

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



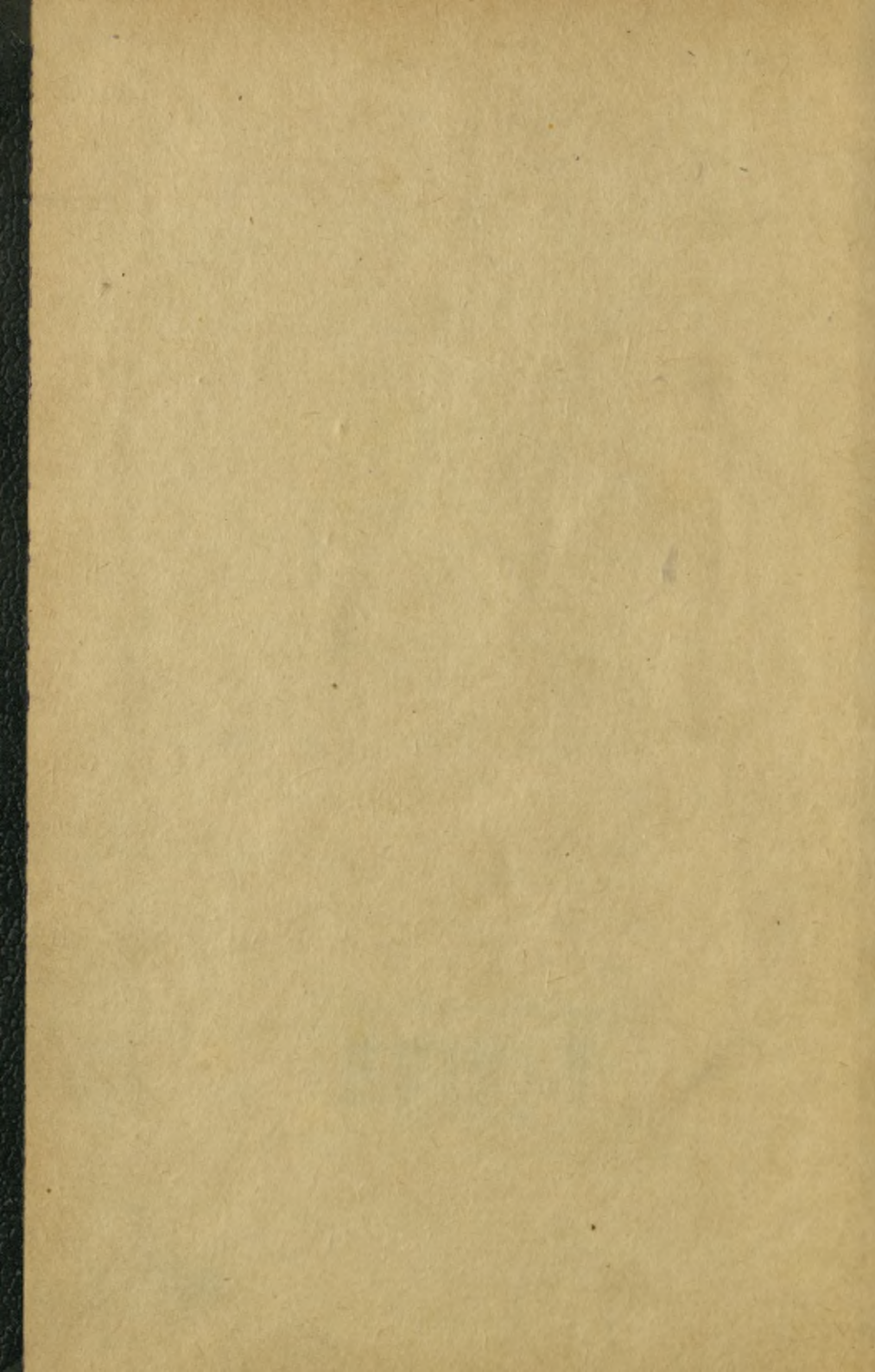
L. inw.

~~15004~~

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000262735



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA, TOM X.

MOSTY SKLEPIONE

NAPISAŁ

Dr. MAKSYMILIAN THULLIE,

DYPL. INŻYNIER, PROFESOR SZKOŁY POLITECHNICZNEJ.

A. TEKST



Cena za tekst i atlas 18 koron.



WE LWOWIE.

SKŁAD GŁÓWNY W KSIĘGARNI SEYFARThA i CZAJKOWSKIEGO.

1. Związkowa drukarnia we Lwowie, ulica Lindęgo 1. 4.

1902.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

~~Akc. Nr.~~

~~40. / 48~~

~~III. 15.004~~

II - 338589 (red)

21002945
J-476/2012

PRZEDMOWA.

W szeregu podręczników budowy mostów, które od paru lat wydaję, przyszła teraz kolej na mosty kamienne.

W tekście starałem się uwzględnić najnowsze zdobycze nauki, która w ostatnich czasach na tem polu tak wielkim zaznaczyła się postępem. Uwzględniłem więc mosty przegubowe, betonowe, betonowo-żelazne.

Przedmiot ten wymaga objaśnienia wielu rysunkami, to też atlas wzrósł nadspodziewanie. Sądję jednak, że obfitość tablic będzie dla projektujących inżynierów pożądaną.

Ażeby inżynierów choć po trochę zaznajomić z kształtami i prawidłami architektonicznymi, musiałem wkroczyć w dziedzinę nie moją, w dziedzinę architektury. Stało się to, aby uzupełnić brak, jaki u inżynierów daje się czuć dotkliwie.

Dzieło to moje oddaję polskim inżynierom do użytku, prosząc o tak przychylne przyjęcie, jakiem cieszyły się inne me podręczniki.

Wę Lwowie w czerwcu 1902.

Dr. Maksymilian Thullie.

SPIS RZECZY.

Stronica

Wstęp	1
-----------------	---

A. Wiadomości wstępne.

I. Siły zewnętrzne.

§. 1. Ciężar ruchomy mostów kolejowych	2
§. 2. „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „	5
§. 3. „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „	5

II. Materiał.

§. 4. Rodzaj muru	6
§. 5. Ciśnienie dopuszczalne	8
§. 6. Ciągnienie dopuszczalne	11
§. 7. Obciążenie dopuszczalne gruntu	12

B. Sklepienia.

III. Obliczenie sklepień.

§. 8. Przepusty płytowe	13
§. 9. Różne teorie sklepień	15
§. 10. Ciężar ruchomy skupiony	16
§. 11. Wpływ nadsypki	18
§. 12. Obciążenie ciągłe	19
§. 13. Sklepienie niesymetrycznie obciążone	20
§. 14. Wpływ zmiany ciepłoty na linię ciśnienia	21
§. 15. Wpływ zdęcia krawężni	22
§. 16. Wpływ przesunięcia się podpór	23

IV. Ustrój sklepienia.

§. 17. Przepusty płytowe	24
§. 18. Kształty łuków	25
§. 19. Węzłowia	27
§. 20. Wybór kształtu łuku	28
§. 21. Rozpiętość	30
§. 22. Grubość sklepienia i kształt łuku	32

§. 23. Sklepienie o poziomej linii obciążenia	34
§. 24. Sklepienie o dowolnej linii obciążenia	39
§. 25. „ obciążone jednostronnie	39
§. 26. Wzory doświadczalne dla grubości sklepień	41
§. 27. Grubość sklepień betonowych i Moniera	45
§. 28. Cel przegubów	49
§. 29. Przeguby kamiennne	49
§. 30. Przeguby ołowiane	50
§. 31. Przeguby żelazne	52
§. 32. Układ szwów w sklepieniu ceglanem	53
§. 33. „ „ „ ciosowem	55
§. 34. Połączenie sklepienia z murem czołowym	55
§. 35. Sklepienia betonowe	56
§. 36. „ żelaznobetonowe	57
§. 37. Ustrój sklepień żelaznobetonowych	58
§. 38. Obliczenie sklepień Moniera	59
§. 39. „ „ Melana i Wünscha	64

V. Nadmurowanie i mury pachwinowe.

§. 40. Cel nadmurowania	65
§. 41. Ustrój „	65
§. 42. Nadsypka	66
§. 43. Rodzaje murów pachwinowych	67
§. 44. Ustrój murów i sklepień pachwinowych	68
§. 45. Wołowe oczy	71

VI. Pomost.

§. 46. Spadek podłużny pomostu	71
§. 47. Pomost mostów drogowych	72
§. 48. „ „ kolejowych	72
§. 49. Poręcze	73
§. 50. Architektura poręczy	74
§. 51. Gzyms główny	75

VII. Odwodnienie mostu.

§. 52. Potrzeba i sposób odwodnienia	76
§. 53. Powłoka	77
§. 54. Odwodnienie przez klucz	78
§. 55. „ „ boki lub węzłowie sklepienia	80
§. 56. „ „ mury czołowe	81
§. 57. „ „ filary	81
§. 58. „ „ poza przyczółki	82
§. 59. Wybór rodzaju odwodnienia	82

VIII. Przepusty.

Stronica

§. 60. Założenie przepustów	83
§. 61. Przepusty z dnem pochyłym	84
§. 62. Przykrycie przepustów pochyłych	85
§. 63. Wpad przepustu	86
§. 64. Przepusty pod wysokimi nasypami	86
§. 65. Przepusty owalne i rurowe	87

C. Przyczółki i filary.

IX. Przyczółki.

§. 66. Zasada obliczenia przyczółków	88
§. 67. Przyczółki z przyporami	89
§. 68. Kształt przyczółka	90
§. 69. Grubość przyczółka	90
§. 70. Inne wzory dla grubości przyczółków	92
§. 71. Kierunek szwów w przyczółku	94
§. 72. Mosty bez przyczółków	95
§. 73. Przyczółki wydrążone	95

X. Filary.

§. 74. Obliczenie filarów	96
§. 74. Kształt filarów	97
§. 75. Wzory doświadczalne dla grubości filarów	99
§. 76. Szerokość i boki filaru	101
§. 77. Filary wydrążone	102
§. 78. Głowice	102
§. 79. Filary lądowe	103
§. 80. „ dla nierównych sklepień	104
§. 81. Wiadukty piętrowe	105

XI. Mosty kanałowe i wodociągowe.

§. 82. Uwagi ogólne	107
§. 83. Łożysko kanału i droga holownicza	108
§. 84. Sklepienia i filary	109

D. Mosty ukośne.

XII. Mosty ukośne ze sklepieniami prostymi.

§. 85. Ogólne uwagi	109
§. 86. Jednolite sklepienie proste	110
§. 87. Łęgi proste przesunięte	111

XIII. Sklepienia ukośne.

Stronica

§ 88. Uwagi ogólne	111
§ 89. Układ prostokątny równoległy	112
§ 90. Układ ślimakowaty	114
§ 91. Inne układy	114
§ 92. Stałość sklepień ukośnych	115

E. Wykonanie sklepień mostów kamiennych.

XIV. Rusztowania krążynowe.

§ 93. Uwagi ogólne	117
§ 94. Ustrój rusztowań krążynowych	118
§ 95. Obliczenie rusztowań krążynowych	120
§ 96. Zasady ustroju rusztowań krążynowych	121
§ 97. Krążyny żelazne	122
§ 98. Wieniec	123
§ 99. Opierzenie	123

XV. Wykonanie sklepień.

§ 100. Ustawienie rusztowań krążynowych	124
§ 101. Wykonanie samych sklepień	125
§ 102. Zdjęcie krążyn	126
§ 103. Wykończenie mostów sklepionych	128

I. Dodatek.

Architektura mostów kamiennych.

§ 104. Wstęp	128
§ 105. Ogólne prawidła estetyczne	129
§ 106. Inne prawidła	130
§ 107. Ściany	130
§ 108. Członki architektoniczne	131
§ 109. Gzyms cokolowy	132
§ 110. „ wstęgowy	133
§ 111. „ główny	133
§ 112. Ząbki	134
§ 113. Wsporniki	134
§ 114. Fryzy	134
§ 115. Gzymsy dźwigające	134
§ 116. Łęg i mur czołowy	135

II. Dodatek.

§ 117. Literatura	136
-----------------------------	-----

W S T Ę P.

Mosty kamienne używane są od czasów bardzo dawnych. Znamy bardzo wiele mostów kamiennych zbudowanych przez Rzymian, a od tego czasu aż do obecnego stulecia budowano jedynie mosty drewniane i kamienne. W bieżącym stuleciu niewykły rozwój mostów żelaznych usunął wprawdzie mosty kamienne na drugi plan, jednak nie wyparł ich nigdy zupełnie. W ostatnich czasach mosty kamienne znowu zaczynają ze skutkiem współzawodniczyć z żelaznymi nawet dla wielkich rozpiętości.

Widzimy stąd, że dział budowy mostów, o którym mamy mówić, ma za sobą przeszło dwutysięczną praktykę, że jednak pomimo tego w najnowszych czasach wykazuje znaczny postęp, wywołany tak wydoskonaloną teorią, jak i lepszym poznaniem własności materiałów a udoskonaleniem zaprawy w szczególności.

Jak i przy innych mostach rozróżniamy przy mostach kamiennych filary, pomost i sklepienia, zastępujące tu belki.

Wobec tego otrzymamy następujący podział przedmiotu:

A. Wiadomości wstępne.

B. Sklepienia.

C. Przyczółki i filary.

D. Mosty kamienne ukośne.

E. Wykonanie i utrzymanie mostów kamiennych.

A. Wiadomości wstępne.

I. Siły zewnętrzne.

§. 1. Ciężar ruchomy mostów kolejowych.

Z teoryi mostów *) znamy rozmaite rodzaje sił zewnętrznych działających na mosty. Powiemy więc tylko słów parę o ile zachodzą tu zmiany ogólnych danych, specjalnie dla mostów kamiennych.

Zacznijmy od ciężaru ruchomego. Dla mostów kolejowych jako obciążenie ruchome przyjmujemy ciężar pociągu, a więc dwu lub trzech parowozów i wozów ciężarowych. Wedle tego czy chodzi o kolej główną, drugo- czy trzeciorzędną, czy też wąskotorową, przyjmujemy odnośne ciężary parowozów i wozów, podane w Podręczniku Teoryi Mostów, względnie kursujące na danej kolei. W Austrii przyjąć musimy pociąg normalny.

Przy małych rozpiętościach i małych nadsypkach należałoby uwzględnić ciężary skupione kół, o czem później szczegółowo mówić będziemy. Przy trochę większych rozpiętościach od 5 m począwszy, albo przy nadsypkach równych albo większych, niż 1 m, dosyć przyjąć ciężar jednostajnie rozłożony, który wywołuje te same lub prawie te same siły zewnętrzne.

Zachodzi teraz pytanie, jak wielkie obciążenie mamy przyjąć. Heinzerling radzi przyjmować obciążenie zastępcze, wywołujące ten sam moment w środku, a więc np. wedle rozporządzenia ministeryalnego austriackiego skali a^{**}). Jestto jednak za wiele, gdyż ciśnienie kół rozdziela się zapomocą podkładów podłużnych lub poprzecznych i przez żwir na grzbiet sklepienia. Jeżeli naprzykład zauważymy, że trzy po sobie następujące podkłady są jednakowo obciążone, to każde ciśnienie C rozkłada się przez żwir na powierzchnię koła w średnicy $d=3z$ (t. 27. r. 1.)***). Ciśnienia te dodają się tak, że jeżeli odstęp ciężarów $e \leq 0,8z$, jak na rysunku, ciśnienie na grzbiet sklepienia jest prawie jednostajne.

*) Podręcznik Teoryi Mostów. Część I. tom 1. str. 4.

***) Por. Podręcznik Teoryi Mostów, Cz. I. str. 15.

***) Por. Mosty Blaszane str. 59.

Jeżeli więc nazwiemy ciężar zastępczy p_1 a ciężar przeciętny $p_2 = \frac{\Sigma P}{l}$, gdy ΣP oznacza sumę ciężarów na długości obciążonej l , to możemy w przybliżeniu przyjąć ciężar jednostajnie rozłożony

$$p = p_1 - (p_1 - p_2) \frac{z}{1,25e} t/m \dots \dots \dots 1)$$

przyczem najmn $p = p_2$.

Z wzoru 1) wynika dla $z = 1,25e$ $p = p_2$, dla mniejszych z p większe a dla $z = 0$, co zresztą jest niemożliwem, $p = p_1$.

Z wzoru 1) wyznaczamy obciążenie na metr bieżący toru. Jeżeli teraz chcemy wyznaczyć obciążenie na metr kwadratowy, to należy p podzielić co najmniej przez długość podkładów poprzecznych b_1 , więc $p' = \frac{p}{b_1}$, a ponieważ dla kolei głównych $b_1 = 2,5 m$, więc

$$p' = \frac{p}{2,5} = 0,4 p t/m \dots \dots \dots 2)$$

Jeżeli jednak przyjmiemy, że obciążenie przenosi się nie tylko na długość podkładów, ale na całą szerokość sklepienia b_2 , to $p' = \frac{p}{b_2}$, albo gdy $b_2 = 4 m$ dla mostu jednotorowego, to

$$p' = \frac{p}{4} = 0,25 p t/m^2 \dots \dots \dots 3)$$

Równanie 2) daje wynik za niekorzystny, 3) za korzystny, bo chociaż ciśnienie rozkłada się na całą szerokość, to przecież nie rozkłada się na całą szerokość jednostajnie, dlatego zbliżymy się do rzeczywistości, jeżeli przyjmiemy średnią wyników rów. 2) i 3), a zatem

$$p' = 0,33 p = \frac{1}{3} p t/m^2 \dots \dots \dots 4)$$

Jeżeli po nad sklepieniem znajduje się większa nadsypka, niż $1 m$, to musimy uwzględnić wysokość nadsypki h (t. 27. r. 2.).

Jeżeli przyjmiemy, że kąt przy A , wedle którego rozdziela się ciśnienie, jest 45° , to $b_1 = AB = 2,5 + 2h$. Ponieważ jednak ciśnienie na AC i DB będzie mniejsze, niż na CD , więc możemy przyjąć, że ciśnienie rozdzieli się równo na

$$b_2 = 2,5 + h \dots \dots \dots 5)$$

Przykłady. 1. Wyznaczyć należy ciężar zastępczy dla obciążenia zupełnego mostu sklepionego o rozpiętości 6 m dla kolei głównej.

Na długości 6 m mieszczą się 4 osi parowozu normalnego, więc ciężar wynosi 52 t, możemy zatem przyjąć $p_2 = \frac{52}{6} = 8,65 \text{ t/m}$. Wedle skali a jest $p_1 = 10,9 \text{ t/m}$. Dla $e = 1,2$ i $z = 1,0 \text{ m}$ mamy wedle 1)

$$p = 10,9 - (10,9 - 8,65) \frac{1,0}{1,25 \times 1,2} = 9,4 \text{ t/m}$$

$$\text{a wedle 4) } p' = \frac{1}{3} p = 3,1 \text{ t/m}^2.$$

Jeżeli ciężar ten zamienimy na warstwę muru o ciężarze gatunkowym 2,2, to wysokość tej warstwy $h' = \frac{3,1}{2,2} = 1,4 \text{ m}$.

2. Wyznaczyć należy ciężar zastępczy dla obciążenia zupełnego i połowy mostu sklepionego o rozpiętości 24 m dla kolei głównej. Nadsypka średnia 1,5 m.

Na długości 24 m zmieszczą się dwa parowozy i jaszczyk (t. 27. r. 3), zatem ciężar wynosi $2 \times 52 + 30 = 134 \text{ t}$. Stąd otrzymamy $p_2 = \frac{134}{24} = 5,58 \text{ t/m}$. Wedle skali a jest $p_1 = 6,38 \text{ t/m}$. Dla $e = 1,2$, $z = 1,5 \text{ m}$ mamy wedle 1)

$$p = 6,38 - (6,38 - 5,58) \frac{1,5}{1,25 \times 1,2} = 5,58 \text{ t/m},$$

$$\text{a wedle 4) } p' = \frac{1}{3} 5,58 = 1,86 \text{ t/m}^2.$$

Zamieniwszy ciężar ten na warstwę muru, otrzymamy

$$h' = \frac{1,86}{2,2} = 0,85 \text{ m}.$$

Jeżeli tylko połowa mostu jest obciążona, to na długości 12 m zmieści się tylko $52 + 26 = 78 \text{ t}$, stąd $p_2 = \frac{78}{12} = 6,5 \text{ t/m}$. Wedle skali a jest, jak poprzednio, $p_1 = 6,38 \text{ t/m}$. Gdy tu $p < p_2$, więc zatrzymujemy $p = p_2 = 6,5 \text{ t/m}$, a stąd

$$p' = \frac{1}{3} 6,5 = 2,17 \text{ t/m}^2, \text{ więc } h' = \frac{2,17}{2,2} = 1,0 \text{ m}.$$

Z powyższych przykładów widzimy, że dla większych rozpiętości wysokość warstwy muru równoważnej obciążeniu ruchomego jest mniejszą, niż dla rozpiętości małych. Dla tej samej rozpiętości wysokość ta jest większą, jeżeli tylko część mostu jest obciążona.

Ciężar p wedle wzoru 1) ważny jest jednak tylko dla obliczenia sklepienia samego. Jeżeli chodzi o przyczółki i filary, to zupełnie wystarczy ciężar jednostajnie rozdzielony p_2 , który wyrażony przez h' wynosi zwykle od 80 do 100 cm dla muru kamiennego, a około 130 cm dla cegieł.

§. 2. Ciężar ruchomy mostów drogowych.

Przy mostach drogowych stosunki co do rozkładu ciśnienia są niekorzystniejsze. Tu niema podkładów, rozkładających ciśnienie na większą powierzchnię, a i nadsypka bywa mniejsza. Dla małych rozpiętości i małych nadsypek należałoby zatem uwzględniać ciężary skupione, dla większych nadsypek albo większych rozpiętości można przyjąć ciężar jednostajnie rozłożony tłumą ludzi 460, 400, względnie 340 kg/m^2 .

Jeżeli przyjmiemy jako ciężar zastępczy, ciężar znajdujący się na moście jednostajnie na całą powierzchnię mostu rozłożony, to ciężar ten wypada dla klasy I i rozpiętości niżej 10 m większy, niż ciężar tłumy ludzi. Rozumie się, że w takim razie musimy wziąć w rachubę ten ciężar większy. Jeżeli jednak nawet ciężar przeciętny wypada mniejszy, niż ciężar tłumy ludzi, to i wtedy możliwe są większe ciśnienia miejscowe, gdy nadsypka jest mała. Tego jednak już zwykle przy większych rozpiętościach nie uwzględniamy.

Natomiast należałoby uwzględnić ewentualnie ciężar wałka parowego (t. 27 r. 4.), którego ciężar wynosi 17, a nawet 20 i 25 t .

Przykład. Wyznaczyć ciężar zastępczy dla obciążenia zupełnego i połowicznego mostu drogowego 1 klasy o rozpiętości 12 m .

Na długości 12 m zmieści się jeden wóz z końmi, zatem ciężar wynosi $12 + 3 = 15 t$, a stąd

$$p = \frac{15}{12} = 1,25 t/m, \text{ a że szerokość wozu wynosi } 2,5 m, p' = \frac{1,25}{2,5} = 0,5 t/m^2.$$

$$\text{Stąd } h' = \frac{0,5}{2,2} = 0,23 m.$$

Na połowie mostu mieści się sam wóz, więc 12 t , zatem $p = \frac{12}{6} = 2 t/m$,

a że szerokość wozu wynosi 2,5 m , $p' = \frac{2}{2,5} = 0,8 t/m^2$, stąd $h' = \frac{0,8}{2,2} = 0,36 m$.

§. 3. Ciężar własny.

Ciężar własny mostu składa się z ciężarów pomostu, nadsypki, nadmurowania i sklepienia. Ciężary tych części składowych mostu można obliczyć z rysunku, przyczem możemy przyjąć średnio

*) Por. Podr. Teorii Mostów cz. I, t. I, str. 11.

w Paryżu są ciosy o wymiarach $b=1,62$, $l=1,80$, $h=0,46$ m, których objętość wynosi zatem $1,34\text{m}^3$. Sąto jednak wyjątkowe wymiary; zwykle największe ciosy nie mają więcej, niż 1m^3 , objętości. Tak wielkie ciosy zresztą przedstawiają poważne trudności w ustawianiu na miejscu. We Francyi ciosów używają tylko do bardzo wielkich mostów, jakoteż do łęgów czołowych. Przy budowie kolei Arulańskiej budowano wszystkie mosty sklepienie o rozpiętości wyższej niż 20m z ciosów, przy kolei Stanisławów-Woronienka dopiero dla rozpiętości 40m .

Przy większych mostach ustawia się ciosy na sucho i wlewa się potem lub wsuwa cement w szwy 15 do 30mm grube. Ten sposób murowania powiększa wytrzymałość muru, zapewniając jednostajniejsze wypełnienie szwów.

Drugim materiałem używanym do mostu jest mur z kamienia łamanego (n. *Bruchstein*, fr. *moellons*). Z kamienia łamanego robią się nietylko filary i przyczółki, ale nawet i sklepienia po obrobieniu młotkiem, a zwłaszcza z kamienia płytowego. Sklepienia z kamienia łamanego murują się na bardzo dobrym cemencie, zalewając mur rzadką zaprawą cementową. Przy budowie filarów dla wyrównania i lepszego połączenia dajemy co 8 lub 10 metrów warstwy z ciosów. Do ścian zewnętrznych używa się zwykle kamienia obrobionego, zostawiając zewnętrzną stronę nieobrobioną, która do 4cm poza lice muru wystaje. Grubość warstwy takiej wynosi zwykle około 25cm , długość kamieni 40 do 70cm .

Mur z cegieł używany jest wszędzie tam, gdzie trudno o dobry kamień. Dobrze wypalona cegła trwa bardzo długo, jak o tem świadczą pozostałe do tego czasu rzymskie budowle.

Często rozmaite części mostu robimy z rozmaitych materiałów n. p. przyczółki kamienne, sklepienie ceglane. Niezupełnie stosownem jednak jest używanie rozmaitych materiałów dla jednej i tej samej części mostu n. p. dla sklepienia ciosów i cegieł, a to z powodu niejednostajnego osiadania. Mur z cegieł, mający więcej szwów, osiada się bardziej, niż z ciosów, a stąd powstaje pęknięcie między cegłą a ciosem, mur nie działa już jako całość. Tylko ze względów architektonicznych często robimy łęg na froncie z ciosu, resztę sklepienia z innego materiału (t. 5 r. 1 i 4) lub też ciosami uwydatniamy krawędzie muru.

W nowszych czasach coraz częściej używają betonu do sklepień, a nawet i całych mostów (t. 11), a niekiedy też wsta-

wiają w beton siatkę żelazną (ustrój Moniera) lub też kształtówki (ustrój Wünscha i Melana). Będziemy o tem mówić później.

§. 5. Ciśnienie dopuszczalne.

Natężenie dopuszczalne materiałów znamy ze statyki budowlanej*), pomimo tego zastanowimy się tu nad niem jeszcze bliżej.

Wiemy, że współczynnik pewności obieramy tem większy, a więc natężenie dopuszczalne tem mniejsze, im mniej dokładnie obliczamy siły wewnętrzne. Otóż dawniej obliczano skłębienie dość niedokładnie, teraz zaś uwzględniamy wiele okoliczności przedtem pomijanych. I tak zwykle uwzględniamy teraz wpływ obciążeń jednostronnych, czasem wpływ siły podłużnej na linię ciśnienia, zboczenie linii ciśnienia, zmiany ciepłoty. Jasną jest rzeczą, że im dokładniej uwzględniamy te wszystkie okoliczności, im dokładniej obliczamy więc natężenie, tem większe natężenie możemy dopuścić.

Housselle dochodzi do wniosku, że jeżeli zupełnie dokładnie obliczamy wedle teoryi sprężystości, ostrożnie przyjmujemy wartość obciążenia, przypuszczamy najniekorzystniejsze obciążenie, jeżeli niema obawy o szkodliwe działanie wstrząśnień, to możemy dla największego ciśnienia przyjąć $\frac{1}{2}$ współczynnika wytrzymałości sześcianu muru. Przy mniej dokładnem obliczeniu należy przyjmować najmniej dziesiątą pewność. Dodać tu musimy, że przy zastosowaniu przegubów, natężenie dopuszczalne może być jeszcze większe ze względu na to, że natężenia dadzą się dokładnie obliczyć.

Rozróżnić przytem musimy wytrzymałość cegły i kamienia od wytrzymałości muru. Dr. Böhm e w Berlinie robił doświadczenie z murem ceglany m i otrzymał stosownie do zaprawy dla muru $p\%$ wytrzymałości cegły, a mianowicie:

			p
dla zaprawy złożonej z	1	części wapna	}
	2	" piasku	
			44%
	7	" wapna	}
" " "	z 1	" cementu	
	16	" piasku	48%

		<i>p</i>
dla zaprawy złożonej z	1 części cementu	}
	6 " piasku	
		55%
" " "	1 " cementu	}
	2 " piasku	
		63%

Ogólna wytrzymałość muru μ da się wyrazić przez wytrzymałość kamieni μ_k i zaprawy μ_z po 90 dniach

$$\mu = 0,43 \mu_k + 0,22 \mu_z, \dots \dots \dots 6)$$

a po roku

$$\mu = 0,48 \mu_k + 0,19 \mu_z \dots \dots \dots 7)$$

Dla muru z kamienia łamanego nie robiono dostatecznej ilości doświadczeń, dlatego tymczasowo możemy zastosować i tu rów. 6) i 7).

Mur ciosowy jest stosunkowo wytrzymalszy, ale i tu brakuje dość liczne doświadczenia, aby można stanowczą regułą ustawić. Reinhard robił doświadczenia takie i otrzymał po 17 dniach $\mu = 340$ do 401 , dla granitu 450 kg/cm^2 , przy czem zaprawa składała się z 1 części cementu portlandzkiego i 2 części piasku. Przyjąwszy współczynnik pewności $n = 7$, otrzymalibyśmy $\tau = 50 \text{ kg/cm}^2$, dla granitu 65 kg/cm^2 . Ebermayer robił podobne doświadczenia i otrzymał dla łupku ilastego na cemencie po 5 tygodniach $\mu = 230$ do 340 kg/cm^2 . Rysy już się jednak pokazywały przy 130 do 290 kg/cm^2 . Wynikałoby z tego, że można przy współczynniku pewności $= 10$ przyjąć $\tau = 20$ do 30 kg/cm^2 .

Leibbranda doświadczenia przy użyciu piaskowca i zaprawy, która składała się z 1 części cementu i dwu piasku, wbijanej wilgotno w mury, dały następujące wyniki:

ciosy kamienne			631 do 653 kg/cm^2
mur 4 tygodniowy	340	"	389 "
" 8 "	381	"	435 "
graniastosłup z zaprawy 4 tygodniowy	217	"	250 "
" " 8 "			240 "

Doświadczenia Tourtaya okazały, że wytrzymałość muru jest znacznie wyższą, niż zaprawy, że ciśnienie, które rozgniatą zaprawę, stoi w odwrotnym stosunku do grubości muru, że mur z zaprawą czysto cementową ma wytrzymałość ciosu, a mur o szwach bez zaprawy mniejszą wytrzymałość niż ciosu.

Heinzerling twierdzi, że natężenie największe, jakie znajdujemy w kluczu mostów sklepionych wykonanych, jest pro-

poreyonalne do promienia krzywizny i podaje następującą tabliczkę:

materiał	ciężar gą- tunkowy	natężenie dopuszczalne w kg/cm^2 , jeżeli wewnętrzny promień krzywizny		
		5 m	35 m	60 m
ciosy	2500	4,15	16,76	24,26
cegła	2000	3,61	14,23	--
kamień łamany	2200	3,5	14,25	—

Jeżeli rzeczywiście Heinzerling znalazł natężenie dopuszczalne o tyle większe dla większych rozpiętości, to powodem tego jest najprzód ta okoliczność, że oznaczał je dla obciążenia całkowitego, gdy obciążenie jednostronne ma większy wpływ dla małych rozpiętości. Dalej powód jest ten, że dla wielkich rozpiętości zmuszeni jesteśmy przyjmować większe natężenia dopuszczalne, aby wymiary stały się nie zanadto wielkie, używamy też wtedy wyborowych materiałów. Następnie błędy wykonania i materiału a także i wietrzenie są o wiele niebezpieczniejsze dla cienkich sklepień, dlatego nie schodzimy z grubością sklepienia poniżej pewnej granicy, a wręcz wpływ wstrząśnień, którego w obliczeniu nie uwzględniamy, jest szkodliwszym dla małych rozpiętości, niż dla wielkich, gdzie wstrząśnienia z powodu wielkiej masy kamienia nie są tak szkodliwymi.

Wobec tego możemy dla małych i średnich rozpiętości przyjąć w przybliżeniu następane natężenia dopuszczalne na ciśnienie w kg/cm^2

zwykły mur ceglany na wapnie	7
lepszy " " " " cemencie	11
najlepszy mur ceglany z zendrówek na cemencie	14
dobry mur kamienny na cemencie	14
mur z ciosów	14
i wyżej wedle wytrzymałości ciosów,	
beton	20

Jeżeli obliczenie jest zupełnie ścisłe, to możemy te cyfry o 40% powiększyć.

Dla przykładu podamy tu niektóre dane o wykonanych mostach, które świadczą, jak wysokie natężenia przyjmowano w większych nowszych budowlach:

	<i>kg/cm²</i>
Kolej Arulańska w filarach	7
„ „ w sklepieniu	12
„ berlińska miejska filary	7
„ „ „ sklepienia	9
Wiadukt Indre ($h=23m$)	4·6
„ Morlaix ($h=58m$)	8·1
„ Chaumont ($h=50m$)	10·0
Most Neuilly w Paryżu na Sekwanie ($l=39$)	12·8
Kolej Arulańska na Wäldlitobel (kamień łamany)	14
Most Zgody w Paryżu na Sekwanie ($l=31$)	17·0
„ św. Trójcy we Florencyi ($l=29$)	15·4
„ na Prucie w Jaremczu ($l=65m$)	27·5
„ betonowy pod Erbach ($l=25m$)	29
„ na Nagoldzie pod Teinach ($l=33m$)	29·3
Wiadukt du Gour Noir ($l=64,94$)	30·4
Most betonowy na Dunaju w Munderkingen (przegubowy)	38
Most na Murgu pod Hesselbach ($l=30$)	45
„ „ „ „ Baiersbronn (przegubowy)	52
„ próbny w Souppes (podezas zawalenia się)	70

Huss proponuje dla większych sklepień następane natężenie dopuszczalne muru ze szwami

dla $l=30$ $120m$

$$\tau = \frac{1}{10} \mu \quad \frac{1}{4} \mu$$

Dla sklepień o rozpiętości 25 do 60 m wypada stąd natężenie dopuszczalne 25 do 30 *kg/cm²*. Większe ciśnienie w sklepieniach dopuszcza się tylko zupełnie wyjątkowo przy zupełnie dokładnem obliczeniu i użyciu przegubów.

§. 6. Ciągnienie dopuszczalne.

Wiadomo już ze statyki budowli, że dla muru nie dopuszczamy wcale ciągnienia. Wprawdzie nietylko kamienie i cegły, ale także zaprawa hydrauliczna, a nawet i wapienna posiada pewną wytrzymałość na ciągnienie, ale najprzód wytrzymałość ta jest stosunkowo małą, a dalej nie wszystkie szwy są wszędzie zaprawą wypełnione. Często też zdarza się, że kamie-

nie zabierają za wiele wody z zaprawy, przezco połączenie zaprawy z kamieniami jest niedostatecznem. Dlatego najlepiej nie liczyć wcale na wytrzymałość na ciągnięcie muru.

Inaczej rzecz się ma z betonem, ten tworzy masę jednolitą, a że wytrzymałość jego na ciągnięcie wynosi 20 do 30 kg/cm^2 , to możemy dla betonu przyjąć natężenie dopuszczalne 2 do 3 kg/cm^2 , Dyckerhoff przyjmuje nawet 3,5 do 4,5 kg/cm^2 , zato inni ze względu na łatwość pękania betonu nie dopuszczają wcale ciągnięcia dla betonu.

Dla zeskładów żelazno-betonowych (Moniera, Wünsch, Melana) możemy dopuścić znacznie większe ciągnięcie 10 kg/cm^2 , a nawet przy dokładnem obliczeniu 15 kg/cm^2 , bo pęknięcie betonu nie przedstawia tu bezpośrednio niebezpieczeństwa, wtedy wchodzi w grę części żelazne zeskładu, które pracują na ciągnięcie.

§. 7. Obciążenie dopuszczalne gruntu.

Kwestyi tej nie będziemy tutaj zgłębiać, gdyż należy ona do nauki o fundamentach i wyklada się ją tam dokładnie. Tu podamy tylko parę wskazówek ze względu na słuchaczy, którzy wykładu o fundamentowaniu jeszcze nie słuchali.

Jeżeli fundament spoczywa na skale, to na wymiary fundamentu wpływa natężenie dopuszczalne muru. Jeżeli grunt jest mniej wytrzymałym od muru, co zdarza się często, skoro nie możemy osiągnąć skały, to szerokość stopy fundamentu zależy od obciążenia dopuszczalnego gruntu, to zaś zależy od jakości gruntu, a może także i od głębokości fundamentu.

Wedle Heinzerlinga wynosi dopuszczalne ciśnienie gruntu naturalnego gliniastego czystego lub zmieszanego z piaskiem 2 do 3 kg/cm^2 , zwykłego dobrego gruntu budowlanego 4 do 5 kg/cm^2 , gruntu piaszczystego 4 do 5 kg/cm^2 . Przy bardzo twardym, suchym ile, leżącym na skale, można dopuścić nawet 7 do 12 kg/cm^2 .

Ciśnienie dopuszczalne sztucznie wzmocnionego gruntu wynosi przy użyciu warstwy piasku grubej 2 m 2 do 3 kg/cm^2 , przy ruszcie 2 do 3 kg/cm^2 , przy betonowaniu na silnym gruncie grubym 0,75 do 1 m 4 do 5 kg/cm^2 , przy użyciu pali 0,8 do 7 kg/cm^2 .

Wedle norm wypracowanych przez austr. Towarzystwo inżynierów i architektów a przyjętych przez magistraty Wiednia

i Lincu można przyjmować następane ciśnienia fundamentu na grunt budowlany:

	<i>kg/cm²</i>
1. Glina i il bardzo wilgotny, piasek w warstwie 1 m grubości, jeżeli zapobieże się bocznemu wysunięciu do	1,5
2. Żwir z piaskiem silny, w warstwie niegrubej albo przy zmiennym położeniu warstw, glina i il suchy stojący lub po części stojący, jeżeli się zapobieże bocznemu wysunięciu do	2,5
3. Zbity gruboziarnisty żwir w warstwie grubej, leżąca glina i il suchy do	3,5
4. Pulchna ziemia wodnista, fundamentowanie przy użyciu pali do	2,0
5. Pulchna ziemia wodnista, fundamentowanie przy użyciu pali i warstwy betonu na 60 cm do	3,0

B. Sklepienia.

III. Obliczenie sklepień.

§. 8. Przepusty płytowe.

Dla małych rozpiętości używamy często zamiast sklepień płyt. Obliczenie grubości płyty nie jest trudnem, obliczamy ją na złamanie wedle znanych wzorów.

Jeżeli ciężar P , działający na płytę, umieścimy w środku rozpiętości (t. 27 r. 5.), a g nazwiemy ciężar na jednostkę długości, to największy moment

$$M = \frac{1}{4} Pl + \frac{1}{8} gl^2 = \frac{1}{4} \left(P + \frac{1}{2} gl \right) l,$$

jeżeli l oznacza rozpiętość teoretyczną.

Nazwijmy τ napięcie dopuszczalne na zginanie, b szerokość płyty, c jej grubość, to

$$\tau \frac{1}{12} bc^3 = \frac{1}{4} \left(P + \frac{1}{2} gl \right) l \frac{c}{2}, \text{ a stąd}$$

$$c = \sqrt{\frac{3 \left(P + \frac{gl}{2} \right) l}{b \tau}} \dots \dots \dots 8)$$

Jeżeli wysokość nadsypki $z > 1 m$, to możemy przyjąć, że ciężar ruchomy rozdziela się równo na całą rozpiętość, nazwijmy ciężar jednostkowy p , to z 8) otrzymamy

$$c = \sqrt{\frac{3(p+g)l^2}{4b\tau}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3(p+g)}{b\tau}} \dots \dots \dots 9)$$

Nateżenie dopuszczalne na złamanie możemy przyjąć przy 30-krotnej pewności wedle Heinzerlinga w kg/cm^2 , jak następuje:

kwarc	8	piaskowiec średni	4,5
bazalt	6	łupek krzemionkowy	2,0
łupek łyszczykowy	5	wapień	1,5
granit	5		

Dla wielkich nadsypok wyżej 3 m ciśnienie na płytę mało co się zmienia i nie jest proporcjonalne do z . Dlatego Winkler radzi przyjmować grubość proporcjonalną wprost do rozpiętości a niezależnie od z . Ze względu na zwietrzenie należy jeszcze dodać pewną stałą. Według Winklera przyjmować więc należy

$$c = 0,15 + 0,10 l' m \dots \dots \dots 10)$$

Heinzerling przyjmuje podobnie

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } z < 1,5 m \quad c = 0,10 + 0,20 l' m \\ \text{„ } z > 1,5 m \quad c = 0,12 + 0,34 l' m \end{array} \right\} \dots \dots \dots 11)$$

Według rów. 11) obliczano grubość płyt przepustów kolei lwowsko-bełżeckiej.

Szerokość łożyska płyty możemy przyjąć w przybliżeniu $e = 0,25 l'$ do $0,3 l'$, a stąd otrzymamy

$$l = l' + e = 1,25 l' \dots \dots \dots 12)$$

Przykład. Niech będzie $l = 0,5 m$, $z = 1 m$, ciśnienie koła $P = 3 t$, szerokość płyt $0,5 m$, $\tau = 5 kg/cm^2$. Wyznaczyć należy grubość płyty.

Według 12) $l = 0,25 \cdot 0,5 = 0,625 m$.

Nie uwzględniając rozdziału ciśnienia P przez nasyp, otrzymamy $P = 3 t$, przyjmijmy tymczasowo $c = 30 cm$, ciężar gatunkowy kamienia 2,5, nadsypki 2,0, to $g = 2,5 \times 0,3 \times 0,5 + 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 1,375 t/m = 13,75 kg/cm$.

Według 8) otrzymamy

$$c = \sqrt{\frac{3 \left(3000 + \frac{13,75 \cdot 62,5}{2} \right) 62,5}{50,5}} = 26,9 cm.$$

Gdybyśmy przyjęli, że ciężar P rozkłada się przez nadsypkę w ten sposób, że połowa jego rozdziela się równo na całą rozpiętość, to

$$p = \frac{3000}{2 \cdot 0,625} = 24,00 kg/cm,$$

zatem wedle 9)

$$c = \frac{62,5}{2} \sqrt{\frac{3(24 + 13,75)}{50,5}} = 21,0 cm.$$

§. 9. Rozmaite teorye sklepień.

Wedle ustroju sklepienia różnią się też sposoby jego obliczania. Rozróżnić musimy przedewszystkiem sklepienia składające się z pojedynczych kłinców od sklepień jednolitych betonowych.

