



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000262737

Inż. Stanisław Przybylski

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA, TOM X.

MOSTY KAMIENNE

NAPISAŁ

Dr. MAKSYMILIAN THULLIE,

DYPL. INŻYNIER, PROFESOR SZKOŁY POLITECHNICZNEJ.

Wydanie II.

A. TEKST.



Cena za tekst i atlas 27 koron.



WE LWOWIE.

SKŁAD GŁÓWNY W KSIĘGARNI SEYFARTA i CZAJKOWSKIEGO

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

1908.

II - 338584

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

~~III 15413~~

Akc. Nr. _____

~~1754/49~~

Przedmowa do pierwszego wydania.

W szeregu podręczników budowy mostów, które od paru lat wydaję, przysła 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. Sądzę 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.

We Lwowie w czerwcu 1902.

Przedmowa do drugiego wydania.

Wydanie niniejsze jest znacznie rozszerzonym. Uwzględniłem w niem więcej mosty żelazno-betonowe, które coraz bardziej wchodzą w użycie, i wszelkie nowsze postępy w budowie mostów sklepionych.

Samo obliczenie mostów sklepionych kamiennych i mostów żelazno-betonowych omówiłem tylko pobieżnie, bo należy ono do teoryi mostów łukowych i żelaznobetonowych.

We Lwowie w kwietniu 1908.

Dr. Maksymilian Thullie.

SPIS RZECZY.

Wstęp	stronica
	1

A. Wiadomości wstępne.

I. Sity zewnętrzne.

§. 1. Ciężar ruchomy mostów kolejowych	2
§. 2. " " " drogowych	5
§. 3. " własny.	7

II. Materiał.

§. 4. Rodzaj muru	9
§. 5. Ciśnienie dopuszczalne	10
§. 6. Ciągnienie dopuszczalne	14
§. 7. Obciążenie dopuszczalne gruntu	15

B. Dźwigary główne.

III. Obliczenie dźwigarów głównych.

§. 8. Przepusty płytowe	16
§. 9. Różne teorie sklepień	18
§. 10. Ciężar ruchomy skupiony	19
§. 11. Wpływ nadsypki	21
§. 12. Obciążenie ciągłe.	22
§. 13. Wpływ zmiany ciepłoty na linię ciśnienia	24
§. 14. Wpływ zdjęcia krążyn.	25
§. 15. Wpływ przesunięcia się podpór	27

IV. Ustrój sklepienia.

§. 16. Przepusty płytowe	27
§. 17. Mosty belkowe żelaznobetonowe.	29
§. 18. Kształty łuków	30
§. 19. Węzłowia	33
§. 20. Wybór kształtu łuku	33
§. 21. Rozpiętość	36
§. 22. Grubość sklepienia i kształt łuku	39
§. 23. Sklepienie o poziomej linii obciążenia	40

VI

	stronica
§. 24. Sklepienie o dowolnej linii obciążenia	45
§. 25. „ obciążone jednostronnie	46
§. 26. Sklepienie trójprzegubowe	47
§. 27. Wzory doświadczalne dla grubości sklepień	48
§. 28. Grubość sklepień betonowych i żelaznobetonowych	53
§. 29. Cel przegubów	60
§. 30. Przeguby kamienne	60
§. 31. Przeguby ołowiane	63
§. 32. Przeguby żelazne	66
§. 33. Układ szwów w sklepieniu ceglanem	68
§. 34. „ „ „ ciosowem	69
§. 35. Połączenie sklepienia z murem czołowym	70
§. 36. Sklepienia betonowe	71
§. 37. „ żelaznobetonowe	72
§. 38. Ustrój sklepień żelaznobetonowych	73
§. 39. Obliczenie natężeń w sklepieniach żelaznobetonowych	74
§. 40. Wyznaczenie wymiarów sklepień Moniera i Hennebique'a	78
§. 41. Obliczenie sklepień Melana i Wünscha	80

V. Nadmurowanie i mury pachwinowe.

§. 42. Cel nadmurowania	81
§. 43. Ustrój „	81
§. 44. Nadsypka	82
§. 45. Rodzaje murów pachwinowych	83
§. 46. Ustrój murów i sklepień pachwinowych	85
§. 47. Wołowe oczy	88

VI. Pomost.

§. 48. Spadek podłużny pomostu	88
§. 49. Pomost mostów drogowych	89
§. 50. „ „ kolejowych	90
§. 51. Poręcze	90
§. 52. Architektura poręczy	92
§. 53. Gzysms główny	93

VII. Odwodnienie mostu.

§. 54. Potrzeba i sposób odwodnienia	94
§. 55. Powłoka	95
§. 56. Odwodnienie przez klucz	96
§. 57. „ „ boki lub węzłowie sklepienia	98
§. 58. „ „ mury czołowe	99
§. 59. „ „ filary	99
§. 60. „ „ poza przyczółki	100
§. 61. Wybór rodzaju odwodnienia	101

VIII. Przepusty.

§. 62.	Założenie przepustów	101
§. 63.	Przepusty z dnem pochyłym	103
§. 64.	Przykrycie przepustów pochyłych	104
§. 65.	Wpad przepustu	104
§. 66.	Przepusty pod wysokimi nasypami	105
§. 67.	Przepusty owalne i rurowe	106

C. Przyczółki i filary.

IX. Przyczółki.

§. 68.	Zasada obliczenia przyczółków	107
§. 69.	Przyczółki z przyporami	108
§. 70.	Kształt przyczółka	109
§. 71.	Grubość przyczółka	109
§. 72.	Inne wzory dla grubości przyczółków	111
§. 73.	Kierunek szwów w przyczółku	113
§. 74.	Mosty bez przyczółków	113
§. 75.	Przyczółki wydrążone	114

X. Filary.

§. 76.	Obliczenie filarów	115
§. 77.	Kształt filarów	116
§. 78.	Wzory doświadczalne dla grubości filarów	118
§. 79.	Szerokość i boki filaru	121
§. 80.	Filary wydrążone.	122
§. 81.	Głowice.	123
§. 82.	Filary lądowe	123
§. 83.	„ dla nierównych sklepień	124
§. 84.	Wiadukty piętrowe	126

XI. Mosty kanałowe i wodociągowe.

§. 85.	Uwagi ogólne	128
§. 86.	Łożysko kanału i droga holownicza	129
§. 87.	Sklepienia i filary	131

D. Mosty ukośne.

XII. Mosty ukośne ze sklepieniami prostymi.

§. 88.	Ogólne uwagi	131
§. 89.	Jednolite sklepienie proste	132
§. 90.	Łęki proste przesunięte	133

VIII

XIII. Sklepienia ukośne.

stronica

§.	91. Uwagi ogólne	133
§.	92. Układ prostokątny	134
§.	93. Układ ślimakowaty	136
§.	94. Inne układy	136
§.	95. Stałość sklepień ukośnych	137

E. Wykonanie sklepień mostów kamiennych

XIV. Rusztowania krążynowe.

§.	96. Uwagi ogólne	139
§.	97. Ustrój rusztowań krążynowych	140
§.	98. Obliczenie rusztowań krążynowych	143
§.	98. Zasady ustroju rusztowań krążynowych	144
§.	99. Krążyny żelazne	145
§.	100. Wieniec	146
§.	101. Opierzenie	146

XV. Wykonanie sklepień.

§.	103. Rusztowania mostów belkowych żelazno-betonowych	147
§.	104. Ustawienie rusztowań krążynowych	147
§.	105. Wykonanie samych sklepień	148
§.	106. Wykonanie belek i sklepień żelazno-betonowych	150
§.	107. Zdjęcie krążyn	151
§.	108. Wykończenie mostów sklepionych	153

I. Dodatek.

Wyznaczenie wymiarów metodą Färbera.

§.	109. Zasada wyznaczania wymiarów	153
§.	110. Łuk trójprzegubowy	154
§.	111. Rozkład obciążenia w przekroju poprzecznym mostu	154
§.	112. Wymiary szwów prostokątnych	156
§.	113. Równanie osi sklepienia trójprzegubowego	157
§.	114. Wymiary sklepienia	161
§.	115. Umieszczenie przegubów	164
§.	116. Rozpiętość w świetle	165
§.	117. Przykład	169

II. Dodatek.

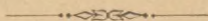
Architektura mostów kamiennych.

§.	118. Wstęp	170
§.	119. Ogólne zasady estetyczne	170

§. 120.	Inne prawidła	171
§. 121.	Ściany	171
§. 122.	Członki architektoniczne	172
§. 123.	Gzyms cokołowy	173
§. 124.	„ wstęgowy	174
§. 125.	„ główny	174
§. 126.	Ząbki	175
§. 127.	Wsporniki	175
§. 128.	Fryzy	176
§. 129.	Gzymsy dźwigające	176
§. 130.	Łęk i mur czołowy	177

III. Dodatek.

§. 131.	Literatura	178
---------	----------------------	-----



Omyłki druku.

str.	4 wiersz	7 góry	zamiast	ma być
			10 <i>m</i>	10 <i>cm</i>
"	15	" 6 "	zakładów	zeskładów
"	30	" 6 "	20 <i>m</i>	20 <i>cm</i>
"	31	" 1 "	koszkowy	koszkowny
"	39	" 12 "	$\gamma r_0 q_0$	$\gamma r_0 z_0$
"	39	" 12 "	q_0	z_0
			l	l^2
"	39	" 19	$\frac{8f}{8f}$	$\frac{8f}{8f}$
"	41	" 1 "	wst ³ ξ	wst ² α
"	41	" 4 z dołu	$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(1+\varepsilon)}$	$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(1-\varepsilon)}$
			$\frac{\gamma d_0 y}{H}$	$\frac{-\gamma d_0 y}{H}$
"	41	" 10 "	$\frac{H}{H}$	$\frac{H}{H}$
"	47	" 8 z góry	20)	21)
"	47	" 5 z dołu	$x = \frac{1}{2}$	$x = \frac{1}{2}$
"	56	" 10 z góry	$e + \frac{p}{2}$	$e + \frac{p}{2}$
"	56	" 6 z dołu	$d \sec^2 \alpha$	$d_0 \sec^2 \alpha$
"	66	" 1 z góry	$l > \frac{1}{f_5}$	$b > \frac{1}{5}$
"	96	" 17 "	10 <i>cm</i>	10 <i>mm</i>
"	96	" 8 z dołu	miejskiej	miejskiej w Wiedniu
"	108	" 0 z góry		C. Przyczółki i filary.

W S T Ę P.

Mosty kamienne (n. *steinerne Brücke*, cz. *most klenuty*) używane są od czasów bardzo dawnych. Znamy bardzo wiele mostów kamiennych, zbudowanych przez Rzymian, a od tego czasu aż do XIX stulecia budowano jedynie mosty drewniane i kamienne. W XIX stuleciu niezwykły rozwój mostów żelaznych usunął wprawdzie mosty kamienne na drugi plan, jednak nie wyparł ich nigdy zupełnie. W ostatnich czasach mosty kamienne znowu zaczęły ze skutkiem współzawodniczyć z żelaznymi nawet dla wielkich rozpiętości ¹⁾.

Widzimy stąd, że dział budowy mostów, o których 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, jakoteż wprowadzeniem materiału żelaznobetonowego.

Jak i przy innych mostach rozróżniamy przy mostach kamiennych filary, pomost i dźwigary główne, najczęściej sklepienia.

Wobec tego otrzymamy następujący podział przedmiotu:

A. Wiadomości wstępne.

¹⁾ Jako przykład podajemy fakt następujący: Dla budowy nowego mostu na Reussie w Bremsgarten rozpisano konkurs na projekty, których wpłynęło 26, z tego 11 tylko mostów żelaznych, reszta kamiennych i betonowych. Nagrodzono tylko mosty kamienne i betonowe (*Schweizerische Bauzeitung*, 1903 str. 122); koszta mostów żelaznych wynosiły według ofert 225000 do 300 008 fr., kamiennych 147 860 do 337 839 fr., a betonowych 189 100 do 321 000 fr., a więc były przeciętnie takie same, jak żelaznych.

- B. Dźwigary główne.
- 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 teorii mostów*) znamy rozmaite rodzaje sił zewnętrznych, działających na mosty. Powiemy więc tu 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, drugorzędną czy też wąskotorową, przyjmujemy odnośne ciężary parowozów i wozów, podane w Podręczniku Teorii Mostów, względnie kursujące na danej kolei. W Austrii przyjąć musimy pociąg normalny.

Rozporządzenie austr. ministr. kolei z dnia 28 sierpnia 1904 §. 7. 10.

I. Norma obciążenia. 10. Dla kolei o pełnej szerokości toru: dwa parowozy z jaszczykami, przedstawione na tab. 1 rys. 2 i z drugiej strony dołączone wozy według tab. 114 rys. 1.

O ile mniej, aniżeli pięć osi o rozstępach po 1·4 m, z których jedną na miejscu najniekorzystniejszym przyjąć należy z obciążeniem 20 ton, a inne z obciążeniem 16 ton, działają niekorzystniej, aniżeli parowóz wyżej przedstawiony, natenczas należy dla obliczenia małych mostów, tudzież poprzecznic i podłużnic przyjąć za podstawę to obciążenie.

II. Norma obciążenia. 11. Dla takich kolei o pełnej szerokości toru, dla których nie jest przepisana powyższa I. norma obciążenia: dwa parowozy z jaszczykami, przedstawione na t. 3 rys. 7a lub dwa parowozy jaszczykowe, przedstawione na rys. 7b i w obydwu przypadkach dołączone z jednej strony wozy według tab. 114 rys. 1. Mosty mają odpowiadać obydwu rodzajom parowozów.

O ile dwie osie, oddalone od siebie o 1·2 m, z których jedną na miejscu najniekorzystniejszym przyjąć należy z obciążeniem 16 ton, a drugą

*) Podręcznik Teorii Mostów. Część I. tom I. wyd. II. str. 4.

z obciążeniem 14 ton, albo też tylko jedna oś z obciążeniem 16 ton działają niekorzystniej, niż parowozy rys. 7a i 7b, natenczas należy dla obliczenia małych mostów, tudzież poprzecznic i podłużnic, przyjąć najniekorzystniejszy rodzaj obciążenia.

III. *Norma obciążenia.* 12. Dla kolei o szerokości toru 760 mm: dwa parowozy jaszczykowe, przedstawione na tabl. 114 rys. 4 i dołączone z jednej strony wozy, a to:

- a) według rys. 6 dla kolei bez jazdy na podwoziach lub
- b) według rys. 3 dla kolei z jazdą na podwoziach.

Przy małych rozpiętościach i małych nadsypkach należałoby uwzględnić ciężary skupione kół, o czym 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.

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. l. 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 na długości równej odstępowi kół skrajnych więcej 2z.

Jeżeli p oznacza obciążenie na metr bieżący toru, a chcielibyśmy 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

$$p' = \frac{p}{2.5} = 0.4 p \text{ t/m} \dots \dots \dots 1)$$

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

$$p' = \frac{p}{4} = 0.25 p \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots 2)$$

Równanie 1) daje wynik za niekorzystny, 2) za korzystny, bo chociaż ciśnienie rozkłada się na całą szerokość, to prze-

*) Por. Mosty Drewniane, część I. wyd. II. str. 16.

cież nie rozkłada się na całą szerokość jednostajnie, dlatego zbliżymy się do rzeczywistości, jeżeli przyjmiemy średnią wyników rów. 1) i 2), a zatem

$$p' = 0.33 p = \frac{1}{3} p \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots 3)$$

Koleje państwowe austriackie przyjmują, że szyna o podstawie 10 ^{cm} ~~m~~ rozdziela ciśnienie pod kątem 45° (t. 44. r. 3) tak, że ciśnienie *C* rozdziela się przez podkład i żwir na szerokość *ab* jednostajnie. Ponieważ jednak przy odstępnie szyn *s* = 1.5 m, a tembardziej mniejszym, długości *ab* i *a₁b₁* zachodzą na siebie, więc właściwiej byłoby liczyć na równy rozdział ciężarów 2 *C* na długości *ab₁*.

Jeżeli *s* = 1.5, *z* = 0.8, to *ab₁* = 1.5 + 1.0 + 2 · 0.8 = 3.2, więc

$$p' = \frac{p}{3.2} = 0.31 p \dots \dots \dots 4)$$

a więc wynik małego różny od 3).

Jeżeli ponad sklepieniem znajduje się większa nadsypka, niż 1 m, to musimy uwzględnić wysokość nadsypki *h* (t. 1. r. 3b).

Jeżeli przyjmiemy, że kąt przy *A*, wedle którego rozdziela się ciśnienie, jest 45°*), to *b₁* = *AB* = 2.5 + 2 *h*. 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 zupełnego obciążenia mostu sklepionego o rozpiętości 6 m, dla kolei głównej i nadsypki 0.8 m.

Na długości 6 m mieści się 5 osi parowozu normalnego, więc ciężar wynosi 5 · 16 = 80. Ciężar ten działa na długości 4 · 1.4 + 2 · 0.8 = 7.2 m, możemy zatem przyjąć $p_2 = \frac{80}{7.2} = 11.1 \text{ t/m}$,

$$\text{a wedle 3) } p' = \frac{1}{3.2} p = 3.46 \text{ t/m}^2$$

Jeżeli ciężar ten zamienimy na warstwę muru o ciężarze gatunkowym 2.2, to wysokość tej warstwy $h' = \frac{3.46}{2.2} = 1.57 \text{ m}$. Ciężar ten okaże się jednak mniejszym, jeżeli uwzględnimy, że nadsypka w węzłowie jest większą (t. 44, r. 2). Rozkład równy przyjmujemy na długości (*A₁ B₁*), po-

*) Foerster przyjmuje kąt 35°, ale punkty *A* i *B* bierze na przecięciu się linii pochyłych w podniebieniu sklepienia.

nieważ linia rozkładu ciśnienia przez żwir nie przecina nadmurowania, co zresztą byłoby i tak za korzystne,

więc $p_2 = \frac{80}{10 \cdot 25} = 7.8 \text{ t/m}$, zaś $p' = \frac{1}{3 \cdot 2} p = 2.44 \text{ t/m}^2$, więc $h' = \frac{2.44}{2.2} = 1.1 \text{ m}$.

2. Wyznaczyć należy ciężar zastępczy dla obciążenia zupełnego i połowy mostu sklepionego o rozpiętości 24 m dla kolei głównej. Nadsypka w kluczu 0.8, na podporach 3.80 (t. 44. r. 1).

Na długości 24.00 m zmieszczą się dwa parowozy i jaszczyk, zatem ciężar wynosi $2 \times 60 + 39 = 199 \text{ t}$. Ciężar ten rozkłada się na długości $8 \times 1.4 + 5 \times 4 + 2 \times 1.5 + 2 \times 0.8 = 24.80 \text{ m}$. Stąd otrzymamy $p_2 = \frac{199}{24.8} = 8.1 \text{ t/m}$,

$p' = \frac{1}{3 \cdot 2} p = 2.53 \text{ t/m}^2$ wedle 3). Jeżeli ciężar zamienimy na warstwę muru

o cięż. gat. 2.2, to wysokość $h' = \frac{2.53}{2.2} = 1.15 \text{ m}$.

Ciężar ten okaże się jednak mniejszym, jeżeli uwzględnimy, że nadsypka w węzłowie jest większą, mianowicie wynosi 3.80. Rozkład równy przyjmujemy na długości m , to znaczy do punktów w połowie odstępów sąsiednich ciężarów. Długość ta wynosi 26.30, a więc $p_2 = \frac{199}{26.3} =$

$= 7.56 \text{ t/m}$, $p' = \frac{1}{3 \cdot 2} p = \frac{1}{3 \cdot 2} 7.56 = 2.36 \text{ t/m}^2$, jeżeli ten ciężar zamienimy na

warstwę muru, to $h' = \frac{2.36}{2.2} = 1.07 \text{ m}$. Zwrócić tu musimy jednak uwagę, że rozważane tu obciążenie dwoma parowozami, kominami do siebie zwróconymi, jest za niekorzystne. Zazwyczaj wystarczy, gdy przyjmiemy jeden parowóz za drugim.

Jeżeli tylko połowa mostu jest obciążona, to na długości 12 m zmieści się tylko (t. 44 r. 1 prawa strona) $4 \cdot 16 + 3 \cdot 13 = 103 \text{ t}$. Rozłoży się ten ciężar równo na długości $2 + 2 \cdot 1.5 + 4 + 3 \cdot 1.4 + 0.7 = 13.9 \text{ m}$. Stąd $p_2 = \frac{103}{13.9} =$

$= 7.41 \text{ t/m}$, $p' = \frac{1}{3 \cdot 2} p = \frac{1}{3 \cdot 2} \times 7.41 = 2.31 \text{ t/m}^2$, więc $h' = \frac{2.31}{2.2} = 1.05 \text{ m}$.

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

§. 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 za-

tem uwzględniać ciężary skupione, dla większych nadsypek, albo większych rozpiętości można przyjąć ciężar jednostajnie rozłożony tłumy 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. 1 r. 4 i 5), którego ciężar wynosi 14, 18, a nawet 20 i 25 t.

Rozporządzenie austr. ministerstwa kolejowego §. 7. D.

32. Wszystkie mosty na gościńcach i drogach wraz z kładkami i zeskładami chodników przy mostach kolejowych dzieli się na trzy klasy, dla których ustanawia się normalne obciążenia, podane w następujących ustępach 33, 34 i 35, o ile wyjątkowo nie wydano osobnych przepisów.

33. *Mosty pierwszej klasy:* a) Wozy ciężarowe czterokołowe, całkowitej wagi po 12 ton, długości (bez dyszla) 7·8 m, szerokości 2·5 m, z rozstępem osi 3·8 m, z szerokością toru 1·6 m, zaprzężone 4 końmi, ważącymi razem 3 tony na 7·2 m długości, jak t. 44, r. 4.

b) Tłum ludzi 460 kg na 1 m^2 .

c) Parowy wałek drogowy całkowitej wagi 18 ton (z czego przypada 8 ton na wałek przedni, a po 5 ton na każdy z obu wałków tylnych), długości 6·1 m, całkowitej szerokości 2·5 m, z rozstępem osi 3·5 m, z rozstawą wałków tylnych w świetle 1·3 m, o szerokości wałka przedniego 1·4 m, a każdego wałka tylnego 0·5 m, jak t. 1 r. 4.

34. *Mosty drugiej klasy:* a) Wozy ciężarowe 4-kołowe, całkowitej wagi po 8 ton, długości (bez dyszla) 5·4 m, szerokości 2·4 m, z rozstępem osi 2·8 m, z szerokością toru 1·5 m, zaprzężone parą koni, ważącą 1·5 ton na długości 3·6 m, jak t. 44 r. 5.

b) Tłum ludzi 400 kg na 1 m^2 .

c) Parowy wałek drogowy całkowitej wagi 14 ton (z czego przypada 6 ton na wałek przedni, a po 4 tony na każdy z obu wałków tylnych), długości 5·3 m, całkowitej szerokości 2·4 m, z rozstępem osi 3·0 m, z rozstawą wałków tylnych w świetle 1·1 m, o szerokości wałka przedniego 1·2 m, a każdego wałka tylnego 0·4 m, jak t. 1 r. 5.

35. *Mosty trzeciej klasy:* a) Wozy ciężarowe 4-kołowe, całkowitej wagi po 3 ton, długości (bez dyszla) 4·8 m, szerokości 2·3 m, z rozstępem osi 2·4 m,

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

z szerokością toru 1·4 m, zaprzęzone parą koni, ważącą 1 tonę na długości 3·2 m, jak t. 44 r. 6.

b) Tłum ludzi 340 kg na 1 metr kwadratowy.

37. Rozdzielenie ciśnienia koła uwzględnia się, przyjmując, że ciśnienie na pomoście żwirowanym lub betonowanym o średniej wysokości „*h*“ pokrycia rozdziela się na szerokość $10+2h$ w centymetrach, a, jeżeli nad pokryciem leżą jeszcze ewentualnie kamienie brukowe o szerokości „*b*“, na szerokość „ $b+2h$ “.

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 i wałek parowy, zatem ciężar wynosi $12+18=30$ t, a stąd $p=\frac{30}{12}=2\cdot5$ t/m, a że szerokość wozu i wałka

wynosi 2·5 m, więc $p'=\frac{2\cdot5}{2\cdot5}=1\cdot00$ t/m². Stąd $h'=\frac{1}{2\cdot2}=0\cdot45$ m.

Na połowie mostu mieści się sam wałek parowy, więc 18 ton, zatem $p=\frac{18}{6}=3$ t/m, a że szerokość wałka wynosi 2·5 m, $p'=\frac{3}{2\cdot5}=1\cdot2$ t/m², stąd $h'=\frac{1\cdot2}{2\cdot2}=0\cdot55$ m.

Przy obliczaniu tem nie uwzględniono jeszcze rozdziału ciśnienia przez nadsypkę, podobnie jak przy moście kolejowym, bo tu zwyczajnie nadsypka jest mniejsza.

§. 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.

ciężar żwirówki mostu kolejowego	2000 kg/m ³
„ „ „ „ drogowego	2200 „
„ bruku kamiennego na piasku średnio	2500 „
„ nadsypki wedle tego, czy więcej piasku czy gliny	1800 do 2000 „
„ muru z cegieł suchego	1600 „
„ „ „ „ mokrego	1800 „
„ „ z kamienia łamanego piaskowca	2200 „
„ „ „ „ „ wapniowego	2300 „
„ „ „ „ „ granitu	2500 „
„ betonu	2200 „
„ betonu wzmocnionego	2400 „

Rozporządzenie austr. ministerstwa kolejowego z dnia 28 sierpnia 1904 §. 7. A. 4.

4. Za podstawę obliczenia ciężaru własnego zeskładu mostowego i obciążenia stałego służą dla poszczególnych materiałów budowlanych następujące ciężary gatunkowe, a mianowicie:

dla 1 m ³	żelaza spawalnego	7·80 ton
„	„ żelaza zlewne go	7·85 „
„	„ surowego żelaza lanego	7·30 „
„	„ stali	7·90 „
„	„ drzewa (świerkowego, modrzewiowego, jodłowego, sosnowego)	0·90 „
„	„ drzewa (dębowego i bukowego)	1·00 „
„	„ bruku drewnianego	1·10 „
„	„ piasku	1·60 „
„	„ żwiru	1·90 „
„	„ gliny, ziemi	1·80 „
„	„ bruku kamiennego wedle gatunku kamienia 2·50 do	3·00 „
„	„ asfaltu lanego	1·20 „
„	„ muru z kamienia ciosowego	2·60 „
„	„ muru z kamienia łamanego i to z wapienia	2·40 „
„	„ muru z kamienia łamanego i to z piaskowca	2·20 „
„	„ muru z cegieł	1·60 „
„	„ muru z zendrówek	1·90 „
„	„ muru z betonu 2·00 do	2·50 „

Jeżeli w murze znajdują się otwory, to musimy je przy wyznaczaniu ciężaru, względnie linii obciążenia sprowadzonej *) odpowiednio uwzględnić.

Wartości powyżej podane są to tylko wartości przeciętne. Jeżeli chodzi o zbadanie wytrzymałości mostu, którego materiał jest znany, wypadaloby wyznaczyć wprost ciężary gatunkowe dla tego wypadku.

Jeżeli nad sklepieniem znajduje się ziemia, to dopóki nadmurowanie lub grzbiet sklepienia jest nachylony do poziomu mniej, niż wynosi kąt tarcia, ciśnienie ziemi jest pionowe i równa się wprost ciężarowi ziemi. Przy większem nachyleniu parcie ziemi jest ukośne, wyznaczyć je należy wedle prawideł, wyłożonych w statyce budowli.

*) Por. Podr. Statyki Budowli, II wyd. str. 391.

II. Materiał.

§. 4. Rodzaj muru.

Mosty kamienne budujemy albo z kamieni naturalnych, albo sztucznych, do pierwszych należą ciosy i kamień łamany, do drugich cegły, beton i beton wzmocniony. Kamieni naturalnych używamy do budowy mostów wtedy, gdy je mamy w pobliżu w dobrej jakości, w przeciwnym razie uciekamy się do kamieni sztucznych.

