, to wystarcza dość cienka płytka, z resztą szerokości tej płytki musi być taka, jak śruba nawińcowa.

### §. 123. Zabezpieczenie przeciw wyciśnięciu przesunięciu przy łozyskach kołowych.

#### 1. Łozyska czołowe.

Przy łozysku czołowym musimy przeszkodzić przesunięciu wzdłuż czoła, a zrobić to można w różny sposób:

a) Dajemy jednej części szab, który wchodzi w odpowied-

Fig 366

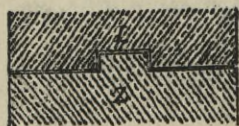


Fig 367

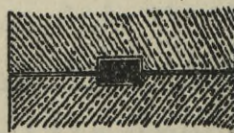
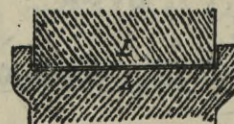


Fig 368



nie części w drugiej części (fig. 366).

b) W obu częściach robimy pierścieniowate wcięcie, w które wstawiamy obręczę (fig 367). Jest to o tyle lepszem, że wstrząsa wykoślenie.

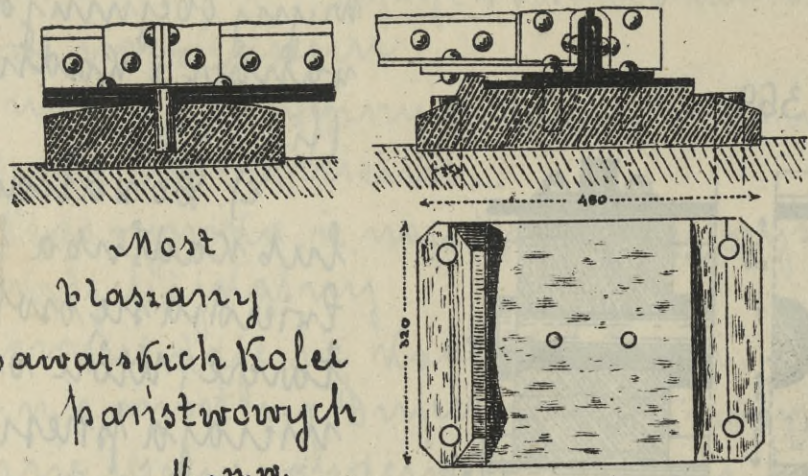
c) Jedną część ma wystające brzości, które obejmują





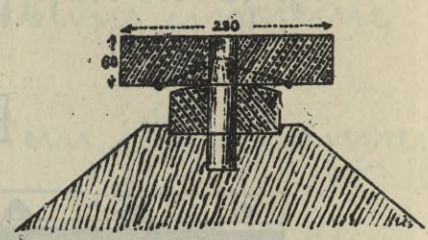


Fig 370



Most  
blaszany  
bawarskich Kolei  
państwowych  
1/10 n.w.

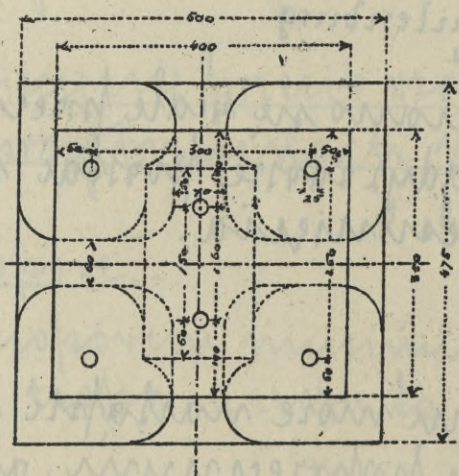
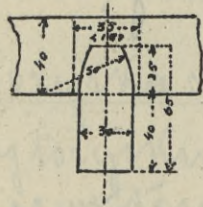
Fig 371.



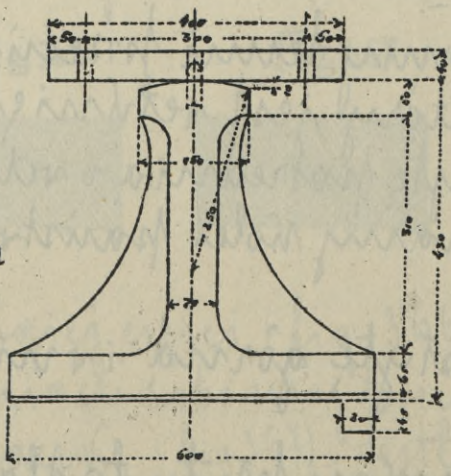
Most na  
Lecki pod Kaiserling  
1/10 n.w.  
Gwóźdź jest na  
górnym końcu  
odpowiednio ścię-  
ty, żeby umożliwić pochylenie wahacza n.p. Tożysko

mostu na Charent'a (fig 372) (Annales des Ponts et Chaussées 1841 tabl. 50). -

Fig 372



Most  
na  
Charenta  
(Annales des  
Ponts et Chau-  
ssées 1841 t. 50)



Drugi sposób prze-  
skodzenia przez  
przesilenie był  
by wspomocą te-  
bów, podobnie jak  
przy Tożyskach pół-  
wartkowych ustro-  
ju Parlego.  
nie jest on jed-  
nakże obecnie  
używany. -

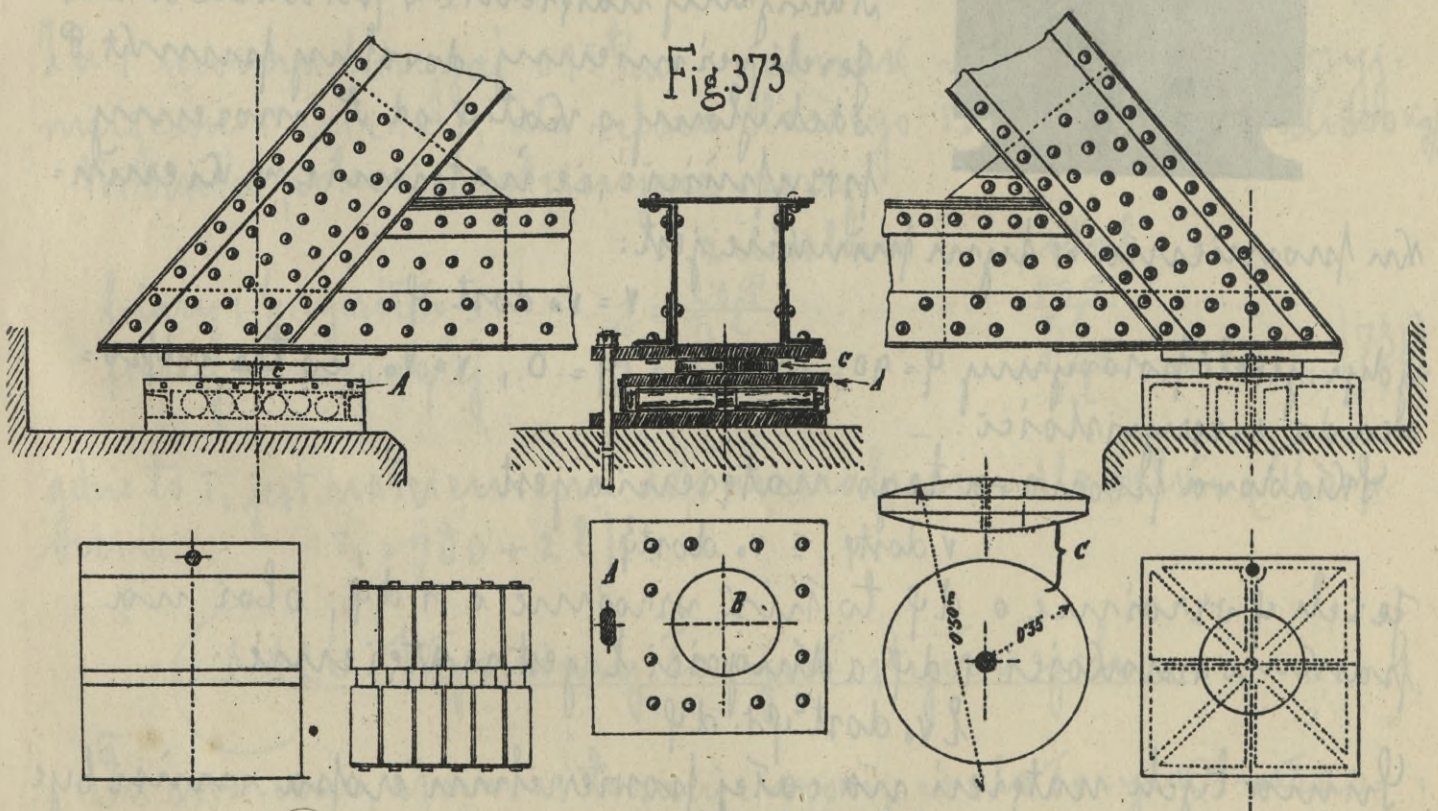


## §124. Łożyska kuliste i wahadłowe. -

Przy szerokiej mostach wskutek zmian ciepłoty, może nastąpić znaczne przesunięcie w kierunku poprzecznym. Są to zwykle mosty o małej rozpiętości podparte i ławami - ni słupekami. Wskutek rozszerzenia się mostu przesuwają się słupki w kierunku poprzecznym. -

Aby mimo tego ciśnienie na słup było osiowe, daje się łożyska kuliste. -

W szczególności urządzenia nie będącymi wchodząc, podaje się natomiast jako przykład, łożysko mostu kolei pa-



(Most Kolei pacyficznej w Kanadzie (Genie Civil rok 1893 strona 134 wzięto)

cyficznej w Kanadzie (fig 373). -

Na łożysku wahadłowym spoczywa płytka A, w której środku znajduje się odpowiednie zagłębienie B. W tym zagłębieniu leży sferokształtowa płytka C, a na niej opiera się pas. -



Orytem uradzeniu, jest moilivosti pochylenia sie mostu w dowolnym kierunku. -

§ 125 Wymiary łoziska czołowego. -

Wymiary moinaby oznaczyć dokładnie wedle jui podanych ogólnych wzorów, gdyi tu dołyka sie wałek powierzchni walcowej (fig. 374). -

Podany sposób przybliżony wedle Wincklera: - Wskutek ciśnienia czoł i wałki cisna sie. -

Fig 374.



Natężenie w każdym punkcie łozwyj zelnicza będzie inne. -

Najmiej natężenie w punkcie A... v. jeżeli weźmiemy dowolny punkt P, odchylony o kąt φ od A, możemy przypisać, że natężenie w kierunku

ku promienia w tym punkcie jest:

$$v = v_0 \text{ dost. } \varphi$$

gdyi, jeżeli pociągnijemy φ = 90°, to v = 0, φ = 0, v = v\_0, co też odpowiada rzeczywistości. -

Składowa pionowa tego natężenia jest:

$$v \cdot \text{dost} \varphi = v_0 \cdot \text{dost}^2 \varphi$$

Jeżeli φ wzrosnie o dφ, to i nac wzrosnie o t dφ; stoi na punkcie o szerokości t dφ, a długości l, jest natężenie:

$$l \cdot v_0 \cdot \text{dost}^2 \varphi \cdot t \cdot d\varphi$$

Suma tych natężeń na całej powierzchni czoła musi być równa ciśnieniu. -

Łatem:

$$P = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} l \cdot v_0 \cdot \text{dost}^2 \varphi \cdot t \cdot d\varphi = l \cdot t \cdot v_0 \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \text{dost}^2 \varphi \cdot d\varphi = l \cdot t \cdot v_0 \left[ \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\varphi \right]_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}}$$

$$P = l \cdot v_0 \cdot t \cdot \frac{\pi}{2}$$

stad

$$\frac{v_0}{t} = \frac{2P}{l \cdot \pi \cdot t} \dots \dots \dots (72).$$



Z tego widać widziemy, że największe napięcie jest tam, gdzie jest największe ciśnienie  $P$  rozłożało się jednostajnie na powierzchni przekroju.

Jeżeli wstawimy za  $\nu_0 = T$ , obliczyć możemy:

$$\underline{f} = \frac{2P}{\pi T l} = 0.636 \frac{P}{l T} \quad \dots \dots \dots 73)$$

Zanim się należy, że otrzymaliśmy wzór ten z przypuszczeniem, że powierzchnie dokładnie się stykają; zatem uwzględniając niedokładności wykonania, przyjmujemy 0.8 zamiast 0.636, zatem:

$$\underline{f} = 0.8 \frac{P}{l T} \quad \dots \dots \dots 73a)$$

Do  $T$  można przyjąć  $0.75 \text{ t/cm}^2$ ; jednak w rzeczywistości przyjmie się  $T$  niższe; dla żelaza takiego  $500 \text{ kg/cm}^2$ , dla stali  $800 \text{ kg/cm}^2$ .  
Widukler poleca następujące wzory:

	żelazobudne	stal
filary i przyczółki	$\underline{f} = \frac{2.0 P}{T_1 l}$	$\frac{1.5 P}{T_1 l}$
filary belki ciągłej	$\underline{f} = \frac{1.5 P}{T_1 l}$	$\frac{1.2 P}{T_1 l}$

} 73b)

gdzie to  $T_1$  jest napięciem dopuszczalnym dla belki (Rozp. min.  $T_1 = 700 + 2l$ ).

### § 126. Wymiary łożysk stycznych

Tu możemy stosować te same wzory, co dla łożysk wałkowych (pyta się o to z powierzchni wałkowa).

Ta różnica jednak różnica, że tu mamy tylko jeden wałek. Ponieważ ciśnienie przy większej liczbie wałków niejednostajnie się rozdziela, więc tu moglibyśmy przyjąć większe napięcie dopuszczalne.

Jeżeli więc we wzory dla łożysk wałkowych wstawimy  $n=1$ ,



$d = 2t$ , otrzymany wzory dla tożysk kołowych stykowych:

$$n = 1 = 0.025 \frac{P}{ld} = 0.025 \frac{P}{2lt}, \text{ a stąd } t = 0.0125 \frac{P}{l} \dots\dots\dots 74)$$

W praktyce przyjmujemy jednak dwa razy większy promień  $t$ . Więc:

$$t = 0.025 \frac{P}{l} \text{ (w kg. } t \text{ i } l \text{ w cm)} \dots\dots\dots 74a)$$

albo:

$$t = 25 \frac{P}{l} \text{ (w tonnach } t \text{ i } l \text{ w cm)} \dots\dots\dots 74b)$$

Szerokość teoretyczna płyty zależy od wahań. gdybyśmy ją obliczyli coledwie kilka milimetrów wynosiłaby. - przyjmujemy więc więcej. -

Wzrostler podaje wzór następujący:

$$b = 70 + 4L \text{ mm (L rozp. modu w mech.)} \dots\dots\dots 75)$$

zas grubość płyty ma wynosić 0.36b -

§ 127. Wymiary kadłuba i wahaera. -

Długość kadłuba należy obliczyć tak, jak długość tożyska piaskowego; szerokość stosuje się do szerokości pasu. Grubość wyznaczamy tak, jak dla tożyska piaskowego, a więc:

$$h = \sqrt{\frac{396}{47l}} \dots\dots\dots 76)$$

Wyznaczając ciężar łonego przyjmujemy natężenie do - funkcjonalne 200 kg/cm<sup>2</sup>. Wyznaczając stali: 1000 kg/cm<sup>2</sup>. -

Wysokość kadłuba stalowego będzie więc wynosić:

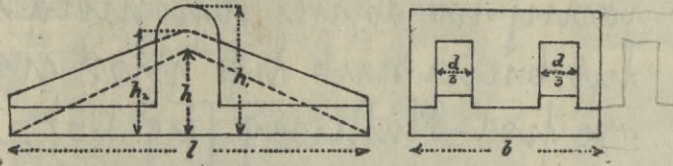
$$h = 0.086 \text{ do } 0.096 \dots$$

Ze względu jednak na niejednostajny rozkład ciśnienia



nie należy przyjmować  $h_2$  mniejszym, niż  $0.12b$ , co odpowiada materiałowi dopuszczalnemu  $850 \text{ kg/cm}^2$ . -

Fig. 375



Oznaczmy teoretyczną wysokość kadłuba  $h$  (fig. 375) - długość jego  $l$ , szerokość  $b$ , grubość  $g$ , wysokość zębier  $h_2$ , odstęp zębier  $d$ , to według Winklera:  $g = 0.3 \pm 0.4h$  .... 77).

zaś dla .....  $d = 0.1, 0.2, 0.3l$   
 $h_2 = 1.43, 1.28, 1.19h$  ..... 78).

Długość kanała zależy od konstrukcji śluza narozniego: - często jest tak wielka jak kadłuba. -

§ 128 Regulowanie wysokości i nachylenie łozysk. -

Wysokość. -

Przy belkach ciągłych ważną jest wysokość względna łozysk, gdyż, jak wiemy mała zmiana wysokości wyiera znaczący wpływ na wielkość momentów. -

Przy belkach rozpiętych wysokość łozysk mało co stanowi, dlatego dla nich nie używa się żadnych specjalnych urządzeń. -

Nachylenie. -

Przy wyciu łozysk kołowych nie jest koniecznym dokładne pozidome ustalenie łozyska, gdyż nawet przy pochyleniu się belki przenosi się ciśnienie jednostajnie. -

Przeciwie ma się rzecz przy łozyskach płaskich: Tu najmniejsza odchyłka powoduje niejednostajny rozkład ciśnienia, tu więc musimy starać się regularować nachylenie łozyska. -

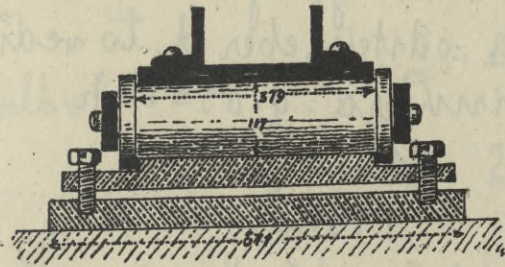
Uzyskujemy to przy pomocy śrub, lub klinów. -



§ 129. Łożyśka śrubowe .-

Łożyśko śrubowe zasadza się na tem, że podkładka składa się z dwóch płyt; górna płyta opierana na dolnej za pomocą 4 rechy, lub bści śrub n.p. most na Isarre pod Plattling (fig. 376) .-

Fig. 376



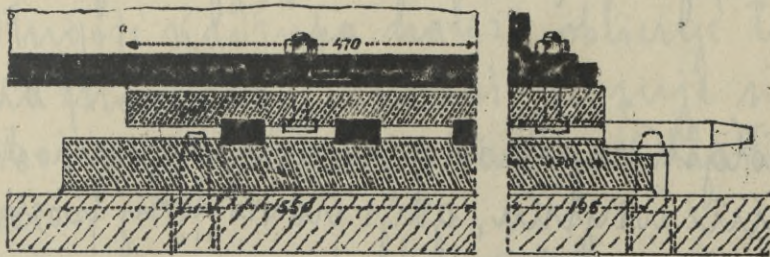
Wycie śrub jest jednak nie-sporożnem, gdyż w skutek wielkiego ciśnienia łancie jest tak małe, że nie można ich sprzyknąć; gdyby zaś śruby były wolniejse, to same nożnice by się w skutek wstrząsów.

Most na Isarre pod Plattling 1/2 n.w. Tej przyczyny zostały obecnie zarzucone .-

§ 130. Łożyśka klinowe .-

Łożyśka klinowe zasadzają się na tem, że między 2 płyty dajemy kliny, które przez ścieśnienie regulują odstępek płyt .-

Fig. 377



Most na Dill 1/16 n.w.

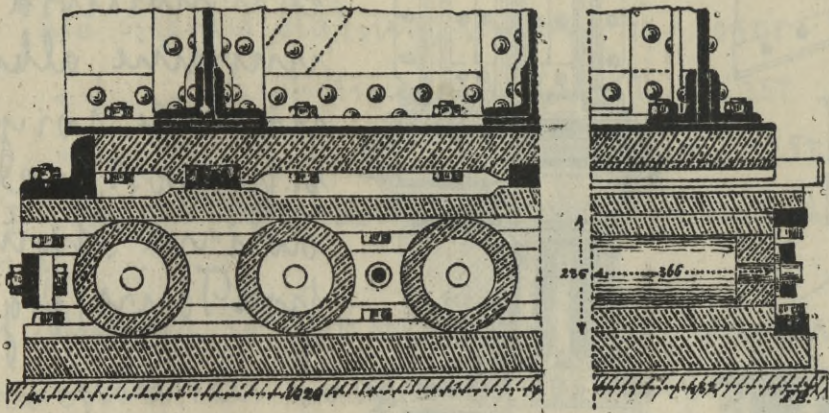
Kliny są stalowe, albo żelazne n.p. most na Dill (fig. 377) .-  
Klinom daje-  
my nachylenie od 1:40 do 1:50, stosunek

wysokości do szerokości wynosi 5:10 lub 6:10 .-

Przy łożyskach starych robimy wycie w obu płytach (jak na figurze 377); przy nowych tylko w górnej n.p. most na Starym Renie pod Griethausen (fig. 378 str. 211) .-



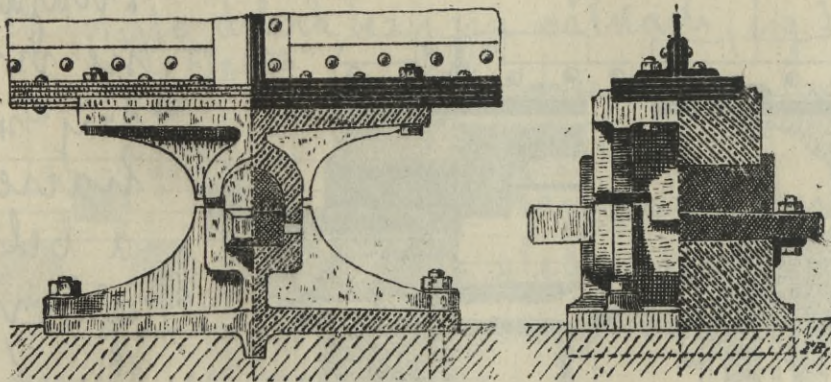
Fig. 378.



Most na starym Renie pod Griethausen  
115 n. w.

Drinał ciśnien kliny dajemy między

Fig. 379.



rodziła ciśnienia. -

### (s. 131. Łożyska klinowe kołowe. -

Łożyska klinowe kołowe niwane są tylko przy belkach ciężkich, celem regulowania wysokości. -  
Kliny mogą być albo w kadłubie, przyjem kadłub składa się z dwóch oddzielnych części n. p. most na Łabie pod Słamburgiem (fig. 380 str. 212). -  
Drugie urządzenie polega na tem, że czoł skła-

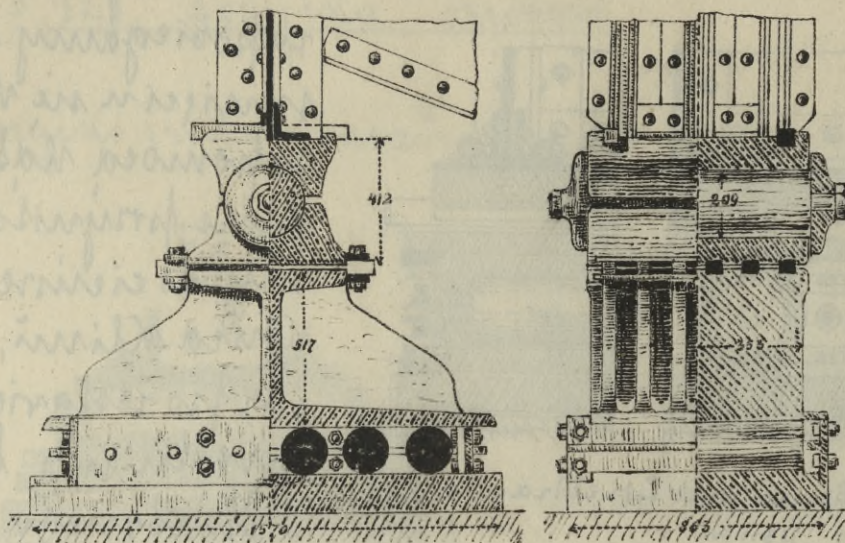
Wszystko to stało się nie regularnym, zapobiegamy wy-  
sinięciu się klinów, za pomocą kół, które przynioszemy do ciśnień klinów, ale już po restawacji mostu n. p. fig. 379.

Plan nowego rob.:  
1 i 2 walciki, po-  
tem między 3 i 4 i. d.

Przy restawacji zwykle dajemy tylko jeden klin (przy białych drewnach) i resztę klinów zbijamy dopiero po zdjeciu z m-  
stowania, aby uzyskać równy



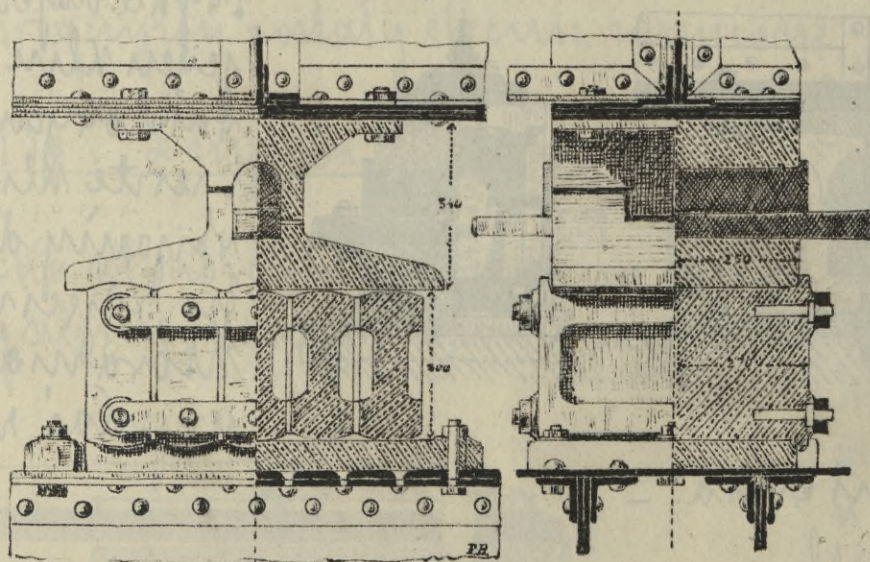
Fig 380



wiada sie z dwóch  
klinowatych części,  
w imowilkwia pod-  
niesienie, albo ob-  
niżenie torzystwa  
n.p. most nad  
dolina Thonet  
pod Tours (fig 381).

Most na Labie pod Hamburgiem  $\frac{1}{25}$ n.w.

Nareszcie trzeci sposób regulowania polega na tem, że  
Fig 381.



kliny  
znajdują  
się między  
dwiema  
kolumnami,  
a belka  
górną.

Most nad Thonet pod  
Tours  $\frac{1}{15}$ n.w.

### § 132 Wymiary klinów.

Kliny należy tak obliczać, ażeby wszystkie razem  
wystarczyły dla obciążenia szpiżnego, zaś jeden  
kлин (podkowy na filare, a szrajny na przyciółku),  
aby wystarczył dla ciężaru własnego mostku.



Winkler dla obliczenia klinów rąbki przyjmować należy nie dopuszczalne mniejsze, a mianowicie:

dla ciężaru własnego mostu  $T_1 = 0.50T$

" " z ciężaru na filarze  $T_1 = 0.35T$

" " " " przy obrocie  $T_1 = 0.25T$

jeżeli  $\tau$  jest materiałem dopuszczalnym dla obliczenia belki górnej.

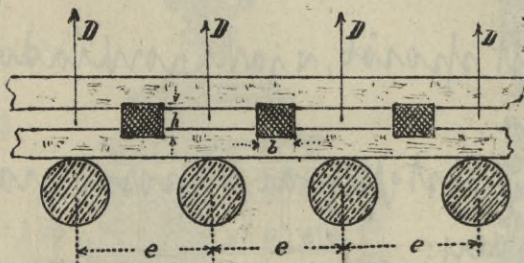
Przy stałym rozstawie (na filarze) dajemy 3-5 klinów; przy nichomem zależy to od ilości wałków.