Jeżeli w szwach niema wcale zaprawy lub jej nie uwzględniamy, to zawalenie się sklepienia nastąpić może tylko przez obrót kłinców około krawędzi, przyczew szwy się otwierają. Teorya ta nazywa się krawędziową (n. *Kantungstheorie*) i została ogłoszoną w r. 1773 przez Coulomba. Dawniejsza teorya de la Hire'a zasadzała się na mylnem przypuszczeniu, że zawalenie się sklepienia następuje wskutek przesunięcia się kłinców.

Liczne doświadczenia, robione przez Boistarda w roku 1808 potwierdziły teoryę Coulomba, którą dalej udoskonalali Lamé, Clayperon, Audry, Navier, a Méry (1827) i Poncelet w r. 1835 zastąpili analityczną metodę wykreslną.

Gerstner w r. 1831 i Moseley w 1833 używać zaczęli do wyznaczenia równowagi sklepienia linii ciśnienia. Méry w r. 1840 postawił przytem zasadę, że linia ciśnienia nie powinna nigdzie wychodzić ze średniej, trzeciej części sklepienia. Méry prowadził linię ciśnienia w kluczu przez punkt jędrny górny *m* (t. 27. r. 6.), a w szwie niebezpiecznym (n. *Bruchfuge*, fr. *joint de rupture*) *CD* przez punkt jędrny dolny *c*. Szew ten leży dla sklepień półkolistych przy $\alpha=25^\circ$ do 35° , średnio $\alpha=30^\circ$, przy sklepieniach eliptycznych w połowie wysokości, przy odcinkowych często na podporze.

Sposobu Méryego używano do ostatnich czasów często we Francyi, wyznaczając położenie szwu niebezpiecznego zapomocą prób.

Moseley (1835) i Scheffler (1840) postawili zasadę najmniejszego oporu, uważali więc tę linię ciśnienia z między wielu możliwych za prawdziwą, której odpowiada najmniejsze parcie poziome.

Culmann (1865) i Winkler (1862) zastosowali do sklepień teoryę łuków sprężystych. Ten ostatni uważa tę linię za prawdziwą, dla której suma kwadratów zboczeń od osi jest najmniejszością.

Doświadczenia wykonane ze sklepieniami przez austr. Towarzystwo inżynierów i architektów w Wiedniu w r. 1891 do 1894, potwierdziły tę hipotezę, że sklepienia obliczać można jako łuki sprężyste.

§. 10. Ciężar ruchomy skupiony.

Zwykle uwzględniamy ciężar ruchomy, przemieniając go na warstwę muru *), kreśląc linię ciśnienia albo dla obciążenia zupełnego albo też dla połowy sklepienia. Zachodzi teraz pytanie, czy to obciążenie połowy rozpiętości jest najniekorzystniejsze. Zbadamy bliżej tę kwestyę, idąc za wskazówkami Crepina **).

Wiemy, że najkorzystniej jest dla sklepienia, jeśli linia ciśnienia wpada w oś, możemy więc na odwrót w przybliżeniu powiedzieć, że najniekorzystniejsze położenie ciężarów będzie takie, które odchyli najbardziej od środka punkt linii ciśnienia, w którym styczna jest pozioma.

Przypuśćmy, że AEB (t. 1. r. 1.) jest niesymetryczną linią ciśnienia, a styczna w E pozioma. Wprowadźmy punkty A i B nie leżące ściśle w jednym poziomie, ale do tego celu w przybliżeniu możemy przyjąć, że $A'B' \parallel AB$, stąd zaś wynika, że $AA' = BB'$, zatem moment wypadkowej sił po lewej stronie punktu E ze względu na lewą pionową podporową jest równy wypadkowej P' sił po prawej ze względu na prawą pionową podporową.

Przypuśćmy teraz, że w sklepieniu symetrycznym działa siła P w punkcie F (rys. 2.). Podzielmy sklepienie na pewną ilość pasków (tu np. 16), wyznaczmy ciężary i środki ciężkości tych pasków i wykreślmy wielobok sił. Przyjmijmy tymczasowo dowolnie biegun i wykreślmy wielokąt sznurowy MAN najprzód dla nieobciążonego sklepienia. Gdy uwzględnimy siłę P , to otrzymamy wielobok sznurowy MAN' . Jeżeli teraz poprowadzimy $L_1K_1 \parallel MN'$ styczną do wieloboku sznurowego, to okaże się zwykle, że punktem styczności jest dany punkt F lub też jakiś punkt bliżej klucza.

*) Por. §. 1. i 2.

**) Por. Annal. des ponts et chaussées 1887.

Ponieważ tu z prawej strony przybył ciężar P , zatem $KN' - KN$ oznacza teraz moment siły P ze względu na prawą pionową podporową. Różnicę tę możemy otrzymać wprost z wieloboku sił, przedłużwszy promień siły P aż do przecięcia się z pionową w odstępzie x lub też poprowadziwszy równoległe do tych promieni, wskutek czego otrzymamy $CC_1 = NN'$.

Poprowadziwszy $OK \parallel L_1K_1$ a z K poziomą, otrzymamy położenie bieguna. Odległość zaś biegunową wyznaczymy w zwykły sposób.

Chcąc wynaleść najniekorzystniejsze położenie danego ciężaru P , przypuśćmy, że ciężar ten działa w punkcie E (rys. 3a). Jeżeli CAC' było linią ciśnienia dla sklepienia nieobciążonego (obciążonego tylko symetrycznie ciężarem stałym) to, gdy poprowadzimy $EF \parallel O_3$ i $EG \parallel On$, odnośnych promieni wieloboku sznurowego, otrzymamy FG , a zrobiwszy $CC'' = FG$, — punkt C'' nowej linii ciśnienia. Punkt ten C'' możemy otrzymać także, poprowadziwszy w wieloboku sił 3 $O_1 =$ odległości biegunowej poziomo i wykreślimy z punktu C poziomą, a z E' $E'C'' \parallel O_1n$.

Jeżeli teraz poprowadzimy styczną do nowej linii ciśnienia \parallel do $C'C''$, to otrzymamy punkt styczności, a więc w przybliżeniu punkt najwyższy linii ciśnienia w K pomiędzy A i E .

Jeżeli ciężar P w E powiększymy, to punkt najwyższy przesunie się bliżej do E . Łatwo możemy też wynaleść wielkość najmniejszego ciężaru P' , dla którego punkt najwyższy wpada na E . Potrzebujemy tylko poprowadzić $C'C'''$ równoległe do stycznej linii ciśnienia w E , to linia ciśnienia musi się kończyć w C''' , a gdy poprowadzimy $O'n_1 \parallel E'C'''$, otrzymamy $P' = 3n_1$.

Wykreślimy w punkcie E' rzędne $E'E'' = 3n_1 = P'$ i powtórzmy tę samą konstrukcję dla wypadku, gdy w M stoi ciężar; wyznaczmy wielkość ciężaru, który sprawia, że punkt M jest najwyższym linii ciśnienia i wykreślimy odnośną rzędną. Zróbmy to jeszcze dla innych punktów, a połączywszy końce tych rzędnych, otrzymamy linię $A''M'E''$, z której możemy dla danego ciężaru P łatwo znaleźć punkt, w którym ma stać ciężar, aby punkt K spadał jeszcze z punktem zaczepienia ciężaru i jak wielki ma być ciężar dla danego odchylenia najwyższego punktu linii ciśnienia. Że dla największego odchylenia najwyższego punktu linii ciśnienia dany ciężar ma stać na tym

punkcie, widzimy z rysunku. Ciężar np. P stojąc w M sprawia odchylenie AM , gdy ten sam ciężar posunie się dalej na lewo, i działa w E , odchylenie jest już mniejsze AK .

Jeżeli kilka ciężarów P_1, P_2 i P_3 działa na sklepienie (rys. 4), to według poprzedniego, uwzględnimy je, wykreśliwszy w wieloboku sił te trzy ciężary, a równoległe do promieni wielobok sznurowy $L'N_1C_1$. Zamiast tego, możemy, znając położenie wypadkowej tych ciężarów, wykreślić $S'C_1 \parallel O'p_3$ i w ten sposób otrzymamy punkt C_1 . Chcąc wynaleść najmniejszy ciężar wypadkowej R' , która sprawia odchylenie najwyższego punktu aż do punktu zaczepienia pierwszego ciężaru L , kreślimy w L_2 styczną, — równoległą do niej $C'C_2$, łączymy C_2 z S' , kreślimy $O'r \parallel S'C_2$, to $or = R'$, szukaney wielkości wypadkowej ciężaru ruchomego. Jeżeli w pionowych przez punkty zaczepienia pierwszej siły i wypadkowej odetniemy wielkość R' a więc zrobimy $S'S'' = L'L'' = or$ i jeżeli zrobimy to samo dla innych położeń układu ciężarów skupionych, to otrzymamy linie $S'U$ i $L''W'$, analogicznie do linii $A''E''$ (rys. 3 a). Dla danej wielkości wypadkowej ciężarów, kreślimy poziomą w odpowiednim odstępnie od CC' (rys. 4) i otrzymujemy punkty przecięcia R'' i T'' . Największe odchylenie otrzymamy więc w pionowej przez T'' , jeżeli wypadkowa będzie przechodzić przez R'' .

§. 11. Wpływ nadsypki.

W rzeczywistości, ciężary nie działają wprost na sklepienie, lecz za pośrednictwem nadsypki. Sposób rozdzielania się ciśnienia przez warstwę nadsypki nie jest jeszcze dostatecznie zbadany*). Przypuścić jednak możemy z wszelkiem prawdopodobieństwem, że ciśnienie to rozdziela się na wszystkie strony jednakowo, a więc w płaszczyźnie poziomej na powierzchnię koła, będącej podstawą stożka, którego wierzchołkiem jest K , punkt zaczepienia ciężaru. Nie znamy wprawdzie kąta nachylenia do poziomu α prostych, tworzących powierzchnię stożka, robimy więc przypuszczenie, że kąt ten α równy jest kątowi tarcia. Wprawdzie na powierzchni koła ciśnienie nie jest jednostajne, lecz jest we środku największe, ale z powodu, że pojedyncze pierścienie sklepienia są zaprawą połączone i siły choćby

*) Por. Mosty Blaszane str. 58.

*) Por. Mzane str. str.

pod wpływem tarcia rozdzielają się na większą płaszczyznę, możemy przyjąć w przybliżeniu rozkład równy na powierzchni koła. Jeżeli grzbiet sklepienia jest pochyły, otrzymamy zamiast koła jako przecięcie stożka elipsę. Jeżeli całe koło lub elipsa przypada na grzbiet sklepienia, to środek ciężkości ciśnień przypada na pionową przez punkt zaczepienia K . Jeżeli tylko część koła lub elipsy wpada na sklepienie, to należałoby wyznaleść środek ciężkości. W obu razach, zadanie sprowadza się do poprzedzającego. W punkcie S_2 kreślimy styczną do linii ciśnienia, potem równoległe do niej CC_1' , — łączymy C_1' z K_1 i robimy $OK \parallel C_1'K_1$, przez co otrzymamy wielkość ciężaru P , sprawiającego odchylenie w S . Wykreślenie linii krzywych V i W nie przedstawia teraz żadnej trudności.

Z rysunku widzimy, że nadsypka zmniejsza odchylenie najwyższego punktu linii ciśnienia, a więc działa korzystnie na sklepienie.

§. 12. Obciążenie ciągle.

Jeżeli obciążenie jest ciągle, to postępujemy według tych samych zasad. Jeżeli przyjmiemy środek ciężkości w K , w połowie długości obciążenia C_1S'' (rys. 5) i wykreślimy odnośną linię największych odchyień B_1V , to musimy tu uwzględnić, że wielkość obciążenia zmienia się według prawa linii prostej wraz z długością obciążenia. Jeżeli B_1G oznacza daną wielkość obciążenia połowy sklepienia, to łączymy G z C'' , a wtedy do punktu przecięcia się V z linią B_1V powinno sięgać obciążenie dla największego odchylenia punktu najwyższego. Punkt, do którego ma sięgać obciążenie dla największego odchylenia najwyższego punktu linii ciśnienia, jest, jak widzimy, zależny od wielkości obciążenia i jest tem bliżej klucza, im mniejsze jest obciążenie.

Do podobnego wyniku dochodzi Housselle, który posuwa tak daleko obciążenie ku kluczowi, że koniec jego przypada na szczyt linii ciśnienia (a więc mniej nieco, niż Crépin). Jeżeli odstęp końca obciążenia od środka jest x (t. 41. r. 1.), to gdy przetniemy sklepienie płaszczyzną mn , to możemy tam zaczepić dla równowagi parcie poziome H . Ze względu na A otrzymamy wtedy

$$Hh = \frac{1}{2} p_1 \left(\frac{l}{2} - x \right)^2.$$

Podobnie ze względu na punkt *B* otrzymamy

$$Hh = \frac{1}{2} p_2 \left(\frac{l}{2} + x \right)^2, \text{ zatem}$$

$$\frac{1}{2} p_1 \left(\frac{l}{2} - x \right)^2 = \frac{1}{2} p_2 \left(\frac{l}{2} + x \right)^2, \text{ a stąd}$$

$$p_1 \left(\frac{l^2}{4} - lx + x^2 \right) = p_2 \left(\frac{l^2}{4} + lx + x^2 \right), \text{ zatem}$$

$$x = \frac{1}{2} \frac{p_1 + p_2 - \sqrt{4 p_1 p_2}}{p_1 - p_2} \dots \dots \dots 10)$$

Na zakończenie roztrząsania naszego wpływu ciężaru ruchomego zauważyć musimy, że wpływ ten jest mniejszy przy większych rozpiętościach i nadsypkach, zaś znaczny przy małych rozpiętościach i małych nadsypkach. To też w praktyce przyjmujemy grubości sklepień dla małych rozpiętości i nadsyppek znacznie większe, aniżeli wypada dla założenia obciążenia jednostajnego. Ponieważ ze względów praktycznych nie schodzimy z wymiarami sklepień poniżej pewnej granicy, dlatego bardzo często sklepień o rozpiętości do 4 m nie obliczamy wcale, a kreślimy linię ciśnienia tylko ze względu na przyczółki.

§. 13. Sklepienie niesymetrycznie obciążone.

W podręczniku statyki budowli omawialiśmy obliczenie dokładne sklepienia dowolnego, dowolnie obciążonego. Tu dodamy jeszcze sposób przybliżony wykreślenia linii ciśnienia sklepienia niesymetrycznie obciążonego.

Przypuśćmy, że sklepienie *acb* (t. 27. r. 7.) jest do połowy obciążone ciężarem ruchomym. Chodzi o wykreślenie linii ciśnienia dla przypuszczenia, że linia ciśnienia przechodzi przez *A*, *C* i *B*. W tym celu kreślimy wielobok sił, przyjmujemy dowolnie biegun *O*, kreślimy promienie, a równoległe do nich wielobok sznurowy *I', II'...VIII'*. Przypuśćmy na chwilę, że tylko lewa strona sklepienia *AC* jest obciążona, prawa zaś wcale nie (nawet ciężarem własnym), to linia ciśnienia po prawej stronie będzie prostą, a że musi przechodzić przez *C* i *B*, więc prostą *BC*. Wypadkowa *G₁* ciężarów *I' II' III' IV'* przechodzi przez *M₁*, na pionowej *MS₁* przecinają się więc skrajne boki wieloboku

sznurowego, zatem ostatni bok musi być AS_1 . Z tego wynika, że dla tego obciążenia powstanie oddziaływanie W_1 i W_2 , które łatwo w wieloboku sił wyznaczymy.

Przypuśćmy teraz, że tylko prawa strona sklepienia CB jest obciążoną, linia ciśnienia po lewej stronie będzie prosta AC , wypadkowa G_2 ciężarów $V' VI' \dots VIII'$ przechodzi przez NS_2 , ostatni bok wieloboku sznurowego jest BS_2 , oddziaływania dla tego obciążenia D_1 i D_2 .

Jeżeli teraz równocześnie obciążona jest prawa i lewa strona sklepienia, to w A działają równocześnie D_1 i W_1 , w B D_2 i W_2 , czyli w A K_1 , w B K_2 , które łatwo z wieloboku sił wyznaczyć. K_1 i K_2 przecinają się w O_1 , który jest prawdziwym biegunem, z którego wykreśliwszy promienie a równoległe do nich wielobok sznurowy, otrzymamy linię ciśnienia przechodzącą przez A , C i B .

§. 14. Wpływ zmiany ciepłoty na linię ciśnienia.

Wpływ zmiany ciepłoty jest dla łuków żelaznych bardzo znaczny, tam też zastanowimy się nad nim dokładnie. Tu podamy tylko wyniki. I tak dla łuku bezprzegubowego parcie poziome, wywołane zmianą ciepłoty o t^0 jest *cel*

$$H_1 = \frac{45 \alpha t \varepsilon I}{4 f}, \dots \dots \dots 11)$$

przyczem oznacza α współczynnik rozszerzalności dla muru

$$\alpha = 0.0000070, \quad \varepsilon = 250000 \text{ kg/cm}^2,$$

I moment bezwładności przekroju, f strzałka.

Z rów. 11) widzimy, że jeżeli t rośnie, wzrasta też i H_1 , przy większej ciepłocie parcie staje się większem, zatem linia ciśnienia bardziej płaska (t. 41. r. 2.). Wskutek podniesienia się ciepłoty zniża się więc linia ciśnienia w kluczu, a podwyższa na podporach. Wprost przeciwny skutek wywiera zniżenie ciepłoty.

Przy mostach zwykle nie uwzględniamy wpływu zmiany ciepłoty, bo sklepienie jest nakryte i dość grube, a kamień złym przewodnikiem ciepła, zatem pomimo znacznej różnicy ciepłoty powietrza, ciepłota sklepienia mało się zmienia. Dopóki sklepienie nie jest nakryte, wpływ ten jest większym, czego dowodem jest zawalenie się sklepienia zbiornika wodociągowego

w Paryżu w r. 1874, wskutek tego, że nie nakryte jeszcze cienie zresztą sklepienie wystawione było na działanie promieni słonecznych.

Przy wielkich rozpiętościach wpływ zmiany ciepłoty może być znaczniejszy i zmiana wysokości klucza da się spostrzegać.

§. 15. Wpływ zdjęcia krążyn.

Sklepienie podczas budowy spoczywa na krążynach, na których zostawia się je jeszcze jakiś czas po ukończeniu czyli wmurowaniu klucza. Podczas zdejmowania krążyn zaczyna działać dopiero ciężar własny sklepienia, nadmurowania i nadsypki, wogóle ciężar własny mostu. Siła podłużna, działająca w kierunku osi sklepienia sprawia wskutek sprężystości materiału skrócenie małe osi, a wskutek tego zniżenie się klucza. Jeżeli w niedługim czasie po założeniu klucza zdejmujemy krążyny, gdy zaprawa jeszcze nie zupełnie stężała, to jako miękka jeszcze ustępuje nieco pod ciśnieniem, ściąga się, grubość szwów się zmniejsza, w tym wypadku tem bardziej następuje obniżenie klucza.

Obniżenie klucza, będące skutkiem skrócenia osi sklepienia ma ten sam wpływ, co zniżenie ciepłoty, o czem mówiliśmy w poprzednim paragrafie. A zatem linia ciśnienia w kluczu podnosi się w górę, na podporach się zniża.

Jeżeli to podwyższenie się, względnie zniżenie się linii ciśnienia jest znaczne, to może być dla sklepienia niebezpiecznem. Jeżeliby przezto linia ciśnienia wyszła z przekroju, nastąpiłoby zawalenie się sklepienia, jeżeli tylko z jądra, nastąpiłoby otwarcie się szwów. I jedno i drugie zdarzało się w praktyce, pęknięcia sklepienia, rozumie się, znacznie częściej.

Chodzi więc o to, aby odchylenie linii ciśnienia wskutek zdjęcia krążyn było jak najmniejsze. W tym celu należy ze zdjęciem krążyn poczekać, aż zaprawa dostatecznie stężeje, a więc w lecie najmniej 20 do 25 dni. W tym celu należy starannie murować, polewać wodą kamienie, aby nie zabierały zanadto wody z zaprawy i podczas murowania pobijać ciosy, aby odrazu ścisnąć dostatecznie zaprawę, należy używać dobrego cementu i zdejmować ostrożnie krążyny, aby nie wywołać wstrząśnień. O zdejmowaniu krążyn będziemy mówić później obszerniej.

Przy zachowaniu tych wszystkich ostrożności można doprowadzić do tego, że zniżenie się klucza będzie nadzwyczaj małym. Dawniej, gdy murowano sklepienia na zaprawie wapiennej, osiadania się były bardzo wielkie, obecnie przy użyciu bardzo dobrych cementów i umiejętnem murowaniu są one zwykle bardzo małe. I tak np. osiadnięcie się klucza było

przy moście w Neuilly $l=39\text{ m}$ (1772)	77 cm
„ „ w Mantes $l=39\text{ m}$ (1784)	56 cm
„ „ w Montlouis $l=24,8$ (1844)	10 cm
„ „ Tylży w Lugdunie $l=22,8$ (1865)	0 cm
„ „ na Wäldlitobel kolei Arulańskiej $l=41\text{ m}$ (1884)	22,6 cm
„ „ Waterloo w Londynie $l=38,9$ (1817)	4 cm
„ wiadukcie Aulne $l=22\text{ m}$ (1866)	10,5 cm

Największy wpływ osiadnięcia sklepienia na zmianę linii ciśnienia widzimy przy sklepieniach odcinkowych o małej strzałce, tam łatwo może wskutek osiadnięcia sklepienia wyjść linia ciśnienia z jądra.

§. 16. Wpływ przesunięcia się podpór.

Wykreślając linię ciśnienia w sklepieniu, robimy to w przypuszczeniu, że przyczółki są zupełnie stałe. Tymczasem gdy po zdjęciu krążyn na przyczółki działać zacznie parcie sklepienia, musi nastąpić małe odkształcenie przyczółka, bo materiał, z którego zbudowano przyczółek, jest sprężysty. To odkształcenie będzie tem większe, im większe parcie sklepienia i im wyższy przyczółek czy filar, bo wtedy moment parcia jest tem większy, nareszcie im mniejszy przekrój przyczółka.

Wpływ przesunięcia się podpór da się obliczyć, jeżeli znamy wielkość przesunięcia. Odpowiada on skróceniu osi sklepienia albo zniżenia ciepłoty. Skutek przesunięcia się podpór jest więc zniżenie się linii ciśnienia w kluczu a podwyższenie jej na podporach.

Ażeby uniknąć niekorzystnego wpływu przesunięcia się podpór, nie budujemy wysokich przyczółków jak np. w wiadukcie Dolhain (t. 41. r. 12.), ale raczej przedłużamy wiadukt i przyczółek zanurzamy w nasypie np. przy wiadukcie w Aulne (t. 8. r. 1.).

To samo stosuje się i do filarów, jeżeli filar narażony jest z jednej tylko strony na parcie sklepienia, a z drugiej strony obciążony tylko pionowo ciężarem belki prostej (t. 41. r. 5.). W takim razie filar ten musi być bardzo silny i dobrze fundowany, aby się nie pochylił i nie spowodował pęknięcia sklepienia.

IV. Ustrój sklepienia.

§. 17. Przepusty płytowe.

Małe mostki zbudowane nad małymi strugami lub potokami o rozpiętości do 4 lub 5 m nazywamy przepustami (n. *Durchlass*, fr. *ponceau*, *aqueduc*, a. *culvert*). O rozmaitych przepustach sklepionych będziemy mówić później. Teraz zastanowimy się nad przepustami, których otwór przykryty jest płytą kamienną, przepustami płytowymi (n. *Plattendurchlass*, fr. *aqueduc dallé*).

Przepusty płytowe używane są tylko dla bardzo małych rozpiętości od 0,25 m do 1 m (t. 2. rys. 1., t. 9. rys. 8.). Są one przykryte płytami kamiennymi, które zwykle są obrobione na dolnej powierzchni i na powierzchni szwów. Jeżeli rozpiętość jest większa, to robimy wyższą część przyczółków wystającą o $\frac{l}{10}$ do $\frac{l}{8}$ (t. 2. rys. 2., t. 18.), wtedy możemy dojść do rozpiętości 1,2 do 1,3 m w świetle. Jeżeli i to nam nie wystarcza, budujemy przepusty podwójne (t. 2. rys. 35.).

Płyty spoczywają na przyczółkach na długości 20 do 40 cm, możemy ogólnie przyjąć, że długość ta wynosi $c=0,25l$ do $0,3l$, jeżeli l oznacza rozpiętość w świetle. Grubość przyczółków możemy przyjąć wedle Heinzerlinga

$$b=0,3+0,4h \dots \dots \dots 13)$$

a grubość filaru średniego

$$b_1=0,6b \dots \dots \dots 14)$$

Vigreux podaje następujące wzory dla grubości przyczółków:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } l=0,4m \text{ jeżeli } h \leq 0,35m \quad b=0,35m \\ \text{„ } 2,0 > h > 0,35m \quad b=0,35 + \frac{h-0,35}{5-h}m \end{array} \right\} \dots 15)$$

dla $l=0,6\text{ m}$	jeżeli $h \leq 1,0\text{ m}$	$\mathfrak{E}=0,50\text{ m}$	}	15)
	" $2 > h > 1,0\text{ m}$	$b=0,50 + \frac{h-1}{8-h}\text{ m}$		
dla $l=0,80\text{ m}$	" $h \leq 1\text{ m}$	$b=0,6\text{ m}$		
	" $2 > h > 1\text{ m}$	$b=0,6 + \frac{h-1}{8-h}\text{ m}$		

Pod każdy przyczółek dajemy osobny fundament (t. 2. r. 2.), jeżeli grunt jest dobry, przy gorszym gruncie dajemy wspólny fundament (rys. 1).

Dno ma zwykle zaokrąglenie nieckowate (rys. 2.) dla lepszego odpływu małej wody.

§. 18. Kształty łuków.

Przy mostach sklepionych używane są rozmaite kształty łuków, które w krótkości omówimy.

1. Łuk półkolisty (n. *Halbkreisbogen*, fr. *voûte à plein cintre*, a. *semicircular arch*) (t. 8, 9. rys. 1.) używany tak dla małych rozpiętości, jak i wielkich (do 55 m).

2. Łuk odcinkowy (n. *Stichbogen*, *Segmentbogen*, fr. *l'arc de cercle*, a. *segmental arch*) (t. 19. rys. 1., t. 14. rys. 3., t. 23. r. 1.), łuk, którego podniebienie wyznacza łuk koła, mniejszy od półkola.

3. Łuk eliptyczny (n. *elliptischer Bogen*) (t. 24. rys. 1. tab. 19.). Zwykle przytem strzałka f jest mniejszą od połowy rozpiętości $\frac{l}{2}$, elipsa jest więc zniżoną (n. *gedrückt*, fr. *surbaissée*, a. *depressed*), rzadko kiedy jest $f > \frac{l}{2}$, elipsa więc jest podwyższoną (n. *überhöht*, fr. *surhaussée*, a. *surbassed*) (t. 14. rys. 6.).

4. Łuk koszykowy (n. *Korbbogen*, fr. *anse de panier*, a. *oval arch*), jestto łuk złożony z kilku łuków kołowych o kilku promieniach i kształcie przybliżonym do eliptycznego, zatem którego styczne podporowe są pionowe.

Przy małych sklepieniach dość wykreślić linię koszową z 3 lub 5 środków, przy wielkich z więcej środków i tak np. łuk koszykowy mostu Neuilly wyznaczono z 11 środków (t. 3. rys. 5).

Na rys. 6. t. 3. podaliśmy sposób Bossuta kreślenia linii koszykowej z 3 środków. Dane $AO = \frac{l}{2}$ i $OE = f$. Zróbmy $OF = OA$, dalej $EF' = EF$. Spółowmy AF' i w punkcie m wykreślmy $mP \perp AE$, to P i n są środkami, z których zakreślamy łuki.

Heinzerling poleca promienie zmniejszać a kąty środkowe zwiększać w progresyi arytmetycznej (t. 41. r. 3.) tak, że

$r_2 = r_1 - \Delta$, $r_1 = r_2 - \Delta$ itd., zaś $\alpha_2 = \alpha_1 + \delta$, $\alpha_3 = \alpha_2 + \delta \dots$,
wtedy

$$\delta = \frac{90}{n(n-1)} (2n-1) \alpha_1 \dots \dots \dots 16)$$

Jeżeli f i l dane, możemy dowolnie przyjąć n a także r_1 i r_n , zresztą $r_1 = (n-1)\Delta + r_n$.

5. Łuk tunelowy, jajowy (n. *Tunnelbogen*) mający styczne wezglowiowe, nachylone na wewnątrz. Czasami znajdujemy tego rodzaju łuki używane przy przepustach (t. 3. r. 1.).

6. Ostrołuk (n. *Spitzbogen*, fr. *ogive*) (t. 3. rys. 2.), który da się statycznie usprawiedliwić tylko wtedy, gdy w kluczu działa znaczna siła pionowa. Ponieważ to się w mostach nie zdarza, zatem tego rodzaju sklepienie nie jest odpowiedniem.

7. Łuk paraboliczny (n. *Parabelbogen*), odpowiadający obciążeniu jednostajnie rozdzielonemu, zatem do polecenia tylko przy wysokich nasypach (t. 28. przepust kolei Wenezuelskiej, t. 26.).

8. Sklepienie krzyżowe (n. *Kreuzgewölbe*) powstaje wskutek przenikania dwu sklepień kolebkowych się krzyżujących. W budownictwie mostowem trafia się ono rzadko, a mianowicie wtedy, gdy wzdłuż mostu robimy otwory w filarach (t. 42. r. 1.).

9. Łuk w kształcie linii ciśnienia (t. 16. t. 31.). Ponieważ najkorzystniej jest dla sklepienia, jeśli oś sklepienia zgadza się z linią ciśnienia, dlatego w najnowszych czasach budują często łuki nie według pewnych krzywych geometrycznych drugiego stopnia, lecz ściśle wedle linii ciśnienia. Ponieważ jednak linia ciśnienia zmienia się wskutek obciążenia, więc aby odchylenie jej było jak najmniejsze, przyjmuje się oś łuku, odpowiadającą linii ciśnienia dla obciążenia zupełnego połową ciężaru ruchomego.

Inne kształty łuku, jak dwa półkola przecinające się (t. 3. r, 3.) lub dwa łuki w kluczu styczne (r. 4.), podajemy tu tylko dla osobliwości.

W statyce budowli rozważaliśmy już związek między linią obciążenia a linią ciśnienia, względnie kształtem łuku sklepienia*), tu dodamy jeszcze słów parę.

Wiemy, że linii ciśnienia półkolistej odpowiada linia obciążenia, która ma na podporze pionową asymptotę. Że obciążenie nieskończenie wielkie na podporze nie jest możliwem, więc linia ciśnienia musi się oddalać na podporach od osi, nie może mieć stycznej pionowej. Z tego powodu sklepienia takie wymagają znaczniejszego zgrubienia w węzłowie.

Łuki ze styczną pionową półkole, elipsa, łuk koszykowy, ostrołuk), mają zato tę dobrą stronę, że parcie poziome jest mniejsze, niż przy łuku odcinkowym, a to tem mniejsze im większy jest stosunek $\frac{f}{l}$, strzałki do rozpiętości. Dlatego użycie ostrołuku w kościołach gotyckich dla wysokich filarów jest uzasadnione.

Elipsa niższa odpowiada obciążeniu wzrastającemu od środka ku podporom, lecz, jak to wyżej powiedzieliśmy, w węzłowie linia ciśnienia musi się oddalać od osi.

Elipsa lub łuk koszykowy podwyższony odpowiada znacznemu obciążeniu w środku przęsła, a więc może być użytą pod wielkimi nasypami, a jeżeli uwzględnimy boczne parcie ziemi, otrzymujemy przekrój jajowy.

§. 19. Węzłowia.

Węzłowiem (n. *Kämpfer*, fr. *naissance*) nazywamy dolny koniec sklepienia.

Przy sklepieniach odcinkowych węzłowia powinno się znajdować nad wielką wodą (t. 6. r. 1.), przy sklepieniu półkolistym albo eliptycznym można wprawdzie zanurzyć nieco węzłowia, ale o ile możności nie powinna wielka woda sięgać wyżej nad połowę strzałki. Przez zanurzenie sklepień półkolistych lub eliptycznych bardzo mało zmniejszamy powierzchnię prze-

*) Por. Podr. Statyki Budowli str. 223.

plywu, gdy przy sklepieniach odcinkowych może to zmniejszenie być wielkie a przez to szkodliwe.

Aby wodę lepiej wprowadzić pod most bez uszkodzenia łuku, ścinają czasem krawędzie w ten sposób, że na czole powstaje płaski łuk odcinkowy. Te ściecia nazywają się rogami bawolemi (n. *Kuhhörner*, fr. *corne de vache*), a użył ich najprzód Perronet przy moście w Neuilly (t. 14. r. 5.). Jednak wykonanie rogów bawolich przedstawia tyle trudności, że obecnie wyszły one z użycia.

§. 20. Wybór kształtu łuku.

Mówiliśmy już w §. 18. o wpływie linii obciążenia na linię ciśnienia a względnie na stosowny kształt łuku. Przy wyborze kształtu łuku musimy jednak jeszcze zważyć na inne względy.

1. Ilość materiału. Najmniejszą ilość materiału sklepienia i przyczółków otrzymamy wtedy, gdy przedłużymy sklepienia aż do ziemi, a więc gdy niema wcale przyczółka. Wtedy bowiem oś budowli kamiennej może wpadać na linię ciśnienia, a wiadomo ze statyki, że nateżenia rozdzielają się wtedy równo w przekroju, a więc najkorzystniej.

Mosty takie nazywamy mostami bez przyczółka (n. *mit verlorenen Widerlagern*, fr. *à culée perdue* (t. 25. most na rzece Westrach), będziemy o nich później mówić obszerniej.

2. Prostota. Łuk kołowy jest bardzo używany z powodu prostoty, przy użyciu jego można wszystkim klincom nadać ten sam kształt, jeżeli tylko grubość jest jednakowa. Dlatego półkole i łuk odcinkowy są często używane.

Przy łukach eliptycznych sprawia trudności wyznaczenie normalnej do elipsy, wedle której urządzamy szwy. Desnoyers podaje sposób łatwy kreślenia normalnych, przedstawiony na rys. 7. t. 3. Z własności elipsy wynika, że, jeżeli podnormalna $PN=s$, to

$$\frac{s}{x} = \frac{b^2}{a^2} \dots \dots \dots 17)$$

Należy więc raz na zawsze obliczyć sobie ten stosunek, a wtedy dla każdego x możemy obliczyć s . Możemy także wyznaczyć s wykreślnie. Zróbmy $\frac{OD}{OC} = \frac{b^2}{a^2}$, to wystarczy poprowa-

dzie P równoległe do CD , aby otrzymać na pionowej przez O odcinek $s=PN$.

3. Stan wody. Na wysokość łuku ma przy mostach rzecznych wpływ wysokość wielkiej wody. Mówiliśmy już w poprzednim paragrafie, że przy sklepieniach półkolistych lub odcinkowych może być łuk zanurzonym, przy odcinkowych zaś nie. Wprawdzie zdarza się, że i odcinkowe sklepienia, zwłaszcza wysokie, zanurzano w wodzie (t. 21. most na Murze pod Marbach), ale to jest niekorzystnem i należy tego unikać.

4. Wysokość mostu. Im wyższe są filary i przyczółki, tem niekorzystniej działa parcie pionowe, więc aby parcie to było jak najmniejsze, tem większy powinien być stosunek strzałki f do rozpiętości l . Zatem dla niskich filarów mostów rzecznych możemy z korzyścią używać sklepień odcinkowych, dla wysokich wiaduktów wymagałyby one zbyt grubych filarów, tam używamy więc tylko sklepień półkolistych.

Dla mostów odcinkowych strzałka jest zwykle tak wielką, jak na to pozwala teren. Jeżeli nie jesteśmy nim krępowani, np. dla przepustów, przyjmujemy $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ lub $\frac{1}{5}$ (t. 2. rys 6.), dla większych rozpiętości przyjmujemy $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ a nawet mniej. Zwłaszcza w miastach zwykle jesteśmy ograniczeni w wysokości z powodu ulic przyległych, tam więc zwykle jest $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$ do $\frac{1}{10}$ (t. 28. rys. 1. t. 14. rys. 3). Znajdujemy jednak wykonane także mosty o jeszcze mniejszym stosunku $\frac{f}{l}$ i tak

	l	$\frac{f}{l}$
most w St. Maxence	23,39	$\frac{1}{12}$
„ w Pontoise	29,24	$\frac{1}{13,5}$
„ na Loing w Nemours	16,24	$\frac{1}{16,7}$

Są tu jednak stosunki wyjątkowe i nie do polecenia, chyba w zupełnie wyjątkowych okolicznościach, a to z powodu bardzo trudnego wykonania.

eliptyc

Im większa rozpiętość, tem śmieiej wygląda płaskie sklepienie. Dlatego poleca Becker

przy sklepieniach	do 10 m	wysokości nie schodzić niżej	$\frac{1}{12}$
"	"	od 10 do 20 m	" " " " $\frac{1}{10}$
"	"	" 20 " 30 m	" " " " $\frac{1}{8}$
"	"	" 30 " 60 m	" " " " $\frac{1}{6}$

Jeżeli jest dostateczna wysokość do rozporządzenia, bardzo ekonomiczny jest stosunek $\frac{f}{l} = \frac{1}{3}$.

Przy sklepieniach eliptycznych i koszykowych zwykle stosunek strzałki do rozpiętości jest $\frac{f}{l} = \frac{1}{3}$ do $\frac{1}{6}$.

5. Względy piękności. Względy piękności wymagają harmonijnego układu budowli, a więc dla niskich mostów odpowiedni jest łuk płaski, dla wysokich łuk pełny a nawet podwyższony.

Do niedawna uważano mosty bez przyczółków jako nieestetyczne, bo przyzwyczajeni jesteśmy do przyczółków pionowych. Lecz największe mosty, największe arcydzieła sztuki inżynierskiej budują teraz bez przyczółków, n. p. most na Prucie w Jaremczu, wiadukt Gour Noir (t. 13.).

§. 21. Rozpiętość.

Wielkie rozpiętości przedstawiają znaczne trudności w wykonaniu, sklepienia muszą być grube, krążyny i rusztowania silne, natężenie dopuszczalne musi być większe, a zatem i materiał musi być lepszym. Dlatego rzadko kiedy budujemy mosty o większych rozpiętościach niż 40 m.

Podamy tu niektóre mosty o bardzo wielkich rozpiętościach:

I. Sklepienia odcinkowe.	Rozpiętość l	strzałka f	$\frac{f}{l}$	grubość w kłuczu d
1. Most na Addzie w Trezzo*)	72,27	20,80	0,288	—
2. " wodociągowy i drogowy Cabin John pod Waszyngtonem (1862)	67,1	18,6	0,277	2,54

*) Zbudowany w latach 1870 do 1877, zawalił się w r. 1416 podczas wojny.

	Roz- piętość l	strzałka f	$\frac{f}{l}$	grubość w klu- czu d
3. Most kolejowy na Prucie w Jaremczu (1893/4)	65,0	17	0,261	2,1
4. Most na Dee pod Chester (1834)	61,0	12,2	0,200	1,22
5. Most kolejowy na Agout pod Lavour (1885)	61,5	27,4	0,446	1,65
6. Most kolejowy du Gour Noir 7. „ del Diavolo na Sele (1872)	60	16,1	0,268	1,70
8. Most kolejowy Vielle Brionde na Allin	55,0	—	—	—
9. Most na Dunaju pod Mun- derkingen betonowy	54,2	—	—	2,54
10. Most na Prucie w Jamnie (1893/4)	50	5	0,100	1,0
	48	12,5	0,260	1,7
II. Sklepienia półkoliste.				
1. Most Ballochmyle	55,17	27,6	$\frac{1}{2}$	1,37
2. „ na Marnie pod Nogent	50,0	25	$\frac{1}{2}$	1,80
3. „ kolejowy pod Durham	48,75	24,4	$\frac{1}{2}$	1,44
4. „ na Tech pod Perpignan	45,0	22,5	$\frac{1}{2}$	1,62
III. Sklepienie elipty- czne i koszowe.				
1. Most na Hérault w Gignac	48,7	13,3	0,273	2 11
2. „ „ Agout pod Castres	48,6	19,8	0,387	2,92
3. „ „ Severnie w Glou- cester	45,75	16,5	0,360	1,37
4. Most na Scrivia kolei Turyn- Geneva	40,0	13,3	0,333	1,80

Z zestawienia powyższego widzimy, że z obecnie istnieją-
cych mostów sklepionych największą rozpiętość ma most Cabin
John w Ameryce, w Europie zaś most na Prucie w Jaremczu.
Jestto zarazem most kolejowy sklepiony o największej rozpię-
tości, bo most Cabin John jest wodociagowy i drogowy.

Im droższe są filary, a zatem im trudniejsze fundowanie,
tem większą jest najkorzystniejsza rozpiętość mostów rzecznych.
Zwyczajnie przyjmujemy dla rzek rozpiętość co najwyżej 25 m
do 30 m. Powyżej 30 m idziemy tylko przy znacznych trudno-
ściach w fundowaniu, a wyżej 40 m bardzo rzadko. Jednak

w ostatnich czasach stwierdzić należy dążność do budowania mostów o większych rozpiętościach, skoro w sposobach wykonania takich mostów zrobiono wielki postęp, zwłaszcza przy użyciu wybornych cementów. Czasem z powodu żeglugi potrzeba użyć jednego przęsła większego a innych mniejszych.

Dla mostów lądowych rozpiętości mogą być mniejsze, bo fundowanie filarów jest tańsze. Za to przy wiaduktach filary są nieraz wysokie, a im wyższe, tem więcej kosztują, zatem należy przyjmować większe rozpiętości, aby było mniej filarów. Winkler podaje wzór doświadczalny na najkorzystniejszą rozpiętość

$$l = 4 + 0,4 h \text{ m} \quad 18)$$

z czego otrzymujemy dla niskich wiaduktów około 8 m, dla wysokich ($h = 40 \text{ m}$) $l = 20 \text{ m}$.

Z powyższego wynika, że przy mostach lądowych należy rozpiętość zmieniać, jeżeli wysokości h znacznie się zmieniają. Robi się to w takim razie grupami (t. 12. rys. 1. i 2.) Przy mało zmiennej wysokości wiaduktu (t. 7. rys. 1.) albo przy wiaduktach krótkich (t. 42. r. 2.) przyjmuje się równe rozpiętości.

§. 22. Grubość sklepienia i kształt łuku.

Gdybyśmy znali linię ciśnienia, to dałyby się stąd wyznaczyć siły działające na każdy szew i grubość sklepienia w każdym punkcie pod warunkiem, aby natężenie dopuszczalne nie było przekroczone. Wiemy, że sklepienie mogłoby być najcięższem, zatem byłby to najkorzystniejszy wypadek, gdyby linia ciśnienia wpadła w oś*). Grubość sklepienia w takim razie zmieniać się powinna w ten sposób, żeby rzuty pionowe wszystkich szwów były równe**).