Ciosy (n. *Quaderstein*) sąto kamienie naturalne, obrabiane narzędziami kamieniarskimi. Używają się one dla wielkich rozpiętości z powodu wielkiej wytrzymałości na ciśnienie. Średnie wymiary ciosów są: szerokość 0·5 do 0·6 *m*, długość 0·8 do 1·0 *m*, grubość 0·20 do 0·5 *m*. Nieraz jednak używa się i większych ciosów, szerokość i długość wzrasta nierzadko do 1·5 *m*. Czasem spotykamy jeszcze większe wymiary. I tak przy moście Neuilly w Paryżu są ciosy o wymiarach $b=1·62$, $l=1·80$, $h=0·46$ *m*, których objętość wynosi zatem 1·34 *m*³. Sąto jednak wyjątkowe wymiary; zwykle największe ciosy nie mają więcej, niż 1 *m*³, objętości. Tak wielkie ciosy zresztą przedstawiają poważne trudności w ustawianiu na miejscu. We Francyi ciosów używają tylko do bardzo wielkich mostów, jakoteż do łęków czołowych. Przy budowie kolei Arulańskiej budowano wszystkie mosty sklepiene o rozpiętości większej, niż 20 *m*, z ciosów, przy kolei Stanisławów-Woronienka dopiero dla rozpiętości 40 *m*.

Przy większych mostach ustawia się ciosy na sucho i wlewa się potem lub wsuwa cement w szwy 15 do 30 *mm* 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*, cz. *lomový kámen*). Z kamienia łamanego robią się nie tylko 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 wystaje do 4 *cm* poza lice muru. Grubość warstwy takiej wynosi zwykle około 25 *cm*, długość kamieni 40 do 70 *cm*.

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 np. przyczółki kamienne, sklepienie ceglane. Niezupełnie stosownem jednak jest używanie rozmaitych materiałów dla jednej i tej samej części mostu np. 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 łęk na froncie z ciosu, resztę sklepienia z innego materiału (t. 2 r. 1 i 2) lub też ciosami uwydatniamy krawędzie muru (t. 10 r. 2).

W nowszych czasach coraz częściej używają betonu do sklepień, a nawet i całych mostów (t. 2), używają sztucznych ciosów betonowych, a często też wstawiają 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 budowli *), pomimo tego zastanowimy się 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 sklepienie dość niedokładnie, teraz zaś uwzględniamy wiele okoliczności przedtem pomijanych. I tak zwykle uwzględniamy teraz wpływ obciążeń jednostronnych, przy większych sklepieniach nawet zapomocą linii wpływowych, czasem wpływ siły podłużnej na linię ciśnienia, zboczenie linii ciśnienia, zmiany ciepłoty. Jasną jest rzeczą, że im dokładniej uwzględniamy te

*) Por. Podr. Statyki Budowli, wyd. II, str. 56.

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 wstrząsnień, to możemy dla największego ciśnienia przyjąć $\frac{1}{7}$ 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. Böhme w Berlinie robił doświadczenie z murem ceglany i otrzymał stosownie do zaprawy dla muru $p\%$ wytrzymałości cegły, a mianowicie:

				p	
dla zaprawy złożonej z	1	części	wapna	}	44%
	2	"	piasku		
"	7	"	wapna	}	48%
"	1	"	cementu		
"	16	"	piasku	}	55%
"	1	"	cementu		
"	6	"	piasku	}	63%
"	1	"	cementu		
"	2	"	piasku	}	63%
"	2	"	piasku		

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

$$\eta = 0.48 \mu_k + 0.19 \mu_z \dots \dots \dots 7)$$

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 nie mamy dość licznych doświadczeń, aby można stanowczą regułą ustawić. Reinhard robił doświadczenia takie i otrzymał po 17 dniach $\mu = 340$ do 401, dla granitu 450 kg/cm^2 , przyczem

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	621 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 szwu, że mur z zaprawą czysto cementową ma wytrzymałość mniejszą niż ciosu, a mur o szwach bez zaprawy wytrzymałość ciosu.

Heinzerling twierdzi, że natężenie największe, jakie znajdujemy w kluczu mostów sklepionych wykonanych, jest proporcjonalne 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	—

Koleje włoskie przyjmują:

dla $6 < l < 15$	$\tau = 6$ do 13 kg/m^2
„ $15 < l < 20$	$\tau = 13$ „ 16 „
„ $20 < l < 30$	$\tau = 16$ „ 19 „

Jeżeli rzeczywiście Heinzerling znalazł natężenie dopuszczalne o tyle większe dla większych rozpiętości, to powodem tego jest najprzód ta okoliczność, że oznaczał je dla obciąż-

żenia 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 nie stały się zanadto wielkie, używamy też wtedy wyborowych materyałów. Następnie błędy wykonania i materyału, a także i wietrzenie są o wiele niebezpieczniejsze dla cienkich sklepień, dlatego nie schodzimy z grubością sklepienia poniżej pewnej granicy, a wreszcie wpływ wstrząśnięć, 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 ceglany na cemencie	14
mur z ciosów	14
i wyżej wedle wytrzymałości ciosów:	
beton	30

Jeżeli obliczenie jest zupełnie ściśle, 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:

	kg/cm^2
Kolej Arulańska w filarach	7
" " w sklepieniu	12
" berlińska miejska, filary	7
" " " sklepienia	9
Wiadukt Indre ($h=23\ m$)	4·6
" Morlaix ($h=58\ m$)	8·1
" Chaumont ($h=50\ m$)	10·0
Most Neuilly w Paryżu na Sekwanie ($l=39\ m$)	12·8
Kolej Arulańska na Wäldlitobel (kamień łamany)	14
Most Zgody w Paryżu na Sekwanie ($l=31\ m$)	17·0

	<i>kg cm²</i>
Most św. Trójcy we Florencyi ($l=29\ m$) . . .	15·4
„ na Prucie w Jaremczu ($l=65\ m$) . . .	27·5
„ na Petrusse w Luksemburgu ($l=84\ m$). . .	28
„ betonowy pod Erbach ($l=25\ m$) . . .	29
„ na Nagoldzie pod Teinach ($l=33\ m$) . . .	29·3
Wiadukt du Gour Noir ($l=64·94\ m$).	30·4
Most betonowy na Dunaju w Munderkingen (przegubowy) ($l=50\ m$).	38
„ na ulicy Wałowej w Ulmie ($l=65·5$) przegub. żel.-betonowy	40
Most na Murgu pod Hesselbach ($l=30\ m$) . . .	45
„ nad doliną Syra pod Plauen ($l=90$, ka- mień łamany)	49·5
„ na Addzie pod Morbegno ($l=70$, kamień łamany)	56
„ na Forbachu pod Baiersbronn przegu- bowy ($l=25$)	56·4
„ na Rio Candal w Mières (Hiszpania) ($l=35$, żelazno-betonowy)	64
„ próbny w Souppes (podczas zawalenia się)	70

Huss proponuje dla większych sklepień następane natężenie dopuszczalne muru ze szwami:

$$\text{dla } l=30 \quad 120\ m$$

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

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

§. 6. Ciągnięcie dopuszczalne.

Wiadomo już ze statyki budowli, że dla muru nie dopuszczamy wcale ciągnięcia. Wprawdzie nie tylko kamienie i cegły, ale także zaprawa hydrauliczna, a nawet i wapienna posiada pewną wytrzymałość na ciągnięcie, ale najprzód wytrzymałość ta jest stosunkowo małą, a dalej nie wszystkie szwy są wszędzie zaprawą wypełnione. Często też zdarza się, że kamienie 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 12 do 20 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 pęknięcia betonu nie dopuszczają wcale ciągnięcia dla betonu.

Dla ^{żelazno}zskładów żelazno - betonowych (Moniera, Wünsch, Melana, Hennebiqua) możemy dopuścić znacznie większe ciągnięcie, bo pęknięcie betonu nie przedstawia tu bezpośrednio niebezpieczeństwa, wtedy wchodzi w grę części żelazne zeskładu, które pracują na ciągnięcie. Obliczenie następuje wtedy z uwzględnieniem pęknięcia betonu.

§. 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 mieszanego 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 8 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 w r. 1902. można przyjmować następnne ciśnienia fundamentu na grunt budowlany:

	<i>kg/cm²</i>
1. Glina i il bardzo wilgotny, piasek w warstwie bardzo mialki do	10
2. Glina i średnio wytrzymały il i średnio wilgotny albo bardzo zmieszany z ilem, ale suchy piasek do	20
3. Opoka, zbity il i suchy piasek z małą domieszką ilu	40
4. Zbity gruby piasek, żwir	60
5. Pulchna ziemia napojona wodą, fundacya na palach (przy średnim oddaleniu pali 1 m najwyżej i pod wodą wgłębną) na 1 cm ² prze- kroju pala	25

B. Dźwigary główne.

III. Obliczenie dźwigarów głównych.

§. 8. Przepusty płytowe.

Dźwigary główne są przy mostach kamiennych zazwyczaj sklepienia. Belek prostych używamy tylko dla bardzo małych rozpiętości w kształcie płyt kamiennych, a dla trochę większych rozpiętości do 26 m budujemy też belki żelazno-betonowe.

Sposób obliczania belek żelaznobetonowych znany jest ze statyki budowli i teorii mostów, tu powiemy jeszcze parę słów o obliczeniu przepustów płytowych.

Obliczenie grubości płyty nie jest trudnem, obliczamy ją na złamanie wedle znanych wzorów.

Jeżeli ciężar P , działający na płytę, umieścimy w środku rozpiętości (t. 1 r. 3a), 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 natężenie 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 jednak wysokość nadsypki $z \ll 1 m$, to możemy przyjąć, że ciężar ruchomy rozdziela się równo na całą rozpiętość. Nazwijmy ciężar jednostkowy p , to z 8) otrzymamy

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

Natężenie 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

$$c = 0.5 + 0.10 l' m \dots \dots \dots 10)$$

Heinzerling przyjmuje podobnie

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } z = < 1.5 m \quad c = 0.10 + 0.20 l' m \\ \text{,, } z > 1.5 m \quad c = 0.12 + 0.24 l' m \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 11)$$

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) $l = 1.25 \cdot 0.5 = 0.625 m$.

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

$$c = \sqrt{\frac{3 \left(3000 + \frac{13.75 \cdot 62.5}{2} \right) 62.5}{50 \cdot 5}} = 26.9 cm.$$

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

$$p = \frac{3000}{2 \cdot 0.625} = 2400 \text{ kg/cm},$$

zatem wedle 9)

$$c = \frac{62.5}{2} \sqrt{\frac{3(24+1375)}{50 \cdot 5}} = 21.0 \text{ cm}.$$

§. 9. Rozmaite teorye sklepień.

Wedle ustroju sklepienia różnią się też sposoby jego obliczenia. Rozróżnić musimy przedewszystkiem sklepienia, składające się z pojedynczych kłińców od sklepień jednolitych betonowych.

Jeżeli w szwach niema wcale zaprawy lub jej nie uwzględniamy, to zawalenie się sklepienia nastąpić może tylko przez obrót kłińców około krawędzi, przyczem szwy się otwierają. Teorya ta nazywa się krawędziową (n. *Kantungstheorie*) i została ogłoszoną w r. 1773 przez Coulomba. Dawniejsza teorya de la Hire'a (1712) zasadzała się na mylnem przypuszczeniu, że zawalenie się sklepienia następuje wskutek przesunięcia się kłińców.

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

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. 1 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 niedawnego czasu 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 teorię 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 której styczna jest poziomą.

Przypuśćmy, że AEB (t. 4. r. 1.) jest niesymetryczną linią ciśnienia, a styczna w E poziomą. Wprawdzie punkty A i B nie leżą 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 siły 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 wielobok sznurowy MAN

*) Por, § 1. i 2.

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

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.

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 promienie siły P aż do przecięcia się z pionową w odstępnie 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 bieguny. Odległość zaś biegunową wyznaczymy w zwykły sposób.

Chcąc wynaleźć najniekorzystniejsze położenie danego ciężaru P , przypuścimy, 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 $EG \parallel O_n$, 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 K pomiędzy A i E .

Jeżeli ciężar P w E powiększymy, to punkt najwyższy przesunie się bliżej do E . Łatwo możemy też wynaleźć 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' rzędnę $E'E'' = 3n_1 = P'$ 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 połączmy 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 wynaleźć 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 $or = R'$, szukanej 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 położenia układu ciężarów skupionych, to otrzymamy linie $S''U$ i $L''W$, analogicznie do linii $A''E''$ (rys. 3a). 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

*) Por. Mosty Blaszane str. 88.

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 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 ciśnienia przypada na pionową przez punkt zaczepienia K . Jeżeli tylko część koła lub elipsy wpada na sklepienie, to należałoby wyznaczyć 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 $OK \parallel C_1K_1$, 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 ciągłe.

Jeżeli obciążenie jest ciągłe, 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 odchyżeń 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. 5. r. 2.)*), to gdy przetniemy sklepienie płaszczyzną mn , to możemy tam zaczepić dla równowagi parcie poziome H . Przypuśćmy w przybliżeniu, że średnia rzędna linii obciążenia po lewej stronie mn jest p_2 i stała na długości $\frac{l}{2} - x$, to 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

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

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

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

$$x = \frac{1}{2} \frac{p_1 + p_2 - \sqrt{4 p_1 p_2}}{p_1 - p_2} \dots \dots \dots 13)$$

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 nadsypok 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.

Obliczenie sklepienia dla obciążenia do połowy rozpiętości, albo prawie do połowy wystarczy tylko dla mniejszych sklepień. Dla sklepień o wielkich rozpiętościach oblicza się natężenia w sklepieniu wedle linii wpływowych, które wyzna-

*) W rysunku tym p_1 i p_2 nie są to siły, lecz średnie rzędne linii obciążenia w tych pionowych. Brakuje tam także linia ciśnienia, której szczyt leży w mn , a h jest odstęp pionowy H od A .

czamy wedle teorii łuków. Nie potrzeba jednak zazwyczaj wtedy przyjmować ciężarów skupionych, bo ciężar jednostajnie rozłożony da wyniki tem dokładniejsze, im większą jest rozpiętość.

Jeżeli nie chcemy tak dokładnie obliczać natężeń, to można dla kilku przekrojów wyznaczyć punkty obojętne wedle teorii łuków i dla odnośnych obciążeń wykreślić linie ciśnienia.

Leibbrand wyznacza linie ciśnienia dla obciążenia do $x=0.1 l$, $x=0.2 l$, $x=0.3 l$, $x=0.4 l$ i $x=0.5 l$ i otrzymał w ten sposób w pewnym wypadku dla łuku trójprzegubowego dwa razy większe momenty, niż dla obciążenia do połowy.

Z teorii łuków wiadomo, że dla niektórych przekrojów najniekorzystniejsze obciążenie powinno być podzielone, np. obciążyć należy pierwszą i trzecią część rozpiętości, albo tylko średnią część. Dr. Pordes wykazał to w swej rozprawie doktor-skiej na przykładzie.

Melan oblicza w przybliżeniu sklepienie, przyjmując kształt paraboliczny symetryczny i symetryczne obciążenie q_0 w kluczu qa na podporach, zmniejszające się wedle paraboli I dost. $\varphi=I_0$ stałe. Wtedy otrzymuje, jeśli

$$f = f \left(1 + \frac{45}{4} \frac{I_0}{A o f^2} \right), \quad H = \frac{6q_0 + q_1}{7} \frac{l^2}{8f},$$

$$M_0 = \left(\frac{6q_0 + q_1}{7} \frac{f}{f} - \frac{9q_0 + 3q_1}{10} \right) \frac{l^2}{24},$$

a moment w węzłowie

$$M_1 = - \left[\frac{6q_0 + q_1}{7} \frac{f}{f} - \frac{13q_0 - 3q_1}{10} \right] \frac{l^2}{12}.$$

Dla obciążenia jednej połowy ciężaru p , otrzymamy H i M_0 równe średniej arytmetycznej wartości dla sklepienia nieobciążonego i całkowicie obciążonego i siłę poprzeczną dla części obciążonej, działającą w kluczu do góry $Q = \frac{3}{32} pl$.

§. 13. Wpływ zmiany ciepłoty na linie 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

$$H_1 = \frac{45}{4} \frac{\alpha t \epsilon I}{f}, \quad \dots \dots \dots 14)$$

przyczem oznacza α współczynnik rozszerzalności dla muru

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

I moment bezwładności przekroju, f strzałkę.

Z rów. 14) widzimy, że jeżeli t rośnie, wzrasta też i H_1 , przy większej ciepłocie parcie staje się większem, zatem linia ciśnienia bardziej płaska (t. 6. r. 4.). Wskutek podniesienia się ciepłoty zniża się więc linia ciśnienia w kluczu, a podwyższa na podporach. Wprost przeciwny skutek wywiera понижение ciepłoty.

Przy mostach mniejszych zwykle nieuwzględniamy wpływu zmiany ciepłoty, bo zresztą 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 cienkie zresztą sklepienie wystawione było na działanie promieni słonecznych.

Przy wielkich rozpiętościach wpływ zmiany ciepłoty może być znaczniejszy i zmiana wysokości klucza da się spostrzegać, tam też należy wpływ ten uwzględnić.

§. 14. 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 понижение 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, grukość szwów się zmniejsza, w tym wypadku tem bardziej następuje понижение klucza

Obniżenie klucza, będące skutkiem skrócenia osi sklepienia ma ten sam wpływ, co понижение ciepłoty, o czem mówili-

*) Melan przyjmuje co najwyżej $\pm 20^{\circ}$ C.

śmy 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 niebezpiecznym. Jeżeliby przeto 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 krawężyn było jak najmniejsze. W tym celu należy ze zdjęciem krawężyn 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 od razu ścisnąć dostatecznie zaprawę, należy używać dobrego cementu i zdejmować ostrożnie krawężyny, aby nie wywołać wstrząśnięć. O zdejmowaniu krawężyn 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. osiądnięcie się klucza było

przy moście w Neuilly	$l=39\text{ m}$	(1772)	(36+26)	62	cm
„ „	w Mantes	$l=39$ „	(1784)	. . .	56 „
„ „	w Chester	$l=61$ „	(1834)	. . .	6.5 m
„ „	w Montlouis	$l=24.8$	(1844)	. . .	10 cm
„ „	Tylży w Lugdunie	$l=22.8$	(1865)	.	0 „
„ „	na Wäldlitobel kolei Arulańskiej	$l=41\text{ m}$	(1884)	(17.8+4.8)	. . . 22.6 cm
„ „	Waterloo w Londynie	$l=38.9$	(1817)		4 „
„	wiadukcie Aulne	$l=22\text{ m}$	(1866)	(9+1.5)	. 10.5 „
„	moście betonowym na Reichenbach w Monachium	(1903)	$l=44\text{ m}$	(4.8+4.4)	. . . 9.2 „

Cyfry podane w nawiasie oznaczają: pierwsza osiądnięcie się klucza podczas zdjęcia rusztowania, druga potem.

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

§. 15. 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 zniżeniu ciepłoty. Skutek przesunięcia się podpór jest więc podwyższenie się linii ciśnienia w kluczu a zniżenie się jej na podporach.

Ażeby uniknąć niekorzystnego wpływu przesunięcia się podpór, nie budujemy wysokich przyczółków jak np. przy wiadukcie Dolhain (t. 9. r. 5.), ale raczej przedłużamy wiadukt i przyczółek zanurzamy w nasypie np. przy wiadukcie na 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. 9. r. 1.). W takim razie filar ten musi być bardzo silny i dobrze fundowany, aby się nie pochylił i nie spowodował pęknięcia sklepienia.

IV. Ustrój sklepienia.

§. 16. 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

plytą kamienną lub żelaznobetonową, przepustami płyto-
wymi (n *Plattendurchlass*, fr. *aqueduc dallé*).

Przepusty płytowe kamienne używane są tylko dla bardzo małych rozpiętości od 0.25 m do 1 m (t. 9. rys. 2. i 4 t. 10 rys. 2. t. 11.). 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. 9. rys. 3. i 4. t. 11.), wtedy możemy dojść do rozpiętości 1.2 do 1.3 m w świetle. Jeżeli i to nam nie wystarcza, budujemy przepusty podwójne (t. 9. rys. 3 i 4).

Płyty spoczywają na przyczółkach na długości 20 do 40 cm, możemy ogólnie przyjąć, że długość ta wynosi $e=0.25 l$ do $0.3 l$, jeżeli l oznacza rozpiętość w świetle. Grubość przyczółków możemy przyjąć wedle Heinzerlinga

$$\left. \begin{aligned} b &= 0.3 + 0.4 h \dots \dots \dots \\ \text{a grubość filaru średniego} & \dots \dots \dots \\ b_1 &= 0.6 b \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} 15)$$

Vigreux podaje następujące wzory dla grubości przyczółków:

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } l=0.4 m \text{ jeżeli } h \leq 0.35 m & \quad b=0.35 m \\ \text{jeżeli } 2.0 > h > 0.35 m & \quad b=0.35 + \frac{h-0.35}{5-h} m \\ \text{dla } l=0.6 m \text{ jeżeli } h \leq 1.0 m & \quad b=0.50 m \\ \text{„ } 2 > h > 1.0 m & \quad b=0.50 + \frac{h-1}{8-h} m \\ \text{dla } l=0.80 m \text{ „ } h \leq 1 m & \quad b=0.6 m \\ \text{„ } 2 > h > 1 m & \quad b=0.6 + \frac{h-1}{8-h} m \end{aligned} \right\} 16)$$

Pod każdy przyczółek dajemy osobny fundament (t. 9. r. 3 i 4), jeżeli grunt jest dobry, przy gorszym gruncie dajemy wspólny fundament (t. 10 r. 2).

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

Przepusty płytowe żelaznobetonowe budujemy aż do rozpiętości 3, najwyżej 5 m przy małej wysokości ustroju. Grubość płyty wynosi wedle rozpiętości i obciążenia 10 do 40 cm (t. 43 r. 1).

Przepusty takie budujemy najczęściej wedle układu Moniera, przyczem grubość płyty dajemy zmienną i we środku największą (t. 57 r. 3), albo też stałą (t. 43 r. 1). Jako przykład podajemy przepust kolejowy w Szpandawie (rys. 1). Dla większych rozpiętości płyta staje się za ciężką.

Na kolejach państwowych austriackich i galicyjskich krajowych w najnowszych czasach używają płyty betonowej wzmocnionej ijówkami (t. 134 r. I). Układ ten podobny do układu Melana, ma tę korzyść, że ijówki niosą rusztowanie, wadę zaś, że żelazo nie jest dostatecznie wyzyskane.

§. 17. Mosty belkowe żelaznobetonowe.

Dla trochę większych rozpiętości zaczęto w ostatnich czasach używać mostów belkowych żelaznobetonowych. Składają się one z belek głównych, połączonych płytami, dla wzmocnienia ich zwykle daje się poprzeczne belki, a chodniki opiera się na wspornikach.

Szczegóły urządzenia wkładek różnią się w rozmaitych układach, o których teraz pokrótce wspomnimy.

Jako przykład mostu układu Hennebiqua przedstawiamy most między Wolfart i Kennelbach w Przedarulanii 116 *m* długi (t. 61 r. 1 do 4). Wkładki żelazne skupione są w żebrach w dwu warstwach. Niższe wkładki przechodzą przez całą długość, górne wyginają się ku podporom. Charakterystyką dalszą układu tego są strzemiona z żelaza płaskiego, które służą dla wzmocnienia belki przeciw ścięciu. Układają się one blisko na podporach, a odstępny ich zwiększają się ze zmniejszającą się siłą poprzeczną.

Wysokość belek głównych wynosi zwykle $\frac{1}{12} l$ do $\frac{1}{16} l$, szerokość zależna jest od wielkości wkładek, które muszą być dobrze otoczone betonem, odstęp dźwigarów 1·3 *m* do 2·2 *m*.

Z dźwigarami głównymi stale połączona jest płyta żelaznobetowa, w ten sam sposób wzmocniona wkładkami i siodełkami. Płyta ta może też wystawać, a w takim razie pręty wiążące umieszczamy u góry.

W tym przykładzie dźwigary główne są ciągle, w odstępach 30 do 40 *m* urządzi się jednak przerwy ze względu na możliwość rozszerzenia się dźwigarów wskutek ciepłoty.

Takiż most na Otawie w Katowicach widzimy na tab. 125 r. 4, a na dworcu w Samborze na t. 63 r. 1.

Podobny do poprzedniego jest ustrój A sta. Największy dotychczas most tego ustroju zbudowano w r. 1903/4 na Schwarz w Payerbachu (t. 57 r. 2) o rozpiętości 26 m. Płyta 2·3 m szeroka, 20^{cm} gruba podparta jest dwoma żebrami wysokimi. Wysokość belki w środku wynosi 1·6 m. I tu widzimy strzemiona i odgięte pręty. Strzemiona są tu zrobione z prętów 12 mm grubości. Pręty okrągłe 32 m długie są spawane z trzech części, pomost jest asfaltowy.

Od poprzednich różni się znacznie ustrój Möllera. Żebra są tu zmiennej wysokości, najwyższe na środku. Pręty niosące są zakrzywione wedle linii łańcuchowej i zwykle mają przekrój prostokątny, czasem okrągły (t. 57 r. 4). Płyta wzmocniona jest zwykle kształtówkami I. Mostów takich wykonano wiele w Niemczech aż do rozpiętości 24 m.

W ostatnich czasach zaczęto też używać do mostów belek kratowych żelaznobetonowych. Most Ivry zbudował Considère używając dla pasów i krzyżulców betonu owijanego. Belki kratowe równoległe zaś buduje Visintini.

§. 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 r. 1, t. 9. rys. 5. t. 10 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. 13. rys. 1., t. 17. rys. 7., t. 24. r. 1.), łuk, którego podniebienie wyznacza łuk koła, mniejszy od półkola.

3. Łuk eliptyczny (n. *eliptischer Bogen*) (t. 13. rys. 2. tab. 14 rys. 1.). Zwykle przytem strzałka l jest mniejszą od połowy rozpiętości $\frac{l}{2}$, elipsa jest więc zniżoną (n. *gedrückt*, fr. *surbaissée*, a. *depressed*). Bardzo rzadko jest $f > \frac{l}{2}$, elipsa więc jest podwyższona (n. *überhöht*, fr. *surhaussée*, a. *surbassed*) (t. 13. rys. 4.).

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 koszącą z 3 lub 5 środków (t. 19 r. 1), przy wielkich z więcej środków i tak np. łuk koszykowy mostu Neuilly wyznaczono z 11 środków (t. 12 rys. 5).

Na rys. 6 t. 12. podaliśmy sposób Bossuta kreślenia linii koszykowej z 3 środków. Dane $AO = \frac{l}{2}$ i $OE = f$. Zróbmy $OF = OA$, dalej $EF' = EF$. Spółówmy AF' i w punkcie m wykreślimy $mP \perp AE$, to P i n są środkami, z których zakreślamy łuki.

Heinzerling poleca promienie zmniejszać, a kąty środkowe zwiększać w progresyi arytmetycznej (t. 17. r. 3.) tak, że

$$r_2 = r_1 - \Delta, r_3 = r_2 - \Delta \text{ i t. d., zaś } \alpha_2 = \alpha_1 + \delta, \alpha_3 = \alpha_2 + \delta \dots,$$

$$\text{wtedy } \alpha_n = 90 - \alpha_1 - \alpha_2 \dots - \alpha_{n-1}. \text{ A że } 90 = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots$$

$$\alpha_{n-1} = \alpha_1 + \alpha_1 + \delta + \alpha_1 + 2\delta + \dots \quad \alpha_1 + (n-1)\delta = n\alpha_1 + \delta(1+2+\dots + n-1) = n\alpha_1 + \frac{\delta n}{2}(n-1), \text{ więc } \delta = \frac{2(90 - n\alpha_1)}{n(n-1)} \quad . \quad . \quad 17)$$

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 węzłowiowe, nachylone na wewnątrz. Czasami znajdujemy tego rodzaju łuki używane przy przepustach (t. 12. r. 1.).