Wysokość klina  $h$ , obliczamy około  $0.5b$ , jeżeli  $b$  oznacza szerokość klina. W przysy rozstawie opuszczają się kliny na  $0.2b$ ; różnica wysokości na obu końcach klina wynosi od  $0.020$  do  $0.035$  długości klina.

Przyta dolna rozstaw wałkowych

Jeżeli przyta dolna leży na wałkach (fig. 382), to trzeba ją

Fig. 382



obliczać na starannie, według teorii belki ciągłej.

Najniekorzystniejsze położenie jest wtedy, gdy kliny znajdują się w środku pomiędzy wałkami, gdyż wtedy

moment jest największy.

Jeżeli odstęp wałków jest  $e$ , odciążenie  $\Pi$ , liczba klinów  $m$ , liczba pól (przeset) na które wałki dzieli przytę  $n$ , to według Winklera, przyjmując jednostajny rozkład ciśnienia największy moment wynosi:

Liczba pól $n =$	3	4	5 i więcej	wynik
Między 2 ma wałkami 1 klin ( $m=n$ ) $M =$	0.1750	0.1697	0.1711	$\frac{1}{2} m D e$
1 klin między 3 wałkami ( $m = \frac{n+1}{2}$ )	0.2125	—	0.2105	$\frac{1}{2} m D e$
Cisnienie na jeden klin	0.2500	0.2500	0.2500	$\cdot D e$
" " dwa kliny	0.1016	0.1016	0.1016	$\cdot D e$



Mozemy wiec ogolnie powiedziec, ze  $M = dDe$ , zatem wysokość przylży:

$$h = \sqrt{\frac{6dDe}{T_2 l}} \dots \dots \dots 79).$$

gdzie  $l$  jest szerokością przylży. -

Natężenie dopuszczalne  $T_2$  materiału przylży jest mniejsze od  $T$  -

Winkler podaje:

ciężar własny mostu

żeliarowalane  $T_2 = 0.57T$

stal  $T_2 = 1.33T$

„ uzupełnienie filarów

$T_2 = 0.43T$

$T_2 = 1.00T$

„ przycięcia

$T_2 = 0.32T$

$T_2 = 0.75T$

} ..... 80).

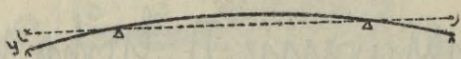
gdzie  $T$  jest tu natężeniem dopuszczalnym dla obliczeń belki o równej. -

13) § 133. Regulowanie wysokości torzystw sposobem inżyniera Charloha.

Trzy belki ciągłej bardzo ważnym jest sposób, w jaki konstruują się ciśnień na pojedyncze torystwa. -

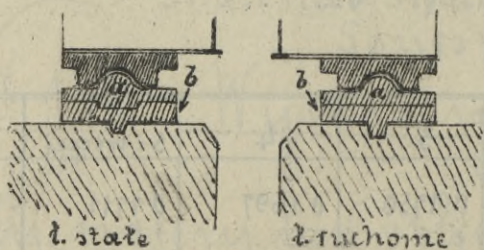
Inżynier Charloch proponuje, aby postępować w sposób następujący:

Fig. 383.



wysokości wyjmując się część  $a$  (fig. 384). -

Fig. 384.



(Centr. der Bauverw. 1891. St. 163)

Jeżeli belka jest tryprestowa (fig. 383), to na skrajnych torystwach nie ugnie, a wielkość ugięcia „y” można obliczyć i podnieść konce belki o „y” do góry. - Przerobimy belkę dokładnie posobna. - Lastosować to można by

tylko przy małych rozpiętościach. -

Dotego służy torystwo jed. konstrukcyi: składa się ono z trzech części: rahlara i dwóch przylży. Przylża jedna







## XVI Terminy poprzeczne

### §135 Cel terminów.

Zadaniem terminów poprzecznych, jest przeszkodzić odkształceniom poprzecznego przekroju mostu, wskutek działania siły poziomej powstałej wskutek parcia wiatru lub siły odrodkowej przy mostach w ruchu. -

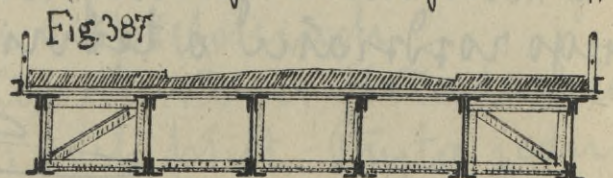
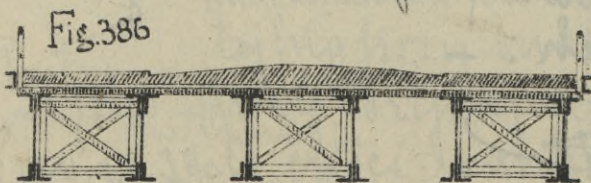
Niewystarczają tu same terminy poziome, gdyż te przeszkadzają odkształceniu tylko w płaszczyźnie poziomej; dozwolają zaś na pochylenie się obu belek, tak, że n.p. most o przekroju prostokątnym, będzie mieć przekrój romboidalny. - Terminy wiatru mają za sobię terminy poprzeczne (*Querverstrebungen* i *entreboisement*)

Jeżeli dajemy terminy poziome góra i dołem, nadto terminy poprzeczne, otrzymujemy belkę trójską prostokątną, statycznie niewyznaczalną. -

Jeżeli chcemy mieć belkę statycznie wyznaczalną, to wystarczy nakładzić terminy poziome na jednym tylko pasie, zaś terminy poprzeczne we wszystkich węzłach; albo dać terminy poziome na obu pasach a poprzeczne na obu końcach belki. -

Jednak często daje się terminy poziome na obu pasach, a poprzeczne we wszystkich węzłach, mimo że wstępnie ten jest statycznie niewyznaczalnym.

Jeżeli mamy więcej belek górnych, to wystarczy,





jeżeli steiny po dwie belki (fig 386), albo jeżeli dany  
 techniki porożne na wystkach, a poprzeczne między  
 swajnymi belkami (fig 387 str 216). -

### § 136 Ogólne urządzenia techników poprzecznych. -

Jeżeli pomost jest górą, najlepiej jest urządzić techniki  
 poprzeczne na całej wysokości belki.

Jeżeli pomost jest dołem, urządzamy je ponad  
 przekrojem wóhlego przejazdu, albo, jeżeli nie ma  
 miejsca, na zewnętrznych belkach górnych. -

### § 137 Urządzenia techników poprzecznych. -

#### 1) Rozpory.

Jeżeli mamy już z mostów blazowanych. -

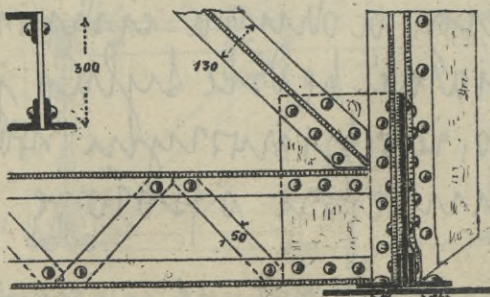
#### 2) Krzyże wkośne. - *Anders Krewz*

Przy wysokich belkach, albo przy pomoście górą,  
 używamy krzyżów wkośnych, które składają się  
 z dwóch rozpór poziomych i dwóch przekątni. -

Jeżeli pomost jest u góry, to poprzecznice, lub  
 gzesórki mogą zastąpić górna rozpore. -

Dolna rozpore może być również bardzo wysoka,  
 a to dla lepszego sterienia pasów i dla przesko-  
 dzenia wginaniu się krzyżulewów mimo-

Fig. 388.



Mostna Reuss pod Wellingen  
 1/20 n.w.  
 arkusz XXVIII

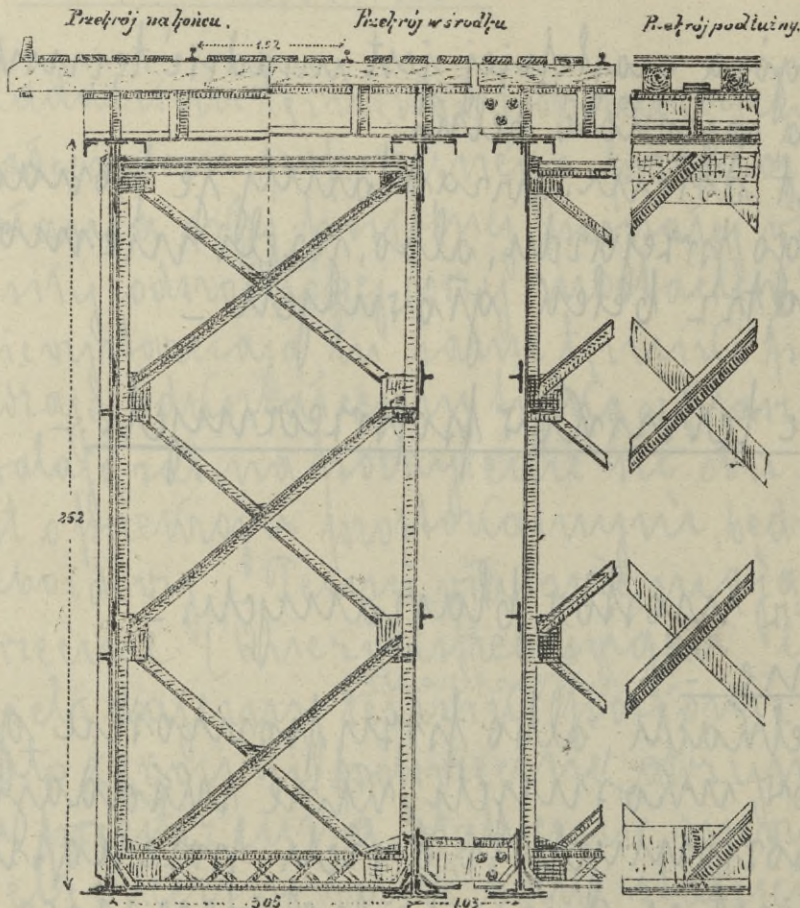
środków utrudzonych n.p.  
 mostna Reuss pod Wellin-  
 gen szwajcarskiej koleji na-  
 rodowej (fig. 388). -

Krzyże przytwierdza się  
 albo do stópów, albo daje  
 się osobne stopy z katówkami.  
 Mosty kratowe żelazne.



Zwykle dajemy jeden wazy; jednak, jeżeli będą sa bardzo wysokie, dajemy czasem dwa, a nawet trzy wazy jeden nad drugim n.p. most nad Alstą kolei niemieckiej (fig. 389)

Fig. 389.



Most nad Alstą 1/15 m.w.

Jeżeli słupek nie ma (przy warcie równobocznej), to dajemy, albo osobne słupki, albo dajemy wazy i pionowiznie rozstraszow ciskowych.

Ten ostatni sposob ma cesto zastosowanie w Ameryce. Robia tam wazy zwykle z zelaza obracajacego.

Zachodzi teraz kwestya, czy wazy ze maja byc tegie,

czy gibkie; chodzi bowiem przekladnia moze byc ciagniona, lub cisniona, wedle tego, z ktorej strony wiatr wieje.

Jeżeli obie przekladnie sa tegie, to obie dzialaja rownowaznie, jedna bedzie ciagniona, a druga cisniona; jeżeli zaś obie beda gibkie, dzialac bedze tylko jedna lub druga. Wynika z tego, ze w pierowym wypadku sily bernektne beda mniejsze o polowe, niz w drugim.

Jednakie, jeżeli przekladnie sa bardzo dlugie, to da-



zoc je tegie, musimy bardzo znacznie powiększyć ich  
średnicę w stosunku do wyrobienia, a oprócz tego z powodu zmia-  
ny masy materiału, zmniejszyć musimy znacznie wa-  
żenie dopuszczalne. -

Tu więc nie ma sposobu na materiale. -

Przekładnie giętkie wyginają się także wskutek obciążenia  
mostu, a potem rozciągają, dlatego są czasem szkodliwe  
materiały. -

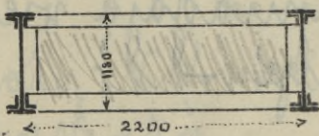
Z tego wynika, że w ogóle lepsze są przekładnie tegie; giętkie  
są natomiast być chyba wskazane przy bardzo wielkich  
długościach. -

### §. 138 Inne ustroje. -

1) Pojedyncze przekładnie są prawie nie używane, dla  
braku symetrii, chociaż to jest układ statycznie  
wyznaczalny. -

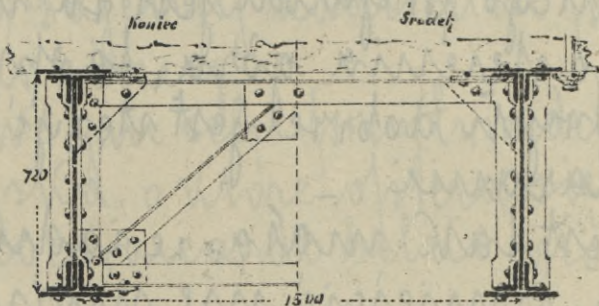
2) Blacha pełna. - Przy Kolei Pruskiej - Poznani dawno  
na przyczółkach zamiast kryzów  
blachę pełną. -

Fig. 390.



3) Tekniki trójkątne. - Używane  
są wyjątkowo n. p. przy mostach  
francuskich i bawarskich n. p.

Fig. 391. Choćby one były korzystne, jeżeli szerokość mos-  
tu jest wielka, gdyż  
wtedy nachylenie prze-  
kładni kryzów wos-  
nego wysokości są wielkie



Most blaszany baw. Kolei państwowej  
1/25 n. w.

4) Tekniki rombowa  
n. p. most na Lecku pod  
Kaufering (Fig. 392 str. 220). -  
jest to ustrój niewypruty. -



Ma on być korzystać, że poprzecznice są w środku podpary, a

Fig 392

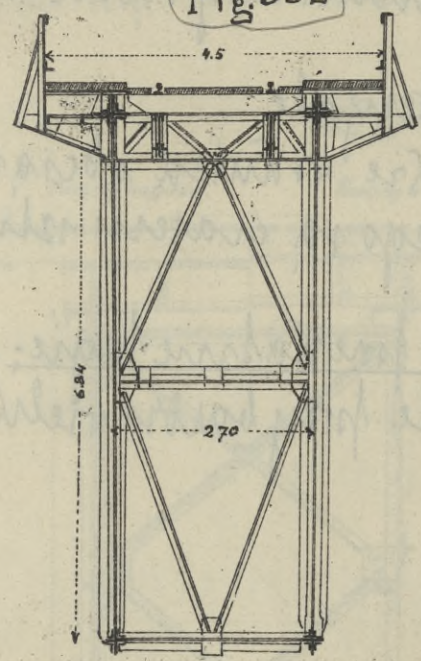
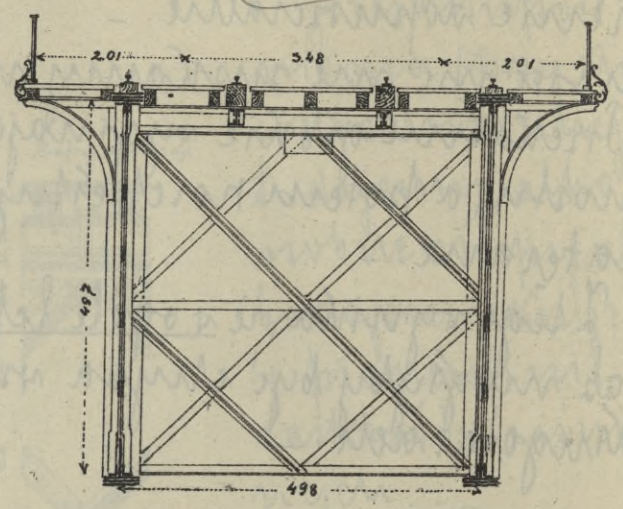


Fig 393



Most na Renie pod Waldshut 1/100 n.w.

Most na Lecku pod Haeufe: ring 1/100 n.w.

stopy są uchwycone w środku wysokości, przez ich długości

wolna się zmienia. -

5) Techniki młode: potężny kory i kłoty z rombem.

Techniki te mająły zastosowanie tylko przy most-  
cie na Renie pod Waldshut (fig. 393). -

Niekorzystne są z tego względu, że wymagają wiele  
materiału i trudniej je nawet obliczyć. -

§ 139. Łasrały nad filarami. -

Jeżeli nad przekrojem wolnego przejazdu jest za mało  
miejsca dla dostatecznego stężenia górnego, to spró-  
szących technik pionowych dobrze jest stężyć belki  
zerndsz mostu nad filarami. -

Jeżeli wysokości belek jest tak mała, że rzadnych  
technik poprzecznych umieścić nie można,  
wtedy niżej widać belki, które stężą  
belki górne z poprzecznicami. -

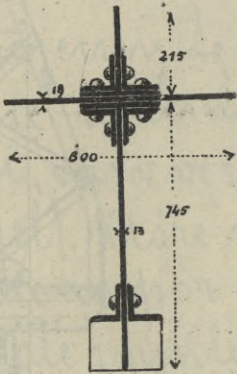


Nie zawsze moina je stosowac - a ze wzgledu na przekroj  
roznego przekroju, wielkość ich jest ograniczona. z tego przy-  
czyną i w tym wypadku stosujemy belki górną nad  
filarami.

Stwiernie to moina w normalny sposób wykonac:

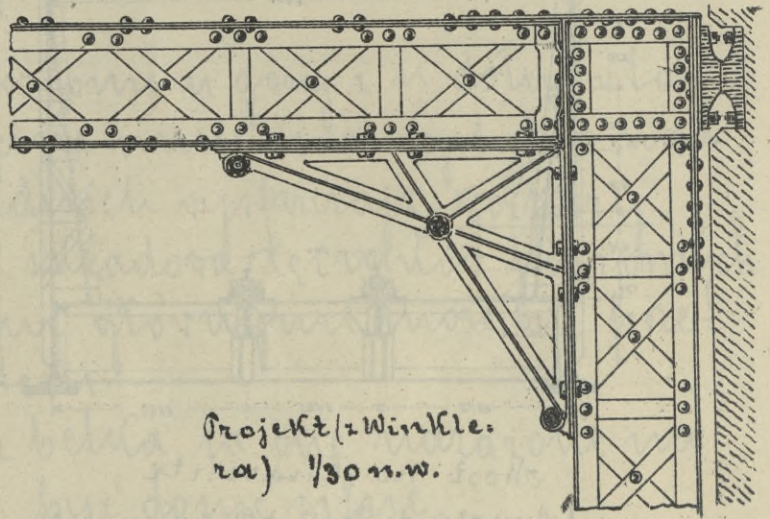
- 1) Zapomocą zastawów zielonych lub innych, lub innych, przygotowanych przy małych mostach blaszanych, gdzie o nich mówiliśmy.
- 2) Do stępów narożnych przytwierdzonej stronie zas-

Fig. 394



Wiadukt na Tylawie  
pod  
Iwanowcami  
1/20 m.w.

Fig. 395



Projekt (z Winklerem)  
1/30 m.w.

trasy z kolumnami, które łączymy ze stępem ścianką,  
albo kratą.

Figura 394 przedstawia przekroj takiego stwiernia przy  
(moście) wiadukcie na Tylawie pod Iwanowcami.

3) Dajemy kamienne portale, o które się opiera  
pas górny.

W tym celu przytwierdzone do muru rodzaj to-  
żystki, o które opiera się odpowiednia część przy-  
mocowana do belki górnej. - (Fig. 295).

§ 140 Stwiernia między filarami.

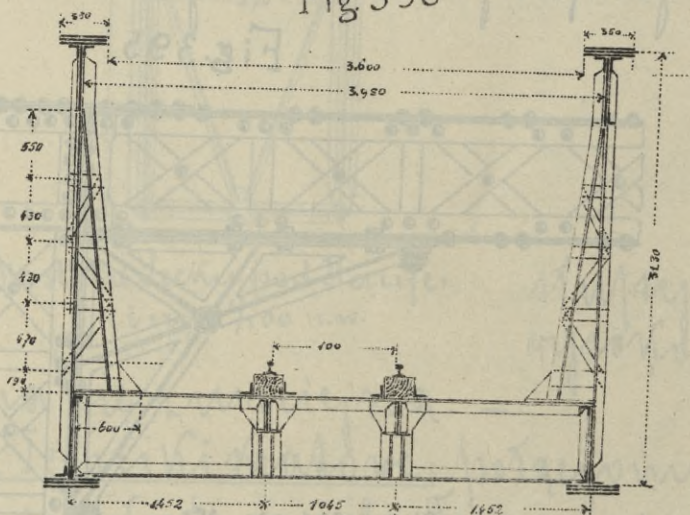


Jeżeli niema wcale sterzenia góra, to musimy je narysować z pomocą wysokości poprzecznic, albo też narysować innych urządzeń. -

1) Jeżeli są wysokie poprzecznicie n. p. 15 m., to jeżeli śruby są dostatecznie tegie, nie potrzeba osobnego sterzenia. -  
W niektórych wypadkach robi się niemyślnie w tym celu wysokie poprzecznicie. -

2) Rozstawamy śruby u dołu tak, że w połączeniu

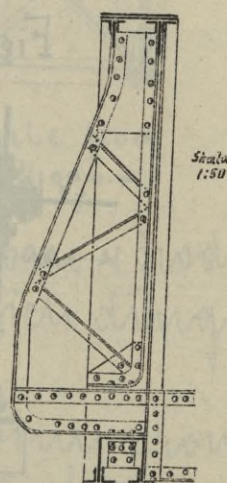
Fig. 396



Most na Charente

(Annales de Ponts et Chaussées tab 50  
rok 1891)

Fig. 397



Most Wiktorji nad Ir-

wing (Z. d. Inż. Arch 1890)

z poprzecznicami dostatecznie sterzą most n. p. most na Charente kolei z Angouleme do Roinillac (fig. 396); -  
i most Wiktorji pod Thimarnock nad rzeką Irwing w Irwocji (fig. 397). -

Ten sposób jest obecnie coraz częściej używanym. -

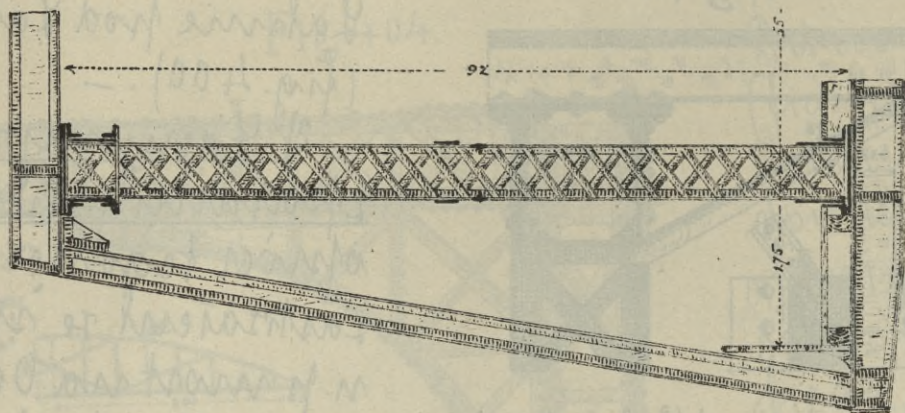
3) Można dać osobne zastrosy, które mogą być przytwierdzone do krzywulców. -

Czasem te zastrosy przytwierdza się do terminów górnych n. p. most nad Paraguassa między Chacira a Sao Felis w Brazyli (fig. 398 str. 223). -

Zastrosy opierają się tu na przednim poprzecznicie. -



Fig. 398.

Most  
nad Saragossa  
175 n.n.

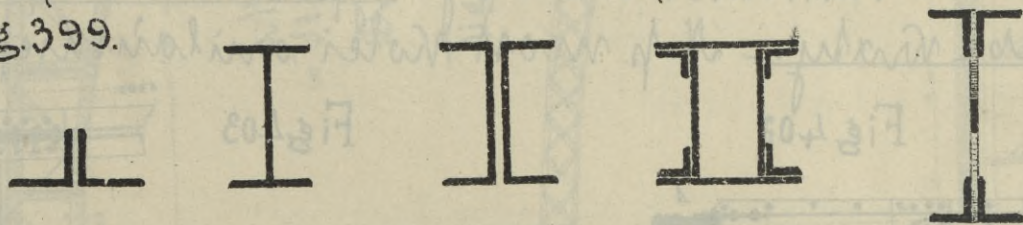
### § 141. Rozpora górna.

Jeżeli dajemy teiniki poziome u góry i u dołu, w takim razie teiniki poprzeczne umieszczone tylko nad filarami, zaś w węzłach średnich wystarczają rozpory (Anverriegel), które są częścią składową teiników poziomych. Połączenie rozpor z belkami odpowiednimi może być przegibnem, ale zwykle jest stałem.

Przy stałem połączeniu z belka są one narażone na staranie, mimo zatem być dosyć silne.

Moga się one składać: z dwóch kąsów, i ówek dwóch nów.

Fig. 399.



wiek, mogą mieć przewrót skrzyżkowy, a wreszcie mogą być krzywe. - (Fig. 299)

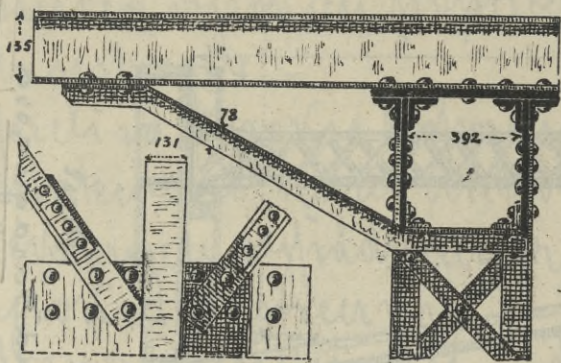
Rozpory łączymy, albo ze ścianami, albo z pasami, lub wreszcie z rozstrząsaniem.

1. Połączenie z pasami. - Jest to sposób najgorszy; używa się go tam, gdzie niema ścian.

Przytrzymamy więc rozpory za pomocą kąsów do



Fig 400

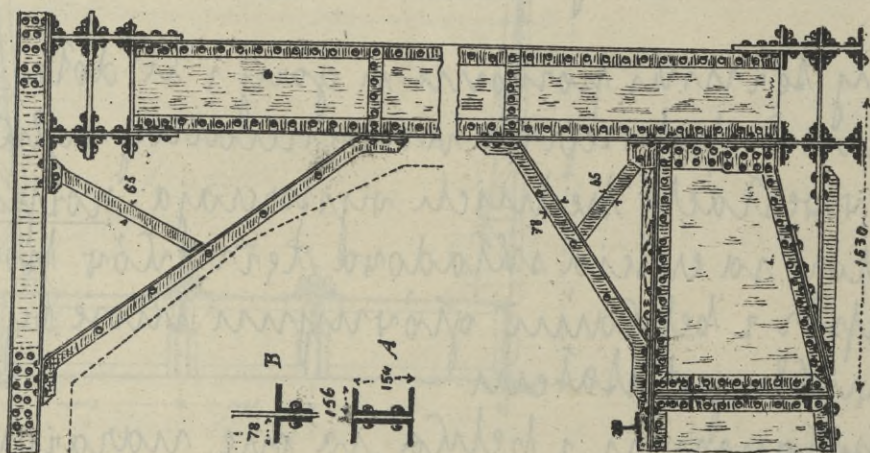


Most na Lahnii pod Lahnstein  
 $\frac{1}{25}$  n.w.  
 na Lisawce Kolei pruskimsko - rakowickiej (fig. 402)

do pasu n.p. most na Lahnii pod Lahnstein (fig. 400). -

2) Łacynny rozprawy z pasami i śpisanii, oprócz tego steianny je zastatent ze śpisanii n.p. most na Odrze w Grzeccinie (fig. 401), albo most

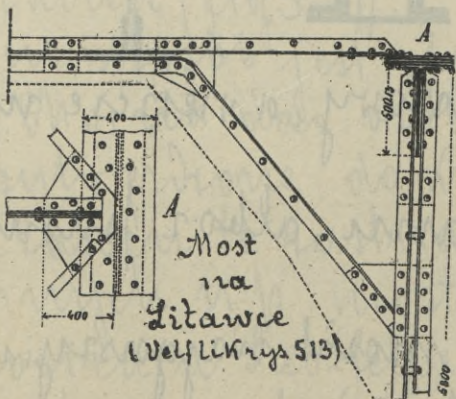
Fig 401.