Dla tych przypuszczeń natężenia rozdzielają się równo w sklepieniu i możemy napisać

$$H = d_0 \tau = \gamma r_0 q_0 \quad \text{***}) \quad 19)$$

jeżeli H oznacza parcie poziome na 1 m bieżący sklepień, d_0 grubość sklepienia w kluczu, τ natężenie dopuszczalne, γ ciężar gatunkowy, r_0 promień krzywizny osi w kluczu, q_0 ciężar jednostkowy w kluczu.

*) Por. Podr. Stat. Budowli str. 218.

**) Por. Podr. Stat. Budowli str. 221.

***) Por. Podr. Stat. Budowli str. 220.

Jeżeli łuk jest płaski, to możemy w przybliżeniu przyjąć jak dla koła (t. 21. rys. 4.) $\frac{l^2}{4} = f \cdot 2r_0$, stąd

$$r_0 = \frac{l^2}{8f} = 0,125 \frac{l^2}{f}, \text{ więc } H = 0,125 \frac{l^2}{f} \gamma z_0.$$

Ponieważ tu jednak przyjęliśmy najkorzystniejsze warunki, nie trafiające się w praktyce, więc należy H , a stąd i d_0 , przyjąć nieco większe. I tak *Tolkmitt* przyjmuje

$$H = 0,15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(z_0 + \frac{f}{10} \right) = d_0 \tau \dots \dots \dots 20)$$

Jeżeli teraz chcemy wyznaczyć kształt łuku, odpowiadającą linii ciśnienia, to musimy zauważyć, że linia ciśnienia zmienia się wraz z obciążeniem, że zatem chcąc wyznaczyć średnią linię ciśnienia, od którejby się inne najmniej odchyłały, należy przyjąć sklepienie całkowicie obciążone połową ciężaru ruchomego.

W tem przypuszczeniu otrzymamy z rys. 6. $z_0 = d_0 + h$,

więc
$$d_0 \tau = 0,15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(d_0 + h + \frac{f}{10} \right)$$

a stąd
$$d_0 = \frac{0,15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(h + \frac{f}{10} \right)}{\tau - 0,15 \gamma \frac{l^2}{f}} \dots \dots \dots 21)$$

We wzorze tym należy wszystko przyjmować w m i t , więc wymiary w m , γ w t/m^3 , τ w t/m^2 .

Jeżeli zamiast tego przyjmiemy τ w kg/cm^2 , to zamiast τ należy wstawić 10τ , a zatem

$$d_0 = \frac{0,15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(c + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{10 \tau - 0,15 \gamma \frac{l^2}{f}} \dots \dots \dots 22)$$

Jasną jest rzeczą, że oś sklepienia ma w kluczu promień krzywizny r_0 większy o połowę grubości w kluczu d_0 od promienia krzywizny r_1 podniebienia w kluczu, że zatem

$$r_0 = r_1 + \frac{1}{2} d_0 \dots \dots \dots 23)$$

Więc ze względu na 19)

$$H = \gamma \left(r_1 + \frac{d_0}{2} \right) z_0 \dots \dots \dots 24)$$

§. 23. Sklepienie o poziomej linii obciążenia.

Dla dalszego zbadania musimy zrobić założenie co do linii obciążenia. Zwykle w mostach jest ona nieco spadająca ku filarom, my przyjmijemy ją na razie poziomą, otrzymamy więc na razie wyniki przy linii obciążenia spadającej tylko przybliżone.

W rys. 6., w którym przypuszczamy teraz, że linia NN, jest prostą i poziomą, nazwijmy rzędne SN=z. Ciężar części

sklepienia od S do S₁ jest $V = \gamma \cdot SNN_1S_1 = \gamma \int_0^{\xi} z d\xi$.

Dla osi otrzymamy z rysunku

$$st \alpha = \frac{d\eta}{d\xi} = \frac{V}{H} = \frac{\gamma \int_0^{\xi} z d\xi}{H}$$

$$\frac{d^2\eta}{d\xi^2} = \frac{\gamma z}{H} \dots \dots \dots 25)$$

stąd

a $R = \frac{H}{d \cdot st \alpha}$

Jeżeli linia ciśnienia spada z osią, to

$$r = \frac{H}{\gamma z \cdot wst^3 \alpha}$$

a $d = d_0$ siecz α^*), stąd

$$QR = \frac{d_0}{2}, PR = \frac{d_0}{2} st \alpha, QS = QR + PR st \alpha = \frac{d_0}{2} (1 + st^2 \alpha)$$

$$z = NS = z_0 + \eta \cdot \frac{d_0}{2} (1 + st^2 \alpha) - \frac{d_0}{2} = z_0 + \eta + \frac{d_0}{2} \left(\frac{d\eta}{d\xi} \right)^2$$

Wstawiwszy to w rów. 25), otrzymamy

$$\frac{d^2\eta}{d\xi^2} = \frac{\gamma(z_0 + \eta)}{H} + \frac{\gamma d_0}{2H} \left(\frac{d\eta}{d\xi} \right)^2 \dots \dots \dots 27)$$

Całkując kilkakrotnie częściowo, otrzymamy

$$\frac{d\eta}{d\xi} = \sqrt{\frac{2H}{\gamma d_0}} \sqrt{\left(1 + \frac{d_0 z_0 \gamma}{H}\right) \left(e^{\frac{\gamma d_0 \eta}{H}} - 1\right) - \frac{d_0 \eta \gamma}{H}} \dots \dots 28)$$

Z rysunku widzimy, że $\eta = y$, $\xi = x + \frac{d_0}{2} \frac{d\eta}{d\xi}$.

Wstawiwszy wartość za $\frac{d\eta}{d\xi}$, otrzymamy, zważywszy, że

*) Por. Podr. Statyki Budowli str. 220. rów. 21) i 221. rów. 23).

$$\xi = \int d\eta \cdot \frac{d\xi}{d\eta}$$

$$x = \sqrt{2H} \int_0^v \frac{dy}{\sqrt{\left(1 + \frac{\gamma d_0 z_0}{H}\right) \left(e^{\frac{\gamma d_0 y}{H}} - 1\right) - \frac{\gamma d_0 y}{H}}} +$$

$$- \sqrt{\frac{H}{z}} \int_0^v \frac{dy}{\sqrt{\left(1 - \frac{\gamma d_0 z_0}{H}\right) \left(e^{\frac{\gamma d_0 y}{H}} - 1\right) - \frac{\gamma d_0 y}{H}}} \dots \dots 29)$$

Równanie to nie da się zcałkować, musimy obliczać pojedyncze wartości, względnie użyć tablic, a w tym celu nazwijmy

$$u = \frac{x\sqrt{\gamma}}{\sqrt{H}}, \quad v = \frac{y}{z_0}, \quad \varepsilon = \frac{\gamma d_0 z_0}{H}, \dots \dots \dots 30)$$

to możemy napisać rów. 29)

$$u = \frac{\varepsilon}{\sqrt{2}} \int_0^v \frac{d_0}{\sqrt{(1+\varepsilon)(e^{\varepsilon v} - 1) - \varepsilon v}} - \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(1+\varepsilon)(e^{\varepsilon v} - 1) - \varepsilon v} \dots \dots 31)$$

Zamiast tego równania przyjmuje Tolkmitt równanie przybliżone, które jednak w granicach używanych dla mostów daje wyniki prawie zupełnie zgodne z rów. 31).

Równanie to brzmi:

$$u = \sqrt{\frac{2(1-\varepsilon)v}{1 + (\frac{1}{8} + \varepsilon)v}} \dots \dots \dots 32)$$

Z rów. 32) otrzymamy

$$v = \frac{u^2}{2(1-\varepsilon) - (\frac{1}{8} + \varepsilon)u^2} \dots \dots \dots 33)$$

Wstawiliśmy wartość za u i v z rów. 30), otrzymamy

$$y = \frac{\gamma z_0 x^2}{2(1-\varepsilon)H - (\frac{1}{8} + \varepsilon)\gamma x^2} \dots \dots \dots 34)$$

Promień linii podniebienia w kluczu otrzymamy stąd

$$r_1 = \frac{H}{\gamma z_0} (1-\varepsilon) \dots \dots \dots 35)$$

Wstawiliśmy z rów. 35) wartość za H w rów. 34), otrzymamy

$$y = \frac{z_0 x^2}{2r_1 z_0 - (\frac{1}{8} + \varepsilon)x^2} \dots \dots \dots 36)$$

a że wedle 30) $\varepsilon = \frac{\gamma d_0 z_0}{H}$, więc z rów. 35) otrzymamy

$$r_1 = \frac{H}{\gamma z_0} \left(1 - \frac{\gamma d_0 z_0}{H} \right) = \frac{H}{\gamma z_0} - d_0, \text{ a stąd}$$

strzymany

$$\underline{H = \gamma (r_1 + d_0) z_0} \dots \dots \dots 37)$$

$$\text{a } \varepsilon = \frac{\gamma d_0 z_0}{\gamma (r_1 + d_0) z_0} = \frac{d_0}{r_1 + d_0} \dots \dots \dots 38)$$

$$\text{Wstawmy dalej } m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \varepsilon} = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{d_0}{r_1 + d_0}} \dots \dots \dots 39)$$

$$\text{to } y = \frac{mx^2}{2mr_1 - x^2} \dots \dots \dots 40)$$

Długość m nazywamy długością kierującą (n. Leitstrecke) łuku, którego promień krzywizny w kluczu jest r_1 .

Dla węzłowia jest $y=f$, $x = \frac{l}{2}$, wstawivszy to w rów. 36), otrzymamy

$$f = \frac{z_0 l^2}{8r_1 z_0 - mr_0 l^2}, \text{ a stąd}$$

$$r_1 = \frac{l^2}{8z_0} \left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{d_0}{r_1 + d_0} \right) = \frac{l^2}{8} \left(\frac{1}{f} + \frac{1}{m} \right) = \frac{l^2}{8} \frac{f+m}{fm} \dots 41)$$

Wstawivszy to w rów. 40), otrzymamy

$$y = \frac{mx^2}{\frac{l^2}{4} \frac{f+m}{f} - x^2} \dots \dots \dots 42)$$

Z rów. 37) i 39) otrzymamy

$$m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{\gamma d_0 z_0}{H}} = \frac{8Hz_0}{H + 8\gamma d_0 z_0} \dots \dots \dots 43)$$

Z powyższych wzorów potrafimy obliczyć kształt podniebienia i wielkość parcia poziomego.

Przykład. Daną jest rozpiętość $l=20m$, strzałka, $f=4m$, grubość w kluczu $d_0=0,70cm$ i wysokość obciążenia ponad kluczem $h=1,20cm$, $\gamma=2,2$, to $z_0=0,60+1,20=1,8m$. Chodzi o obliczenie H i y . W tym celu przyjmijemy tymczasowo w przybliżeniu $m'=5z_0=9m$, to otrzymamy z 41)

$$r_1' = \frac{20^2}{8} \frac{4+9}{4,9} = 18,0m.$$

$$\text{a z 39) } m'' = \frac{1,8}{\frac{1}{8} + \frac{0,7}{18,0+0,7}} = 11,1$$

Otrzymaliśmy więc m większe, niż przyjęte. Wstawmy więc teraz $m=11$ to

$$r_1'' = \frac{20^2}{8} \frac{4+11}{4.11} = 17,05 m$$

$$\text{a stąd } m''' = \frac{1,8}{\frac{1}{8} + \frac{0,7}{17,05+0,7}} = 10,98 m.$$

Zatem z dostateczną dokładnością będzie $m = 11 m$, $r_1 = 17 m$, poczem otrzymamy z 37)

$$H = 2,2(17+0,7) \cdot 1,8 = 70,1 t,$$

$$\text{a z 42) } y = \frac{11 x^2}{\frac{400}{4} \frac{4+11}{4} - x^2} = \frac{11 x^2}{375 - x^2}$$

a zatem

$$\begin{array}{cccccc} \text{dla } x = & 2 & 4 & 6 & 8 & 10 m \\ y = & 0,119 & 0,490 & 1,17 & 2,26 & 4,00 m \end{array}$$

Jeżeli napięcie dopuszczalne jest τ , to

$$H = \tau d_0 = \gamma(r_1 + d_0) z_0 \dots \dots \dots 44)$$

Z wzoru tego można obliczyć każdą z czterech wartości d_0 , r_1 , z_0 i τ .

We wzorze 44) należy τ wstawić w tej samej jednostce, co inne wartości, więc jeżeli długość w m , siły w t , to τ w $\frac{t}{m^2}$. Ponieważ $1 \frac{t}{m^2} = \frac{1}{10} kg/cm^2$, więc jeżeli wprowadzamy τ w kg/cm^2 , to musimy we wzorze 44) wstawić 10τ zamiast τ . Zatem otrzymamy

$$H = 10 d_0 \tau = \gamma(r_1 + d_0) z_0 \dots \dots \dots 45)$$

a stąd

$$d_0 = \frac{\gamma z_0 r_1}{10 \tau - \gamma z_0} \dots \dots \dots 46)$$

Wstawiwszy to w rów. 39), otrzymamy

$$m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{\gamma z_0}{10 \tau}} \dots \dots \dots 47)$$

z 45) wynika dalej

$$d_0 = \frac{\gamma z_0 (r_1 + d_0)}{10 \tau} \dots \dots \dots 48)$$

albo co lepiej rów. 46).

Przykład. Dana jest rozpiętość $l = 30 cm$, $f = 10 m$, $c = 0,8 m$, $p = 1 m$, $\tau = 12 kg/cm^2$, $\gamma = 2,4 t/m^3$. Obliczyć należy d_0 i r_1 .

Obliczać będziemy dla obciążenia połowę ciężaru, więc $h = 0,8 + 0,5 = 1,3$. Z rów. 22) otrzymamy najprzód

$$d_0 = \frac{0,15 \cdot 2,4 \cdot \frac{900}{10} \left(1,3 + \frac{10}{10}\right)}{10 \cdot 12 - 0,15 \cdot \frac{900}{10}} = 0,85 \text{ m}$$

A zatem $z_0 = 0,85 + 0,80 + \frac{1,0}{2} = 2,15 \text{ m}$.

Z równ. 47) otrzymamy

$$m = \frac{2,15}{\frac{1}{8} + \frac{2,4 \cdot 2,15}{10 \cdot 12}} = 12,8.$$

Dalej mamy z 41)

$$r_1 = \frac{900}{8} \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{12,8}\right) = 20,0 \text{ m},$$

a według 46)

$$d_0 = \frac{2,4 \cdot 2,15 \cdot 20}{10 \cdot 12 - 2,4 \cdot 2,15} = 0,90 \text{ m}.$$

Nie obliczamy tu dla tego przykładu m i y , bo d_0 w rzeczywistości będzie prawdopodobnie większe przy uwzględnieniu obciążenia częściowego.

Z powyższych równań widzimy, że wedle 39) długość kierująca wzrasta i maleje w stosunku do z_0 . Z 42) widzimy też, że i i y wzrasta dla większego z_0 i maleje, gdy z_0 jest mniejszem. Więc dla danych l , f i d_0 przy większem obciążeniu zniżają się punkty linii podniebienia i odwrotnie.

Równ. 40) jest równaniem linii podniebienia. Na podstawie niego możemy wyznaczyć poszczególne punkty podniebienia. Obecnie chodzi nam jeszcze o wyznaczenie stycznych w tych punktach.

Wedle równ. 40) jest $y = \frac{mx^2}{2mr_1 - x^2}$, więc (tab. 41. rys. 7).

$$st\beta = \frac{dy}{dx} = \frac{(2mr_1 - x^2)2mx + 2mx^2x}{(2mr_1 - x^2)^2} = \frac{4m^2r_1x}{(2mr_1 - x^2)^2}$$

Z rysunku widzimy, że

$$w = \frac{y}{st\beta} = \frac{mx^2}{2mr_1 - x^2} \cdot \frac{(2mr_1 - x^2)^2}{4m^2r_1x} = \frac{x}{2} - \frac{x^3}{4mr_1},$$

a wstawiwszy wartość za r_1 , otrzymamy

$$w = \frac{x}{2} - \frac{x^3}{4m \frac{l^2 f + m}{8 fm}} = \frac{x}{2} - \frac{2fx^3}{l^2(f+m)} \dots \dots 49)$$

Z tego równania dadzą się długości w obliczyć, poczem możemy wykreślić styczne.

Dla sklepienia o rozpiętości 20 m, $f=4$ m o grubości w kluczu $d_0=0,70$ m i $z_0=1,8$ m otrzymaliśmy powyżej rzędne y . Teraz wyznaczmy odnośne odcinki w .

Z równ. 49) mamy $w = \frac{x}{2} - \frac{2 \cdot 4 \cdot x^3}{400(4+11)} = \frac{x}{2} - 0,00133x^3$, zatem dla

$x =$	2	4	6	8	10 m
$w =$	0,99	1,91	2,71	3,32	4,67 m.

§. 24. Sklepienie o dowolnej linii obciążenia.

Zazwyczaj linia obciążenia nie jest poziomą, lecz spada ku węzłowiom, jak to już wspominaliśmy, a to z powodu lżejszej nadsypki, z powodu otworów albo też pochyłej drogi. Często linia obciążenia jest linią nieregularną.

Pomimo tego użyć na razie możemy wzorów, wyprowadzonych w poprzednim paragrafie dla wyznaczenia kształtu sklepienia. Na tej podstawie obliczamy potem dokładnie ciężary pasków i wykreślamy w sposób znany ze statyki budowli linię ciśnienia dla obciążenia całkowitego połową ciężaru. Jeżeli linia ciśnienia zbacza od osi sklepienia, zmieniamy odpowiednio kształt sklepienia a , przyjmując jako oś sklepienia otrzymaną linię ciśnienia.

§. 25. Sklepienie obciążone jednostronnie.

W §. 23. wyznaczaliśmy grubość sklepienia w kluczu, przypuszczając obciążenie jednostajne połową ciężaru ruchomego. Przy obciążeniu jednostronnem jest linia ciśnienia niesymetryczna, zbacza więc od osi sklepienia i może łatwo wyjść z jądra. Dlatego zwłaszcza dla małych sklepień z małą nadsypką a mocno obciążonych często potrzeba ze względu na jednostronne obciążenie użyć większej grubości w kluczu.

Jeżeli sklepienie jednostronnie obciążone (t. 41. r. 9.) przedstawimy dwiema płaszczyznami $I I$ i $II II$, to ze względu na E możemy napisać

$$-H\eta' - Qx + Gu + \frac{\gamma p x^2}{2} = 0, \text{ zatem } H\eta' = -Qx + Gu + \frac{\gamma p x^2}{2}.$$

Podobnie przeciąwszy płaszczyznami $II II$ i $III III$, otrzymamy ze względu na punkt F

$$H\eta'' - Qx - Gu = 0, \text{ zatem } H\eta'' = +Qx + Gu,$$

$$\text{a stąd wynika } H(\eta'' - \eta') = H\Delta\eta = -\frac{\gamma p x^2}{2} + 2Qx.$$

Rozumie się, że jeżeli linia ciśnienia niema wyjść z jądra, to pionowy przekrój sklepienia musi być $\geq 3 Q\eta$, a ponieważ przekrój ten $= d_0$ siecz² α , więc $d_0 \geq 3 \Delta\eta$ dost² α albo

$$d_0 \geq \frac{3}{H} \left(2Qx - \frac{\gamma p x^2}{2} \right) \text{ dost}^2 \alpha.$$

Szukajmy, kiedy $\Delta\eta$ będzie najmniejszym, a znajdziemy, że dla

$$x = \frac{2Q}{p}, \text{ a wtedy } \delta' = \frac{1}{H} \frac{2Q^2}{p}.$$

Dla $x = \frac{4Q}{p}$ będzie $\Delta\eta = 0$, a potem będzie wzrastać. Dla

$$x = \frac{1}{2} \text{ będzie } \delta'' = \frac{1}{H} \left(Ql - \frac{\gamma p l^2}{8} \right)$$

δ'' i δ' będą bez względu na znak równe dla

$$Q = \frac{\gamma p l}{4} (\sqrt{2} - 1).$$

Wtedy będzie $\delta' = \delta'' = 0,0215 \frac{\gamma p l^2}{H}$. Dla tego najkorzystniejszego

wypadku będzie jednak w $x = \frac{2Q}{p} = \frac{l}{5}$ natężenie większe,

bo przekrój jest znacznie mniejszy, niż dla węzłowania,

więc $d_0 \geq 3 \delta' \text{ dost}^2 \alpha$, a że tu

$$\text{dost}^2 \alpha = 1, \text{ więc } d_0 \geq 0,064 \frac{\gamma p l^2}{H}. \dots \dots \dots 50)$$

Parcie poziome jest takie samo, jak dla sklepienia obciążonego połową ciężaru ruchomego p , bo obciążenie połowy przęsła sprawia to samo H , czy obciążona jest prawa czy lewa strona przęsła.

Jeżeli więc wstawimy tu wartość z rów. 20), to otrzymamy

$$d_0 \geq 0,43 \frac{p f}{d_0 + c + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}} \dots \dots \dots 51)$$

$$d_0 \geq - \left(\frac{c}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right) + \sqrt{\left(\frac{c}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right)^2 + 0,43 p f} \dots \dots \dots 52)$$

Należy się przekonać, czy większą wartość otrzymamy z rów. 50), 51), lub 52), czy też z rów. 46) i zatrzymać większą.

Przykład. Dla tego samego przykładu, co w poprzednim paragrafie podany, otrzymamy z rów. 51)

$$d \cong 0,43 \frac{1,10}{0,9 + 0,8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1,34 \text{ m.}$$

Musimy więc liczyć jeszcze raz. Przyjmijmy teraz $d = 1,2 \text{ m}$, to

$$d \cong 0,43 \frac{1,10}{1,2 + 0,8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1,23 \text{ m,}$$

co już dostatecznie zgadza się z przyjęciem. Tę więc wartość zatrzymujemy.

§. 26. Wzory doświadczalne dla grubości sklepienia.

Wzory powyższe ustawiono dopiero w najnowszych czasach, a dotychczas wyznaczano grubość sklepienia wedle wzorów doświadczalnych, które ustawiano na podstawie wykonanych budowli.

Jak widzimy z rów. 48), grubość w kluczu d_0 jest tem większą, im większe jest r , a zatem też im większa rozpiętość, d_0 ; zależy jednak także i od s_0 , a więc i od obciążenia, a także i od nateżenia dopuszczalnego r , które dla mostów kolejowych zwłaszcza mniejszych, musimy z powodu znacznych wstrząśnień przyjąć mniejsze i które zależne jest od materiału.

A zatem wzory doświadczalne powinny być funkcją obciążenia r , lub l i są zależne od kształtu łuku. Funkcya ta będzie w ogólności wyższego rzędu, zamiast czego jednak zwykle przyjmujemy funkcyę prostsze, ważne jednak tylko w pewnych granicach.

Podamy tu niektóre z tych wzorów, których jest ilość bardzo wielka i które różnią się od siebie ze względu na kształt funkcyi a także i współczynniki, zestawione na podstawie innych mostów.

Wzór Perroneta brzmi

$$d_0 = 0,325 + 0,035 l \text{ m} \dots \dots \dots 53)$$

Daje on za wielkie wartości dla $l > 30 \text{ m}$.

Dalsze wzory są:

$$\begin{aligned} \text{Lesguillera } d_0 &= 0,10 + 0,20 \sqrt{l} \text{ m} \\ \text{Léveillégo } d_0 &= 0,33 + 0,033 l \text{ m} \end{aligned} \dots \dots \dots 54)$$

Croizette-Desnoyers, profesor szkoły dróg i mostów w Paryżu podaje następne wzory, w których r , oznacza promień krzywizny podniebienia w kluczu.

1. Sklepienie półkoliste lub eliptyczne:

$$\begin{array}{l} \text{mosty drogowe } d_0 = 0,15 + 0,15\sqrt{2r_1} \\ \text{„ kolejowe } d_0 = 0,20 + 0,17\sqrt{2r_1} \end{array} \quad \dots \quad 55)$$

2. Sklepienie odcinkowe:

stosunek $\frac{f}{l}$	mosty drogowe	kolejowe	
$\frac{1}{4}$	$d_0 = 0,15 + 0,15\sqrt{2r_1}$	$0,20 + 0,17\sqrt{2r_1} \text{ m}$ 56)
$\frac{1}{6}$	$d_0 = 0,15 + 0,14\sqrt{2r_1}$	$0,20 + 0,16\sqrt{2r_1} \text{ m}$	
$\frac{1}{8}$	$d_0 = 0,15 + 0,13\sqrt{2r_1}$	$0,20 + 0,15\sqrt{2r_1} \text{ m}$	
$\frac{1}{10}$	$d_0 = 0,15 + 0,12\sqrt{2r_1}$	$0,20 + 0,14\sqrt{2r_1} \text{ m}$	
$\frac{1}{12}$	$d_0 = 0,15 + 0,11\sqrt{2r_1}$	$0,20 + 0,13\sqrt{2r_1} \text{ m}$	

3. Sklepienie podwyższone (t. 4. r. 10.)

$$\text{mosty drogowe } d_0 = 0,15 + 0,20 \frac{a}{\sqrt{b}} \text{ m} \quad \dots \quad 57)$$

Wzory te ważne są jednak tylko dla $l > 10 \text{ m}$.

Promień r_1 przyjmujemy w łuku pełnym $r_1 = \frac{l}{2}$, dla sklepiń odcinkowych

$$r_1 = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} \quad \dots \quad 58)$$

Dla sklepiń eliptycznych r_1 we wzorze 55) nie oznacza promienia krzywizny r_1 w kluczu, lecz należy je także wyznaczyć wedle 58).

Heinzerling poleca następujące wzory dla mostów mniejszych i przepustów:

a) dla sklepiń z ciosu

$$\begin{array}{l} \text{jeżeli nadsypka } h < 1,5 \text{ m } d_0 = 0,40 + 0,025 r_1 \text{ m} \\ h > 1,5 \text{ m } d_0 = 0,45 + 0,03 r_1 \text{ m} \end{array} \quad \dots \quad 59)$$

b) dla sklepiń ceglanych

$$\begin{array}{l} \text{jeżeli } h < 1,5 \text{ m } d_0 = 0,43 + 0,028 r_1 \text{ m} \\ \text{„ } h > 1,5 \text{ m } d_0 = 0,51 + 0,033 r_1 \text{ m} \end{array} \quad \dots \quad 60)$$

c) dla sklepiń z kamienia łamanego

$$\begin{array}{l} \text{jeżeli } h < 1,5 \text{ m } d_0 = 0,48 + 0,031 r_1 \text{ m} \\ \text{„ } h > 1,5 \text{ m } d_0 = 0,55 + 0,037 r_1 \text{ m} \end{array} \quad \dots \quad 61)$$

Dla mostów o bardzo wielkiej nadsypce, jeżeli $30 > h > 15 \text{ m}$ dla rozpiętości $l = 1$ do 20 m należy powiększyć d_0 . Mamy wtedy

$$\begin{array}{l} \text{dla mostów kolejowych } d'_0 = d_0 \sqrt{1 + \frac{h-1}{4,5}} \\ \text{„ „ drogowych } d'_0 = d_0 \sqrt{1 + \frac{h-1}{7}} \end{array} \quad \dots \quad 62)$$

Kä ven podaje następujące wzory:
dla sklepień z ciosu o nadsypce 1 m

$$d_0 = 0,25 + \left(0,025 + 0,0034 \frac{l}{f} \right) l \dots\dots 63)$$

dla sklepień z zendrówek

$$d_z = d_0 + d_0 \frac{1 - d_0}{2} \dots\dots 64)$$

dla sklepień z cegieł dobrze wypalonych

$$d_c = d_0 + d_0 \frac{2 - 1,5 d_0}{3} \dots\dots 65)$$

Wszystkie te wzory odnoszą się do grubości sklepienia w kluczu. Grubość ta wzrastać powinna ku węzłowiom teoretycznie, jak wiadomo, o tyle, aby rzut pionowy szwu pozostał tak wielki, jak w kluczu. Dla $\alpha = 30^\circ$ jest $d_1 = 2 d_0$ (t. 41. r 11)

Croizette Desnoyers przyjmuje rzeczywiście dla łuku pełnego i podwyższonego stosunek $\frac{d_1}{d_0} = 2$ \dots\dots 66)

przyczem d_1 oznacza grubość sklepienia w szwie niebezpiecznym, który on przyjmuje w połowie wysokości strzałki.

Dla łuków eliptycznych przyjmuje Croizette stosunek d_1 grubości w połowie strzałki do d_0 w kluczu mniejszy i tak dla

$$\left. \begin{array}{l} \frac{f}{l} = \begin{array}{ccc} 1/3 & 1/4 & 1/5 \end{array} \\ \frac{d_1}{d_0} = \begin{array}{ccc} 1,8 & 1,6 & 1,4 \end{array} \end{array} \right\} \dots\dots 67)$$

Dla łuków odcinkowych jest szew niebezpieczny w węzłowi, tu stosunek ten może być mniejszy i to tem mniejszy, im mniejsze jest $\frac{f}{l}$.

Croizette przyjmuje dla

$$\left. \begin{array}{l} \frac{f}{l} = \begin{array}{ccccc} 1/3 & 1/6 & 1/8 & 1/10 & 1/12 \end{array} \\ \frac{d_1}{d_0} = \begin{array}{ccccc} 1,8 & 1,4 & 1,25 & 1,15 & 1,10 \end{array} \end{array} \right\} \dots\dots 68)$$

Podajemy tu dla przykładu grubości sklepień kilkunastu mostów wykonanych.

Nazwa mostu	l	$\frac{f}{l}$	r	grubość w kluczu d_0	
				wykonana	wedle Croizetta
<i>A. Łuki koliste.</i>					
Wiadukt na lagunach w Wenecyi	10,16	$\frac{1}{6}$	8,07	0,66	0,71
Most Petarch nad Dee	21,35	$\frac{1}{3}$	11,16	0,76	0,86
„ św. Trójcy we Florencyi	29,16	$\frac{1}{6}$	24,35	0,97	1,13
„ inwalidów w Paryżu	31,86	$\frac{1}{10}$	42,48	1,20	1,23
„ Austerlitz w Paryżu	32,29	$\frac{1}{7}$	30,24	1,25	1,20
„ na Prucie w Worochcie	40	$\frac{1}{4}$	25,0	1,4	1,37
Wiadukt du Gour Noir kol. Limoges	60	$\frac{1}{4}$	37,5	1,7	1,64
Most na Prucie w Jaremczu	65	$\frac{1}{4}$	40,6	2,1	1,73
„ Cabin John w St. Zjednoczonych	67,00	$\frac{1}{4}$	41,9	1,31	1,52
<i>B. Łuki eliptyczne lub koszarowe.</i>					
Most św. Michała w Paryżu	17,2	$\frac{1}{3}$	9,02	0,70	0,79
„ Bellecour w Lugdunie	20,80	$\frac{1}{3}$	10,98	0,81	0,85
„ Ludwika Filipa w Paryżu	32,0	$\frac{1}{4}$	19,64	1,00	1,09
„ kol. Turyn-Genua na Scrvii	40	$\frac{1}{3}$	21,6	1,80	1,29
„ w Gloucester na Severnie	45,75	$\frac{1}{3}$	24,20	1,37	1,19
„ w Londynie na Tamizie	46,3	$\frac{1}{4}$	29,05	1,52	1,29

Huss proponuje dla większych rozpiętości przy $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ do $\frac{1}{3}$ przyjmować

$$\left. \begin{array}{cccccc} \text{dla } l = 30 & 40 & 65 & 80 & 100 & 120 m \\ d_0 = 1,10 & 1,40 & 2,20 & 2,70 & 3,40 & 4,10 m \end{array} \right\} \cdot 69)$$

coby odpowiadało w przybliżeniu wzorowi

$$d_0 = 0,1 + 0,033 l m \dots \dots \dots 70)$$

Dla małych przepustów pod nasypem 1 do 10m wysokim używano przy budowie alpejskich kolei austriackich wymiarów, podanych w następujących tabliczkach:

A. Łuki pełne.

Rozpiętość l	grubość normalna				Dodatek grubości na każde 30 cm, zwyż 3 m	
	dla nasypu 3 m		największego		d_0	d_1
	d_0	d_1	d_0	d_1		
1	0,44	0,55	0,68	0,80	0,0073	0,0082
2	0,50	0,66	0,76	0,95	0,0079	0,0088
3	0,54	0,73	0,85	1,11	0,0092	0,0111
4	0,57	0,80	0,95	1,27	0,0101	0,0129
5	0,66	0,89	1,06	1,36	0,0101	0,0117

Rozpiętość l	grubość normalna				Dodatek grubości na każde 30 cm, zwyczaj 3 m	
	dla nasypu 3 m		największego		d_0	d_1
	d_0	d_1	d_0	d_1		
6	0,75	0,99	1,19	1,52	0,0082	0,0095
7	0,83	1,10	1,29	1,62	0,0072	0,0082
8	0,96	1,22	1,42	1,80	0,0088	0,0095
9	0,99	1,30	1,52	1,89	0,0095	0,0095
10	1,00	1,37	1,61	1,98	0,0098	0,0100

B. Łuki odcinkowe.

Rozpiętość l	strzałka $f = \frac{l}{4}$	promień $r = \frac{5}{8} l$	grubość sklepienia	
			d_0	d_1
1	0,25	0,625	0,44	0,56
2	0,50	1,250	0,53	0,73
3	0,75	1,875	0,60	0,84
4	1,00	2,500	0,66	0,92
5	1,25	3,125	0,72	0,97
6	1,50	3,750	0,79	1,04
7	1,75	4,375	0,84	1,10
8	2,00	5,000	0,90	1,16
9	2,25	5,625	0,98	1,22
10	2,50	6,250	1,03	1,29
11	2,75	6,875	1,07	1,35
12	3,00	7,500	1,13	1,42

Na stronie 46. i 47. podajemy w tabliczce grubość sklepień i przyczółków wedle normalij austr. kolei państwowych.

§. 27. Grubość sklepień betonowych i Moniera.

Grubość sklepień betonowych może być mniejsza, niż sklepień kamiennych lub ceglanych, bo dla betonu możemy dopuścić choć małe ciągnięcie, linia więc ciśnienia może tu nieco wychodzić z jądra o tyle, aby ciągnięcie nie przekraczało 2 do 3 kg/cm².

Analogicznie do wzorów Heinzerlinga 59) przyjmuje Housselle

$$d_0 = 0,2 + 0,022r \dots \dots \dots 70)$$

Jeżeli sklepienie zbudowaliśmy wedle linii ciśnienia, a także dla płaskich sklepień odcinkowych ($\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$) można dla mostów

Sklepienia półkoliste

Wysokość nad-sypki	Rozpiętość																							
	1			2			3			4			5			6								
	metrów																							
	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a			
do 2m	0,45	0,90	0,09	0,49	1,03	0,10	0,53	1,16	0,12	0,58	1,29	0,13	0,62	1,41	0,15	0,66	1,54	0,17						
" 4 "	0,45	0,90	0,09	0,50	1,04	0,11	0,56	1,18	0,13	0,61	1,32	0,15	0,66	1,46	0,17	0,71	1,59	0,18						
" 6 "	0,45	0,90	0,10	0,51	1,05	0,12	0,58	1,20	0,14	0,64	1,35	0,16	0,70	1,50	0,18	0,76	1,64	0,21						
" 8 "	0,45	0,90	0,10	0,52	1,06	0,12	0,60	1,22	0,15	0,67	1,37	0,17	0,74	1,53	0,20	0,81	1,69	0,23						
" 10 "	0,45	0,90	0,11	0,53	1,07	0,13	0,62	1,24	0,16	0,70	1,40	0,19	0,77	1,57	0,22	0,85	1,74	0,25						
" 12 "	0,45	0,90	0,11	0,54	1,08	0,14	0,63	1,26	0,17	0,72	1,43	0,20	0,80	1,60	0,23	0,89	1,78	0,27						
" 14 "	0,45	0,90	0,11	0,54	1,08	0,15	0,64	1,27	0,18	0,74	1,45	0,21	0,83	1,63	0,25	0,93	1,81	0,29						
" 16 "	0,45	0,90	0,12	0,55	1,09	0,15	0,66	1,28	0,19	0,76	1,47	0,23	0,86	1,66	0,27	0,96	1,84	0,31						
" 18 "	0,45	0,90	0,13	0,56	1,10	0,16	0,67	1,29	0,20	0,77	1,49	0,24	0,88	1,68	0,28	0,99	1,87	0,33						
" 20 "	0,45	0,90	0,13	0,56	1,10	0,17	0,68	1,30	0,21	0,79	1,50	0,25	0,90	1,70	0,30	1,02	1,90	0,35						
" 22 "	0,45	0,90	0,14	0,57	1,10	0,18	0,69	1,31	0,22	0,80	1,51	0,26	0,92	1,72	0,31	1,04	1,92	0,36						
" 24 "	0,45	0,90	0,14	0,57	1,11	0,18	0,69	1,32	0,22	0,84	1,52	0,27	0,94	1,73	0,33	1,06	1,94	0,38						

Sklepienia odcinkowe

Wysokość nad-sypki	Rozpiętość														
	1					2					3				
	metrów														
	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w
do 2m	0,63	0,45	0,50	0,14	1,0	1,25	0,5	0,57	0,19	1,20	1,88	0,55	0,63	0,21	1,4

Wysokość nad-sypki	Rozpiętość														
	7					8					9				
	metrów														
	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w
do 2m	4,38	0,75	0,89	0,37	2,2	5,0	0,8	0,95	0,4	2,4	5,63	0,85	1,02	0,43	2,6

Grubościom sklepienia 0,46 0,62 0,77
 odpowiadają długości cegieł (t. 50. r. 3.) 1,5 2 2,5

drogowych zejść z grubością jeszcze niżej, możemy mianowicie przyjąć

$$\left. \begin{aligned} d_0 &= 0,12 + 0,0041 \\ d_1 &= (1,5 + 0,0151) d_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 71)$$

Jeżeli beton wzmocnimy siatką drucianą, to możemy jeszcze mniejsze przyjąć wymiary ale tylko ze względu na ciężar ruchomy. Wkładka żelazna wspomaga bowiem skutecznie zwłaszcza

z kamienia (t 50 r. 1.)

Rozpiętość																	
7			8			9			10			11			12		
metrów																	
d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a	d_0	w	a
0,70	1,67	0,18	0,74	1,79	0,20	0,78	1,92	0,22	0,82	2,05	0,24	0,86	2,17	0,26	0,90	2,30	0,28
0,76	1,73	0,21	0,81	1,87	0,23	0,87	2,01	0,25	0,92	2,14	0,28	0,97	2,28	0,30	1,02	2,42	0,33
0,82	1,79	0,23	0,88	1,94	0,26	0,95	2,09	0,29	1,01	2,23	0,31	1,07	2,39	0,34	1,13	2,54	0,37
0,88	1,85	0,26	0,95	2,01	0,29	1,02	2,16	0,32	1,09	2,32	0,35	1,17	2,48	0,39	1,24	2,64	0,42
0,93	1,90	0,28	1,01	2,07	0,31	1,09	2,23	0,35	1,17	2,40	0,39	1,25	2,57	0,43	1,33	2,73	0,47
0,98	1,95	0,30	1,07	2,12	0,34	1,16	2,30	0,38	1,24	2,47	0,42	1,33	2,65	0,47	1,42	2,82	0,51
1,02	1,99	0,33	1,12	2,18	0,37	1,22	2,36	0,41	1,31	2,54	0,46	1,41	2,72	0,51	1,50	2,90	0,56
1,06	2,03	0,35	1,17	2,22	0,40	1,27	2,41	0,44	1,37	2,59	0,49	1,47	2,78	0,54	1,58	2,97	0,60
1,10	2,07	0,37	1,20	2,26	0,42	1,31	2,45	0,47	1,42	2,64	0,53	1,53	2,84	0,58	1,64	3,04	0,62
1,13	2,10	0,40	1,24	2,30	0,45	1,35	2,50	0,50	1,47	2,70	0,56	1,58	2,90	0,62	1,69	3,10	0,68
1,16	2,12	0,42	1,27	2,33	0,47	1,39	2,53	0,53	1,51	2,74	0,59	1,62	2,94	0,67	1,74	3,14	0,71
1,18	2,14	0,44	1,30	2,35	0,49	1,42	2,56	0,55	1,54	2,77	0,62	1,66	2,98	0,68	1,78	3,18	0,75

z kamienia (t. 50. r. 2.).

Rozpiętość														
4					5					6				
metrów														
r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w
2,5	0,60	0,69	0,24	1,6	3,13	0,65	0,75	0,26	1,8	3,75	0,7	0,82	0,32	2,0

Rozpiętość														
10					11					12				
metrów														
r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w	r	d_0	d_1	a	w
6,25	0,90	1,09	0,5	2,8	6,88	0,95	1,16	0,55	3,0	7,50	1,0	1,23	0,61	3,2

0,97 1,08 1,24 1,39 1,55 1,70 1,86 2,01 2,17
 3 3,5 4 4,5 5 5,5 6 6,5 7.

cza, gdy występuje ciągnięcie, tu więc możemy przyjąć natężenie dopuszczalne na ciągnięcie śmiało 10 a nawet do 15 kg/cm².

Jednak natężenie na ciągnięcie w sklepieniu występuje tylko, gdy linia ciśnienia wychodzi z jądra. Jeżelibyśmy przyjęli taki kształt sklepienia, że linia ciśnienia nie wychodzi wcale z jądra, lub też wychodzi tak mało, że ciągnięcie nie jest większe niż 3 kg/cm², wkładki żelaznej nie potrzeba

Grubość wkładki żelaznej przyjmować należy wedle wzoru

$$f = 0,001034 \frac{d'}{d' - u_1} (d' - 7,19) u_1^* \dots 72)$$

przyczem d' oznacza grubość sklepienia liczoną do warstwy żelaznej (t. 50. r. 4.), u_1 odstęp wypadkowej na szew od górnej krawędzi sklepienia.

Z wzoru tego widać, że dla $u_1 = \frac{1}{7,19} d'$, $f = 0$, siatki żelaznej już nie potrzeba.

Housselle przyjmuje dla sklepień Moniera

$$d_0 = 0,05 + 0,01 r \dots 73)$$

Poniżej podajemy grubości sklepień kilku wykonanych mostów betonowych i Moniera

L. p.	Nazwa mostu	rodzaj drogi	ma- teryał	l <i>m</i>	f <i>m</i>	d_0 <i>m</i>	d_1 <i>m</i>	uwaga
1	Przejazd nad stacją w Mödlingu	droga	beton	9,0	1,0	0,15	0,30	
2	Most w Wejherowie (Neustadt)	kolej wąskotorowa	"	12,8	2,12	0,20	0,30	
3	Most w Püspök-Hatvan na Galgo	droga	"	10,2	1,1	0,17	—	
4	Most w Steyr	"	"	16	—	0,20	0,30	ukos 60°
5	Most w Sarbogard na kanale Nador	"	"	18	2,15	0,20	—	
6	Przejazd na dworcu w Ehingen	"	"	23	3,6	0,45	1,0	przeguby ołowiane
7	Most w Draulitten na kanale Oberlandzkim	"	Moniera	26,8	6,4	0,40	0,80	"
8	Most na Neckarze pod Mühlheim	"	beton	29,2	2,5	0,45	0,60	"
9	Most w Wildegge	"	Moniera	37,2	3,5	0,20	0,65	"
10	" pod Gemmrigheim	"	beton	38,0	5,5	0,80	0,90	przeguby ołowiane
11	Most na Rodanie w Genewie de la Coulouvrenière	"	"	40,0	5,55	1,0	—	przeguby stalowe
12	Most na Dunaju pod Inzighofen	"	"	43	4,46	0,7	0,7	przeguby żelazne
13	Most na Dunaju pod Munderkingen	"	"	50	5	1,0	1,1	} przeguby stalowe
14	Most na pływalni w Steyer	"	Melana	48	2,7	0,5	0,7	

*) Porów. autora: „Über die Berechnung der Spannungen in den Moniergewölben“. Zeit. d. öst. Ing. Arch. V. 1898. Nr. 36, gdzie też podany sposób obliczenia.