6. Ostrołuk (n. *Spitzbogen*, fr. *ogive*) (t. 12. rys. 2.) który da się statycznie usprawiedliwić tylko wtedy, gdy w kluczu działa znaczna siła pionowa. Ponieważ to się w mostach nie zdarza, chyba przy wiaduktach piętrowych, zatem tego rodzaju sklepienie nie jest odpowiedniem.

7. Łuk paraboliczny (n. *Parabelbogen*), odpowiadający obciążeniu jednostajnie rozdzielonemu, zatem do polecenia tylko przy wysokich nasypach (t. 18. rys. 3., t. 26.). Przybliżony kształt widzimy przy wiadukcie na Aarze koło Berna (t. 18. rys. 4.).

8. Sklepie krzyżowe (n. *Kreuzgewölbe*) powstaje wskutek przenikania dwu sklepień kolebkowych się krzyżujących. W budownictwie mostowem trafia się ono rzadko, a mianowicie

cie wtedy, gdy wzdłuż mostu robimy otwory w filarach (t. 42. r. 1.).

9. Łuk w kształcie linii ciśnienia (t. 21. r. 2. t. 23. r. 1.). 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 od osi, przyjmuje się oś łuku, odpowiadającą linii ciśnienia dla obciążenia zupełnego połową ciężaru ruchomego.

Inne kształty łuku, jak dwa półkola przecinające się (t. 12. 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 możliwym, więc linia ciśnienia musi się oddalać na podporach od osi, nie może mieć stycznej pionowej. Z tego powodu sklepienia takie wymagają znaczniejszego zgrubienia w węzłowi.

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 uzasadnionem.

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

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

*) Por. Podr. Statyki Budowli, II. wyd. str. 402.

§. 19. Węzłowia.

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

Przy sklepieniach odcinkowych węzłowie powinno się znajdować nad wielką wodą (t. 23. r. 1.), w Rosyi 10 *cm*. Przy sklepieniu półkolistem albo eliptycznem można wprawdzie zanurzyć nieco węzłowia, ale, o ile możliwości, nie powinna wielka woda sięgać wyżej nad połowę strzałki. W Rosyi klucz musi leżeć 85 *cm* po nad wielką wodą, co przy większych sklepieniach jest za mało. Przez zanurzenie sklepień półkolistych lub eliptycznych bardzo mało zmniejszamy powierzchnię przepływu, 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 ścięcia nazywają się rogami bawolemi (n. *Kuhhörner*, fr. *corne de vache*, cz. *kravský roh*) (t. 17. r. 1.), a użył ich najprzód Perronet przy moście w Neuilly (t. 17. r. 2.). Jednak wykonanie rogów bawolich przedstawia tyle trudności, że obecnie prawie wyszły one z użycia. W najnowszym czasie użyto ich przy moście u Narodnoho Divadla w Pradze na Weltawie. W Rosyi długość bawolich rogów wynosi 3 do 5 *m*.

§. 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 zważać 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 przyczółków (n. *mit verlorenen Widerlagern*, fr. *à culée perdue*, a. *flying arch*) np. most na Murze pod Marbach (t. 24 r. 1). 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 jego jest jednakowa. Ponieważ krążyny są łatwe do wykonania, 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. 12. Z własności elipsy wynika, że, jeżeli podnormalna $PN=s$, to

$$\frac{s}{x} = \frac{b^2}{a^2} \dots \dots \dots 18)$$

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 poprowadzić PE równoległe do CD , aby otrzymać na pionowej przez O odcinek $OE=s=PN$.

3. Stan wody. Na wysokość łuku ma przy mostach rzecznych wpływ wysokość wielkiej wody. Mówiliśmy już w poprzednim paragrafie, że przy sklepieniach półkolistych lub eliptycznych może być łuk zanurzonym, przy odcinkowych zaś nie. Wprawdzie zdarza się, że i odcinkowe sklepienia, zwłaszcza wysokie, zanurzano w wodzie (t. 24 r. 11, most na Murze pod Marbach, t. 28 r. 1 most na Addzie pod Morbegno), ale to jest niekorzystnem i należy tego unikać.

4. Wysokość mostu. Im wyższe są filary i przyczółki, tem niekorzystniej działa parcie poziome, więc, aby parcie to było jak najmniejsze, jak największy 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 (t. 25 r. 2).

Dla mostów odcinkowych strzałka jest zwykle tak wielką, jak na to pozwala teren. Jeżeli nie jesteśmy nim krępowani, np. dla przepustów, przyjmiemy $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ lub $\frac{1}{5}$ (t. 23. rys. 2), 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. 17 rys. 7, t. 25 rys. 1). Znajdujemy jednak wykonane także mosty o jeszcze mniejszym stosunku $\frac{f}{l}$ i tak

	f	l	$\frac{f}{l}$
most w Doubles na Sekwanie	3·01	31·05	$\frac{1}{10·3}$
„ w St. Maxence	1·95	23·39	$\frac{1}{12}$
„ w Pontoise	2·16	29·24	$\frac{1}{13·5}$
„ na Loing w Nemours	0·97	16·24	$\frac{1}{16·7}$

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

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

przy sklepieniach	do 10 m	rozpiętości 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 od-

powiedni 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, np. most na Prucie w Jaremczu (t. 26 r. 1), wiadukt Gour Noir (t. 27 r. 4), most na Petrusse w Luksemburgu (t. 30 r. 1). Sklepień niesymetrycznych jako niepięknych, używamy bardzo rzadko, chyba tylko przy bardzo wielkim spadku drogi.

§. 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 budowano mosty o większych rozpiętościach, niż 40 m. Dopiero w najnowszych czasach w niektórych wypadkach widzimy znacznie większe rozpiętości aż do 90 m.

Podamy tu niektóre mosty o bardzo wielkich rozpiętościach:

I. Sklepienia odcinkowe, lub koszykowe.	Roz- piętość l	strzałka f	$\frac{f}{l}$	grubość	
				w klu- czu d	w węż- głowie d_1
1. Most Fryderyka Augusta w Plauen (Vogtland) (kam. łam. bezprzeg. 1903) . . .	90	—	—	—	—
2. Most na Petrusse w Luksemburgu, cios, 1903 . . .	84	31	0·369	1·5	2·2
3. Most na Addzie w Trezzo*)	72·27	20·80	0·288	1·5	2·2
4. Most drogowy na Izarze pod Grünwald koło Monachium, 1904, żel.-bet. przeg. stal.	70	12·5	0·179	—	—
5. Most na Addzie pod Morbegno cios. 1903	70	10	0·143	1·5	2·2
6. Most wodociągowy i dro-					

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

	Roz- piętość l	strzałka f	$\frac{f}{l}$	grubość	
				w klu- czu d	w węz- łowiu d_1
gowy Cabin John pod Wa- szyngtonem (1862)	67·1	18·6	0·277	2·54	6·1
7. Most na ulicy Wałowej w Ulmie 1905 żelaznobet. trójprzegub.	65·5	6·55	0·1	—	—
8. Most kolejowy na Prucie w Jaremczu (1893/4)	65·0	17·5	0·269	2·1	3·1
9. Most na Illerze w Kempten 1904 betonow. 3 przegub.	65	37	—	—	—
10. Most na Gutachu (Badeń- skie) 1900 kolejowy	64	16·1	0·252	2·0	2·8
11. Most księcia Regenta w Mo- nachium cios. i trójprzegub.	64	6·4	0·1	1·0	1·25
12. Most kolejowy na Agout pod Lavaur (1884)	61·5	27·4	0·446	1·65	2·81
13. Most na Dee pod Chester (1834)	61·0	12·2	0·200	1·22	1·83
14. Most kolejowy du Gour Noir	60	16·1	0·268	1·70	4·2
15. „ Maksymiliana w Mo- nachium ciosowy i trójprze- gubowy	60	—	—	—	—
16. Most na Muldzie pod Goeh- ren w Saksonii, ciosowy trójprzeg.	60	—	—	—	—
17. Most na Illerze pod Lau- trach, betonowy	57·2	—	—	—	—
18. Most w Deciz, żelazno-bet.	56	—	—	—	—
19. „ del Diavolo na Sele (1872), ceglany	55·0	13·55	0·246	2·0	3·5
20. Most kolejowy Vielle Brion- de na Allin	54·2	—	—	2·54	—
21. Most na Dunaju pod Mun- derkingen betonowy (1893)	50	5	0·100	1·0	1·10
22. Most na Prucie w Jamnie (1893/4).	48	12·5	0·260	1·7	—
II. Sklepienia półkoliste.					
1. Most Ballochmyle	55·17	27·6	0·5	1·37	—
2. „ na Marnie pod Nogent	50·0	25	0·5	1·80	—
3. „ kolejowy pod Durham	48·75	24·4	0·5	1·44	—
4. „ na Têt pod Perpignan	45·0	22·5	0·5	1·62	—

III. Sklepienie eliptyczne i koszowe.	Rozpiętość l	strzałka f	$\frac{f}{l}$	grubość	
				w kłuczu d	w węż-głowiu d_1
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 Gloucester	45·75	16·5	0·360	1·37	—
4. Most na Scrivia kolei Turyn-Genewa	40·0	13·3	0·333	1·80	—

Z zestawienia powyższego widzimy, że z obecnie istniejących mostów sklepionych największą rozpiętość ma most Fryderyka Augusta na Syrze w Plauen.

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 trudnościach 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, a zazwyczaj, aby w środku rzeki nie stawiać filaru, dajemy nieparzystą ilość przęsła.

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 dla najkorzystniejszej rozpiętości

$$l = 4 + 0.4 h \text{ m. } 19)$$

z którego otrzymujemy dla niskich wiaduktów około 80 *m*, dla wysokich ($h = 40 \text{ m}$) $l = 20 \text{ m}$.

Z powyższego wynika, że przy wiaduktach należy rozpiętość zmieniać, jeżeli wysokości h znacznie się zmieniają. Robi się to w takim razie grupami (t. 26. rys. 1. i 2.). Przy mało zmiennej wysokości wiaduktu (t. 7. rys. 1.), albo przy wiaduktach krótkich (t. 25. 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 najcieńszem, 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 uapisać

$$H = d_0 \tau = \gamma r_0 q_0 \quad (20)$$

jeżeli H oznacza parcie poziome na 1 m bieżący sklepienia, 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.

Jeżeli łuk jest płaski, to możemy w przybliżeniu przyjąć,

jak dla koła (t. 17. rys. 5.) $\frac{l^2}{4} = f \cdot 2r$, 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

$$H = 0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(z_0 + \frac{f}{10} \right) = d_0 \tau \quad (21)$$

Jeżeli teraz chcemy wyznaczyć kształt łuku, odpowiadający 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. 1 t. 31 $z_0 = d_0 + h$,

więc

$$d_0 \tau = 0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(d_0 + h + \frac{f}{10} \right)$$

*) Por. Podr. Stat. Budowli wyd. II. str. 391.

**) Por. Podr. Stat. Budowli wyd. II. str. 395.

***) Por. Podr. Stat. Budowli wyd. II. str. 394.

a stąd

$$d_0 = \frac{0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(h + \frac{f}{10} \right)}{\tau - 0.15 \gamma \frac{l^2}{f}} \dots \dots \dots 22)$$

We wzorze tym należy wszystko przyjmować w m i t , więc wymiary 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

$$d_0 = \frac{0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(c + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{10\tau - 0.15 \gamma \frac{l^2}{f}} \dots \dots \dots 23)$$

Można udowodnić, że oś sklepienia w przybliżeniu ma w kluczu promień krzywizny r_0 większy o grubość w kluczu d_0 od promienia krzywizny r_1 podniebienia w kluczu, że zatem

$$r_0 = r_1 + d_0 \dots \dots \dots 24)$$

Więc ze względu na 20)

$$H = \gamma (r_1 + d_0) z_j \dots \dots \dots 25)$$

§. 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 przyjmiemy ją na razie poziomą, otrzymamy więc na razie wyniki przy linii obciążenia spadającej tylko przybliżone.

W rys. 1. t. 31, w którym przypuszczamy teraz, że linia NN_1 jest prostą i poziomą, nazwijmy rzędne $SN = z$. Ciężar

części sklepienia od S do S_1 jest $V = \gamma \cdot SNN_1S_1 = \gamma \int_0^\xi z d\xi$.

Dla osi otrzymamy z rysunku

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

stąd $\frac{d^2\eta}{d\xi^2} = \frac{\gamma z}{H} \dots \dots \dots 26)$

a $R = \frac{H}{dost \alpha}$.

Jeżeli linia ciśnienia spada z osią, to $r = \frac{H}{\gamma z \operatorname{wst}^3 \frac{\xi}{2} \alpha}$

a $d = d_0$ siecz α^*), stąd

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

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

Wstawivszy to w rów. 26), otrzymamy

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

Całkując kilkakrotnie częściowo, otrzymamy

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

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

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

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

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

$$- \sqrt{\frac{H}{z}} \sqrt{\left(1 - \frac{\gamma d_0 z_0}{H}\right) \left(e^{\frac{\gamma d_0 y}{H}} - 1\right) - \frac{\gamma d_0 y}{H}} \quad . \quad . \quad 29)$$

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

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

to możemy napisać rów. 29)

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

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

*) Por. Podr. Statyki Budowli II wyd. str. 395.

Równanie to brzmi:

$$u = \sqrt{\frac{2(1-\epsilon)v}{1 + \frac{1}{8} + \epsilon}v} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 32)$$

Z rów. 32) otrzymamy

$$v = \frac{u^2}{2(1-\epsilon) - (\frac{1}{8} + \epsilon)u^2} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 33)$$

Wstawiwszy wartości za *u* i *v* z rów. 30), otrzymamy

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

Promień linii podniebienia w kluczu otrzymamy z r. 25 i 30

$$r_1 = \frac{H}{\gamma z_0} (1-\epsilon) \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 35)$$

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

$$y = \frac{z_0 x^2}{2r_1 z_0 - (\frac{1}{8} + \epsilon)x^2} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 36)$$

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

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

$$\mathbf{H} = \gamma (\mathbf{r}_1 + \mathbf{d}_0) \mathbf{z}_0 \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 37)$$

jak równ. 25) a $\epsilon = \frac{\gamma d_0 z_0}{\gamma (r_1 + d_0) z_0} = \frac{d_0}{r_1 + d_0} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 38)$

Wstawmy dalej $m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \epsilon} = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{d_0}{r_1 + d_0}} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 39)$

$$\text{to wedle 34) } \mathbf{y} = \frac{\mathbf{m} \mathbf{x}^2}{2 \mathbf{m} r_1 - \mathbf{x}^2} \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad 40)$$

Długość *m* nazywamy długością kierującą (*n. Leitstrecke*) łuku, którego promień krzywizny w kluczu jest *r*₁.

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

$$f = \frac{z_0 l^2}{8 r_1 z_0 - m r_0 l^2}, \text{ a stąd}$$

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

Wstawiawszy to w rów. 40), otrzymamy

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

Z rów. 37) i 39) otrzymamy

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

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

Przykład. Daną jest rozpiętość $l=20\text{ m}$, strzałka $f=4\text{ m}$, grubość w kłuczu $d_0=0.70\text{ m}$ i wysokość obciążenia ponad kluczem $h=1.10\text{ m}$, $\gamma=2.2$, to $z_0=0.70+1.10=1.80\text{ m}$. Chodzi o obliczenie H i y . W tym celu przyjmiemy tymczasowo w przybliżeniu $m'=5z_0=9\text{ m}$, to otrzymamy z 41)

$$r_1' = \frac{20^2}{8} \frac{4+9}{4.9} = 18.0\text{ m.}$$

$$\text{a z 39) } m'' = \frac{1.8}{\frac{1}{8} + \frac{0.7}{18.0+0.7}} = 11.1$$

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

$$r_1'' = \frac{20^2}{8} \frac{4+11}{4.11} = 17.05\text{ m,}$$

$$\text{a stąd } m''' = \frac{1.8}{\frac{1}{8} + \frac{0.7}{17.05+0.7}} = 10.98\text{ m.}$$

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

$$H = 2.2 (17+0.7) \cdot 1.8 = 70.1\text{ t,}$$

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

a zatem

$$\begin{array}{cccccc} \text{dla } x = & 2 & 4 & 6 & 8 & 10\text{ m} \\ y = & 0.119 & 0.490 & 1.17 & 2.26 & 4.00\text{ m.} \end{array}$$

Jeżeli natężenie dopuszczalne jest τ , to wedle 37)

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

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

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

a stąd
$$d_0 = \frac{\gamma z_0 r_1}{10 \tau - \gamma z_0} \quad . \quad . \quad . \quad 46)$$

Wstawivszy to w rów. 39), otrzymamy

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

z 45) wynika dalej

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

Przykład. Dana jest rozpiętość $l=30\text{ cm}$, $f=10\text{ m}$, $c=0.8\text{ m}$, $p=1\text{ m}$, $\tau=12\text{ kg/cm}^2$, $\gamma=2.4\text{ t/m}^3$. Obliczyć należy d_0 i r_1 .

Obliczać będziemy dla obciążenia połową ciężaru, więc $h=0.8+0.5=1.3$. Z rów. 23) otrzymamy najprzód

$$d_0 = \frac{0.15 \cdot 2.4 \cdot \frac{900}{10} \left(1.3 + \frac{10}{10}\right)}{10 \cdot 12 - 0.10 \cdot \frac{900}{10} \cdot 2.4} = 0.85\text{ m}$$

A zatem $z_0 = 0.85 + 0.80 + \frac{1.0}{2} = 2.15\text{ m}$.

Z rów. 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.

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

Wedle rów. 40) jest $y = \frac{mx^2}{2mr_1 - x^2}$, więc (tab. 31. rys. 1).

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

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 wstawivszy wartość za r_1 , otrzymamy

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

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 .

$$\text{Z rów. 49) mamy } w = \frac{x}{2} - \frac{2.4x^3}{400(4+11)} = \frac{x}{2} - 0.00133x^3,$$

zatem (rys. 1 d) 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, przyjmując jako oś sklepienia otrzymaną linię ciśnienia.

§. 25. Sklepienie obciążone jednostronnie.

W §. 23. wyznaczyliśmy grubość sklepienia w kluczu, przypuszczając obciążenie jednostajne połową ciężaru rnego. 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 nad-sypką, a mocno obciążonych często potrzeba ze względu na jednostronne obciążenie użyć większej grubości w kluczu.

Jeżeli sklepienie jednostronnie obciążone (t. 31. r. 2.) przetniemy 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*

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

$$\text{a stąd wynika } H(\eta'' - \eta') = H\Delta\eta = -\frac{\gamma p x^2}{2} + 2Qx \quad . \quad 50)$$

Rozumie się, że jeżeli linia ciśnienia niema wyjść z jądra, to pionowy przekrój sklepienia musi być $d \geq 3\Delta\eta$, a ponieważ przekrój ten $d = d_0 \text{ secz}^2 \alpha$, więc $d_0 \geq 3\Delta\eta \text{ dost}^2 \alpha$ 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 największem, a znajdziemy, że dla

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

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

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

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

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

Wtedy będzie $\delta' = \delta'' = 0.0215 \frac{\gamma p l^2}{H}$. Dla tego najkorzystniejszego wypadku będzie jednak w $x = \frac{2Q}{\gamma p}$ natężenie większe, bo

przekrój jest znacznie mniejszy, niż dla węzłowania,
więc $d_0 \leq 3 \delta'$ dost² α , a że tu

$$\text{dost}^2 \alpha = 1, \text{ więc } d_0 \leq 0.064 \frac{\gamma p l^2}{H} \quad . \quad . \quad . \quad 51)$$

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

$$d_0 \leq 0.43 \frac{pf}{d_0 + c + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}} \quad . \quad . \quad . \quad 52)$$

$$d_0 \leq - \left(\frac{c}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right) + \sqrt{\left(\frac{c}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right)^2 + 0.43 pf} \quad . \quad 53)$$

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

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

$$d \leq 0.43 \frac{1 \cdot 10}{0.9 + 0.8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1.34 \text{ m.}$$

Musimy więc liczyć jeszcze raz. Przyjmijmy teraz $d = 1.2 \text{ m}$, to

$$d \leq 0.43 \frac{1 \cdot 10}{1.2 + 0.8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1.23 \text{ m,}$$

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

§. 26. Sklepienie trójprzegubowe.

Przy sklepieniu trójprzegubowym dane są trzy punkty, przez które przechodzi linia ciśnienia. Jeżeli mamy przegub w kluczu i dwa przeguby na węzłowniach, to dla $x = \frac{l}{2}$ $\eta' = \eta''$ więc z rów. 50) otrzymamy

$$0 = - \frac{\gamma p l^2}{8} + 2 Q \frac{l}{2}, \text{ a stąd } Q = \frac{\gamma p l}{8}$$

*) Porównaj także Dr. Schreiera: Statische Berechnung der flachen Gewölbe (Zeitschr. des österr. Ing. u. Archit.-Verein, 1905, str. 2).

$$\text{zatem } H \Delta \eta = -\frac{\gamma p x^2}{2} + \frac{\gamma p l x}{4} = \frac{\gamma p x}{2} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$\begin{aligned} \text{Największe } \Delta \eta \text{ jest dla } x = \frac{l}{4}, \text{ a mianowicie najw. } H \Delta \eta = H \delta''' = \\ = \frac{\gamma p l^2}{2 \cdot 16} = \frac{\gamma p l^2}{32} = 0.313 \gamma p l^2. \end{aligned}$$

Jeżeli więc linia ciśnienia ma być w jądrze, to pionowa grubość sklepienia w $\frac{1}{4}$ rozpiętości musi być

$$d' = 3 \delta''' = 0.94 \frac{\gamma p l^2}{H}.$$

Grubość prostopadle do osi w tem miejscu

$$d_1' = d' \text{ dost } \alpha = 0.94 \frac{\gamma p l^2}{H} \text{ dost } \alpha \quad . \quad . \quad . \quad 54)$$

Grubość w kluczu d_0 i wężglowiu d_1 jest tutaj niezależną od jednostronnego obciążenia, więc d_0 obliczamy z rów. 46),

$$\text{zaś } d_1 = \sqrt{\frac{H^2 + G^2}{\tau}} = d_0 \sqrt{\frac{H^2 + G^2}{H^2}} = d_0 \sqrt{1 + \left(\frac{G}{H}\right)^2} = d_0 \text{ siecz } \beta \quad 55)$$

jeżeli β jest kątem nachylenia stycznej do osi w wężglowiu do poziomu.

§. 27. Wzory doświadczałne dla grubości sklepienia.

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

Jak widzimy z rów. 48), grubość w kluczu d_0 jest tem większą, im większe jest r_1 , a zatem też im większa rozpiętość, d_0 zależy jednak także i od z_0 , a więc i od obciążenia, a także i od natężenia dopuszczalnego τ , które dla mostów kolejowych, zwłaszcza mniejszych, musimy z powodu znacznych wstrząśnięć przyjąć mniejsze i które zresztą zależne jest od materiału.

A zatem wzory doświadczałne powinny być funkcją obciążenia, r_1 lub l i są zależne od kształtu łuku. Funkcya ta będzie w ogólności wyższego rzędu, zamiast czego jednak zwykle przyjmujemy funkcye 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 funkcji, a także i współczynniki, ponieważ zestawiono je na podstawie wymiarów innych mostów.

Wzór Perroneta brzmi

$$d_0 = 0.325 + 0.035 l m \quad . \quad . \quad . \quad 56)$$

Daje on za wielkie wartości dla $l > 30 m$.

Dalsze wzory są:

$$\begin{array}{l} \text{Lesguillera } d_0 = 0.10 + 0.20\sqrt{l} m \} \\ \text{Léveillégo } d_0 = 0.33 + 0.033 l m \} \end{array} \quad . \quad . \quad . \quad 57)$$

Croizette-Desnoyers, profesor szkoły dróg i mostów w Paryżu, podaje następujące wzory, w których r_1 oznacza promień krzywizny podniebienia w kluczu.

1. Sklepienie półkoliste lub eliptyczne:

$$\begin{array}{l} \text{mosty drogowe } d_0 = 0.15 + 0.15\sqrt{2r_1} \} \\ \text{„ kolejowe } d_0 = 0.20 + 0.17\sqrt{2r_1} \} \end{array} \quad . \quad . \quad . \quad 58)$$

2. Sklepienie odcinkowe:

stosunek $\frac{f}{l}$	mosty drogowe	kolejowe	
$\frac{1}{4}$	$d_0 = 0.15 + 0.15\sqrt{2r_1}$	$0.20 + 0.17\sqrt{2r_1} m$	} . . . 59)
$\frac{1}{6}$	$d_0 = 0.15 + 0.14\sqrt{2r_1}$	$0.20 + 0.16\sqrt{2r_1} m$	
$\frac{1}{8}$	$d_0 = 0.15 + 0.13\sqrt{2r_1}$	$0.20 + 0.15\sqrt{2r_1} m$	
$\frac{1}{10}$	$d_0 = 0.15 + 0.12\sqrt{2r_1}$	$0.20 + 0.14\sqrt{2r_1} m$	
$\frac{1}{12}$	$d_0 = 0.15 + 0.11\sqrt{2r_1}$	$0.20 + 0.13\sqrt{2r_1} m$	

3. Sklepienie podwyższone (t. 4. r. 17.)

$$\text{mosty drogowe } d_0 = 0.15 + 0.20 \frac{a}{\sqrt{b}} m \quad . \quad . \quad . \quad 60)$$

Wzory te ważne są jednak tylko dla $l > 10 m$.

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

$$r_1 = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} \quad . \quad . \quad . \quad 61)$$

Dla sklepień eliptycznych r_1 we wzorze 58) nie oznacza promienia krzywizny r_1 w kluczu, lecz należy je także wyznaczyć wedle 60).

Heinzerling poleca następujące wzory dla mostów mniejszych i przepustów:

a) dla sklepień z ciosu
 jeżeli nadsypka $h < 1.5 m$ $d_0 = 0.39 + 0.025 r_1 m$
 $h > 1.5 m$ $d_0 = 0.45 + 0.03 r_1 m$ 62)

b) dla sklepień ceglanych
 jeżeli $h < 1.5 m$ $d_0 = 0.43 + 0.028 r m$
 „ $h > 1.5 m$ $d_0 = 0.51 + 0.033 r m$ 63)

c) dla sklepień z kamienia łamanego
 jeżeli $h < 1.5 m$ $d_0 = 0.48 + 0.031 r_1 m$
 „ $h > 1.5 m$ $d_0 = 0.55 + 0.037 r_1 m$ 64)

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

dla mostów kolejowych $d'_0 = d_0 \sqrt{1 + \frac{h-1}{4.5}}$
 „ „ „ „ „ „ $d'_0 = d_0 \sqrt{1 + \frac{h-1}{7}}$ 65)

Kaven podaje następujące wzory:
 dla sklepień z ciosu o nadsypce $1 m$

$d_0 = 0.25 + \left(0.025 + 0.0034 \frac{l}{f}\right) l$ 66)

dla sklepień z zendrówek

$d_z = d_0 + d_0 \frac{1-d_0}{2}$ 67)

dla sklepień z cegieł dobrze wypalonych

$d_c = d_0 + d_0 \frac{2-1.5 d_0}{3}$ 68)

Lanave przyjmuje dla mostów

drogowych $d = 0.25 + 0.023 l \left(1 + 0.025 \frac{l}{f}\right) + 0.02 h$
 kolejowych $d = 0.30 + 0.028 l \left(1 + 0.025 \frac{l}{f}\right) + 0.02 h$ 69)

przyczem h oznacza wysokość nadsypki.

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. 17. r 6).