Most na Odrze w Grzeccinie  
 $\frac{1}{40}$  n.w.

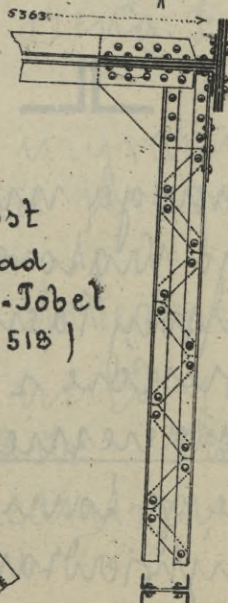
3) Łacynna zastatarda moze byc wyssienienie kasa z bla-chy lub z krasy. - n.p. most Kolei orulańskiej nad

Fig 402



Most na Litawce  
 (Velfli krys 513)

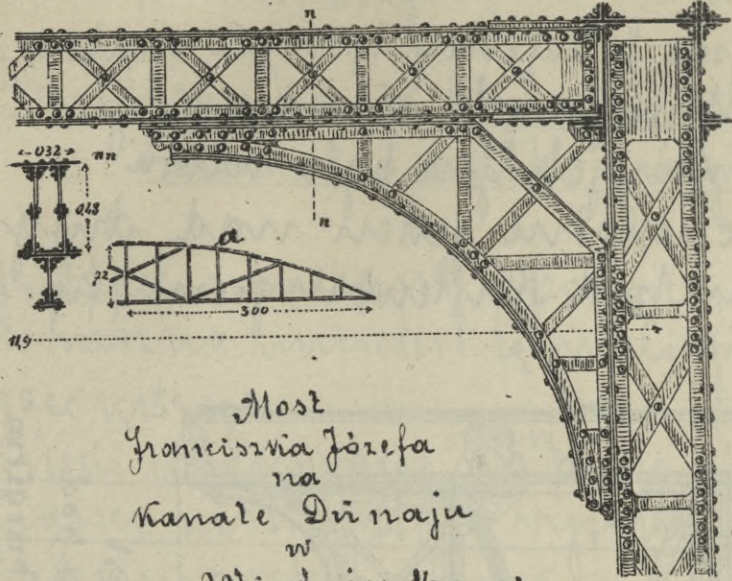
Fig 403



Most nad Schona-Jobel  
 (Velfli krys 518)



Johna-Tobel (fig. 403 str 224) i most Franciszka Jozefa na kanale Dunaju w Wiedniu (fig. 404).



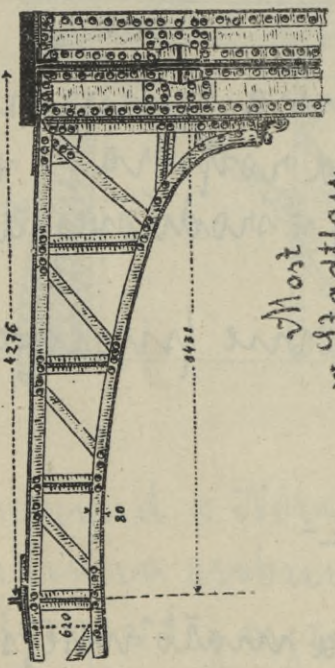
Most Franciszka Jozefa na kanale Dunaju w Wiedniu 1/40 n.w. (a 1/300 n.w.)

Pradsem ze wzgledu dekoracyjnych wyksztalcenie to jest zielara lahego.

4) Aby wyksztalcenie to nie bylo, moze od szodka ku koncom powier-

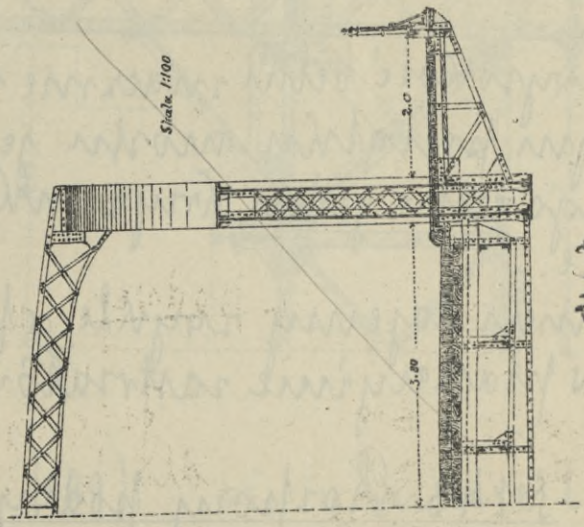
szyc wyzokosc rozpiety przytem, albo jeden, albo oba pasy sa zakrywane n.p. most

Fig 405



Most w Stadlaur na Dunaju 1/60 n.

Fig 406



Most nad dworcem Elzbiety w Wiedniu (Gomme tab. XII)

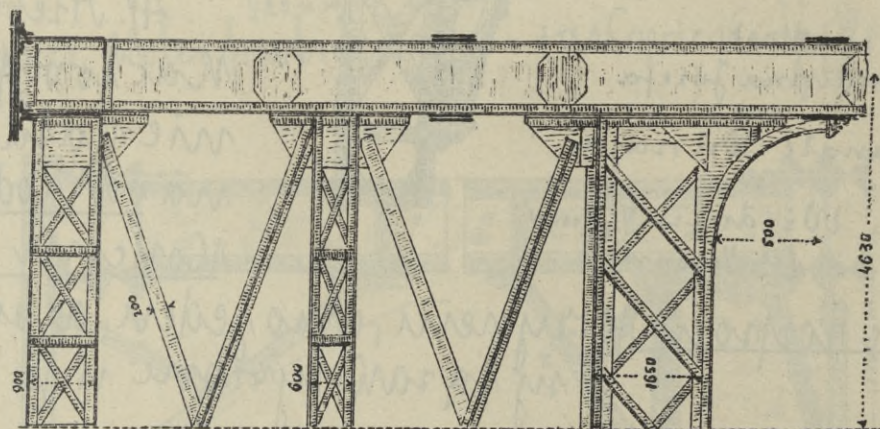
Wiedniu (fig. 405) i most nad dworcem Elzbiety w Wiedniu (fig. 406). - (Gomme tabl. XII)



## § 142 Termini poprzeczne górne kratowe. -

Jeżeli jest więcej miejsca, to dajemy terminy kratowe. <sup>zamiast</sup> ~~popr.~~  
 Możemy tu użyć następujących konstrukcji:  
 1) Kragie niośne, o których już była mowa. -  
 2) Dajemy 2 kragie niośne jeden nad drugim  
 n.p. most na Lecku pod Kumburgiem (fig. 407)

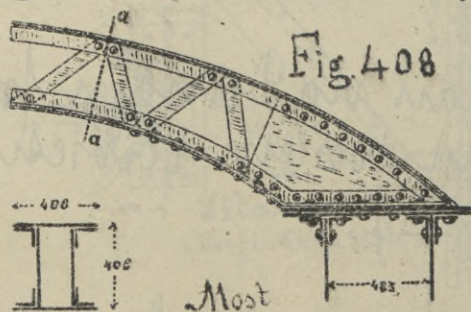
Fig. 407.

Most  
na Lecku pod  
Kumburgiem  
1/100 n.w.

Jeżeli wysokość belki znacznie się zmienia, to nieraz na samym początku mostu jest tylko rozpóra, - a dalej jego części jeden kragie niośny, a w środkowej dwa kragie. -

Terminy dajemy zwykle w płaszczyźnie pionowej, a w trójwymiarowej w płaszczyźnie rzutu. -

## § 143 Rozpory podwyższone. -

Most  
na Tamizie pod Blackfriars  
1/35 n.w.

Jeżeli jest mało miejsca dla terminów poprzecznych, a małe ich podwyższenie zawa-  
 la na ich umieszczenie, a ta-  
 kim razie dajemy podwyższo-  
 ne terminy, wystające ponad



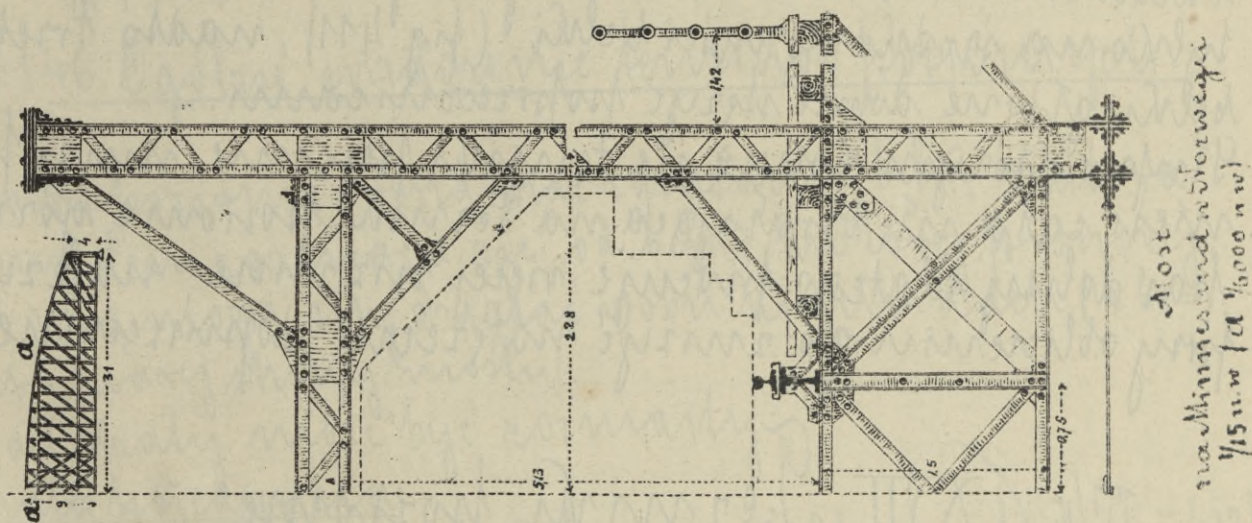
pas n.p. most na Tomizie pod Blackfriars (fig. 408 str. 226),  
 albo dajemy niskie podpory do których przywierdramy  
 też niski n.p. most kolejowy na Prucie w Czerniowcach. -

§ 144. Urządzenie żurawików poprzecznych przy  
 belkach wielobocznych. -

Przy belkach o zmiennej wysokości, przy których na końcu  
 mostu można umieścić żurawiki górne, możliwe są nastę-  
 ępujące urządzenia:

- 1). Żurawiki umieszczone na pasie górnym, mają na ca-  
 tej długości mostu stałą wysokość. -
- 2). Dajemy podpory w stałej wysokości n.p. mostu na

Fig. 409.



Minnesund w Norwegii (fig. 409). - Stała remains linia  
aa oznacza osobny pas, służący do sterowania rozpor,  
 które leżą w tej wysokości. - Jest to urządzenie bardzo mało  
 używane. -

3). Zwykle dajemy dobry pas żurawików w stałej wyso-  
 kości, zaś wysokość żurawika zmienia się z wyso-  
 kością belki (fig. 410). -

Jest to urządzenie najczęściej używane, gdyż pozwala



Fig 410

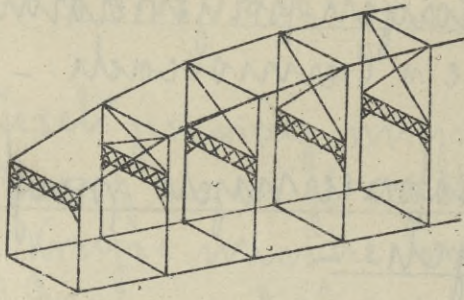
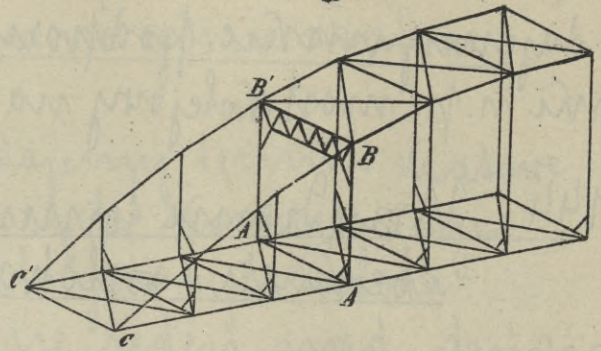


Fig 411



na niżejne zwiększanie wolnej wysokości na sterzenie. -

4) Dajemy teiniki poprzeczne tylko na końcach belek, zaś pośrednie tylko w podporach. - Tenki ustroj jest statycznie wyznaczalny. -

Jeżeli wysokość belki na początku jest równa zero, lub bardzo mała, w takim razie dajemy teiniki poprzeczne tylko na środkowej części belki (fig. 411), nadto trzeba belki górne dobrze skrzyć poprzecznie. -

Typy w którym można się teiniki poziome musi prze-  
nieść cała siła działająca na teiniki poziome górne na  
pas dolny dlatego pracuje więcej niż inne. należy więc  
przy obliczeniu go zniżyć natężenie dopuszczalne. - 14/5

## 17/5 XVIII Teiniki poziome

### § 145. Położenie teiników poziomych. -

#### 1. Mosty starożyte. -

Przy mostach starożytych można urządzić teiniki poziome tylko w planyżynie pasu dolnego. -

#### 2. Mosty żelazne. -

Przy mostach żelaznych dajemy dwa układy teiników poziomych s. j. na pasie dolnym i górnym. -



Przy belkach wielobocznych zbieranych, dajemy terminiki poziome tak daleko, o ile na to pozwala przekrój wolnego przejazdu. -

3. Mosty z pomostem górą. -

Jeżeli przy mostach z pomostem górą, wprowadzamy terminiki poprzeczne pośrednie, to wystarczą jeden układ terminików poziomych. -

Ponieważ w tym wypadku działają większe siły poziome na pas górny, lepiej jest dać terminiki poziome na pasie górnym. -

Jeżeli jednak pas dolny jest podparty, konieczne są silne terminiki poprzeczne na podporach. -

Czasem przedstawiają terminiki poziome u góry, w takim razie dajemy je w praktycznym pasie dolnego. -

§146. Ogólne wprowadzenie terminików poziomych. -

Terminiki poziome tworzą wraz z pasami belki kratowa pozioma, ten różniąc się od belki kratowej pionowej, że nie ma mogą sily działać w obu kierunkach (z lewej, lub z prawej strony mostu).

Układ kraty może być rozmaity:

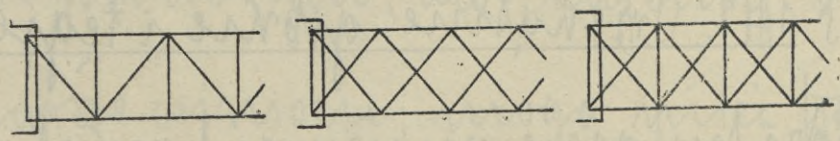
1). Krata pojedyncza: -

rzadko używana i to tylko przy małych mostach (fig. 412)

Fig. 412

Fig. 413

Fig. 414.



2). Krata równoboczna podwójna: -

nie używana. można by jej użyć na tym pasie na którym nie ma poprzecznic, ale terminików poprzecznych pośrednich. - (Fig. 413). -

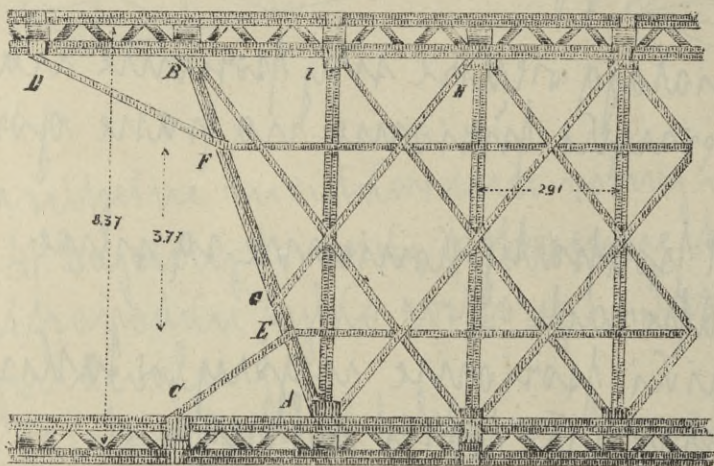


3). Kształtowania :-

rozrywaj niyżana. Przekątne mogą być albo gibkie, albo tegie. (Fig. 414). -

Przy dwukrotnych mostach kolejowych, lub szerokich mostach drogowych, wzmocnia-

Fig. 415.

Most nad Wesera pod Corvey  $\frac{1}{150}^{\text{m.w.}}$ 

ć w podporach być zbliżone do  $45^\circ$ ; kształt może być dwukrotny lub czterokrotny. -

Takie dla podłaznic mogą być potrzebne osobne tereny poziome, zwłaszcza, jeżeli rozpiętość podłaznic jest większa niż 3 m. -

Jeżeli przy mostach drogowych pomost jest z blachy falistej, wyprutej, płyt kamiennych, ciosów, lub nawet dyliny, można opisać tereny poziome. -

§ 147. Przekątne gibkie i tegie. -

Zachodzi pytanie, czy niyżai przekątne gibkich, czy tegich?

Przy niyżai gibkich kątów siła rewersowa jest dwa razy większa, niż przy niyżai tegich. -

Zatem przy tegich kątach mamy zmianę znaczną

sił drogowych, wzmocnia-  
my czasem tereny kształ-  
towania poziomymi,  
równoległymi do pasu,  
a to w tym celu, ażeby  
stały podpory i podoparci  
tereny poziome n.p.  
tereny poziome mostu  
nad Wesera pod Corvey  
(Schredler) fig. 415. -

Wzmocnienie kątów



nateżeni, skutkiem czego musimy dla nich przyjąć  
mniejsze nateżenia dopuszczalne według doświadczeń Wöhlera.  
Jeżeli most jest obciążonym, to pas cieżniowy skłaca się;  
jeżeli do pasu są przytwierdzone przekładnie giętkie, to ich  
punkta końcowe zbliżają się, a obie przekładnie się wygina-  
ją. — Skutkiem tego między obie przekładnie nie działa  
żadno ścisnienie. —

Aby temu zapobiec, nitujemy przekładnie giętkie do-  
pierw, gdy most jest składowy i obciążony. —

Zupełnie odrobinie ma się rzecz z łożyskami pozi-  
mymi na pasie ciągnionym. — Tu zwrócić się dłu-  
gość łożysk przy moście obciążonym. —

Wskazuje zatem ciążnienie w obu przekładniach. Tu więc sto-  
sowanie przekładni giętkich jest uzasadnionem, a ińto-  
sowanie przy moście obciążonym byłoby śkodliwem. —

Przy małych mostach dobre są przekładnie teje; jednak  
w nowych czasach i dla wielkich mostów używa się  
zwykle przekładni tejech. —

### §. 148. Przekroje łożysk poziomych. —

Łożyska poziome składają się z rozpor i przekadni.

#### 1) Rozpory.

Jako rozpor używamy zwykle szopyrce, albo  
części łożysk pionowych, albo dajemy osobne  
rozpory. —

Rozpory są zawsze cieżniowe; mogą mieć przekrój  
teowy, kołowy, iowy, a wencie mogą być krakowe. —

#### 2) Przekładnie giętkie. —

Dawniej używano do tego celu żelaza okrągłego,  
a i obecnie jest ono używane jeszcze i teraz. —  
W Europie używanem jest żelazo płaskie, gdyż



Talniej je przynosić. -

3). Przekładnie tegie:

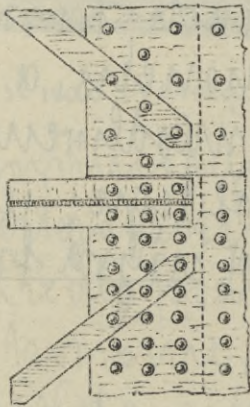
robimy z teorek, z jednej, dwóch, lub czterech kątówrek, dwóch kątówrek i scianki; przekładnie z iówrek wyczone są tylko dla wielkiej długości. -

§. 149. Obrotowanie teiników poziomych z belkami. -

1). Zaczenie uprost

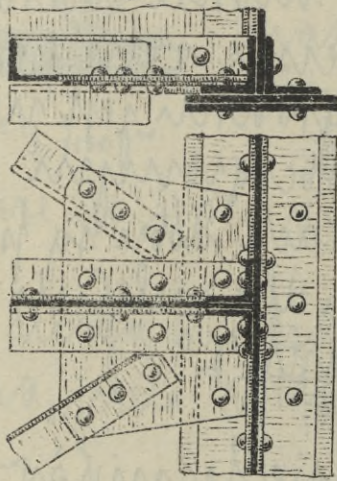
Jeżeli pas jest płaski, to można teiniki poziome przynosić uprost do pasu. -

Fig. 416



Most na Innie pod Passau 1/40 n.w.

Fig. 417



1/10 n.w.

Chociaż ten sposób jest najprostszym, jednak radko wyczone, gdyż spiera na bok kątówrek i pasie - n.p. most na Innie u Passau =

nie (fig. 416). -

Drugą wadą tego ustroju jest to, że przy wyciu tegich przekłani następuje ich przenikanie, gdyż leżą w jednej płaszczyźnie. Wencie na podporach nie można ich przytwierdzić do pasu podporowego, gdyż nie ma miejsca. - Zmiana nasto do wycia:

3). Blach wrotowych. -

Tu możemy uniknąć przenikania przekłani; widać jedną z nich zębem do góry, druga zębem do dołu. Ten sposób przedstawia nam figura 417. -



## § 150 Położenie łecinek poziomych ze względu na pasy i poprzecznicę.

Gdyby pasy nie były silnie tego połączone z krata, to mielibyśmy łeciny łecinki poziome środkowo z pasami, - gdyż w przeciwnym razie nastąpiłby obrót pasu wokół własnej poziomej osi. -

Jednakże łeczenie środkowe jest trudnem ze względu na ułożonych, nadto pasy są tak silnie połączone z kratą, że o obrocie ich nie ma mowy, przeto położenie łecinek poziomych może być mimośrodkowem. -

W praktyce niniejszemu je sam, gdzie jest nam wygodniej, a czasem łeciny je nawet z tegami krzyżownicami. -

Jeżeli poprzecznicę stanowią nęć łecinek poziomych, to należałoby, aby one przekładały i poprzecznicę się przecinały. - Jednakże takie połączenie jest zwykle bardzo trudnem; łeciny więc przekładnie mimośrodkowo z poprzecznicami, które także wskutek parcia wiatru narażone są na nęć. -

Jeżeli łecinki poziome są przytwierdzone pod poprzecznicami, to to wywołane tem nęć poprzecznic jest nawet korzystnem, gdyż dźwiga & kierunek przeciwnym jak nęć wywołane obciążeniem ruchomem. -

Łeciny więc łecinki poziome środkowo z poprzecznicami, jeżeli można; w przeciwnym razie mimośrodkowo, gdyż sprężym mimośrodkowego połączenia jest bardzo mały, ze względu na wielki przekrój poprzecznic. -

Położenie punktów przecięcia się osi łecinek poziomych względem osi pasu w płaszczyźnie poziomej, powinno być

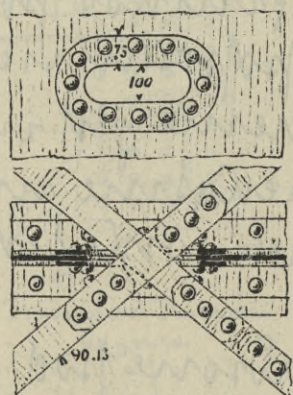


być środkowem, jedynakże niebył wielki różnic między różnymi nierównymi natężeniami drugorzędne. -  
 Skimoteż staramy się, aby ile możności połączenie było środkowem. -

## 20/II § 151 Krzyżowanie z innymi sekcjami. -

Jeżeli sekcje poziome krzyżują się z poprzecznymi, podłużnymi, lub sekcjami poprzecznymi, to przytwierdza się je do części krzyżujących nitami, a to dlatego, aby zmniejszyć długość wolna części przekładni, a wysoki punkty podparcia (ze względu na ciężar własny) dla gwałtownych przekładni. - Połączenie nie powinno być

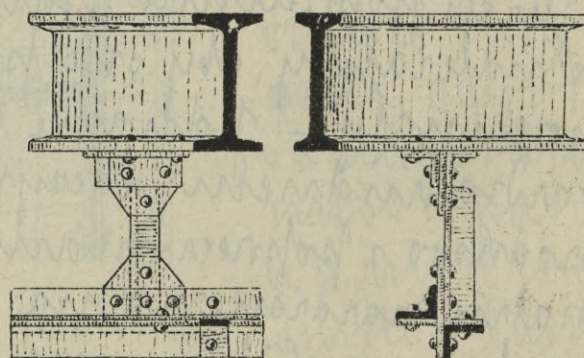
Fig. 418



Most

na Elbie pod Niederwartha  $\frac{1}{25}$ n.w.

Fig. 419.



Most

drog. na Menie pod Wertheim  $\frac{1}{20}$ n.w.

stać, dlatego słajemy drżiny na nitki podłużne. -

Jeżeli sekcje przechodzi przez sekcje belki blachowej, to krzyżowanie w niej otwór i obramowanie opiera się na płaskim n. p. most na Labie pod Niederwartha (fig. 418). -

Jeżeli sekcje poziome leżą w sekcjach poprzecznych, a chcemy je przytwierdzić do poprzecznych, to musimy użyć osobnych pośredniczących zerkiadów n. p. most na Menie pod Wertheim (fig. 419). - Głównym sposobem stosujemy



przy tych przekładniach. —

Więcej lepiej byłoby zamieszczać przekładnie na przekładach, które-  
by dochodziły na przesłanie w kierunku pionowym, a  
przekładniaki niech w kierunku pionowym. —

## XVIII Obliczenie terminów. —

### § 152 Natężenie dopuszczalne. —

Wiemy na podstawie doświadczeń Wöhlera, że od ilości  
natężenia zależy wielkość natężenia przy którym następuje  
złamanie. —

Właściwości obraca się głównie wiat, który w tej wielkości,  
jaka przyjmujemy do obliczenia terminów radło  
występuje; możemy zatem przyjąć natężenie dopuszc-  
zalne mniejsze. —

Względnie do tego rozporządzenie ministerstwa  
handlu z roku 87, dochodzący przyjmować dla oblicze-  
nia terminów natężenie dopuszczalne  $1000 \text{ kg/cm}^2$  dla  
żelaza spawalnego. —

Dla stali (o której nie ma mowy powyższe rozporządze-  
nie) możemy przyjąć natężenie dopuszczalne  
 $1400 \text{ kg/cm}^2$ . —

Odnosi się to tylko do przekładni giętkich i pasów, gdyż  
przekładnie tęgic, które mogą być ciśnień, lub cią-  
gnięć są więcej narazone. Dla obliczenia zatem  
przekładni tęgic, musimy przyjmować natę-  
żenie dopuszczalne mniejsze, a więc  $800 \text{ kg/cm}^2$  dla  
żelaza spawalnego, a  $1000 \text{ kg/cm}^2$  dla stali. —

W przekładniach tęgic nie ma mowy o rozporządze-  
niu ministerialnym. —



Parcie wiatri na  $1m^2$  .... 270 kg, które przyjmujemy dla mostu nieobciążonego, radło bardzo się trafia; możemy więc tu przyjąć większe natężenie dopuszczalne. -

Hinkelér proponuje przyjmować:

	złazo sparalne	stal
przekładnie głębokie	1150	1500 kg/cm <sup>2</sup>
" " tegie	1000	1200 kg/cm <sup>2</sup>

Obliczamy najpierw natężenia dla obciążenia pionowego i natężenia dopuszczalnego  $\tau$ , potem obliczamy natężenia wywołane parciem wiatri; suma natężeń wywołanych przez wiatr i obciążenie pionowe nie powinna przekraczać 1000 kg/cm<sup>2</sup>. -

Jeżeli będzie więcej, musimy przekroje belek odpowiednio powiększyć. Jednak stosuje się to tylko do parcia wiatri na most obciążony. -

Takie wzmocnienie przekroji potrzebne jest tylko dla mostów o większej rozpiętości niż 45 m.