§. 28. Cel przegubów.

Wiemy, że choćby się udało nam zbudować sklepienie tak, aby linia ciśnienia była w osi, to przy zdjęciu krążyn z powodu osiądnięcia się sklepienia a czasem i wskutek małego ruchu przyczółków lub filarów linia ciśnienia zmienia swe położenie tak dalece, że nieraz powstają rysy, co jest dowodem, że linia ciśnienia wychodzi z jądra, a nawet bywały z tego powodu wypadki zawalenia się sklepień. Dlatego w ostatnich czasach obmyślano sposoby ustalenia linii ciśnienia, które są konieczne zwłaszcza w wypadkach niekorzystnych, gdy nie możemy ręczyć za zupełną stałość przyczółków.

Aby ustalić linię ciśnienia, aby sklepienie uczynić statycznie wyznaczalnem, wystarczy urządzenie trzech przegubów*) (n. Gelenk, fr. charnière, a. joint, hinge cz. kloub), połączeń przegibnych dwu części sklepienia. W razie gdyby wskutek obciążenia powstał w przegubie moment, nastąpiłby obrót około sworznia, dla równowagi więc musi być w przegubie moment równy zeru, zatem linia ciśnienia musi przechodzić przez przegub. Jeżeli więc urządzimy trzy przeguby, linia ciśnienia jest ściśle oznaczona i ustalona.

Przy łukach żelaznych przeguby są już dawno w użyciu, przy sklepieniach dopiero w najnowszych czasach stosowane są częściej.

§. 29. Przeguby kamienne. 1/

Pierwszy użył przegubów przy mostach kamiennych Köpke w r. 1880 na kolejach saskich. Na tab. 33 rys. 3 widzimy szczegół przegubu mostu pod Langenhammersdorf. Most ten ma 3 otwory po 13 m rozpiętości, strzałka wynosi 3 m, grubość sklepienia w kluczu 50 cm, na węzłowie 60 cm. Köpke użył tu trzech przegubów kamiennych. Ostatni kliniec sklepienia zaokrąglił on promieniem 977 mm, węzłowie zaś promieniem 1105 mm, strzałka pierwszego zaokrąglenia wynosi 40 mm, drugiego 45 mm. Köpke oblicza, że w szwie zakrzywionym dotykają się obie powierzchnie na długości 25 do 14,4 cm i że największe ciśnienie wynosi 12,9 kg/cm². Po lewej stronie widzimy przegub kluczowy. Mosty

*) Por. Podręcznik Statyki Budowli str. 228.

wykonane w ten sposób okazały się dobrymi w praktyce, wymagają jednak dla przegubów ciosów bardzo wytrzymałych.

Przegubów Köpkego użyto niedawno też przy mostach betonowych a mianowicie przy moście kolei Drezno-Staremiasto. Do przegubów użyto po części ciosów, po części ciosów betonowych (t. 50 r. 5). Ciosy przegubowe obrobione są w węzłowiach wedle promienia 2,50 dla strony wypukłej a 3,20 m dla wklęsłej tak, że grubość szwu wzrasta na zewnątrz o 15 mm.

Jako dalszy przykład przytaczamy most betonowy z przegubami granitowymi na rzece Eyach pod Imnau w Hohenzollern (t. 54 r. 1). Ażeby być pewnym, że przeguby rzeczywiście działają, włożono między polerowane powierzchnie przegubów cienkie 5 mm wkładki ołowiane, które tu mają tylko ułatwić obrót, jak smarowidło w czopach. Przeguby składają się z ciosów granitowych 0,5 m szerokich, które osadzono jeden obok drugiego. Na nich znajdują się walcowate 0,1 m szerokie polerowane powierzchnie zetknięcia, między którymi włożono 5 mm grube wkładki ołowiane.

Zamiast wykonywania rzeczywistych przegubów wypełniano też szew w kluczu asfaltem, który jako podatny ścisnął się i dozwalał na mały obrót. I tak przy moście na Westrach (t. 50 r. 6) Kocha szew wypełniony asfaltem był u góry 22 u dołu 15 mm gruby. Po zdjęciu krążyn, gdy siły zaczęły działać, grubość szwu była jednostajna u góry i dołu 13 mm, a zatem nastąpił mały obrót przekroju tak, jak w przegubie.

Aby ograniczyć zmianę położenia linii ciśnienia po zdjęciu krążyn radzono sobie też w ten sposób, że w kluczu i węzłowi nie wypełniano szwu zaprawą całkowicie, tylko średnią trzecią część. Rozumie się, że wskutek tego ciśnienie na cm^2 wzrasta bardzo, potrzeba więc do tego dobrych ciosów. Tak zrobiono n. p. przy budowie mostu na Sprewii w Berlinie*) i mostu nad Północną Łabą w Hamburgu (t. 49 r. 3). Po zdjęciu krążyn we wszystkich tych wypadkach zalano szwy lub przeguby cementową zaprawą tak, że dla ciosu ruchomego były to już mosty bez przegubu.

§. 30. Przeguby ołowiane. 21

Leibbrand zaczął już w r. 1885 używać zamiast asfaltu płyt z twardego ołowiu. W pierwszych mostach tego rodzaju wkładka ołowiana zajmowała średnią trzecią część szwu, później

*) P. Zeit. für Bauwesen 1884.

jednak zmniejszono tę szerokość o tyle, o ile na to pozwalała wytrzymałość na ciśnienie ołowiu i kamieni.

Wedle doświadczeń robionych w Stuttgardzie ołów lany w kostkach 8 cm wysokich wytrzymywał ciśnienie 50 kg/cm², a przy 72 kg/cm² zaczynał się już odkształcać, znacznie ustępując na bok, przy 300 kg/cm² tak się ołów odkształcił, tak się powiększyła powierzchnia, że właściwie ze względu na większą powierzchnię natężenie było tylko 231 kg/cm². Gdy ciśnienie wzrastało do 900 kg/cm² na powierzchnię pierwotną, to tak się spłaszczył i rozszerzył, że natężenie wzrosło tylko do 294 kg/cm².

Płyty z lanego ołowiu 15 mm grube były jednak wytrzymalsze i zaczęły się odkształcać dopiero przy 150 kg/cm². Mały dodatek 5% antymonu robi ołów znacznie wytrzymalszym, płyty 25 cm grube odkształcały się dopiero przy 500 kg/cm² tak, że mamy w swej mocy zwiększenie wytrzymałości ołowiu wedle potrzeby.

Przyjąwszy ciśnienie dopuszczalne na 120 kg/cm², możemy obliczyć szerokość b płyty. Przyjąwszy, że ciśnienie zaczepia w jednej trzeciej szerokości płyty, otrzymamy natężenie w bliższej krawędzi 120 kg/cm², w dalszej 0, średnie 60 kg/cm², stąd gdy siła N w kg oznacza ciśnienie prostopadłe na m szerokości sklepienia

$$b \cdot 60 = N, \text{ więc } b = \frac{N}{60}, \dots \dots \dots 74)$$

przyczem b liczymy w m .

Jeżeli przyjmiemy $b = \frac{1}{3}h$, gdy h oznacza grubość sklepienia, to wychylenie się linii ciśnienia największe jest $\frac{1}{6}b = \frac{1}{18}h$.

Trwałość ołowiu jest znana, jeszcze w rzymskich budowlach znajdujemy dobrze zachowane blachy ołowiane.

Co się tyczy ciśnienia płyt ołowianych na cios, to może się zdawać natężenie 120 kg/cm² za wysokiem. Musimy tu jednak zwrócić uwagę na to, że powierzchnia ciosu jest znacznie większa od płyty a w takim razie wedle Durand-Claya*) $N = v \cdot \sqrt{b \cdot h}$.

$$\text{Jeżeli } b = \frac{1}{3}h, \text{ to } N = v \sqrt{3} b \cdot 1 = 1,73 v \sqrt{b},$$

*) Por. Podr. Statyki budowli II, wyd. str. 45.

zatem

$$v = 0,58 \frac{N}{h} \dots \dots \dots 75)$$

Widzimy więc, że jeżeli $\frac{N}{h} = 60$, to, $v = 35 \text{ kg/cm}^2$, jeżeli

linia ciśnienia zboczy o $\frac{1}{18}h$, to $v = 35 \left(1 + \frac{b \cdot \frac{1}{18}h}{h} \right) = 47 \text{ kg/cm}^2$,

co nie jest wcale za wiele, jeżeli użyjemy twardych kamieni, jak n. p. przy mostach wirtenberskich o wytrzymałości $\beta = 650 \text{ kg/cm}^2$.

We dwa tygodnie po zdjęciu krążyn, po obciążeniu mostu całkowitym ciężarem własnym zalano przeguby cienką zaprawą cementową równie jak szczeliny w nadmurowaniu, które pozostawiono do tego czasu wolne.

Doświadczenia późniejsze okazały jednak, że lepiej wstrzymać się dłuższy czas z zalewaniem ciosów cementem, a najlepiej zostawić przeguby widoczne. Okazało się bowiem, że

	Inzighofen	Munderkingen	Jmnau
o rozpiętości l	43	50	30m
wynosiło <u>zniżenie klucza</u>			
przy zdjęciu krążyn	7,5	52	15mm
a potem jeszcze	30	70	15mm

Przy wykonaniu należy zachować pewne ostrożności. Olów musi wszędzie przytykać do ciosów. Aby to osiągnąć, kilka sąsiednich ciosów nie wypełnia się, tylko podkłada się tymczasowo klocki drewniane albo wypełnia się te szwy tylko w środku, a dopiero tuż pod położeniem klucza wypełnia się je zaprawą.

Dla mniejszych rozpiętości aż do $l = 40 \text{ m}$ używa się ołowiu miękkiego, dla $l > 40 \text{ m}$ ołowiu twardego z powodu większego N .

Przeguby urządza się zwykle w kluczu i w węzłowi. Jeżeli jednak $\frac{f}{l} > \frac{1}{5}$, to lepiej założyć je wyżej, bliżej szwu niebezpiecznego, co najlepiej oznaczyć przez próby.

Jako przykład podajemy most na Forbachu pod Baiersbrunn (t. 30) o rozpiętości 25 m ukośny ($\alpha = 45^\circ$) i most na Murze pod Marbach o rozpiętości 32 m (t. 20).

§. 31. Przeguby żelazne.

Dotychczas opisane przeguby nie były właściwie przegubami w ścisłym znaczeniu słowa, bo linia ciśnienia mogła się choć nie

wiele odchyłać. Dopiero inżynier Leibbrand w r. 1893 użył pierwszy przy moście na Dunaju w Munderkingen (t. 11) właściwych przegubów żelaznych dla sklepienia betonowego. Most ten jest 7,5 m szeroki. Na tej szerokości ułożył on 12 przegubów 0,5 m długich, które więc zostawiały między sobą małe odstępy. Przeguby składają się z 2 płyt stalowych o szerokości 70 mm grubości 25 mm a zaokrąglonych promieniem 150 mm, utwierdzonych na skrzynce 50 cm długiej, 80 cm szerokiej a 23 cm wysokiej, złożonej z trzech kształtówek I, położonych parami, na blachach 15 mm grubych. Ciśnienie przenoszące się przez te skrzynie na beton wynosi w węzłowie 57 kg/cm², skrzynie te jednak leżą na powierzchni betonu o 40% większej, dlatego też rzeczywiste natężenie jest mniejsze.

Podobne przeguby stalowe widzimy też w moście de la Coulouvrenière na Rodanie w Genewie (tab. 6 rys. 6—8), zbudowanym w r. 1895. Tu skrzynie w ten sam sposób wykonane są 70 cm długie.

Przeguby zbliżone do łożysk kołkowych mostów żelaznych widzimy w moście na Dunaju w Jnzighofen, zbudowanym przez Leibbranda (t. 31), którego szczegół widzimy na t. 49 r. 4. Przeguby są tu z żelaza lanego i składają się z trzech części kadłuba, wahacza a między nimi czopa walcowego. O obliczeniu takich łożysk będziemy mówić w mostach żelaznych*). Przeguby pozostawiono otwarte, nie zamurowując ich weale.

Jako drugi przykład możemy podać przegub mostu ustroju Melana na pływalni w Steyer (t. 35).

§. 32. Układ szwów w sklepieniu ceglanem.

Układ szwów należy do elementów ustroju, wykładanych w budownictwie, nie będziemy się więc nad tem bliżej zastanawiać, wspomniemy tylko o sklepieniu pierścieniami (n. Ring fr. roulean), (t. 38 rys. 1). Jeżeli grubość sklepienia wynosi 2 do 3 cegieł, to z powodu, że grubość cegieł jest stała, szwy na grzbiecie mogą wypaść bardzo grube, co wprowadza pewną niejednostajność w sklepieniu pod względem rozdziału natężeń i odkształceń.

*) Porów. Mosty kratowe żelazne, str. 206.

Możnaby temu zapobiedz, używając cegieł klinowych odpowiednio do promienia sklepienia, ale że nie łatwo ich dostać, więc zamiast tego można cegły obrabiać. Tak delikatne obrabianie cegieł przedstawia znaczne trudności, zamiast tego sortujemy więc cegły i cienszych używamy w podniebieniu, grubszych na grzbiecie.

Aby uniknąć tych wszystkich niedogodności, sklepią też często pierścieniami. Korzyść przedstawia ten sposób sklepienia jeszcze tę, że gdy pierwszy pierścień zasklepiony, służy on dla drugich jako krążyna, więc krążyny mogą być znacznie lżejsze. Jednak sposób ten ma tę wadę, że ciśnienie w przekroju sklepienia nierówno się rozdziela. Pierwszy pierścień niesie swój ciężar i wszystkich następnych z nadmurowaniem, drugi już niesie ciężar mniejszy, bo nie niesie ciężaru pierścienia pierwszego, trzeci jeszcze mniejszy. Widzimy stąd, że ciśnienie będzie w pierwszym pierścieniu największe, w drugim mniejsze, w trzecim jeszcze mniejsze. Wypadkowa na szew nie będzie zatem zaczepiać w osi, lecz poniżej osi. Przez sklepienie pierścieniami zniżamy więc linię ciśnienia, jak *Résal* udowadnia o połowę odstępu od podniebienia. Dla klucza to korzystne, bo jak z §. 15 i 16 wiadomo, po zdjęciu krążyn zwykle linia ciśnienia w kluczu się podnosi, zniżenie więc jej z powodu sklepienia pierścieniami jest korzystnem. Wprost przeciwnie rzecz się ma w węzłowiach, tu wpływy te się dodają i może wskutek tego łatwo linia ciśnienia wyjść z jądra.

Wobec tego korzystny byłby ustrój mieszany, sklepienie od węzłowi do połowy strzałki szwami ciągłymi a powyżej pierścieniami. W ten sposób wykonano most Czerwony w Persyi na drodze z Tyflisu do Tauru (t. 54 r. 2) w jedynastem stuleciu. W Anglii budują często w ten sposób, że muruje się równocześnie wszystkie pierścienie, aby gdy to możliwe, co 5-tą lub 6-tą cegłą dać przechodzącą przez 2 pierścienie (t. 54 r. 3).

Inż. *Bräuler* zaleca urządzenie zębów między pierścieniami (t. 50 r. 7), przyczem szerokość zębów przyjmuje taką, aby pewna cała liczba cegieł dolnego pierścienia odpowiadała całej liczbie pierścienia górnego. Jako przykład podajemy most Solferino w Pizie (t. 39).

W praktyce znajdujemy sklepienia ceglane wykonane tak pierścieniami jak i szwami ciągłymi (t. 38 rys. 2).

§. 33. Układ szwów w sklepieniu ciosowem.

O układzie szwów w sklepieniu ciosowem nie będziemy mówić, bo to należy do elementów ustrojowych. Wspomniemy tylko to, że i tu używane jest sklepienie pierścieniami i to dla bardzo wielkich rozpiętości. Dzieje się to głównie w celu zmniejszenia ciśnienia na krawężyny, które mogą być w takim razie znacznie słabsze.

Czasem budują takie sklepienia zupełnie odrębnymi pierścieniami. Tak zbudowane są następujące mosty w dwu pierścieniach:

	<i>l</i>	grubość jednego pierścienia	
		w kluczu	w węzłowie
Cabin John w Ameryce	67,1	1,27	1,88 m
Vielle Brionde na Allin	54,2	1,27	1,88 „
Bains de Lucques (Włochy)	47,8	1,30	2,00 „
dawny most Ceret (Pireneje)	45,0	1,30	2,00 „

Częściej jednak buduje w nowszych czasach sklepienia o wielkich rozpiętościach w pierścieniach, lecz odpowiednio do układu szwów ciągłych, o czym będziemy jeszcze mówić przy wykonaniu mostów sklepionych.

§. 34. Połączenie sklepienia z murem czołowym.

Nadsypkę nad sklepieniem zamykamy z obu stron murami czołowymi (n. *Stirnmauer*, fr. *tympan* a. *facing wall*). Jeżeli mur czołowy wykonamy z kamienia łamanego, to grzbiet sklepienia zaokrąglamy (t. 22 most na Anizie). Jeżeli to samo zrobimy przy użyciu ciosów, to powstają ostre kąty (t. 25 most na Dadou), co jest nieładnie, a zresztą krawędzie takie ciosów łatwo się łamią.

Zapobiec temu można, dając w tem miejscu, gdzieby występowały takie ostre kąty ciosy wyższe (t. 20 most na Murze pod Marbach). Lepiej jednak odstąpić wtedy od krzywej linii grzbietu i urządzić dla połączenia z murem czołowym schodki (n. *Stufe* fr. *redan*) (t. 29 przejazd w Helsingfors t. 46 r. 1, t. 47 r. 1). Często wtedy okazuje się potrzeba urządzenia warstw poziomych coraz cieńszych, a aby temu zapobiec, robimy schodki sięgające przez kilka kłińców (t. 14 r. 7).

Także jeżeli mur czołowy jest ceglany albo betonowy a sklepienie ciosowe, robimy nieraz schodki (t. 29 most na Loch Katrine).

Łęg czołowy czasem dajemy z ciosu, gdy resztę sklepienia robimy z kamienia łamanego lub cegły (t. 19 most Boucicaut). Jeżeli grubość sklepienia zwiększamy ku węzłowi, zwiększa się też i grubość łęgu (t. 21 most na Anizie), czasem łęg dajemy jednostajnie gruby pomimo zwiększającej się grubości sklepienia (t. 33 r. 2, t. 39 most Solferino), co jednak ze względów ustrojowych nie jest wskazanem. Często wymagają tego względy piękności zwłaszcza przy wiaduktach o sklepieniu półkolistym (t. 7 rys. 3 i 4, t. 43 rys 2).

Jeżeli łęg odgraniczamy gzymsem, to odgraniczenie łukowe łęgu od muru czołowego jest konieczne, przynajmniej pozorne (t. 42 r. 3, f. 49 r. 1).

czasem przedłużano szwy sklepienia, aż do gzymsu głównego (t. 47 r. 2, t. 55 r. 5), co jednak może być tylko wskazanem przy bardzo płaskich sklepieniach.

§. 35. Sklepienia betonowe.

W nowszych czasach coraz częściej używają betonu do budowy mostów. Szereg znaczniejszych mostów nawet o większych rozpiętościach zbudowano z betonu; przytoczymy tu tylko kilka znamienitszych:

a) most na Dunaju w Munderkingen (t. 11) trójprzegubowy, ukośny, $l=50\text{ m}$, $f=5\text{ m}$;

b) most de la Coulouvrenière na Rodanie w Genewie zb. w 1895 (t. 6) z trzema żelaznymi przegubami $l=40\text{ m}$ $f=5,5\text{ m}$;

c) most nad dworcem w Ehingen (t. 5) zbud. w 1891 $l=18\text{ m}$, $f=3,6\text{ m}$ bez przegubów;

d) most wodociągowy na Loch Katrine (t. 29);

e) most na Neckarze pod Gemmrigheim zb. w 1896 4 przeszło po 38 m o strzałce 5,5 m.

Sklepienia te obliczamy tak jak sklepienia kamienne, kreśliły też w ten sam sposób linię ciśnienia, możemy jednak tu dopuścić małe ciągnięcie np. 2 do 3 kg/cm^2 . W obec tego może linia ciśnienia nieco wyjść z jądra, ale tylko o tyle, aby natężenie nie przekroczyło dozwolonej granicy.

Jeżeli wypadkowa na szew P zaczepia w C (t. 53 r. 3) to jak wiemy ze statyki*)

$$\begin{aligned} v_1 &= \frac{P}{100d} \left(1 + \frac{6c}{d} \right) \\ v_2 &= \frac{P}{100d} \left(1 - \frac{6c}{d} \right) \end{aligned} \quad (76)$$

Jeżeli więc przyjmiemy $v_1=30$, $v_2=-3 \text{ kg/cm}^2$, to otrzymamy

$$\frac{P}{100d} = \frac{30}{1 + \frac{6c}{d}} = -\frac{3}{1 - \frac{6c}{d}} \quad \text{a stąd}$$

$$c = 0,204d = \frac{1}{5}d. \quad \dots \dots \dots (77)$$

Widzimy więc, że linia ciśnienia może się tu oddalić od osi nie o $\frac{1}{6}d$, lecz więcej, mianowicie o $\frac{1}{5}d$. Wprawdzie i przy większem c mogłoby być $v_2 = -3 \text{ kg/cm}^2$, lecz wtedy P musiałoby być znacznie mniejsze n. p. przy $c=0,3d$, musiałoby $P=0,36P$. Jeżeli więc materiał ma być wyzyskanym, to c nie powinno być większe, niż $\frac{1}{5}d$.

§. 36. Sklepienia żelaznobetonowe.

Jak wiadomo budowie betonowe możemy wzmocnić bardzo, jeżeli w tem miejscu, gdzie mogą powstać ciągnienia, umieścimy w betonie pręty żelazne. O ile jednak przy użyciu betonu jako belki prostej umieszczenie prętów żelaznych w części ciągniętej belki jest wskazanem i korzystnem, o tyle przy sklepieniach, gdzie w razie, jeśli linia ciśnienia pozostaje w jądrze, niema wcale ciągnień, a nawet po wyjściu jej po za jądro są one stosunkowo małe i znacznie mniejsze od ciśnienia, korzyści budowli żelaznobetonowych są znacznie mniejsze.

Korzyścią ustroju żelazno-betonowego jest to, że obliczając wedle pierwszej fazy możemy przyjąć dla ciągnienia w betonie natężenie dopuszczalne znacznie większe 10 do 15 kg/cm^2 , gdyż wkładki żelazne przedstawiają w drugiej fazie po pęknięciu betonu znaczną jeszcze pewność. Przyjąwszy więc $v_2 = 10 \text{ kg/cm}^2$, otrzymamy analogicznie do 76) w przybliżeniu, nie zważając na wpływ wkładek, który w pierwszej fazie jest bardzo małym,

*) P. Podr. Statyki Budowli str. 216 rów. 14.

$$\frac{P}{100d} = \frac{30}{1 + \frac{6c}{d}} = \frac{10}{1 - \frac{6c}{d}}, \quad \text{a stąd}$$

$$c = \frac{1}{3} d \quad 78)$$

Widzimy więc, że tu może linia ciśnienia jeszcze dalej wyjść po za jądro, a zatem grubość sklepienia może być mniejszą.

Odstęp c może być jeszcze większy, niż $\frac{1}{3}d$ a $v_2 = -10kg/cm^2$, jeżeli P a zatem i v_1 jest mniejszem, wtedy jednak nie wyyskujemy materyału na ciśnienie. Z drugiej strony większe odchyłki c trafiają się zwykle tylko przy jednostronnem obciążeniu, nie przy obciążeniu zupełnem, gdy P jest największem.

Z powyższego wynika, że wyjście linii ciśnienia z jądra w sklepieniu betonowem po za $e = \frac{1}{5}d$, w żelaznobetonowem po za $e = \frac{1}{3}d$ jest wprawdzie możliwem, ale większe zboczenia nie są ekonomiczne.

§. 37. Ustrój sklepień żelaznobetonowych.

Jeżeli wkładka żelazna składa się z prętów okrągłych ułożonych w równych odstępach, mamy wtedy ustrój Moniera.

Wkładkę dajemy w tem miejscu, gdzie spodziewamy się ciągnięcia, zwykle więc jedną wkładkę w przekroju (t. 26 most na dworze w Matzleinsdorf, t. 28 przepust kolei Wenezuelskiej). W niektórych przekrojach jednak może ciągnięcie wystąpić tak w dolnej jak i górnej części, tam musimy też dać dwie wkładki (t. 26 most w Borsi, dno przepustu w Królewcu).

Profesor Melan z Berna używa wkładek żelaznych w kształcie beleczek wygiętych wedle kształtu osi sklepienia. Belki te żelazne, kształtówki (t. 33 r. 1 i 2, t. 43 rys. 4) lub też małe belki kratowe (t. 35 most w Steyr) urządza on w odstępach około 1m. Jestto właściwie połączenie łuków żelaznych z betonowymi.

Wünsch z Budapesztu używa także kształtówek jako wkładek (t. 37 most na Nitrze), z których jedna jest w pobliżu podniebienia, druga pozioma u grzbietu. Pręty

te przedłuża on pionowo w przyczółki. W moście w Nitrze pas dolny i górny składają się z dwu kątówek i nakładki. Most tego ustroju znajduje się na podwórzu szkoły politechnicznej we Lwowie.

Ustroje Melana i Wünscha mają tę zaletę, że wkładki żelazne połączone poprzecznie są dość tęgic i wytrzymałe, że mogą się utrzymać same bez rusztowania, które może być zatem zrobione nadzwyczaj lekkie. Za to rozmieszczenie żelaza nie jest ekonomicznem, bo znaczna część kształtówek leży blisko osi obojętnej i mało jest wyzyskana. Także odstęp znaczny wkładek zwykle metrowy nie jest bardzo korzystnym ze względu na równy rozdział nateżeń. Beton między belkami działa jak płyta, a moment powstający z obciążenia dla rozpiętości 1 m wywołuje nateżenie dodatkowe, które właściwie należałoby obliczyć.

§. 38. Obliczenie sklepień Moniera.

Niech będzie P (t. 50 r. 8a) siła prostopadła do przekroju sklepienia, zaczepiająca w C i wywołująca nateżenia zaznaczone na rysunku. Rozpatrywać będziemy najprzód fazę pierwszą, więc przyjmujemy dla tych, stosunkowo niewielkich nateżeń, linię nateżeń $A'B'$ prostą. Według Melana uwzględnimy teraz wpływ wkładki żelaznej w ten sposób, że przekrój zwiększymy o $\frac{\epsilon'}{\epsilon} = n$ razy większy przekrój wkładki żelaznej, przyczem ϵ' oznacza współczynnik sprężystości żelaza, a ϵ współczynnik sprężystości betonu.

Środek ciężkości S_1 idealnego jednorodnego przekroju otrzymamy z równań:

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{nf m}{d + nf} \\ \text{i} \quad e_2 &= \frac{dm}{d + nf} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 79)$$

a moment bezwładności ze względu na oś ciężkości S_1

$$I = \frac{d^3}{12} + de_1^2 + nfe_2^2 \dots \dots \dots 80)$$

gdzie f oznacza grubość warstwy żelaznej, rozłożonej równomiernie na jednostkę szerokości przekroju.

Po wstawieniu wartości za e_1 i e_2 z (79 w 80) otrzymamy:

$$I = \frac{d^3}{12} + \frac{dfm^2n}{d+nf} \dots \dots \dots 81)$$

Nazwijmy a ramię bezwładności a i odstęp jędrny, to:

$$a^2 = \frac{I}{A} = \frac{\frac{d^3}{12} + \frac{dfm^2n}{d+nf}}{d+nf} = \frac{d^3}{12(d+nf)} + \frac{dfm^2n}{(d+nf)^2}$$

$$a^2 = \frac{d^4 + dfn(d^2 + 12m^2)}{12(d+nf)^2} \dots \dots \dots 82)$$

Dalej jest:

$$i_1 = \frac{a^2}{\frac{d}{2} - e_1}, \quad i_2 = \frac{a^2}{\frac{d}{2} + e_1} \dots \dots \dots 83)$$

a największe natężenia:

$$\left. \begin{array}{l} \text{na ciśnienie betonu} \quad \tau_1 = \frac{P(i_2 + e + e_1) \left(\frac{d}{2} + e_1 \right)}{I} \\ \text{na ciągnienie} \quad \tau_2 = \frac{P(e + e_1 - i_1) \left(\frac{d}{2} - e_1 \right)}{I} \\ \text{na ciągnienie żelaza} \quad \nu' = \frac{P(e + e_1 - i_1) e_2 n}{I} \end{array} \right\} \dots 84)$$

Jako przykład obliczmy na podstawie tych wzorów natężenia w węzłowi strony obciążonej próbnego sklepienia wiedeńskiego ¹⁾. Tam było $P = \frac{41695}{100} \text{ kg} = 416,95 \text{ kg}$, $c = 31,5 \text{ cm}$, $d = 60 \text{ cm}$, $n = 10$. Wkładka żelazna składała się z drutów 14 mm grubych w odstępach 6,5 cm, więc

$f = \frac{1,539}{6,5} = 0,2368 \text{ cm}$. Niech będzie $a = 6 \text{ cm}$, więc $m = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$, to:

$$e_1 = \frac{10 \cdot 0,2368 \cdot 24}{60 + 10 \cdot 0,2368} = 0,91 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{60 \cdot 24}{60 + 10 \cdot 0,2368} = 23,09 \text{ cm}$$

Dalej mamy:

$$I = \frac{60^3}{12} + \frac{60 \cdot 10 \cdot 0,2368 \cdot 24^2}{60 + 10 \cdot 0,2368} = 18000 + 1312 = 19312 \text{ cm}^4,$$

zatem: $a^2 = \frac{I}{A} = \frac{19312}{62,368} = 309,63 \text{ cm}^2,$

stad: $i_1 = \frac{309,63}{30 - 0,91} = \frac{309,63}{29,09} = 10,64 \text{ cm}$

$$i_2 = \frac{309,63}{30 + 0,91} = \frac{309,63}{30,91} = 10,02 \text{ cm}.$$

¹⁾ Por. Bericht des Gewölbeausschusses 1895 str. 125.

Dla sklepienia betonowego byloby $i_1 = i_2 = \frac{60}{6} = 10$ cm, widzimy więc, że uwzględniając wkładkę żelazną, otrzymujemy tylko mało co większy odstęp jędrny.

Dalej otrzymamy według 84):

$$\tau_1 = \frac{416,95(31,5 + 0,91 + 10,02)(30 + 0,91)}{193,12} = \frac{416,95 \cdot 42,43 \cdot 30,91}{193,12}$$

$$\tau_1 = 28,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{416,95(31,5 + 0,91 - 10,64)(30 - 0,91)}{19312} = - \frac{416,95 \cdot 21,77 \cdot 29,09}{19312}$$

$$\tau_2 = 13,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = \frac{416,95 + 21,77 + 23,09 \cdot 10}{19312} = 108,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Zauważmy teraz sklepienie w drugiej fazie, gdy już wytrzymałość betonu na ciągnięcie została przezwycożoną, a po stronie ciągniętej belki powstały szczeliny (t. 50 r. 8b). Wtedy powstają tylko na małej długości CO ciągnięcia, w górnej części przekroju zaś OB ciśnienia i w wkładce żelaznej ciągnięcie. Przyjmujemy tu linię natężeń OB , prostą, bo wprowadzenie dokładniejszej krzywej lub łamanej linii natężeń ma mały wpływ na ostateczny wynik, a utrudnia bardzo rozwiązanie zadania.

Dla uproszczenia opuścimy też małe natężenia na ciągnięcie w betonie zupełnie, wtedy ciśnienie betonu i ciągnięcie żelaza musi być w równowadze z siłami zewnętrznymi.

Stąd otrzymamy:

$$\frac{\tau_1 z_1}{2} - v'f = P \quad \dots \dots \dots 85)$$

$$\text{i} \quad \frac{\tau_1 z_1}{2} \frac{2z_1}{3} + v'f(d_1 - z_1) = P(z_1 - u_1) \quad \dots \dots 86)$$

$$\text{a} \quad v' = \frac{n\tau_1(d_1 - z_1)}{z_1} \quad \dots \dots \dots 87)$$

przyczem należy przyjąć $n=20$.

Z równań (85 i 87) otrzymujemy:

$$\frac{\tau_1 z_1}{2} - \frac{n\tau_1(d_1 - z_1)}{z_1} f = P \quad \dots \dots \dots 88)$$

a z (86 i 87):

$$\frac{\tau_1 z_1^2}{3} + \frac{n\tau_1(d_1 - z_1)^2}{z_1} = P(z_1 - u_1) \quad \dots \dots 89)$$

Z obu równań (88 i 89) otrzymamy:

$$\tau_1 = \frac{P}{z_1 - \frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1}} = \frac{P(z_1 - u_1)}{\frac{z_1^2}{3} + \frac{nf(d_1 - z_1)^2}{z_1}}$$

a stąd:

$$\frac{z_1^2}{3} + \frac{nf(d_1 - z_1)^2}{z_1} = (z_1 - u_1) \left(\frac{z_1}{2} - \frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1} \right) = \frac{z_1^2}{2} - nf(d_1 - z_1) - \frac{u_1 z_1}{2} + \frac{nf u_1 (d_1 - z_1)}{z_1},$$

a w końcu:

$$z_1^3 - 3u_1 z_1^2 + 6nf(d_1 - u_1)z_1 - 6nf d_1 (d_1 - u_1) = 0 \quad . \quad . \quad 90$$

Wstawmy:

$$z_1 = y + u_1, \quad \text{więc} \quad y = z_1 - u_1 \quad . \quad . \quad . \quad 91$$

to $y^3 + (6nf(d_1 - u_1) - 3u_1^2)y - (6nf(d_1 - u_1)^2 + 2u_1^3) = 0 \quad . \quad . \quad 92$

Wstawmy:

$$p = 2nf(d_1 - u_1) - u_1^2 \quad \text{a} \quad q = -(3nf(d_1 - u_1)^2 + u_1^3) \quad . \quad . \quad 93$$

$$y = \sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}} + \sqrt[3]{-q - \sqrt{q^2 + p^3}} \quad . \quad . \quad . \quad 94$$

Wyznaczywszy w ten sposób z_1 , mamy potem z (85 i 87):

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \frac{P}{\frac{z_1}{2} - \frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1}} \\ \nu' &= \frac{nf \tau_1 (d_1 - z_1)}{z_1} \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad 95$$

Przykład. Obliczmy na podstawie tych wzorów natężenia w węzłowie nieobciążonej strony sklepienia próbnego wiedeńskiego. Tam było $P=314 \text{ kg}$, $d_1=54 \text{ cm}$, $u_1=-25 \text{ cm}$, $n=20 \text{ cm}$, $f=0,2368 \text{ cm}$.

A zatem:

$$p = 2 \cdot 20 \cdot 0,2368 (54 + 25) - 25^2 = 152$$

$$q = -(3 \cdot 20 \cdot 0,2368 (54 + 25)^2 - 25^3) = -87023,$$

zatem według (94): $y = 53,26 \text{ cm}$, stąd: $z_1 = y + u_1 = 53,26 - 25 = 28,25 \text{ cm}$.

Wedle (95) otrzymamy wtedy:

$$\tau_1 = \frac{314}{14,1 \cdot \frac{20 \cdot 0,0368 \cdot 25,75}{28,25}},$$

$$\tau_1 = 32,1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{a} \quad \nu' = \frac{20(54 - 28,25)}{28,25} 32,1 = 585,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Wiemy, że w pierwszej fazie wkładka żelazna mało co zmniejsza ciągnięcie w betonie, sprawia ona jednak znacznie większą pewność sklepienia w drugiej fazie, grubość więc jej musi być obliczoną ze względu na drugą fazę.

Należy przytem tak liczyć, aby przy r -krotnej pewności przyjmować n razy większą siłę P , działającą na przekrój, która wywołała równocześnie natężenie, równe spólczynnikowi

betonu na ciśnienie 125 kg/cm^2 i współczynnikowi żelaza na ciągnięcie 3500 kg/cm^2 .

Możemy więc napisać ze względu na 95):

$$125 = \frac{rP}{\frac{z_1}{2} \frac{20f(d_1 - z_1)}{z_1}} \dots \dots \dots 96)$$

i

$$3500 = \frac{20rP \frac{d_1 - z_1}{z_1}}{\frac{z_1}{2} \frac{20f(d_1 - z_1)}{z_1}} = \frac{40rP(d_1 - z_1)}{z_1^2 - 40f(d_1 - z_1)} \dots \dots \dots 97)$$

Podzielmy równanie 96) przez 97), to otrzymamy:

$$\frac{125}{3500} = \frac{rP}{20rP \frac{d_1 - z_1}{z_1}} = \frac{z_1}{20(d_1 - z_1)} = \frac{5}{140}$$

a stąd:

$$\begin{aligned} 7z_1 &= 5d_1 - 5z_1, & 12z_1 &= 5d_1 \\ z_1 &= \frac{5}{12} d_1 = 0,4167d_1 \dots \dots \dots 98) \end{aligned}$$

Wstawmy tę wartość za z_1 w równanie 90), to otrzymamy:

$$0,0724d_1^3 - 0,52d_1^2u_1 + 50f(d_1 - u_1)d_1 - 120fd_1(d_1 - u_1) = 0,$$

a stąd:

$$f = \frac{0,0724d_1^2 - 0,52d_1u_1}{70(d_1 - u_1)}$$

albo

$$f = 0,001034 \frac{d_1}{d_1 - u_1} (d_1 - 7,19u_1) \dots \dots \dots 99)$$

Widzimy więc, że grubość wkładki żelaznej nie zależy tylko od grubości d_1 , ale też i od odstępów linii ciśnienia od krawędzi przekroju, że więc możnaby ją przyjąć zmienną i w ogóle opuścić, gdy $u_1 \geq \frac{d_1}{7,19} = 0,139 d_1$.

Przytem należy jeszcze zauważyć, że dla rej pewności przyjęliśmy tylko rP zamiast P , nie powiększyliśmy jednak u_1 . Byłoby więc wskazaniem w praktyce przyjąć np. dwa razy tak wielkie obciążenie ruchome, dla tego obciążenia wyznaczyć linię ciśnienia i według tego wprowadzić do równania 99) u_1 .

Grubość sklepienia d należy obliczyć w ten sposób, aby ciągnięcie w betonie nie przekraczało 10 do 15 kg/cm^2 .

§. 39. Obliczenie sklepień Melana i Wünscha.

W ustroju Melana wkładki żelazne stanowią żebra ustawione w odstępach około 1 m. Otrzymują one zwykle taką samą lub nieco mniejszą wysokość, niż sklepienia betonowe. Powinny one mieć możliwie największy moment bezwładności, mają więc kształt I lub bielek kratowych.

Przybliżona teoria sklepień Melana jest następująca. Ugięcie łuku sprężystego jest w przybliżeniu proporcjonalne do $\frac{1}{\varepsilon J}$, a więc ponieważ ugięcie łuku żelaznego i betonowego musi być takie samo, natężenia rozdzielają się w stosunku jak εJ . Jeżeli więc nazwiemy ε_1 i ε_2 współczynniki sprężystości betonu i żelaza, d grubość sklepienia betonowego, a odstęp żeber $J_1 = \frac{d^3 a}{12}$ moment bezwładności przekroju sklepienia betonowego między dwoma żebrami, J_2 moment bezwładności żebra. W_2 i A_2 moment jego oporu i powierzchnię, stosunek, w jakim się rozdziela ciężar na beton i żelazo

$$v = \frac{\varepsilon_1 J_1}{\varepsilon_2 J_2} = \frac{\varepsilon_1 d^3 a}{12 \varepsilon_2 J_2} = \frac{\beta}{\varphi} \dots \dots \dots 100)$$

jeżeli na beton wypadnie część β , na żelazo część φ ciężaru.

Jeżeli wstawimy $\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = \frac{200000}{2000000} = \frac{1}{10}$, to

$$v = \frac{1}{120} \frac{d^3 a}{J_2} \dots \dots \dots 101)$$

Ponieważ dalej $\beta + \varphi = 1$, więc $\beta = \frac{v}{1+v}$, $\varphi = \frac{1}{1+v}$ 102)

Jeżeli więc P i $M = Pc$ oznaczają siłę podłużną i moment w danym przekroju na jednostkę długości, to

$$\text{natężenia mają w betonie } v_1 = \beta \left(\frac{P}{d} \pm \frac{6M}{d^2} \right) = \frac{\beta P}{d} \left(1 \pm \frac{6c}{d} \right) \dots 103)$$

$$\text{" " " żelazie } v_2 = \varphi \left(\frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \right) a \dots \dots \dots 104)$$

Zupełnie w podobny sposób możnaby obliczać sklepienie Wünscha.

Obliczenie to odnosi się tylko do fazy pierwszej. W razie pęknięcia betonu całe ciągnięcie przeniosłoby się na kształtówki żelazne. Obliczenie natężeń wymagałoby osobnego badania, w przybliżeniu jednak moglibyśmy zastosować wzory ważne dla sklepień *Moniera*, przyjmując środek ciężkości kształtówki jako miejsce wkładki żelaznej.

V. Nadmurowanie i mury pachwinowe.

§. 40. Cel nadmurowania.

Zwykle nad sklepieniem urządza się nadmurowanie, a to coraz grubsze ku węzłowiom.

Nadmurowanie (n. *Uebermauerung*, *Hintermauerung*, *Zwickelmauerwerk*) służy kilku celom.

1. Ponieważ nadmurowanie ma inny ciężar gatunkowy, niż nadsypka, więc zmiana kształtu nadmurowania pociąga za sobą zmianę obciążenia jednostkowego, a w następstwie też zmianę linii ciśnienia. Można by więc wyznaczyć taki kształt i takie wymiary nadmurowania, aby linia ciśnienia wpadła w oś sklepienia. Jednak górna powierzchnia nadmurowania byłaby wtedy w ogólności krzywą, co utrudniałoby wykonanie, dlatego przyjmujemy w praktyce kształty prostsze, płaskie (t. 19. przejazd górą).

2. Nadmurowanie powiększa niejako grubość sklepienia, bo tarcie, spójnością zaprawy i swym ciężarem przeszkadza otwieraniu się szwów sklepienia, zwłaszcza przy obciążeniu jednostronnem (t. 98. r. 4).

Przy bardzo płaskich sklepieniach albo przy bardzo wielkich nadsypkach, przy sklepieniach zbudowanych wedle linii ciśnienia można nadmurowanie całkiem opuścić (t. 19. przepust sklepiony, t. 53. r. 5). Często też nadmurowanie służy jako podstawa dla powłoki, gdy części sklepienia są za strome i powłoka nie dałaby się zatrzymać.