Croizette Desnoyers przyjmuje rzeczywiście dla łuku pełnego i podwyższonego stosunek $\frac{d_1}{d} = 2$ 70)

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

$$\left. \begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{1}{3} \quad \frac{1}{4} \quad \frac{1}{5} \\ \frac{d_1}{d_0} &= 1.8 \quad 1.6 \quad 1.4 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 71)$$

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

Croizette przyjmuje dla

$$\left. \begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{1}{4} \quad \frac{1}{6} \quad \frac{1}{8} \quad \frac{1}{10} \quad \frac{1}{12} \\ \frac{d_1}{d_0} &= 1.8 \quad 1.4 \quad 1.25 \quad 1.15 \quad 1.10 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 72)$$

W § 21 podaliśmy grubość sklepień wielu mostów o wielkiej rozpiętości; tu podajemy dla przykładu grubości sklepień kilkunastu mostów wykonanych dla porównania z grubościami, obliczonymi wedle wzoru Croizetta.

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 Potarch 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	67.10	$\frac{1}{4}$	41.9	2.54	1.76
„ na Gutachu	64	$\frac{1}{4}$	39.8	2.0	1.72
<i>B. Łuki eliptyczne lub koszowe.</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

Sklepienia półkoliste

Wy- sokość nad- sypki	R o z p i ę t o ś ć																	
	1			2			3			4			5			6		
	m e t r ó w																	
	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

Wy- sokość nad- sypki	R o z p i ę t o ś ć														
	1					2					3				
	m e t r ó w														
	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

Wy- sokość nad- sypki	R o z p i ę t o ś ć														
	7					8					9				
	m e t r ó w														
	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. 33. r. 3.) 1.5 2 2.5

Oznaczmy, jak pierwej, przez d_0 grubość sklepienia w kluczu, z_0 wysokość obciążenia w kluczu, γ ciężar właściwy, r_1 promień krzywizny łuku w kluczu, τ nateżenie normalne przy obciążeniu zupełnem połową ciężaru ruchomego i ciężarem własnym. Nateżenie to musi być naturalnie mniejsze od nateżenia dopuszczalnego przy obciążeniu najniekorzystniej-

z kamienia (t. 34. r. 1.)

Rozpiętość																	
7			8			9			10			11			12		
metrów																	
\bar{d}_0	w	a	\bar{d}_0	w	a	\bar{d}_0	w	a	\bar{d}_0	w	a	\bar{d}_0	w	a	\bar{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. 34. r. 2.)

Rozpiętość														
4				5				6						
metrów														
r	\bar{d}_0	\bar{d}_1	a	w	r	\bar{d}_0	\bar{d}_1	a	w	r	\bar{d}_0	\bar{d}_1	a	w
2.5	2.60	0.69	0.24	1.6	3.13	0.65	0.75	0.26	0.8	3.75	0.7	0.82	0.32	2.0

Rozpiętość														
10				11				12						
metrów														
r	\bar{d}_0	\bar{d}_1	a	w	r	\bar{d}_0	\bar{d}_1	a	w	r	\bar{d}_0	\bar{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.

szem. Gdy wyrazimy siły w tonnach, długości w metrach, τ w kg/cm^2 , otrzymamy i tutaj ważne równania 45), 46) i 23).

Jeżeli urządzamy wielkie otwory nad sklepieniem, to parcie poziome jest mniejsze i możemy to uwzględnić, gdy w przybliżeniu w równ. 23) i dalszych równaniach wstawimy 0.13 zamiast 0.15.

Przytem nie uwzględniliśmy jeszcze wpływu wkładek. Ponieważ tu niema ciągnięcia, to możemy sklepienie obliczać według pierwszej fazy i otrzymamy z uwzględnieniem wkładek żelaznych, przyjąwszy x i x_1 w procentach wkładki dolnej i górnej, w przybliżeniu zamiast równ. 46), jeżeli dla pierwszej fazy $n = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'} = 10$,

$$d_0 [1 + 10 (x + x_1)] = \frac{\gamma z_0 r_1}{10 \tau - \gamma z_0}$$

a stąd
$$d_0 = \frac{\gamma z r_1}{[1 + 10 (x + x_1)] (10 \tau - \gamma z_0)} \quad 77)$$

albo z równ. 23)

$$d_0 = \frac{0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(z_0 + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{[1 + 10 (x + x_1)] \left(10 \tau - 0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \right)} \quad 78)$$

W równ. 77) i 78) wstawimy najprzód w przybliżeniu $x = x_1$, a to np. $x = 0.005$. Po dokładnem obliczeniu x i x_1 możemy potem d_0 jeszcze raz obliczyć z 77) i 78).

Teraz obliczymy grubość d_0 dla jednostronnego obciążenia połowy sklepienia.

Dla sklepienia kamiennego mamy warunek, że linia ciśnienia nie może wyjść z jądra. Tutaj, rozumie się, może ona wyjść poza jądro, a rozstrzygającą rzeczą są tu jedynie natężenia. Aby jednak przecieź przyjść do jakiegoś przybliżonego wzoru, przyjmijmy tymczasowo, że linia ciśnienia niema wyjść ze sklepienia.

Wtedy musi być $d_0 \sec^2 \alpha \geq \Delta \eta$ i analogicznie do wywodów §. 25

$$d_0 \sec^2 \alpha \geq 0.0215 \frac{\gamma p l^2}{H}; \text{ a że tu } \sec^2 \alpha = 1, \text{ więc:}$$

$$d_0 \geq 0.02 \frac{\gamma p l^2}{H} \quad 79)$$

Jeżeli w to równanie wstawimy wartość za H z rów. 21)

$$H = 0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \left(z_0 + \frac{f}{10} \right),$$

to otrzymamy

$$d_0 \geq 0.133 \frac{pf}{d_0 + e + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}} \quad . \quad . \quad . \quad 80)$$

Według równań 79) i 80) otrzymujemy jako potrzebną grubość sklepienia tylko jedną trzecią część grubości sklepienia kamiennego, gdy równanie 78) dla sklepień żelaznobetonowych daje tylko mało mniejszą grubość, niż dla sklepień kamiennych lub betonowych. Dlatego jest tu przy wyznaczeniu potrzebnej grubości wpływ ciężaru ruchomego mniejszy, niż przy sklepieniach betonowych lub kamiennych. Wpływ ten jest według równania 80) tem większy, im większe są p i f i im mniejsze d_0 i e . Dlatego też korzyści sklepień żelaznobetonowych występują więcej przy sklepieniach silnie obciążonych o wielkiej strzałce, cienkich, z małą nadsypką.

Wreszcie musimy jeszcze się przekonać, czy dla najniekorzystniejszego obciążenia zwykłym ciężarem ruchomym nie zostało przekroczone natężenie dopuszczalne.

Powyższą zasadę objaśni przykład. Przyjmijmy dla sklepienia mostu kolejowego $l=12$ m, $f=3$ m, $e=0.8$ m, $p=1.2$ m, $\gamma=2.3$ t/m³, to według równania 78), jeżeli przyjmiemy tymczasowo $\alpha=0.005$ i $\tau=10$ kg/cm² będzie

$$d_0 = \frac{0.15 \cdot 2.3 \frac{12^2}{3} \left(0.8 + \frac{1.2}{2} + \frac{3}{10}\right)}{[1 + 10(0.005 + 0.005)] \left(10 \cdot 10 - 0.15 \cdot 2.3 \frac{12^2}{3}\right)} = 0.356 \text{ m,}$$

zamiast czego przyjmiemy $d_0=36$ cm.

Wtedy będzie według równania 45)

$H=10 \cdot 10 \cdot 0.356 \cdot 1.1=39.16$ t na 1 m szerokości sklepienia, a według 79 i dla założenia, że linia ciśnienia niema wychodzić ze sklepienia,

$$\Delta\eta = 0.02 \frac{2.3 \cdot 1.2 \cdot 12^2}{39.16} = 0.203 \text{ m,}$$

więc mniejsze, niż d_0 .

Niech będzie $d_1=36-3=33$ cm; wtedy jest:

$$u_1 = \frac{d_1 - \Delta\eta}{2} = \frac{33 - 20}{2} = 6.5 \text{ cm, więc } s = \frac{6.5}{33} = 0.197.$$

Dla $\alpha=0.05$ otrzymamy z tabl. V*)

$$C=2.83,$$

*) Co do obliczenia natężeń powołuję się na artykuł w Przeglądzie Technicznym (1905, str. 548), gdzie też podane są odnośne tablice i wykresy.

L. p.	Nazwa mostu	rodzaj drogi	materiał	l <i>m</i>	f <i>m</i>	d_0 <i>m</i>	d_1 <i>m</i>	d_1 <i>m</i>	uwaga	nad-sypka <i>m</i>
1	Przejazd nad stacją w Mödlingu (t. 25. r. 1)	droga	beton	9.0	1.11	0.25	—	0.30		0.55
2	Most w Püspök-Hatvan na Galgo	"	"	10.2	1.1	0.17	—	—		
3	" w Wejherowie (Neustadt)	droga	"	12.8	2.12	0.20	—	0.30		
4	" Steyr	kolej wąskotorowa	"	16	—	0.20	—	0.30	ukos 60°	
5	" w Sarbogard na kanale Nador	droga	"	18	2.15	0.20	—	—		
6	Przejazd na dworcu w Ehingen (t. 2. r. 1)	"	"	18	3.62	0.45	—	1.0	przeguby ołowiane	0.7
7	Most w Draulitten na kanale Oberlandzkim	"	Moniera	26.8	6.4	0.40	—	0.80	"	
8	" w Soissons na Aisne	"	żelaz.-beton.	24.48	2.45	0.3	—	—	Henn.	
9	" na Białce	"	Moniera	26.3	6.25	0.32	0.45	—	1902	
10	" na Neckarze pod Mühlheim	"	beton	29.2	2.5	0.45	—	0.60	1894	
11	" na Eyachu w Imnau (t. 33. r. 1)	"	"	30	3.0	0.45	0.50	0.80	1902	
12	" na Schlitz w Trebizie	"	"	30	3.1	0.70	—	0.82	"	0.35
13	" na Mislandal w Mierés	"	żelaz.-beton.	35	3.5	0.50	0.60	0.70	3 przeg.	
14	" w Wildeg (Szwaj.)	"	Melana	37.2	3.5	0.20	—	0.65	"	
15	" pod Gemmrigheim	"	Moniera	38.0	5.5	0.80	—	0.90	przeguby ołowiane	
16	" na Rodanie w Genewie de la Coulouvrenière (t. 23 r. 1)	"	beton	40.0	5.55	1.0	1.4	1.2	"	
17	" Zeinie w Grasdorf	"	"	40	4.5	0.85	1.16	0.90	przeguby stalowe	
18	" w Gorlicach 2 przęsła	"	"	43.25	—	—	—	—	przeguby granit. Hennebiquea	0.45
19	" na Dunaju pod Inzighofen (t. 21 r. 2)	"	"	43	4.46	0.7	1.1	0.78	przeguby żelazne	
20	" na pływalni w Steyer (t. 35)	"	"	43	2.7	0.5	0.8	0.7	przeguby stalowe	0.5
21	" na Reichenbachu w Monachium	"	Melana	43	2.7	0.5	0.8	0.7	"	
22	" na Las Lagadas (t. 39 r. 1)	"	beton	44	—	—	—	—	"	
23	" na Neckarze w Neckarshausen (t. 38 r. 1)	"	"	50	4.5	1.1	1.4	—	"	
24	" na Dunaju pod Munderkingen (t. 5)	"	"	50	4.55	—	—	—	przeguby żelazne	0.6
25	" Illerze w Lautrach (1904)	"	"	50	5	1.0	—	1.1	przeguby stalowe	0.60
26	" na Bormudzie	"	"	57.16	9.82	1.1	1.4	—	3 stal.	
27	" na ul. Wałowej w Ulmie	"	Henn	51	5.1	0.6	1.0	—	przeguby	0.55
28	" na Izarze pod Grunwald	"	żelaz.-beton.	65.5	6.55	—	—	—	przeguby stalowe	
		"	"	70	12.5	—	—	—	"	

§. 29. Cel przegubów.

Wiemy, że choćby się udało nam zbudować sklepienie tak, aby linia ciśnienia była w osi, to przy zdjęciu krażyn 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. 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 coraz częściej.

§. 30. Przeguby kamienne.

Pierwszy użył przegubów przy mostach kamiennych Köpke w r. 1880 na kolejach saskich. Na tab. 31 rys. 4 widzimy szczegół przegubu mostu pod Langenhennersdorf na Gottleubie. 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 wykonane

*) Por. Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 409.

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. 31 r. 3). 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. 33 r. 1). Ażeby być pewnym, że przeguby rzeczywiście działają, włożono między polerowane powierzchnie przegubów 3 *mm* grube, 250 *mm* długie, 100 *mm* szerokie 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 (t. 78 r. 3). Przy moście na Leinie pod Grashof*) wykonano także przeguby granitowe, promienie ciosów przegubowych są: wypukłego 2·70 *m*, wklęsłego 1·85 *m* w kluczu, zaś 2·0 *m* w węzłowi. Liczono przytem na natężenie ciosu 140 *kg/cm*².

Barkhausen badał bliżej wielkość ciśnienia w przegubach kamiennych**) i doszedł do następujących wyników.

Jeżeli *P* oznacza ciśnienie w przegubie liczone na 1 *cm* prostopadle do rysunku, to (t. 76 r. 2 i 3) $\sigma = \frac{P}{b}$ oznacza ciśnienie na *cm*², gdybyśmy przypuścili, że jest równo rozdzielone na całą szerokość *b*.

Wtedy otrzymujemy trzy następujące równania

$$\alpha \left(\frac{\tau}{\sigma} - \frac{c}{3} \alpha^2 \right) = \frac{b}{2r} \quad . \quad . \quad . \quad 82)$$

$$c = \frac{r \epsilon b \left(1 - \frac{r}{R} \right)}{4 P \tau} \quad . \quad . \quad . \quad 83)$$

*) Por. Zeitschr. für Archit. u. Ingenieurwesen 1901, str. 47.

**) Por. Zeit. für Bauwesen 1900, str. 232.

$$r = \frac{R}{r} + \sqrt{\frac{R^2}{4} - \frac{4PRd \log \text{nat} \left(1 - \frac{s}{\sigma}\right)}{\varepsilon b \alpha^2}} \quad . \quad 84)$$

z których możemy wyznaczyć dla danych wymiarów b , d , R i r największe ciśnienie.

Przykład. Dane $P=856 \text{ kg/cm}$, $R=270 \text{ cm}$, $r=183 \text{ cm}$, $b=75 \text{ cm}$, $d=70 \text{ cm}$, $\varepsilon=200000$ Wyznaczyc największe ciśnienie.

$$\text{Wtedy mamy } \sigma = \frac{856}{75 \cdot 1} = 11.4 \text{ kg/cm}^2, \text{ dalej według 83)}$$

$$c = \frac{183 \cdot 200000 \cdot 75 \left(1 - \frac{183}{270}\right)}{4 \cdot 856 \cdot 70} = 3690$$

według 82)

$$\alpha \left(\frac{\tau}{11.4} - \frac{3690}{3} \alpha^2 \right) = \frac{75}{2 \cdot 183} = 0.205.$$

Jeżeli wstawimy na próbę $\alpha=0.025$, to $\tau=102 \text{ kg/cm}^2$, a z 84)

$$183 = \frac{270}{2} + \sqrt{\frac{270^2}{4} - \frac{4 \cdot 856 \cdot 270 \cdot 70 \log \text{nat} \left(1 + \frac{102}{11.2}\right)}{200000 \cdot 75 \cdot 0.025^2}} = 183.65.$$

Zatem zgodność dostateczna, więc $\tau=102 \text{ kg/cm}^2$, dalej mamy powierzchnię dotyku

$$2 \alpha r = 2 \cdot 0.025 \cdot 183 = 9.15 \text{ cm}.$$

Ciśnienie miejscowe w środku przekroju dla granitu 102 kg/cm^2 możliwe, więc wymiary zostawiamy.

Bach robił doświadczenia *) z ciosami granitowymi w kształcie przegubów mostowych. Chciał on sprawdzić, czy znane wzory Hertza dadzą się tu zastosować. Otóż znalazł on najprzód, że powierzchnia zetknięcia nie jest prostokątną, lecz składa się z wielu wysepek, przy większem ciśnieniu się łączących. Siła, która wywołała pęknięcie ciosu, była znacznie mniejsza, niż według wzorów Hertza. Pokazało się, że pęknięcie zostało wywołane ciągnieniem, gdy Hertz oznaczał największe ciśnienie. Wynika z tego, że należałoby chcąc iść pewną drogą, w danym razie ciosy przegubowe poddać doświadczeniu, bo wzorów pewnych jeszcze nie mamy. Firma Dycerhoff i Widmann robiła doświadczenia w Charlottenburgu z licznymi ciosami z piaskowca, betonu i granitu, które wykazały, że ważniejszą tu jest większa sprężystość od wytrzy-

*) Por. Zeit. d. Verein. deutsch. Ing. (1903, II, str. 1448).

małości. I tak np. wynosiła wytrzymałość ciosów granitowych 2220, 2173, 1958 i 1220 kg/cm^2 , a przecież przy próbie zostały zniszczone najprzód przeguby z dwóch pierwszych gatunków przy 380 t ciśnienia, gdy dwa drugie wytrzymały bez szkody 500 t.

Zamiast wykonywania rzeczywistych przegubów wypełniano też szew w kluczu asfaltem, który jako podatny ściszał się i dozwalał na mały obrót. I tak przy moście na Westrach (t. 15 r. 2 i t. 34 r. 3) Kocha szew wypełniony asfaltem był u góry 22 u dołu 15 mm gruby. Po zdjęciu krażyn, 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 krażyn 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 np. przy budowie mostu na Sprewii w Berlinie*) i mostu nad Północną Łabą w Hamburgu (t. 33 r. 2). Po zdjęciu krażyn we wszystkich tych wypadkach zalano szwy lub przeguby cementową zaprawą tak, że dla ciężaru ruchomego były to już mosty bez przegubu.

§. 31. Przeguby ołowiane.

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 jednak zmniejszono tę szerokość o tyle, o ile na to pozwalała wytrzymałość na ciśnienie ołowiu i kamieni. Zazwyczaj używa się pasków ołowianych długich 1 m, grubych 20 do 25 mm w odstępach od siebie 10 cm, a 5 cm od czoła.

Wedle doświadczeń robionych w Stuttgardzie ołów lany w kostkach 8 cm wysokich wytrzymywał ciśnienie 50 kg/cm^2 , a przy 72 kg/cm^2 zaczął się już odkształcać, znacznie ustępując na bok, przy 300 kg/cm^2 tak się ołów odkształcił, tak się powiększyła powierzchnia, że właściwie ze względu na większą

*) Por. Zeit. für Bauwesen, 1884.

zatem

$$v = 0.58 \frac{N}{h} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad 86)$$

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

$$\text{linia ciśnienia zboczy o } \frac{1}{18}h, \text{ to } v = 35 \left(1 + \frac{6 \cdot \frac{1}{18}h}{h} \right) = 47 \text{ kg/cm}^2,$$

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

We dwa tygodnie po zdjęciu krążyn, po obciążeniu mostu całkowitym ciężarem własnym zalewają zwykle przeguby cienką zaprawą cementową równie, jak szczeliny w nadmuruwaniu, które pozostawiono do tego czasu wolne, a to aby ochronić ołów od zniszczenia. Wtedy ze względu na ciężar ruchomy łuk staje się bezprzegubowym. Jeżeli ten ciężar w stosunku do ciężaru własnego jest małym, to jest to dopuszczalne, w przeciwnym razie lepiej zostawić szczeliny i przeguby wolne.

I rzeczywiście doświadczenia późniejsze okazały, że lepiej wstrzymać się dłuższy czas z zalewaniem szwów cementem, a najlepiej zostawić przeguby widoczne. Okazało się bowiem, że przy mostach pod

Inzighofen	Munderkingen	Imnau	
o rozpiętości l	43	50	30 m
wynosiło zniżenie klucza			

przy zdjęciu krążyn	7.5	52	15 mm
a potem jeszcze	30	70	15 mm

Przy wykonaniu należy zachować pewne ostrożności. Ołów musi wszędzie przytykać do ciosów. Aby to osiągnąć, kilka sąsiednich szwów nie wypełnia się, tylko podkłada się tymczasowo klocki drewniane albo wypełnia się te szwy tylko we środku, a dopiero tuż przed 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 $l > \frac{1}{\sqrt{5}}$, to lepiej założyć je wyżej, bliżej szwu niebezpiecznego, co najlepiej oznaczyć przez próby.

Jako przykład podajemy most na Forbachu pod Baiersbrunn (t. 32) o rozpiętości 25 m ukośny ($\alpha=45^\circ$) i most na Murze pod Marbach o rozpiętości 32 m (t. 24). Przy moście na Dunaju w Ehingen*) płyty ołowiane są 15 cm wysokie, 2 cm grube. Największe ciśnienie na płyty ołowiane wynosi 83 kg/cm².

§. 32. 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. 5) właściwych przegubów żelaznych dla sklepienia betonowego. Most ten jest 7.5 m szeroki. Na tej szerokości ułożył on 12 przegubów (t. 37 r. 2) 0.5 m długich, które więc zostawiały między sobą małe odstępki. 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 węglowiu 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. 34 rys. 4 i 5), zbudowanym w r. 1895. Tu skrzynie w ten sam sposób wykonane są 90 cm długie. Podobny ustrój przegubów widzimy przy moście na Neckarze pod Tybingą (t. 39 r. 4). Tu zamiast skrzyń żelaznych widzimy płyty z żelaza lanego i 3 mm grube podkładki ołowiane, które przenoszą ciśnienie na ciosy granitowe.

Ułożenie dokładne tego rodzaju przegubów jest jednak rzeczą bardzo trudną, tarcie za to jest bardzo małe. Uważać przytem należy na kształt powierzchni krzywych, bo przy nierównym rozkładzie ciśnienia na przeguby i zmniejszeniu tarcia

*) Por. Centr. d. Bauveralt. 1901, str. 506.

może nastąpić wskutek siły poprzecznej przesunięcie w przegubie, jak to się stało przy budowie mostu Maksymiliana w Monachium w r. 1904, przy którym po zdjęciu krażyn nastąpiło przesunięcie pionowe o 30 *cm*.

Lepsze są przeguby, zbliżone do łożysk kołyskowych mostów żelaznych, które widzimy w moście na Dunaju w Inzighofen, zbudowanym przez Leibbranda (t. 21 r. 2, szczegół na t. 33 r. 4). Przeguby są tu z żelaza lanego i składają się z trzech części: kadłuba, wahacza, a między nimi czopa walcowego stalowego o średnicy 10 *cm*. O obliczeniu takich łożysk będziemy mówić przy mostach żelaznych*). Przeguby pozostawiono otwarte, nie zamurowując ich wcale.

Jako inne przykłady możemy podać przegub mostu ustroju Melana na pływalni w Steyer (t. 36 r. 4 i 5), mostu w Las Segadas (t. 38 r. 2), na Neckarze pod Neckarhausen (t. 38 r. 1).

Przeguby czopowe wywołują wprawdzie nieco większe tarcie z powodu małego promienia czopa, lecz za to łatwo dadzą się wykonać, działają pewnie i nie są drogie.

Przegubów żelaznych musimy używać zwłaszcza przy większych rozpiętościach, gdy ciśnienie w przegubach kamiennych byłoby za wielkie, w innych wypadkach lepiej używać przegubów kamiennych jako więcej stosownych dla mostów kamiennych. Co do wielkości tarcia w przegubach, ważne są doświadczenia Foeppla**). Wiadomo, że zastosowując przeguby dążymy do tego, aby wypadkowa przechodziła przez środek przegubu. Tymczasem z powodu tarcia następuje odchylenie kierunku wypadkowej o długość równą promieniowi czopa pomnożonemu przez współczynnik tarcia. Chodzi więc o to, aby ten współczynnik tarcia był jak najmniejszym. Możemy to osiągnąć przez użycie odpowiedniego smaru, zwłaszcza w tym przypadku, gdy ten cel zakładamy sobie tylko na krótki czas, jak przy mostach kamiennych, gdzie ruchy fundamentu i osiadanie się okazują się zaraz po ukończeniu, a ewentualne dalsze ruchy mniej są szkodliwe z powodu zwiększającej się wytrzymałości sklepienia.

Otóż doświadczenia Foeppla okazały, że dla tych ogromnych ciśnień, o które tu chodzi, zwykle smary maszynowe

*) Porów. Mosty kratowe żelazne, str. 196.

**) Por. Centralbl. d. Bauverwaltung (1902, str. 197).

i oleje są zupełnie niedostateczne i że zalecają się tu wosk, lój, stearyna lub parafina. Gdy współczynnik tarcia przy nie-smarowanym czopie wynosił 0·23, przy smarowanym olejem 0·19, tłustością maszynową 0·17, to dla łożu wynosił on 0·007, dla stearyny 0·007, dla mieszaniny z 1 części łożu i 3 części stearyny 0·01, dla parafiny 0·006.

§. 33. 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. *rouleau*), (t. 40 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 nateżeń i odkształceń.

Możnaby temu zapobiec, 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 cieńszych używamy w podniebieniu, grubszych na grzbiecie.

Aby uniknąć tych wszystkich niedogodności, sklepią też często pierścieniami. Korzyść przedstawia ten sposób sklepienia jeszcze tą, że pierwszy pierścień zasklepiony służy 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 *Rèsal* udowadnia, o połowę odstepu 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 Per-syi na drodze z Tyflisu do Tauru (t. 45 r. 2) w jedenastem stuleciu. W Anglii budują często w ten sposób, że muruje się równocześnie wszystkie pierścienie, aby, gdy to możliwe, co 5-tą lub 6-tą cegłę dać przechodzącą przez 2 pierścienie (t. 43 r. 2).

Inż. Bräuler zaleca urządzenie zębów między pierścieniami (t. 43 r. 3 i 4), 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. 48 r. 1).

W praktyce znajdujemy sklepienia ceglane, wykonane tak pierścieniami, jak i szwami ciągłymi (t. 40 rys. 2).

§. 34. Układ szwów w sklepieniu ciosowem.

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

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

	<i>l</i>	grubość jednego pierścienia w kluczu w węzłowi	
Cabin John w Ameryce	67·1	1·27	1·88 <i>m</i>
Vielle Brionde na Allin	54·2	1·27	1·88 „
Bains de Lucques (Włochy)	47·8	1·30	2·00 „
dawny most w Ceret (Pireneje)	45·0	1·60	2·00 „

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

§. 35. Połączenie sklepienia z murem czołowym.

Nadsypkę nad sklepieniem zamykamy z obu stron murami czołowymi (n. *Stirnmauer*, fr. *tympa*n, a. *facing wall*). Jeżeli mur czołowy wykonamy z kamienia łamanego, to grzbiet sklepienia zaokrąglamy (t. 45 r. 1, most na Anizie). Jeżeli to samo zrobimy przy użyciu ciosów, to powstają ostre kąty (t. 14 rys. 1, 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. 24 r. 1 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. 52 rys. 1 przejazd w Helsingfors, t. 51 r. 2 most św. Anioła w Rzymie). Często wtedy okazuje się potrzeba urządzania warstw poziomych coraz cieńszych, a aby temu zapobiec, robimy schodki, sięgające przez kilka klinców (t. 52 r. 5. i t. 54 r. 1 most na Neckarze pod Ladenburgiem, t. 46 r. 1 most Doubles w Paryżu, t. 17 r. 2a most w Neuilly).

Także, jeżeli mur czołowy jest ceglany albo betonowy, a sklepienie ciosowe, robimy nieraz schodki (t. 50 r. 2 most na Loch Katrine).

Łęk czołowy czasem dajemy z ciosu, gdy resztę sklepienia robimy z kamienia łamanego lub cegły (t. 13 r. 1 most Boucicaut). Jeżeli grubość sklepienia zwiększamy ku węzłowiom, zwiększa się też i grubość łęku (t. 45 r. 1 most na Anizie), czasem łęk dajemy jednostajnie gruby pomimo zwiększającej się grubości sklepienia (t. 40 r. 2, t. 48 r. 1 most w Solferino), co jednak ze względów ustrojowych nie jest wskazaniem. Często wymagają tego względy piękności, zwłaszcza przy wiaduktach o sklepieniu półkolistem (t. 7 rys. 3 i 4, t. 40 rys. 2 most na Lutyni). Odwrotnie przy sklepieniach żelaznobetonowych dajemy czasem łęk grubszy od sklepienia ze względów estetycznych (t. 56 r. 1 most na zamku Eichhorn na Morawach).