Dyskusja, jak przyjmować siły działające poziomo? Parcie wiatri przyjmujemy jako równo rozdzielone na belkę, zaś parcie na pociąg hvariany za zmienne, gdyż zależy ono od tego, czy wietrze, lub mniej na części pociągu znajduje się na moście. -

Jeśli parcie wiatri na most nie jest niejednostajnie rozdzielone, tego jednak nie uwzględniamy, tylko imiennie wyznaczamy. Fiedler przyjmuje połowę parcia wywołanego na most, jako zmienne obciążenie, drugą połowę, jako stałe. -

Co się tyczy wstrząsów poziomych to uwzględniamy je, obliczając je do parcia wiatri. -

Zupełnie słusznie to nie jest, bo wstrząsienia częściej się przytrafiają: należałoby je więc przy pierwszym obliczeniu uwzględnić; ale ponieważ

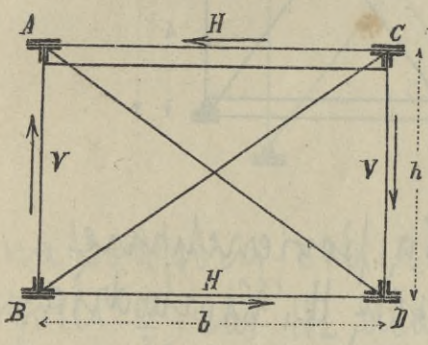


wspiny ich jest mały, więc należy aby te odkształcenia zachować tylko przy małych mostach.

Siły odrodkowa, jeżeli most jest łuku, należy uwzględnić odrazu, a z odlatęgo, ponieważ występuje przy każdym przekroju pociągu.

§153 Siły zewnętrzne działające na trzinię poprzeczną.

Niechaj fig. 420 przedstawia trzinię poprzeczną umieszczoną na mostie w odstępach  $a$ . Siła pozioma  $H$  działająca w  $C$  stara się most wyrzucić. Teni przekładnia oddziaływanie  $V$  działające w  $B$ .



Siła pozioma  $H$  działająca w  $C$  stara się most wyrzucić. Teni przekładnia oddziaływanie  $V$  działające w  $B$ .

Aby była równowaga musi być momenta obu par sił równe i wprost przeciwnie, a zatem:

$Hh = Vb$  ..... 81).

Jeżeli mamy trzinię poprzeczną umieszczoną w odstępach  $a$ , to dla obliczenia jednego trziniaka liczymy siłę  $H$  na długości  $a$ .

Oddziaływanie  $V$  działa z jednej strony do góry, z drugiej na dół: zatem zwiększa, lub zmniejsza obciążenie jednej belki. - Zatem wskutek parcia wiatru na most powstają nie tylko siły w belkach kratowych poziomych, ale także siły  $V$ , które zwiększają obciążenie mostu. - Należy aby je uwzględnić i wyznaczyć siły zewnętrzne w belkach głównych, które skutkiem tego powstają.

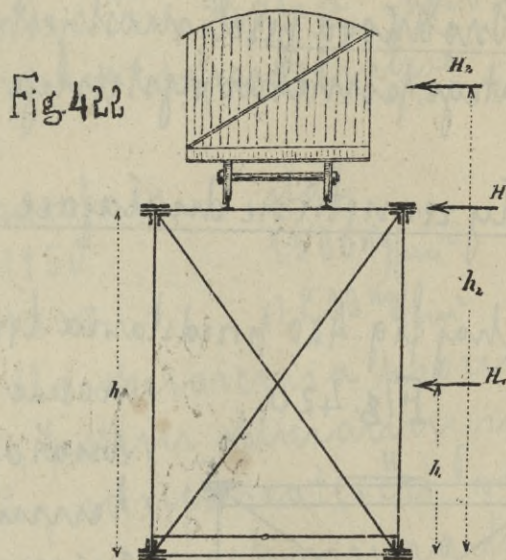
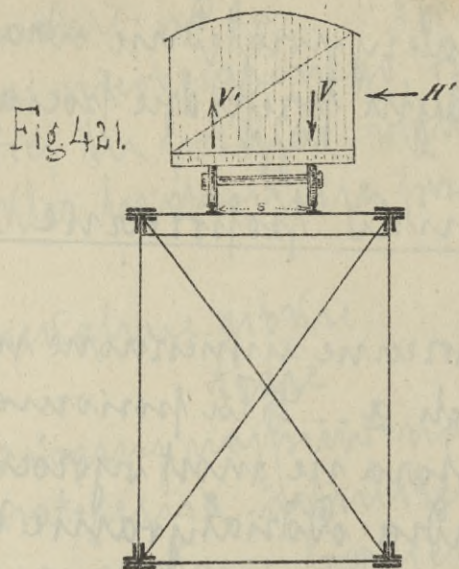
Uwaga.

Należy pamiętać, że jeżeli most jest w góry (fig. 421 str. 238), to wskutek parcia wiatru powstaje także siła:

$V' = \frac{H'h'}{s}$  ..... 82).



Przebieg obciążenia, co musi mieć opór na obciążenie poprzeczne



nicy i podłużnicy.

Jak kolwiek partie siatki działają na całą powierzchnię mostu, przyjmujemy dla obliczenia siłę  $H$ , która działa tylko w pasie górnym.

Moment partie siatki musi być równy momentowi tej siły  $H$ .

Dla obliczenia siły  $H$ , musimy odróżnić następujące przy-  
padki:

1). Pomost górą, żeiniki poziome dołem (fig. 422). -- Tu ob-  
liczamy  $H$  na długości  $a$ .

Oznaczmy partie siatki na pociąg ....  $H_2$

„ „ „ belkę ....  $H_1$

siłę poziomą wsterek wstąpienia  $F$ , to siła po-  
zioma  $H$  działająca w pasie górnym jest:

$$H = \frac{1}{h} (H_1 h_1 + H_2 h_2) + F \dots \dots \dots 83).$$

2). Pomost górą, żeiniki poziome góra (fig. 423 str 239)

Tu musimy obliczyć  $H$  dla żeiników pośrednich  
- dla żeiników poprzecznych skrajnych.



Siła  $H$  przenosi się tu za pośrednictwem żurawików poziomych

Fig. 423.

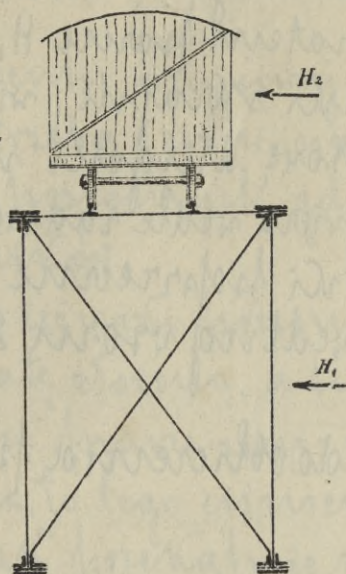
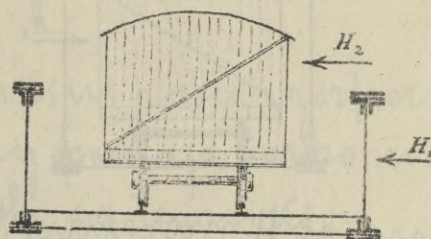


Fig. 424.



na podpory, obliczamy ją wedle wzoru 83, licząc  $H_1$  na długości  $a$ , zaś  $H_2$  dla połowy długości mostu, jeżeli chcemy obliczyć żurawiki poprzeczne skrajne; żurawiki pionowe pośrednie, będziemy liczyć tylko na długości  $a$ , mianowicie

$$H = \frac{H_1 h_1}{h} \quad (84)$$

3). Pomost dółem, żurawiki poziome dółem (fig. 424). -

Tu siłce  $H_1$  na pas górny mają przeniesić żurawiki poziome pośrednie, zatem  $H = \frac{H_1 h_1}{h}$ , zaś  $H_2$  przenosi się wprost na pas dolny, a za jego pośrednictwem na podpory. - zatem  $H_2$  nie działa wcale na żurawiki poprzeczne. -

Będziemy więc liczyć dla żurawików poprzecznych średnich  $H$  na długości  $a$ , dla żurawików poprzecznych skrajnych, na połowę długości mostu; oba razy wedle wzoru 84. -

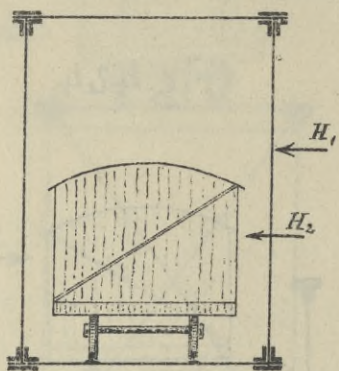
4). Pomost góra żurawiki poziome góra i dółem.

Żurawiki poprzeczne skrajne mają przeniesić całe siłce wywarłe na most i na pociąg, zatem  $H$  obliczamy na połowę długości mostu wedle wzoru 83).



5) Pomoc dotem, łeczniki poziome góra i dołem. - (Fig. 425)

Fig. 425



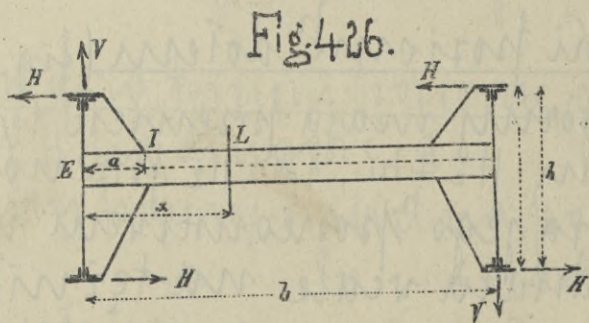
In wystarczają łeczniki poprzeczne skrajne, zatem parcie  $H_1$  przenosi się na łeczniki skrajne; więc obliczamy je na połowę długości mostu. -  $H_2$  nie wywiera wcale żadnego wpływu na łeczniki poprzeczne zatem  $H$  liczymy według wzoru 84).

Znając  $H$  możemy przystąpić do obliczenia poszczególnych ustrojów. -

A. Łeczniki poprzeczne dołem. -

§. 154. Rozpory. -

Przyjmijmy, że siła  $H$ , rozdziela się równo na obie belki, chociaż zupełnie to system nie jest. -



Jeżeli zaintrygujemy dowolny przekrój  $L$  (fig. 426), to moment sił działających po lewej stronie przekroju jest:

$$M = -\frac{1}{2} Hh + Vx, \text{ a ponieważ } V = \frac{Hh}{b}, \text{ zatem: } M = -\frac{1}{2} Hh + \frac{Hh}{b} x$$

$$\text{czyli } M = -\frac{1}{2} Hh \left(1 - \frac{2x}{b}\right) \dots 85)$$

Przekamy największoci tego momentu teraz:

Z równania wynika, że jest on największym dla  $x = b$ ; ale dla  $x = b$  s.j. w punkcie  $E$ , jest przekrój bardzo wielki z powodu blach stalowych, zatem przekrój niebezpieczny będzie w punkcie  $I$ , w odstępnie  $a$ , a zatem:



$$M = -\frac{1}{2} \frac{H}{h} \left(1 - \frac{2a}{b}\right) \dots\dots\dots 85a)$$

Tęgo momentu użyjemy dla obliczenia przekroju rozpora-  
jednak tu trzeba jeszcze uwzględnić ciśnienie, które zależy  
od temperatury poszczególnych, gdyż rozpora jest wyciągnięta  
z tych temperatur. -

Jeżeli więc są temperatury poziome tegie, w takim razie z rozpora-  
ni tworzą krótkie odcinki, a tu już niemy powstają bardzo ma-  
łe siły  $N$  równe prawie zero; zatem jeżeli są temperatury  
poziome tegie, to tego ciśnienia możemy nie uwzględniać. -

Jeżeli jednak przekątnie są giętkie, trzeba je uwzględnić, bo  
wtedy  $N$  nie będzie równe zero - będzie ono dla każdej rozpo-  
ry inne. -

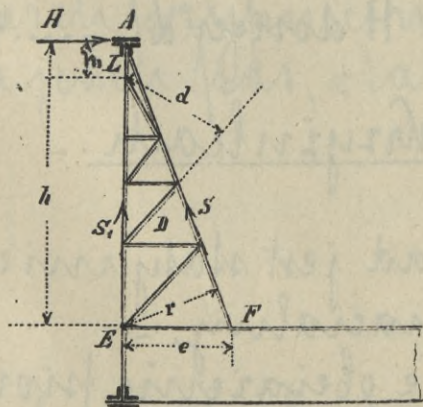
Jeżeli chcemy dać rozpora równe, musimy je obliczyć  
dla największego  $N$  w tym:

$$\tau = \frac{N}{A} + \frac{Me}{J} \dots\dots\dots 86).$$

### § 155 Grupy umocnione

Używamy ich przy mostach otwartych o pomocnicze dołki.

Fig 427.



Dla obliczenia siły  $S$  mamy  
równanie momentów względem  
na punkt  $F$ :

$$Hh = S_1 e$$

$$\text{stad } S_1 = \frac{Hh}{e} \dots\dots\dots 87)$$

Dla obliczenia siły  $S$  mamy  
równanie momentów względem  
na punkt  $E$ :

$$Hh = S r$$

opuszcza XXXI Mosty kratowe żelaz. stad  $S = \frac{Hh}{r} \dots\dots\dots 88).$



Dla obliczenia krzyżulka mamy równanie ze względu na punkt L:

$$Hh_1 = Dd$$

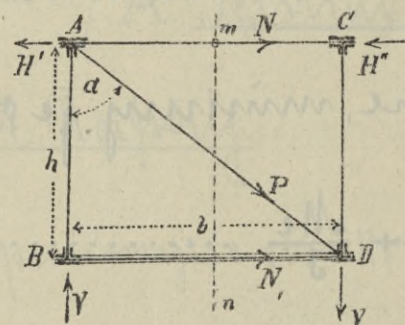
stąd  $D = \frac{Hh_1}{d} \dots \dots \dots 89).$

To ostatnie równanie potrzebny nam do obliczenia kraty takiej: gośiupa ze względu na wiatr. -

§ 156 Krzyżi wkośny o przekątnych zgiętych. -

Ponieważ na ciśnienie iadna z przekątni nie może działać, więc przyjmujemy, że jest tylko jedna, mianowicie ta, która narażona jest na ciągnięcie.

Fig. 428



Wznowmy natomiast w tej przekątnej przez P, natężenie w trzmiach poziomych przez N, i N, kąta nachylenia

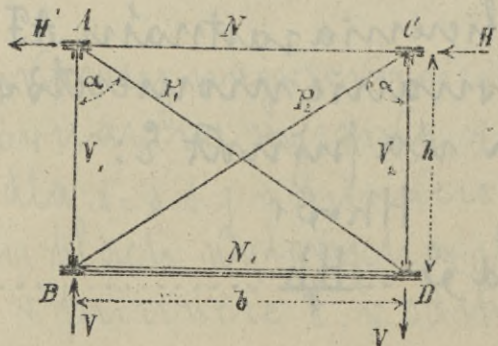
przekątnej do pionu przez d. -

Aby nie nastąpiło przesunięcie w kierunku pionowym, musi być po lewej stronie przekroju mn spełniony warunek:  $P \cos \alpha = V$

A ponieważ  $V = \frac{1}{2} H = H \sin \alpha$ , więc  $P = H \operatorname{ctg} \alpha \dots \dots \dots 90).$

§ 157. Krzyżi wkośny o tegich krzyżulkach. -

Fig. 429.



Ten układ jest statycznie niewyznaczalny. -  
Tu także obciążenie pionowe wpływa na przekątne; jednak wpływ ten jest bardzo mały, iż go nie będzie =



my uwzględnić. -

Winkler bada wpływ sił poziomych i dochodzi do następującego wyniku

$$N = \frac{\frac{wt^3 d}{A_1}}{\frac{2}{A} + \frac{wt^3 d}{A_2}} \cdot N_1 \dots \dots \dots 91)$$

gdzie  $A, A_1, A_2$  są przekrojami przekątni, górnego i dolnego ścięgna poziomego. -

Mając w ten sposób  $N$ , możemy obliczyć:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= + \left( \frac{1}{2} H - N \right) \text{ dosieć } d \\ P_2 &= - \left( \frac{1}{2} H + N \right) \text{ dosieć } d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 92)$$

Jeżeli ścięgna poziome dolne są tegie, wtedy jest  $N_1$  prawie równe zero, zatem:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= + \frac{1}{2} H \text{ dosieć } d \\ P_2 &= - \frac{1}{2} H \text{ dosieć } d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 92a)$$

Cały powyższy dowód wyprowadził Winkler dla przypuszczenia, że siła  $H$  przenosi się równo na oba pasy. -

Jeżeli przypuszczamy, że siła  $H$  przenosi się tylko na jeden pas, w takim razie:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= - N \text{ dosieć } d \\ P_2 &= - (N + H) \text{ dosieć } d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 92b)$$

### §. 158. Łnata pojedyncza, albo wielokrotna

Przełnijmy dowolny przęt  $EF$ , to z warunków równowagi =



ci sił po lewej stronie przekroju mamy:

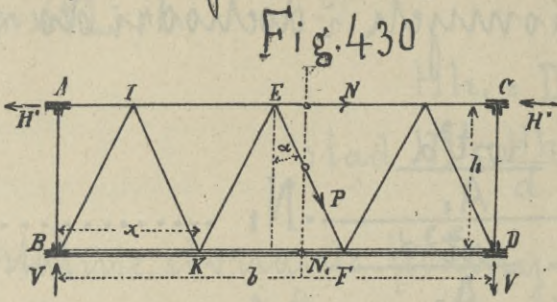


Fig. 430

Podstawa  $V = 0$   
 zatem:  
 $P = \pm V \text{ szerd } d$   
 albo ponieważ  $V = \frac{Hh}{b}$ ,  
 więc

$$P = \pm \frac{Hh}{b} \text{ szerd... 93)}$$

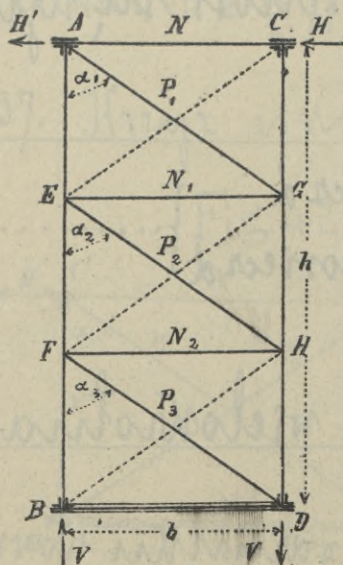
Jeżeli N jest siła wewnętrzna w tym pa-  
 sie EI, na którym nie ma żadnych sił poziomych;  $H'$ ,  $H''$  części  
 siły H działające na lewo i na prawo pas, to jest:

$$\begin{aligned} Nh + Vx - H'h = 0 \text{ zatem: } & N = H' - V \frac{x}{h} \\ \text{albo } & N = H' - H \frac{x}{b} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots 94)$$

Jeżeli krata jest dwukrotna, to otrzymamy dla  
 każdego krzyżulka, podobnie jak dla belki kratowej  
 wyniki o połowę mniejsze. -

§ 159. Krzyżce ukłonne ponad sobą leżące o prze-  
 kładkach gibkich. -

Fig. 431.



Inżnowi będziemy obliczać jeden  
 układ przekładki t.j. przekładnie  
 ciągłone. -

Jeżeli  $P_1, P_2, P_3$ .. są napięcia w prze-  
 kładkach AG, EH, FD;

$N, N_1, N_2$ .. w AC, EG, FH;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ .. kąty nachy-  
 lenia przekładki do pionu, to

dla przecięci poziomych przez  
 pojedyncze przekładnie musi



być:

$$P_1 \operatorname{tg} \alpha_1 = P_2 \operatorname{tg} \alpha_2 = \dots H$$

Zatem:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= H \operatorname{dosięcz} d_1 \\ P_2 &= H \operatorname{dosięcz} d_2 \end{aligned} \right\} \dots 95).$$

I warunkiem równowagi dla węzła A.

$$P_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + N_1 = 0 \text{ wynika } N_1 = -P_1 \operatorname{tg} \alpha_1 = -H$$

Podobnie:

$$N_2 = N_3 = \dots -H$$

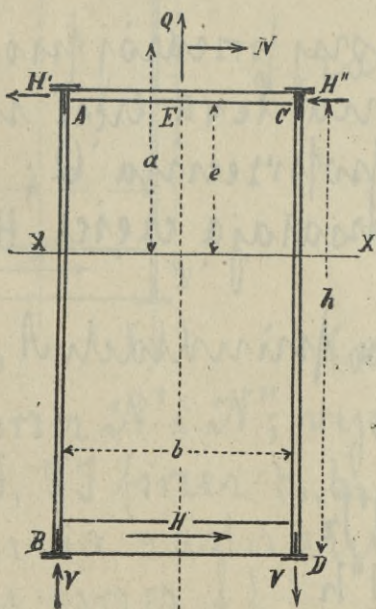
Jeżeli kąty wierzchołkowe są te same, wtedy podobnie jak u belki kratowej, będą natężenia osiowe mniejsze, a więc:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \pm \frac{1}{2} H \operatorname{dosięcz} d_1 \\ P_2 &= \pm \frac{1}{2} H \operatorname{dosięcz} d_2 \end{aligned} \right\} \dots 96).$$

## B. Żelazki poprzeczne górna.

### § 160 Rozpora górna.

Fig 432



Przypuścimy, że rozpora górna i poprzeczna są ze sobą równomiernymi siłami pionowymi połączone; powstaje więc sytuacja rama, która umożliwia obliczyć wedle teorii sklepienia, lub pierścienia zamiast tego. -  
Względnie jednak tu należy, że przekrój jest zmienny. -



Jeżeli w każdym punkcie pierścienia na prostokątnej do jego płaszczyzny, odebrniemy moment działający w tym punkcie podzielnym przez moment bezwładności przekroju, tudzież siłę poziomą podzielną przez powierzchnię przekroju, to powstaną 2 płaszczyzny, które nazywamy "powierzchniami momentów" i "powierzchniami sił poziomych". -

Wiemy już z teorii sklepień, że tu muszą być spełnione następujące warunki:

- 1). Suma momentów musi być równa zero.
- 2). Moment statyczny powierzchni momentów ze względu na dwie do siebie proste, leżące w płaszczyźnie pierścienia powierzchni o rzut powierzchni sił poziomych na osi, musi być równy zero. -

Warunki te można wyrazić w następujący sposób:

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M}{J} ds &= 0 \\ \int \frac{M}{J} y ds + \int \frac{P}{A} dx &= 0 \\ \int \frac{M}{J} x ds + \int \frac{P}{A} dy &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 97).$$

Oprowadimy przez środek rozprawy przekrój pionowy  $E_1E$ . W tym przekroju działają na lewą część siła pozioma  $N$  w odstępnie:  $a$ , i siła poprzeczna  $Q$ ; przyjmujemy dalej, że w  $A$  i  $C$  działają ciężary  $H'$  i  $H''$  siły poziomej  $H$ . -

Momenty działające razem w punktach  $A, B, D$  i  $C$  są:

$$\text{w } A \dots M_1 = M_0 - \frac{1}{2} Qb$$

$$\text{w } B \dots M_2 = M_0 + Nh - \frac{1}{2} Qb - H'h$$

$$\text{w } D \dots M_3 = M_0 + Nh + \frac{1}{2} Qb + H''h$$



w C .....  $M_4 = M_0 + \frac{1}{2} Qb$  .  
 gdzie  $M_0$  oznacza moment siły  $N$  ze względu na punkt E,  
 $M_a = M_0$

Siły podłużne działające w AC, AB, BD, DC są:  $+N, +Q, -N, -Q$  .

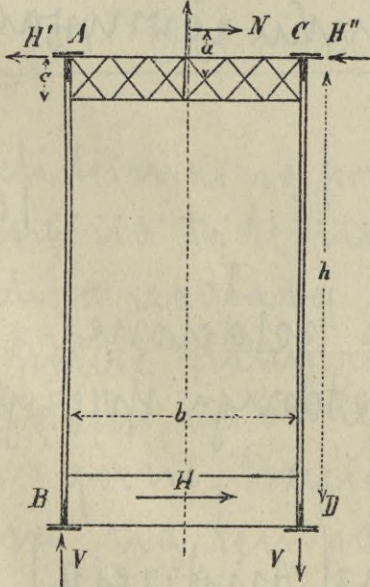
Obliczamy powierzchnie przekroju rozporu, śródk i poprzecznicę przerw A, A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, momenty bezwładności tych przekroji przerw J, J<sub>1</sub>, J<sub>2</sub>, to przyпускаjąc że  $H' = H'' = \frac{H}{2}$ , to  $M_0 = 0$ ,  $N = 0$ , a wtedy otrzymamy wedle Winklera

$$Q = - H \frac{h}{b} \frac{1 + \frac{b}{3h} \frac{J_1}{J_2}}{1 + \frac{b}{6h} \left( \frac{J_1}{J} + \frac{J_1}{J_2} \right)} \dots \dots \dots 98).$$

W A i C są największe napięcia, momenta tam są:  $M = - \frac{Qb}{2}$  .  
 Jeżeli J<sub>2</sub> jest bardzo wielkie, to:

$$Q = - H \frac{h}{b} \dots \dots \dots 98a).$$

Fig. 433



Jeżeli rozpora jest kwadratowa (fig 433), to obliczamy kąsy wedle momentu stałego:

$$\pm \frac{1}{2} Qb$$

zakresie wedle siły poprzecznej Q

§ 161 Rozpora z zastąpiami.

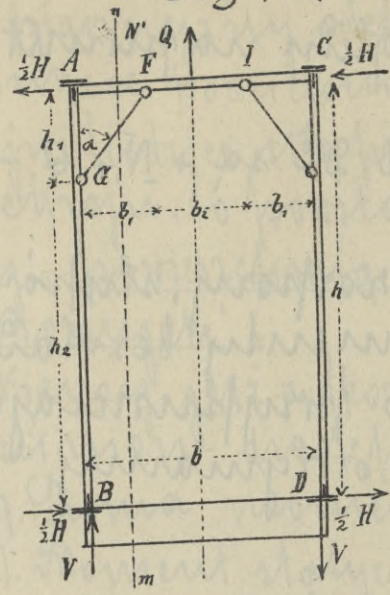
*opisane na drugiej stronie*

Obliczamy napięcia w zastąpiach FG, HI przerw S', S''; rozporu

w AF, IC przerw N' i N''; wysokości AG, GB przerw h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub>; szerokość AF, FI przerw b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub>; długości FG przerw d. Kąt nachylenia zastąpi do pionu przerw α; przekrój zastąpi przerw f. -



Fig 434



Misimy tu odrócić dwa wypadki:

1) Stopy pionowe są z poprzecznymi przegibnie połączone.

Przyjmijmy nadto, że zastrosy są przegibnie połączone z rozpórą i śpysami.