§. 41. Ustrój nadmurowania.

a) Powierzchnia górna. Zwykle górna powierzchnia nadmurowania jest płaszczyzną, gdyż ustrój ten jest prostszym. W przekroju górne odgraniczenie nadmurowania jest zwykle styczniem do grzbietu (t. 2. r. 6b). Pochyłość jego jest rozmaita.

Przy kolei Północno-zachodniej austriackiej i kolei Bełżeckiej przyjmowano górną granicę nadmurowania równoległą do AD (t. 53. r. 1.), jeżeli $Bd = DC = \frac{f}{2}$, a wtedy $\text{st } \alpha = \frac{f}{l}$.

Przy kolei Państwowej pochyłość wynosi 1 : 2,5, a zatem $\text{st } \alpha = 0,4$. Zwykle wynosi $\text{st } \alpha = \frac{1}{3}$ do $\frac{1}{5}$ wedle stosunku $\frac{f}{l}$.

Przy sklepieniach półkolistych przyjmujemy $\text{st } \alpha = \frac{1}{4}$ do $\frac{1}{3}$, to samo przy odcinkowych wyższych, przy bardzo płaskich dla $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ do $\frac{1}{10}$ można zejść aż do $\text{st } \alpha = \frac{1}{5}$.

Przy kolei Południowej

$$\begin{aligned} \text{przyjęto dla } \frac{f}{l} &= \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4} \\ \text{st } \alpha &= \frac{1}{3}, \frac{1}{3,5}, \frac{1}{4}. \end{aligned}$$

We Francji widzimy często górne powierzchnie krzywe. (t. 53. r. 3.).

b) Rodzaj muru. Nadmurowanie muruje się poziomo materiał może być mniej wyborowy, zwykle więc używa się kamienia łamanego. Czasem przedłużano szwy sklepienia, co jest jednak niepotrzebnym utrudnieniem. Jeżeli nadmurowanie służy tylko za podstawę powłoce, to możemy użyć także chudego betonu, a to w celu, aby tylko przez osiądnięcie się powłoka nie popękała.

c) Połączenie ze sklepieniem. Zwykle nadmurowanie nie łączy się wcale ze sklepieniem, wyjątkowo przy większych rozpiętościach łączą sklepienie z nadmurowaniem stopniami n. p. w moście na Mersey. (t. 52 r. 1a).

§. 42. Nadsypka.

Przestrzeń między sklepieniem, murami czołowymi i powierzchnią drogi wypełniano dawniej ziemią. Teraz zwykle unika się ziemi, bo ta zatrzymuje dłużej wodę i rozmiękcza się w wodzie, dlatego najlepiej używać jako nadsypki materiałów, łatwo przepuszczających wodę, piasku lub żwiru, nigdy ziemi gliniastej, która gdy mokra, wywiera wielkie ciśnienie. Wyjątek stanowi wypadek, gdy nad sklepieniem znajduje się większy na-

syp, który wtedy, rozumie się, robi się z ziemi, jednak, o ile możliwości, nie gliniastej.

We Francyi często do wypełnienia używa się betonu chudego lub betonu z piasku. Mianowicie na $1m^3$ piasku dodaje się $0,15m^3$ wapna hydraulicznego, układa się w warstwach poziomych, przyczem trzeba dać czas skrzepnąć warstwie niższej, nim się nakłada wyższą. Rozumie się, że nadsypka taka jest kosztowna, a czasem używany mur suchy jeszcze kosztowniejszy. Tańszym jest żwir tłuczony. Użycie betonu ma tę korzyść, że nie dopuszcza on wcale wody do pachwin.

Nadsypka wywiera parcie na mury czołowe; przy mostach kolejowych łączy więc czasem wysokie mury czołowe kotwami (t. 71 r. 1b), aby znieść parcie nadsypki przynajmniej do czasu, nim zaprawa nie stężeje.

Nad sklepieniem musi być dostateczna grubość nadsypki, aby złagodzić wpływ wstrząśnień i aby ciężary rozdzielić na większą płaszczyznę. Najmniejszą grubość nadsypki w kluczu przyjmujemy

dla mostów drogowych	<i>najmn. e</i> = 0,5m	{	. . .	105)
" " kolejowych	<i>najmn. e</i> = 1,0m			

§. 43. Rodzaje murów pachwinowych.

Przestrzeń, którą mamy wypełnić nadsypką, może być wielką, wymagającą więc wiele materiału, który obciąża bardzo sklepienie i filary. Aby zmniejszyć objętość nadsypki, budujemy często w pachwinach sklepienia w pewnych odstępach mury, przykrywamy je płytami lub sklepieniami i w ten sposób tworzymy próżne komory (fr. *vide*) (t. 21, t. 45 r. 1, 2). Mury te nazywamy murami pachwinowymi (n. *Spandrimauer*, *Zungenmauer*, fr. *mur d'élégissement*, a. *spandrelwall*), a sklepienia, któremi przykrywamy komory, zowiemy sklepieniami pachwinowymi (n. *Spandrigewölbe*, fr. *arceaux d'élégissement*).

Wiadomo, że przez zmniejszenie ciężaru nadsypki wskutek urządzenia komory zniżamy w tem miejscu linię ciśnienia, możemy więc przez odpowiednie urządzenie komór zmienić kształt linii ciśnienia. Dalej zmniejszamy obciążenie sklepienia, a stąd i parcie poziome, jakoteż i ciśnienie na fundament filarów; wymiary sklepienia i filarów mogą być zatem nieco mniejsze.

Zresztą odwodnienie sklepienia może być lepsze, bo unikamy długiego przebywania wody w nadsypce. Jeżeli nadsypka jest droga, to nawet może być urządzenie murów pachwinowych tańsze. Naprawy sklepienia można wreszcie łatwiej wykonywać przy urządzeniu komór, które są dostępne. Zauważyć jednak musimy, że wskutek zmniejszenia się ciężaru stałego, ciężar ruchomy ma większy wpływ na linię ciśnienia, dlatego przy małych rozpiętościach zmniejszenie ciężaru stałego, a więc urządzenie komór, może być niekorzystnem. Dlatego zwykle używamy murów pachwinowych dopiero dla rozpiętości większych, niż 13 m.

Rozróżniamy mury pachwinowe poprzeczne (*f. transversal*), prostopadłe do osi mostu i podłużne (*f. longitudinal*), równoległe do osi mostu.

Mury pachwinowe poprzeczne (t. 38. r. 3b. t. 21 wiadukt Gour Noir i most na Anizie), sprawiają skupienie ciężarów w pewnych punktach, stąd podniesienie się tamże linii ciśnienia. Zamiast bowiem linii ciśnienia krzywej otrzymujemy wskutek tego linię łamaną *a, b, c* (t. 72 r. 5) styczną do pierwotnej linii krzywej. Odchylenia *aa, bb* są tem większe, im większy odstęp murów i im mniejszy promień krzywizny osi sklepienia. A zatem nieszkodliwe jest użycie takich murów pachwinowych tylko przy wielkim promieniu, zatem płaskich sklepieniach i wielkich rozpiętościach, przyczem odstęp murów nie powinien być za wielki.

Komory te ograniczone są murami czołowymi (t. 33 r. 2) albo też co częściej otwory są widoczne (t. 13 rys. 1, most na Prucie w Jaremczu, rys. 2, 3, wiadukt Gour Noir r. 4).

W niektórych mostach francuskich widzimy komorę nad filarami przykrytą jednym sklepieniem, opierającym się wprost na sklepieniu głównem (t. 63 r. 3 a). Ten ustrój nie jest odpowiednim, bo w tem miejscu przenosi się za wielkie ciśnienie na sklepienie.

Podłużne mury pachwinowe nie mają powyższej wady, za to obciążają także nierówno sklepienia; jedno pierścienie są obciążone, drugie wcale nie, przytem wywierają sklepienia parcie poziome na mury czołowe, co może być niekorzystnem.

§. 44. Ustrój murów i sklepień pachwinowych.

a) Położenie murów pachwinowych. Ilość i wielkość komór zależy od tego, czy chcemy znacznie zmniejszyć ob-

ciążenie i ciśnienie na fundament, czy nie. Przy mostach drogowych urządzamy zwykle komory w równych odstępach (t. 64, r. 3b, t. 45 r. 2). Przy mostach kolejowych albo układamy mury pod szyny (t. 63 r. 2b), aby ciśnienie przeniosło się wprost na mury (t. 66 r. 8b), ale wtedy ciśnienie znów się nierówno rozkłada na sklepienia, które między torami musiałyby mieć większą rozpiętość, albo też umieszczamy środek sklepień pod szynami (t. 69 most na Warcie), albo wreszcie rozdzielamy sklepienia równomiernie bez względu na szyny (t. 8, r. 5. i 6. t. 59. r. 26).

Odstęp w świetle murów pachwinowych podłużnych nie powinien być za wielki, bo powstaje wtedy wielkie parcie poziome na mury czołowe. Wykonane są mury w odstępach od 0,9 do 2,2 m średnio 1,3 m. Przy wiadukcie na Goeli w Akwisgranie (t. 74. r. 3.) przyjęto z tego powodu skrajne przeszła mniejsze, co jednak znów działa niekorzystnie na mury pachwinowe, z powodu nierównych parć. Dla dwutorowego mostu wypadnie więc 3 do 5 komór.

Rozpiętość sklepień pachwinowych poprzecznych jest zwykle większa. W wykonanych mostach jest $l=1,2m$ do $l=5m$, średnio możemy przyjąć 3 do 3,5 m, rozumie się przy większych mostach.

b) Przykrycie komór pachwinowych. Najprostsze przykrycie komór jest płytami kamiennymi, zwłaszcza w Anglii używane (t. 52, r. 2), lub też betonowymi (t. 30, r. 4), ale wtedy rozpiętość nie może być większa, niż 0,9 do 1,1 m. Grubość płyt należałoby wtedy obliczyć wedle §. 8. Można także przykryć komory zapomocą wystających kamieni (t. 69 most na Łabie) na sposób greckich sklepień. Zwykle jednak przesklepiamy otwory sklepieniami półkolistymi (t. 52, r. 16) lub odcinkowymi (t. 45. r. 2), rzadziej ostrołukowymi (t. 52. r. 3 d). Sklepienia odcinkowe $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{3}\right)$ nadają się dla małych wysokości, półkoliste z powodu mniejszego parcia dla większych wysokości.

c) Wykonanie. Zwykle mury pachwinowe i sklepienia wykonywamy z cegły, czasem jednak także z kamienia łamanego, a nawet z ciosów (t. 40 most na Aarze), w nowszych czasach także z betonu (t. 45 r. 2). Aby o ile możności zmniejszyć ciężar muru, robiono też mur przerywany (t. 69 most na Warcie). Sklepienie pachwinowe nadmurowuje się albo poziomo albo też pochylono ze względu na odwodnienie (wiadukt na Nissie), urządza się

więc rynnę (t. 21 most na Murze, przekrój *AA*). Dla większej stałości murów czołowych dobrze jest przy znaczniejszem parciu poziomem związać je kotwicą.

d) Grubość murów i sklepień. Grubości te zwykle bierzemy z doświadczenia bez obliczania, chyba liczymy przy większych rozpiętościach i wysokościach komór. Grubości murów czołowych spotykamy od 0,6 do 1,9 m, pachwinowych od 0,3 do 1,1 m.

Możemy polecić dla murów czołowych $g_1 = 0,6 + 0,1 h_1$ }
 dla murów pachwinowych podłużnych $g_2 = 0,5 + 0,02 h_3$ } 106)
 jeżeli h_1 oznacza wysokość muru czołowego, h_2 muru pachwinowego. Przy wysokich murach czołowych dajemy u dołu grubość większą (t. 21. rys. 2).

Grubość sklepień podłużnych znajdujemy w wykonanych mostach od 0,25 do 0,45 m, możemy więc przyjąć więc dla mostów drogowych $d = 0,25 m$ }
 kolejowych $d = 0,30 m$ } 107)

Sklepienia pachwinowe poprzeczne muszą być grubsze. Znajdujemy grubości od 0,4 do 0,6 m, możemy więc przyjąć dla rozpiętości komory l_1 $d = 0,4 + 0,05 l_1$ 108)

Grubości murów pachwinowych poprzecznych znajdujemy od 0,6 do 1,0 m. Możemy przyjąć $g_2 = 0,6 + 0,1 l_1$ 109)
 przyczem dla wyższych murów nachylamy ściany boczne filarów (t. 21 r. 1, t. 25 r. 1). Nachylenie wynosi około 3%.

e) Wysokie mury pachwinowe łączymy murami poprzecznymi dla stężenia (t. 70 most w Nantes) albo też urządzamy sklepienie piętrowe (t. 4. r. 26.). Takich mostów jednak jest niewiele.

f) Nadmurowanie. Mury pachwinowe zastępują po części nadmurowanie, czasem więc opuszcza się je zupełnie tak przy murach podłużnych (t. 6 r. 4. t. 30), jak i poprzecznych (t. 56 r. 2, t. 32 most pod Jnzighofen). Jeżeli jednak oś sklepienia nie wyznaczyliśmy według linii ciśnienia, to lepiej przy podporach dać małe nadmurowanie (t. 33 r. 2a, t. 58), a zwłaszcza koniecznem jest ono nad filarami (t. 63 r. 1) przy sklepieniach wysokich, a szczególnie półkolistych.

g) Filary odosobnione. Jeżeli mury pachwinowe przerwiemy otworami, które przesklepimy, wtedy zostaną tylko filary, podpierające sklepienia pachwinowe. Jako przykład podajemy most na Dunaju pod Jnzighofen (t. 32). Zyskujemy wtedy

wprawdzie wiele na materyale i na ciężarze, obciążenie jednak jest bardzo nierównomiernie rozdzielone.

b) Połączenie komór. Komory łączymy otworami, które przesklepiamy, zwykle też urządzamy właz (t. 59 r. 2), aby można je zrewidować, ewentualnie uskutecznić naprawy.

§. 45. Wołowe oczy.

Dawniej często urządzano w pachwinach wielkie otwory widoczne i to albo sklepienia większe odcinkowe (t. 63 r. 3 a) lub też pełne sklepienia koliste (t. 40 most na Aarze). Nazywamy je wołowe oczy (n. *Brückenaugen*, *Ochsenaugen*). Dawniej robiono te otwory dla tego, aby wielkiej wodzie ułatwić odpływ lecz cel ten nie da się w zupełności osiągnąć, a woda może uszkodzić sklepienie. Dlatego później traktowano te otwory jako ulżenie ciężaru, ale za wielkie otwory nad filarami nie są do polecenia, bo tam właśnie potrzebny jest większy ciężar, aby linia ciśnienia nie była za płaską. Wielkie ciśnienia odcinkowe, opierające się na sklepieniu głównem, mają jeszcze tę wadę, że w tem miejscu działa na sklepienie znaczna siła ukośna, która może wyprowadzić linię ciśnienia z jądra. Dlatego też wołowe oczy teraz zarzucono i używa się w razie potrzeby tylko mniejszych sklepień pachwinowych.

VI. P o m o s t.

§. 46. Spadek podłużny pomostu.

Dawniej dawano mostom zwykle bardzo znaczny spadek podłużny, a to w tym celu, aby łatwiej most odwodnić i aby uzyskać większy przekrój przepływu, względnie aby drogi przed mostem nie podnosić (t. 13 r. 6 a, t. 56 r. 5). Teraz tego nie robimy, bo wielki spadek uważamy jako utrudnienie ruchu.

Dla mostów drogowych dajemy więc teraz pomost zupełnie poziomy, albo, co lepiej, w małym spadku ze względu na odwodnienie. W pierwszym przypadku rynny muszą mieć choć mały spad do otworów, w drugim wystarczy 2 do 5‰, chociaż lepiej jest dać spad nieco większy, jaki np. znajdujemy w mostach paryskich 9 do 28‰. Na podrzędnych drogach może być spad większy do 50‰ (t. 19 kol. państw., t. 36 most na Anizie, t. 47 r. 3).

Kolejowe mosty dawniej miały zwykle pomost poziomy, dziś nie krepujemy się mostami przy oznaczaniu spadków kolei i zakładamy mosty nawet w wielkich spadkach.

§. 47. Pomost mostów drogowych.

Pomost mostów na gościńcach robimy w taki sam sposób, jak drogę, a więc robimy żwirówkę 25 *cm* grubą (t. 5. r. 6). Dłuższe mosty lepiej jednak brukować, bo brukowany pomost lepiej można odwodnić i mniejszych wymaga napraw. W miastach stosuje się zwykle pomost mostu do sąsiednich ulic. Ze względu na większy ruch a także lepszy wygląd używamy na pomost bruku kamiennego lub drewnianego (t. 6 r. 1b) albo też asfaltu. Ustrój drogi należy do budownictwa drogowego.

Ze względu na odwodnienie dajemy pomost zaokrąglony ze spadem bocznym

dla żwirówki	40 do 60 ⁰ / ₀₀
„ bruku	24 do 30 ⁰ / ₀₀
„ chodników	12 do 20 ⁰ / ₀₀

Chodniki zwykle dajemy podwyższone, a pomiędzy nimi a drogą urządzamy rynny dla odprowadzenia wody, które mają spadek podłużny 3 do 5⁰/₀₀, a najmniej 2⁰/₀₀. Rynny te robią się zwykle z kamieni brukowych (t. 5 r. 6), albo też robimy osobne ciosy rynnowe.

Chodniki najładniejsze są z płyt kamiennych, przyczem ograniczone są one krawężnikami. Asfaltowe i betonowe chodniki są tańsze, chociaż mniej trwałe. Używane są także chodniki z cegieł, mozaikowe itp., bliżej omawia się je w budownictwie drogowem.

Przy mostach mniej uczęszczanych opuszczamy chodniki zupełnie (t. 58 r. 3).

§. 48. Pomost mostów kolejowych.

Pomost mostów kolejowych robimy w ten sposób, jak na szlaku. Nie kończymy jednak żwirówki stokiem, lecz zasypujemy żwirem równo aż do muru czołowego (t. 59 r. 26), który u góry ma najmniej 65 *cm* grubości, a u spodu w razie potrzeby jest grubszy.

Zwykle woda wsiąka popod żwirówkę około 40 *cm* grubą, wyjątkowo tylko brukowano pomost dla odwodnienia (t. 69 most na Nissie).

Obok poręczy często urządzamy wąskie chodniki 0,6 do 0,9m. szerokie (t. 69 most na Warcie). Często niema wcale takich chodników (t. 21 r. 1).

49. Poręcze.

Poręcze (n. *Geländer* fr. *garde-corps*, *parapets*) tworzą ściany podłużne z obu stron mostu, ograniczające chodniki i drogę jezdnią. Dla mostów drogowych są one ze względu na bezpieczeństwo przechodni konieczne, przy kolejowych możnaby je opuścić, bo przechód przez most jest wzbronionym. Jednak z powodu, że służba kolejowa przechodzić musi przez mosty, i tu dajemy zwykle poręcze, a opuszczamy je tylko przy małych mostkach na szlaku¹⁾.

W takim razie nakrywamy mury czołowe krawężnikami (t. 67 r. 2).

Wysokość poręczy przyjmujemy od 0,8 m. do 1,2 m. średnio 1 m. Zależną jest ona też od szerokości, bo większa szerokość zmniejsza niebezpieczeństwo przewrotu człowieka wychylającego się przez poręcz. Możemy więc przyjąć

$$h + b = 1,3 m \dots \dots \dots 110)$$

a więc dla szerokości $b = 50 m$, wystarczy $h = 80 cm$, dla $b = 30 m$ $h = 1,0 m$.

Przy mostach kamiennych poręcze są zwykle kamienne (t. 8 r. 2, 3, 4), rzadziej żelazne (t. 4 r. 1, 6, t. 10 r. 1, 3).

Poręcze żelazne zabierają mniej miejsca, więc sklepienia mogą być węższe, zatem tańsze. Dalej są poręcze żelazne zwykle tańsze od kamiennych, zwłaszcza gdzie kamień jest drogi, a wreszcie mogą i względy piękności przemawiać za nimi, chociaż architektonicznie uzasadnione są więcej poręcze kamienne.

O poręczach żelaznych nie będziemy tu mówić, odsyłając czytelników do Mostów Blaszanych²⁾. Tu podamy tylko kilka przykładów (t. 72 r. 3, 4 i 6) i wspomnimy tylko o poręczach, przytwierdzanych z boku mostu, jak np. poręcze wiaduktu pod Valendar kolei Troisdorf—Niederlahnstein (t. 71 r. 6), Wskutek tego urządzenia wiadukt ten jednotorowy jest tylko 4 m szeroki.

Kamienne poręcze mogą być z cegieł (t. 66 r. 10) lub

¹⁾ Por. rozporząd. austr. minister. Mosty drewniane, zeszyt I. str. 23.

²⁾ str. 76 i następ.

z ciosów (t. 46 r. 1). Grubość poręczy wynosi 20 do 35 *cm*, przeciętnie 25 *cm*, jeżeli zaś urządzamy w pewnych odstępach słupki, to wypełnienie może być i węższe. Jeżeli poręcz składa się na wysokość z jednego ciosu, to grubość zwykle wynosi 35 do 40 *cm*.

Poręcze stawia się zwykle na płytę gzymsową, przyczem wysunąć je można co najwięcej tak, aby oś poręczy wpadała na lica muru (t. 65 r. 4). Jeżeli płytę gzymsową podpierają wsporniki, to można poręcze jeszcze dalej wysunąć (t. 66 r. 7—10), w takim razie sklepienie może być węższe. Jeżeli niema wsporników, to wysunięcie poręczy wymaga zakotwienia silnego (t. 64 r. 1, 6). Poręcze wpuszczamy zwykle w płytę gzymsową 2 do 3 *cm* (t. 67 r. 4, 5), albo też łączymy je z płytą na zakładkę (t. 79 most Jena t. 67 r. 6), wreszcie łączyć także można trzpieniami żelaznymi.

§. 50. Architektura poręczy.

1. Z a s a d a. Poręcz jest ścianą ograniczającą chodnik, która nic nie niesie, a na którą działają tylko małe siły poziome. Z tego powodu należy poręcz u dołu rozszerzyć czyli utworzyć cokół, dla ochrony zaś od deszczu dajemy u góry gzyms wieńczący (n. *Bekrönungsgesims*, *Brustgesims*). Cokół jest jednak ważniejszy tak, że spotykamy prostsze poręcze z cokołem bez gzymsu (t. 79 most w Chester), chociaż często widzimy też odwrotnie poręcze z gzymsem bez cokołu (t. 66 r. 2, 3).

Stosunek tych trzech części musi być odpowiedni, gzyms może być niski, cokół musi być wyższy, tak, że przyjmujemy stosunek wysokości cokołu, ściany i gzymsu 1:3:1 lub 2:4:1. Występ gzymsu powinien być większy, niż cokołu.

2. S ł u p k i. Jednostajność poręczy przerywa się słupkami (n. *Pfosten*, *Postament*, *Geländerpfeiler*). Przez to poręcze wypadają słabsze, a zresztą niżej leżące części budowli zwłaszcza przyczółki, filary i klucz sklepienia wymagają tego nieraz. Przy poręczach żelaznych słupki są konieczne ze względów ustrojowych, czasem wreszcie urządzenie latarni lub posągów na moście wymaga koniecznie słupów nawet ze względów ustrojowych (t. 55 r. 5, t. 49, 1 a).

Jeżeli chcemy słupki bardziej wyróżnić, to robimy je wyższe od poręczy (t. 43 r. 2 a, t. 44 r. 1, t. 42 r. 3). Jednak i w takim razie różnica wysokości zwykle jest niewielka, bo

cel poręczy tego nie wymaga. Często tylko podwyższamy gzyms (t. 46 r. 1a), albo też przykrywamy słupek płytą (t. 73 r. 1), większą różnicę wysokości widzimy wyjątkowo przy moście Herkulesa w Berlinie (t. 44), gdzie słupki są podstawą wielkich posągów. Bardzo często jednak wcale nie podwyższa się słupów, aby nie przekraczać wysokości poręczy dla ludzi najdogodniejszej (t. 14 r. 2, 3, 5, 7, t. 51 r. 1, t. 61, r. 2). Gzyms cokołu słupków spada zwykle z gzymsem poręczy.

W rzucie poziomym mają słupki zwykle przekrój prostokątny, rzadko ośmiokątny. Nad filarami dajemy nieraz wsporniki, aby słupki więcej mogły występować (t. 46 r. 1, t. 74 r. 1).

3. Ściana poręczy. Ściana poręczy może być bardzo rozmaita, a mianowicie:

a) ściana gładka (t. 46), która da się nieco urozmaicić, obramieniem (t. 47 r. 1).

b) Ściana wzorzysta. Zastosowaniem rozmaitych barw cegieł lub też przerw dadzą się wykonać ściany o rozmaitych wzorach (t. 66 r. 9). Także w ścianie poręczy kamiennej możemy zapomocą otworów odpowiednich otrzymać bardzo ładny rysunek (t. 65 r. 7).

c) Słupki. Używane one są najczęściej przy poręczach żelaznych, ale widzujemy je także przy bardzo ozdobnych poręczach wykonane z kamienia (t. 72 r. 7, 8).

4. Występy. Przy dłuższych mostach bardzo uczęszczanych, a więc w mieście, urządzamy często występy, aby przechodnie mogli, nie tamując ruchu, zatrzymać się, rozmawiać, patrzeć na okolicę. Przy długich mostach kolejowych robią się także takie występy, aby ludzie, znajdujący się na moście, mieli się gdzie schronić w razie nadejścia pociągu. Występy takie zdobią zresztą most i umieszczamy je ze względów architektonicznych zwykle nad filarami (t. 8 r. 3 i 4 t. 76 r. 2), a czasem nad kluczem (t. 51 r. 7), podparte wspornikami lub lizeną. Także na końcu mostu robimy występy, rozszerzając drogę (t. 77 r. 2). Poręcze występu zwykle są silniejsze od reszty, często robimy je kamienne, gdy reszta jest żelazna.

§. 51. Gzyms główny.

Nawet przy najskromniejszym moście znajduje się w płaszczyźnie pomostu gzyms główny (n. *Hauptgesims*) przynajmniej w kształcie płyty nieco wysuniętej (t. 9 r. 2).

Cel architektoniczny gzymsu jest uwydatnienie i odgraniczenie pomostu, jakoteż i osłonięcie muru czołowego przed wodą. Gzyms główny ciągnie się przez całą długość mostu, uzmysławia więc jedność budowli.

Wysokość gzymsu zależy od wysokości budowli, a także od stanowiska widza. Mosty płaskie, przy których woda znajduje się prawie w wysokości gzymsu mogą mieć niższe gzymsy, niż wysokie wiadukty. Także szczegóły muszą być znacznie silniejsze, jeżeli ogląda się gzyms ze znacznej odległości.

O kształtach gzymsów powiemy parę słów później.

VII. Odwodnienie mostu.

§. 52. Potrzeba i sposób odwodnienia.

Odprowadzenie najprędsze wody z mostu czyli odwodnienie (n. *Entwässerung* fr. *écoulement des eaux*) jest koniecznym, bo wywiera ona szkodliwy wpływ na mur, a zwłaszcza na sklepienia. Woda psuje mur z następujących powodów: *a)* rozpuszcza ona wapno zaprawy i uprowadza; *b)* w zimie zamarza, a przeto rozsadza kamienie; *c)* sprzyja wzrostowi roślin, których korzenie rozsadzają kamienie; *d)* co najmniej tworzy brzydkie plamy na sklepieniu.

Dlatego staramy się wodę jak najprędzej nieszkodliwie odprowadzić. Przy mostach drogowych zwykle większą część wody opadowej odprowadzamy na powierzchni pomostu, zwłaszcza jeśli pomost jest asfaltowy lub brukowany z zalanymi szwami. Wodę zbiera się w rynnach przy chodnikach i odprowadza albo wzdłuż mostu, jeśli jest spad najmniej 2,5‰, albo też rurami przez mury czołowe w razie, gdy niema spadu. Przy mostach kolejowych możemy tylko mniejszą część wody odprowadzić, reszta, a także nieco przy mostach drogowych, wsiąka w żwirówkę i dostaje się do sklepienia.

Dlatego też okrywamy sklepienie i mur w ogóle powłoką nieprzepuszczalną, a wodę odprowadzamy:

- a)* przez klucz sklepienia
- b)* „ boki lub węzłowie sklepienia
- c)* „ filary
- d)* „ mury czołowe
- e)* po za przyczółki.

Zasadą przytem jest, że wodę należy odprowadzić drogą pewną i jak najkrótszą, aby było jak najmniej sposobności przesiąkania. Należy dalej ochronić ją przed mrozem, a urządzenia muszą być takie, aby rewizya ich była łatwa.

§. 53. Powłoka.

Warstwę nieprzepuszczalną, pokrywającą sklepienie lub inny mur mostu, nazywamy powłoką (n. *Abdeckung*, fr. *chape*, a. *coat of the arche*, wł. *cappe*).

We Francyi zwykle powłoka taka jest 8 do 10 *cm* gruba i wykonywa się w następuny sposób.

Najprzód daje się warstwę grubą 5 do 6 *cm* betonu drobnego, mającego mały nadmiar zaprawy. Na to daje się drugą warstwę zaprawy czystej, dobrze ubitej i wysmarowanej. Pierwsza warstwa musi trochę stwardnieć, ale nie powinna wyschnąć zupełnie, nim na nią ułożymy drugą. Potem trzeba często oglądać warstwę wyższą i przez 10 dni wypełniać wszystkie rysy, które powstają przy schnięciu zaprawy i to nie tylko po wierzchu, ale przez całą grubość warstwy. Nim powłoka wyschnie, trzeba ją chronić przed deszczem i słońcem.

Gdy druga warstwa stwardniała i wyschła, nakrywa się ją jeszcze warstwą wyborowego asfaltu 12 do 15 *mm* grubą. Warstwa ta jest dlatego potrzebną, że beton i zaprawa cementowa często pękają, gdy zwłaszcza wskutek zmian ciepłoty powstają ruchy w sklepieniu; asfalt w takim razie chroni przed wsiąkaniem wody.

Także używa się jako powłoki jednej lub dwu warstw cegieł płasko położonych na zaprawie cementowej, a na tem jeszcze cienkiej 5 *mm* warstwy zaprawy cementowej.

W dolnej warstwie cegieł urządza się czasem także kanały (7,5 *cm* w kwadracie) prostopadle do osi mostu, które łączą się z powietrzem zewnętrznem przez mury czołowe. Kanały takie urządza się czasem także w kierunku podłużnym i w przekątniach i odprowadza się nimi wodę, któraby przesiąknęła przez warstwę górną.

Przy kolejach berlińskich miejskich użyto w celu osuszenia powłoki z warstwy cegieł próżnych, których otwory tak się ze sobą łączą, że tworzą kanały na wskrós przechodzące. Jednak

warstwa cegieł w cemencie nie wystarcza do należytego odwodnienia, zwykle więc, jak już wspomnieliśmy, daje się na to warstwę zaprawy cementowej, albo, ponieważ cement łatwo pęka, lepiej warstwę asfaltu naturalnego.

Wiadukty wiedeńskiej kolei miejskiej pokrywano 18 mm warstwą betonu i 20 mm warstwą asfaltu naturalnego. Asfalt zwykle daje się w dwu warstwach 1 cm grubych. Jednak i ta powłoka pęka, dlatego zamiast asfaltu używają także pilśni i asfaltowej (n. *Asfaltfilzplatten*), która jest więcej podatną, zatem mniej pęka. Pilśń taka jest 10 do 15 mm grubą, płyty są 2 do 3 m długie, 81 do 90 cm szerokie. Zakładają się one jedne na drugie 7 do 10 cm. Szwy zalepia się kitem asfaltowym i zaprasowuje gorącym żelazem. Na to daje się warstwę drobnitkiego żwiru 10 cm grubą, aby asfaltu nie uszkodzić.

Najpewniejsza powłoka, chociaż i najdroższa, jest z płyt ołowianych. Użyto jej przy moście na Renie w Koblencji, przy mostach kolei Reńskiej. Tam ołów jest 2 mm gruby, płyty 2,2 m szerokie, 6,66 m długie. W szwach zakłada się na 2 cm i lutuje. Nowsze doświadczenia okazały, że zaprawa cementowa działa szkodliwie na ołów, trzeba więc między mur a ołów włożyć wkładki papierowe.

Ważnem jest uchronienie od przesiąkania wody murów czołowych i te zwykle powleka się asfaltem. Przy wiaduktach kolei miejskiej nałożono warstwę 6 mm asfaltu na ściany pionowe nadmurowania i murów czołowych. Zwykle jednak warstwę asfaltu lub pilśni zagina się i wprowadza pod płyty kamienne (t. 81 r. 3) na 10 cm.

§. 54. Odwodnienie przez klucz.

Przez klucz, rozumie się, można odprowadzić wodę tylko przy użyciu murów pachwinowych (t. 69 wiadukt na Nisie) albo przy całkowitem wymurowaniu pachwin (t. 77 r. 1), spadającym ku kluczowi. W przekroju poprzecznym dajemy nadmurowaniu także spąd ku środkowi. W kluczu więc przecinają się płaszczyzny, które mają spąd poprzeczny i podłużny 15⁰/₁₀₀ do 60⁰/₁₀₀. Cztery rynny schodzą się nad otworem w kluczu, w którym tkwi żelazna rura spadowa odwadniająca (n. *Abfallrohr, Entwässerungsrohr, fr. dégorgoir, tuyau*). (t. 77 r. 1 c, t. 75 r. 3).

Odwodnienie przez klucz jest bardzo dobre, bo sklepienie tam najcieńsze, więc otwór w sklepieniu i rura najkrótsza i pionowa, jednak zachodzi tu trudność osiągnięcia potrzebnego spadku podłużnego dla wody, względnie przy nieco większych rozpiętościach nadsypka w kluczu wskutek tego musi być znaczną, a stąd i obciążenie sklepienia mostów drogowych rzecznych. Dlatego da się ten sposób użyć tylko dla małych rozpiętości mostów kolejowych, dla większych nie da on się wcale użyć z powodu braku potrzebnej wysokości. Także jeżeli pod mostem prowadzi ulica, nie można dopuścić, aby woda w środku ciekła z rury.

Dlatego w takich wypadkach musimy użyć innych sposobów, o których teraz będziemy mówić.

§. 55. Odwodnienie przez boki lub węzłowie sklepienia.

Tu urządzamy spadek ku filarom i stamtąd odprowadzamy wody przez węzłowie, chociaż w tym wypadku rury i otwory w sklepieniu i nadmurowaniu są dłuższe (t. 77 r. 3).

W tym celu zakłada się w pachwinie rynnę albo nienakrytą (t. 81 r. 2) wypełnioną kamieniami, albo też kryty kanał (t. 70 wiadukt pod Vallender), który jednakże, rozumie się, musi mieć otwory, otoczone kamieniami, aby woda się przez nie dostała. Kanały te mogą być albo okrągłe, albo prostokątne, albo mają ściany pionowe, a nakryte są sklepieniem.

Przy większych mostach te kanały są czasem tak wielkie, że można w nie wleść i uprzętnąć, jeżeli się zatkają, a więc najmniej 0,9 m szerokie, 1,2 m wysokie. Wtedy, rozumie się, trzeba urządzić właz albo z pomostu, albo przynajmniej otwory w murach czołowych, przez które też dochodzi powietrze i przyczynia się do wysuszenia.

Jeżeli używamy murów pachwinowych, to sklepieniom pachwinowym dajemy spadek, a to albo do filarów, albo też i ku kluczowi (t. 74 r. 2b), a tu otwiera się sklepienie i woda spływa znów do pachwiny. Ten ostatni sposób jest o tyle gorszy, że droga wody jest dłuższa a nadsypka większa.

Odwodnienie przez węzłowie ma tę niedogodność, że woda wypływająca z rury podczas wiatru często plami filary.

Zamiast przez węzłowie lepiej jest więc często odprowadzić wodę przez boki sklepienia (t. 57, 59 r. 2a). W tem miejscu sklepienie nie jest tak grube jak w węzłowie, woda może

prędziej odpłynąć zwłaszcza, gdy rury odpływowe założymy z obu stron klucza. Spadki powłoki mogą tu być większe, niż przy odwodnieniu przez klucz, względnie nadsypka może być mniejsza. Obecnie sposób ten często jest używanym zwłaszcza we Francji.

Rury w boku sklepienia lub w węzłowie przebijają sklepienie prostopadle do podniebienia i układa się je zwykle tak, aby przechodziły przez szew. W takim razie wyźłabia się otwór po połowie w jednym i drugim klinie.

§. 56. Odwodnienie przez mury czołowe.

Jak w poprzednim wypadku, dajemy powłoce nachylenie ku filarom. Wodę jednak tu zebraną odprowadzamy prostopadle do osi mostu przez mury czołowe; w tym celu kanał otrzymuje spadek ku murom czołowym, w których urządzamy otwór okrągły lub kwadratowy i wyprowadzamy wodę rynną kamienną wystającą, a czasem rurą z żelaza lanego na zewnątrz (t. 77 r. 4, t. 82 r. 5 b).

Przy zastosowaniu murów pachwinowych przepuszczamy też wodę przez klucz sklepień pachwinowych (t. 75 r. 1a).

Sposób ten odwodnienia ma tę niedogodność, że woda spływająca podczas wiatru pada na filary i robi szpetne plamy. Dlatego mało obecnie używamy tego sposobu i to chyba tam, gdzie plamy takie są obojętne, więc w okolicach odludnych.

§. 57. Odwodnienie przez filary.

Widzieliśmy, że rozmaite sposoby odwodnienia mają swe niedogodności, a jedną z tych jest też zamrażanie wody, ściekającej rurami. Aby tego uniknąć odprowadza się też wodę kanałami pionowymi przez filary. Na dole filaru albo odprowadza się wodę na bok do rzeki (t. 75, r. 5), albo też spuszcza się rurą przez fundament aż do warstwy przepuszczalnej albo wreszcie odprowadza się do krytego kanału odwodniającego, znajdującego się pod powierzchnią ziemi (t. 89. r. 3).

Wymiary kanałów pionowych są rozmaite, wąskie mogą się zatkać i trudno je wyczyścić, dlatego zwykle kanały są 0,5 m szerokie. Przy kolei Orleańskiej spotykamy nawet kanały okrągłe do 2m średnicy, rozumie się, tylko w niektórych filarach, ku którym urządzono spadek 15⁰/₁₀₀ (t. 76 r. 3a). To są jednak wymiary wyjątkowe, np. przy kolejach berlińskich ma kanał tylko

0,4m szerokości; czasem używane są i węższe. Aby woda nie ściekała po ścianach pionowych kanału, wpuszcza się ją do kanału otworem umieszczonym w samym środku kanału (t. 78 r. 5). Pewniejszą jednak jest rzeczą umieszczenie w kanale rury z żelaza lanego lub kamionki (t. 81 r. 5), o średnicy 10 do 30 cm. Powietrze otaczające rurę zabezpiecza ją od mrozu.

U dołu robi się kanał poziomy lub mało nachylony, albo wąski z rurą, albo też 0,6 m szeroki 1,25 cm do 1,6 m wysoki, (t. 76 r. 1, 3), aby można wleźć i wyczyścić. Przy kolei berlińskiej (t. 81 r. 5) wybudowano nad otworem szyb, zaopatrzony małymi otworkami, służący do włożenia i czyszczenia rury w razie potrzeby. Ze względu na mróz nie poprowadzono jednak szybu aż do powierzchni tak, że w razie potrzeby, trzeba szyb odkopać.

§. 58. Odwodnienie poza przyczółki.

Jeżeli to tylko jest możliwem, to najwygodniej odwodnić sklepienie poza przyczółki. W takim razie bowiem nie potrzeba przebijać ani sklepienia, ani muru czołowego, ani filarów. Aby jednak sprowadzić wodę poza przyczółki, potrzeba pewnego spadku (t. 15). Przy bardzo długich mostach poziomych nie możemy osiągnąć potrzebnego spadku bez wielkich nadsypek, jeżeli zaś cały most jest w spadku, to także nie możemy za wiele wody sprowadzać na jedną stronę. Droga odpływowa wody byłaby za wielką i tem większa sposobność zaciekania. Najmniejszy spadek pokrycia wynosi 15‰, lepiej jednak, jeśli jest większy; z drugiej strony, aby pokrycie utrzymało się, spadek największy może być 1:1,5.

Jeżeli nadsypka składa się z drobnego żwiru, to czasem, aby uniknąć splukania żwiru, ogranicza się żwir małym murem (t. 53, r. 1 i 2), w którym robi się otwory dla wody. Zwykle tego jednak nie potrzeba, w każdym razie jednak wodę sprowadzoną poza filary, trzeba odprowadzić ściekiem, zrobionym z większych kamieni, albo do warstwy przepuszczalnej albo na zewnątrz przez otwór w skrzydłach, albo nawet w sklepieniu (t. 19, przejazd górą kolei państwowej).

§. 59. Wybór rodzaju odwodnienia.

Powiedzieliśmy wyżej, że odwodnienie najlepsze jest takie, które najprędzej, najkrótszą i najpewniejszą drogą usuwa wodę.

Przy mostach jednoprzęsłowych zwykle odwodniamy poza przyczółki (t. 29, most na Eckerze), to samo robimy przy wieloprzęsłowych w sprzysłach skrajnych (t. 56 r. 4). Rzadziej odwadnia się w takich rżach przez węzłowie (t. 21, most na Murze), przyczem nasyp musi być ograniczony murem oporowym.

Przy wiaduktach odwadnia się często przez klucz, bokiem lub wrzescie przez filary. Ten ostatni sposób jest zwłaszcza wskazany w mieście, gdzie nie można wypuszczać wody na ulicę.

VIII. Przepusty.

§. 60. Założenie przepustów.

O przepustach płytowych mówiliśmy już na str. 24. Tu dodać mamy jeszcze parę słów o ustroju przepustów sklepionych. Wysokość przepustów zależna jest od ilości wody przepływającej. Jeżeli nasyp jest wysoki, to zwykle wysokość przepustu wynosi 1 m do 2 m, przy niskich nasypach bywa mniejszą od 0,5 m do 1 m.

Zwykle jeżeli wysokość nasypu jest wielka, używamy sklepienia półkolistego (t. 50 r. 1, t. 2 r. 4), przy mniejszej wysokości odcinkowego (t. 2 r. 6, t. 50 r. 2). Nadmurowanie sklepień półkolistych nachylone jest zwykle jak 1 : 1,5 do 1 : 3, odcinkowych jak 1 : 3 do 1 : 6.

Dno przepustów robimy nieckowate dla lepszego odpływu małej wody (t. 9 r. 2), przy większym spadzie należy je wybrukować (t. 2 r. 6). Dno musi być w spadku takim, jaki ma potok, najmniejszy jednak spadek jest 1‰, bo inaczej dno łatwo się zamula.

Mur czołowy sięga do powierzchni nasypu, jeżeli nadsypka jest mała (t. 2 r. 6) lub też przy większej nadsypce spoczywa na sklepieniu tylko mały murek czołowy (r. 4), który potrzebny tu jest, aby nasyp nie zesunął się ze sklepienia.