Jeżeli łęk odgraniczamy gzymsem, to odgraniczenie łukowe łęku od muru czołowego przynajmniej pozorne jest koniecznem, (t. 25 r. 2 wiadukt w Lapalisse, f. 51 r. 1 most Długi w Berlinie).

Czasem przedłużano szwy sklepienia aż do gzymsu głównego (t. 52 r. 2, t. 50 r. 1), co jednak może być tylko wskazaniem przy bardzo płaskich sklepieniach.

§. 36. Sklepienia betonowe.

W nowszych czasach coraz częściej używają betonu do budowy mostów. Beton jako jednolita masa bez szwów nadaje się zwłaszcza do mostów ukośnych. Przekrój sklepienia da się łatwiej dostosować do przekroju teoretycznie potrzebnego. Beton jest wytrzymalszy na wpływ atmosfery. Mosty betonowe dadzą się prędzej zbudować i są tańsze. To też wielką ilość znaczniejszych mostów nawet o większych rozpiętościach zbudowano w ostatnich czasach z betonu; przytoczymy tu tylko kilka znamienitszych:

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

b) most de la Coulouvrenière na Rodanie w Genewie zb. w 1895 (t. 23 r. 1) z trzema żelaznymi przegubami $l=40\text{ m}$, $f=5.5\text{ m}$;

c) most nad dworcem w Ehingen (t. 2) zbud. w 1891 $l=18\text{ m}$, $f=3.6\text{ m}$ bez przegubów;

d) most wodociągowy Loch Katrine (t. 50 r. 2);

e) most na Neckarze pod Gemmrigheim zb. w 1896 $l=38\text{ m}$ o strzałce 5.5 m ;

f) most na Illerze pod Lautrach zbud. w 1904 $l=57.2$, $f=9.82$ trójprzegubowy;

g) most na Dunaju pod Ehingen $l=20\text{ m}$ (t. 55 r. 1);

h) kładka na Anizie pod Wildbad $l=16\text{ m}$ (t. 69 r. 1 i 65 r. 1).

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

Jeżeli prostopadłą składową wypadkowej na szew jest P i zaczepia w odstępie e od osi, to jak wiemy ze statyki*)

$$\begin{aligned} v_1 &= \frac{P}{100d} \left(1 + \frac{6e}{d} \right) \Big| \\ v_2 &= \frac{P}{100d} \left(1 - \frac{6e}{d} \right) \Big| \end{aligned} \quad . \quad . \quad . \quad 87)$$

*) P. Podr. Statyki Budowli, II wyd., str. 389, rów. 685.

Jeżeli więc przyjmiemy $\nu_1=30$, $\nu_2 = - 3 \text{ kg/cm}^2$, to otrzy-

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

$$c = 0.204d = \frac{1}{5}d. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 88)$$

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 $\nu_2 = - 3 \text{ kg/cm}^2$, lecz wtedy P musiałoby być znacznie mniejsze np. przy $c=0.3d$, musiałoby $P'=0.36P$. Jeżeli więc materiał ma być wyciąganym, to c nie powinno być większe, niż $\frac{1}{5}d$.

§. 37. Sklepienia żelaznokoncrene.

Jak wiadomo budowle betonowe możemy wzmocnić bardzo, jeżeli w tem miejscu, gdzie mogą powstać ciągnięcia, 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 ciągnięć, a nawet po wyjściu jej po za jądro są one stosunkowo małe i znacznie mniejsze od ciśnienia, korzyści budowli żelaznokoncretowych są znacznie mniejsze i odnoszą się zwłaszcza do wpływu obciążenia jednostronnego, wywołującego momenty, jak to widzieliśmy w § 28. Najwięcej korzyści przedstawiają więc wkładki żelazne dla małych rozpiętości, dla których wpływ ciężaru ruchomego jest znacznym. Przy większych rozpiętościach przy użyciu betonu wzmocnionego zmniejszamy, o ile możności, ciężar własny, jak to poznamy w następnym paragrafie, a przez to zmniejszamy też znacznie siły, działające w sklepieniu.

Pierwszy most żelaznokoncretowy zbudowano w r. 1875 w de Tilliers o rozpiętości 16.5 m, obecnie budują się takie mosty aż do rozpiętości 70 m.

§. 38. 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 dla obciążenia mało zmiennego jedną wkładkę w przekroju (t. 67 r. 1 most na dworcu w Matzleinsdorf, t. 18 r. 3 przepust kolei Wenezuelskiej).

Zazwyczaj jednak w wielu przekrojach może ciągnięcie wystąpić tak w dolnej, jak i górnej części, tam musimy też dać dwie wkładki (t. 67 r. 1 most w Borsi, t. 67 r. 3 dno przepustu w Królewcu t. 58 r. 1 kładka kolei Koblencya-Trewir).

Profesor Melan używa wkładek żelaznych w kształcie beleczek, wygiętych wedle kształtu osi sklepienia. Belki te żelazne, kształtówki (t. 62 r. 3 i t. 58 r. 1 i 3) lub też małe belki kratowe (t. 35 i 36 most w Steyr, t. 62 r. 1 most Fr. Józefa w Lublanie) urządza on w odstępach około 1 m. Jestto właściwie połączenie łuków żelaznych z betonowymi.

Wünsch z Budapesztu używa także kształtówek jako wkładek (t. 66 most na Nitrze, t. 60 most cesarski w Serajewie), 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 też 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.

Bardzo używanym zwłaszcza u nas i we Francyi jest ustrój Hennebiq'ue'a. Tu także podobnie, jak w § 17, mamy kilka belek łukowych głównych, które połączone są płytą lub na których spoczywają mury lub filary pachwinowe. Na nich

spoczywa płyta żelaznabetonowa, a na niej żwirówka. Jako przykłady podajemy tu mosty na t. 61, t. 63, t. 77 r. 2, t. 82 r. 2, t. 125.

Mosty sklepione Hennebique'a mają ustrój najodpowiedniejszy. Wysokie żebra zwiększają wytrzymałość przeciw momentom, racjonalny układ wkładek żelaznych zmniejsza ich ciężar. Wymagają za to kosztowniejszych rusztowań.

Podobny zupełnie, różniący się tylko urządzeniem strzemion i odginaniem wkładek żelaznych, jest system Wayssa, którego przykład widzimy na t. 143 przedstawiającym most na Izarze pod Grünwald.

§. 39. Obliczenie nateżeń w sklepieniach żelaznabetonowych.

Niech będzie P (t. 68 r. 3) 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 *):

$$\begin{aligned} e_1 = \frac{nf m}{d + nf} & \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. \\ \text{i} \quad e_2 = \frac{d m}{d + nf} & \left\{ \begin{array}{l} \dots \\ \dots \\ \dots \end{array} \right. \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \end{aligned} \quad (89)$$

a moment bezwładności ze względu na oś ciężkości S_1

$$I = \frac{d^3}{12} + d e_1^2 + n f e_2^2, \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (90)$$

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

Po wstawieniu wartości za e_1 i e_2 z 89) w 90) otrzymamy:

$$I = \frac{d^3}{12} + \frac{d f m^2 n}{d + n f} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (91)$$

*) Por. Podręcznik Statyki Budowli, II wyd., str. 397 równ. 700.

Nazwijmy a ramię bezwładności a i odstęp jędrny, to:

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

$$a^2 = \frac{d^4 + dfn(d^2 + 12m^2)}{12(d+nf)^2} \quad . \quad . \quad . \quad 92)$$

Dalej jest:

$$i_1 = \frac{a^2}{\frac{d}{2} - e}, \quad i_2 = \frac{a^2}{\frac{d}{2} + e_1} \quad . \quad . \quad . \quad 93)$$

a największe natężenia:

$$\left. \begin{array}{l} \text{na ciśnienie betonu} \quad \tau_1 = \frac{P(i_2 + e + e_1) \left(\frac{d}{2} + e_1 \right)}{I} \\ \text{na ciągnienie} \quad \tau_2 = \frac{P(e + e_1 - i_1) \left(\frac{d}{2} - e_1 \right)}{I} \\ \text{na ciągnienie żelaza} \quad \nu' = \frac{P(e + e_1 - i_1) e_2 n}{I} \end{array} \right\} \quad 94)$$

Jako przykład obliczmy na podstawie tych wzorów natężenia w węglowiu strony obciążonej próbnego sklepienia wiedeńskiego*). Tam było

$$P = \frac{41695}{100} \text{ kg} = 416.95 \text{ kg}, \quad c = 31.5 \text{ cm}, \quad d = 60 \text{ cm}, \quad n = 10. \text{ Wkładka żelazna}$$

składała się z drutów 14 mm grubych w odstępnie 6.5 cm, więc

$$f = \frac{1.539}{6.5} = 0.2368 \text{ cm}. \text{ Niech będzie } a = 6 \text{ cm}, \text{ więc } m = 30 - 6 = 24 \text{ cm}, \text{ to:}$$

$$e_1 = \frac{10 \cdot 0.2368 \cdot 24}{60 + 10 \cdot 0.2368} = 0.91 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{60 \cdot 24}{60 + 10 \cdot 0.2368} = 23.09 \text{ cm}.$$

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: $a^2 = \frac{I}{A} = \frac{19312}{62,368} = 309.63 \text{ cm}^2,$

stąd: $i_1 = \frac{309.63}{30 - 0.91} = \frac{309.63}{29.09} = 10.64 \text{ cm}$

$$i_2 = \frac{309.63}{30 + 0.91} = \frac{309.63}{30.91} = 10.02 \text{ cm}.$$

Dla sklepienia betonowego byłoby $i_1 = i_2 = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$, widzimy więc,

*) Por. Bericht des Gewölbeausschusses, 1895, str. 125.

że uwzględniając wkładkę żelazną, otrzymujemy tylko małego większy odstęp jądry.

Dalej otrzymujemy według 94):

$$\tau_1 = \frac{416 \cdot 95 (31 \cdot 5 + 0 \cdot 91 + 10 \cdot 02) (30 + 0 \cdot 91)}{19312} = \frac{416 \cdot 95 \cdot 42 \cdot 43 \cdot 30 \cdot 91}{19312}$$

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

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

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

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

Zauważmy teraz sklepienie w drugiej fazie, gdyż już wytrzymałość betonu na ciągnięcie została przewyżczoną, a po stronie ciągnionej belki powstały szczeliny (t. 68 r. 4). Wtedy powstają tylko na małej długości CO ciągnięcia, w górnej części przekroju zaś OB ciśnienia i w wkładce żelaznej ciągnięcie. Przyjmujemy tu linię nateżeń OB' , prostą, bo wprowadzenie dokładniejszej krzywej lub łamanej linii nateżeń ma mały wpływ na ostateczny wynik, a utrudnia bardzo rozwiązanie zadania.

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

Stąd otrzymamy:

$$\frac{\tau_1 z_1}{2} - \nu' f = P \quad . \quad . \quad . \quad 95)$$

$$\text{i} \quad \frac{\tau_1 z_1}{2} - \frac{2 z_1}{3} + \nu' f (d_1 - z_1) = P (z_1 - u_1) \quad . \quad . \quad 96)$$

$$\text{a} \quad \nu' = \frac{n \tau_1 (d_1 - z_1)}{z_1} \quad . \quad . \quad . \quad 97)$$

przezem należy przyjąć $n = 15$.

Z równań 95) i 97) otrzymujemy:

$$\frac{\tau_1 z_1}{2} - \frac{n \tau_1 (d_1 - z_1)}{z_1} f = P \quad . \quad . \quad . \quad 98)$$

a z 96) i 97):

$$\frac{\tau_1 z_1^2}{3} + \frac{n \tau_1 (d_1 - z_1)^2}{z_1} = P (z_1 - u_1) \quad . \quad . \quad 99)$$

Z obu równań 98) i 99) otrzymamy:

$$r_1 = \frac{P}{\frac{z_1}{2} - \frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1}} = \frac{P(z_1 - u_1)}{\frac{z_1^2}{3} + \frac{nf(d_1 - z_1)^2}{z_1}},$$

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:

$$z_1^3 - 3u_1 z_1^2 + 6nf(d_1 - u_1)z_1 - 6nfd_1(d_1 - u_1) = 0 \quad . \quad 100)$$

Wstawmy:

$$z_1 = y + u_1, \text{ więc } y = z_1 - u_1 \quad . \quad . \quad 101)$$

to $y^3 + [6nf(d_1 - u_1) - 3u_1^2]y - [6nf(d_1 - u_1^2) + 2u_1^3] = 0. \quad 102)$

Wstawmy:

$$p = 2nf(d_1 - u_1) - u_1^2 \quad \text{a} \quad q = -[3nf(d_1 - u_1)^2 + u_1^3] \quad . \quad 103)$$

to $y = \sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}} + \sqrt[3]{-q - \sqrt{q^2 + p^3}}. \quad . \quad . \quad 104)$

Wyznaczywszy w ten sposób z_1 , mamy potem z 95) i 97):

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \frac{P}{\frac{z_1}{2} - \frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1}} \\ v' &= -\frac{nf(d_1 - z_1)}{z_1} \end{aligned} \right\} \quad , \quad . \quad . \quad 105)$$

W ogólności mamy $u_1 = sd_1, f = xd_1$, przyjmijmy $n=15$, to

$$p = 30f(d_1 - u_1) - u_1^2 = 30xd_1(1-s) - s^2d_1^2$$

$$p = [30x(1-s) - s^2]d_1^2 = t_1d_1^2 \quad . \quad . \quad 106)$$

$$q = [45f(d_1 - u_1)^2 + u_1^3] = -[45xd_1^3(1-s)^2 + s^3d_1^3]$$

$$q = -[45x(1-s)^2 + s^3]d_1^3 = -t_2d_1^3 \quad . \quad . \quad 107)$$

Więc $y = \sqrt[3]{t_2d_1^3 + \sqrt{t_2^2d_1^6 + t_1^3d_1^6}} + \sqrt[3]{t_2d_1^3 - \sqrt{t_2^2d_1^6 + t_1^3d_1^6}}$

$$y = d_1 \left[\sqrt[3]{t_2 + \sqrt{t_2^2 + t_1^3}} + \sqrt[3]{t_2 - \sqrt{t_2^2 + t_1^3}} \right] = z_1 - sd_1$$

więc $z_1 = d_1 \left[\sqrt[3]{t_2 + \sqrt{t_2^2 + t_1^3}} + \sqrt[3]{t_2 - \sqrt{t_2^2 + t_1^3}} + s \right] = Bd_1 \quad . \quad 108)$

Wtedy otrzymamy z rów. 105)

$$r_1 = \frac{1}{\frac{1}{2}B - \frac{15x(1-B)}{B}} \frac{P}{d_1} = C \frac{P}{d_1} \quad . \quad . \quad 109)$$

$$v' = -15 \frac{C(1-B)}{B} \frac{P}{d_1} = -C_1 \frac{P}{d_1} \quad . \quad . \quad . \quad 110)$$

Dla rozmaitych x i s obliczyliśmy wartość t_1 , t_2 , B , C i C_1 *) i na tej podstawie wykresiliśmy odnośne krzywe w wykresach dla B_1 , C_1 i C (t. 70 r. 2, 3, 4 i 5).

Przykład. Niech będzie $P=3916$, $d_1=33$ mm, $x=0.005$ i $u_1=6.5$ cm, to $s = \frac{6.5}{33} = 0.197$. Z tablicy otrzymamy $C=2.83$, więc $\tau_1 = C \frac{P}{d_1} = 2.83 \frac{39160}{100.33} = 33.6$ kg/cm².

Dalej mamy $C_1=14$, więc $v' = 14 \frac{39160}{100.33} = 163$ kg/cm². Widzimy, że przy nie wielkim nawet procencie natężenia w żelazie są bardzo małe.

§. 40. Wyznaczenie wymiarów sklepień Moniera i Hennebique'a.

Zazwyczaj daje się wymiary takie wszystkim belkom, że natężenie dopuszczalne równocześnie występuje we wszystkich ich częściach. Dla sklepienia należałoby inaczej postępować. Należy przyjąć takie wymiary, aby przy najniekorzystniejszym obciążeniu rzeczywistym ciśnienia dopuszczalnego w betonie nie przekroczone, a dla obciążenia ciężarem własnym i n' razy obciążeniem ruchomem osiągnięto granicę płynności żelaza.

Przez uzbrojenie betonu prętami podłużnymi, a względnie przez owinięcie możemy podnieść wytrzymałość betonu na ciśnienie. Wkładki żelazne mogą być więc już z tego powodu w pierwszej fazie potrzebne, w drugiej fazie może być ze względu na ciągnięcie potrzebna wkładka mniejsza lub większa. Większą z tych dwu wkładek należy zatrzymać, względnie powiększyć należy grubość sklepienia*).

Grubość sklepienia w pierwszej fazie możemy wyznaczyć analogicznie do wzorów Tolkmitta rów. 23.

$$d_1 = \frac{0.15 \gamma \frac{l^2}{x} \left(e + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\left[1 + 10(x + x_1) \right] \left(10f - 0.15 \gamma \frac{l^2}{f} \right)} \quad . \quad . \quad . \quad 111)$$

jeżeli x i x_1 oznaczają procenty żelaza obu wkładek.

*) Por. autora: Dimensionierung der betoneisernen Gewölbe Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1905, Heft 38.

albo

$$f = 0.001912 \frac{d_1}{d_1 - u_1} (d_1 - 6.6 u_1) \quad . \quad . \quad 116)$$

Widzimy więc, że grubość wkładki żelaznej nie zależy tu tylko od grubości d_1 , ale też i od odstępu linii ciśnienia od krawędzi przekroju, że więc możnaby ją przyjąć zmienną i w ogóle opuścić, gdy $u_1 \approx \frac{d_1}{6.6} = 0.152 d_1$.

Przytem należy jeszcze zauważyć, że dla r -ej pewności przyjęliśmy tylko rP zamiast P , nie powiększyliśmy jednak u_1 . Byłoby więc wskazaniem w praktyce przyjąć np. trzy lub cztery razy tak wielkie obciążenie ruchome, dla tego obciążenia wyznaczyć linię ciśnienia i według tego wprowadzić do równania 111) u_1 .

§. 41. Obliczenie sklepień Melana i Wünscha.

W ustroju Melana wkładki żelazne stanowią żebra, ustawione w odstępie 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 belek kratowych.

Melan oblicza sklepienie tylko w fazie pierwszej, a to wedle ogólnych zasad obliczenia belek żelaznobetonowych, mnożąc przekrój żelaza przez 15*). W pierwszej fazie właściwiej byłoby przyjąć $n=10$, dopiero w drugiej $n=15$.

Tu musimy jednak jeszcze uwzględnić natężenie początkowe żelaza, wywołane ciężarem własnym łuków żelaznych, a w razie zawieszenia na nich rusztowania także ciężarem całym lub połową sklepienia betonowego. Wymiary łuku żelaznego należy przyjmować wedle tego np. dla $\tau=400 \text{ kg/cm}^2$, a przy obliczeniu łuku żelaznobetonowego należy zmniejszyć ciężar własny o ciężar, niesiony łukiem żelaznym. Natężenie w żelazie jako części łuku żelaznobetonowego wraz z natężeniem początkowym nie powinny przekraczać natężeń dopuszczalnych

Dokładniejsze obliczenie podałem w pracy mej, umieszczonej w „Beton und Eisen“ w r. 1903**).

*) Por. Podr. Statyki Budowli, II wyd., str. 224.

**) Die Berechnung von Gewölben aus Eisenbeton.

Obliczenie poprzednie odnosi się bowiem 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.

§. 42. Cel nadmurowania.

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

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. 69. r. 1).

2. Nadmurowanie powiększa niejako grubość sklepienia, bo tarcie, spójnością zaprawy i swym ciężarem przeszkadza otwieraniu się szwów sklepienia, zwłaszcza przy obciążeniu jednostronnem (t. 69. r. 2).

Przy bardzo płaskich sklepieniach albo przy bardzo wielkich nadsypkach, przy sklepieniach zbudowanych wedle linii ciśnienia można nadmurowanie całkiem opuścić (t. 69. r. 5). Często też nadmurowanie służy jako podstawa dla powłoki, gdy części sklepienia są za strome i powłoka nie dałaby się zatrzymać.

§. 43. Ustrój nadmurowania.

a) Powierzchnia górna. Zwykle górna powierzchnia nadmurowania jest płaszczyzną, gdy ustrój ten jest prostszym. W przekroju górne odgraniczenie nadmurowania jest zwykle styczniem do grzbietu (t. 23. r. 2 b). Pochyłość jego jest rozmaita.

Przy kolei Północno-zachodniej austriackiej i kolei Belzeckiej przyjmowano górną granicę nadmurowania równoległą do AD (t. 69. r. 3.), $Bd = DC = \frac{f}{2}$, a wtedy $\text{st } a = \frac{f}{l}$.

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

Przy sklepieniach półkolistych przyjmujemy $\text{st } a = \frac{1}{4}$ 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 $\text{st } a = \frac{1}{5}$.

Przy kolei Południowej

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

We Francji widzimy często górne powierzchniowe krzywe. (t. 69. r. 4.).

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 o mięszaniu $1 : 4 : 8$, nawet $1 : 5 : 10$, a to w celu, aby tylko przez osiądnięcie się powłoka nie popękała. (t. 102 r. 3.).

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. 71. r. 2a).

§. 44. Nadsypka.

Przeźren 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. Wy-

jątek stanowi wypadek, gdy nad sklepieniem znajduje się większy nasyp, który wtedy, rozumie się, robi się z ziemi, jednak o ile możności, 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 łączą więc czasem wysokie mury czołowe kotwami (t. 102 r. 3 b), 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. c</i> = 0.45 m,	0.20 m.	}	(117)
„ „ kolejowych	<i>najmn. c</i> = 0.85 m,	0.75 m.		
„ kładek t. 58 r. 1.)	<i>najmn. c</i> = 0	0		

W Rosyi wymagają przepisy, aby wysokość nadsypki wraz ze żwirówką, mierząc od grzbietu sklepienia w kluczu do spodu podkładów, wynosiła najmniej 0.5 są. = 1.06 m. Jeżeli to niemożliwem, to można zmniejszyć tę grubość, używając samego żwiru do 43 cm., ale należy obliczać sklepienie w przypuszczeniu, że ciężar osi przenosi się jednostajnie na długość i szerokość podkładów, zwiększoną ze względu na tarcie pod kątem 45° . Oprócz tego natężenie dopuszczalne ma być 25% mniejszem.

§. 45. 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 spo-

sób tworzymy próżne komory (fr. *vide* (t. 78, r. 4 i 79 r. 1 i 2). Mury te nazywamy murami pachwinowymi (n. *Spand-rillmauer, Zungenmauer, fr. mur d' élégissement, a. spandrellwall cz. konstrukeé odlehčovaci*), a sklepienia, któremi przykrywamy komory, zowiemy sklepieniami pachwinowymi (n. *Spand-drillgewölbe, 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 od osi mostu.

Mury pachwinowe poprzeczne (t. 26. r. 1. t. 45 r. 1. most na Prucie w Jaremczu i 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. 71 r. 4) styczną do pierwotnej linii krzywej. Odchylenia *aa, bb* są tem większe, im większy odstęp murów i im mniejszy promień krzywizny osi sklepienia. A zatem nieszkodliwym 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. 68 r. 1) albo też, co częściej, otwory są widoczne (t. 26 rys. 1, most na Prucie w Jaremczu, rys. 2, 3, most na Petrusse w Luksemburgu t. 30 r. 1).

W niektórych mostach francuskich widzimy komorę nad filarami pokrytą jednem sklepieniem, opierającym się wprost na sklepieniu głównem (t. 74 r. 3a). 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; jedne pierścienie są obciążone, drugie wcale nie, przytem wywierają sklepienia parcie poziome na mury czołowe, co może być niekorzystnem. Przy mostach jednoprzęsłowych spotykamy mury podłużne tylko wyjątkowo (t. 45 r. 2).

§. 46. Ustrój murów i sklepień pachwinowych.

a) Położenie murów pachwinowych. Płóść i wielkość komór zależy od tego, czy chcemy znacznie zmniejszyć obciążenie i ciśnienie na fundament, czy nie. Przy mostach drogowych urządzamy zwykle komory w równych odstępach (t. 71, r. 26. t. 75 r. 2, t. 56 r. 1c). Przy mostach kolejowych albo układamy mury pod szyny (t. 74 r. 2b, t. 84 r. 2b), aby ciśnienie przeniosło się wprost na mury (t. 75 r. 3a), ale wtedy ciśnienie znów się nierówno rozkłada na sklepienia, które między torami musiałyby mieć większą rozpiętość, albo też umieszczamy środek sklepień pod szynami (t. 72 r. 2b most na Warcie), albo wreszcie rozdzielamy sklepienia równomiernie bez względu na szyny (t. 73 r. 5).

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 Awisgranie (t. 72 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 $l = 1·2 m$ do $l = 5·4 m$ (t. 30 r. 1) średnio możemy przyjąć 3 do 3·5 m, rozumie się przy większych mostach.

b) Przykrycie komór pachwinowych. Najprostsze przykrycie komór jest płytami kamiennymi, (t. 75 r. 5), zwła-

szcza w Anglii używane (t. 75, r. 1), lub też betonowemi (t. 24, r. 1 c), ale wtedy rozpiętość nie może być większą, niż 0·9 do 1·1 m, wreszcie żelazno-betonowemi (t. 38 r. 1 c). Grubość płyt należałoby wtedy obliczyć wedle § 8. Można także przykryć komory zapomocą wystających kamieni (t. 75 r. 46 most na Łabie) na sposób greckich sklepień. Zwykle jednak przysklepiamy otwory sklepieniami półkolistemi (t. 75 r. 2 t. 78 r. 4) lub odcinkowemi (t. 82. r. 1), rzadziej ostrołukowemi (t. 132 r.

5). Sklepienia odcinkowe $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{3}\right)$ nadają się tylko dla małych wysokości, półkoliste z powodu mniejszego parcia także dla większych wysokości.

e) Wykonanie. Zwykle mury pachwinowe i sklepienia wykonywamy z cegły, czasem jednak także z kamienia łamanego, a nawet z ciosów (t. 48 most na Aarze), w nowszych czasach także z betonu (t. 32 r. 1) lub żelaznobetonowe (t. 53 r. 1). Aby, o ile możliwości, zmniejszyć ciężar muru, robiono też mur przerywany (t. 72 r. 2 most na Warcie). Sklepienie pachwinowe nadmurowuje się albo poziomo albo też pochyło ze względu na odwodnienie (wiadukt na Nissie t. 73 r. 5), urządza się więc rynną (t. 74 r. 1 i 2). 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 $g_2 = 0·5 + 0·02h_2$ } 118)
jeżeli h_1 oznacza wysokość muru czołowego, h_2 muru pachwinowego. Przy wysokich murach czołowych dajemy u dołu grubość większą (t. 73. rys. 1 d i 4).