Aby nie nastąpił obrót obu śpysów około punktów G, H i A, C, musi być, jeżeli przyjmujemy w A, C, kulnier B, D drina:

jąca siłę poziomą  $\frac{1}{2}H$ :

$$\left. \begin{aligned} N' &= +\frac{h_1}{2h_1} H & N'' &= -\frac{h_2}{2h_2} H \dots\dots\dots \\ S' &= -\frac{h_1}{2h_1} H \text{ do siera d} & S'' &= +\frac{h_2}{2h_2} H \text{ do siera d} \end{aligned} \right\} \dots 99).$$

Natierienie w części II jest  $N' + S' \cdot d = 0$ .

Siłę poprzeczną  $Q$  wyznaczamy z warunków równowagi części BAC ze względu na punkt B.

$$Q = -\frac{h_1}{b} H \dots\dots\dots 100).$$

2) Stopy są z poprzecznymi stale połączone.

W tym wypadku trzeba się uciec do teorii sprężystości. - \* st. pionowe

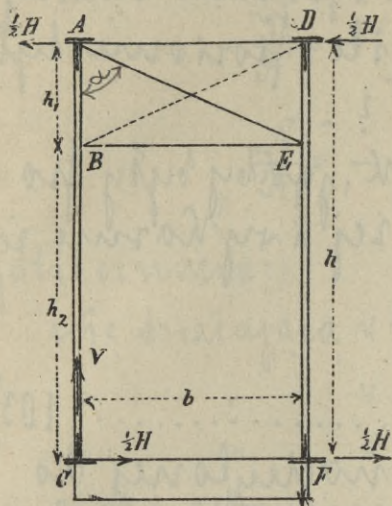
§ 162 Trzyi ukosny górny (Andrzeja)

Jeżeli przekładnie są gibkie, to jedna z nich syłko drłata tu AE (Fig 435).

Przeiarty pionowo zerkład, utwórmy równanie



Fig. 435



momentów ze względu na punkt E.

Otrzymamy stąd:

$$Nh_1 - \frac{1}{2}Hh + Vb = 0$$

Zatem: wstawimy  $V = H \frac{h_2}{b}$ ,

$$N = \frac{1}{h_1} \left( -Hh + \frac{1}{2}Hh \right) = -\frac{1}{2} \frac{Hh}{h_1} \dots\dots 101).$$

Dla obliczenia  $N$ , tworzymy równanie momentów ze względu na A i otrzymujemy:

$$N_1 h_1 = -\frac{1}{2} H h$$

więc

$$N_1 = -\frac{1}{2} \frac{Hh}{h_1} = N \dots\dots 101a).$$

Do  $N$  musimy jeszcze dodać siłę wewnętrzną, która powstaje w AD jako rozpręślenie ściągów poziomych.

Siła wewnętrzna w ścięgnie AEr będzie P, to:

$$P \cos \alpha = V$$

a stąd:

$$P = V \operatorname{sec} \alpha = \frac{Hh}{b} \operatorname{sec} \alpha \dots\dots 102).$$

### § 163 Obliczenie ściągów poziomych.

Jeżeli ścięgi są przy jednym pasie, to całe parcie przenosi się na te ścięgi; jeżeli zaś ścięgi są na obu pasach, a nadto są jeszcze ścięgi pionowe na podporach, wtedy parcie wiatru rozdziela się na ścięgi górne i dolne. Parcie wiatru na belkę rozdziela się równo na ścięgi dolne i górne; parcie zaś na pomost i na pociąg przenosi się na ten pas, na którym leży pomost.

Oryginalny przy obliczeniu ściągów parcie wiatru stałe i zmienne, a więc parcie na belki i na pomost jako stałe, zaś parcie na pomost jako zmienne.

Obliczamy ścięgi pionowe jako belkę kratowa pozioma.

Mosty kratowe ielarne



ma. -

Dytanie, jak obliczai teiniki poziome o pasach aakry-  
wionych, a wiec wtedy, gdy nie sa one scisle poziome, syl-  
ko leza na jankiej powierzchni walcowej? -

W przyblizeniu moiemy je obliczai tak, jakby byly po-  
zisionymi. Winkler udowadnia do blizej i wykazuje, ze  
trzeba liczy wedle rownania.

Podoty = 6 siec d ..... 103).

gdzie  $P$  jest sila dzialajaca w przekroju nachylonej do  
poziomni pod katem  $\gamma$ . - Podoty jest wiec skladowa po-  
zisiona sily  $P$ ; jest ona taka sama, jaka bylaby w bel-  
ce poziomej bedacej w tym samym pozisionym teiniku poz-  
isionym.

Sily wewnętrzne dzialajace w teinikach wraz z silami po-  
zisionymi dzialajacymi na belke, daja nam w kazdym  
wielu wypadkach i skierunku pasow. - Z tego moiemy  
wyznaczy sily dzialajace w krzywiznach belki opornej.  
Je dodatkowe sily w pasach i krzywiznach sa  
bardzo male, tak ze moiemy ich nie uwzględniać.

### § 164 Wpływ obciazenia poziomego na teiniki poziome. -

Wskutek obciazenia most sie ugiina, a wiec pas dolny  
wydlnia sie, a gorny skraca; misza sie zatem teini-  
ki poziome takie wydlniać albo skracać. -

Postaja w nich wskutek tego materienia drugorzędne.  
zwiazcia wtedy, gdy teiniki sa podwojne nieoga one  
byc bardzo wielkie i dochodza 20-80% materien w pasach

Winkler oblicza dokladnie te materienia i dochod-  
zi do nastepujacego wyniku:



$$\left. \begin{aligned} \frac{P}{A} &= + \frac{A_1 \cdot \text{wt}^2 \cdot d}{A_1 + 2A \cdot \text{dost}^3 \cdot d} \cdot \frac{W+W'}{2A_2} \\ \frac{N}{A_1} &= - \frac{2A \cdot \text{wt}^2 \cdot d \cdot \text{dost} \cdot d}{A_1 + 2A \cdot \text{dost}^3 \cdot d} \cdot \frac{W+W'}{2A_2} \end{aligned} \right\} \text{---104)}$$

gdzie oznacza:

siłę działającą w przekładni ...  $P$ , jej przekrój  $A$   
 " " w rozporze ....  $N$ , " "  $A_1$   
 " " w pasie — " "  $A_2$

kat nachylenia przekładni do rozporu .....  $d$

siły przesłane się w ostatnim węzle na pasz wyzników:  $W, W'$ .

Gdybyśmy dodali do nateżeń powstałych wskutek wiatru nateżenia powstałe wskutek obciążenia pionowego i na tej podstawie obliczyli przekroje, to byłyby one znacznie większe niż są dotychczas wybrane. — Trzeba by zatem przyjąć większe nateżenia dopuszczalne; zamiast tego w praktyce nie uwzględniamy nateżeń wskutek obciążenia pionowego. —

Jeżeli urządzamy podwójne gibkie przekładnie i umieszczimy je na pasie ciągionym, to wskutek obciążenia obie przekładnie będą ciągione. —

Jeżeli zaś umieszczimy je na pasie cisnionym, to promierai nie mogą być cisnione, bo obciążeniu mostu wygna się: — Na pasie cisnionym należy więc darować przekładnie teje. —

Aby uniknąć nateżeń dodatkowych wywaja naszymi drin podwójnych na nity (w przekładniach) do połączenia z pasami tak, że przekładnie mogą być tylko cisnione, a na górze ciągione. — Sposób ten okazał się nie: dobrym, bo wiatr działa nieregularnie i wywołuje w ten sposób wstrząsanie; sposób ten został więc obecnie prawie całkowicie. —

Mógłby być na dołnym pasie teniki zwiste, s. j.



nieso dżurim, zaś na górnym pasie można by jeździć na-  
ciągnąć. Ale co do różnych przekładni niech się ma tak, jak  
z danymi podaliśmy. -

Na pasie górnym dążyć się to wyci, gdyżby tylko można  
naciągnąć tyle ile trzeba. -

Wobec powyższych uwag widzimy, że lepiej jest zawsze  
wyciąć przekładni teści. -

### § 165 Układy statyczne nierównocenne.

Skoniliśmy już otem, że jeżeli oprócz trójników pozi-  
omych i poprzecznych końcowych, są jeszcze trójniki po-  
poprzeczne pośrednie, to układ szaki jest statycznie  
nierównocennym. -

W praktyce oblicza się trójniki końcowe szaki, jak gdyby  
nie było trójników pośrednich; zaś pośrednie tak, jak gdy-  
by nie było trójników końcowych. - *przezmyśl!*

Wskutek tego wypadają nieco różnice, są wielkie; można  
by więc wobec tego przyjąć w takim razie nieco większe natę-  
żenie dopuszczalne. -

Zwrócić musimy uwagę na to, że i sam pas opiera się  
napięciu poziomemu belki, co zwrócenie jest uwagi opod-  
nież przy małych mostach (n.p. przy dirigarach  
skrytych). Tam tegoż pasów może być wystar-  
czy, że trójniki poziome są rzedne. -

Przy większych mostach wpływ tegoż pasu jest bardzo  
mały (1 do 2%). - / 17/11

### § 166 Ciężar trójników pionowych i poziomych.

Winkler wyznaczył teoretycznie ciężar trójników piono-  
wych i poziomych, a następnie na podstawie wykona-



nych mostów obliczyć współczynniki ustrojowe. - Otrzymamy następujące wzory na ciężar rzeczywisty:

a) Techniki poprzeczne (pionowe)

1) Pomost u góry ..... kolej jednotorowa:

Ciężar wraz z rozporami:  $g = 28 + 9h + 0.7h^2 \text{ kg/m} \dots\dots\dots 105).$

Jeżeli opuszczamy techniki poprzeczne pośrednie, to g. obejmuje tylko ciężar technik poprzecznych końcowych i wynosi:

$g_1 = (3.9 + 0.43h + \frac{145}{l}) h_0 \text{ kg/m} \dots\dots\dots 105a).$

przy czym  $h_0$  oznacza wysokość belki na podpórce. -

Dla mostów dwutorowych należy  $g$  i  $g_1$  zwiększyć o 45%

Mosty drogowe, wysokość belek głównych do 5m, ciężar bez rozpor dolnych:

techniki poprzeczne na całej belce końcowe

belka równoległa	$g = 15b \text{ kg/m}$	$g = 7b \text{ kg/m}$	} 105b).
" paraboliczna	$g = 13b \text{ "}$	$g = 4b \text{ "}$	

gdzie  $b$  jest odstępem skrajnych belek głównych. -

Dla wyższych belek trzeba dodać:

przy belce równoległej	$0.44(h-5)^2 \text{ kg/m}$	$0.24(h-5)^2 \text{ kg/m}$	} 105c).
" " parabolicznej	$0.29(h-5)^2 \text{ "}$	$0.05(h-5)^2 \text{ "}$	

Na ciężar części ślizgających do przytwierdzenia trzeba dodać do wyrostków:  $18h \text{ kg/m}$ . -

2) Mosty ramkowe pomost dołem.

techniki poprzecz. z rozporami      końcowe bez rozpor

Kolejowe jednotorowe	$g = 13h \text{ kg/m}$	$5h \text{ kg/m}$	} 106).
" dwutorowe	$g = 20h \text{ "}$	$8h \text{ "}$	
drogowe	$g = 2.6bh \text{ "}$	$1.0bh$	

gdzie  $b$  oznacza odstęp belek głównych skrajnych. -



Do tego trzeba dodać na blachy kalowe dołu średnio 35 kg/m  
3) Mosty otwarte.

$$g = 14h \text{ kg/m} \dots\dots\dots 107).$$

### b) Terniki poziome.

Tu obliczamy tylko ciężar przekładni, bez porówny zaliczamy do terminików pionowych.

Trzeba także sam ciężar noża gibkie przekładnie, jak tezie - wobec tego dla obliczenia ciężaru nie będzie myślenia osobnych wzorów.

#### 1) Kolej jednostopowa.

terminiki na	poziome	góra	$g = (0.67 + 0.079h)l + 11 \text{ kg/m}$	} \dots\dots\dots 108).
jednym pa-		dołem.. h < 6 m...	$g = (0.77 + 0.048h)l + 11 \text{ "}$	
siem		dołem.. h > 6 m.	$g = (0.51 + 0.079h)l + 11 \text{ "}$	

terminiki na	poziome	góra	$g = (0.64 + 0.044h)l + 11 \text{ kg/m}$
obu pa-		dołem.. h < 6 m...	$g = (0.67 + 0.013h)l + 11 \text{ "}$
sach		dołem.. h > 6 m...	$g = (0.49 + 0.044h)l + 11 \text{ "}$

Terniki poboczne  $\dots\dots\dots g = (0.040 + 0.059h)l \dots\dots\dots 108a).$

Trzeba pamiętać, że przekroje nie mogą być mniejsze poniżej pierwszej granicy, a zatem ciężar nie może być mniejszy niż 18 kg/m.

#### 2) Mosty dwutorowe.

Dla mostów dwutorowych wzory są te same, tylko należy zwiększyć ciężar o 18%.

#### 3) Mosty drogowe.

Jeżeli szerokość mostu nie jest wielka, to możemy



nizszych samych murów co dla mostów kolejowych, tylko zamiast dodajnika 11 należy wstawić 3.5. -  
Najmniejszy ciężar może być tu:

$$g = 15 \frac{b}{c} \text{ kg/m} \dots\dots\dots 109).$$

gdzie  $b$  jest odstępem belek skrajnych, zaś  $c$  odstępem wzdłuż, w których utwierdono teiniki poziome. -

Jeżeli wysokość belki jest zniszczenia, to wprowadzamy średnią wysokość. -

Ciężar rozpor wynosi:

mosty kolejowe	jednosporowe ...	$g = 8 + 2h$	kg/m	} ... 110).	
"	"	dwusporowe ...	$g = 12 + 3h$		"
"	drogowe	.....	$g = 32(1 + 0.25h)/(1 + 0.33b)$		

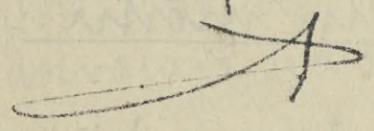
§ 167. Ciężar teiników nachylonych do poziomu. -

Jeżeli teiniki nie leżą w płaszczyźnie poziomej, to jak wiemy dla wyznaczenia natężenia masywny siły pomnożyć przez sieć kąta nachylenia teiników do poziomu. -

Jeżeli przeprowadzimy obliczenie dla teiników tak jakby były poziomymi, to otrzymamy następujące wyniki wedle Winklera:

$$g = g_0 \left( 1 + \frac{7.2 a^2 c^2}{(a^2 + b^2) l^2} \right) \dots\dots\dots 111).$$

gdzie  $g_0$  jest ciężarem teiników, gdyby były poziome;  $c$  odstępem wzdłuż teiników;  $a$  wzniesieniem przekątnej na osi mostu;  $b$  szerokością mostu.





§ 168. Ciężar terminów poprzecznych i poziomych.  
(według Velflika)

l	mosty drogowe: b = 6m		mosty kolejowe b = 4,70m	
	terminy poziome dolne: Kgf/m	termin. poz. górne K termin. poprz.: Kgf/m	terminy poziome nie dolne: Kgf/m	termin. poz. górne K termin. poprz.: Kgf/m
16	20-30	—	60-70	—
20	25-36	—	64-74	—
25	30-42	—	68-78	—
30	36-48	—	72-82	—
35	40-51	—	76-88	—
40	48-55	60-73	80-91	40-70
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

§ 169. Ładowanie mostu.

Obciążenie mostu na przyczółkach mobilizacji



jni przy mostach blaranych...  
Tu tylko powiemy sów pare o:

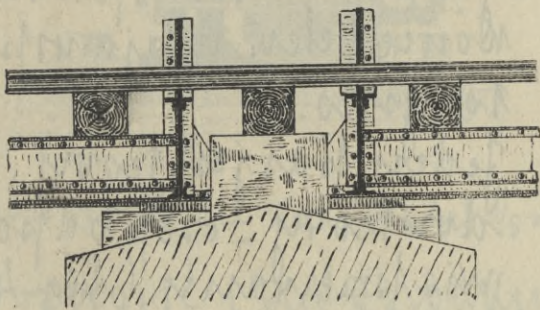
### 14/IX Połączeniu belek nad filarami.

Przy małych rozpiętościach zwykle odstęp belek górnych jest tak mały, że szyna przechodzi bez podparcia. Przy większych rozpiętościach z powodu znaczniejszej szerokości filaru i długości torystka, może być odstęp belek za duży.

Dla podparcia szyny mamy kilka sposobów:

1. Między końcami belek budujemy mur, który ze

Fig 436

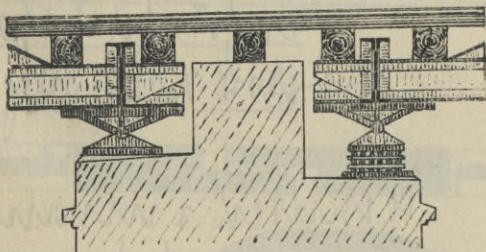


Most na starym Renie pod Greithausen 1/40 n.w.

względem na wstrząszenia nie może być zbyt wysoki, a na nim układamy podkład poprzeczny który podiera szynę: n.p. most na Renie pod Greithausen (fig. 436)

2. W przednimieniu belki dajemy wsporniki dla podparcia pośrednich podkładów n.p. figura 437.

Fig. 437.



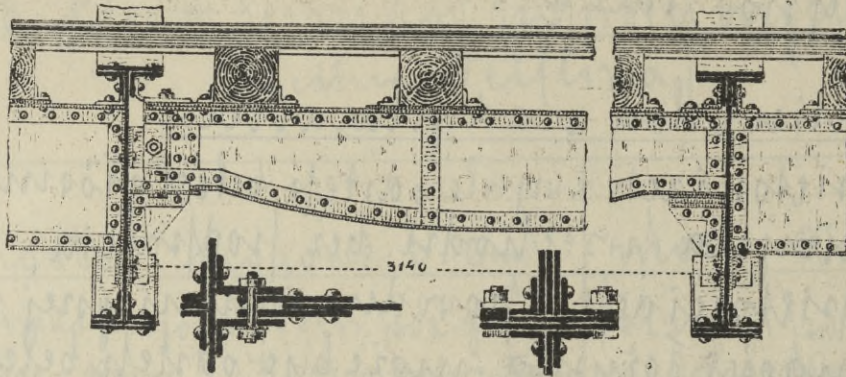
1/60 n.w.

(z Kleinzerlinga: Brücken der Gegenwart)

3. Między skrajnymi poprzecznymi urządzeniami podkładnicze, które pozwalają na obrót poprzecznic skraj-  
arkusz XXXIII  
Mosty wrotowe i elarne



Fig. 438.

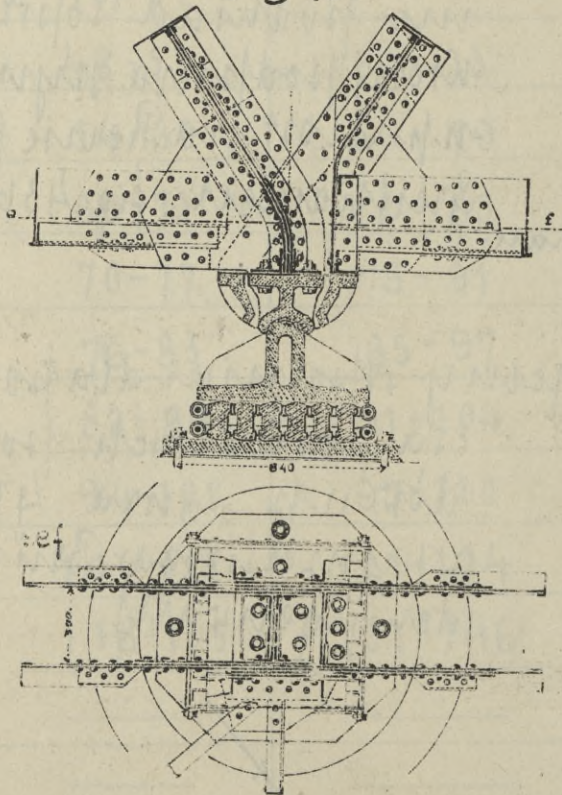


Most na Wiśle pod Toruniem 1/30 i 1/15 n.w.

aby możliwe było przesunięcie względne (driniry podinirnef.)

4) Przy kolei berlińskiej przy moście na Sprewie oba

Fig. 439.



Most na Sprewie 1:30  
(Zeitschr. f. Bauwesen 24 tab 8)

konice belek mają wspólne łożysko. -  
Jeden pas jest teorty, drugi dłużej teorty - czoł. odpowiednio przerobiony (fig. 439), tak, że każda część osobno może się obracać około osi.

5. 169. Wyrównanie długości przy zmianie ciepłoty dla mostów kolejowych.

Wskutek zmiany ciepłoty, następuje zmiana długości mostu, a skutkiem tego na

konicach mostu powstają znaczne sprężyny. -  
Przy małych mostach rozdziela się to na trzy =

nych przy ugięciu mostu n. p. most na Wiśle pod Toruniem (fig. 438).

Jeżeli łożyska są ruchome, to musi być urządzenie,



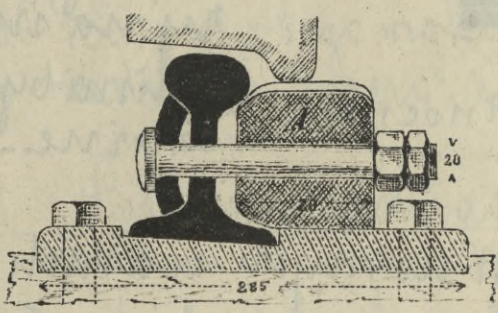
stkie styki pomiędzy szynami, a reszta są te szneli-  
my małe; przy większych mostach potrzeba osobne-  
go urządzenia.

§ 170 Dokładka mostowa (Schienenanschlag).

Mamy roz małe rodzaje dokładek:

1) Dokładka z podporą n.p. fig 440 przedstawia nam

Fig. 440



most na Morze Koło Hedel w Holandyi z takim  
urządzeniem;  
Obok szyny umieszcza  
się stalowa podpora A,  
na której opiera się  
obrzezie koła.

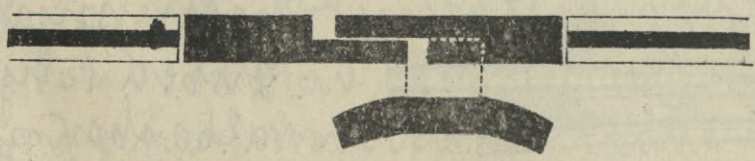
Most na Morze Koło Hedel 1/5 n.w.

co się wznosić i być wrodku tak wysoka, aby koło wno-  
siło się ponad szynę.

Ta dokładka nie jest dobra, bo wywołuje wstrząs nie-  
nia, jeżeli obrzezie jest szystem, albo gdy w podkłod-  
ce wyrobi się rowek, co zwykle szybko następuje.

2) Dokładka nakładkowa

Fig. 441.



Miedzy zwykłe szyn-  
y wstawia się spł-  
cyalnie do tego  
służące szyny  
dokładkowe stalo-  
we.

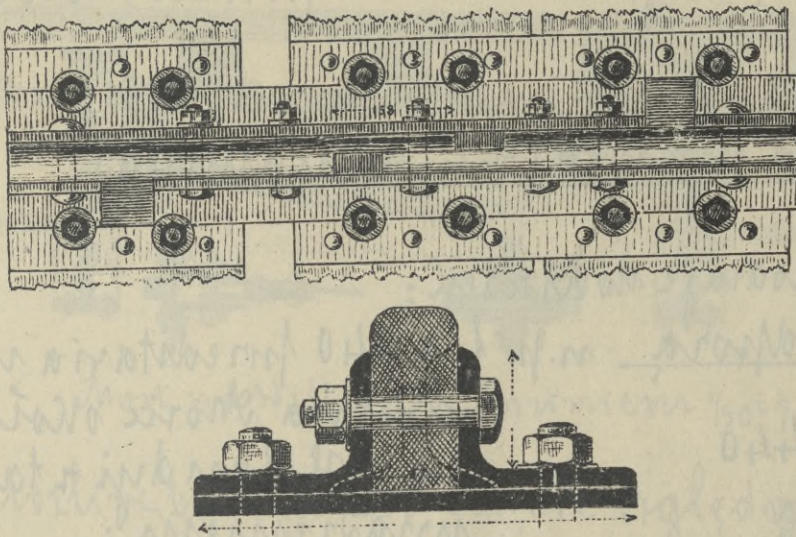
Fig 441 przedstawia rzut poziomy dokładki.

Dla zabezpieczenia przeciw wykojeniu daje się  
odbojnice (Leitschiene).

Na Kolei północnej niżej Herrmann syn o



Fig. 442.

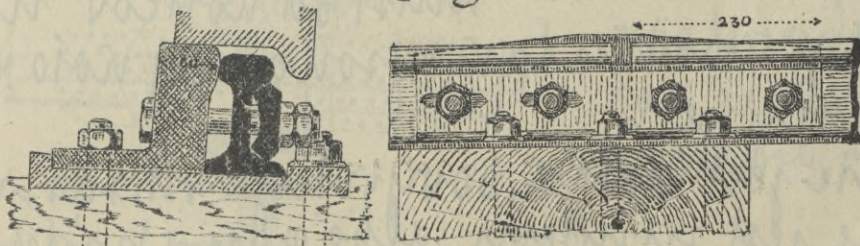


Most na Drinacji Kolei północnej  
1/10 i 1/5 n.w.

przekroju pro-  
stokątnym  
(Fig. 442). -  
Główny telera  
między dwie:  
na kątówka-  
mi, które prze-  
składają  
przewócenia  
nie sym. - Dru-  
ry na śruby  
miska by' pro-  
dlinie.