Przy małych przepustach znaczne stosunkowo koszta sprawiają mury czołowe i skrzydła. Dla zaoszczędzenia kosztów i pracy ścina się przy kolejach pruskich drugorzędnych wedle inż. Gehl e n a sklepienie przepustu w płaszczyźnie stoku i przeto zupełnie się oszczędza murów czołowych i skrzydeł (t. 99 r. 1). Sposób ten używany jest i u nas zwłaszcza dla przepustów betonowych na

drogach krajowych (t. 88 r. 3 a), a także dla przepustów murowanych nowszych naszych kolei (t. 99 r. 3). Ponieważ przy przepustach murowanych trudno jest wykonać z nadto ukośne przecięcie się stoku ze sklepieniem, dlatego w Prusiech wysuwają nieco wierzchołek sklepienia o 20 do 40 *cm* prostopadle do stoku, przyczem zakrywa go się ziemią o stoku mniej stromym (t. 99 r. 1 a). — Oprócz tego zmieniono też i przekrój sklepienia. Z początku robiono małe przepusty o rozpiętości 0,5, 0,75 i 1 *m* owalne z cegieł lub kamienia łamanego, przyczem grubość sklepienia wynosiła 12 do 15 *cm*. Ponieważ jednak nie mogą one wytrzymać parcia jednostronnego, więc muszą być ułożone głęboko w nasypie, gdyż inaczej sklepienie pęka. Ponieważ, jeżeli tylko przepusty są tak wielkie, że można przez nie przeleźć, zwykle wysokość mała wystarcza, a dla większej ilości wody pożądanem jest raczej rozszerzenie przepustu, więc dlatego zaczęto używać dla takich przepustów sklepień koszowych.

I tak np dla rozpiętości	0,60, 1,04, 1,41, 1,50 i 2,13 <i>m</i>
wysokość w świetle wynosi	0,46, 0,68, 0,90, 1,00 i 1,25 <i>m</i>
a objętość muru na <i>mb.</i> przepustu	0,68, 0,77, 1,07 1,48 i 1,85 <i>m</i> ³ .

Przy dobrym gruncie głębokość fundamentów może być bardzo mała, wystarcza mianowicie 0,30 *m*, bo te małe budowle tkwią zupełnie w ziemi i wpływ mrozu nie okazał się dla nich szkodliwym.

§. 61. Przepusty z dnem pochylem.

Jeśli spad nie jest bardzo wielki, a więc aż do 10⁰/₀ urządzamy dno równoległe do gruntu, jeżeli zaś spad jest jeszcze większy, to urządzamy dno w małym spadzie 2⁰/₀, a cały spad zresztą skupiamy w progu (n. *Absturz, Kaskade*) jednym (t. 86 r. 1) lub kilku (t. 88 r. 4). Jeden próg możemy też umieścić u wylotu przepustu, bo tu już nie potrzebujemy się obawiać podmycia przyczółków, a ewentualne naprawy są łatwiejsze.

Spad wody na progu może łatwo uszkodzić bruk i fundament, który tu musi być dlatego silniejszy. Łatwość uszkodzenia fundamentów za progiem jest przyczyną, że ustrój ten obecnie rzadko jest używanym. Częściej daje się nawet w znaczniejszym spadku dno pochyle równoległe z terenem bez progów (t. 18), przyczem zmiany nachylenia trzeba nieco zaokrąglić

Czasem sklepienie robimy całkiem poziome, chociaż dno jest pochyle (t. 88 r. 2 a). Jestto ustrój najprostszy wprawdzie, ale zarazem i najkosztowniejszy, bo wtedy otrzymujemy wysokie bardzo przyczółki.

§. 63. Wpad przepustu.

Jeżeli przepust jest w nasypie, to zwykle można pozostawić w przepuscie dno naturalne (t. 2 r. 2). Jeżeli jednak wysokość wypada wtedy przy wpadzie (n. *Einlauf*) za małą, to musimy trochę dno zniżyć (t. 90 r. 4) i to zwykle już przed przepustem. Przy większym spadzie urządzamy mury czołowe górnej części przepustu prostopadle do kierunku dna (t. 85 r. 2).

Jeżeli przepust leży w przekopie albo przy stromym terenie częścią w nasypie a częścią w przekopie, to potrzeba przed przepustem pogłębić dno strumyka.

Zwykle robimy to urządzając nagły próg, budując więc kociołek czyli szyb (n. *Falkessel*, *Absturzschart*, fr. *puisard*), (t. 86 r. 1, 3, t. 85 r. 4). Przekrój poziomy kociołka jest zwykle prostokątny lub kwadratowy. Długość kociołka w kierunku osi drogi przyjmujemy równą rozpiętość przepustu. W razie, jeżeli do kociołka wpadają jeszcze rowy boczne, robimy długość dwa razy większą (t. 86 r. 3 b). Szerokość kociołka przyjmujemy, jeżeli wpadają weń rowy boczne, równą szerokości tych rowów, w każdym razie taką, aby woda potoku się pomieściła. Dno kociołka daje się często nieco niżej dna przepustu (t. 86 r. 3 a). Przy głębokich szybach przyjmujemy także przekrój eliptyczny (t. 86 r. 3 b) lub kołowy, gdyż potrzeba wtedy mniejszej grubości ścian.

Jeżeli teren jest skalisty, to nieraz niepotrzeba wcale muru, szyb wykuwa się w skałę (t. 90 r. 1), lub przynajmniej skała stanowi dno (t. 90 r. 2).

Jeżeli skała jest bardzo stroma, to woda spadająca mogłaby uszkodzić tor, dlatego przy kolei Brennerskiej (t. 90 r. 2) murem poprzecznym zmuszają wodę do wejścia do przepustu.

§. 64. Przepusty pod wysokimi nasypami.

Ponieważ wysokie nasypy wywierają na sklepienie przepustu ciśnienie prawie jednostajne, więc linia ciśnienia ma tu prawie kształt paraboli, zatem wskazany jest kształt parabo-

liczny sklepienia (t. 26 r. 2 i 4, t. 95 r. 1). Często jednak spotykamy także sklepienie półkoliste lub jajowate (t. 89 r. 1).

Ponieważ ciśnienie na takie przepusty jest wielkie, więc, aby nie zostały zgniecione lub przesunięte przy świeżych nasypach, muszą one być bardzo starannie wykonane, układ szwów musi być dobry, dobrze też zakładać je przynajmniej w części w gruncie naturalnym, należy je wreszcie fundować tak, aby nie nastąpiły miejscowe osiądnięcia i rysy. Zwykle wtedy fundament dajemy wspólny dla obu przyczółków.

We Francyi wzmacniają sklepienie takie pierścieniami (t. 89 r. 1), albo co lepiej powiększa się stosownie do wysokości nadsypki z kraju i we środku grubość sklepienia (t. 95 r. 2 a, 4 a). We Francyi dodają do grubości sklepienia w kluczu dla zwykłych nadsypok w takim razie $0,02 h_1$, gdy h_1 oznacza nadsypkę po nad grzbietem sklepienia. Przy użyciu pierścieni daje się je w środku pod największą nadsypką gęściej, niż na kraju, gdzie nadsypka jest mniejsza.

Z powodu wielkiego parcia na czoła przy wysokich nasypach podnosimy nieraz sklepienie u wylotu w górę i budujemy skrzydła prostopadłe, które tu działają jak przypory (t. 89 r. 1).

§. 65. Przepusty owalne i rurowe.

Tam gdzie jest możliwość przesunąć, gdzie grunt rozmożliwy, tam już ze względu na ciśnienie boczne i dolne używamy przepustów owalnych lub rurowych. Przepustów takich używamy też dla bardzo małych ścieków.

Dla najmniejszych otworów 10 lub 20 cm używamy rur drenowych lub kamionkowych, dla nieco większych od 20 do 60 cm rur cementowych o grubości ścianek 4 do 8 cm. Dawniej używano przepustów murowanych o średnicy 30 cm do 1 m i grubości $\frac{1}{2}$ do $1\frac{1}{2}$ cegły, teraz zamiast nich buduje się zwyczajnie także przepusty betonowe.

Jeżeli grunt jest dobry, kładziemy rury wprost na ziemię (t. 91 r. 3 a), jeżeli nie, potrzeba je podmurować (t. 91 r. 4).

Oprócz przepustów rurowych (n. *Röhrendurchlass*, fr. *buse*) używamy dla trochę większych rozpiętości przepustów owalnych (t. 90 r. 3. b). W ogóle powinien się przepust dać

wyczyścić, dlatego rur o małej średnicy możemy używać tylko dla przepustów krótkich, długim przepustom dajemy przekrój taki, aby przynajmniej dziecko mogło przeleźć, a więc dla przekroju prostokątnego najmniej $b=60\text{ cm}$, $h=80\text{ cm}$, dla sklepionych $b=60\text{ cm}$, $h=90\text{ cm}$.

Nareście używane są także dla przepustów małych rury z żelaza lanego (t. 91 r. 2); kawałki rury około $0,8\text{ m}$ długie u wylotu nieraz skośnie ścięte łączy się zapomocą kryś, a u wylotu się podmurowuje (t. 98 r. 3).

IX. P r z y c z ó ł k i.

§. 66. Zasada obliczenia przyczółków.

Sklepienia opierają się na filarach (n. Pfeiler, fr. pilier, a, pier, pillar). Filar skrajny, który zatem odgranicza też nasyp, nazywamy przyczółkiem (n. Widerlager, Widerlagspfeiler, Endpfeiler, fr. culée, a. abutment).

Przyczółki obliczamy na parcie sklepienia i parcie ziemi. Parcie sklepienia umiemy wyznaczyć i przy sklepieniach eliptycznych i półkolistych zachodziłoby tylko jeszcze pytanie, gdzie przyjąć węzłowie. Jeżeli szew tu przyjmiemy zmienny, to zmienia się też nieco i grubość przyczółka, ale bardzo nie wiele. Jeżeli stopę sklepienia murujemy warstwami poziomymi, to przy obliczeniu należy przyjąć rzeczywiste położenie węzłowia, jeśli zaś sklepimy aż do A (t. 107 r. 6), to można przyjąć wedle Winklera węzłowie w DE , przyczem D otrzymamy jako punkt przecięcia się pionowej przez A z grzbietem sklepienia. Lepiej jednak przyjąć węzłowie w szwie przez F , punkt przecięcia się osi sklepienia z pionową przez A .

Co do parcia ziemi zauważyć tu musimy, że działa ono w kierunku przeciwnym na przyczółek, niż parcie sklepienia tak, że te parcia po części się znoszą. Dlatego niektórzy inżynierowie nie uwzględniają wcale parcia ziemi, uważając to za wypadek niekorzystniejszy. Byłoby to tylko uzasadnionem dla mostów, które się budują przed wykonaniem nasypu, ale w takim razie występuje tu parcie sklepienia tylko skutek ciężaru własnego sklepienia bez nadsypki. Zresztą niema powodu nie uwzględniania parcia ziemi, kiedy ono rzeczywiście działa.

Uwzględniamy jednak tylko parcie czynne a nie odpór ziemi, bo nim ten wystąpi, ziemia nieco się może ścisnąć i następuje ruch przyczółka, którego musimy ze względu na sklepienie unikać. Musimy tu rozróżnić jednak dwa wypadki. Albo przeważa parcie sklepienia albo parcie ziemi. W pierwszym zwykleszym wypadku przyjmujemy sklepienie obciążone, ziemię zaś i przyczółek nieobciążone. Jeżeli jednak przeważa parcie ziemi, to nietylko należy przyjąć ziemię obciążoną, przyczółek zaś i sklepienie nieobciążone, ale też należałoby tu uwzględnić większe parcie geostatyczne, zatem dla naziomu płaskiego a ściany przyczółka pionowej przyjąć parcie poziome i dla wyznaczenia płaszczyzny odłamu przyjąć kąt ρ zamiast 2ρ .

Zwykle największe ciśnienie i największe wychylenie linii ciśnienia otrzymujemy u podstawy nad fundamentem. Aby jednak być pewnym, że stosunki te w innym szwie nie są niekorzystniejsze, kreślimy zwykle w przyczółku linię ciśnienia w znany sposób.

Jeżeli skrzydła są równoległe, to działają one korzystnie na przyczółek jako przypory (t. 107 r. 7). *Résal* uwzględnia ich wpływ w ten sposób, że przyjmuje ich grubość większą

$$g_1 = \sqrt{\frac{d^2(b-b') + g^2b}{b}} \quad \dots \quad 114)$$

Zwykle jednak tego korzystnego wpływu skrzydeł nie uwzględniamy, zaliczając go na rachunek pewności.

§. 67. Przyczółki z przyporami.

W Anglii używają czasem przyczółków z przyporami (t. 107 r. 1). Ustrój ten przedstawia wprawdzie pewną oszczędność materiału, jednak wykonanie jest trudniejsze, więc używa się go chyba tam, gdzie materiał drogi. Ścianę między przyporami robimy zwykle jednostajnie grubą, przypory zaś zwykle u dołu szersze. Przypory łączy się wtedy sklepieniami.

Liczmy takie przyczółki w ten sam sposób, co zwykle. Jeżeli przypory są w odstępnie a (t. 107 r. 8), to tu dla przekroju *mnoprstu* wyznaczamy linię jędrną i kreślimy dla długości muru a linię ciśnienia, która nie powinna wyjść z jądra. Tu punkty jędrne nie leżą w odstępnie $\frac{h}{6}$, jak przy przekroju prostokąt-

nym. Odstęp przypór a nie powinien być za wielki, gdyż wypełnienie pracuje na zginanie, a nie możemy dopuścić ciągnięć w warstwie ts . Zwykle przyjmuje się $a=1,5m$. Wypełnienie bywa czasem cienie, $0,7m$, przy większych siłach $1m$ do $1,5m$.

§. 68. Kształt przyczółka.

Dla małych przepustów przekrój przyczółka bywa zwykle prostokątny (t. 2 rys. 6 b). Z powodu parcia sklepienia jednak linia ciśnienia się odchyła, dlatego korzystniej jest, jeżeli oś przyczółka wpada na linię ciśnienia, zatem jest pochylona, zewnętrzna ściana przyczółka bywa więc pionowa, wewnętrzna pochyla (t. 2 r. 4, t. 39 r. 2). Im parcie jest większe, tem bardziej nachylamy wewnętrzną powierzchnię przyczółka (t. 51 r. 3).

Gdyby przyczółek był bardzo wysoki, to mogłoby się zdarzyć, że parcie ziemi przeważałoby i należałoby pochylić zewnętrzną powierzchnię przyczółka. Takich kształtów unikamy jednak z innych względów.*)

Zamiast powierzchni zewnętrznej pochyłej robią ją nieraz schodkowatą (t. 39 most na Aarze). Jest to gorzej, bo łatwiej woda dostaje się do muru, zatrzymując się na schodkach.

§. 69. Grubość przyczółka.

Grubość przyczółka w węzłowi u powinna być taka, aby w szwie dowolnie pochylonym AB (t. 107 r. 9) nie nastąpiło przesunięcie. Siły działające tu są: parcie sklepienia S , ziemi Z , ciężar muru C i nadsypki C_1 . W innym szwie poniżej AB nastąpi przesunięcie, bo tu wzrasta ciężar muru i parcie ziemi, które temu przeszkadzają.

Rozłożmy siły S i Z na składowe poziome i pionowe a potem wszystkie siły na prostopadłe i równoległe do AB , to siła prostopadła do AB

$$N = (H - H_1) \text{ wst } \alpha + (V + V_1 + C + C_1) \text{ dost } \alpha, \quad . \quad . \quad 115)$$

zaś równoległa do AB siła

$$P = (H - H_1) \text{ dost } \alpha - (V + V_1 + C + C_1) \text{ wst } \alpha \quad . \quad . \quad 116)$$

Z rysunku widzimy, że $C = \gamma bh$, $C_1 = \gamma_1 bh_1$

*) Por. str. 16.

§. 70. Inne wzory dla grubości przyczółków.

Croizette Desnoyers wyznaczał grubości przyczółków w węzłowie na innej podstawie. Przypuszczając AB poziome, badał stan równowagi dla obrotu około punktu B . Dla pewności powiększa on H i przyjmuje $1,5 H$ zamiast H , a parcia ziemi wcale nie uwzględnia. Na tej podstawie wyznaczył Croizette dla rozmaitych kształtów sklepień i rozmaitych rozpiętości grubości przyczółków w kluczu i przedstawił wyniki wykreślnie liniami krzywymi. Na podstawie tych linii ułożyliśmy następujące wzory dla grubości przyczółka b w węzłowie w m .

Sklepienia półkoliste dla

$$\left. \begin{array}{ll} l < 5 m & b=0,4 + 0,16 l \\ 5 < l < 25 m & b=0,7 + 0,10 l \\ 25 < l & b=1,25 + 0,82 l \end{array} \right\} \dots 119)$$

Sklepienia odcinkowe

$$\left. \begin{array}{llll} \frac{f}{l} = & \frac{1}{4} & \frac{1}{6} & \frac{1}{8} \\ l < 5 & 0,3 + 0,10 l & 0,3 + 0,12 l & 0,4 + 0,11 l \\ 5 < l < 25 & 0,5 + 0,085 l & 0,5 + 0,095 l & 0,5 + 0,11 l \\ 25 < l & 0,9 + 0,068 l & 1,0 + 0,074 l & 1,1 + 0,08 l \\ & & \frac{1}{10} & \frac{1}{12} \\ l < 5 & & 0,4 + 0,14 l & 0,4 + 0,16 l \\ 5 < l < 25 & & 0,5 + 0,115 l & 0,55 + 0,122 l \\ 25 < l & & 1,1 + 0,09 l & 1,1 + 0,098 l \end{array} \right\} \dots 120)$$

Sklepienia eliptyczne

$$\left. \begin{array}{llll} \frac{f}{l} = & \frac{1}{3} & \frac{1}{4} & \frac{1}{5} \\ l < 5 & 0,5 + 0,18 l & 0,5 + 0,2 l & 0,5 + 0,21 l \\ 5 < l < 25 & 0,9 + 0,115 l & 0,8 + 0,137 l & 0,7 + 0,16 l \\ 25 < l & 1,6 + 0,089 l & 1,8 + 0,097 l & 1,9 + 0,109 l \end{array} \right\} \dots 121)$$

Oprócz tych wzorów opartych na obliczeniu mamy jeszcze liczne wzory doświadczalne. I tak Melan podaje dla przyczółków, których wewnętrzne powierzchnie mają nachylenie $1 : \frac{1}{4}$

$$\left. \begin{array}{ll} \text{dla sklepień półkolistych} & b=0,4 + 0,2 l \\ \text{" " odcinkowych } \frac{f}{l} = \frac{1}{4} & b=0,4 + 0,27 l \end{array} \right\} \dots 122)$$

Kaven przyjmuje

$$b = \left(0,42 + 0,17 \frac{l}{2f+d} + 0,044 h\right) \sqrt{l} \dots \dots \dots 123)$$

jeżeli f oznacza strzałkę, d grubość sklepienia, h wysokość przyczółka.

Kolej Hannoverańska przyjmuje w m .

$$b = 0,29 + \frac{1}{6} h + \frac{1}{8} l \frac{3l-f}{l+f} \dots \dots 124)$$

Dla sklepień półkolistych jest $l = 2f$, więc

$$b = 0,29 + \frac{1}{6} h + \frac{5}{24} l \dots \dots \dots 125)$$

Kolej austriacka Państwowa przyjmuje dla sklepień półkolistych:

l	Grubość normalna przy nadsypce		zwiększenie grubości dla
	do 3 m	10 m	każdych 30 cm nadsypki wyżej niż 3 m
1	0,75	1,10	0,0154
2	0,88	1,38	0,0104
3	0,98	1,52	0,0148
4	1,11	1,71	0,0161
5	1,34	1,90	0,0139
6	1,53	2,11	0,0110
7	1,70	2,24	0,0114
8	1,90	2,46	0,0082
9	2,08	2,59	0,0081
10	2,25	2,71	0,0081

Dla sklepień odcinkowych $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$

$l =$	1,	2,	3,	4,	5,	6 m
$b =$	1,1	1,67	1,50	2,05	2,68	3,00 "
$l =$	7,	8,	9,	10,	11,	12 "
$b =$	3,22	3,63	3,95	4,26	4,58	4,90 "

Kolej Czerniowiecka przyjmuje dla sklepień półko-

listych:

dla $l =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 m
nadsypka do 2 m	0,90	1,03	1,16	1,29	1,41	1,54	1,67	1,79	1,92	2,05	2,17	2,30
" " 4 "	0,90	1,04	1,18	1,32	1,46	1,59	1,73	1,87	2,01	2,14	2,28	2,42
" " 6 "	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	1,64	1,79	1,94	2,09	2,23	2,39	2,54
" " 8 "	0,90	1,06	1,22	1,38	1,53	1,69	1,85	2,01	2,16	2,32	2,48	2,64

dla $l =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12m
nadsypka do 10m	0,90	1,07	1,24	1,40	1,57	1,74	1,90	2,07	2,23	2,40	2,57	2,73
" " 12 "	0,90	1,08	1,26	1,43	1,60	1,78	1,95	2,12	2,30	2,47	2,65	2,82
" " 14 "	0,90	1,08	1,27	1,45	1,66	1,81	1,99	2,18	2,36	2,54	2,72	2,90
" " 16 "	0,90	1,09	1,28	1,47	1,63	1,84	2,03	2,22	2,41	2,59	2,78	2,97
" " 18 "	0,90	1,10	1,29	1,49	1,68	1,87	2,07	2,26	2,45	2,64	2,84	3,04
" " 20 "	0,90	1,10	1,30	1,50	1,70	1,90	2,10	2,30	2,50	2,70	2,90	3,10

Dla sklepień odcinkowych w stosunku $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ i nadsypki

do 2 m

$l =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$b =$	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20 m

§. 71. Kierunek szwów w przyczółku.

Szwy w przyczółku zwykle bywają poziome (t. 53 r. 1, 2, 4), gdyż jestto ustrój najprostszy. Jednak jeśli parcie sklepienia jest wielkie, linia ciśnienia jest tak pochylą, że odchyłka od pionu wynosi więcej, niż kąt tarcia, że zatem dla szwów poziomych musiałoby nastąpić przesunięcie *)

Jeżeli więc po wykreśleniu linii ciśnienia przekonamy się, że jest ona za pochylą, to musimy wykonać też szwy nachylone, prostopadłe do linii ciśnienia. Zdarza się to zwykle przy większych mostach i sklepieniach płaskich. Warstwy ukośne muru robimy albo na całą szerokość przyczółka (t. 107 r. 5 t. 52 most pod Jnzighofen), albo w części tylko na pewnej szerokości, będącej niejako przedłużeniem sklepienia (t. 101 r. 5).

Na wewnętrznej stronie przyczółka dajemy często ścianę pionową, a szwy tam są poziome (t. 52 r. 3 a, t. 107 r. 4). Ściana ta czasem jest zupełnie odrębna od przyczółka i buduje ją się tylko ze względów estetycznych (t. 51 r. 1 i 3).

To samo da się powiedzieć także i o podstawie przyczółka. Zwykle jest ona pozioma (t. 47 r. 1 i 3). Jeśli jednak linia ciśnienia jest bardzo pochylą, to pochyla się też i podstawę fundamentu (t. 20, wiadukt Gour-Noir, t. 30 r. 3, t. 43 r. 4).

Jeżeli przyczółek opiera się o bardzo silny grunt n. p. o skałę, to nie potrzeba pochylać fundamentu (t. 31, most pod Rechtenstein).

*) Por. Podr. Statyki Budowli I wyd. str 216.

§. 72. Mosty bez przyczółków.

W § 20 mówiliśmy już o tem, że ze względu na ilość materiału najkorzystniej jest opuścić zupełnie przyczółki. Mamy wtedy mosty bez przyczółka.

Najwięcej używają tego ustroju we Francyi na kolei Orleańskiej dla mostów w przekopie (t. 113 r. 2), rzadziej dla przejazdów górą w nasypie (t. 113 r. 1).

Oszczędność wynosi dla mostów w przekopie 43 do 65%, mniej dla mostów w nasypie, przytem jednak droga pod mostem może być łatwo rozszerzoną.

Wielkość fundamentów i ich kształt zależy od dobroci gruntu; przy skale można wprost o nią oprzeć sklepienie, przy mniej dobrym gruncie potrzeba zrobić mały przyczółek rozszerzając sklepienie. We Francyi wynosi wtedy zwykle szerokość przyczółka $l = 0,3r$, jeżeli r oznacza promień krzywizny.

W nowych czasach używają tego ustroju także dla mostów większych (t. 26, most na Westrauch, t. 4 r. 1), nawet i największych (t. 13). Przy większych rozpiętościach często zakrywa się dolną część sklepienia ścianą pionową, która wygląda jak przyczółek (t. 107 r. 6).

§. 73. Przyczółki wydrażone.

Aby zmniejszyć parcie ziemi na skrzydła równoległe*), przy wysokich przyczółkach, połączono je przy wiadukcie pod Epinay na Orge (t. 112 rys. 1) kotwicami, aby znieść parcie sklepienia na skrzydła, a przestrzeń pod sklepieniem wyłożono murem suchym. Wypełnienie takie jest jednak kosztownem.

Ponieważ stożki, jeżeli są mokre, wywierają znaczne ciśnienie, a gdy wyschną wcale żadnego, tak, że się nawet od muru odłączają, więc aby uniknąć tych zmiennych sił działających na skrzydła, zanurzamy czasami cały przyczółek w nasyp (t. 61, most na Menie). To samo robimy także przy wiaduktach. Zanurzamy ostatni przyczółek w nasypie, robiąc ostatni otwór albo widoczny (t. 112 r. 2), albo też niewidoczny (t. 112 r. 3),

*) O skrzydłach patrz: Przyczółki i filary mostów drewnianych i żelaznych.

zakrywając go murem czołowym. W tym ostatnim wypadku rozpieramy mury czołowe murem poprzecznym.

Zamiast dzielenia przyczółka na kilka części połączonych sklepieniami, możemy też zrobić przyczółek jednolity, wewnątrz jednak zrobić odpowiednie otwory pionowe, studnie (fr. *puif*), jakie widzimy n. p. w wiadukcie de l'Indre (t. 112 r. 4), albo wiadukcie Bèbre (t. 113 r. 3). Otwory te mają w przekroju poziomym kształt koła lub elipsy. Kształt krzywy jest lepszy ze względu na parcie ziemi; Otwory te wypełniamy zwykle piaskiem, czasem kamieniami.

Oblicza się przyczółki wydrażone (n. *Kastenwiderlager*) w ten sam sposób, co zwykle. Kreśli się w ten sam sposób linię ciśnienia, która powinna leżeć w jądrze. Jądro to trzeba wyznaczyć wedle prawideł znanych ze statyki.

X. F i l a r y.

§. 74. Obliczenie filarów.

Na filary działają oprócz ciężaru własnego z obu stron parcia ukośne sklepienia. Niekorzystniejszym jest, gdy tylko z jednej strony działa parcie sklepienia, co zdarzyć się może wtedy, gdy drugie sklepienie się zawali. Dawniej budowano filary wszystkie bardzo grube, licząc na ten wypadek, gdy jedno sklepienie się zawali. Później budowano tylko niektóre filary grubsze, inne zaś cieńsze obliczane tylko na wypadek działania obu sklepień. Pierwsze nazywano filarami grupowymi (n. *Standpfeiler*, fr. *pilè culée*), drugie filarami niosącymi (n. *Tragpfeiler*). Robiono to z tego względu, że sklepienia rzadko się wałą, aby jednak w danym razie wszystkie przeszła się nie zawaliły, co kilka filarów n. p. co trzeci lub piąty dawano grubszy grupowy. Pożądaniem to jest także ze względu na wykonanie. Przy dłuższych wiaduktach niepodobna wszystkie sklepienia naraz wykonywać ze względu na murarzy i potrzebne krążyny. Sklepi się więc grupami n. p. po trzy sklepienia, a wtedy z jednej strony filaru jest sklepienie, z drugiej go niema. Jednak w takim razie z nadsypką możemy poczekać aż i drugie sklepienie będzie gotowe. Nareszcie i względy estetyczne mogą prze-

mawiać za urządzeniem filarów grupowych dla przerwania jednorodności.

W ostatnich czasach postępujemy jednak zwykle inaczej. Obliczamy filar przede wszystkim ze względu na zwyczajne stosunki, gdy oba sklepienia istnieją, jednak przypuszczamy, że jedno przeszło, a to przy równej wysokości węzłowi to, które wywiera większe parcie, jest obciążone, a drugie nie. Dla tego obciążenia kreślimy w filarze linię ciśnienia, która nie powinna wychodzić z jądra. Zwykle wystarczy złożyć oba parcia i ciężar własny filaru i wyznaczyć punkt zaczepienia wypadkowej na dolnej podstawie filaru.

Oprócz tego badamy jednak filary także dla tego wypadku, gdy jednego sklepienia niema, drugie zaś jest nieobciążone. Pożądanem jest, aby wtedy linia ciśnienia nie wychodziła przynajmniej z przekroju. Pod tym względem zebrano odnośne doświadczenia podczas wojny niemiecko-francuskiej z r. 1870/1, kiedy Francuzi wysadzali sklepienia licznych wiaduktów. Okazało się wtedy, że dla starych murów spójność zaprawy jest tak wielką, że gdy pewność była $n = 1$, t. j. gdy wypadkowa przechodziła przez krawędź podstawy filaru, a nawet dla $n = 0,8$, gdy już wychodziła poza podstawę, jeszcze filar się nie walił.

Jeżeliby trudno było osiągnąć w tym wypadku, aby linia ciśnienia pozostała w przekroju, to trzeba by budować filary grupowe, aby uniknąć w danym razie zburzenia całego wiaduktu.

Wysokie filary wykazywać mogą też znaczne nateżenia wskutek parcia wiatru na filary i przyległe sklepienia ewentualnie obciążone, w którymto wypadku przyjmuje się parcie wiatru 170 kg/m^2 . Jeżeli wiadukt jest nieobciążony, to parcie wynosić może 270 kg/m^2 *). Parcie to składa się z ciężarem własnym filaru i połowy przyległych sklepień, a wypadkowa nie powinna wychodzić z jądra. Przy mostach w łuku ewentualnie należałoby uwzględnić też siłę odśrodkową.

§. 74. Kształt filarów.

Winkler postawił sobie zadanie wyznaczenia takiego kształtu filaru w przekroju pionowym, aby w każdym szwie poziomym linia ciśnienia przechodziła przez punkt jądry.

*) Por. Podręcznik Teorii Mostów I str. 17.

Nie podajemy tu całego wyvodu Winklera*), uważając go za mniej ważny dla praktyki i ograniczymy się na wynikach.

Jeżeli kształt ten chcemy zachować od pewnej głębokości z (t. 116 r. 4), to dla danego y otrzymuje Winkler, nazwawszy x grubość filaru

$$x^2 = \frac{6(H_1 - H_2)((H_1 - H_2)(z + 4) - (V_1 - V_2)a)^2}{A + \gamma[(H_1 - H_2)(z + y) - (V_1 - V_2)a]^2}, \quad 126)$$

przyczem H_1 i H_2 , V_1 i V_2 oznaczają poziome i pionowe składowe parę sklepienia, a odstęp poziomy punktu zaczepienia parcia sklepienia obciążonego od osi filaru, a A pewną ilość stałą.

Według tego równania obliczywszy x dla kilku y , otrzymamy linie krzywe CE i $C_1 E_1$. U samej góry wypadają jednak stąd grubości filaru za małe, bo tu oprócz tego trzeba uwzględnić opór przeciw poziomemu przesunięciu wskutek siły $(H_1 - H_2)$, a także zważać, aby nateżenie na ciśnienie nie było za wielkie.

Winkler oblicza głębokość z , w której wypełnionym jest pierwszy warunek i otrzymuje (t. 116 r. 5)

$$z = \frac{6(V_1 - V_2)a + (C_1 + V_1 + V_2)x_0}{6(H_1 - H_2)} \quad \dots \quad 127)$$

przyczem C_1 oznacza ciężar filaru i nadsypki ponad mn , C_2 warstwy o wysokości y , a x_0 szerokości filaru dla $y=0$.

Wtedy też otrzymujemy

$$A = \frac{1}{36}(6(H_1 - H_2) - \gamma x_0^2)(C_1 + V_1 + V_2)^2, \quad \dots \quad 128)$$

przyczem wszystkie siły liczymy na 1 m głębokości filaru.

Przykład. Niech będzie $H_1 = 29,5 t$, $H_2 = 19,1 t$, więc $H_1 - H_2 = 10,4 t$, $V_1 = 44,2 t$, $V_2 = 33,7 t$, przyjmijmy $a = 0,98 m$, to będzie $C_1 = (4,17 + z)x_0 \cdot 2,4 = 10x_0 + 2,4x_0 z$. Przyjmijmy $b_0 = 2,8 m$, to $C_1 = 28 + 6,72 z$. Wstawmy to w 127), to

$$z = \frac{6 \cdot 10,5 \cdot 0,98 + (28 + 6,72 z + 44,2 + 33,7) 2,8}{6 \cdot 10,4},$$

a stąd $62,4 z = 61,74 + 296,5 + 18,82 z$, więc $43,58 z = 358,24$, wreszcie $z = 8,2 m$.

A zatem $C_1 = (4,17 + 8,2) 2,8 \cdot 2,4 = 83,14 t$.

Dalej mamy z 128)

$$A = \frac{1}{36}(6 \cdot 10,4 - 2,4 \cdot 2,8^2)(28 + 6,72 \cdot 8,2 + 44,2 + 33,7)^2,$$

$$A = 31400.$$

Wstawiając to w 126), otrzymamy

$$x^2 = \frac{6 \cdot 10,4(10,4(8,2 + 4) - 10,5 \cdot 0,98)^2}{31400 + 2,4(10,4(8,2 + y^2) - 10,5 \cdot 0,98)^2},$$

a stąd

$$x = \frac{7,9(75 + 10,4 y)}{\sqrt{31400 + 2,4(75 + 10,4 y)^2}}$$

*) Por. Winkler. Vorträge über Brückenbau. Steinernen Brücken 1874 str. 32.

Stąd otrzymamy dla

$y = 0$	5	10	15	20 m
$y + z =$	8,2	13,2	18,2	23,2
$x =$	2,83	3,77	4,30	4,57
				4,72 m.

Według tego wrysowano kształt filaru na t. 116 r. 2.

Kształt filaru obliczyć się da wedle rów. 126) 127) i 128) tylko dla bardzo wysokich filarów, a i wtedy jest nieestetyczny, a oprócz tego wykonanie trudniejsze, dlatego bardzo rzadko tylko używamy wysokich filarów o ścianach krzywych. (t. 113 r. 4). Częściej używa się tego kształtu przy filarach niskich (t. 78 r. 1). Zwykle przy filarach tak wysokich, jak i niskich, dajemy ściany filarów płaskie i nieco nachylone (t. 43 r. 2, t. 48) i to

w kierunku podłużnym mostu 1 do 3, 5% średnio 2%,
 „ poprzecznym „ 3 do 7% „ 5%.

Jeżeli filary mają ściany pochyle, to pochyla się też i mur czołowy sklepień (t. 61 r. 2), częściej jednak sklepienie robi się pionowe, a ściany filarów nachyla się dopiero poniżej węzłowia (t. 23 most na Weissbach).

Wysokie filary otrzymują zwykle cokół (t. 8), bardzo wysokie nawet dwa cokoły (t. 64 r. 3 a). Także tak ze względów statycznych, jak zwłaszcza z architektonicznych, daje się przypory (*f. contrefort*) (t. 8 r. 2 i 3. t. 113 r. 5) Dla wysokich filarów architektura zresztą powinna być bardzo prosta, chodzi tylko o uwydatnienie głównych linii.

Przypory przedłuża się często aż do pomostu, gdzie tworzą występy.

§. 75. Wzory doświadczalne dla grubości filarów.

Wzór 126) jest za zawily, dlatego też w praktyce przyjmuje się zwykle grubości filarów wedle wzorów doświadczalnych, a potem bada się je wedle §. 73 wykreślnie, poczem ewentualnie zmienia się odpowiednio grubość.

Podamy tu kilka wzorów doświadczalnych:

Perronet przyjmuje dla filarów niosących górną grubość filaru

$$b = 0,081 l + 0,76 m \dots \dots \dots 129)$$

Lepiej jest jednak osobne wzory ustawić dla mostów rzecznych a osobne dla wiaduktów.

Rzeczne mosty są zwykle nie bardzo wysokie, a filary, mają przy sobie sklepienia o większych rozpiętościach. Działają

tu więc większe siły a oprócz tego też uderzenia kry, muszą być zatem stosunkowo silniejsze. Używane jest b od 0,1 l do 0,24 l , a w dawniejszych czasach robiono nawet $b=0,4l$.

Możemy przyjąć w przybliżeniu dla rozpiętości od 15 do 40 m .

$$b = 2,0 + 0,07l \quad \dots \quad 130)$$

Dla wiaduktów w grubość filaru górna może być mniejsza, możemy przyjąć z Houssellem

$$b = 0,5 + 0,16l \quad \dots \quad 131)$$

W obu wzorach b oznacza rozpiętość sklepień w m . Jeżeli sklepienia przyległe mają rozpiętości nierówne, to l oznacza rozpiętość większą, a jeżeli różnica jest znaczniejsza, to trzeba przyjąć b większe, niż z wzoru wypada, mianowicie

$$b = 0,25l \text{ do } 0,31 \quad \dots \quad 132)$$

Poniżej podajemy dla przykładu grubość filarów kilku mostów rzecznych i wiaduktów.

A. Filary mostów rzecznych.

l. p.	Nazwa mostu	grubość b w m	rozpiętość przęseł m	$\frac{b}{l}$	kształt skle- pienia
1.	„ Radeckiego w Wiedniu	2,95	19,28	0,116	odcinek
2.	Most Tylży na Saonie w Lug- dunie	2,60	22,3	0,117	odcinek
3.	„ Jena w Paryżu	3,0	28	0,107	„
4.	„ na Warcie pod Wronką	3,10	23,2	0,133	odcinek
5.	„ na Menie pod Kitzingen	3,15	36,5	0,086	„
6.	„ na Loarze w Chalons .	3,44	30,0	0,115	elipsa
7.	„ Boncicaut w Verjoux .	4	40	0,1	„
8.	„ Napoleona w Paryżu	4	34,5	0,116	odcinek
9.	„ na Sekwanie w Neuilly	4,22	40	0,106	koszowy
10.	„ na Loarze w Orleanie	5,85	32,48	0,18	elipsa
11.	„ stary na Łabie w Dreźnie	9,4	15,7	0,6	„

Ostatni most podajemy tu jako przykład, jak grube w dawnych mostach spotykamy filary.

B. Filary wiaduktów.

l. p.	Nazwa mostu	grubość b w węglowiu w m	wysokość filaru	rozpiętość l	$\frac{b}{l}$	Uwaga
1.	Lockwood w Anglii	1,37	31,5	9,12	0,149	
2.	Chaumont na Suize	1,6	50	10,0	0,16	3 piętrowy

Ceglane filary lepiej robić w odsadzkach, które przykrywamy zendrówką, bo wystawanie każdej następnej warstwy, przez co otrzymaćbyśmy mogli nachylenie boku filara, jest niekorzystnem ze względu na wpływy atmosferyczne.

Zwykle dajemy tu mało wystający cokół, czasem dla rozszerzenia większego filaru dwa cokoły (t. 116 r. 3).

§. 77. Filary wydrażone.

Dla oszczędności i zmniejszenia ciśnienia na fundament budujemy czasem filary wydrażone, rozumie się jednak lądowe albo rzeczne ponad wielką wodą, co zresztą rzadziej się zdarza. Często filary grupowe buduje się wydrażone.

Niskie filary dzieli się na kilka słupów, które się przesklepia. Aby znieść parcie na skrajne słupy, łączy się je czasem wtedy kotwicami żelaznemi. W wyższych filarach jednak zwykle robimy studnie, otwory pionowe (t. 106 r. 3 t. 60 r. 2) lub też budujemy je jako skrzynie, łącząc ściany zewnętrzne cienkimi ścianami poprzecznymi. U góry nakrywamy otwory najczęściej wystającymi kamieniami (t. 104 r. 2) albo sklepieniami (t. 76 r. 3 a). Otwory te zostawia się albo puste albo też zapełnia się je piaskiem lub narzutem kamiennym. Robi się to tylko wtedy, jeżeli chcemy zwiększyć ciężar filaru dla większej stałości.

Filary wydrażone mają i tę korzyść, że prędzej wysychają od pełnych, wykonanie jest jednak trudniejsze i kosztowniejsze.

Oblicza się filary wydrażone w ten sam sposób, co pełne, uwzględnić tylko należy, że linie jędrne nie leżą tutaj w trzeciej części przekroju.

§. 78. Głowice.

O głowicach mówiliśmy już gdzieindziej*). Tu wspomnimy jeszcze, że zwykle głowice wystają nie więcej nad 0,5 m nad wielką wodę. Nakrywamy je czapką stożkową.

Przy sklepieniu odcinkowem zgadza się zwykle węzłowie sklepienia z gzymsem głowicy (t. 14 r. 3, 4, 5, 7). Przy eliptycznem zanurza się węzłowie w wodzie, grzbiet zaś zwykle zgadza się z gzymsem głowicy (t. 123 r. 1), albo też wchodzi

*) p. Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i żelaznych str. 14.

jeszcze pod gzyms (t. 117 r. 1). Przy użyciu bawolich rogów leży zwykle węzłowie zewnętrzne łuku odcinkowego po nad głowicą (t. 117 r. 6).

Przedłużanie głowic aż do pomostu, jak w moście na Łabie w Dreźnie (t. 117 r. 6) nie wygląda ładnie, może jednak być spowodowane występm odpowiednim pomostu.

§. 79. Filary łądowe.

Filary łądowe nie mają głowic, przekrój ich jest więc prostokątny (t. 76 r. 2 a). Zwykle jednak ze względów estetycznych dajemy przypory i lizeny tak wewnątrz, jak i zewnątrz (76 i 36). Czasem przypory takie są większe i przedłużone aż do pomostu, tworzą występy dla robotników lub przechodni. Czasem wysoki filar stoi w wodzie, (t. 113 r. 5), wtedy u dołu mamy głowice, u góry zaś przekrój prostokątny z lizenami (t. 7 r. 2, 3).

Filary dla sklepień półkolistych otrzymują w węzłowie zwykle mały gzyms, płytę (t. 106 r. 2 a. t. 117 r. 4), chociaż często opuszczają się też ten gzyms (t. 8 r. 3), co zależy od architektury. Jeżeli łęg przedłużamy pionowo, to gzymsu nie dajemy; jeżeli zaś chcemy go zamknąć poziomo, to dajemy gzyms.

Zwykle rozszerzamy też u dołu filary dla większej stałości. Cokół musi być odpowiednio wysoki do całości, zwykle wysokość cokołu wynosi 0,15 do 0,20 wysokości filaru. Cokoły sąsiednich filarów leżą w jednej wysokości (t. 115 r. 2). Czasem daje się kilka cokołów dla zgrubienia filaru, ale to niewygląda zbyt ładnie. (t. 116 r. 1, 3) Jeżeli wiadukt jest w łuku, to daje się w przekroju poziomym filarom kształt trapezu (t. 116 r. 6) $abcf$, a między tymi filarami budujemy zwykle sklepienia kolebkowe. Z rysunku widzimy, że $mn : pr = (b+r) : r$, więc $(mn - pr) : pr = b : r$ W przybliżeniu jest $mn - pr = d_1 - d_2$, $pr = l$, więc

$$d_1 - d_2 = \frac{bl}{r} \dots \dots \dots 134)$$

Przy obliczeniu dokładnem takiego filaru należałoby uwzględnić kształt trapezowy i odpowiednio wyznaczyć jądro. Sklepienia na czole robimy zwykle jednostajnie grube, chociaż wewnątrz grubość wzrasta ku podporom (t. 122 r. 2).