Grubość sklepień podłużnych znajdujemy w wykonanych mostach od 0·25 do 0·45 m, możemy przyjąć więc dla mostów

$$\left. \begin{array}{l} \text{drogowych } d = 0·25m \\ \text{kolejowych } d = 0·30m \end{array} \right\} \dots \dots \dots 119)$$

Heinzerling podaje następujące wzory:

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= 0.3 + \frac{1}{8} \frac{(3l-f)}{(1+f)} + 0.17 h \\ d &= 0.219 + \frac{l}{2} \left(0.3 + 0.04 \frac{l}{f} \right) \\ g_2 &= (1.5 \text{ do } 2) d \end{aligned} \right\} 120)$$

Sklepienia pachwinowe poprzeczne muszą być grubsze. Znajdujemy grubości od 0.3 do 0.6 m, możemy więc przyjąć dla rozpiętości l_1 $d = 0.4 + 0.05 l_1$ 121)

Grubości murów pachwinowych poprzecznych znajdujemy od 0.6 do 1.0 m. Możemy przyjąć $g_3 = 0.6 + 0.11 l_1$ 122) przyczem dla wyższych murów nachylamy ściany boczne filarów (t. 14 r. 1, t. 28 r. 1). Nachylenie wynosi około 3%. Mur skrajny urządzamy jak przyczółek (t. 62 r. 1. t. 80)

e) Wysokie mury pachwinowe łączymy murami poprzecznymi dla stężenia (t. 74 r. 2) albo też urządzamy sklepienia piętrowe (t. 6 r. 1 d, t. 23 r. 1.). Takich mostów jednak jest niewiele.

f) Nadmurowanie. Mury pachwinowe zastępują po części nadmurowanie, czasem więc opuszcza się je zupełnie tak przy murach podłużnych (t. 2 r. 2. t. 23 r. 1), jak i poprzecznych (t. 28 r. 1, 2, t. 47 r. 1). Jeżeli jednak oś sklepienia nie wyznaczyliśmy według linii ciśnienia, to lepiej przy podporach dać małe nadmurowanie (29 r. 2 a, t. 58), a zwłaszcza koniecznem jest ono nad filarami (t. 7 r. 4) lub przyczółkami (t. 30 r. 1) przy sklepieniach wysokich, a szczególnie półkolistych.

g) Filary odosobnione. Jeżeli mury pachwinowe przerwiemy otworami, które przysklepimy, wtedy zostaną tylko filary, podpierające sklepienia pachwinowe. Jako przykład podajemy most na Dunaju pod Jnzighofen (t. 22 rys. 2, t. 38 r. 1). Zyskujemy wtedy wprawdzie wiele na materiale i ciężarze, obciążenie jednak jest bardzo nierównomiernie rozdzielonem.

h) Połączenie komór. Komory łączymy otworami, które przysklepimy, zwykle też urządzamy właz (t. 71 r. 5), aby można je zrewidować, ewentualnie uskutecznić naprawy.

i) Przy mostach przegubowych trzeba umożliwić zmianę połączenia sklepienia z powodu ciepłoty i urządzić w murach czołowych szczeliny. Ostatnie sklepienie działa wtedy jak płyta, wzmocnimy je więc prętami żelaznymi (t. 33 r. 1).

§. 47. Wołowe oczy.

Dawniej często urządzano w pachwinach wielkie otwory widoczne i to albo sklepienia większe odcinkowe (t. 74 r. 3 a) lub też pełne sklepienia kolisty (t. 48 most na Aarze). Nazywamy je wołowymi oczami (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 (t. 86 r. 1 do 4), 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 sklepienia 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 prawie zupełnie zarzucono i używa się w razie potrzeby tylko mniejszych sklepień pachwinowych, wołowych oczu zaś tylko wyjątkowo (t. 37 r. 1).

VI. P o m o s t.

§. 48. Spadek podłużny pomostu.

Dawniej dawano mostom zwykle bardzo znaczny spadek podłużny, a to w tym celu, aby łatwiej most odvodnić i aby uzyskać większy przekrój przepływu, względnie, aby drogi przed mostem nie podnosić (t. 27 r. 3, t. 50 r. 1, t. 86 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 spadek do otworów, w drugim wystarczy 2 do 5‰, chociaż lepiej jest dać spadek nieco większy, jaki np. znajdujemy w mostach paryskich 9 do 28‰ (t. 21 r. 1). Na podrzędnych drogach może być spadek większy do 50‰ (t. 69 r. 1, t. 47 r. 1 most na Anizie, t. 47 r. 3), a nawet 80‰ (t. 35 r. 1).

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

§. 49. Pomost mostów drogowych.

Pomost mostów na gościńcach robimy w taki sam sposób, jak drogę, a więc robimy żwirówkę 10 do 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. 39 r. 3 b, t. 58 r. 1 d), 7 *cm* wysokiego na warstwie 3 *cm* piasku (t. 95 r. 3) albo też asfaltu. Ustrój drogi należy do budownictwa drogowego.

Ze względu na odwodnienie dajemy pomost zaokrąglony ze spadem bocznym (t. 32 r. 1 d)

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 2⁰/₃₀. Rynny te robią się zwykle z kamieni brukowych (t. 3 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 (t. 86 r. 6). Używane są także chodniki z cegieł, mozaikowe i t. p., bliżej omawia się je w budownictwie drogowem.

Przy mostach mniej uczęszczanych opuszczamy chodniki zupełnie (t. 53 r. 1 d).

W ostatnich czasach podpierają nieraz pomost mostów drogowych dwoma sklepieniami w odstępnie 5 do 6 *m*, a połączonemi płytą żelazną betonową. Ustrój taki widzimy przy moście na Petrusse w Luksemburgu (t. 30 r. 1 i 2). Przy takim urządzeniu sklepienie nie pracuje w całej swej szerokości jednostajnie, bo na jego krawędź wewnątrz przenoszą się znaczne siły. Dlatego wskazanem jest w tem miejscu zgrubić sklepienie jak przy moście, Chauderon-Montbenon w Lozannie (t. 88 r. 1), przy którym widzimy zamiast płyty sklepienie żelazno-betonowe, pokrywające otwór 5-metrowy. Ustrój ten przedstawia jednak znaczną oszczędność materiału na sklepie-

nie, a krążyny wymagają tylko $\frac{1}{3}$ materiału, bo każde sklepienie wykonywa się oddzielnie, więc rusztowanie z pod jednego sklepienia przesuwa się pod drugie.

§. 50. 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 (n. *Stirnmauern* t. 107 r. 4a), który u góry ma najmniej 60 *cm* grubości, a u spodu w razie potrzeby jest grubszym.

Zwykle woda wsiąka popod żwirówkę 40 do 50 *cm* grubą, wyjątkowo tylko brukowano pomost dla odwodnienia (t. 73 r. 5 most na Nissie).

Obok poręczy czasem urządzamy wąskie chodniki 0.6 do 0.9 *m* szerokie (t. 72 r. 2 most na Warcie). Zwykle niema jednak wcale takich chodników (t. 73 r. 1 d).

51. Poręcze.

Poręcze (n. *Geländer*, fr. *garde-corps*, *parapets*, cz. *zabradli*) 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 szlaku.

W takim razie nakrywamy mury czołowe krawężnikami (t. 91 r. 2).

Rozporząd. austr. ministr. kolej. z 28 listopada 1904, § 5 ust. 3 i nast.

3 Wszystkie mosty, u których odstęp murów żwirowych przyczółków wynosi więcej, niż 20 *m*, albo których wolna wysokość wynosi 3 *m* lub więcej, muszą otrzymać poręcze; należy je zazwyczaj ustawić z obu stron kolei, a przy nowych budowlach wysokie najmniej 1.1 *m* nad pomostem.

4. Tak samo mają otrzymać poręcze wszystkie mosty, które leżą między sygnałami ostrzegowymi (w przyszłości wjazdowymi) stacyj, przystanków lub odgałęzień, a poza tymi sygnałami aż do odległości odpowiedniej największej długości pociągu odnośnego szlaku kolejowego; także wszystkie mosty, które od iglicy ostatniej zwrotnicy stacyi nie

krytej sygnalami, wymiany albo przystanku ze skrzyżowaniem pociągów lub manipulacją towarową odległe są nie więcej, niż 200 m, dalej wszystkie mosty, które leżą w odległości nie większej, niż 200 m, przy kolejach niższego rzędu 100 m, od środka przystanku bez skrzyżowania i manipulacji towarowej.

5. Przy mostach żelaznych, których pomost leży między dźwigarami, mogą dźwigary główne tylko wtedy zastąpić poręcze, jeżeli krata jest dość gęsta i mają potrzebną wysokość nad pomostem, aby zapobiedz spadnięciu osób.

6. Przy mostach, które mają otrzymać poręcze, należy umieścić je także na płytach górnych skrzydeł, leżących w powierzchni toru.

Wysokość poręczy przyjmujemy od 0·8 m. do 1·3 m. średnio 1 m. Zależną jest ona też od szerokości, bo większa szerokość zmniejsza niebezpieczeństwo przewrotu człowieka, wychylającego się przez poręcz. Możemy więc przyjąć

$$h + b = 1·3 m \dots\dots\dots 122)$$

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. 7 r. 1, 2), rzadziej żelazne (t. 2 r. 1, 6, t. 14 r. 2, t. 75 r. 5). 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 Blaszanych ¹⁾. Tu podamy tylko kilka przykładów (t. 96 r. 97 i 98) i wspomnimy tylko o poręczach, przytwierdzanych z boku mostu, jak np. poręcz wiaduktu pod Vallendar kolei Troisdorf—Niederlahnstein (t. 96 r. 4). Wskutek tego urządzenia wiadukt ten jednotorowy jest tylko 4 m szeroki.

Kamienne poręcze mogą być z cegieł (t. 89 r. 12) lub 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 (t. 91 r. 5). Jeżeli poręcz składa się na wysokość z jednego ciosu, to grubość zwykle wynosi około 30 cm.

Poręcze stawia się zwykle na płytę gzymsową (t. 91 r.

¹⁾ str. 128 i nast.

1), przyczem wysunąć je można co najwięcej tak, aby ós poręczy wpadała na lica muru (t. 93 r. 2). Jeżeli płytę gzymsową podpierają wsporniki, to można poręczę jeszcze dalej wysunąć (t. 90 r. 14 do 18), w takim razie sklepienie może być węższem. Jeżeli niema wsporników, to wysunięcie poręczy wymaga zakotwienia silnego (t. 88 r. 5). Poręczę wpuszczamy zwykle w płytę gzymsową 2 do 3 cm (t. 92 r. 4, t. 94 r. 2), albo też łączymy je z płytą na zakładkę (t. 91 r. 3, 6, t. 92 r. 1), wreszcie łączyć także można trzpieniami żelaznymi.

§ 52. Architektura poręczy.

1. *Z a s a d a*. Poręcz jest ścianą ograniczającą chodnik, która 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 gzymś wieńczący (n. *Bekrönungsgesims*, *Brustgesims*). Cokół jest jednak ważniejszym tak, że spotykamy prostsze poręczę z cokołem bez gzymsu (t. 90 r. 7 most w Chester), chociaż często widzimy też odwrotnie poręczę z gzymsem bez cokołu (t. 90 r. 8, 9).

Stosunek tych trzech części musi być odpowiedni, gzymś 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 większym, niż cokołu.

2. *Słupki*. Jednostajność poręczy przerywa się słupkami (n. *Pfosten*, *Postament*, *Geländerpfeiler* t. 91 r. 5, t. 92 r. 3) Przez to poręczę wypadają słabsze, a zresztą niżej leżące części budowli zwłaszcza przyczółki, filary i klucz sklepienia wymagają tego nieraz (t. 94 r. 1, 100 r. 1). Przy poręczach żelaznych słupki są konieczne ze względów ustrojowych, czasem wreszcie urządzenie latarni lub posągów na moście wymaga koniecznie słupków ze względów ustrojowych (t. 51 r. 1, t. 20 r. 1, t. 51 r. 2).

Jeżeli chcemy słupki bardziej wyróżnić, to robimy je wyższe od poręczy (t. 92 r. 1, 2, 5 t. 95 r. 1, t. 101 r. 3). Jednak i w takim razie różnica wysokości zwykle jest niewielka, bo cel poręczy tego nie wymaga. Często tylko podwyższamy gzymś (t. 93 r. 3 a), albo też przykrywamy słupek płytą (t. 94 r. 2), większą różnicę wysokości widzimy wyjątkowo przy moście Her-

kulesa w Berlinie t. 100), gdzie słupki są podstawą wielkich posągów. Bardzo często jednak wcale nie podwyższa się słupków, aby nie przekraczać wysokości poręczy dla ludzi najdogodniejszej (t. 14 r. 1, t. 72 r. 2, t. 90, r. 15). 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 mogły występować (101 r. 1, 2 t. 98 r. 2).

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

a) ściana gładka (t. 91 r. 1), która da się nieco urozmaicić obramieniem (t. 6 r. 1, t. 92 r. 3 b).

b) Ściana wzorzysta. Zastosowaniem rozmaitych barw cegieł lub też przerw dadzą się wykonać ściany o rozmaitych wzorach (t. 92 r. 2). Także w ścianie poręczy kamiennej możemy zapomocą otworów odpowiednich otrzymać bardzo ładny rysunek (t. 90 r. 10, t. 93 r. t. 94 r. 1, 2).

c) Słupki. Używane one są najczęściej przy poręczach żelaznych, ale widzujemy je także przy bardzo ozdobnych poręczach, wykonane z kamienia (t. 95 r. 1, 93 r. 5).

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 (t. 101) i umieszczamy je ze względów architektonicznych zwykle nad filarami (t. 13 r. 4, t. 25 r. 2, t. 54 r. 1, t. 98 r. 2), a czasem nad kluczem podparte wspornikami lub lizeną. Także na końcu mostu robimy występy na przyczółkach (t. 99 r. 1), rozszerzając drogę (t. 98 r. 3). Poręcze występu zwykle są silniejsze od reszty, często robimy je kamienne, gdy reszta jest żelazna.

§. 53. Gzyms główny.

Nawet przy najskromniejszym moście znajduje się w płaszczyźnie pomostu gzyms główny (n. *Hauptgesims*) przynajmniej w kształcie płyty, nieco wysuniętej (t. 11).

Cel architektoniczny gzymsu jest uwydatnienie i odgrani-

czenie pomostu jakoteż i osłonięcie muru czołowego przed wodą. Gzyms główny ciągnie się przez całą długość mostu, uzmysłowia więc jedność budowli.

Wysokość gzymsu zależy od wysokości budowli, a także od stanowiska widza. Mosty płaskie, przy których woda znajduje się prawie w wysokości drogi, 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.

§. 54. 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 sklepienie. 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)* poza 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 łatwą.

§. 55. Powłoka.

Warstwę nieprzepuszczalną, pokrywającą sklepienie lub inny mur mostu, nazywamy powłoką (n. *Abdeckung*, fr. *châpe*, a. *coat of the arche*, wł. *cappe*, t. 99 r. 1 c).

We Francyi zwykle powłoka taka jest 8 do 10 *cm* gruba i wykonywana jest w następujący 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 zewnętrznym 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 tworzy kanały na wskrós przechodzące. Jednak warstwa cegieł w cemencie nie wystarcza do należytego odwo-

dnienia, 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 asfaltowej (n. *Asfaltfیلzplatten*), 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 drobnutkiego żwiru 10 cm grubą, aby asfaltu nie uszkodzić. Ponieważ pilśń podlega gniciu, więc w nowszych czasach używają zamiast pilśni też tektolitu, tj. płyty asfaltowej, wewnątrz której znajduje się płótno. Betonowe sklepienie pokrywa się zaprawą cementową gęstą w 2 lub 3 warstwach po 10 ^{mm} cm.

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, 6·69 m długie. W szwach zakłada się je na 2 cm i lutuje. Nowsze doświadczenia okazały, że zaprawa cementowa działa szkodliwie na ołów, trzeba więc między mur a ołów włożyć wkładki papierowe jak to zrobiono (t. 96 r. 1) przy moście na Mozeli pod Longeville. Aby powłoki ołowianej nie uszkodziła żwirówka, ułożono warstwę cegieł bez zaprawy i przez szczeliny między niemi może woda wygodnie przepływać. Betonowe sklepienie pokrywa się zaprawą cementową gęstą w 2 lub 3 warstwach po 10 mm.

Ważnem jest uchronienie od przesiąkania wody murów czołowych. I te zwykle powleka się asfaltem (t. 93 r. 2). Przy wiaduktach kolei miejskiej ^{w miejscach} nałożono warstwę 6 mm asfaltu na na ściany pionowe nadmurowania i murów czołowych. Zwykle jednak warstwę asfaltu lub pilśni zagina się i wprowadza pod płyty kamienne (t. 89 r. 9) na 10 cm.

§. 56. Odwodnienie przez klucz.

Przez klucz, rozumie się, można odprowadzić wodę tylko przy użyciu murów pachwinowych (t. 7 r. 4, t. 107 r. 4) albo przy całkowitem wymurowaniu pachwin (t. 102 r. 2), spadają-

cem ku kluczowi. W przekroju poprzecznym dajemy nadmurowaniu także spad ku środkowi (t. 104 r. 1). W kluczu więc przecinają się płaszczyzny, które mają spad poprzeczny i podłużny 15‰ do 60‰. Cztery rynny schodzą się nad otworem w kluczu, w którym tkwi żelazna rura spadowa odwadniająca (n. *Abfallrohr, Entwässerungsrohr, fr. dégorgoir, tuyau*). (t. 104 r. 4).

Ważną bardzo jest rzeczą, aby powłoka dobrze przylegała do rury spadowej, bo wskutek wstrząśnień i zmiany ciepłoty może pękać, a woda zacieka po za rurę do sklepienia. Dlatego trzeba dodać do rury talerz, który z nią stanowi jedną całość (t. 104 r. 6), albo też osobno się na rurę zakłada (t. 104 r. 5, t. 109 r. 2 c), przyczem powłoka ma zachodzić na talerz.

Na talerz daje się koszyk (n. *Haube, Seigerkorb*), (t. 103, r. 2), opatrzony otworami, jednak może być koszyk i talerz lany z jednego (t. 104 r. 4). Zamiast koszyka używa się wprawdzie czasem rusztu (t. 103 r. 4, t. 105 r. 2), nakrywającego rurę odwadniającą, lecz koszyk jest lepszy, bo uzyskujemy przezeń większą powierzchnię przepływu. Koszyk lub ruszt otacza się małymi kamieniami, aby materiału ziemnego i piasku woda nie wypłukiwała. Ponieważ rura żelazna wskutek ciepłoty się rozszerza, więc rura nie może szczelnie wypełniać otworu w kamieniu, względnie zalewa się to wolne miejsce asfaltem, który jako ściśliwy nie dopuszcza do zbyt wielkiego ciśnienia na kamień.

Zamiast koszyka żelaznego i rury muruje się w nowszych czasach niski szyb z otworami, nakryty żelazną pokrywą (t. 104 r. 2), aby woda w żwirze tak łatwo nie zamarzała. Gdyby się to stało, można po usunięciu górnej warstwy żwiru wprowadzić do szybu parę i odtajać żwir.

Czasem sprowadza się wodę równocześnie z pomostu tym samym otworem. W takim razie musimy przedłużyć rurę aż do pomostu (t. 104 r. 3, t. 111 r. r. 1 b.), oprzeć na talerzu i zrobić w niej odpowiednie otwory. Zamiast rury możemy też w tym celu użyć szybu murowanego 60 cm szerokiego z wielu otworami, otoczonego grubszym żwirem. Doświadczenia kolei berlińskich stwierdziły praktyczność takich szybów murowanych, zakrytych u góry odpowiednio nakrywą metalową. Otwór taki, sięgający aż do pomostu, umożliwiał też w razie zamarz-

nięcia wody w rurze, przebicie lodu drągiem z góry. Aby lód łatwiej wypadł z rury, dobrze jest rozszerzyć ją nieco u dołu.

Rura zwykle wystaje na dole ze sklepienia 2 do 3 *cm*, a to w tym celu, aby woda nie mogła dostać się do sklepienia.

Jeżeli *A* oznacza powierzchnię mostu, z której woda ma rurą odpłynąć, w metrach kwadratowych, to średnicę rury w *cm*. możemy przyjąć z Winklerem

$$d = \sqrt{A} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 124)$$

zaś grubość ścianki $c = 0.013 \, d + 0.8 \, \text{cm} \quad . \quad . \quad . \quad 125)$

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.

§. 57. 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. 106 r. 1).

W tym celu zakłada się w pachwinie rynnę albo nienakrytą (t. 107 r.) wypełnioną kamieniami, albo też kryty kanał (t. 106 r. 4, t. 108 r. 1, 4), 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 wyprzątnąć, 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 (t. 108 r. 1).

Jeżeli używamy murów pachwinowych, to sklepieniom pachwinowym dajemy spad, a to albo do filarów, albo też i ku kluczowi, 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. 80 r. 1, t. 103 r. 1.). W tem miejscu sklepienie nie jest tak grubem jak w węzłowie, woda może prędzej 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 jest często używanym.

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 wyżłabia się otwór po połowie w jednym i drugim klinie (t. 106 r. 2). Przy betonowych sklepieniach zakładamy rury, o ile możności, pionowo.

§. 58. 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 spad 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. 75 r. 4b, t. 107 r. 3, t. 108 r. 1, t. 109 r. 1).

Przy zastosowaniu murów pachwinowych przepuszczamy też wodę przez klucz sklepień pachwinowych (108 r. 2 a, t. 110 r. 1).

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.

§. 59. Odwodnienie przez filary.

Widzieliśmy, że rozmaite sposoby odwodnienia mają swe niedogodności, a jedną z tych jest też zamarzanie wody, ściekającej rurami. Aby tego uniknąć, odprowadza się też wodę ka-

nałami pionowymi przez filary. Na dole filaru albo odprowadza się wodą na bok do rzeki (t. 110 r. 2 i 4), co jednak wskazaniemby było tylko ponad wielką, a przynajmniej ponad małą wodą (t. 112 r. 2), albo też odprowadza się do krytego kanału odwodniającego, znajdującego się pod powierzchnią ziemi (t. 110 r. 3, t. 111 r. 1).

Wymiary kanałów pionowych są rozmaite, wąskie mogą się zatkać i trudno je wyczyścić, dlatego zwykle kanały są 0·5 *m* szerokie (t. 110 r. 4). Przy kolei Orleańskiej spotykamy nawet kanały okrągłe do 2 *m* średnicy, rozumie się, tylko w niektórych filarach, ku którym urządzono spad 15‰ (t. 111 r. 2 a). To są jednak wymiary wyjątkowe, np. przy kolejach berlińskich ma kanał tylko 0·4 *m* szerokości; czasem używa się i węższych (t. 111 r. 1 b). Dla szerokości kanału 0·4 *m* potrzebna najmniejsza grubość filaru 1·25 *m*, aby woda nie zamarzła. Aby zamarznięciu przeszkodzić, należy jeszcze w odstępnie 25 *cm* od ściany zewnętrznej przeprowadzić 6 *cm* gruby szyb powietrzny. Aby woda nie ściekała po ścianach pionowych kanału, wpuszcza się ją do kanału otworem, umieszczonym w samym środku kanału (t. 84 r. 3). Pewniejszą jednak jest rzeczą umieszczenie w kanale rury z żelaza lanego lub kamionki (111 r. 1), o średnicy 10 do 30 *cm*. Powietrze, otaczające rurę, zabezpiecza ją od mrozu. Przy kolei wiedeńskiej umieszczono dwie rury (t. 111 r. 1 b), jedną z żelaza lanego, a wewnątrz rurę z blachy cynkowanej. Rura ta ostatnia da się po odjęciu pokrywy wyciągnąć na górę i wyczyścić.

U dołu robi się kanał poziomy lub mało nachylony, albo wąski z rurą (t. 112 r. 3), albo też 0·6 *m* szeroki, 1·25 *cm* do 1·6 *m* wysoki, (t. 110 r. 4), aby można wleźć i wyczyścić. Przy kolei berlińskiej (t. 112 r. 3) wybudowano nad otworem szyb, zaopatrzone małymi otworkami, służącymi 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.

§. 60. Odwodnienie poza przyczółki.

Jeżeli to tylko jest możliwem, to najwygodniej odwodnić sklepienie poza przyczółki (t. 112 r. 1, t. 99 r. 1 c). W takim razie bowiem nie potrzeba przebijać ani sklepienia, ani muru

czołowego, ani filarów. Aby jednak sprowadzić wodę poza przyczółki, potrzeba pewnego spadku (t. 85 r. 3). 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 (t. 113 r. 2).

Jeżeli nadsypka składa się z drobnego żwiru, to czasem, aby uniknąć splukania żwiru, ogranicza się żwir małym murkiem (t. 69, r. 3), w którym robi się otwory dla wody. Zwykle tego jednak nie potrzeba, ale w każdym razie 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. 69, r. 1a), co jest mniej dobrze.

§. 61. 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. 99 r. 1 c.), to samo robimy przy wieloprzęsłowych w przęsłach skrajnych (t. 19). Rzadziej odwadnia się w takich razach przez boki sklepienia (t. 53 r. 1), przyczem nasyp musi być ograniczonym murem oporowym.

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

VIII. Przepusty.

§. 62. Założenie przepustów.

O przepustach płytowych mówiliśmy już na str. 27. 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 wielką, używamy sklepienia półkolistego (t. 113 r. 1), przy mniejszych wysokościach odcinkowego (t. 116 r. 2). Nadmurowanie sklepień półkolistych nachylenem 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. 130 r. 3), przy większym spadzie należy je wybrukować (t. 116 r. 4). 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 małą (t. 116 r. 1) lub też przy większej nadsypce spoczywa na sklepieniu tylko mały murek czołowy (t. 114 r. 7), który potrzebny tu jest, aby nasyp nie zesunął się ze sklepienia.

Przy małych przepustach znaczne stosunkowo koszty sprawiają mury czołowe i skrzydła. Dla zaoszczędzenia kosztów i pracy ścina się przy kolejach pruskich drugorzędnych wedle inż. Gehlena sklepienie przepustu w płaszczyźnie stoku i przeto zupełnie się oszczędza murów czołowych i skrzydeł (t. 115 r. 2, 116 r. 3). Sposób ten używany jest i u nas zwłaszcza dla przepustów betonowych na drogach krajowych (t. 113 r. 4), a także dla przepustów murowanych nowszych naszych kolei. Ponieważ przy przepustach murowanych trudno jest wykonać zanadto ukośnie przecięcie się stoku ze sklepieniem, dlatego w Prusiech wysuwają nieco wierzchołek sklepienia o 20 do 40 *cm* prostopadle do stoku, przyczem zakrywa się go ziemią o stoku mniej stromym (t. 116 r. 3, t. 117 r. 3). 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 (t. 115 r. 1 i 2), 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 przepusty są tylko tak wielkie, że można przez nie przeleźć, wysokość mała wystarcza, a dla większej ilości wody pożądanem jest raczej rozszerzenie przepustu, więc dlatego zaczęto używać dla takich przepustów sklepień koszowych (t. 115 r. 3).

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 małą, wystarcza mianowicie 0·30 m, bo te małe budowle tkwią zupełnie w ziemi i wpływ mrozu nie okazał się dla nich szkodliwym (t. 116 r. 4).

§. 63. Przepusty z dnem pochyłym.

Jeśli spad nie jest bardzo wielkim, a więc aż do 10%, urządzamy dno równoległe do gruntu (t. 121 r. 1), jeżeli zaś spad jest jeszcze większym, to urządzamy dno w małym spadzie 2%, przez co zmniejsza się chyżość wody, a cały spad zresztą skupiamy w progu (n. *Absturz, Kaskade*) jednym (t. 121 r. 2) lub kilku (t. 124 r. 1), co znów powoduje możliwość podmycia fundamentów. Jeden próg możemy też umieścić u wylotu przepustu, bo 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 pochyłe, równoległe z terenem bez progów (t. 128 r. 2), przyczem zmiany nachylenia trzeba nieco zaokrąglić (123 r. 1 i 2). W załamaniach należy jednak dobrze zabezpieczyć dno od podmycia.

Do spadku 33% jest ten ostatni ustrój lepszym od pierwszego, używany on jednak jest aż do 80% i 100% (t. 123 1 i 2). Czasem znachodzimy też oba ustroje w jednym przepuście (t. 123 r. 3 a).

Z powodu tak wielkiego spadu musi być bruk dna bardzo silny, 20 do 30 cm gruby. Układa się on zwykle na wapnie hydraulicznem lub cemencie albo na fundamencie albo w małym spadzie na gruncie. W ostatnim wypadku chroni się go często przed wymyciem cienkimi murami, łączącymi przyczółki prostopadle do osi. Przy wielkim spadku fundament budujemy w stopniach (t. 122 r. 1), albo też w pewnych odstępach zgrubiamy go, któreto zgrubienia działają jak zęby (r. 3).