3) Dokładka z Tubkami. - W wronych

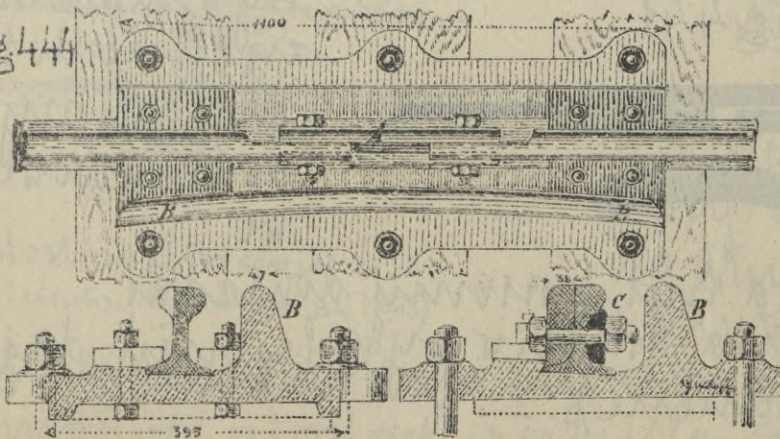
Fig. 443



Most na Waal pod Bommel Holandyi  
1/75 i 1/10 nat. w.

czasach skon-  
struował Paulus  
osobne  
Tubki z wa-  
lające na wy-  
cie wykrych  
sym. -  
Te Tubki pod-  
pierają kolo  
przy przejściu  
ponad sty-  
kier: sym.  
Tubek leży,  
albo obok sym.  
ny o całym  
przekroju n.p.  
most na Waal  
pod Bommel

Fig. 444



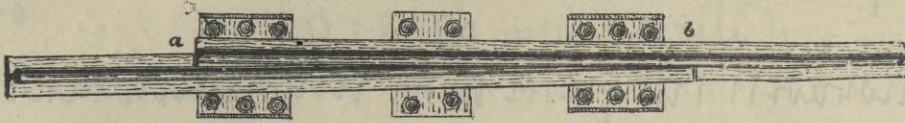
Kolej połudn. austr (Paulus) 1/15 i 1/10 n.w.



w Holandyi (fig 443 str. 260), albo części głowy szyny jest obcieta n. p. fig 444 str. 260. -

4 Dokładka żeliczna W blizie szeregów obrótłacie iglicy niebedziemy tu wchodzić, gdyż należy to do Budowy Kołei żelaznych

Fig. 445



wiadukt Weida (ze szkicu)

(porozjadach). Taką dokładkę na wiadukcie Weida przedstawia fig 445. -

Sposób ten jest z tego względu dobry, że między szynami niema żadnych przerw, któreby wywołaly wstrząsienia. -

### § 171 Położenie dokładek.

Przy mostach jednoprzestorowych dajemy dokładkę na jednym końcu mostu; można ją umieścić albo na samym moście, albo na murze żwirowym, albo przy tym murze na szlaku. -

Pierwszy sposób nie jest dobrym, bo wstrząsienie wywołane przejazdem koła przez dokładkę przenosi się wprost na most; drugi sposób wymaga zwiększenia grubości muru żwirowego, a nadto mur wiele cierpi wskutek wstrząsienia. -

Najlepszym jest trzeci sposób, bo wymaga tylko słabszego utrzymania żwiru. -

Jeżeli podkład poprzeczny spoczywa na murze żwirowym, można dokładkę tam umieścić, gdyż wtedy wstrząsienia przenoszą się za pośrednictwem podkładu, co w tym nieco na ich zmniejszenie. -

Przy mostach wieloprzestorowych dajemy podkładki na filarach, jeżeli jest bardzo szeroki; jeżeli dajemy

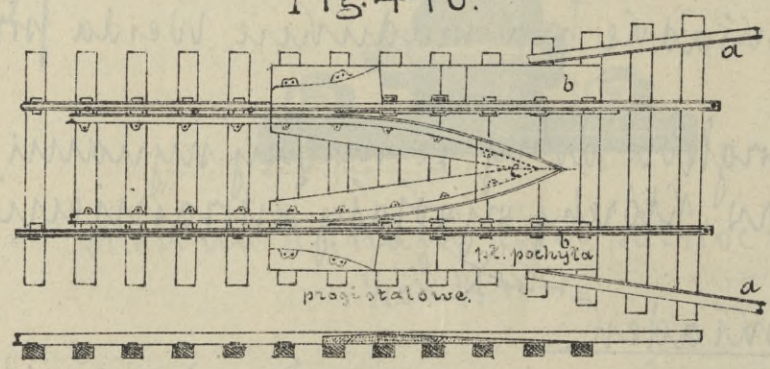


je na wspominkach tworzących przedzielenie podłaznic, albo dajemy je także w ostatnim przedziale. -

§ 172 Urządzenie przeciw wykołajeniu się pociągu przed mostem. -

To urządzenie wprowadził inżynier kolei niderlandzkich:

Fig. 446.



Urządzenie inż. Posta  
(Les Annales des Travaux  
Publiques 91 r. str. 136)

Post.  
Zabezpiecza ono przed wderaniem parowozu w belkę w razie, gdyby pociąg wykołaj się przed mostem. Pociąg przed mostem łatwo może się wykołaj, gdyż nadzysz osia-

da się, a przyróbek jest prawie stałym; powstaje więc zapobiegienie, które może być przyrządkiem wykołajenia. -  
Przyrząd inż. Posta (fig 446) nie zapobiega właściwie wykołajeniu, tylko wprowadza wykołajony parowóz na tor za pomocą kierownic a, a i odpowiednich równi pochylonych b, b i c. -

§ 173. Wyrównanie wysokości. -

Przy mostach o pomoście górą może się podnieść pomost do góry wskutek zmiany ciepoty (jeżeli belki są wysuszone) tak, że może powstać niebezpieczny próg, który jest niedopuszczalny przy mostach kolejowych. -



Jeżeli przyjmiemy przyrost ciepłoty o  $40^{\circ}C$ , a współczynnik rozszerzalności dla żelaza  $0.000012$ , to wysokości progu wynosi:

$$\begin{aligned} \delta &= 0.000012 \times 40 h \text{ mm} \\ \text{albo } \dots \dots \delta &= 0.48 h \text{ mm (jeżeli } h \text{ w metrach)} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \delta &= 0.000012 \times 40 h \text{ mm} \\ \text{albo } \dots \dots \delta &= 0.48 h \text{ mm} \end{aligned}} \right\} \dots 112).$$

Stawk dla:

	$h =$	5	10	15 m
jest	$\delta =$	2.4	4.8	7.2 mm

Przy małych mostach następuje wyrównanie przez ugięcie podkładów - przy większych mostach trzeba osobnego urządzenia t. zw. belki wahadłowej.

Ponieważ znaczne wysokości mamy zwykle przy mostach żelaznych, więc zwykle tam spotykamy się z belką wahadłową.

Teżto kształt belki a połączenia przegibnie z belką główną i przycięciem (fig 447 str 264) n. p. przy wiadukcie nad stacją pod Ginstina w Tyrolu.

Jeżeli zezwalamy na nachylenie toru do  $1\%$ , to jeżeli oznaczymy długość belki wahadłowej przez  $l$ , a wysokość belki górnej przez  $h$ , to

$$0.001 l = 0.00048 h$$

$$\text{więc } \dots \dots l = 0.48 h \quad \left. \vphantom{\text{więc } \dots \dots l = 0.48 h} \right\} \dots 112a).$$

Stawk dla:

	$h =$	5	10	15 m
jest	$l =$	2.4	4.8	7.2 m

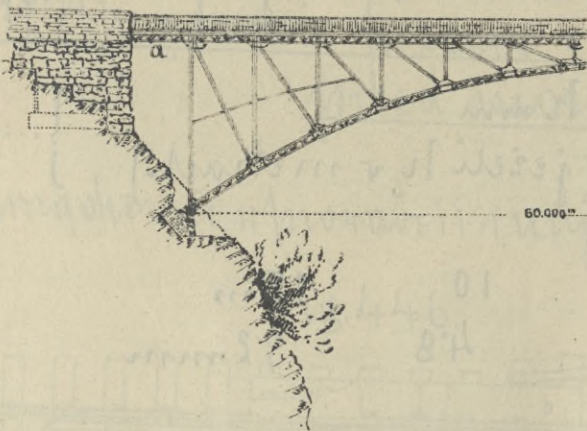
Połączenie z oślatnia poprzecznicą musi być tego rodzaju, aby możliwy był mały obrót;

drugi koniec na murze spoczywa na zwykłym kołyszku nieco zaokrąglonym.

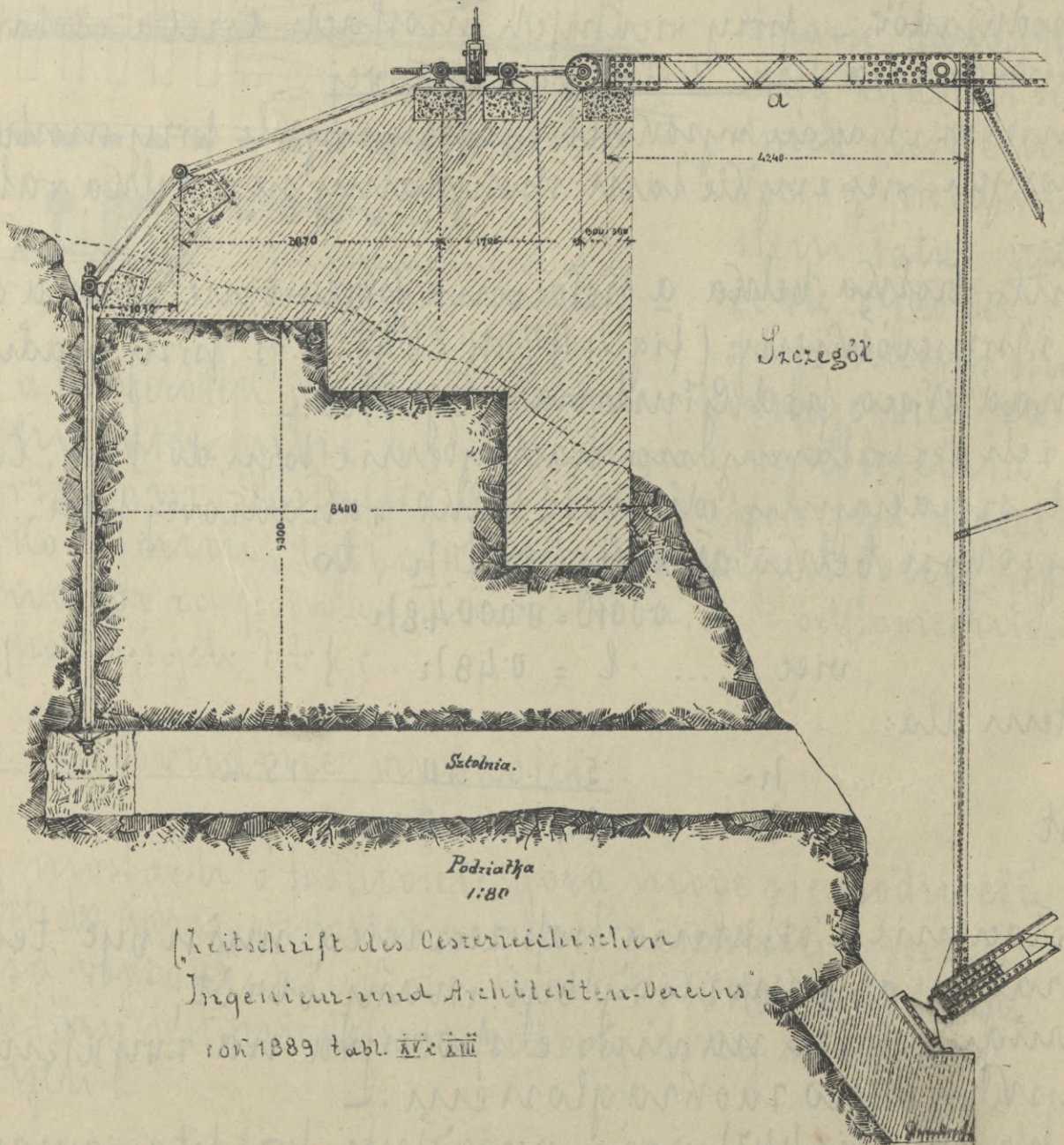
Na str 264 (fig 447) widać z przegibem przedstawia nam to.



Fig. 447.



Mostielanny  
drogowy  
nad wiaduktem Noca  
pod St. Guistina



(Zeitschrift des Oesterreichischen  
Ingenieur- und Architekten-Vereins  
von 1889 tab. XV & XVII)



## § 174. Terminy poprzeczne przy mostach ukosnych. -

Terminy poprzeczne dajemy zawsze prostopadłe do osi mostu. -

Przy mostach łukowych i o belkach z pasem górnym zakrytym, sprawia trudności umieszczenie terminów prostopadłe do osi mostu, gdyż wysokości belek nie jest ta sama; musi więc terminy po jednej stronie wystawać ponad pas. -

Prasem, jeżeli różnica wysokości belek jest znaczna (ma to miejsce gdy ukos jest silny n. p.  $40^\circ$ ), musimy dać terminy poprzeczne ukosnie do osi mostu. -

## § 175 Mosty wspadnie. -

Jeżeli most jest wspadnie, to śpięsy mogą być albo pionowe, albo prostopadłe do linii spadku. -

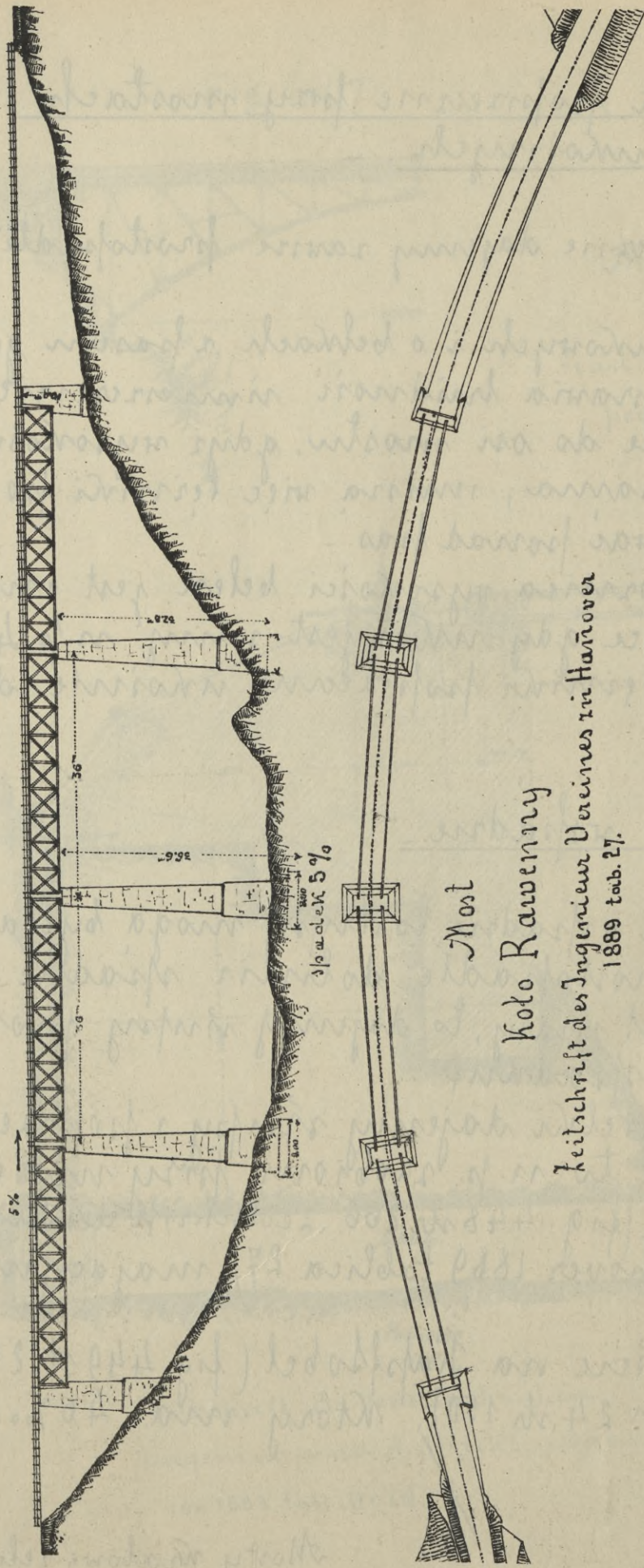
Jeżeli spadek jest mały, to dajemy śpięsy prostopadłe do linii spadku;

jeżeli zaś jest wielki dajemy śpięsy i poprzeczne pionowe, jak to n. p. zrobiono przy moście Koło Rawenry (fig. 448 str 266 „Zeitschrift des Ingenieur Vereines in Hannover 1869 tablica 27), mającym 5% spadku;

lub przy moście na Hapsfel (fig. 449 str 266 „Le Genie Civil tom 24 str 150), który ma 46% spadku. -

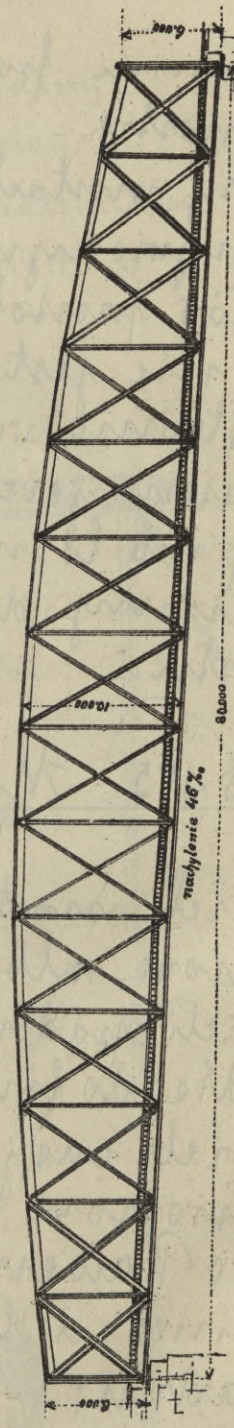


Fig. 448



Most  
 Kolo Rawenny  
 Zeitschrift des Ingenieur Vereines zu Hannover  
 1889 tab. 27.

Fig. 449



Most na Skopsfobel 46% ospadku (Genie Civil tom. 24 str. 150)



# XIX Filary żelarne.

## § 176. Ustrój filarów.

Rozróżniamy następujące rodzaje filarów:

- 1). Filary słupowe (Säulenpfiler)
- 2). " ścienne (Wandpfiler)
- 3). " wieżowe (Thürmpfeiler)

Te filary oprócz tego mogą być:

- a). stałe (Standpfiler)
- b). śrubowe (Schraubpfiler)
- c). wieńcowe (Bündelpfeiler)
- d). rusztownicowe (Gerüstpfiler)

Co do materiałów mogą one być żelaza łamego, kutego lub ze stali. -

## § 177. Filary słupowe z żelaza łamego.

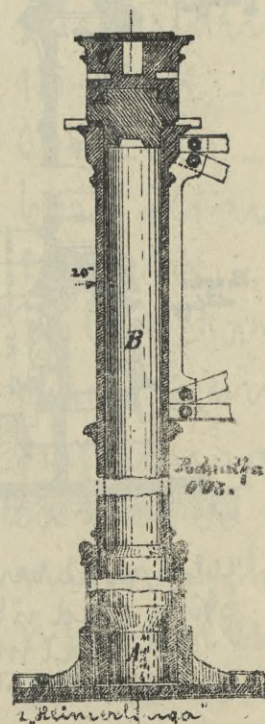
### a) Filary słupowe stałe.

Filary słupowe mogą się składać albo z jednego słupa, albo z kilku, które ułożone są w takim razie w jednym rzędzie. - Wzywamy ich

dla mniejszych wysokości 3-6 m. robimy je z żelaza łamego o przekroju równym, którego średnica zewnętrzna wynosi 20-40 cm. -

Taki słup składa się z trzech części: z podstawy A, słupa właściwego B i głowicy C (Fig. 450). -

Fig. 450



Filar mostu kolejowego  
w Osnabrück



Połaczenie tych części następuje za pomocą czołpów. -  
 Świeży głowice, a śręty dajemy zawsze sztywnie otwierana celem  
 równomiernego rozdzielenia ciśnienia na śręty. -

Grubość ściornki wynosi najmniej 20-25 mm. -

Aby grubość ściornki była jednostajna, misra śręty  
 być łanie stojące. -

Jeżeli kilka śrętów znajduje się w jednym rzędzie łacuj-  
 my je u góry masą. -

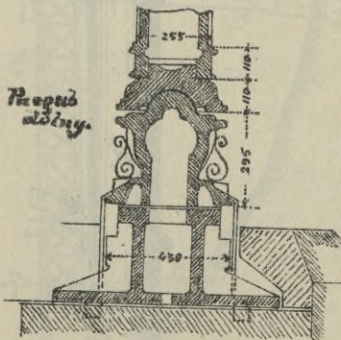
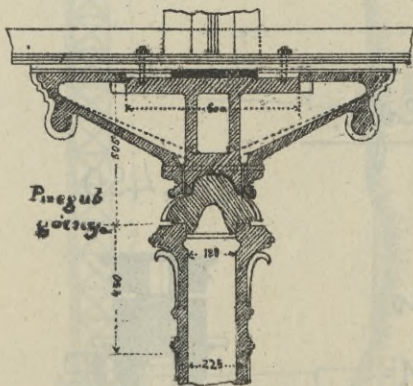
Filary łanie nierzadko są dla mostów kolejowych i dro-  
 gowych w miastach, gdzie zabierają mało miejsca. -

Fig. 450 przedstawia śręty mostu kolejowego w Osnabrück.

### (B) Filary śrętowe wahadłowe. -

Wskutek zmiany ciepłoty rozszerza się most zwiększ-  
 on szerokości; powstają więc siły poziome, które działają  
 na filar. -

Fig. 451.



Filar kolei berlińskiej nad rł. ces. Wilhelma (Heinrich atlas)

Aby umożliwić przesunięcie robimy filary wahadłowe. -

Połaczenie głowicy i podstawy ze śrętami jest przeguborem n. p. figura 451. -

Jestto filar kolei berlińskiej nad rł. ces. Wilhelma. -

### (S 178) Filary śrętowe z żelaza kritego. -

Śręty żelaza kritego mogą być albo śrubowe (fig. 452 i 269), albo ustawione na równym fundamencie i za-  
 kotwione. Figura 453 przed-



Fig. 452.

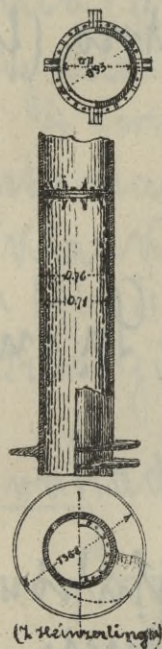
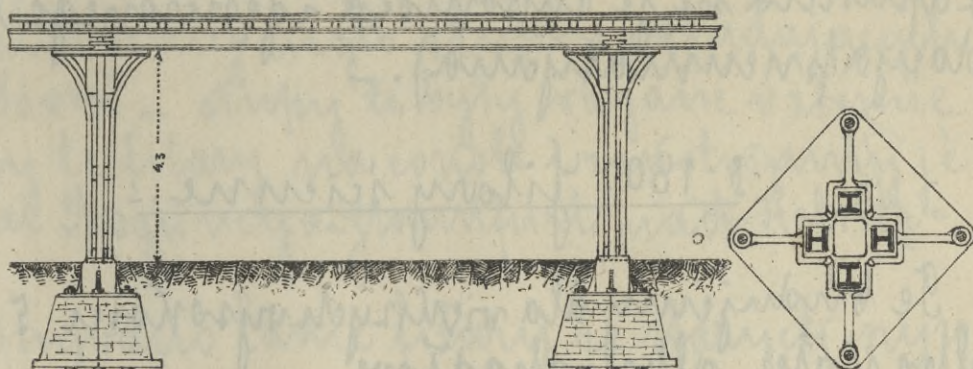


Fig. 453.

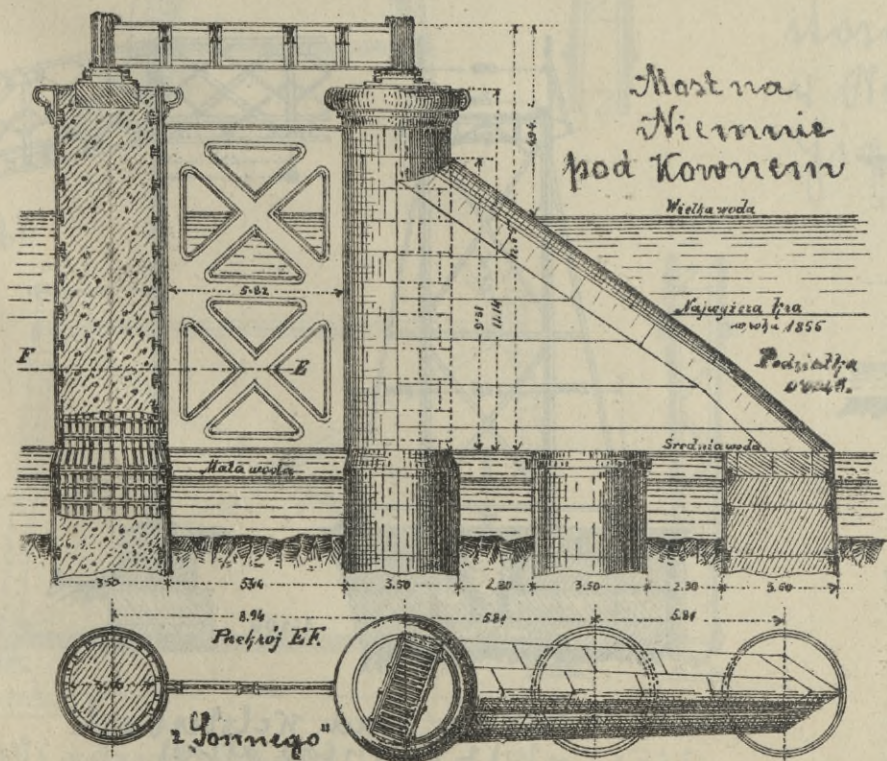


Kolej uliczna w Nowym-Jorku  
(z Heimerlinga atlas)

stania kolej uliczna w Nowym-Jorku  
 Żyłwy tego rodzaju używane są do wysokości  
 10 m. Grube słupy mają przekrój ko-  
 listy, zresztą mogą być najrozmaitsze; stacje z ka-  
 tówek, iówek i.t.d.

§ 179. Żyłwy rurowe.

Fig. 454.



Żyto rurowe z czoła-  
 za lancęgo o wiel-  
 kiej średnicy.  
 1.5-3.5 m, - wysokości  
 0.75-2.0 m. - grubo-  
 ści ścianki:  
 2.5-5 cm.