§. 80. Filary dla nierównych sklepień.

Dotychczas mówiliśmy o zwykłym wypadku, gdy sklepienia po obu bokach filaru są równe i symetryczne. Zdarza się jednak, że sklepienia są w różnej wysokości lub też rozpiętości są różne. Wypadki takie zachodzą w następujących razach:

1. Rzeczne przęsła są większe niż lądowe (§. 21). Gdy więc most posiada oprócz rzecznych przęseł także lądowe, filar między nimi ma nierówne sklepienia (t. 12 r. 1, 2)

2. W pewnych miejscach może być trudniejsze fundowanie, tam też dajemy większe przęsła.

3. Ze względu na żeglugę może być potrzebna większa rozpiętość jednego lub dwu przęseł (t. 37 most na Saali).

4. Jeżeli wysokość wiaduktu jest bardzo zmienna, to zmieniamy też i rozpiętość*) (t. 12 r. 1a i 2a).

5. Przy mostach nad przekopem zależy rozpiętość średniego przęsła od szerokości i ilości torów, skrajnego od stoków.

Pod względem architektonicznym powstają w takich razach pewne trudności. Najlepiej jest dać filar grupowy i odosobnić w ten sposób sklepienia o różnej rozpiętości. Rozróżnić tu musimy kilka wypadków.

1. Węzłowia leżą w równej wysokości. Wtedy odosobniamy przęsła tylko, gdy rozpiętość i stosunek $\frac{f}{l}$ znacznie się różnią (t. 6 r. 1). Przy mniejszej różnicy rozpiętości dajemy czasem taki sam stosunek $\frac{f}{l}$ (t. 118 r. 1) i odgraniczamy tylko wąskim filarem.

2. Węzłowia leżą w różnych wysokościach. Wtedy odgraniczenie musi być silne zapomocą lizeny lub występu, (t. 13 z. 1, t. 117 r. 2 i 4). Jeżeli różnica wysokości obu węzłowi nie jest wielką, to czasem przedłużamy pionowo łuk wyższy (t. 118 r. 5), aby uzyskać gzyms w tej samej wysokości. Jeżeli różnica jest nieco większa, to wygląda to nieładnie (t. 118 r. 3). Także składano łuk z dwu części o różnych promieniach, aby otrzymać następne węzłowie wyżej przy mostach w spadku (t. 113 r. 9.)

*) Por. str. 32 rów. 18).

Grubość filaru musi być tem większa, im większa różnica rozpiętości i wysokości wężłowia, jakoteż i stosunek $\frac{f}{l}$. Czasem przyjmujemy większą grubość ze względów architektonicznych, niżby wypadła ze względów statycznych. Przeciętnie możemy przyjąć

$$b = 0,3l, \dots \dots \dots 135)$$

jeżeli l oznacza większą rozpiętość.

Podajemy tu kilka przykładów :

L p.	Nazwa mostu	rozpiętość		stosunek		wysokość		grub. filaru u góry $\frac{b}{l}$	$\frac{b}{l}$
		większa l	mniejsza l	$\frac{f}{l}$	$\frac{f}{l}$	wężłowia			
1.	Wiadukt pod Lar- gue	25,0	8,6	0,5	0,5	4,5	13,5	4,0	0,16
2.	Most na Marnie w Nogent	50	15	0,5	0,5	0	15,0	10,75	0,22
3.	Wiadukt na Warcie pod Wronką . . .	23,2	10,2	0,38	0,50	5,6	5,6	6,65	0,28
4.	Wiadukt na Hillen- graben (Semmering).	20,4	9,6	0,5	0,5	14,0	20,3	6,16	0,33
5.	Wiadukt na Schwär- zy pod Payerbach	15,8	9,8	0,5	0,5	9,0	16,5	6,64	0,42

§. 81. Wiadukty piętrowe.

Przy wysokich wiaduktach w razie zawalenia się jednego sklepienia filar odchyła się z powodu parcia jednostronnego i sprężystości i wskutek tego wali się sąsiednie sklepienie, a z tego samego powodu i wszystkie następne. Wypadki takie zdarzały się podczas wojny francusko-pruskiej w r. 1870 (most w Empalot). Aby temu zapobiedz, stęży się filary w pewnych wysokościach sklepieniami i w ten sposób powstają wiadukty piętrowe. (n. Etagenbrücke) (t. 108 t. 114 r. 4). Czasem wiadukty takie mają też inny cel, mianowicie urządzenie dwu pomostów w różnych wysokościach. n. p. dla kolei i drogi.

Co do ustroju rozróżnić musimy dwa wypadki: albo sklepienia wyższe mają tą samą rozpiętość, co i niższe, albo też n razy mniejszą. Pierwszy wypadek jest częstszym, o nim więc głównie będziemy mówić.

Co do użyteczności sklepień stężających (n. *Spannbogen*), które mogą być węższe od sklepień głównych, zdania są podzielone. Korzyści przy ich użyciu są następujące:

1. Filary mogą przy użyciu sklepień stężających być cieńsze. Ale choćbyśmy przeto zaoszczędzili na kosztach filaru, to zato powstają tu koszty sklepień stężających tak, że oszczędność nie może być wielka. Bezpieczeństwo zato byłoby mniejsze, bo w razie zawalenia się sklepienia głównego, ono spadając może łatwo zniszczyć sklepienie stężające, a wtedy ciensze filary tem mniej mogą wytrzymać parcie jednostronne sklepienia i zawalenie się następnych sklepień jest tem pewniejsze.

2. Wstrząśnienia są mniej szkodliwe z powodu lepszego stężenia.

3. Przy wykonaniu sklepień głównych dają sklepienia stężające punkty podparcia dla rusztowań, ale wtedy trzebaby albo sklepień na całą wysokość mostu albo też dwu sklepień, na któreby można położyć belki poziome. Zresztą są inne sposoby dla oparcia rusztowań n. p. zostawia się wystające ciosy i o nie opiera się słupy i zastrzały rusztowania. Dlatego korzyść ta nie jest znaczną.

4. Sklepienia stężające tworzą drogi dla materiałów, w tym celu urządza się w filarach otwory. Jednak na to nie potrzeba aż sklepień, wystarczą tymczasowe drewniane rusztowania, któreby i tak dla wykonania sklepień stężających były potrzebne.

5. Sklepienia stężające ułatwiają nadzór i naprawy. Jestto wprawdzie korzyść, ale mamy inne środki dla ułatwienia nadzoru i napraw, mianowicie wiszące rusztowania.

Porównując więc wszystkie korzyści z większymi kosztami które są potrzebne dla wykonania sklepień stężających, przechodzimy do przekonania, że nie są one tak bardzo potrzebne nawet przy bardzo wysokich wiaduktach. W praktyce widzimy wysokie wiadukta tak jedno, jak i wielopiętrowe. Zestawiliśmy niektóre wiadukty bardzo wysokie:

Wiadukt	n a z w a	wysokość <i>h</i> w <i>m</i>
jednopiętrowy wodociąg Alcantara		85,0
„ wiad. Derenzano pod Weroną		60,0
„ „ Rouchat		55,0
„ „ Pompadour kolejowy		53,2

jednopiętrowy	n a z w a	wysokość <i>h</i>
		w <i>m</i>
"	wiad. na Aulne	54,7
"	" Newcastle	46 0
"	" Kalte Rinne na Semmeringu	45,66
dwupiętrowy	" na Halstrowie (Elster)	69,75
"	" Diedenmühl	51,0
"	" Heiligenborn	40 0
trypiętrowy	wodociąg Roquefavour na Durance	82,65
"	" Caserta	58,51
"	wiadukt Chaumont	50
"	" Albano Arricia	50
czteropiętrowy	" doliny Göltzsch w Saksonii	80,37

Widzimy więc, że najwyższe wiadukty, wyżej 80 *m* wysokości mające, są jedno, dwu lub czteropiętrowe.

Co do szerokości sklepień stężających zaznaczyć musimy, że dla stężenia wystarczy 3 *m* (t. 10, 8 r. 5) Jeśli sklepienia te podpierają drogę, muszą być odpowiednio szersze, czasem tak szerokie, jak sklepienie główne.

Przytoczymy tu też parę przykładów drugiego ustroju, przy którym sklepienia wyższe mają mniejszą rozpiętość, jak most i wodociąg du Gard (t. 120 r. 2), od niższych. Ustrój ten używany jest często przy mostach wodociągowych (wodociąg Roquefavour (t. 120 r. 1). Czasem, jak przy wiadukcie Diedenmühl (t. 120 r. 3) do wysokości pierwszego piętra wypełniono otwory murem albo też z powodu ciśnień skupionych filarów wyższych użyto sklepień ostrołukowych.

XI. Mosty kanałowe i wodociągowe.

§. 82. Uwagi ogólne.

Sklepienia i filary mostów kanałowych (n. *Kanalbrücke*), służących do przeprowadzenia ponad jakąś przeszkodą kanału żeglugi, i wodociągowych (n. *Wasserleitungsbrücke*) dla przeprowadzenia wodociągu, mają ustrój taki sam, jak wiaduktów, różnią się tylko tem, że zamiast pomostu przy mostach kanałowych mamy nieprzemakalne łożysko kanału, przy wodociągowych także nieprzemakalny przewód wodociągowy.

Mosty kanałowe i wodociągowe mogą być wysokie jak wiadukty i to jednopiatrowe (t. 123 r. 3) lub więcejpiatrowe (t. 120 r. 2) albo też niskie o sklepieniach odcinkowych lub eliptycznych (t. 123 r. 2 i 4). Most Cabin John (t. 103 r. 3a) o rozpiętości 67,1 m ma także sklepienie odcinkowe.

Przy mostach kanałowych jest zwierciadło wody zwykle poziome, przy wodociągach wyznaczenie spadku i potrzebnego przekroju należy do budownictwa wodnego. To samo tyczy się przekroju kanału lub przewodu wodociągowego. Wspominamy tylko, że dla mostów kanałowych zwykle używamy przekroju trapezowego (t. 124 r. 2), dla wodociągowych kołowego (t. 124 r. 3) lub zbliżonego do koła (t. 124 r. 7). Przy długich mostach kanałowych przyjmujemy zwykle szerokość tylko na jeden okręt, a więc górna szerokość wynosi zwykle 6 do 8 m a głębokość 1,5 do 3 m; krótsze budujemy dla pełnej szerokości kanału.

Obciążenie mostów kanałowych jest stałe i równo rozdzielone, co najwięcej możnaby uwzględnić fale, jakie przed okrętem podczas poruszania się okrętu powstają. Czasem w czasie zimy lub też podczas naprawy wypuszcza się wodę z kanału, co zresztą rzadko się zdarza. Powstają więc tu rzadko tylko zmiany natężeń, niema też wstrząśnień, obciążenie jest jednak bardzo wielkie.

§. 83. Łożysko kanału i droga holownicza.

Powyżej mówiliśmy o szerokości i głębokości koryta, boczne ściany mają zwykle nachylenie $\frac{1}{9}$ do $\frac{1}{10}$, a drogi holownicze są zwykle 1,2 do 2 m szerokie. Są to jednak tylko wartości przeciętne. Wymiary łożyska zależne są od wymiarów okrętu i w każdym wypadku należy je osobno wyznaczyć.

Tak dno, jak i boki łożyska kanału muszą być nieprzemakalne, bo przemakająca woda w lecie plami budowlę, w zimie wskutek zamarzania rysy się rozszerzają. Dlatego dobrze jest odzielić dno i boki łożyska od sklepień, aby pęknięcie sklepienia nie pociągnęło za sobą pęknięcia łożyska. Ustrój, jaki widzimy przy moście wodociągowym w Vanne (t. 124 r. 7) nie jest zatem odpowiedni, bo tu zachodzi właściwie powyższe niebezpieczeństwo.

Zwykle budujemy dno i boki koryta z zendrówek na cemencie i pokrywamy 1,5 do 2 cm grubą warstwą asfaltu. Mie-

dzy sklepienie i dno i między mury czołowe i boki koryta daje się zwykle beton, a przegradza się czasem warstwą tektury (t. 124 r. 2). W Anglii często dno robi się z grubej warstwy gliny (t. 128 r. 1). Czasem idą jeszcze dalej i tworzą rynnę z żelaza. Warstwa gliny jest w ogóle dobra, tylko przy wypróżnieniu koryta nie może ona znieść mrozu i wyschnięcia. Asphalt jest w tym wypadku lepszym. Nareszcie uszczelnienie może nastąpić zapomocą blachy ołowianej np. przy kanale Dortmund Ems (t. 125 r. 4). Tamże zrobiono połączenie muru z nasypem zapomocą 0,75 m do 1 m grubej warstwy gliny.

Boków koryta, jeżeli są dość grube, zwykle używa się jako drogi holowniczej, w moście wodociągowym na Orb pod Bèziers (t. 123 r. 5) chodniki opierają się na osobnych sklepieniach i słupach.

Mosty wodociągowe wymagają często osobnego pokrycia przekroju; najczęściej atoli pokrycie to stanowi sklepienie. Sklepienia wywierają jednak parcie na boki, czego uniknięto przy moście na Nashua (t. 126 r. 1), używając kształtówek I, a między nimi sklepień. Czasem zakrywa się wodę tylko dylami.

§. 84. Sklepienia i filary.

Sklepienia mają rozpiętość od 5 do 20 m. Pachwiny wy-murowuje się lub wypełnia się betonem (t. 123 r. 6). Dla uniknięcia pęknięć podłużnych pod murami czołowymi używa się czasem kotew żelaznych. Najważniejszą rzeczą jest doborowy materiał i staranne wykonanie.

Filary są tu wystawione tylko na parcie obustronne, co należy przy obliczeniu uwzględnić.

D. Mosty ukośne.

XII. Mosty ukośne ze sklepieniami prostemi.

§. 85. Ogólne uwagi.

Jeżeli oś drogi lub wody pod mostem nie przecina się z osią mostu pod kątem prostym lecz mniejszym α , (t. 127 r. 1), to most taki nazywamy ukośnym (n. *schiefe Brücke* f.

pont biais a. *skew bridge*, *oblique bridge*), kąt α nazywamy wtedy kątem ukosu (n. *Schnittwinkel der Axen*, fr. *angle du biais*). Jeżeli most jest sklepiony, to sklepienie jest wtedy powierzchniową walcową, której rodzaje są ukośne do murów czołowych.

Im mniejszy jest kąt ukosu α , tem sklepienie jest bardziej ukośne. Poniżej $\alpha=30^\circ$ nie schodzimy ze względów ustrojowych.

§. 86. Jednolite sklepienie proste.

Ponieważ wykonanie sklepień ukośnych przedstawia znaczne trudności, o których poniżej będziemy mówić, zatem staramy się, jeśli to możliwem, wykonać sklepienie proste. Jeżeli kąt ukosu nie bardzo różni się od prostego, to można wykonać sklepienie szersze proste, a potem ścinać pojedyncze klince równoległe do osi mostu. Przy moście w Giessen kolei Men-Wezera (t. 126 r. 3) było $\alpha=84^\circ$, więc $90-\alpha=6^\circ$. Ścięcie nastąpiło dopiero po wykonaniu sklepienia. Sposób ten wymaga wiele pracy i da się zastosować tylko, gdy kąt ukosu zbliża się do prostego.

Jeżeli kąt α jest mniejszy i wynosi 70 do 80° , to możnaby zamiast ścinania ciosów czołowych załamać szwy tak, aby szwy pokładowe klinów czołowych były prostopadłe do czoła, zaś stosugi tylne były prostopadłe do szwów pokładowych reszty sklepienia (t. 126 r. 2).

Ustrój ten wymaga klinców załamanych, siły działają tu nieprawidłowo, nie jest więc do polecenia.

Jeżeli kąt α jest jeszcze mniejszy, to możemy zastosować sklepienie proste w rozmaity sposób:

a) Przełożenie drogi tak, aby przecinała most pod kątem większym, a nawet prostym. Sposobu tego często stosujemy przy drogach. Nie zawsze da się jednak z korzyścią użyć.

b) Powiększenie rozpiętości (t. 126 r. 4)

Rozpiętość jest wtedy

$$l = l' + c = \frac{a}{\sin \alpha} + \frac{b}{\sin \alpha} \dots \dots \dots 135)$$

Sposób ten wymaga większych kosztów, a most nie przedstawia się ładnie.

c) Niesymetryczne mury czołowe. Mury czołowe zamieszczamy prostopadłe do drogi lub wody pod mostem.

W obec tego mają one kształt niesymetryczny, wierzch ich wznosi się w jedną stronę (t. 126 r. 5). Przepusty takie przedstawiają się bardzo nieładnie, dadzą się więc zastosować jedynie tam, gdzie nie chodzi wcale o względy estetyczne.

§. 87. Łęgi proste przesunięte.

Uniknąć też możemy sklepienia ukośnego, jeżeli podzielimy szerokość mostu na paski równoległe do osi mostu i każdy pasek przesklepimy prostym łęgiem (t. 125 r. 5). Łęgi te musimy w rzucie poziomym przesunąć (t. 124 r. 6). Łęgi, których szerokość nie powinna być większa, niż 1 m, możemy połączyć żelaznymi kotwami albo też budujemy łuki w pewnych odstępach i łączymy je małymi sklepieniami poprzecznymi (t. 127 r. 7). W pierwszym wypadku powstają na przyczółkach nieużyteczne trójkąty, brak też połączenia poprzecznego, łęgi się oddzielają, woda szczelinami przecieka, łęgi są nierówno obciążone. Aby po części temu zapobiedz, używa się drugiego sposobu łączenia łęgów sklepieniami lub płytami. Pomimo tego dostateczne połączenie można tylko osiągnąć przez silne nadmurowanie i silne zakotwienie. W obu jednak wypadkach jest wielka powierzchnia widzialna sklepienia, wielka ilość krawędzi, a stąd wykonanie jest bardzo kosztowne, zwłaszcza, że na łęgi trzeba użyć ciosów. Dlatego też robimy takie sklepienia obecnie tylko dla bardzo małych kątów ukosu, gdy $\alpha < 40^\circ$, gdy więc inne sposoby nas opuszczają.

XIII. Sklepienia ukośne.

§. 88. Uwagi ogólne.

Gdybyśmy szerokość łęgów przesuniętych przyjęli bardzo małą, a wreszcie nieskończenie małą, to trójkąty nieużyteczne na przyczółkach będą coraz mniejsze, aż nareszcie znikną zupełnie. Jeżeli poszczególne łęgi były w równowadze, to równowagi nie powinno się zmienić, jeżeli je połączymy. Tak mówi teoria przybliżona, bo w rzeczywistości tak się rzecz niema. Jeżeli łęgi są niepołączone, to każdy łuk osobno się odkształca jeżeli zaś je połączymy, to odkształcenie jednego łęgu jest zale-

żne od innych, zatem powstaną między łęgami siły styczne ścinające. A zatem obliczać możemy sklepienie ukośne, jak proste, kreśląc w paskach równoległych do osi mostu linie ciśnienia w zwykły sposób, jak dla kolebki, ale tylko wtedy, gdy odkształcenie jest bardzo małe. Przy wykonaniu sklepień ukośnych musimy więc na to bardzo uważać, aby przy zdjęciu krążyn osiądnięcie było bardzo małe.

Jasną jest rzeczą, że siła podłużna w paskach w pobliżu czoła musi być równoległa do czoła *ab* (t. 128 r. 2). Przy sklepieniach bardzo długich nie można tego powiedzieć o wszystkich paskach w oddali od czoła. W środku długości będzie prawdopodobnie działać siła podłużna prostopadle do przyczółków w kierunku *cd*. Jeżeli jednak sklepienie nie jest bardzo długie, to możemy przyjąć, że ciśnienia normalne głównie działają równoległe do czoła.

Wiadomo ze statyki, że szwy pokładowe umieszczać należy prostopadle do nateżeń głównych*), w sklepieniu więc ukośnem powinny one być prostopadle do czoła i do podniebienia. Stosugi stoją prostopadle na szwach pokładowych. O ile to prawidło zastosowujemy w praktyce, pomówimy obecnie.

§. 89. Układ prostokątny równoległy.

Przypatrzmy się, jaki kształt będą miały szwy pokładowe jeżeli zasadę powyższą zechcemy ściśle zastosować.

Nad równoległobokiem *ABCD* (t. 128 r. 3) mamy zbudować sklepienie ukośne. *A'E'D'* niech nam przedstawia podniebienie łęgu czołowego a *bfc* przekrój prostopadły. Rozwińmy powierzchnię waleową podniebienia na płaszczyznę około krawędzi *DC*. Punkt *M* w rozwinięciu znajdziemy, wykreśliwszy $MP \perp DC$ i na przedłużeniu tej prostopadłej odciawszy $PM'' = arc\ cm$. To samo zrobimy z innymi punktami i otrzymamy linię *CB''*, odpowiadającą łęgowi czołowemu. Linia *DA''* będzie równoległą, powierzchnia rozwinięta będzie więc *CB''A''D*.

Jeżeli chcemy zastosować ściśle zasadę, że szwy mają być prostopadle do linii *CB''*, względnie do równoległych do tej linii w każdym punkcie, to otrzymamy układ prostokątny równoległy (fr. *appareil orthogonal parallèle*) zwany także francuskim. Możemy kierunek szwów wyznaczyć tu z dosta-

*) por. Podręcznik Statyki Budowli wyd. I. str. 216.

teczną dokładnością wedle Dupuit'a w następujący sposób. Dziełimy rozwiniętą powierzchnię sklepienia na pewną ilość równych pasków równoległymi do CD i w punktach P , 1, 2, 3, M , 5, 6, 7, przecięcia się tych równoległych z CB_0 , wystawiamy prostopadłe. Z tych punktów prowadzimy też proste równoległe do CD . Prostopadłą w F_0 przedłużmy aż do $11'$. W tem miejscu zmienia się kierunek prostopadłej i kreślimy $ae \parallel$ prostopadłej w 1, $eg \parallel$ prostopadłej w 2 i t. d. Linia UW przedstawia nam wtedy kierunek szwów, nazwijmy ją więc kierującą. Linie tę wykreślić możemy i poza sklepieniem. Z konstrukcyi wynika, że jeżeli zacznę kreślić linię nie w F'' lecz w 1, to otrzymam taką samą linię tylko przesuniętą. Moglibyśmy więc wyciąć ją z grubego papieru i odpowiednio przesunąć. Krawędź CD jest styczną do kierującej, jeżeli sklepienie jest półkolistę lub eliptyczne, w ogóle, jeżeli ma styczną pionową. (t. 128 r. 3) Przy podporach otrzymujemy wtedy bardzo wąskie warstwy, łączy się więc po 2 lub 3 warstwy razem, zwłaszcza w łęgu czołowym, bo tak cienkie klince nieładnieby wyglądały. W ogóle staramy się, aby w łęgu czołowym klince miały, o ile możności, tę samą szerokość.

Chociaż układ ten odpowiada najbardziej teoretycznie działaniu sił, wykazuje on jednak także i wady, a mianowicie:

1. Przygotowanie modły dla kamieniarki wymaga wiele pracy. Jestto jednak praca biurowa, która stosunkowo nie tak wiele kosztuje.

2. Kamieniarka przedstawia w wykonaniu wielkie trudności. Każdy kliniec w połowie sklepienia jest inny, co wymaga żmudnej pracy, jeżeli całe sklepienie robimy z ciosu. Znaczne ułatwienie przedstawia wykonanie tylko łęgów czołowych z kamienia, reszty zaś sklepienia z cegieł lub kamienia łamanego. Musimy jednak warstwy robić o zmiennej grubości, co przedstawia dla cegieł trudności i wywołuje użycie grubszych szwów.

Wada ta jest tem większa, im większy ukos i im most jest szerszy.

3. Z powodu nierównej grubości warstw w tej części sklepienia, gdzie warstwy są węższe, znajduje się więcej zaprawy, ta część też więcej się osiada. Stąd wynika niejednostajne osiadanie, zmiana w przebiegu linii ciśnienia. Przy użyciu ciosów tylko do łęgów czołowych, odłączają się one od reszty muru.

Wada ta jest tem większa, im większa rozpiętość.

§. 90. Układ ślimakowaty.

Dla uniknięcia powyższych wad a głównie dla uproszczenia ustroju używamy najczęściej w praktyce, zwłaszcza w Anglii, innego układu, zwanego ślimakowatym (fr. *appareil hélicoidal*) albo angielskim. Szwy w tym układzie przyjmujemy w rozwinięciu proste i prostopadłe do cięciwy AB (t. 128 r. 5). Na podniebieniu tworzą szwy linie śrubowe.

Korzyści tego ustroju są następujące:

1. Wszystkie klince są równo szerokie a nawet 2. wszystkie klince z wyjątkiem czołowych i węzłowiowych są przy sklepieniu kołowym przystające.

Jednak posiada ten układ także wady, a mianowicie:

a) Nie wszystkie szwy są prostopadłe do kierunku nateżeń głównych. Jeżeli sklepienie jest płaskiem, to kąt nachylenia nie wiele się różni od prostego. Różnica ta jest tem większa, im bardziej styczna podporowa zbliża się do pionu. Heinzerling dopuszcza tylko 5° do 6° różnicy, oblicza największy stosunek strzałki do rozpiętości i otrzymuje

$$\text{dla kąta ukosu } \alpha = 80^{\circ} \ 75^{\circ} \ 65^{\circ} \ 55^{\circ} \ 45^{\circ} \ 40^{\circ} \ 30^{\circ}$$

$$\text{największe } \frac{f}{l} = \frac{1}{2} \ \frac{1}{3} \ \frac{1}{4} \ \frac{1}{5} \ \frac{1}{6} \ \frac{1}{7} \ \frac{1}{8}$$

b) Przy sklepieniach eliptycznych i kołowych kąty przecięcia się około węzłowia znacznie się różnią od 90° , wskutek czego też krawędzie się łamią.

c) Układ ten przy węzłowiach nie zgadza się z teorią, tam też powstają pięciokątne klince, które musimy wykonywać z ciosu.

Stąd wynika, że układ ten jest łatwiejszy do wykonania a zatem i tańszy, da się też dokładniej wykonać od poprzedniego, że jednak posiada też i wady, które występują szczególnie przy sklepieniach półkolistych i eliptycznych. Zalecić więc można użycie tego układu tylko dla sklepień odcinkowych.

§. 91. Inne układy.

Wspomnimy tu jeszcze o kilku innych układach mniej używanych, a najprzód o układzie Dupuita ślimakowatym mieszanym (fr. *hélicondal mixte*).

Układ ślimakowaty przeprowadza się tu tylko w średniej części sklepienia AB , przy podporach szwy przecinają się w środkach R i R' (t. 130 r. 5).

W ten sposób omijamy wady układu ślimakowatego, które się uwydatniają najwięcej w pobliżu podpór. Tam warstwy nie mają jednakowej grubości i po jednej stronie jest dwa razy tyle klinów czołowych, co po drugiej. Układ ten zbliża się więc do układu prostokątnego i ma też w częściach przy podporach wszystkie jego wady, oprócz trochę łatwiejszego wykreślenia. Dlatego też nie można układu tego zalecać do wykonania.

Inżynier M. L' Eveillé zbudował na kolei Paryż Strasburg most o ukosie 50° półkolisty w Gournay według układu mieszanego. Część niższa aż do wysokości katowej 33° zbudowana jest jak dla sklepienia prostego, a więc szwy są równoległe. Powyżej (t. 141 r. 4) użył on układu ślimakowatego. Ponieważ wady były przeważnie w pobliżu węzłowi, więc tu je usunięto. Układ ten nie jest kosztowny, tylko sklepienie takie wygląda bardzo nieładnie w tem miejscu, gdzie się zaczyna układ ślimakowaty. Układu tego możnaby więc tylko używać, gdy nie chodzi o ładny wygląd.

Jeżeli oba przyczółki nie są równoległe, używamy układu prostokątnego zbieżnego (fr. *orthogonal convergent*) (t. 141 r. 1), albo też układu ślimakowatego zbieżnego (fr. *helicoidal convergent*), o których jednak obszerniej nie będziemy pisać, odwołując się do rysunku i do tego, cośmy powiedzieli o układach równoległych.

Układ ten widzieliśmy zastosowany poprzednio przez Dupuita, używa się go też przy bardzo długich sklepieniach, które budujemy w części środkowej jako proste (t. 129 r. 3) a kończymy je układem ślimakowatym (t. 130 r. 5). Właściwie należało tu zastosować układ zbieżny, dla uproszczenia widzimy w tym wypadku użyty jednak układ równoległy.

§. 92. Stałość sklepień ukośnych.

Mówiliśmy już o tem, że osiadanie się jest dla sklepień ukośnych bardzo szkodliwie. Tymczasem przy zdjęciu krażyn musi nastąpić małe osiądnięcie, coż w skutek tego się stanie? Gdyby sklepienie składało się z łęgów ze sobą niepołączonych, to przesunęłyby się one wzajemnie. Tu spójność klinów i za-

prawy, jakoteż i tarcie przeszkadzają temu, powstaje więc natężenie równoległe do czoła.

Jeżeli osiadnięcie jest znaczne, sklepienie dzieli się na paski w miejscach najslabszych. Najczęściej czołowy łęg oddzieli się od innych.

Oprócz tego wskutek odkształcenia się łęgów czoła przestają być płaskie, przy kącie ostrym następuje wybrzuszenie, przy rozwartym cofnięcie się sklepienia.

Przy równych okolicznościach stałość sklepienia ukośnego jest tem większą:

1. Im mniejsza jest rozpiętość. Najlepsze są sklepienia małe do 10 *m* rozpiętości, gorsze większe do 20 *m*, przy 30 *m* wykonanie musi być nadzwyczaj staranne.

2. Im wykonanie jest lepsze i doładniejsze.

3. Im mniej ukośny jest most. Jeżeli $\alpha > 80^\circ$, to możnaby ze względów statycznych budować nawet sklepienie jak proste. Dla $75^\circ < \alpha < 80^\circ$ trzebaby już czoła zrobić ukośne. Dla $60^\circ < \alpha < 75^\circ$ da się użyć dobrze układ ślimakowaty. Dla $50^\circ < \alpha < 60^\circ$ trzebaby już chyba użyć układu prostokątnego, pomimo że jest o wiele kosztowniejszy. Jeśli wreszcie $\alpha < 50^\circ$, to trzeba użyć łęgów prostych przesuniętych albo w ogóle innego ustroju.

4. Im krążyny są mniej odkształcalne i tęższe, aby zmniejszyć, o ile możności, odkształcenie podczas wykonania sklepienia. Należy przytem sklepienie długo zostawić na krążynach, aby zaprawa stwardniała i starannie murować.

Dokładne wykonanie układu prostokątnego jest bardzo trudne, w praktyce zwykle nie wykonywamy tak, jak tego teoria wymaga, więc układu tego obecnie nie używamy, chyba dla mostów wąskich półkolistych i eliptycznych. W takich wypadkach zresztą lepiej budować sklepienia betonowe.

Użycie betonu jako materiału znacznie jest tańsze, prostsze i dogodniejsze i dlatego w ostatnich czasach przedewszystkiem używane (t. 10 i 11), (t. 43 r. 5).

Z powodu, że sklepienia ukośne są zawsze mniej stałe od prostych, więc zwykle grubość przyjmujemy większą o 30% do 50%.

E. Wykonanie sklepień mostów kamiennych.

XIV. Rusztowania krążynowe.

§. 93. Uwagi ogólne.

Jeżeli chcemy zbudować sklepienie, to musimy najprzód wytworzyć podstawę, na której budujemy, a to z tego powodu, że sklepienie może unieść ciężar swój własny dopiero wtedy, gdy założymy klucz i gdy zaprawa dostatecznie stężeje. Nim się to stanie, musi być sklepienie dobrze podpartem rusztowaniem krążynowym (n. *das Lehrgerüst* fr. *cintre* cz. *skruzi*).

Rusztowania krążynowe mają zatem zadość uczynić następnym warunkom:

1. mają służyć jako podparcie nieukończonemu sklepieniu,
3. muszą być mało odkształcalne,
4. muszą być tak urządzone, aby można górną część ich zniżyć, zdjąć krążyny (n. *ausrüsten*, *aussschalen* fr. *decintrer*).

Aby tym warunkom zadość uczynić, posiada rusztowanie krążynowe następujące części składowe:

a) Krążyny (n. *Lehrbogen*, *Binder* fr. *ferme vertical* du *cintre*), belki niosące ciężar sklepienia, których górna powierzchnia, zastosowana jest do kształtu sklepienia, a które układamy w odstępach 1 m do 2 m, średnio 1.5 m, pod sklepieniem.

b) Opierzenie (n. *Schalung* fr. *couchis*), ułożone prostopadle do krążyn, składa się z desek lub dyli, których górna powierzchnia leży dokładnie w płaszczyźnie podniebienia.

c) Przyrządy do zdjecia krążyn (*Ausrüstungsvorrichtung*), mogą być one rozmaite, mogą to być kloce, śruby, worki i skrzynie z piaskiem.

d) Tężniki poprzeczne (n. *Querverbindung*) dla stężenia i połączenia krążyn i dla utrzymania ich w płaszczyznach pionowych.

Górną część krążyny, która ma kształt podniebienia, nazywamy wieńcem (n. *Kranz* fr. *vaux*). Składa się on z większej lub mniejszej liczby belek, podpartych w węzłach.

§. 94. Ustrój rusztowań krążynowych.

Rusztowania krążynowe możemy przedewszystkiem podzielić na dwa działy ze względu na punkta podparcia:

a) rusztowanie rozporowe (n. *freitragendes, gesprengtes Lehrgerüst*), podparte tylko w dwu punktach przy filarach (t. 132 r. 1, 3, 4).

b) rusztowanie stale podparte (n. *fest unterstütztes Lehrgerüst*) (t. 132 r. 2).

Pierwsze rusztowanie więcej się odkształca, co dla sklepień jest niekorzystnem, zato nie wymaga pośrednich punktów podparcia, co jest ważnem ze względu na żeglugę lub drogę znajdującą się pod rusztowaniem a także w razie trudności bicia pali.

Rozumie się więc, że przy mostach niskich, przy których niema trudności podparcia rusztowania między filarami i gdzie nie jest rzeczą konieczną uzyskania wolnego miejsca pod sklepieniem, zastosujemy rusztowanie stale podparte. Przy mostach rzecznych trzeba dobrze zważyć, czy zmniejszenie przekroju przepływu przez podpory pośrednie nie jest szkodliwem.

Stale rusztowania odkształcają się tem bardziej, im są wyższe tak, że przy wiaduktach dobrze rozważyć należy, jakie rusztowania w danym wypadku są korzystniejsze.

Ze względu na ustrój rozróżniamy dalej następujące układy rusztowań:

a) Układ zastrzałowy (n. *Strebenwerk* fr. *cintre à contrefiches radicales*). Węzły wieńca podparte są zastrzałami, najlepiej w kierunku promienia (t. 141 r. 25), dolny ich koniec przy sklepieniu półkolistem podpira podwalina. Przy sklepieniu odcinkowem (t. 142 r. 3, 7) leży podwalina zwykle w wysokości węzłowa, przy eliptycznem zwykle o tyle wyżej, o ile poniżej podwaliny sklepienia nie potrzebują wcale podparcia, a więc dla kąta nadchylenia szwów około 30° .

Układ ten da się z korzyścią użyć tylko przy mniejszych rozpiętościach, przy większych bowiem trudno podeprzeć podwalinę w tylu punktach, co potrzeba. Zwykły odstęp jarzm popierających wynosi 5 do 9 m. Przy moście St. Waast (t. 143 r. 2a) układ jest wachlarzowaty (n. *fächerartig* fr. *cintre en éventail*). Rusztowanie układu tego jest mało odkształcalne, wykonanie bardzo proste i może być dokładne, obliczenie łatwe.

Jeżeli rozpiętość jest wielka, nie możemy układu tego zastosować, bo musielibyśmy użyć bardzo długich zastrzałów (t. 146 r. 2). Dlatego przy moście Lavaur (t. 143 r. 1) umieszczono podwalinę w połowie strzałki i podparto końce zastrzałów słupami i zastrzałami.

b) Układ słupowy (n. *Ständerwerk*). Tu podpierają wieńiec jarzma pionowe. Ponieważ jarzma te dla stałości muszą być połączone ukośnymi zastrzałami, więc cały przekrój pod sklepieniem jest zabudowany (t. 142 r. 2), co wymaga wielkiej ilości materiału. Wykonanie zato takiego rusztowania jest łatwe.

Aby można jarzma trochę bardziej oddalić, łączy się ten układ z poprzednim, wieńiec podpira się nie tylko słupami ale i zastrzałami (t. 142 r. 1.) (fr. *cintre à contrefiche archboutees*) Układ ten bywa najczęściej używany dla większych rozpiętości.

c) Rozpornica trójkątna (n. *Dreieckssprengwerk*, fr. *cintre composé de deux arbalétriers*) (t. 131 r. 1, 3, 4). Układ ten używany jest często dla rusztowań rozporowych. Podparcie wieńca jest tu odpowiednie, dwa zastrzały podpierają jednak tylko jeden punkt wieńca, dlatego jeżeli potrzeba podeprzeć więcej punktów, na tych zastrzałach urządzamy rozpornice trójkątne drugorzędne (rys. 1, 3), a jeżeli to nie wystarcza, uzyskujemy dalsze punkty podparcia przez urządzenie zastrzałów (rys. 4 t. 144 r. 1) lub połączenie z układem słupowym (t. 138 r. 5, t. 139 r. 2, t. 144 r. 2). Parcie poziome możemy zmniejszyć znacznie zapomocą kleszczy pionowych (t. 131 r. 1) a znieść zupełnie, jeżeli urządzimy w wysokości węzłowania podwalinę.

d) Rozpornica trapezowa (n. *Trapezsprengwerk*) nie jest stałą, dla ustalenia wzmacniamy ją zatem najczęściej rozpornicą trójkątną (t. 142 r. 5). Dla małych rozpiętości jest ten układ do polecenia z powodu, że niema tu przecięć zastrzałów. Dla większych nieco rozpiętości łączymy dwie rozpornice trapezowe z trójkątną (t. 142 r. 6) lub trapezową ze słupową (t. 138 r. 3).

e) Rozpornica wieloboczna (n. *Vielecksprengwerk*) (t. 141 r. 3 t. 146 r. 4) używana była dawniej dla wielkich rozpiętości, najpierw przez Perroneta. Jednak ugięcie takiego rusztowania jest bardzo znaczne, z tego powodu obecnie rozpornic takich nie używamy.

f) Belki kratowe i łukowe (n. *Gitter und Bogenträger*). Przy sklepieniach płaskich używa się czasem jako krążyn belek kratowych lub łukowych, jeżeli chcemy uzyskać wolny przejazd dla okrętów. Przy moście na Sprewii w Coepenick (t. 140 r. 1) widzimy belki kratowe żelazne, przy moście zaś na Neckarze pod Cannstadt łuki drewniane układu Wiebekinga (t. 140 r. 3) z belek zginanych podparte jeszcze trzema pośrednimi filarami. Ten ostatni ustrój wymaga wiele drzewa, a sztuczne zginanie belek jest trudne, lepiej więc w takim razie używać belek kratowych.

§. 95. Obliczenie rusztowań krążynowych.

Obliczanie ciśnienia na rusztowania krążynowe znane jest ze statyki budowli*). Oddziaływania podpór należy wedle znanych zasad wyznaczyć. Jeżeli wyznaczymy dla każdej części krążyn największe i najmniejsze ciśnienie sklepienia, to siły wewnętrzne dadzą się obliczyć w zwykły sposób.

Przy obliczeniu możemy rozróżnić trzy strefy łuku. W pierwszej górnej strefie dopóki kąt α nachylenia stycznej łuku do poziomu jest mniejszy od kąta tarcia φ' między kamieniem i drzewem, nie może nastąpić przesunięcie kłińców przy sklepieniu. Ciśnienia pionowe sklepienia jest wtedy

$$p = 8 d \text{ dost } \alpha \dots\dots\dots 136)$$

W drugiej średniej strefie, gdy $90 - \varphi > \alpha > \varphi'$, przyczem φ oznacza kąt tarcia między kamieniem a kamieniem, może nastąpić przesunięcie kłińca, tu tarcie przyjmujemy stale równe $st \varphi$ i $st \varphi'$. W trzeciej wreszcie strefie, gdy $\alpha > 90 - \varphi$, ciśnienie na krążyny jest równe zeru, można więc tu krążyny zupełnie opuścić (t. 144 r. 1).

Co do wielkości kątów φ i φ' zauważyć należy, że wedle doświadczeń robionych przy budowie mostu Castelet, Lavour i Antoinette znaleziono następujące wartości

dla kąta tarcia φ między kamieniem a kamieniem			
wapienie na zaprawie wapiennej			43°—25°
" " "		cementowej	48°—25°
cegły na zaprawie wapiennej			75°—35°
" " "		cementowej	90°—58°
granit " "		wapiennej	44°—43°

*) Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 423.

dla kąta tarcia φ' między kamieniem a opierzeniem

wapień $90 - \varphi' = 43^{\circ} 25^{\circ}$

cegły $90 - \varphi' = 44^{\circ} - 37^{\circ}$

granit $90 - \varphi' = 42^{\circ} - 27^{\circ}$,

zwykle przyjmuje się $\varphi = 43^{\circ}$ bez zaprawy a 26° z zaprawą.

Co do samego obliczenia sił wewnętrznych i przekrojów należy zauważyć, że rusztowania krążynowe są zwykle statycznie niewyznaczalne. Nie obliczamy ich jednak dokładnie, bo wyniki takie byłyby iluzoryczne ze względu na połączenia części drewnianych, ale w przybliżeniu. A że chodzi tu głównie o tęgosc zespolów, więc ten wzgląd wymaga nieraz większych wymiarów i obliczenie powinno ograniczać się tylko do tego, czy wymiary przyjęte nie są za słabe.

§. 96. Zasady ustroju rusztowań krążynowych.

Ażeby uniknąć nateżeń zginających w zastrzałach powinny być one urządzone, ile możności, w kierunku promieni. Jeżeli wieńiec na przekrój stały, to punkty podparcia jego powinny być gęstsze w kluczu, niż przy podporach, bo tu ciśnienie jest większe (t. 143 r. 1). Jeżeli odstęp punktów podparciu wieńca jest stały, to przekrój wieńca może być zmienny, co jednak rzadko w praktyce spotykamy.

Unikać należy też prętów pracujących na zginanie, bo im jest ich więcej, tem większe jest ugięcie.

Osiądnięcie krążyn zależne jest głównie od połączeń. Starac się więc należy wykonać je jak najstaranniej, a także zmniejszyć ich ilość przez użycie długich belek. Jeżeli w zetknięciach powstała szczelina, należy wstawić odpowiednio grubą blachę żelazną.

Jeżeli rusztowania mamy częściej używać, to należy połączenia tak wykonać, aby je łatwo można rozebrać. Jeżeli w tym celu stykamy ciśnione pręty tępo, to należy zabezpieczyć się przykładkami drewnianymi lub lepiej żelaznymi przed przesunięciem.