U wylotu przepustu, gdzie mogą łatwo powstać podmycia fundamentu, łączy się często oba przyczółki cienkimi murami 0·5 do 0·75 grubymi prostopadłymi do osi, aby bruk zabezpieczyć przed wymyciem (t. 121 r. 1, t. 120 r. 1 c, d).

runku osi drogi przyjmujemy równą rozpiętość przepustu. W razie, jeżeli do kociołka wpadają jeszcze rowy boczne, robimy długość dwa razy większą. 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 zwykle w wysokości dna przepustu (t. 122 r. 1 i 2), czasem nieco niżej (t. 129 r. 3). Przy głębokich szybach przyjmujemy także przekrój eliptyczny (t. 129 r. 3 a) lub kołowy, gdyż potrzeba wtedy mniejszej grubości ścian.

Jeżeli teren jest skalisty, to nieraz niepotrzeba wcale muru, szyb wykuwa się w skale (t. 130 r. 1), lub przynajmniej skała stanowi dno (t. 130 r. 2).

Jeżeli skała jest bardzo stroma, to woda spadająca mogłaby uszkodzić tor, dlatego przy kolei Brennerskiej (t. 130 r. 2) murem poprzecznym zmuszają wodę do wejścia do przepustu.

§. 66. 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 paraboliczny sklepienia (t. 18 r. 2, t. 67 r. 3). Często jednak spotykamy także sklepienie półkoliste lub jajowate (t. 131 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. 114 r. 1, t. 131 r. 1), albo, co lepiej, powiększa się stosownie do wysokości nadsypki z kraju i we środku grubość sklepienia w kluczu dla zwykłych nadsypek w takim razie $0.02h_1$, gdy h_1 oznacza nadsypkę ponad grzbietem sklepienia. Przy użyciu pierścieni daje się je w środku pod największą nadsypką gęściej, niż z 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. 131 r. 1).

§. 67. Przepusty owalne i rurowe.

Tam gdzie jest możliwość przesunięć, gdzie grunt rozmo-
kły, tam już ze względu na ciśnienie boczne i dolne używamy
przepustów owalnych (t. 113 r. 3) lub rurowych. Przepustów
takich używamy też dla bardzo małych ścieków (t. 115 r. 1).

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 gru-
bości $\frac{1}{2}$ do $1\frac{1}{2}$ cegły, teraz zamiast nich buduje się zwyczaj-
nie także przepusty betonowe.

Jeżeli grunt jest dobry, kładziemy rury wprost na ziemię
(t. 136 r. 2, 3), jeżeli nie, potrzeba je podmurować (t. 115 r.
1 d., t. 136 r. 4).

Oprócz przepustów rurowych (n. *Röhrendurchlass*,
fr. *buse*) używamy dla trochę większych rozpiętości przepustów
owalnych (t. 130 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 prze-
kroju prostokątnego najmniej $b=60$ *cm*, $h=80$ *cm*, dla sklepio-
nych $b=60$ *cm*, $h=90$ *cm*.

Nareszcie używane są także dla przepustów małych rury
z żelaza lanego (t. 118 r. 2 c), kawałki rury około 0·8 *m* długie,
u wylotu nieraz skośnie ścięte (t. 119 r. 1 d.), łączy się zapo-
mocą kryś, a u wylotu się podmurowuje (t. 125 r. 3). W Rosyi
łączy się rury zapomocą dwu pierścieni połączonych z żelaza
spawalnego (t. 119 r. 1 a, b, c). Żebra mają wysokość 64 *cm*,
gra wynosi 25 *mm*. Pod pierścienie daje się pilśń smołowaną. Gru-
bość rur dla $d=1\cdot06$ *m* wynosi 25 *mm*, pod nasypami większymi,
niż 6·4 *m*, grubość wynosi 32 *mm*. Rury z blachy falistej by-
wają w ostatnich czasach stosowane zamiast rur z żelaza la-
nego w Rosyi*). Rury te mają możność wyginania się tak po-
przecznego jak i podłużnego, podczas gdy rury lane w tych
wypadkach pękają.

*) O użyciu rur blaszanych czytaj artyk. Jasiewiczza: O zastosowa-
niu rur z blachy pod nasypami kolejowymi. Przegl. Techn. 1902, str. 321.

IX. Przyczółki.

§. 68. 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 przyjmujemy 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, (t. 113 r. 2, t. 110 r. 1), jeśli zaś sklepimy aż do A (t. 137 r. 6), co się zresztą dzieje bardzo rzadko (t. 107 r. 4), to można przyjąć wedle Winklera węzłowia w DE , przyczem D otrzymamy jako punkt przecięcia się pionowej przez A z grzbietem sklepienia. Lepiej jednak przyjąć węzłowie w szwie $D_1 E_1$, poprowadzonym przez 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 wskutek ciężaru własnego sklepienia bez nadsypki. Zresztą niema powodu nieuwzględniania 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 zwyklejszym 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. 137 r. 3). *Résal* uwzględnia ich wpływ w ten sposób, że przyjmuje ich grubość większą

$$g_1 = \sqrt{\frac{d^2(b-b') + g^2b}{b}} \dots \dots \dots 127)$$

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

§. 69. Przyczółki z przyporami i płytą poziomą Möllera.

W Anglii używają czasem przyczółków z przyporami (t. 137 r. 7). Ustrój ten przedstawia wprawdzie pewną oszczędność materiału, jednak wykonanie jest trudniejszym, 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.

Liczymy takie przyczółki w ten sam sposób, co zwykle. Jeżeli przypory są w odstępnie a (t. 137 r. 4), 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 $\frac{h}{6}$ od osi, jak przy przekroju prostokątnym. 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 $1.5m$.

W najnowszych czasach zaczęto używać przyczółków z płyty poziomej układu Möllera, przyczółków dwudzielnych*) (n. *zweitheiliger Widerlager*) (r. 137 r. 5). Na płytę żelazno betonową ciśnie ciężar ziemi Q . Parcie uko-

*) p. Beton u. Eisen 1904 str. 73.

śne K rozkłada się na pionowe ciśnienie A i poziome parcie H . To H zostaje zniweczone tarcie, jakie wywołuje siła Q . Wskutek tarcia powstaje oddziaływanie nachylone ziemi W , które daje składową poziomą $FQ=H$. Parę takich mostów już wykonano (t. 137 r. 1).

§. 70. Kształt przyczółka.

Dla małych przepustów przekrój przyczółka bywa zwykle prostokątnym (t. 10 rys. 1, t. 23 r. 2 b). Z powodu parcia sklepienia jednak linia ciśnienia się odchyła, korzystniej jest, jeżeli oś przyczółka wpada na linię ciśnienia, zatem jest pochyloną, zewnętrzna ściana przyczółka bywa więc pionową, wewnętrzna pochylą (t. 113 r. 1, t. 114 r. 7 b). Im parcie jest większem, tem bardziej nachylamy wewnętrzną powierzchnię przyczółka (t. 139 r. 1). Czasem powierzchnia ta jest krzywą (t. 38 r. 1 c), a wreszcie cały przyczółek jest przedłużeniem sklepienia nieco rozszerzonym (t. 22 r. 2 b).

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

Zamiast powierzchni zewnętrznej pochyłej robią ją nieraz schodkową (t. 48 r. 2 most na Aarze). Jest to gorzej, bo łatwiej woda dostaje się do muru, zatrzymując się na schodkach.

§. 71. Grubość przyczółka.

Grubość przyczółka w węzłowie powinna być taka, aby w szwie dowolnie pochylonym AB (t. 137 r. 2) nie nastąpiło przesunięcie. Siły działające tu są: parcie sklepienia S , ziemi Z , ciężar muru C i nadsypki C_1 . W innym szwie poniżej AB nie 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

$$N = (H - H_1) \text{ wst } \alpha + (V + V_1 + C + C_1) \text{ dost } \alpha, \quad . \quad . \quad 128$$

zaś równoległa do AB siła

$$P = (H - H_1) \text{ dost } \alpha - (V + V_1 + C + C_1) \text{ wst } \alpha \quad . \quad . \quad 129$$

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

*) Por. str. 27.

Aby nastąpiło przesunięcie, musi być przezwyciężona spójność zaprawy i tarcie. Wiemy, że na spójność zaprawy nie możemy liczyć na pewne, tu więc uwzględnimy tylko tarcie. Jeżeli współczynnik tarcia jest f , to dla równowagi

$$P = Nf = N \operatorname{st} \varrho.$$

Po wstawieniu wartości otrzymamy

$$(H - H_1) \operatorname{dost} \alpha - (V + V_1 + C + C_1) \operatorname{wst} \alpha \leq \operatorname{st} \varrho \left((H - H_1) \operatorname{wsta} + (V + V_1 + C + C_1) \operatorname{dost} \alpha \right),$$

a stąd

$$H - H_1 \leq (V + V_1 + C + C_1) \operatorname{st} (\alpha + \varrho),$$

$$H - H_1 \leq (V + V_1 + b(\gamma h + \gamma_1 h_1)) \operatorname{st} (\alpha + \varrho),$$

wreszcie

$$b \geq \frac{H - H_1}{\operatorname{st} (\alpha + \varrho) (\gamma h + \gamma_1 h_1)} - \frac{V + V_1}{\gamma h + \gamma_1 h_1},$$

czyli

$$b \geq \frac{H - H_1 - (V + V_1) \operatorname{st} (\alpha + \varrho)}{\operatorname{st} (\alpha + \varrho) (\gamma h + \gamma_1 h_1)} \quad . \quad . \quad . \quad 130$$

Dla poziomych szwów jest $\alpha = 0$,

$$b \geq \frac{(H - H_1) - (V + V_1) f}{(\gamma h + \gamma_1 h_1) f} \quad . \quad . \quad . \quad 131$$

Spółczynnik tarcia między kamieniem a kamieniem możemy przyjąć z Ponceletem $f = 0.7$ dla zaprawy starej, dla świeżej jest on bardzo mały. Jednak sklepienie zestawiamy na krążynach, dopóki zaprawa nie stężeje, więc gdy przyjmiemy $f = 0.3$, to będziemy mieli dostateczną pewność.

Wyznaczywszy grubość przyczółka w węzłowie, zwiększamy ją zwykle ku dołowi i przekonywamy się za pomocą linii ciśnienia, czy nie wychodzi ona z jądra, względnie, czy ciśnienie nie jest za wielkiem. Ze względu na to, że cienkie przyczółki odkształcają się wskutek parcia sklepienia, co na sklepienie działa niekorzystnie, nie powinno ciśnienie nigdzie przekraczać 15 kg/cm^2 , ciśnienie na fundament, rozumie się, musi być mniejszem.

§. 72. Inne wzory dla grubości przyczółków.

Croizette Desnoyers wyznaczył grubości przyczółków w węzłowie na innej podstawie. Przypuszczając AB poziome, badał on 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 u góry i przedstawił wyniki wykreślnie liniami krzywymi. Na podstawie tych linii ułożyliśmy następujące wzory dla grubości przyczółka b w węzłowie w m .

Sklepienie półkoliste dla

$$\left. \begin{array}{ll} l < 5 m & b=0.4 + 0.16l \\ 5 < l < 25 m & b=0.7 + 0.10l \\ 25 < l & b=1.25 + 0.82l \end{array} \right\} \dots 132)$$

Sklepienie odcinkowe

$$\left. \begin{array}{ll} \frac{f}{l} = \frac{1}{4} & \frac{1}{6} & \frac{1}{8} \\ l < 5 & 0.3 + 0.10 l & 0.3 + 0.12 l & 0.4 + 0.11 l \\ 5 < l < 25 & 0.4 + 0.085 l & 0.5 + 0.095 l & 0.5 + 0.11 l \\ 25 < l & 0.9 + 0.068 l & 1.0 + 0.074 l & 1.1 + 0.08 l \\ & \frac{1}{10} & \frac{1}{12} \\ l < 5 & 0.4 + 0.14 l & 0.4 + 0.16 l \\ 5 < l < 25 & 0.5 + 0.115 l & 0.55 + 0.122 l \\ 15 < l & 1.1 + 0.09 l & 1.1 + 0.098 l \end{array} \right\} \dots 133)$$

Sklepienia eliptyczne

$$\left. \begin{array}{ll} \frac{f}{l} = \frac{1}{3} & \frac{1}{4} & \frac{1}{5} \\ l < 5 & 0.5 + 0.18 l & 0.5 + 0.2 l & 0.5 + 0.21 l \\ 5 < l < 25 & 0.9 + 0.115 l & 0.8 + 0.137 l & 0.7 + 0.16 l \\ 25 < l & 1.6 + 0.089 l & 1.8 + 0.097 l & 1.9 + 0.109 l \end{array} \right\} \dots 134)$$

Oprócz tych wzorów, opartych na obliczeniu, mamy jeszcze liczne wzory doświadczalne. I tak Melan podaje dla przyczółków, których wewnętrzne powierzchnie mają nachylenie $1: \frac{1}{6}$

$$\left. \begin{array}{ll} \text{dla sklepień półkolistych} & b=0.4 + 0.2 l \\ \text{" " " " } & \frac{f}{l} = \frac{1}{4} & b=0.4 + 0.27 l \end{array} \right\} \dots 135)$$

Kaven przyjmuje

$$b = \left(0.42 + 0.17 \frac{l}{2f+d} + 0.044 h \right) \sqrt{l} \dots \dots \dots 136)$$

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

Wzór Foerstera opiewa

$$b = 0.30 + \frac{l}{8} \frac{3l-f}{l+f} + 0.17 h \dots \dots \dots 137)$$

Kolej Hanowerska przyjmuje w m .

$$b = 0.29 + \frac{1}{6} h + \frac{1}{8} l \frac{3l-f}{l+f} \dots \dots 138)$$

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

$$b = 0.29 + \frac{1}{6} h + \frac{5}{24} l \dots \dots \dots 139)$$

Kolej austriacka Państwowa przyjmuje dla sklepień półkolistych:

l	zwiększenie grubości dla każdych 30cm nadsypki wyżej niż		
	Grubość normalna przy nadsypce do 3 m	10 m	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	1.80	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
$l =$	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 Retycka Reichenau-Ilanz i Thusis-Św. Maurycy o szerokości toru 1 m przyjmuje dla

$l =$	6	8	10	12	15	20	25 m
$b =$	1.7	1.9,	2.1	2.8	3.5	4.2	5.3 m.

§. 73. Kierunek szwów w przyczółku.

Szwy w przyczółku zwykle bywają poziome (141 r. 1, 2), gdyż jestto ustrój najprostszy. Jednak jeśli parcie sklepienia jest wielkie, linia ciśnienia jest tak pochyłą, 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 pochyłą, 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. 140 r. 4) t. 21 r. 2 most pod Inzighofen), albo w części tylko na pewnej szerokości, będącej niejako przedłużeniem sklepienia (t. 140 r. 1, 5, t. 146 r. 3).

Na wewnętrznej stronie przyczółka dajemy często ścianę pionową, a szwy tam są poziome (t. 140 r. 4, 5). Ściana ta czasem jest zupełnie odrębna od przyczółka i buduje ją się tylko ze względów estetycznych (t. 141 r. 4, 5, 140 r. 3, t. 138 r. 4).

To samo da się powiedzieć także i o podstawie przyczółka. Zwykle jest ona poziomą (t. 138 r. 5, t. 140 r. 1). Jeśli jednak linia ciśnienia jest bardzo pochyłą, to pochyla się też i podstawę fundamentu (t. 29 r. 2, t. 20, t. 14 r. 2, t. 21 r. 2, t. 29 r. 2, t. 144 r. 2).

Jeżeli przyczółek opiera się o bardzo silny grunt n. p. o skałę, to albo daje się mały fundament pochyły (t. 6 r. 1 b) albo też o podstawie poziomej (t. 21 r. 1 a, most pod Rechtenstein).

§. 74. 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 używano tego ustroju we Francyi na kolei Orleańskiej dla mostów w przekopie (t. 142 r. 4 i 5), rzadziej dla przejazdów górą w nasypie (rys. 3); obecnie używają go i inne koleje (t. 148 r. 3 i 4).

*) Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 388.

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 $l = 0,3 r$, jeżeli r oznacza promień krzywizny.

W nowszych czasach używają tego ustroju bardzo często zwłaszcza dla mostów większych (t. 138 r. 2, t. 141 r. 3, t. 148 r. 1), nawet i największych (t. 5 r. 1, t. 26 r. 1, t. 28 r. 1, t. 29 r. 1).

§. 75. Przyczółki wydrażone.

Aby zmniejszyć parcie ziemi na skrzydła równoległe*) przy wysokich przyczółkach, połączono je przy wiadukcie pod Epinay na Orge (t. 144 rys. 3 a, d), 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. 148 r. 1 i 2). To samo robimy także przy wiaduktach. Zanurzamy ostatni przyczółek w nasypie, robiąc ostatni otwór albo widocznym (t. 145 r. 3) albo też niewidocznym (t. 145 r. 2), zakrywając go murem czołowym. W tym ostatnim wypadku rozpieramy mury czołowe murem poprzecznym (r. 2 a, b, c).

Zamiast dzielenia przyczółka na kilka części, połączonych sklepieniami, możemy też zrobić przyczółek jednolity, wewnątrz jednak zrobić odpowiednie otwory pionowe, studnie (fr. *puit*), jak widzimy n. p. w wiadukcie de l' Indre (t. 145 r. 1), albo wiadukcie Bèbre (t. 151 r. 4). Otwory te mają w przekroju poziomym kształt koła albo elipsy. Kształt krzywy jest lepszym ze względu na parcie ziemi. Innego rodzaju otwory widzimy przy

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

mostach kolei Krzyż — Poznań (t. 146 r. 1) i Bologna Pistoia (r. 2). Otwory tę wypełniamy zwykle piaskiem, czasem kamieniami.

Oblicza się przyczółki wydrążone (n. *Kastenwiderlager*) w ten sam sposób, jak zwykle. Kreśli się w ten sam sposób linię ciśnienia, która powinna leżeć w jądrze. Jądro trzeba wyznaczyć wedle prawideł znanych ze statyki.

X. F i l a r y.

§. 76. Obliczanie filarów.

Na filary działają oprócz ciężaru własnego z obu stron parcia ukośne sklepienia. Niekorzystniejszem dla filaru 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. *Tragfeiler*). Robiono to z tego względu, że sklepienia rzadko się wala, aby jednak w danym razie wszystkie przeszła się nie zawałyły, co kilka filarów n. p. co trzeci lub piąty dawano grubszy grupowy. Pożądanem 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 gotowem. Nareszcie i względy estetyczne mogą przemawiać za urządzeniem filarów grupowych dla przerwania jednostajności.

W ostatnich czasach postępujemy jednak zwykle inaczej. Obliczamy filar przedewszystkiem 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 obciążonem, 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 nieobciążonem. Pożądanem jest, aby wtedy linia ciśnienia nie wychodziła przynajmniej z przekroju. Pod tym względem zebrano doświadczenia podczas wojny niemiecko-francuskiej z roku 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 natężenia wskutek parcia wiatru na filary i przyległe sklepienia ewentualnie obciążone, w którymto wypadku przyjmuje się parcie wiatru 170 kg/m^2 . Jeżeli wiadukt jest nieobciążonym, 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.

§. 77. Kształt filarów.

Winkler postawił sobie zadanie wyznaczenia takiego kształtu filaru w przekroju pionowym, aby w każdym szwie poziomym linia ciśnienia przechodziła przez punkt jędrny.

Nie podajemy tu całego wywodu Winklera**), uważając go za mniej ważny dla praktyki i ograniczymy się na wynikach.

Jeżeli kształt ten chcemy zachować od pewnej głębokości z (t. 147 r. 1), to dla danego y otrzymuje Winkler, nazwawszy x grubość filaru

$$x^2 = \frac{6(H_1 - H_2)(H_1 - H_2)(z + 4) - (V_1 - V_2)a^3}{A + \gamma[(H_1 - H_2)(z + y) - (V_1 - V_2)a^2]}, \quad 140)$$

*) Por. Podręcznik Teorii Mostów I. wyd. II. str. 21.

**) Por. Winkler. Vorträge über Brückenbau. Steinerne Brücken 1874 str. 32.

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 $C_1 E_1$ (r. 3). 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

$$z = \frac{6(V_1 - V_2) a + (C_1 + V_1 + V_2) x_0}{6(H_1 - H_2)} \quad \dots \quad 141)$$

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

$$A = \frac{1}{36} (6(H_1 - H_2) - \gamma x_0^2) (C_1 + V_1 + V_2)^2, \quad \dots \quad 142$$

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 $x_0 = 2.8 m$, to $C_1 = 28 + 6.72 z$. Wstawmy to w 141), to

$$z = \frac{6.10 \cdot 5 \cdot 0.98 + (28 + 6.72z + 44.2 + 33.7) 2.8}{6.10 \cdot 4}$$

a stąd $62.4z = 61.74 + 296.5 + 18.82z$, więc $43.58z = 358.24$, wreszcie $z = 8.2m$.

A zatem $C_1 + (4.17 + 8.2) 2.8 \cdot 2.4 = 83.14 t$.

Dalej mamy z 142

$$A = \frac{1}{36} (6.10 \cdot 4 - 2.4 \cdot 2.8^2) (28 + 6.72 \cdot 8.2 + 44.2 + 33.7)^2,$$

$$A = 31400.$$

Wstawiwszy to 140), otrzymamy

$$x^2 = \frac{6 \cdot 10 \cdot 4 (10.4 (8.2 + 4) - 10.5 \cdot 0.78^2)}{31400 + 2.4 (10.4 (8.2 + y^2) - 10.5 \cdot 0.98^2)}$$

a stąd

$$x = \frac{7.9 (75 + 10.4 y^2)}{\sqrt{31400 + 2.4 (75 + 10.4 y^2)}}$$

Stąd otrzymamy dla

$y = 0$	5	10	15	20 m
$y + z =$	8.2	13.2	18.2	28.2 m
$x =$	2.88	3.77	4.30	4.57 m.

Według tego wrysowano kształt filaru na t. 147 r. 2.

Kształt filaru obliczyć się da wedle rów. 140) 141) i 142) tylko dla bardzo wysokich filarów, a i wtedy jest nieestetycznym, a oprócz tego wykonanie trudniejsze, dlatego rzadko tylko używamy wysokich filarów o ścianach krzywych (t. 151 r. 2). Częściej używa się tego kształtu przy filarach niskich (t. 149 r. 1, t. 150 r. 3). Zwykle przy filarach tak wysokich, jak i niskich, dajemy ściany filarów płaskie i nieco nachylone (t. 151 r. 3, t. 153 r. 1, t. 154 r. 1 i 2) i to

w kierunku podłużnym mostu 1 do 3·5% średnio 2%,
„ „ „ „ „ 3 do 7% „ 5%.

Jeżeli filary mają ściany pochyle, to pochyla się też i mur czołowy sklepień (t. 103 r. 1), częściej jednak sklepienie robi się pionowem, a ściany filarów nachyla się dopiero poniżej węzłowania (t. 106 r. 5, t. 148 r. 2).

Wysokie filary otrzymują zwykle cokół (t. 153 r. 1), bardzo wysokie nawet dwa cokoły (t. 154 r. 1 i 2 a). Także tak ze względów statycznych, jak zwłaszcza z architektonicznych, daje się przypory (*f. contrefort*) (t. 154 r. 1 i 2, t. 157 r. 2). Dla wysokich filarów architektura zresztą powinna być bardzo prostą, należy tylko uwydatnić główne linie.

§. 78. Wzory doświadczalne dla grubości filarów.

Wzór 140 jest za zawily, dlatego też w praktyce przyjmuje się zwykle grubości filarów wedle wzorów doświadczalnych, a potem bada się je wedle §. 76 wykreślnie, poczem ewentualnie zmienia się odpowiednio ich grubość.

Podamy tu kilka wzorów doświadczalnych:

Perronet przyjmuje dla filarów niosących górną grubość filaru

$$b = 0.081 l + 0.76 m \dots\dots\dots 143)$$

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 one być zatem stosunkowo silniejsze. Używane jest b od 0.1 l do 0.24 l , a w dawniejszych czasach robiono nawet $b = 0.41$.

Możemy przyjąć w przybliżeniu dla rozpiętości od 15 do 40 m .

$$b = 2.0 + 0.07 l \dots\dots\dots 144)$$

Dla wiaduktów grubość filaru górna może być mniejszą, możemy przyjąć z Houssellem

$$b = 0.5 + 0.16 l \dots \dots \dots 145)$$

W obu wzorach l oznacza rozpiętość sklepień w m . Jeżeli sklepienia przyległe mają rozpiętości nierówne, to l oznacza rozpiętość większą, a jeżeli różnica jest znacznie większą, to trzeba przyjąć b większe, niż z wzoru wypada, mianowicie

$$b = 0.25 l \text{ do } 0.3 l \dots \dots \dots 146)$$

Poniżej podajemy dla przykładu grubości filarów kilku mostów rzecznych i wiaduktów.

A. Filary mostów rzecznych.

L. p.	Nazwa mostu	grubość b węzłowa w m	rozpiętość prześł w m	$\frac{b}{l}$	kształt sklepienia
1.	Most stary na Łabie w Dreźnie	9.4	15.7	0.6	elipsa
2.	„ na Loarze w Orleanie . .	5.85	32.48	0.18	elipsa
3.	Most przy teatrze narodowym w Pradze . . .	5.83	42.72	0.137	—
4.	„ na Sprewii w Köpenick .	3.0	18.0	0.167	odcinek
5.	„ na Warcie pod Wronką .	3.10	23.2	0.133	„
6.	„ Palackiego w Pradze . .	4	32.0	0.125	—
7.	„ Tylży na Saonie w Lug- dunie . . .	2.60	22.3	0.117	odcinek
8.	„ Radeckiego w Wiedniu .	2.95	19.27	0.116	„
9.	„ Napoleona w Paryżu . .	4	34.5	0.116	„
10.	„ na Loarze w Chalons . .	3.44	30.0	0.115	elipsa
11.	„ Jena w Paryżu . . .	3.0	28	0.117	odcinek
12.	„ na Sekwanie w Neuilly .	4.22	40	0.106	koszowy
13.	„ Boucicat w Verjux . . .	4	40	0.1	elipsa
14.	„ na Odrze w Frankfurcie .	3.0	30.0	0.1	—

Pierwszy most podajemy tu tylko jako przykład, jak grube w dawnych mostach spotykamy filary.

B) Filary wiaduktów miejskich.

1. Kolej miejska w Wiedniu (h wysokość nadmurowania nad terenem, l rozpiętość, podane grubości filarów w m).

a) sklepienia półkoliste:

l	$h = 6$	7	8	9	10	11	12 m
5	1.65	1.80	1.95	2.1	2.25	2.4	
6	1.65	1.80	1.95	2.1	2.25	2.4	2.55
7		1.80	1.95	2.1	2.25	2.4	2.55
8				2.1	2.25	2.4	2.55
9					2.25	2.4	2.55
10						2.4	2.55
11						2.4	2.55
12						2.4	2.55
Filary grupowe	2.10	2.25	2.40	2.55	2.70	2.85	3.15
					do	do	do
					2.85	3.0	3.70

b) Sklepienia odcinkowe, $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$, h_1 wysokości szyny nad terenem.

l	$h_1 = 4$	5	6	7	8	9	10	11	12 m
5	1.35	1.5	1.65	1.80	2.1	2.4	2.7	2.85	3.0
6	1.35	1.5	1.65	1.80	2.1	2.4	2.7	2.85	3.0
7		1.5	1.65	1.80	2.1	2.4	2.8	3.00	3.0
8		1.5	1.65	1.80	2.1	2.4	2.7	3.00	3.15
9			1.80	1.95	2.15	2.4	2.85	3.00	3.15
10			1.80	1.95	2.25	2.55	2.85	3.00	3.15
11			1.80	2.10	2.25	2.55	2.85	3.00	3.15
12			1.80	2.10	2.55	2.55	3.00	3.00	3.15
Filary grupowe									
od:	2.1	2.25	2.4	2.55	2.7	2.65	3.0	3.15	3.3
do:		2.7	3.45	3.6	3.75	4.05	4.5	4.35	4.5

2. Kolej miejska w Berlinie

sklepienia odcinkowe	$\frac{f}{l} = 1:4.5$	1.25	10	0.125	
"	"	1:4.0	1.6	12	0.133
"	"	1:3.5	1.9	15	0.127
"	"	1:6.0	1.15	80	0.144

c) Filary wiaduktów wysokich.