Kilka takich  
 rur (betonów) ka-  
 cymy są po ni-  
 ca żebec i wypeł-  
 nianym betonem  
 n.p. most na  
 Niemnie pod



Thornem fig. 454. -

Dla mostów dwutorowych potrzeba takich słupów 2-6. -  
Zapuszczona się je w pionie, w gęstym powietrzu (fin-  
slawca przeciwna). -

## § 180. Filary ściennne. -

Te budujemy dla większych wysokości 5-30m. Są one  
albo stare, albo wahańowe. -

### a) stare. -

Stare filary składają się z dwóch, albo więcej słupów  
pionowych, wahańowe zaś z słupów pochylonych. -

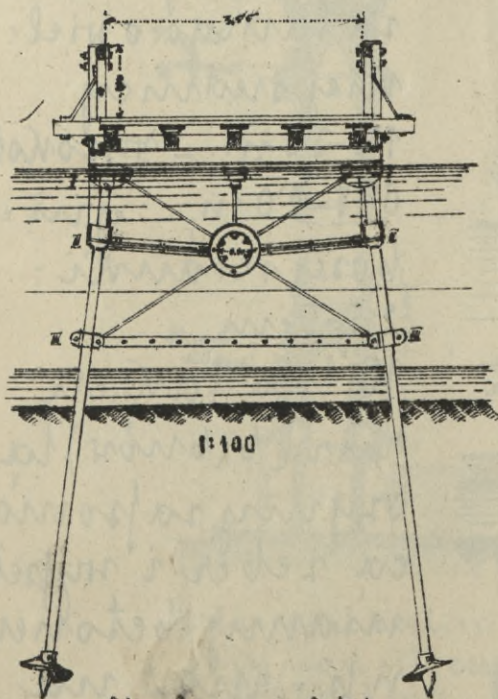
Kilka słupów połączonych wata, stanowi filar. -

Dawniej robiono te słupy z żelaza łamego i łacno-  
no je wata z żelaza kutego. -

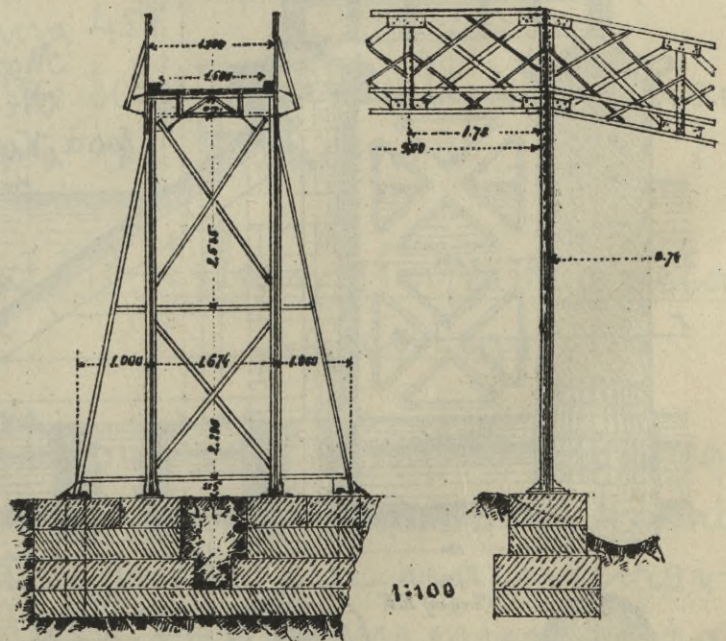
Moga być także wycpane słupy żelazne długości  
4-10m; - średnicy 10-15cm; - wycpane na

Fig. 455

Fig. 456



Most nad Wima  
(Gonnetest)



Most nad Kelterbach  
(2 Gonnetest)



2-3 m. do ziemi i położone krzyżem n.p. most nad  
Winną (fig. 455) niedaleko Bremy. -

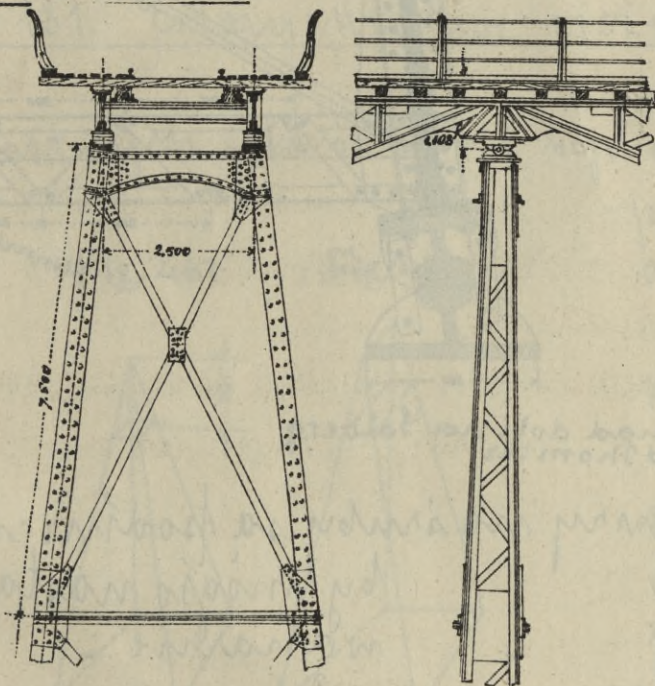
Przy kolei Łankawickiej wzięto słupów składających  
się z 4 kwadratów - słupy te były wbijane w ziemię. -

Często stawiały te filary na cokole i rozstawiały je  
n.p. wiadukt kolei Szwajcaryi - Frankfurt nad Helster-  
bach (fig. 456). -

W Grecyji wykonywano także filary ze starych ryzn. -

### b). wahadłowe. -

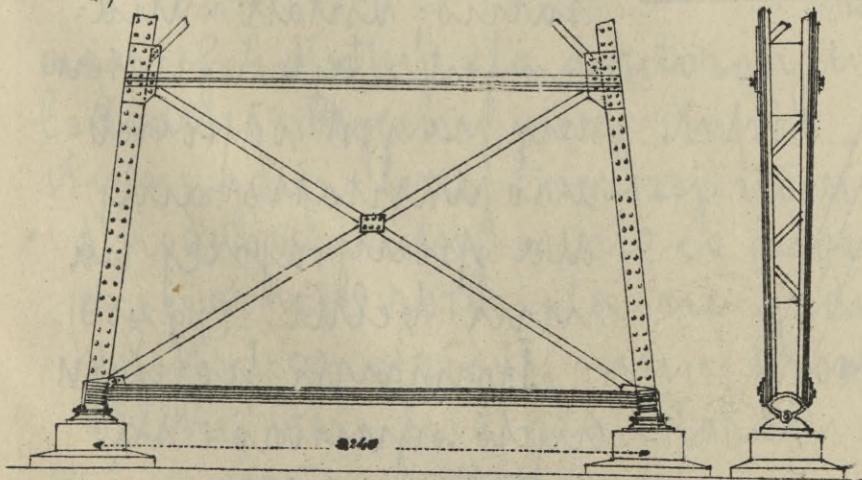
Fig. 457a



Dla większych wysokości  
dobre jest urządzić po-  
łożenie przegubne, <sup>na doł i w górę</sup> gdyż  
przebiegi minikamy  
nateżeni drugorzędnych  
w belce górnej i w fi-  
larze. -

Pierwsze filary tego  
rodzaju zostały za-  
stawiane nad Lysa  
w Norwegii (fig. 457a i b)  
fig. 457 b przedstawia  
srengi tego fi-  
laru w dołku. -

b).



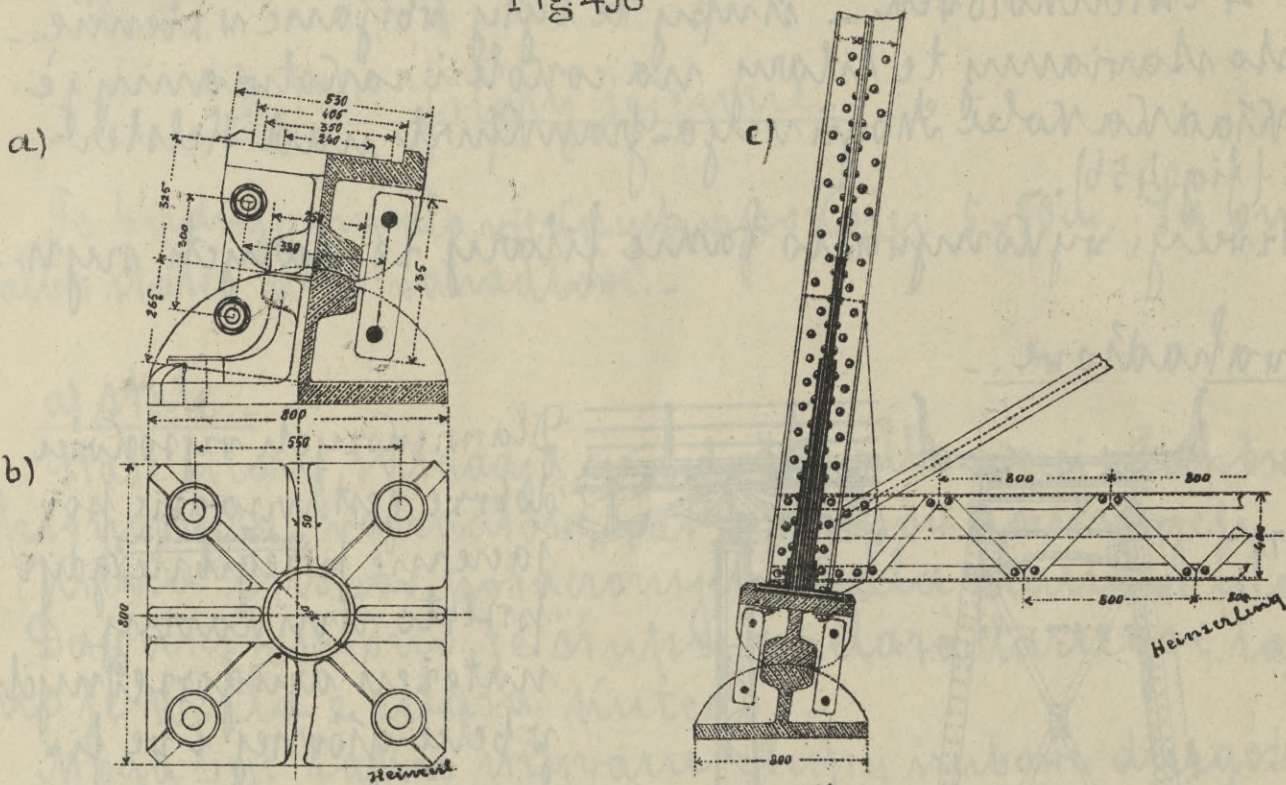
Wiadukt nad Lysa w Norwegii  
(z Heimelinga)

Na figurze  
458 przedstawio-  
ne jest tożysko  
podobnego fila-  
ru nad dolina  
Golberg pod Thom-  
ter w Norwegii. -  
Wahacz z Kadu =



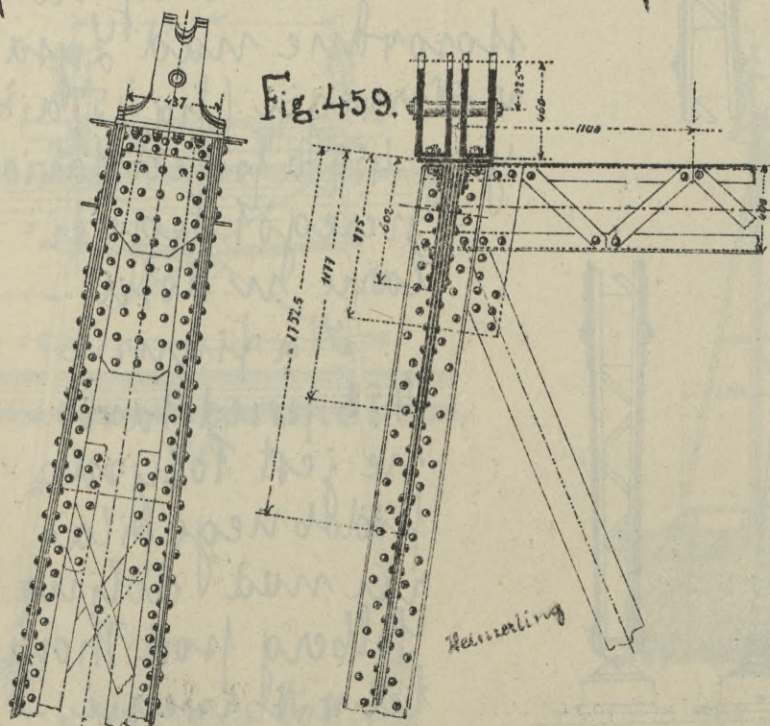
ben rozłożony jest rozpięta dłu wteq, gdyż w takich fila-  
rach możliwym jest ciągnięcie; mógłby zatem wahać

Fig. 458



Wiadukt nad doliną Solberg pod Thomter

spasi z kadłuba. - Dłiny na śruby są podłużne, aże-  
by mógł nastąpić wahać.



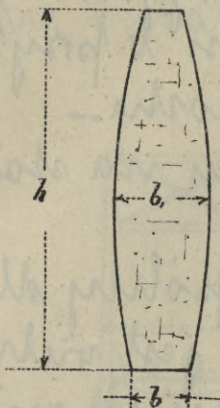
Wiadukt pod Thomter (górnym przegub)

Górnym przegub wykonany tak samo; kształt waha-  
ca jest o tyle odmiennym, że jest odpowied-  
nie ukonstruowany dla spoczywającej na  
nim belki. (Fig. 459).

Stosunki powyższych wyników są  
zwykle takie:



Fig. 460.



$$b_1 = 0.036h \dots\dots\dots 113).$$

Winkler oblicza, że przy równej szerokości ma być:

$$b = 0.25b_1 \dots\dots\dots 113a).$$

co jednak jest za mało. -

### § 181 Filary kratowe wieżowe. -

Wzrost tych filarów może być dwójaki, albo ostrosłupa ściętego (fig. 461), albo obelisków (fig. 462). -

Fig. 461.

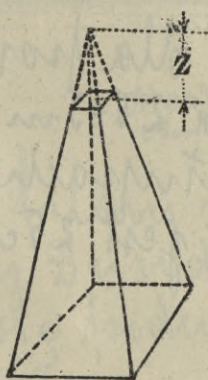
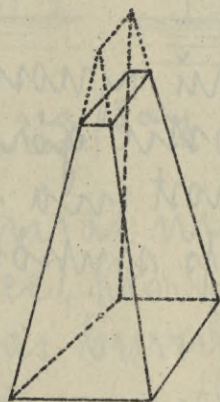


Fig. 462.



Robimy je do wysokości 20 - 125 m.

Wkładają się one w śłupów i kraty. Każdy śłup jest zakotwiony w murze fundamentu. -

Dla kolei jednokorowych dajemy naj-

częściej 4 śłupy, dla dwukorowych 6 śłupów. -

Czasami dajemy więcej śłupów. Najlepiej dawać 4 śłupy, gdyż przy większej ilości śłupów:

- 1) środkowe śłupy mało co wiosa
- 2) ciężar nie rozdziela się jednorodnie
- 3) jest więcej węzłów (mniej prosty węzół). -

Belki, które leżą na filarach są zwykle dobrze para-



boliane, gdyż są mało wyrotne ze względu na parcie wiatru, a zmiana wypiętki nie psuje dobrego wyglądu mostu.

Najkorzystniejszy odstęp filarów wynosi w przybliżeniu 10 $\delta$ , jeżeli  $\delta$  oznacza szerokość mostu.

Przy bardzo wysokich filarach ze względu na statystę dajemy mniejszy odstęp filarów.

Fundament pod filarem dajemy wspólny dla wszystkich stępów, jeżeli odstęp stępów nie jest wielki.

Przy większym odstepie stępów i dobrym gruncie dajemy osobny fundament dla każdego stępa.

Dla większej statysty pochyła się ściana czołowa filaru  $\frac{1}{12} - \frac{1}{6}$ , boczną  $\frac{1}{48} - \frac{1}{24}$ .

Główna szerokość czołowa filaru zależy od długości łodzi. Przy belkach ciągłych wystarczy 1-1,5 m; przy belkach w łodzi punktach podpartych trzeba nieco większej rozpiętki.

Szerokość poprzeczna filaru wynosi dla pomostu dołem: 4-5,4 m, dla pomostu góra 2,5-3 m.

Jeżeli belki nie leżą wprost na stępach, tylko na poprzecznicach, to odstęp stępów jest 25 cm większy od szerokości mostu.

Winkler przyjmuje:

$$z = 30 + \frac{1}{2}h \quad (h \text{ wysokości filaru}) \cdot 114).$$

z czego wynika nachylenie ścian.

### § 182 Filary wieżowe z żelaza łanego i mieszane.

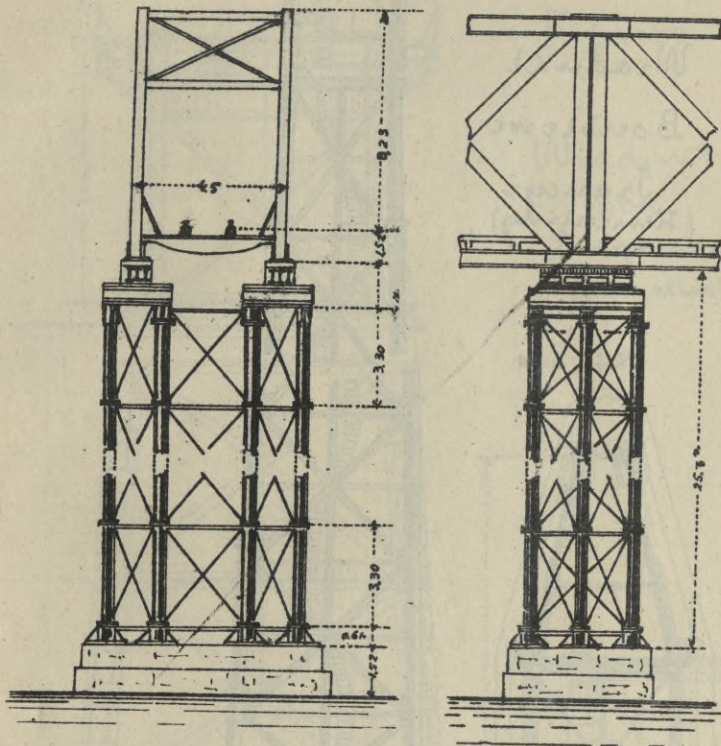
Filary wieżowe mogą być z żelaza łanego; łanego i wutego; wreszcie tylko z wutego.

Stopy są przeważnie pierścieniowate, o średnicy 22-50 cm, wewnątrz próżne, lub wypeł-



nione żwirem, albo betonem dla zwiększenia ciężaru i stałości. -

Fig 463

Most na Tay  
(Gonne trest)

Z początku  
wzrostło fi-  
larów z iela-  
za larego;  
po niej za-  
częto wycia-  
fiarów o stro-  
ju nierównym,  
wzrostły, i  
słupsy z iela-  
za larego ta-  
cuno krata  
z ielara kr-  
tego. -

Takie filary miał most na zatoce morskiej Tay przy Dundee, który po jednym roku wycia-  
kadłi się podczas burzy w roku 1879. -

Okazało się, że zawołnienie było za słabe, a  
nadto przyjęto do obliczenia parcie wiatru za  
małe. -

Most ten przedstawia nam figura 463 (filary). -

Drugi przykład przedstawia figura 464 (str 474)  
wiadukt Boule w Francji. -

Filary jego składają się z stępcin słupów z iel-  
ara larego. -

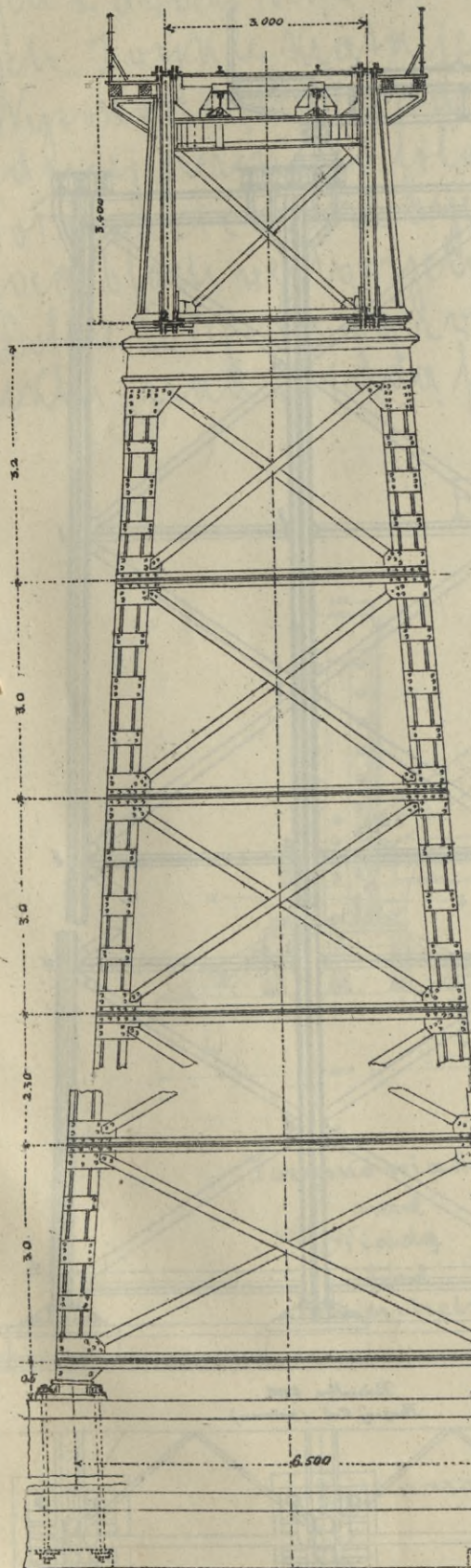
Przejdźmy do filarów w ogóle wzięto z Heimerlinga  
drieta: „Die eisernen Brückenpfeiler“







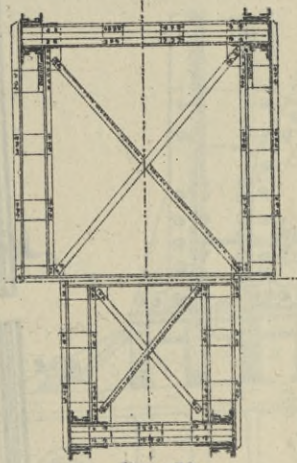
mym; albo cworobok, albo sreciobok; zwykle sa to filary ostrosympowe cworoboczne n.p. wiadukt pod' us. g. elroda v Trnyuzii (fig. 465). - Przekroj sympon jest



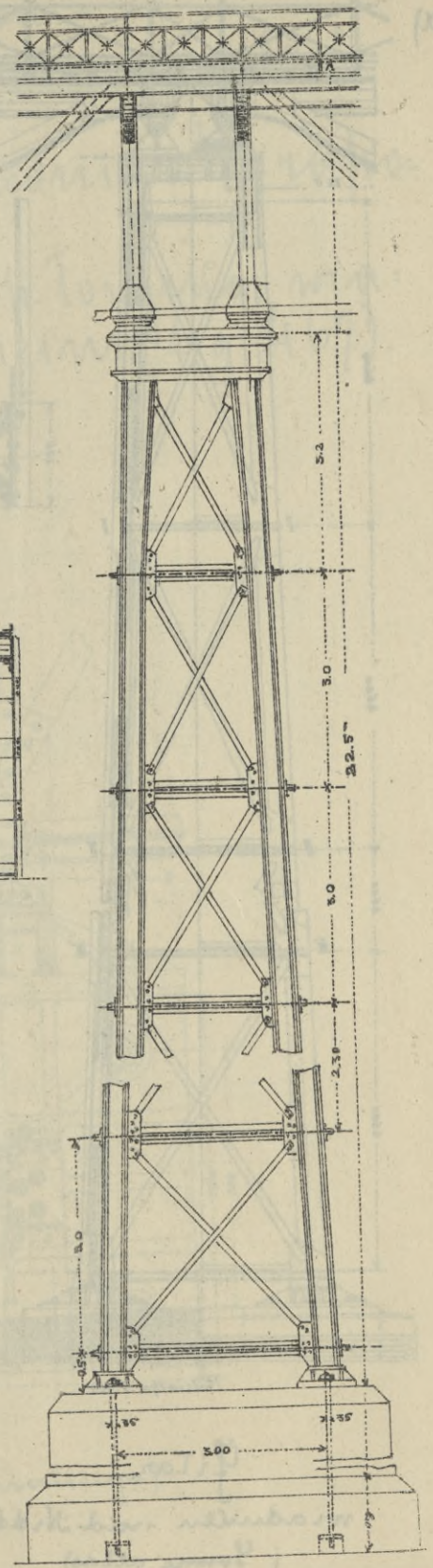
Рисунка 1:100.

Fig. 465

Wiadukt pod Angeroola (Sonne atlas)



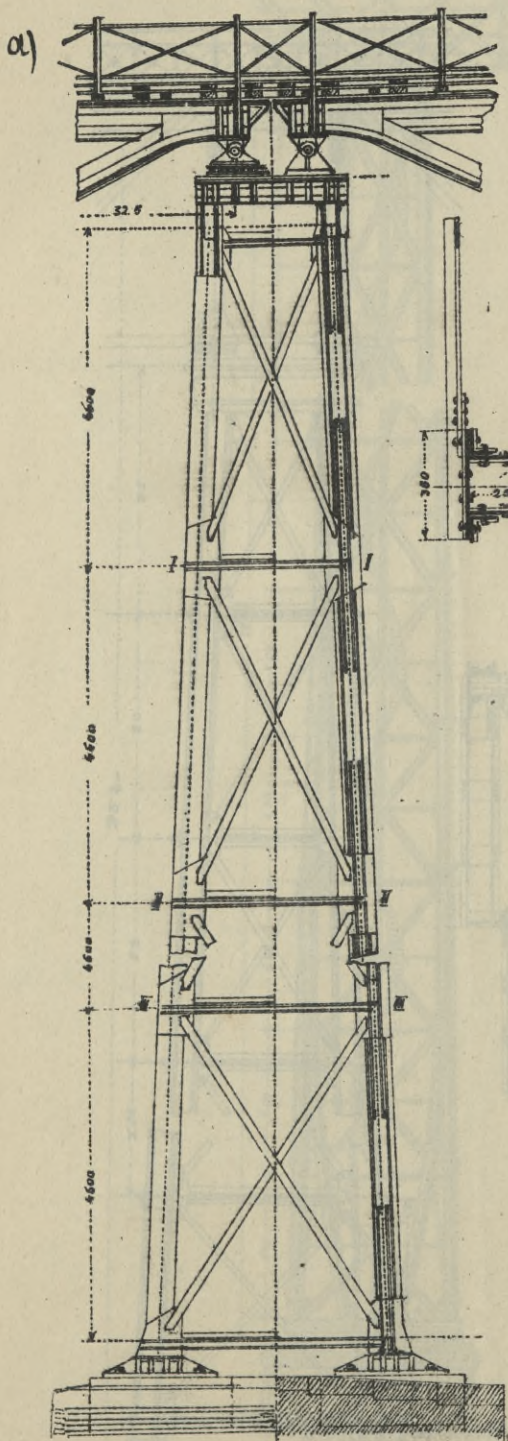
Рисунка 1:100.