Jako punktów podparcia używa się wyskoków na filarach (t. 138 r. 4a) i przyczółkach albo odsadzek fundamentowych (t. 137 r. 1), wreszcie umyślnie wmurowanych ciosów wystających (t. 140 r. 4), które się potem obcina po zdjęciu rusztowania.

Także wmurowuje się szyny żelazne lub kształtówki dla oparcia zastrzałów, a potem się je wyciąga.

Środkowe punkty podparcia dla rusztowania uzyskujemy przez bicie pali, zbudowanie jarzm (t. 139 r. 1, 2, t. 145 r. 3, 4), rzadziej przy wielkich mostach używa się w tym celu kamiennych filarów (t. 140 r. 2, t. 138 r. 2). Na ładzie przy dobrym gruncie podpory robią czasem ze stosu podkładów poprzecznych (t. 155 r. 1), których spodnią warstwę wpuszcza się nieco w ziemię.

Odstęp krążyn wynosi zwykle 1 m do 2 m, średnio 1,5 m (t. 159 r. 1), chociaż spotykamy i odstępy większe do 3,5 m. Ostatnią krążynę dajemy zwykle w pewnym odstępnie od czoła, najwyżej 0,5 m (t. 140 r. 1, t. 139 r. 1, 2), bo ciśnienie na nią jest stosunkowo mniejsze.

Jeżeli czoła sklepień są pochyłe, to dla większej stałości urządzamy nieraz skrajną krążynę zewnątrz czoła (t. 142 r. 1).

Odstęp należyty krążyn utrzymują oprócz opierzenia także tężniki pionowe, zwykle krzyże ukośne, (t. 142 r. 1, 4, t. 144 r. 2), które urządzić musimy także ze względu na wiatr.

Dłgie bardzo pręty łapiemy kleszczami dla zmniejszenia długości wolnej przy wykonaniu.

Przy ukośnych sklepieniach krążyny możemy ustawić albo równoległe do czoła, wtedy mogą być koliste albo prostopadłe do przyczółków. Wprawdzie ten drugi sposób jest prostszy, ale że ciśnienie na krążyny rozdziela się wtedy bardzo niejednostajnie, więc zwykle używany sposobu pierwszego i stawiamy je równoległe do czoła. Krążyny należy dobrze połączyć kleszczami i rozporami poziomymi.

Wymiary belek wynoszą najwyżej 30 do 35 cm, najmniej 15 cm, największa wysokość belek wieńcowych 45 m. Co do objętości drzewa potrzebnego na rusztowanie może posłużyć wskazówka, że na 1 m³ sklepienia potrzeba w przybliżeniu $\frac{1}{3}$ m³ drzewa na krążyny. Przy większym odstępnie krążyn może się zmniejszyć ta ilość do $\frac{1}{5}$ m³. Rusztowanie dolne przy wielkich wiaduktach musimy liczyć osobno.

§. 97. Krążyny żelazne.

Dawniej używano czasami dla małych sklepień tunelowych krążyn z żelaza lanego we Francji. Teraz używają żelaza spawalnego.

Krażyn żelaznych używamy zwykle tylko zmuszeni potrzebą, bo zresztą zwykle są droższe od drewnianych, niewygodniejsze w użyciu, a nie dają ostatecznie większych korzyści niż drewniane.

Przy moście na Sprewii w Coepenik (t. 140 r. 1) musiano użyć żelaza z powodu, że wysokość ustroju rozporządzalną była bardzo mała. Krażyny są tu kratowe, a na nich znajduje się opierzenie drewniane.

Przy budowie kanału St. Martin w Paryżu (t. 136 r. 2) krażyny składały się z wieńca żelaznego wzmocnionego ścięgnami.

Przy moście cesarza Wilhelma i moście Lutra w Berlinie (t. 155 r. 1) użyto belki blaszanej tylko dla środkowej części krażyn.

§. 98. Wieniec.

Górną część krażyn, mającą kształt podniebienia sklepienia nazywamy wieńcem. Składa się ona zazwyczaj przy małych rozpiętościach z dyli u góry wyciętych wedle kształtu podniebienia u dołu prostych (t. 135). Zazwyczaj daje się dwie warstwy dyli, przyczem zetknięcia urządzamy na przemian (t. 134 r. 1). Przy większych nieco rozpiętościach używamy belek, które obliczamy na złamanie (t. 145 r. 3). Przy małym promieniu używa się także dwu belek, jednej wyciętej krzywo, drugiej prostej (t. 139 r. 2c), przy moście pod Castelet składał się wieńiec nawet z 3 belek.

§. 99. Opierzenie.

Na wieńcu spoczywa opierzenie, które stanowi bezpośrednią podstawę klinców sklepienia. Dla sklepień ceglanych robi się opierzenie zwykle z łat 4 do 6 *cm* grubych z odstępami 2 do 4 *cm*, dla sklepień ciosowych zaś z belek, które układamy pod środkami ciężkości klinców (t. 142 r. 7 t. 134), albo na te belki układamy jeszcze niskie łaty, któreby utworzyły ciągłą powierzchnię (t. 131 r. 1 t. 140 r. 3). Wreszcie czasami opierzenie daje się w płaszczyźnie wieńca i łączy się z nim zapomocą czopów.

Opierzenie obliczamy na zginanie w zwykły sposób. Jeżeli *e* oznacza odstęp dyli od środka do środka, *b* szerokość, *d* grubość

sklepienia, a odstęp krążyn, to otrzymamy

$$\frac{1}{8} \gamma dea^2 = 6 bh^2 \tau, \text{ stąd } \tau = \frac{3}{4} \frac{\gamma dea^2}{bh^2}$$

Wstawmy $c = kb$, $\gamma = 0.0026 \text{ kg/cm}^3$, $\tau = 60 \text{ kg/cm}^2$,

$$\text{to } h = 0,0057 a \sqrt{kd} \dots \dots \dots 137)$$

Możemy przyjąć	k	$\frac{b}{h}$
dla sklepień ceglanych	1	2
„ „ z kamienia łamanego	1.8	1.5
„ „ ciosowych	2.5	1

Stąd otrzymamy n. p. dla sklepień ceglanych i $a = 150 \text{ cm}$

$d = 45$	60	75	90 cm
$b = 12$	13	16	16 „
$h = 6$	7	8	8 „

Obliczenie to stosuje się dla klucza, ku podporom mogą być grubości mniejsze, co jednak robi się tylko przy większych sklepieniach.

XV. Wykonanie sklepień.

§. 100. Ustawienie rusztowań krążynowych.

Skoro kilka filarów jest już gotowych, ustawia się rusztowanie krążynowe, którego potem zwykle używa się do wykonania dalszych przęsł. W ten sposób można cały wiadukt przesklepić, mając n. p. cztery rusztowania krążynowe. Zaczyna się sklepienie od pierwszego przęsła tak, że gdy kończymy sklepić pierwsze przęsło, drugie przęsło przesklepione jest do $\frac{2}{3}$, trzecie $\frac{1}{3}$, a czwarte wcale nie.

Czasami ze względów oszczędności robią krążyny tylko dla połowy mostu, a potem przesuwają je na drugą połowę. Robi się to także wtedy, gdy chodzi o to, aby jak najprędzej mieć choć połowę sklepienia gotowego dla położenia toru roboczego.

Zestawienie krążyn na miejscu wykonywamy zazwyczaj za pomocą kozła poruszanego liną, rzadziej za pomocą żórawia.

Krążyny wykonywamy od razu z pewnym podwyższeniem, aby po ugięciu i osiądnięciu się sklepienia otrzymać zamierzony kształt. O wielkości osiądnięcia pisaliśmy w §. 15 na str. 23.

§. 101. Wykonanie samych sklepień.

Wykonanie sklepienia zależy głównie od materiału, dalej od rozpiętości, a wreszcie od tego, czy używamy przegubów.

Obecnie używamy do budowy sklepień prawie wyłącznie zaprawy cementowej. Przy wielkich ciśnieniach musimy dawać więcej stosunkowo cementu do zaprawy, przy ciśnieniach 45 do 50 kg/cm^2 używamy zaprawy złożonej z 1 części cementu i 2 części piasku.

Dla małych rozpiętości sklepi się według dawnego sposobu, układa się klince od węzłowania z obu stron do klucza. Przy nieco większej rozpiętości nie podobna jednak ustrzec się wtedy od otwarcia szwów już podczas sklepienia i potem.

Dlatego przy budowie większych sklepień używa się rozmaitych sposobów, aby tego uniknąć. I tak najprzód zostawia się w kluczu, w węzłowaniu i w szwach niebezpiecznych szwy otwarte albo nawet przerwy, które się rozpiera beleczkami (t. 136 r. 2) i zapełnie się przerwy i szwy dopiero przed zdjęciem krążyn, a czasem dopiero potem. W ten sposób umożliwia się małe ruchy obrotowe i zapobiega pęknięciu sklepienia. Za pomocą tych przerw tworzymy tymczasowy przegub, zmiana kształtu sklepienia ogranicza się więc tak podczas budowy, jak i po zdjęciu krążyn, do zmian w tych miejscach. Jeżeli zapełnimy przerwy przed zdjęciem krążyn, to działanie tych miejsc jako przegubów ustaje, jeżeli zostawimy te przerwy podczas zdejmowania krążyn, to zmuszamy linią ciśnienia, aby nie wychodziła poza pewną granicę. Co lepiej? W drugim wypadku materiał włożony w przerwę nie pracuje już pod ciężarem własnym, stąd wielkie natężenie w reszcie szwu, dlatego bardzo często zapełniamy przerwy przed zdjęciem krążyn, co zwykle w praktyce wystarcza wraz z podanymi sposobami do uniknięcia rysów podczas zdjęcia krążyn. W tym samym celu zamyka się sklepienie równocześnie na kilku punktach. Ażeby zmniejszyć odkształcenie krążyn podczas budowy, dobrze jest obciążać odrazu średnią część rozpiętości, zaczynać zatem sklepienie odrazu w kilku punktach. W tym celu robi się tymczasowe podpory dla sklepienia, jak przy wiadukcie Wäldlitobel kolei Arulańskiej (t. 142 r. 1a).

Oprócz tego wielkie sklepienia ($l > 40 m$) wykonywa się obecnie nie w całej grubości odrazu, lecz w pierścieniach z za-

zębieniem naturalnem, wynikiem z układu klinców. Pierwszą warstwę budujemy na sucho, bo gdybyśmy dali zaprawę, to klinceby się łatwo przesuwały i nie otrzymalibyśmy jednostajnych szwów. W tym celu wkłada się kliny lub listwy drewniane 15 mm grube między klince, dopóki cały pierwszy pierścień nie jest gotów. Potem wtlacza się silnie na wiele miejscach wilgotna zaprawa w szwy żelaznymi tłuczkami płaskimi, aż się szwy zupełnie po wyjęciu klinów wypełnią. Po kilku dniach zaczyna się kłaść druga warstwa klinców.

O sklepieniu w pierścieniach mostów ceglanych pisaliśmy na str. 53.

Sklepienia z kamieni łamanych często zupełnie nieobrobionych wypełnionych zaprawą cementową budować zaczęto najprzód we Francyi. Ich wytrzymałość należy głównie od dobroci cementu. Im mniej jest kamieni a więcej zaprawy, tem bardziej zbliżają się one do betonowych, które w ostatnich czasach znajdują coraz większe zastosowanie. Dadzą się one prędzej wykonać, a są nieraz nawet tańsze.

Beton układa się w warstwach 18 do 20 cm grubych i ubija babami 12 do 15 kg ciężkimi, 20 cm szerokimi, aż beton się znacznie pocić, t. j. aż woda pokaże się na powierzchni. Ze względów estetycznych robi się czasem na powierzchni beton barwny albo robi się okładzinki z barwnych kamieni betonowych (Munderkingen) (t. 10 r. 1), wreszcie czasem robi się na filarach i w murach czołowych okładzinki z murów (*Coulouvre-nière*) lub obrabia się kamienie betonowe (t. 5 r. 1). Ażeby nie było widać na sklepieniu rusztowania, nalepia się często na opierzeniu rusztowania papier. Sklepienie trzeba w pierwszych tygodniach często polewać wodą.

Przy sklepieniach żelaznobetonowych postępuje się w ten sam sposób, ułożywszy w odpowiednim miejscu pręty żelazne.

Nadmurowanie wykończamy albo równocześnie ze sklepieniem albo później, ale przed zdjęciem krążyn.

§. 102. Zdjęcie krążyn.

Po założeniu klucza zostawiamy jeszcze jakiś czas sklepienie na krążynach. Dawniej przy zaprawie wapiennej niektórzy inżynierowie zaraz zdejmowali krążyny, aby miękka jeszcze za-

prawa zastosowała się lepiej do nowych warunków równowagi. Skutek był nienajlepszy, osiadnięcia okazywały się za wielkie. Teraz czekamy do zupełnego stężenia zaprawy, aby osiadnięcie było jak najmniejsze. Dla sklepień o rozpiętości większej, niż 20 m, najmniej trzeba czekać 4 tygodnie, przy kolei Arulańskiej czekano 6 tygodni, dla mniejszych mostów można czas czekania skrócić odpowiednio. W ogóle dla sklepienia ceglanego jako posiadającego więcej zaprawy trzeba czekać dłużej, niż dla ciosowego, najdłużej dla betonowego, jeśli śłota dłużej, niż w czasie pogody.

Przed zdjęciem krążyn należy wykonać nadmurowanie, aby później ciężar jego nie zmienił równowagi sklepienia.

Zdjęcie krążyn powinno się odbyć bez wstrząśnienia, powoli. Dawniej wybijano kliny dla spuszczenia krążyn (t. 140 r. 36, t. 131 r. 1—4, t. 139 r. 8, 9), ale że to wywołuje wstrząśnienie, więc teraz właśnie dla większych sklepień ($l > 10$ m) stosowuje się inne środki. Nachylenie klinców wynosi zwykle 1:4 do 1:6.

a) Śruby. Mogą być użyte albo w kierunku promienia pod wieńcem (t. 139 r. 2*d*), albo pionowe między rusztowaniem dolnym a górnym (t. 139 r. 7).

Pierwsze są o tyle lepsze, że można w każdej chwili dostosować krążyny do sklepienia i można równomiernie spuszczać. Nawet lepiej jest spuszczać najprzód śruby przy kluczu a potem dolne. Zwykle krążyny spoczywają cały czas na klinach, a dopiero w ostatniej chwili daje się śruby dla dokładniejszego spuszczenia. (t. 155 r. 3).

b) Wory i skrzynie z piaskiem. Wory z piaskiem zaprowadził pierwszy Beaudemoulin przy budowie mostu Port da Pile na Creuzie. (t. 139 r. 4). Ponieważ wór taki może być łatwo uszkodzonym, teraz używa się więc tylko skrzyni. (t. 139 r. 3). Skrzynie muszą być od początku założone. Są one w kształcie walca blaszanego (t. 144 r. 6), z małymi okrągłymi otworami dla wysypywania się piasku. Po zatankowaniu i napełnienia piaskiem drobnym zakłada się tłok w kształcie wałka dębowego wzmocnionego obręczami żelaznymi. Wszystko to maluje się farbą olejną, szczelinę między tłokiem a ścianą wypełnia się cementem albo gliną i zawija całą skrzynię płótnem woskowym, aby piasek nie zwilgotniał.

Jeżeli n oznacza ilość skrzyni dla jednej krążyny, d średnicę tloka w cm , l rozpiętość w m , e odstęp krążyn w m , to *Winkler* przyjmuje

$$d = 2 l \sqrt{\frac{e}{n}} \text{ w } cm \quad 138)$$

Grubość blachy przyjmujemy 0,01 d , dziury 0,09 d .

Skrzynie takie są tanie, wygodne i pewne.

Gdy otworzymy zatyczkę, piasek wysypuje się i tworzy stożek o nachyleniu 1:1 $\frac{1}{2}$, poczem wysypywanie się zatrzymuje aż do usunięcia stożka.

Dawniej używano jeszcze innych sposobów, jak mimośrodów, kólek na powierzchni śrubowej (t. 139 r. 6). Sposoby te są znacznie zawilsze i mniej pewne, więc wyszły z użycia.

§. 103. Wykończenie mostów sklepionych.

Po wykończeniu sklepienia należy wykończyć nadmurowanie i powłokę sklepienia, wykonać mury czołowe, gzymsy, poręcze, stożki i nadsypkę, pomost, wreszcie znieść rusztowania.

Zwrócić musimy uwagę na wykonanie nadsypki, którą należy nakładać równocześnie w cienkich i ubitych warstwach i uważać, aby nie było nigdzie parcia jednostronnego na przyczółki lub sklepienie. Ziemię należy na sklepieniu wozić więc tylko taczkami i ubijać babami, bo inaczej mogą powstać nierówne osiadania, które wywierają wpływ szkodliwy na sklepienie.

I. Dodatek.

Architektura mostów kamiennych.

§. 104. Wstęp.

Poczucie piękna, istniejące w człowieku żąda, aby budowle wszystkie a zatem i mosty były nietylko wytrzymałe, praktycznie urządzone, ale też aby kształt ich był piękny. Mosty jako budowle wielkie nie wymagają wprawdzie tak starannego szczegółowego opracowania architektonicznego, jak domy, kościoły i t. d. choćby dla tego, że często leżą w okolicach mało uczęszczanych, jednak przy ich projektowaniu należy także pa-

miętać o prawidłach estetycznych, a mosty w wielkich miastach projektują nawet nieraz wspólnie inżynierowie i architekci. Dla tego i inżynierowie powinni nabyć przynajmniej najważniejszych wiadomości architektonicznych, potrzebnych im przy projektowaniu mostów.

§. 105. Ogólne prawidła estetyczne.

Poczucie piękna żąda wypełnienia pewnych warunków w budowlach, a mianowicie:

1. Kształt pewnej części budowli powinien odpowiadać jej celowi i powinien wyrażać ten cel w sposób łatwo zrozumiały.

2. Architektura różnych części budowli powinna być w harmonii tak, że da się w niej poznać pewien styl.

3. Architektura musi odpowiadać użytemu materiałowi.

4. Należy unikać jednostajności, urządzając odpowiednie przerwy, używając rozmaitych kształtów, wielkości, barw, grup itd.

5. Należy zachować symetryę, chyba, że symetrya sprzeciwia się widocznie celowi np. przy niesymetrycznym terenie.

6. Budowle powinny być w harmonii z otoczeniem np. w miastach muszą być budowle ozdobniejsze, w oddali od miast skromniejsze, w terenie górzystym i skalistym kształty muszą być silniejsze.

7. Unikać należy za wielkiej różnaitości materiałów, bo to sprawia wrażenie niespokojne.

Części mostu, mające rozmaite przeznaczenie, należy odzielić widocznie n. p. przyczółek i skrzydła, sklepienie i mur czołowy itd.

9. Stosunek wysokości rozmaitych części musi być odpowiedni np. wysokość i grubość filaru, stosunek wysokości cokoła i gzymsu do wysokości czoła muru.

10. Podwyższenie pomostu od przyczółków ku środkowi (t. 34 r. 1) uwydatnia ważność mostu. Podwyższenie tu najlepiej przeprowadzić w kształcie linii krzywej, albo też wieloboku. W tym samym celu powiększa się równocześnie często rozpiętość od brzegów ku środkowi; możemy wtedy uzyskać równy stosunek strzałki do rozpiętości.

11. Przeladowanie ozdobami szpeci budynek, bo wtedy traci się poczucie kształtów głównych.

§. 106. Inne prawidła.

Oprócz estetycznych względów mogą być inne, które mają wpływ na kształt budowli.

1. Pieniądze rozporządalne warunkują mniejszą lub większą ozdobność budowli.

2. Ozdobność mostu zależy też od tego, jak często ludzie go oglądają. Most kolejowy, który z okien wagonu przez chwilę zaledwie widzieć można, może być skromniejszy, niż nawet drogowy most na prowincyi, skromniejszy, niż most w wielkiem mieście.

3. Wielkość kształtów zależy też od stanowiska widza, a zatem od jego odległości od przedmiotu. Przy wysokich wiaduktach gzyms musi być silniejszy.

4. Budowle, przy których przejeżdża się prędko, muszą mieć silniejsze kształty, a więc np. mosty kolejowe.

§. 107. Ściany.

Ściany mostu mogą być albo gładkie, albo też słabo lub silnie boniowane (t. 58 r. 2). W ostatnim wypadku jednak zostawia się wąski szlak, przy krawędzi gładki.

Szwy często uwydatniamy umyślnie. Przy boniowaniu szlaki uwydatniają szwy, silniej możemy je uwydatnić przez zagłębienie.

Krawędzi budowli często uwydatniamy także, zwłaszcza przy murze z kamieni łamanych lub cegieł często tworzymy krawędź z ciorów (t. 57 r. 1), urozmaicamy ściany lizenami (n. *Lissene*), pionowymi pasami wystającymi (t. 147), używanymi zwłaszcza w stylu romańskim. Oznaczają one wzmocnienie muru. Zwykle daje się im stałą szerokość (rys. 1, 2, 3, 4) i przekrój prostokątny (rys. 1, 2). Czasem ścinamy krawędzie, gdy chodzi o lekkość budowli (rys. 4). Rzadziej robimy lizeny ku górze węższe (rys. 6).

Występ lizen jest zawsze bardzo mały. Jeżeli występ jest większy, otrzymujemy przypory (n. *Strebe Pfeiler*) (t. 147 r. 7) których używamy wtedy, gdy są znaczne siły poziome prostopadłe do ściany więc np. przy wysokich filarach. Celowi ich odpowiada zmniejszenie występu ku górze albo ciągle (r. 7) albo stopniami (r. 8, 9). Przyporę u góry kończymy zwykle daszkiem (r. 10, 11, 12).

§. 108. Członki architektoniczne.

Części ścian i filarów odgraniczamy g z y m s a m i (n. *Gesims* fr. *corniche*, *molure a. cornice*). Gzymasy składają się z części, posiadających kształt charakterystyczny, zwanych członkami architektonicznymi (n. *Gesimglied*), które ze względu na krój (profil) dadzą się podzielić na płaskie, wypukłe i wklęsłe.

Płaskie członki są następujące :

1. Płytką (n. *Plätchen*), wąski pasek (t. 148 r. 1) i

2. Płyta (n. *Platte*), szeroki pasek (r. 5).

Paski te są najczęściej pionowe albo bardzo mało pochylone, tylko w stylu gotyckim znajdujemy silne pochYLENIA (t. 150 r. 24).

Członki wypukłe są następujące :

3. Ówierówałek (n. *Viertelstab*, *Wulst*) (t. 148 r. 2 i 6) w przekroju ograniczony ćwiercią koła.

4. Jajownik (n. *der griechische Viertelstab*) (t. 148 r. 3, 4, 7, 8) różni się mniej lub więcej od ćwierćkoła i ograniczony jest często linią kreśloną od ręki (r. 4, 8).

5. Wałek, pręt (n. *Rundstab*, *Stab*, *Pfuhl*) (r. 9) w przekroju ograniczony półkolem lub linią podobną. Wąski pręt nazywamy pręcikiem (n. *Stäbchen*) (r. 13).

Jajownik mocno podcięty (r. 8) nazywamy wałkiem wklęsłym (n. *Dreiviertelstab*).

Członki wklęsłe są następujące :

6. Żłobek, spływek (n. *Viertelkehle*, *Hohlleiste*), ograniczony ćwierćkolem (r. 11, 15) lub linią podobną.

Wąski spływek, który stanowi przejście do płytki nazywamy spływem (n. *Ablauf*) (r. 10) lub wpływem (n. *Anlauf*) (r. 14).

7. Wklęssek (n. *Hohlkehle*) (r. 17) ograniczony jest półkolem lub linią podobną. Tu należy też żłobkowanie (n. *Kannelirung*) słupów (r. 21), zwykle jednak więcej płaskie.

8. Żłobek składany (n. *Einziehung*, *Scotie*) jestto żłobek, którego oba końce mają rozmaite występy (r. 12, 16). Ograniczenie składa się z dwu łuków o rozmaitych promieniach lub z linii od ręki rysowanej.

Dalej mamy członki wklęsłe i wypukłe, mieszane, składające się z dwu ćwierćwałków wklęsłego i wypukłego.

9. Gruszec, esownik, stojący (n. *stehender Karnies, Rinnleiste*) (r. 18 i 19).

10. Gruszec odwrotny (n. *fallender Karnies, Sturzrinne*) (r. 22 i 23).

11. Piętka (n. *verkehrt steigender Karnies, Kehlstoß*) (r. 25, 26, 31).

12. Piętka odwrotna (n. *verkehrt fallender Karnies, Glockenleiste*) (r. 27, 29, 30).

Członki, ograniczone łukiem większym od półkola (r. 24, 28), używane są w stylu gotyckim.

§. 109. Gzyms cokolowy.

Z członków architektonicznych składamy gzyms. Zachować przytem należy następujące prawidła:

1. Gzyms musi w swym kształcie ogólnym odpowiadać swemu celowi. Stąd rozróżniamy pewne członki główne, które łączymy potem z członkami podrzędnymi.

2. W następstwie członków musi panować harmonijna odmiana.

Zobaczmy to w dalszym ciągu, jak te prawidła należy stosować i zaczniemy od gzysmu cokolowego. (n. *Sockelgesimse*).

Dolną część budowli rozszerzamy, aby osiągnąć większą stałość albo ją przynajmniej naznaczyć. Część tę budowli nazywamy cokołem (n. *Sockel* fr. *socle, a. socle*). Gdy zwiększamy grubość nagle, dajemy u góry mało nachyloną płaszczyznę, odwodnienie (n. *Abwässerung*) (t. 149 r. 1). Jestto najprostszyszy gzyms grecki.

Ponieważ przy rozkładzie ciśnienia trójkąt, naznaczony na r. 3. (t. 154), nie nie niesie, więc należy go obciąć, otrzymujemy zatem płaszczyznę silnie nachyloną (t. 149 r. 2). Jestto najprostszyszy gzyms gotycki.

Przy ozdobniejszych gzymsach kierunek ogólny gzysmu musi odpowiadać tym najprostszym. Rys. 3 do 15, 20 i 21 przedstawiają gzymy greckie, rzymskie i renesansowe, 16 do 19 gotyckie.

Czasem zachodzi potrzeba silniejszego odgraniczenia cokołu, wtedy używamy gzysmów wystających (r. 22—29), z których r. 23 przedstawia gzyms gotycki.

§. 110. Gzyms wstęgowy.

Gzyms wstęgowy (n. *Bandgesimse*) ma zadanie oddzielić części muru, mało co lub wcale się nie różniące pod względem statycznym. Dla tego zasadniczym kształtem gzymsu tego jest płytka (t. 149 r. 30, 31) lub wałek (r. 32), mało co wystający. Płytę można ozdobić listwami (t. 37—41), a gdy część dolna budowli jest główniejsza, można użyć gzymsu silniejszego (r. 34, 35).

§. 111. Gzyms główny.

Gzyms główny czyli wieńczący (n. *Hauptgesimse*, *Bekrönungsgesimse*) ma cel zaznaczenie odgraniczenia budowli na górze i ochrony budowli przed deszczem. Dlatego gzyms główny wystaje znacznie więcej, niż gzyms wstęgowy lub cokołowy.

Najprostszy gzyms główny powstaje przez wysuniętą płytę (t. 151 r. 22), której u góry dajemy dla odpływu wody powierzchnię pochyłą a pod spodem podcięcie (n. *Wassernase*), aby wody nie dopuścić do ściany (r. 23, 24, 31—33).

Aby niską płytę lepiej uwydatnić, podpieramy ją szerszą, mniej występującą, podobną do fryzu (t. 154 r. 4). Aby występ mógł być większy, podpieramy też ją gzymsami ku górze wystającymi (t. 154 r. 5). Do tego celu nadaje się ówierówalek, jajownik i gruszec (t. 151 r. 1), a przy bogatszych gzymsach rozmaite ich kombinacje. Tak samo odznaczamy górną krawędź gzymsu, zwykle gruszecem stojącym (t. 151 r. 9) lub wklęskiem (r. 8). Używając obydwu wyżej podanych sposobów, otrzymujemy gzymsy więcej lub mniej bogate (r. 2—24). Zawsze jednak na to uważać musimy, że główny motyw, wysunięta płyta, musi się uwydatniać.

W stylu gotyckim mamy także płytę, ale płaszczyzna jej nie jest pionową, lecz silnie pochyloną, która się lepiej przedstawia widzowi z dołu. Także powierzchnia górna jest silnie pochylona. Płyta zresztą nie uwydatnia się tu bardzo, silniej za to wielki wklęsek, ograniczony u dołu płytką, pręcikiem lub kombinacją tych członków. Gzymsy gotyckie widzimy na rys. 25 —30 i 34 do 41.

§. 112. Ząbki.

W stylu starożytnym, odrodzenia i romańskim używane są często jako podparcie płyty gzymsowej ząbki (n. *Zahnschnitt*), których nie zna wcale styl gotycki.

Ząbki, używane w stylu starożytnym i odrodzenia, są to graniastosłupy prostokątne, umieszczone na nieco wystającym fryzie (t. 154 r. 7) i ograniczone u góry, a czasem i u dołu, ćwierćwałkiem lub gruszcem (t. 157 r. 1).

Romańskie ząbki mają kształty różnorodne, układane są często w przekątni (r. 5, 6). Zamiast płyty widzimy nad ząbkami czasem rodzaj sklepienia (n. 3, 4, t. 46 r. 1 a). Mogą być wykonane także w cegle (t. 152 r. 7).

§. 113. Wsporniki.

Jeżeli płyta więcej wystaje, podpieramy ją wspornikami (n. *Konsole*), które działają silniej, wymagają mniejszej ilości materiału i przerywają jednorodność. Podparcie trójkątne (t. 158 r. 8) byłoby niewłaściwe ze względu na ostre kąty u góry i u dołu. Kształt ten zasadniczo zmieniamy i urozmaicamy płytkami i liniami krzywymi (r. 9—13).

Wielkość wsporników powinna stać w pewnym stosunku do występu i grubości gzymsu i całej budowli. Stosunek szerokości wspornika do szerokości miejsc niepodpartych (metop) zmienia się od $\frac{1}{2} : 1$ do $3 : 1$. Dobry jest stosunek $1 : 1$ (t. 153 r. 18).

Stosunek wysokości wsporników do ich szerokości jest rozmaity. Starożytne wsporniki są niskie i wystające (t. 154 r. 14 do 16). Dla mostów jednak wogóle wysokość powinna być większą, niż występ (t. 153 r. 9, 10, 11, 13, 14). Stosunek wysokości do występu ma być tem większy, im wyższy jest most.

Wsporniki albo występują wolno ze ściany (r. 9), albo ograniczone są u dołu płytką (r. 10, 14) lub małym gzymsem (r. 11, 13). Wsporniki wieńczymy też czasem u góry małym gzymsem i to albo tylko same wsporniki (r. 10, 14) albo też i metopy (r. 11).

§. 114. Fryzy.

Pod gzymsem głównym odcinamy często wąskim wałkiem pas, (t. 154 r. 17 i 18), który nazywamy fryzem (n. *Fries*). Fryz ma tylko zadanie ozdabiające, podnosimy nim ważność

gzymśu. Jeżeli używamy wsporników, metopy zastępuje fryz i tylko przy niskich ząbkach lub wspornikach możemy jeszcze osobno urządzić fryz.

W stylu romańskim tworzy się często fryz z wsporników połączonych sklepieniami. Jeżeli wsporniki mało występują, to fryz ma tylko cel ozdabiania (t. 153 r. 16), przy większych występach fryz ten ma także zadanie statyczne (r. 4).

§. 115. Gzymśy dźwigające.

Gzymśy dźwigające (n. *Traggessimse*), nazywają się gzymśy nakrywające części budowli, silnie obciążone, a więc głównie gzymśy wieńczące filary. Gzymś taki nakrywa budowlę u góry, ma więc po części cel, a zatem i kształt taki, jak gzymś główny. Znamiennym więc kształtem gzymśu dźwigającego jest płyta małą wystająca (t. 150 r. 1—3), lub też silniej się zaznaczający wałek (r. 29, 30) wreszcie poduszka (n. *Wulst*), (rys. 32—34).

Jak każda głowica, gzymś dźwigający uwydatnia rozszerzenie filaru u góry dla pewniejszego podparcia belek, można więc także użyć silniej wystającej płyty, urozmaiconej u góry i u dołu (r. 4—16), a także podpartej wspornikami, a nawet ozdobionej fryzem (r. 12).

Gotycki gzymś dźwigający nie różni się od gotyckiego gzymśu głównego (r. 24—26).

Gzymśy, dźwigające sklepienie, nazywamy też gzymśami wężgłowiowymi (n. *Kämpfergesimse*).

§. 116. Łęg i mur czołowy.

Architektonicznie musimy uwydatnić różnicę, jaka zachodzi między celem łęgu (nałęczy) i muru czołowego, o ile przy podrzędnych mostach i tego nie robimy, zostawiając łęg i mur zupełnie gładkie (t. 3 r. 1).

Dla uwydatnienia różnicy mamy rozmaite środki:

1. Oddzielenie łęgu od muru czołowego, które uzyskamy, jeżeli łęg będzie nieco wystawał nad mur czołowy (t. 154 r. 20).

2. Silniejsze traktowanie łuku, aby okazać jego większą ważność zapomocą uwydatnienia szwów (t. 122 r. 1, 2) i boniowania (t. 74 r. 1 t. 31 r. 1).

3. Ozdobienie nałęczycy gzymsami. Przeważnie łączymy sklepienia w całość.

Ponieważ łęg niesie mur czołowy, więc rozszerzamy go za pomocą płytki na zewnątrz (t. 154 r. 21) albo powtarzamy kilka razy to rozszerzenie (r. 22, t. 23 r. 1), wreszcie skupiamy gzymsy u góry, aby uwydatnić lepiej odgraniczenie (t. 16 r. 1). Rysunki 23—27 przedstawiają nałęczycę gotyckie, używane częściej przy tunelach.

4. Połączenie schodkowe łęgu z murem czołowym¹⁾. Uzmysławia ono przeniesienie się ciężaru muru na łęg, nie odgranicza jednak dość wyraźnie łęgu od muru, jest więc pod względem estetycznym mniej dobre (t. 47 r. 1).

5. Uwydatnienie klucza, który właściwie nie jest kliniecem ważniejszym od innych. Ale w ten sposób oznaczamy dobitnie oś symetrii i przerywamy jednostajność. Ten sposób używany jest jednak tylko przy mostach ozdobnych (t. 73 r. 1, 2, t. 74, r. 1).

Mur czołowy ozdabiamy tylko przy mostach bogatszych i to dla przerwania jednostajności wielkich płaszczyzn muru czołowego. Ponieważ mur czołowy jest częścią drugorzędą mostu, ozdoby powinny być skromne. Sposoby są następujące:

1. Obrazowanie pachwin przez cofnięcie części środkowej pachwiny za pomocą małego gzymsu, (t. 15 r. 1, t. 33 r. 1, t. 39 r. 1)

2. Umieszczenie rozet (t. 108 r. 1, t. 116 r. 1) herbów, liter (t. 42 r. 3, t. 19 r. 1), napisów, najczęściej nad filarami.

II. Dodatek.

§. 117. Literatura.

Podamy tu napisy tylko niektórych nowszych, ważniejszych dzieł, a to także takich, z których nie czerpaliśmy przy układaniu tego podręcznika.

1. Dzieła ogólne.

Müller H. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Lipsk 1860.

¹⁾ por. §. 34. str. 56.

Becker M. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. 4 wyd. Stuttgart 1873.

Winkler. Vorträge über Brückenbau. Steinerne Brücken. Wieden 1874.

Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. Oddział II. Steinerne Brücken, zeszyt 1 i 2. Akwizgran 1875 i 1877.

Croizette Desnoyers Th. Cours de construction de ponts. Paryż 1885.

Morandiére R. Traité de la construction de ponts et viaducs. Paryż 1888.

Landsberg. Handbuch der Ingenieurwissenschaft II. tom. Der Brückenbau. I. oddział. 3 wyd. Lipsk 1899.

Clémencet A. Cour pratique de travaux publics a l'usage des ingenieurs et conducteurs des ponts et chaussées et de chemins de fer. Paryż 1891.

2. Dzieła szerególowe o mostach kamiennych.

Dupuit. Traité de l'équilibre des voutes et de la construction des ponts en maçonnerie. Paryż 1870.

Degrand et Résal. Ponts en maçonnerie. Paryż 1887.

Bukovský V. Statický výpocet kamenných klenutých mostů. Praga 1889.

Barkhausen, Nessenius u. Housselle. Erdarbeiten, Strassenbau, Brückenbau. Berlin 1892.

Tolkmitt G. Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. Berlin 1895.

Leibbrand K. Gewölbte Brücken. Lipsk 1897.

Résal Jean. Emplacement, débouchés, fondations des ponts en maçonnerie. Paryż 1896.

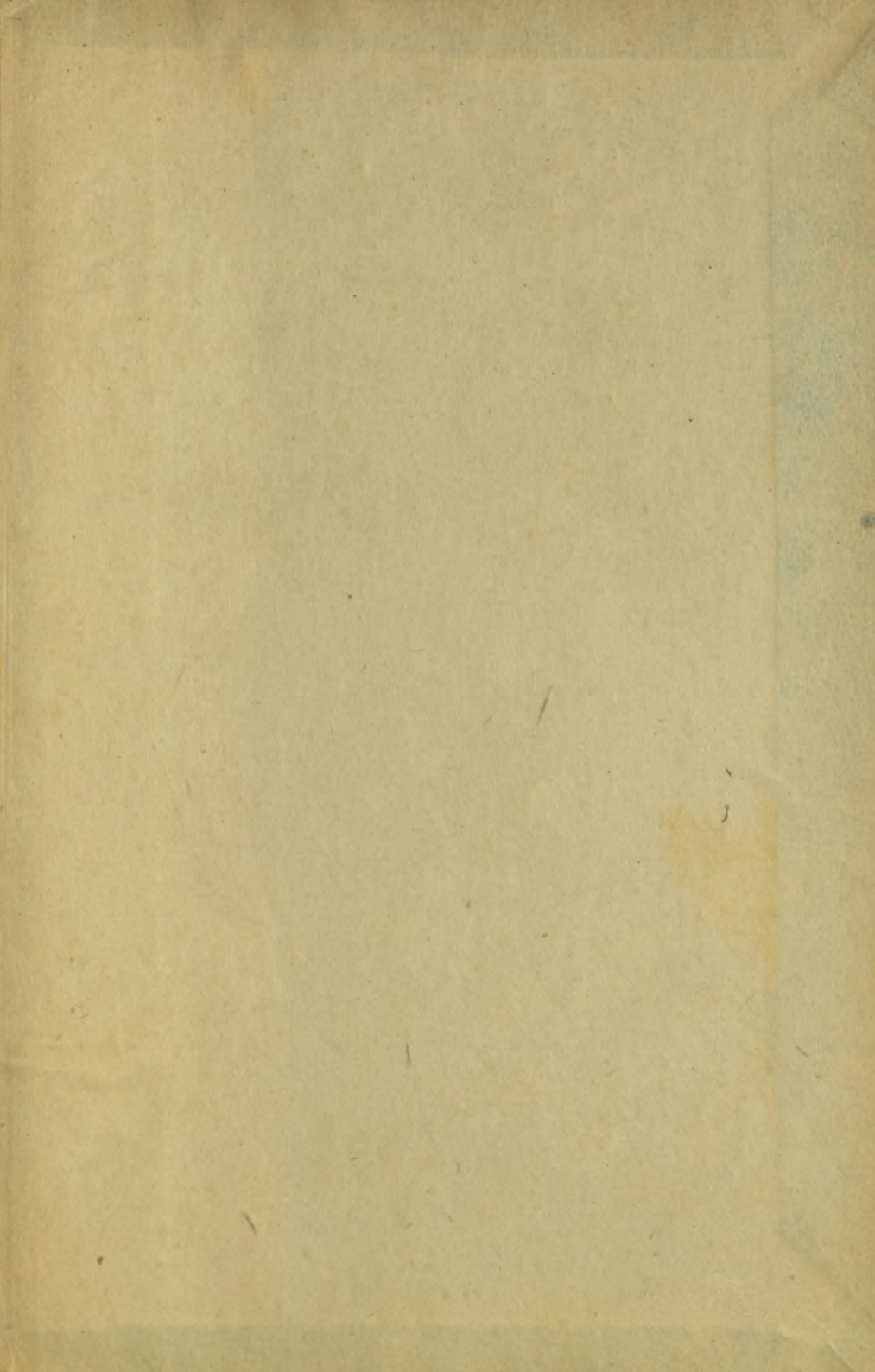
Soukup Jiří. Mosty klenute. Díl. I Provedění velkých kleneb dle najnovějších názorů a příloha. Praga 1900.

~~BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW~~

Ważniejsze omyłki.

		zamiast		czytaj
Str. 11	wiersz 17	z dołu „ „ „ „		Forbach
„ 11	„ „	„ „ 52		564
„ 13	„ 1	„ $\frac{1}{2}$		$\frac{l}{2}$
„ 14	„ 17	z góry 0,34		0·24
Tab. 41	r. 1			oznaczyć $p_1 p_2$ średnią wysokość sklepienia i nad-sypki na prawej i lewej stronie przekroju mn .
			h wysokość siły H nad początkiem sklepienia.	$h =$ wysokość siły H nad poziomą przez A .
Str. 20	wiersz 1	z góry $\frac{1}{2} p_2$		$\frac{1}{2} p_1$
„ 20	„ 3	„ $\frac{l}{2} - x$		$\frac{l}{2} + x$
„ 23	„ 7	z dołu zniżenie.... a podwyższenie		podwyższenie.... a zniżenie
„ 23	„ 3	„ rys. 2		r. 12
„ 24	„ 11	„ 35		5
„ 24	„ 17	„ rys. 8		rys. 2
„ 26	„ 9	z góry 90 (2n)		90-(2n)
„ 29	„ 2	„ tu		to
„ 33	„ 2	„ 21		41
„ 36	„ 7	z dołu 1, 20		1,10
„ 36	„ 6	„ 0,60 + 1,20		0,7 + 1,10
„ 36	„ 1	„ m		m^4
„ 37	„ 2	„ 0,8 = 0,5		0,8 + 0,5
„ 42	„ 12	„ 0,40		0,39
„ 44	„ 12	z góry 67,00·1·31,152		67,10...2,541,76
„ 48	„ 2	„ 7,19) u_1		7,19 u_1)
„ 50	„ 12	„ t. 54		t. 61
„ 52	„ 12	„ ciosów		szwów
„ 57	„ 1	„ t. 53		t. 85
„ 70	„ 9	„ h_3		h_2
„ 70	„ 14	z dołu t. 4 r. 26		t. 11 r. 2 b
„ 71	„ 16	z góry ciśnienia		sklepienia
„ 72	„ 6	z dołu 26		2b
„ 79	„ 16	„ r. 1		r. 6
„ 88	„ 9	z góry		C. Przyezólki i filary.
„ 102	„ 2	z dołu t. 123 r. 1.		t. 122 r. 2
„ 103	„ 3	z góry r. 6		r. 5
„ 103	„ 11	„ 76 i 36		76 r. 3 b
„ 103	„ 1	z dołu 122 r. 2		123 r. 1
„ 109	„ 4	z góry 128 r. 1		123 r. 6
„ 109	„ 2	z dołu 127		128

S. 61



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-338589

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000262735