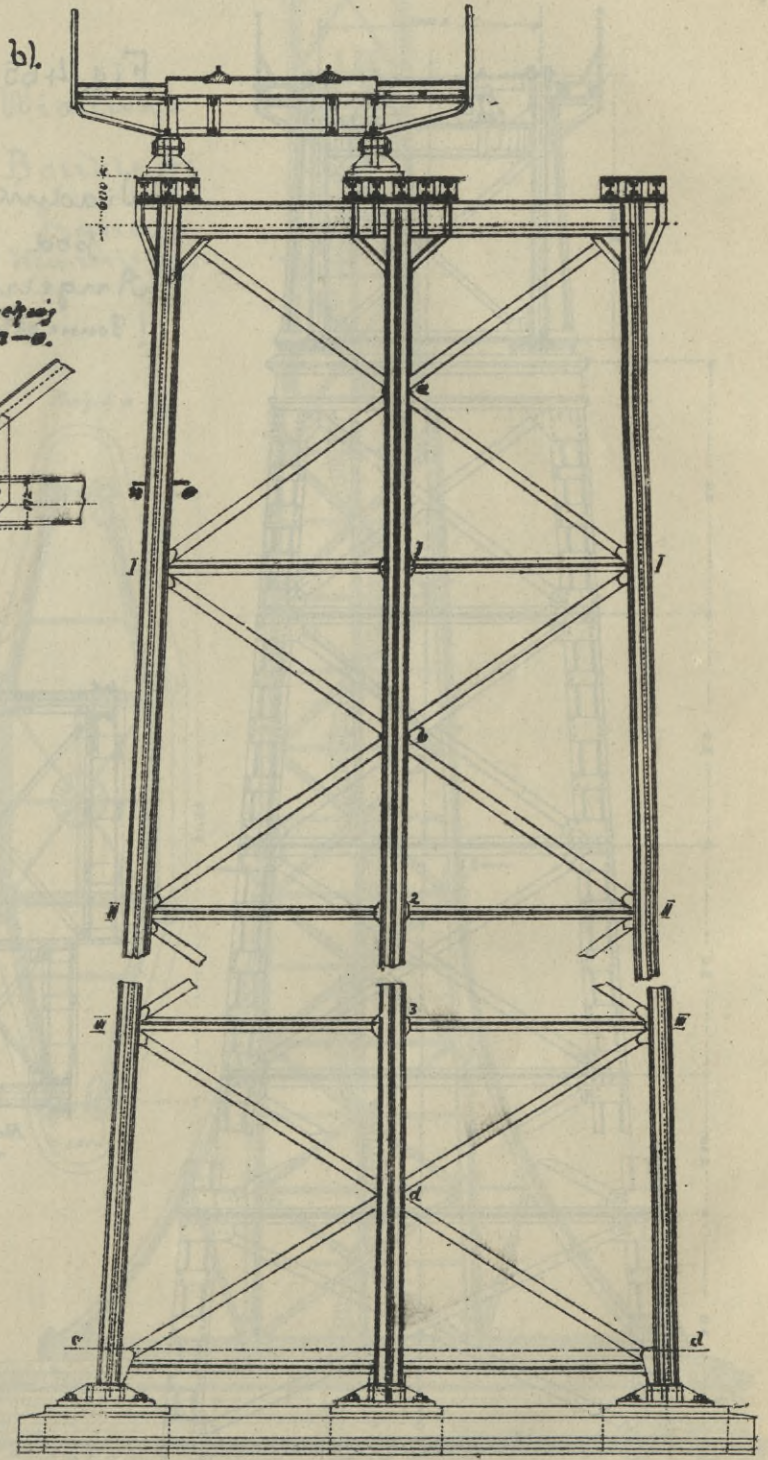


skrzynkowy n.p. słup nawoziny wiaduktu nad Niddą

Fig. 466

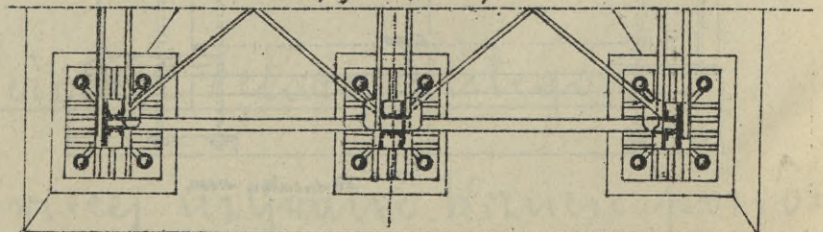


Podziałka 1:100



Podziałka 1:100  
Ruchomy Cał (potowa)

Gilar  
wiaduktu nad Niddą  
(Gonne atlas)





pod Assenheim (fig 466a), lub śrup średni tegoi wiaduktu (fig 466b str. 278) -

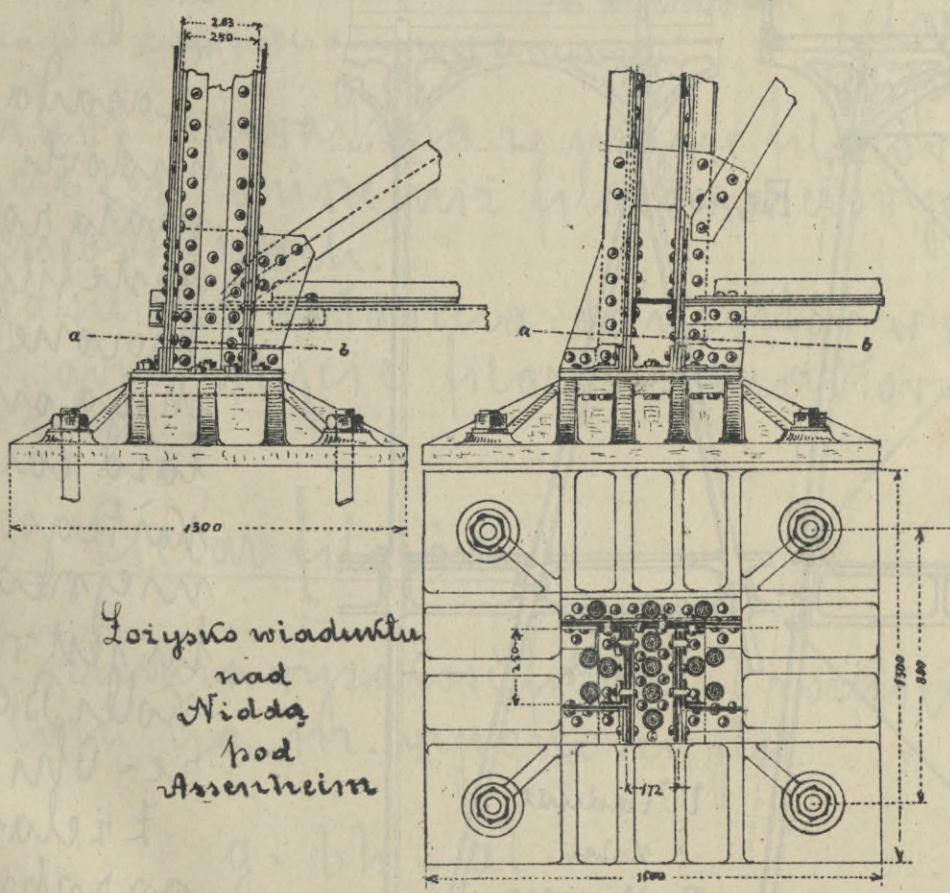
Kłosa składa się z poziomych tegoi korpor stojących z dwóch kątów i z giębkich przekadni podwójnych. Zwykle kłosa jest bardzo słaba. -

Wysokości piater są zwykle równe, wynosi 0.9-2 średniej szerokości filaru. -

Połączenie może być albo bezpośrednie, albo za pomocą blach wertykalnych. -

Dobry przykład są zwykle stare n.p. Łożyska wiaduktu nad Nidda pod Assenheim (fig. 467).

Fig. 467

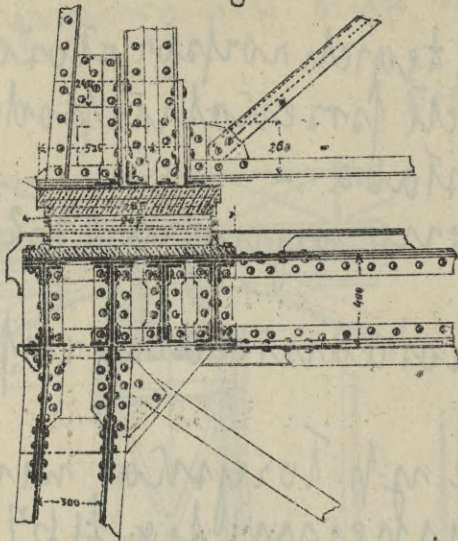


Łożysko wiaduktu nad Nidda pod Assenheim

(skup naroziny - wzięto z Heinsberlinga)



Fig 468



filary wiaduktu pod Angeroda w Turyngii

U góry Turyi sie śpięły filary  
 kilka belkami blaszanymi,  
 na których kładzie się to-  
 zysta n.p. filary wiaduktu  
 pod Angeroda w Turyngii  
 (Fig. 468)

§ 184 Filary niestworzone.

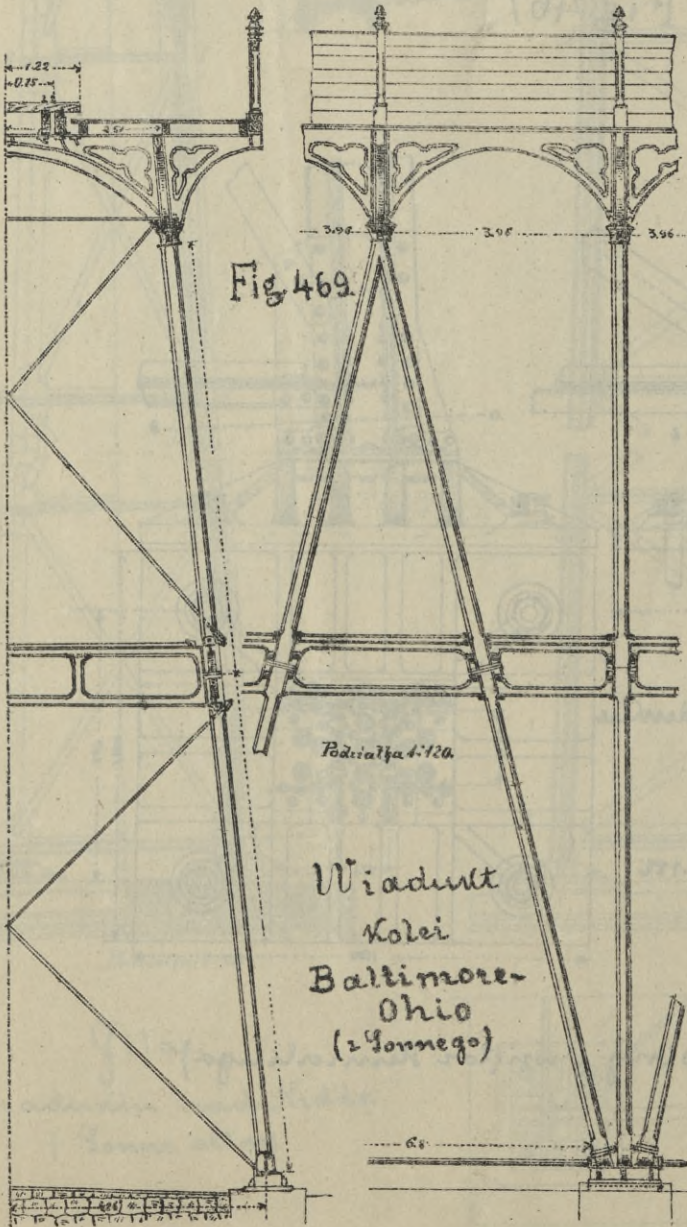
Na wron drewnianych filary  
 niestworzonych buduje  
 sie ielazne fi-

lary niestworzone.

Lasada takich  
 budowli jest:  
 mała rozpiętość,  
 gęste filary po-  
 łączone ze sobą  
 ściągane one być re-  
 laczka łancoga lub  
 kutego. - Izegol-  
 niejszego kształ-  
 tu jest wiadukt  
 Kolei Baltimore-  
 re - Ohio (fig. 469)

Zielaza kute-  
 go robimy śpi-  
 ęły, albo jako  
 pole sribone,  
 albo oparte na

Fig 469



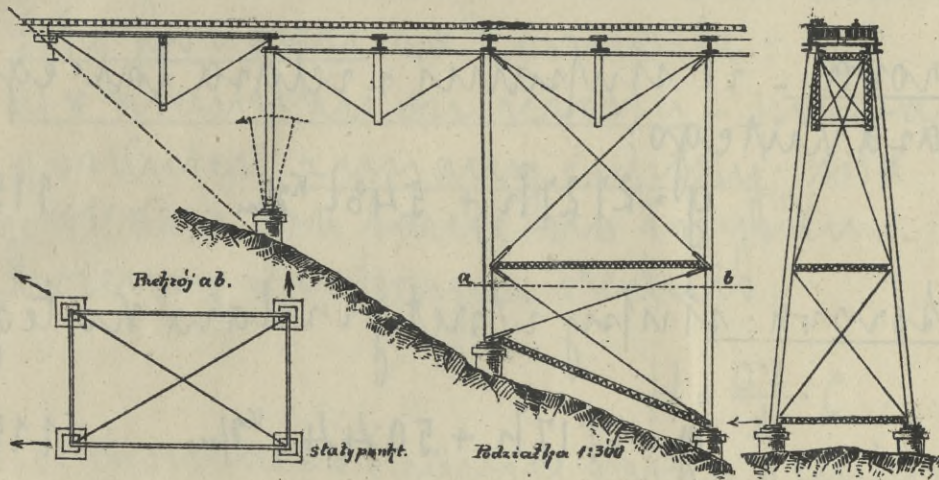
Wiadukt Kolei Baltimore-Ohio (z Yonnego)



cołowach.

Największym w tym rodzaju jest wiadukt kolei Nowy York - Buffalo zwany Portage nad Genesee. -  
 Takim jest także wiadukt kolei południowej Cincinnati (fig. 470)

Fig. 470



Wiadukt kolei południowej Cincinnati

o wysokości  
 piater 914 m.  
 Bindorini -  
 czy radowy  
 Biedeinann,  
 który zbudow-  
 wał most ru-  
 stowaniowy  
 żelarny.

Triptis - Blou-

Kensteinhof udowodnia, że więcej filarów niżto-  
 waniowych jest tanie, niż filarów wieżowych w  
 większych odstępach.

Wadą są one zwłaszcza do mostów w ostrych  
 łukach, gdzie więcej filarów wahadłowych jest  
 wykluczone.

§ 185 Ciężar filarów.

Jeżeli h oznacza wysokość filaru, l rozpiętość, to  
 ciężar filaru na m. wysokości jest:

$$g = bh + al \dots\dots\dots (115).$$

jeżeli a i b są ilości stałe (współczynniki z praktyki)

Wedle Heinzerlinga jest:  
 artus XXXVI Mosty kratowe żelarne (filary)



1) Kolej jednostorowa: - ze słupkami z telara łamego, a przesłankami z telara kutego:  
 $g = 16'33h + 32'82l \text{ kg/m} \dots\dots\dots 115a).$

z czego 61% przypada na telaro łame. -

2) Kolej dwutorowa: - ze słupkami z telara łamego a przesłankami z telara kutego:  
 $g = 27'27h + 54'81l \text{ kg/m} \dots\dots\dots 115b).$

3) Kolej jednostorowa: słupki i przety z telara kutego:  
 $g = 17'17h + 50'44l \text{ kg/m} \dots\dots\dots 115c).$

4) Kolej dwutorowa: słupki i przety z telara kutego:  
 $g = 23'44h + 69'45l \text{ kg/m} \dots\dots\dots 115d).$

## XX Obliczenie filarów kratowych

§186. Słupy zewnętrzne. -

Słupy zewnętrzne działające na filary są pionowe i pionowe. -

Cisnienie pionowe powstaje wskutek ciężaru belek, pomostów i ciężaru nichownego. -

Jeżeli belka gładka jest ciągła, to musimy obliczyć cisnienie (odkształcenie) według teorii belki ciągłej. -

Dla belki ciągłej dwuprostokątnej wynosi ono:

$\frac{5}{4}(g+pl)$ ; dla trzech i więcej przesek w przybliżeniu:



1.12 gl + 1.21 pl (l = srednia dlugosc przesei). -

Treba jednak uwzględnić zmienie podpór wskutek ciśnienia na filar. -

Przy mostach dwutorowych może działać ciężar mimośrodowo, jeżeli jeden tor jest obciążony. - Takie obciążenie jest niekorzystnym dla stability filaru. -

Siły poziome są rozmaite:

a) w kierunku osi mostu - powstają

1) wskutek zmiany ciepoty: siła ta nie może być większa, jak łarcie na torystku. -

Możemy więc przyjąć średnio:

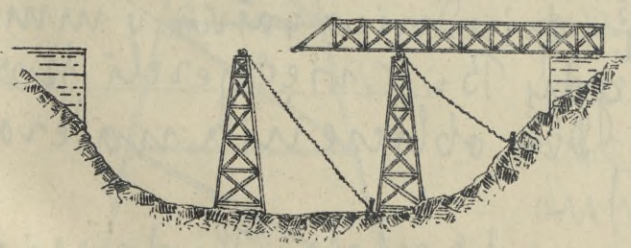
$$H = \frac{0.2}{d} \cdot C \dots\dots\dots 116).$$

gdzie d oznacza średnicę wałka w centymetrach, C oznacza ciśnienie w t.

2) wskutek wgięcia belki: - wpływ tego nie jest wielki. -

Przyrestawieniu mostu, jeżeli wsiada się belki na filary, powstają większe siły poziome: sił tych jednak nie uwzględniamy, bo później niestety nie występują. - Aby jednak nie narazić filarów na

Fig. 471



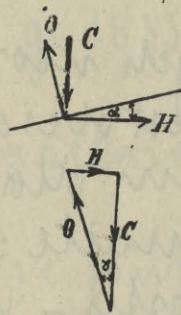
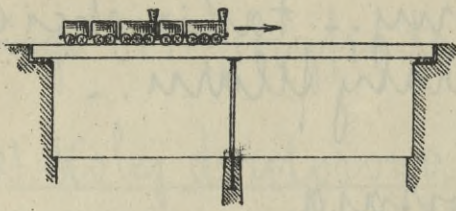
złamanie, względnie na wywrócenie, zakotwiamy je na ten czas (fig 471) za pomocą lin przywiązanych do pali. -

3) wskutek spadku drogi (kolei): - Jeżeli torystka są stałe, powstają wskutek spadku pewne siły poziome przy przejściu pociągu. -



Cisnienie C wznika sie wtedy na 0 prostopadle do belki i H. - Z rysunku wynika, ze  $H = C \cdot d$ .

Fig. 471



Jeżeli tożysko jest stałe, to uwaga, jakie przy drodze poziomej powstaje przy przejściu pociągu siły poziome.

Jeżeli ciężar przyczepny (adhezyjny) parowozu na: ziemny  $L$ ; ciężar brutto  $B$ ; współczynnik tarcia posuwistego  $\varphi$ ; posuwistego  $\chi$ ; tarcia na tożysku  $\psi$ , to powstaje wskutek obrotu kół parowozu siła pozioma  $L\varphi$ . Podobnie wozu pociągu stawią opór, wiec siła powstaje wskutek obrotu kół wozów bębnie -  $B\chi$ .

Wskutek działania siły  $L\varphi$  powstaje na tożysku opór -  $O, \psi$ .

Zatem całkowita siła pozioma działająca na filar bębnie:

$$L\varphi - (B\chi - O, \psi) = H \dots \dots \dots 117).$$

Przednio:  $\varphi = \frac{1}{7}$ ;  $\chi = \frac{1}{500}$ ;  $\psi = \frac{1.5}{d}$  ( $d$  - średnica wałka  $\varphi$  mm.) Siła  $H$  będzie największa, gdy  $B = 0$ , wiec jeżeli porówna sie tylko parowóz (dla obliczenia materiału by przyjąć dwa parowozy).

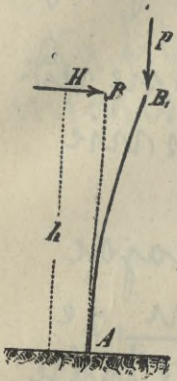
B. siły poziome działające prostopadle do osi mostu i. j. parcie wiatru na filar, belki i na pociąg.

Parcie wiatru na filar przyjmujemy jednostajnie rozłożone na jednostkę jego wysokości, mimo że filar jest zawsze węższy u góry, a to dlatego ponieważ parcie wiatru wzrasta z odleganiem od ziemi (z wysokością).



§. 187. Obliczenie filarów słupowych.

Fig. 472



Filary stałe obliczamy na wybočenje z uwzględnieniem siły poziomej  $H$  według wzoru:

$$T = V_1 + \frac{Hh}{J} \dots \dots \dots 118).$$

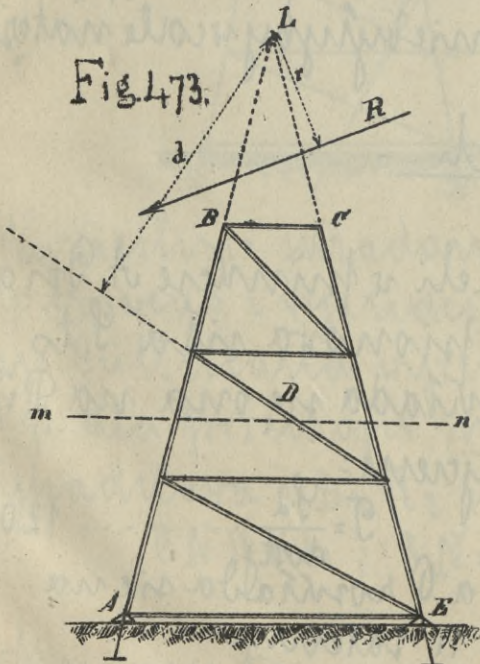
Największy moment będzie w  $A$  równy:

$$Hh \dots$$

Filary wahadłowe obliczamy tylko na wybočenje przyjmując długość włosa równą wysokości filaru.

§ 188. Obliczenie filarów ściennych.

Fig. 473.



Filary ścienne obliczamy tak, jak belki kratowe sposobem: Rittera, Culmanna lub Cremony.

Chcąc w. p. obliczyć siłę wewnętrzną w kryjce  $\Pi$ , robimy przecięcie  $mn$  i ustawiamy równanie momentów względem punktu  $L$ :

$$Rr = \Pi d \dots \dots \Pi = \frac{Rr}{d} \dots 119).$$

gdzie  $R$  oznacza wypadkową sił

poziomych i pionowych działających na filar.

Jeżeli są kryjki obustronne to  $\dots \dots \Pi = \frac{Rr}{2d} \dots 119a).$

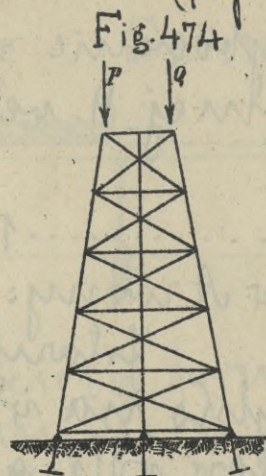
Stup  $AB$  obliczamy, jeżeli filar jest obciążony, a wieńce działają z prawej strony; zaś stup  $CE$  obliczamy, jeżeli filar jest obciążony, a wieńce działają z lewej strony.

W przekrętniach spadających na prawo powstaje naj-



większe ciągnięcie, gdy prawa strona strona filaru jest obciążona i wiatr działa z prawej strony. -

Jeżeli  $P = Q$  (fig. 474), to ciężar pionowy nie wywołuje wcale nacisku w kratce, tylko siły poziome je równują. -



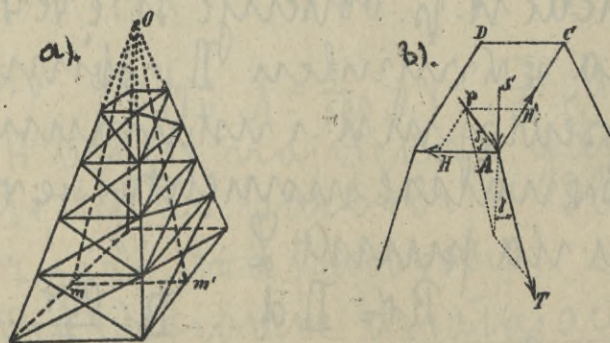
Jeżeli są 3 siły, to ciężar rozdziela się według prawa behki prostej; wiatr zaś nie działa wcale na siły średni. -

Dokładnie licząc i uwzględniając odkształcenie znajduje Höcklin, że małe siły przenoszą się na kratę takie

względem obciążenia pionowego. Aby były one jak najmniejsze kąt nachylenia  $\alpha$  powierzchni być  $= 45^\circ$ , a rozprawy mają mieć mały przekrój w stosunku do krzywizny. - Gdyby wypadkowa  $R$  przechodziła przez  $L$  (fig. 473) toby  $t = 0$ ; zatem  $\Pi = 0$ , czyli krzywizny nie byłyby wcale potrzebne.

§ 189 Obliczenie filarów wieżowych. -

Fig. 475



Jeżeli w punkcie A działa pionowa siła  $P$ , to rozkłada się ona na  $P$  i  $T$  przyciem:

$$T = \frac{P \cdot d}{\text{dost } d} \dots \dots \dots 120).$$

Siła  $P$  rozkłada się na  $H$  i  $H'$  zatem:

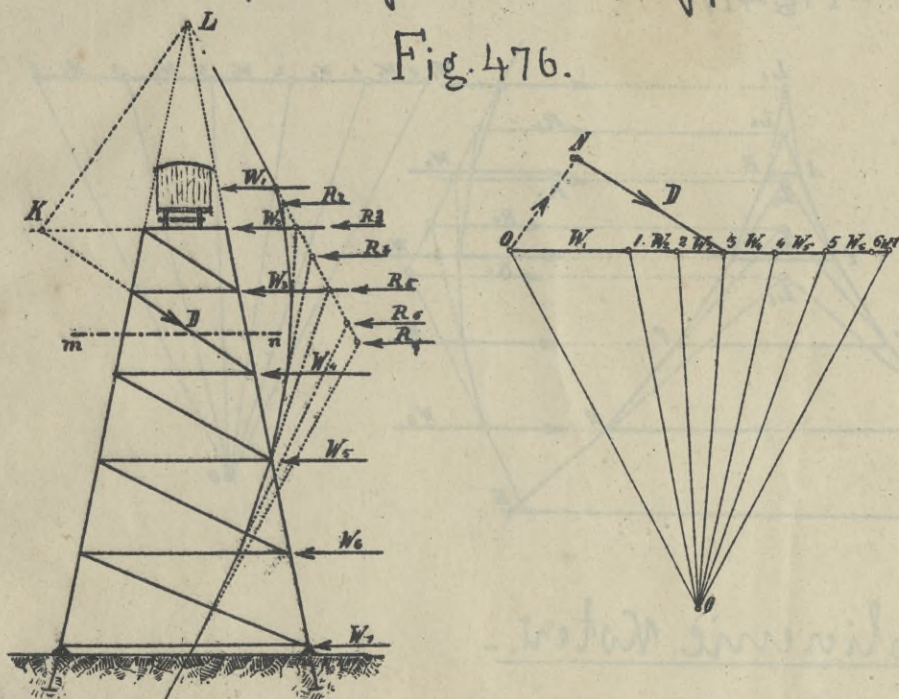
$$H = P \cdot \text{st } \delta \quad \text{dost } \delta \quad \quad \quad H' = P \cdot \text{st } \delta \quad \text{wst } \delta \quad \dots \dots \dots 121).$$

Winkler radzi całe obliczenie robić dla średniej siły szczytowej pionowej  $Q$  mm. (fig. 475 a), a potem wedle 120) i 121). obliczać stałe siły rzeczywiste działające w prętach i rozporach. - Obliczenie sił wewnętrznych w środkowej płaszczyźnie robi się tak, jak dla filarów ściennych. -



## § 190 Wykreślne wyznaczenie sił wewnętrznych filarii wieżowego. -

Na filar działają siły poziome wskutek parcia wiatru a mianowicie na posadg  $w_1$ , na więźby filaru  $w_2 \dots w_7$ .



Wykreślne składowy siły te za pomocą wieloboku nieukładowego i wyznaczenia wypadkowe, potem sposobem Cił. mała wyznaczenia siły wewnętrzne. -

N.p. dla przekroju  $mn$  wyznaczymy  $D: w_1 + w_2 + w_3 = R_3$

Wypadkowa z  $D$  i  $R_3$  ma kierunek  $KL$ , zatem:

$$ON \parallel KL; \quad 3N = D, \quad \text{więc } N3 = D. -$$

Mozemy też wyznaczyć także nachylenie słupów, aby wypadkowa wiatru przechodziła zawsze przez punkt ta przecięcia się przeciętych części słupów. -

Wykreślne można to wykonać w ten sposób:

Składowy siły poziome jak poprzednio. -

Domierając zaś wyliczamy, że nachylenia w kracie mają być zerem, więc słupy muszą się przecinać w punkcie.

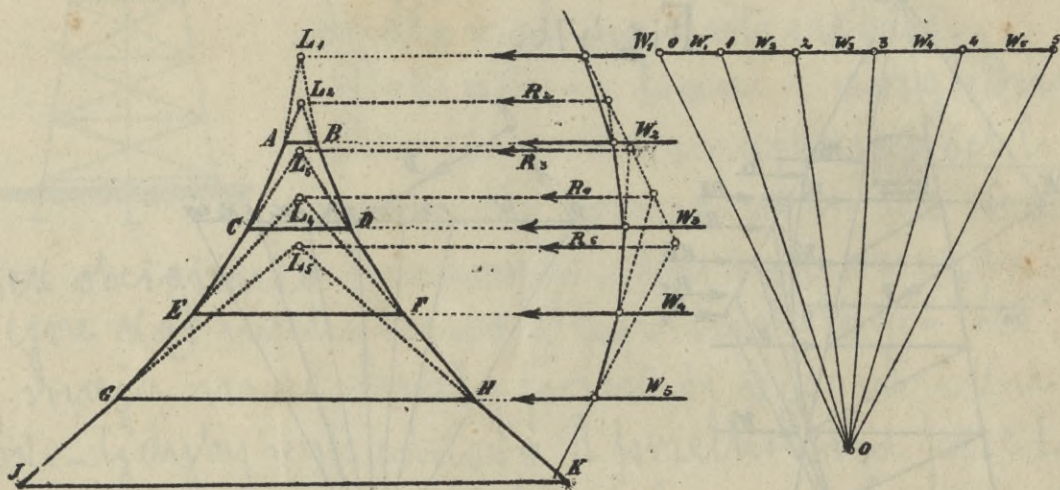


łach  $L_1, L_2, \dots$

Mając wysokości pól i szerokości u góry  $AB$  dane,  
 kreślimy  $AC$  i  $BD$  przez  $L_2$ , i. t. d. (Fig. 477)

W ten sposób wyznaczono kształt słupów wieży Eiffla. -

Fig. 477



### § 191 Obliczenie kotew.

Jeżeli wypadkowa z wiatru i ciężaru pionowego wypadła poza filar, to w słupie powstaje ciągnięcie; słup więc trzeba zakotwić. -

Ciężar mianu uchwycony kotwa musi odporować ciągnięciu moilowemu z słupie. -

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
 KRAKÓW

Udbito 200 egzemplarzy. -















Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000231988