L. p.	Nazwa mostu	grubość b w węzłowie w m	wysokość filaru	rozpiętość l	$\frac{b}{l}$	Uwaga.
1.	Dinan	4.0	44	16.0	0.250	drogowy
2.	Levaud - Franche	2.25	14.0	10	0.225	

L. p.	Nazwa mostu	grubość b		wysokość filaru	rozpiętość l	$\frac{b}{l}$	Uwagi
		w węzłowi w m					
3.	Nogent na Marnie	3.2		13.8	15.0	0.213	
4.	na Aulne	4.80		41.5	22.0	0.218	
5.	Zgorzelec na Nisie	2.64		16.0	12.56	0.21	
6.	Mussy kolei Paray le Monial-Lozanna	5.0		60.0	25	0.2	
7.	Semmering na Schwarzy	1.90		14.0	9.8	0.194	
8.	Selle	2.7		14.2	15.0	0.180	
9.	Chaumont na Suize	1.6		50	10.0	0.16	3 piętrowy
10.	doliny Wear	7.29		21.9	48.8	0.156	
11.	Lockwood w Anglii	1.37		31.5	9.12	0.149	
12.	Morleux kolei Rennes- Brest	4.25		56.7	15.5		

Przy kolei Retyckiej Reichenau - Ilanz i Thusis - św. Maurycy przyjmowano następane szerokości filarów

dla $l = 6 \quad 8 \quad 10 \quad 12 \quad 15 \quad 20 \quad 25$

dla $h < 5 m \quad b = 1.20 \quad 1.35 \quad 1.50 \quad 1.70 \quad 2.00 \quad 2.70 \quad 3.60 m$

u $h > 5 m \quad b = 1.40 \quad 1.55 \quad 1.70 \quad 1.90 \quad 2.20 \quad 2.90 \quad 3.80$

Jeżeli budujemy co kilka przęseł filary grupowe, to dajemy im grubość większą, mianowicie średnio

$$b = 0.31 \quad \quad 147)$$

§. 79. Szerokość i boki filaru.

Szerokość filaru zależy od szerokości drogi lub kolei. Ze względów oszczędności staramy się przyjmować szerokość jak najmniejszą, a więc tak wielką, jak szerokość sklepienia. Oprócz tego filary rzeczne otrzymują głowice*).

Filar zgrubiamy od węzłowi do fundamentu, aby uwzględnić zwiększający się ciężar. W kamieniu zgrubienie jest ciągłym, a zazwyczaj boki są płaskie (t. 153 r. 1, 2 i 5), wyjątkowo tylko zakrzywione (t. 159 r. 4), w ceglach robimy odsadzki. Nachylenie boków wiaduktu największe było $\frac{1}{8} = 0.125$ przy wiadukcie Combe de Fin (t. 152 r. 3). Wiadukt Rouchat ma nachylenie na czole $\frac{1}{14}$, na wewnętrznych ścianach $\frac{1}{50}$, w przyporach zaś $\frac{1}{33}$, wiadukty kolei Albulanńskiej $\frac{1}{40}$.

*) por. Przyczółki i filary str. 6.

Średnio przyjmujemy nachylenie filaru
w kierunku podłużnym mostu 2⁰/₁₀,
" " poprzecznym " 5⁰/₁₀.

Mur czołowy i sklepienie robimy często pionowe (t. 127 r. 1) albo przynajmniej dajemy nachylenie mniejsze (t. 151 r. 2), (t. 153 r. 2b). Zwykle jednak przy wiaduktach nachylamy także sklepienie (t. 158 r. 3), a robimy to też i przy sklepieniach większych (t. 153 r. 1b).

Nachylanie boków jest korzystnem pod względem statycznym zwiększa stałość budowli, a także korzystnie się przedstawia pod względem estetycznym, wymaga jednak dobrego, nie wietrzącego materiału.

Ceglane filary lepiej robić w odsadzkach, które przykrywamy zendrówką, bo wystawanie każdej następnej warstwy, przezco otrzymaćbyśmy mogli nachylenie boku filaru, jest niekorzystnem ze względu na wpływy atmosferyczne.

Zwykle dajemy tu mało wystający cokół, czasem dla rozszerzenia większego filaru dwa cokoly.

§. 80. Filary wydrażone.

Dla oszczędności i zmniejszenia ciśnienia na fundament budujemy czasem filary wydrażone, rozumie się jednak lądowe (t. 155 r. 1), 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 żelaznymi. W wyższych filarach jednak zwykle robimy studnie, otwory pionowe (t. 156 r. 2, t. 159 r. 4) lub też budujemy je jako skrzynie, łącząc ściany zewnętrzne cienkimi ścianami poprzecznymi. U góry nakrywamy otwory najczęściej wystającymi kamieniami (t. 155 r. 1) albo sklepieniami (t. 155 r. 3). Otwory te zostawia się albo puste albo też wypełnia 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 trudniejszym i kosztowniejszem.

Oblicza się filary wydrażone w ten sam sposób, co pełne, uwzględnić tylko należy, że linie jędrne nie leżą tutaj w trzeciej części przekroju.

§. 81. Głowice.

O głowicach mówiliśmy już gdzieindziej*). Tu wspomnimy jeszcze, że zwykle głowice wystają nie więcej nad 0,5 m nad wielką wodą. Nakrywamy je czapką stożkową (t. 152 r. 2).

Przy sklepieniu odcinkowem zgadza się zwykle węzłowie sklepienia z gzymsem głowicy (t. 149 r. 2). Przy eliptycznem zanurza się węzłowie w wodzie, grzbiet zaś zwykle zgadza się z gzymsem głowicy (t. 158 r. 2), albo też wchodzi jeszcze pod gzyms (151 r. 1). Przy użyciu bawolich rogów leży zwykle węzłowie zewnętrzne łuku odcinkowego ponad głowicą (t. 17 r. 1 i 2, t. 18 r. 2).

Przedłużanie głowic aż do pomostu, jak w moście na Łabie w Dreźnie (t. 160 r. 6) nie wygląda ładnie, może jednak być spowodowanem występem odpowiednim pomostu.

§. 82. Filary lądowe.

Filary lądowe nie mają głowic, przekrój ich jest więc prostokątnym (t. 98 r. 2 a). Zwykle jednak ze względów estetycznych dajemy przypory i lizeny tak wewnątrz, jak i zewnątrz (t. 8 r. 7, t. 76 r. 3 b). Czasem przypory takie są większe i przedłużone aż do pomostu, tworzą występy dla robotników lub przechodni. Czasem wysoki filar stoi w wodzie, (t. 154 r. 1), 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. 154 r. 3, t. 157 r. 4), chociaż często opuszcza się też ten gzyms (t. 7 r. 3), co zależy od architektury. Jeżeli łęk przedłużamy pionowo, to gzymsu nie dajemy (t. 154 r. 1); 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 wyso-

*) Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i kamiennych str. 6.

kość cokołu wynosi 0.15 do 0.20 wysokości filaru. Cokoły sąsiednich filarów leżą w jednej wysokości (t. 147 r. 4, t. 157 r. 4). Czasem daje się kilka cokołów dla zgrubienia filaru, ale to nie wygląda zbyt ładnie (t. 154 r. 3). Jeżeli wiadukt jest w łuku, to daje się w przekroju poziomym filarom kształt trapezu (t. 147 r. 5) *abcf*, a między tymi filarami budujemy zwykle sklepienia kolebkowe. Z rysunku widzimy, że $d_1 - d_2 = b:l$, więc

$$d_1 - d_2 = \frac{bl}{r} \dots \dots \dots 148)$$

Przy obliczeniu dokładnem takiego filaru należałoby uwzględnić kształt trapezowy i odpowiednio wyznaczyć jądro. Sklepienia półkoliste na czole robimy zwykle jednostajnie grube, chociaż wewnątrz grubość wzrasta ku podporom (t. 147 r. 2).

§. 83. 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 niemi ma nierówne sklepienia (t. 152 r. 1).

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. 64 r. 3 most na Saali).

4. Jeżeli wysokość wiaduktu jest bardzo zmienną, to zmieniamy też i rozpiętość*) (t. 26 r. 1*a* i 2*a*).

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. Węzłowiec leżą w równej wysokości. Wtedy odosobniamy przęsła tylko, gdy rozpiętość i stosunek $\frac{f}{l}$

*) Por. str. 38 rów. 19.

znacznie się różnią (t. 23 r. 1). Przy mniejszej różnicy rozpiętości dajemy czasem taki sam stosunek $\frac{f}{l}$ (t. 156 r. 1) i odgraniczamy tylko filarem z wąską lizeną.

2. Węzgłowia leżą w różnych wysokościach. Wtedy odgraniczenie musi być silne zapomocą lizeny lub występu, (t. 13 r. 1, t. 15 r. 1 b, 4). Jeżeli różnica wysokości obu węzgłowi nie jest wielką, to czasem przedłużamy pionowo łuk wyższy (t. 160 r. 1, t. 154 r. 3), aby uzyskać gzyms w tej samej wysokości. Jeżeli różnica jest nieco większą, to wygląda to nieładnie (t. 151 r. 3). Także składano łuk z dwu części o różnych promieniach, aby otrzymać następne węzgłowie wyżej przy mostach w spadku (t. 160 r. 2.) Przy moście na Illerze w Kempten *) (t. 185 r. 1) widzimy filar ukośny, a właściwie przedłużono odpowiednio sklepienie główne.

Grubość filaru musi być tem większą, im większa różnica rozpiętości i wysokości węzgłowia, jakoteż i stosunek $\frac{f}{l}$. Czasem przyjmujemy większą grubość ze względów architektonicznych, niżby wypadła ze względów statycznych. Przeciętnie możemy przyjąć

$$b = 0.3l, \dots \dots \dots 149)$$

jeżeli l oznacza większą rozpiętość.

Podajemy tu kilka przykładów:

L. p.	Nazwa mostu	rozpiętość		stosunek		wysokość		grub. filaru	
		większa	mniejsza	$\frac{l}{f}$	$\frac{f}{l}$	węzgłowia	u góry	$\frac{b}{l}$	
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
4.	Wiadukt na Schwar- zy pod Payerbach	15.8	9.8	0.5	0.5	9.0	16.5	6.64	0.42

*) Wochenstr. f. d. Baud. 1906 str. 567.

§. 84. Wiadukty piętrowe.

Przy wysokich wiaduktach w razie zawalenia się jednego sklepienia filar odchyła się z powodu parcia jednostronnego i sprężystości i wskutek tego może się zawalić 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, stęża się filary w pewnych wysokościach sklepieniami i w ten sposób powstają wiadukty piętrowe (n. *Etagenbrücke*) (t 153 r. 2). Czasem wiadukty takie mają też inny cel, mianowicie urządzenie dwu pomostów w różnych wysokościach, n. p. dla kolei i drogi.

Co do stroju rozróżnić musimy dwa wypadki: albo sklepienia wyższe mają tę 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 koszta sklepień stężających tak, że oszczędność nie może być wielką. Bezpieczeństwo zato byłoby mniejszem, bo w razie zawalenia się sklepienia głównego, ono spadając może łatwo zniszczyć sklepienie stężające, a wtedy cieńsze filary tem mniej mogą wytrzymać parcie jednostronne sklepienia i zawalenie się następnych sklepień jest tem pewniejszym.

2. Wstrząśnienia są mniej szkodliwe z powodu lepszego stężenia.

3. Przy wykonaniu sklepień głównych dają sklepienia stężające punkty podparcia dla rusztowań, ale wtedy trzeba by albo sklepień na całą szerokość 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 materyałów, 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 i większymi kosztami utrzymania zwłaszcza, że sklepienia stężające narażone na deszcz trudne są do utrzymania, przychodzimy do przekonania, że nie są one tak bardzo potrzebne nawet przy bardzo wysokich wiaduktach. W praktyce widzimy wykonane wysokie wiadukty tak jedno, jak i wielopiętrowe. Obecnie jednak wielopiętrowych nowych wiaduktów już się nie buduje. Zestawiliśmy niektóre wiadukty bardzo wysokie:

Wiadukt	n a z w a	wysokość h w m
jednopiętrowy	wodociąg Alcantara	85·0
„	wiad. Derenzano pod Weroną	60·0
„	Mussy k. Paray le Monial-Lozanna	60·0
„	Rouchat	55·0
„	Pompadour kolejowy	53·2
„	wiad. na Aulne	54·7
„	„ Newcastle	46·0
„	„ w Kocourach (Czechy)	41·5
dwupiętrowy	„ na Halstrowie (Elster)	69·75
„	„ Morlaix kolei Rennes Brest	56·7
„	„ Diedenmühl	51·0
„	„ Heiligenborn	40·0
trypiętrowy	wodociąg Roquefavour na Durance	82·65
„	„ Caserta	58·51
„	wiadukt Chaumont na Suize	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. 163 r. 2). Jeśli sklepienia te podpierają drogę, muszą być odpowiednio szersze (r. 1 b), czasem tak szerokie, jak sklepienie główne.

Przytoczymy tu też parę przykładów drugiego ustroju przy którym sklepienia wyższe mają mniejszą rozpiętość od

innych, jak most i wodociąg du Gard (t. 162 r. 2), lub wiadukt Point du Jour (t. 163 r. 1). Ustrój ten używanym jest często przy mostach wodociągowych n. p. przy wodociągu Roquefavour (162 r. 1), lub akwadukcie w Spoleto (164 r. 2). Czasem, jak przy wiadukcie Diedenmühl (t. 166 r. 1) do wysokości pierwszego piętra wypełniono przęsła murem, albo też z powodu ciśnień skupionych filarów wyższych użyto sklepień ostrołukowych.

XI. Mosty kanałowe i wodociągowe.

§. 85. Uwagi ogólne.

Sklepienia i filary mostów kanałowych (n. *Kanalbrücke*), służących do przeprowadzenia ponad jakąś przeszkodą kanału żeglugi, i wodociągowych (n. *Wasserleistungsbrücke*) dla przeprowadzenia wodociągu, mają ustrój taki sam, jak wiaduktów, różnią się tylko tem od sklepień i filarów innych mostów, 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 jednopiętrowe (t. 170 r. 3), lub więcejpiętrowe (t. 162 r. 1, t. 165 r. 3), albo też niskie o sklepieniach odcinkowych lub eliptycznych (t. 166 r. 3, t. 169 r. 2). Most Cabin John (t. 167 r. 1) o rozpiętości 66·5 m ma także sklepienie odcinkowe.

Przy mostach kanałowych jest zwierciadło wody zwykle poziome, przy wodociągach wyznaczenie spadku i potrzebnego przekroju należy do budownictwa wodnego. Aby zmniejszyć przekrój wodociągu na moście, zwiększamy przy większych rozpiętościach spadek, przezco zwiększa się chyżość, co korzystnem jest także ze względu na zamarzanie. Najmniejszy spadek wynosi w otwartym przekroju 0·1‰, w rurach żelaznych najmniejsza chyżość jest 0·4 m/s. Wodociąg apulijski ma spadek 0·25‰, na mostach większych 0·5‰. Wspomnimy jeszcze, że dla mostów kanałowych zwykle używamy przekroju trapezowego (t. 174 r. 2 i 3), lub rzadziej prostokątnego

(r. 1), dla wodociagowych kołowego (t. 71 r. 1) lub zbliżonego do koła (t. 170 r. 3 a), wreszcie u góry zakończonego półkolem (t. 177 r. 2). 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 około 18 m.

Obciążenie mostów kanałowych jest stałym i równo rozdzielonym, 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 nateżeń, niema też wstrząśnień, obciążenie jest jednak bardzo wielkiem.

§. 86. 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 3 m, najczęściej około 2 m (t. 154 r. 26) szerokie. Są to jednak tylko wartości przeciętne. Wymiary łożyska zależne są od wymiarów okrętu i w każdym wypadku należy je osobno wyznaczyć, względnie dla pewnego kanału są stale oznaczone.

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 oddzielić dno i boki łożyska od sklepień, aby pęknięcie sklepienia nie pociągnęło za sobą pęknięcia łożyska. Ustrój, jaki widzimy przy moście wodociagowym w Vanne (t. 170 r. 3), nie jest zatem odpowiednim, bo tu zachodzi właśnie powyższe niebezpieczeństwo.

Zwykle budujemy dno i boki koryta z zendrówek na cementie i pokrywamy 1.5 do 2 cm grubą warstwą asfaltu. Między sklepienie i dno i między mury czołowe i boki koryta daje się zwykle beton, a przegradza się czasem warstwą tektury.

W Anglii dno często robi się z grubej warstwy gliny (t. 169 r. 2). Warstwa gliny jest w ogóle dobra, tylko przy wypróżnieniu koryta nie może ona znieść mrozu i wyschnięcia, Asfalt jest w tym wypadku lepszym. Nareszcie uszczelnienie może nastąpić zapomocą blachy ołowianej np. przy kanale

Dortmund Ems (t. 170 r. 2). Tamże zrobiono połączenie muru z nasypem zapomocą 0,75 m do 1 m grubej warstwy gliny.

Powłoka mostów sklepionych kanałowych musi być nieprzemakalną, plastyczną, aby zakryć wszystkie nierówności powierzchni, którą przykrywa, ciągliwą, aby zdolna była do odkształceń bez przerwania, nareszcie wytrzymałą i trwałą. Trudno znaleźć materyał, któryby wszystkie te posiadał przyimoty. Asphalt jest za mało ciągliwy, płyty asfaltowe nie są trwałe. Ołów nadaje się już lepiej. Przy kanale Dortmund Ems*) używano ołowianych płyt Siebla, które jednak mają za wiele styków, niezupełnie pewnych. Z tego powodu użyto potem ołowiu według układu Eckelta. Używano płyt ołowianych 3 mm grubych. Płyty 5 m długie, 2 m szerokie, zachodzące jedne na drugie 20 mm, lutuje się płomieniem wodoru. Ołów musi być bardzo czysty (99,96%), aby uniknąć szkodliwych prądów elektrycznych. Płyty te znajdują się między dwiema warstwami gudsonu, a oprócz tego w częściach poziomych między dwiema warstwami kartonu bitumicznego niepiaskowanego. Pod całą tą powłoką na betonie znajduje się warstwa 15 mm zaprawy cementowej. Na murach pionowych ołów pokrywają z obu stron warstwy cementu drzewnego, które przylegają z jednej strony do warstwy cementowej, z drugiej zaś zewnętrznej do chroniącej ściany drewnianej.

Dla ochrony powłoki pokryto ją na dnie kanału przy moście w Ems warstwą piasku, przy moście na Lippie warstwą gliny 10 cm grubą, na której ułożono bruk ceglany na cencie. Boki zabezpiecza ściana drewniana, składająca się z dwu części, niższa część aż do 30 cm poniżej malej wody będzie trwać dłużej, będąc ciągle w wodzie, wyższą zaś trzeba będzie od czasu do czasu wymieniać.

Boków koryta, jeżeli są dość grube, zwykle używa się jako drogi holowniczej, w moście wodociągowym na Orb pod Bèziers (t. 174 r. 3) chodniki opierają się na osobnych sklepieniach i słupach.

Mosty wodociągowe wymagają często osobnego pokrycia przekroju; najczęściej atoli pokrycie to stanowi sklepienie. Skle-

*) por. art. La Riviere'a i Bourguin'a w Annales des ponts et chaussées 1904 III. str. 173.

pienia wywierają jednak parcie na boki, czego uniknięto przy moście na Nashua (t. 181 r. 2), używając kształtówek I, a między niemi sklepień. Czasem zakrywa się wodę tylko dylami. W ostatnich czasach budują też mosty wodociągowe żelazno-betonowe (t. 219 r. 4 i 5).

§. 87. Sklepienia i filary.

Sklepienia zazwyczaj mają rozpiętość od 5 do 21 *m.* (most na Lipie kanału Dormund Ems). Są jednak i mosty o większych rozpiętościach. Pachwiny wymurowuje 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. Przy użyciu betonu wzmocnionego możemy się obejść bez sklepień. Belkę skrzyniową kładziemy wprost na filary (t. 219 r. 5).

Filary tu są wystawione tylko na parcie obustronne, co należy przy obliczeniu uwzględnić, dlatego przy moście na Ems dla $l=12.6$ *m* grubość filarów wynosi tylko 2 *m.*

D. Mosty ukośne.

XII. Mosty ukośne ze sklepieniami prostemi.

§. 88. Ogólne uwagi.

Jeżeli oś drogi lub wody pod mostem nie przecina się z osią mostu pod kątem prostym lecz mniejszym α , (t. 175 r. 4), 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 biais*). Jeżeli most jest sklepionym, to sklepienie jest wtedy powierzchnią walcową, której rodzaje są ukośne do murów czołowych.

Im mniejszym jest kąt ukosu α , tem sklepienie jest bardziej ukośnem. Poniżej $\alpha=30^\circ$ nie schodzimy ze względów ustrojowych.

§. 89. 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 Giesen kolei Men-Wezera (t. 178 r. 2) 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 mniejszym i wynosi 70 do 80° , to możnaby zamiast ścinania ciosów czołowych załamać szwy tak, aby szwy pokładowe klinców czołowych były prostopadłe do czoła, zaś stosugi tylne były prostopadłe do szwów pokładowych reszty sklepienia (t. 172 r. 2).

Ustrój ten wymaga klinców załamanych, siły działają tu nieprawidłowo, nie jest więc do polecenia.

Jeżeli kąt α jest jeszcze mniejszym, to możemy zastosować sklepienie proste w rozmaity sposób:

a) Przełożeniem drogi tak, aby przecinała most pod kątem większym, a nawet prostym. Sposobu tego często używamy przy drogach. Nie zawsze to jednak możliwem, zwłaszcza przy kolejach.

b) Powiększeniem rozpiętości (t. 184 r. 2).
Rozpiętość jest wtedy

$$l = l' + c = \frac{\alpha}{\sin \alpha} + \frac{b}{\sin \alpha} \dots \dots \dots 150)$$

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. Wobec tego mają one kształt niesymetryczny, wierzch ich wznosi się w jedną stronę (t. 179 r. 3). Przepustы takie przedstawiają się bardzo nieładnie, dadzą się więc zastosować jedynie tam, gdzie nie chodzi wcale o względy estetyczne.

§. 90. Łęki proste przesunięte.

Uniknąć też możemy sklepienia ukośnego, jeżeli podzielimy szerokość mostu na paski równoległe do osi mostu i każdy pasek przesklepimy prostym łękiem (t. 170 r. 1). Łęki te musimy w rzucie poziomym przesunąć (t. 171 r. 2). Łęki, których szerokość nie powinna być większą, niż 1 m, możemy połączyć żelaznemi kotwami albo też budujemy łęki w pewnych odstępach i łączymy je małemi sklepieniami poprzecznemi (t. 179 r. 1). W pierwszym wypadku powstają na przyczółkach nieużyteczne trójkąty, brak też połączenia poprzecznego, łęki się oddzielają, woda szczelinami przecieka, łęki są nierówno obciążone. Aby po części temu zapobiedz, używa się drugiego sposobu łączenia łęków 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 kosztownem, zwłaszcza, że na łęki 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.

§. 91. Uwagi ogólne.

Gdybyśmy szerokość łęków przesuniętych przyjęli bardzo małą, a wreszcie nieskończenie małą, to trójkąty nieużyteczne na przyczółkach będą coraz mniejszymi, aż nareszcie znikną zupełnie. Jeżeli poszczególne łęki były w równowadze, to równowaga nie powinna się zmienić, jeżeli je połączymy. Tak mówi teoria przybliżona, bo w rzeczywistości tak się rzecz niema. Jeżeli łęki są niepołączone, to każdy łuk osobno się odkształca, jeżeli zaś je połączymy, to odkształcenie jednego łęku jest zależnem od innych, zatem powstaną między łękami siły stycznosciące. 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 małym. Przy wykonaniu sklepień uko-

śnych musimy więc na to bardzo uważać, aby przy zdjęciu krążyn osiądnięcie było bardzo małym.

Jasną jest rzeczą, że siła podłużna w paskach w pobliżu czoła musi być równoległą do czoła (t. 178 r. 3). 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 długiem, to możemy przyjąć, że ciśnienia normalne 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.

§. 92. Układ prostokątny równoległy.

Przypatrzmy się, jaki kształt będą miały szwy pokładowe, jeżeli zasadę powyższą zechcemy ściśle zastosować.

Nad równoległobokiem $ACBD$ (t. 175 r. 2) mamy zbudować sklepienie ukośne. $A'E'D'$ niech nam przedstawia podniebienie łuku czołowego a bfc przekrój prostopadły. Rozwińmy powierzchnię walcową podniebienia na płaszczyznę około krawędzi DC . Punkt M w rozwinięciu znajdziemy, wykreśliwszy $MM_1 \perp DC$ i na przedłużeniu tej prostopadłej odciawszy $MM_1 = arc\ cm$. To samo zrobimy z innymi punktami i otrzymamy linię CB_0 , odpowiadającą łukowi czołowemu. Linia DA_0 będzie równoległą, powierzchnia rozwinięta będzie więc $CB_0 A_0 D$.

Jeżeli chcemy zastosować ściśle zasadę, że szwy mają być prostopadle do linii CB_0 , 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 dostateczną dokładnością wedle Dupuit'a w następujący sposób. Dzielimy rozwiniętą powierzchnię sklepienia na pewną ilość równych

*) por. Podręcznik Statyki Budowli wyd. II. str. 392.

pasków równoległymi do CD i w punktach $F_0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$, 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 $1'$. W tem miejscu zmienia się kierunek prostopadłej i kreślimy $ae //$ prostopadłej w $1, eg //$ do prostopadłej w 2 i t. d. Linia $F_0 7'$ 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_0 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 półkolistem lub eliptycznem, w ogóle, jeżeli ma styczną pionową (t. 175 r. 1 α). Przy podporach otrzymujemy wtedy bardzo wąskie warstwy, łączy się więc po 2 lub 3 warstwy razem, zwłaszcza w łuku czołowym, bo tak cienkie klince nieładnieby wyglądały. W ogóle staramy się, aby w łuku 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 jednej połowie sklepienia jest innym, co wymaga żmudnej pracy, jeżeli całe sklepienie robimy z ciosu. Znaczne ułatwienie przedstawia wykonanie tylko łuków czołowych z ciosu, 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 większą, 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 łuków czołowych, odłączają się one od reszty muru

Wada ta jest tem większą, im większa rozpiętość.

§. 93. 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. 175 r. 1 b, t. 176 r. 1). 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 węzłowych są przy sklepieniu kołowym przystające. Jednak posiada ten układ także wady, a mianowicie:

a) Nie wszystkie szwy są prostopadłe do kierunku natężeń głównych. Jeżeli sklepienie jest płaskiem, to kąt nachylenia nie wiele się różni od prostego. Różnica ta jest tem większą, im bardziej styczna podporowa zbliża się do pionu. He in z e r l i n g dopuszcza tylko 5° do 6° różnicy, oblicza największy stosunek strzałki do rozpiętości i otrzymuje

$$\text{dla kąta ukosu } a = 80^{\circ} 75^{\circ} 65^{\circ} 55^{\circ} 45^{\circ} 40^{\circ} 30^{\circ}$$

$$\text{największe } \frac{f}{l} = \frac{1}{2} \quad \frac{1}{3} \quad \frac{1}{4} \quad \frac{1}{5} \quad \frac{1}{6} \quad \frac{1}{7} \quad \frac{1}{8}$$

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 łatwiejszym do wykonania a zatem i tańszym, 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.

§. 94. Inne układy.

Wspomnimy tu jeszcze o kilku innych układach mniej używanych, a naprzód o układzie Dupuita ślimakowatym mieszanym (fr. *hélicoidal mixte*).

Układ ślimakowaty przedstawia się tu tylko w średniej części sklepienia AB , przy podporach szwy przecinają się w środkach R i R' (t. 177 r. 3).

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 klinców 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. 179 r. 2) użył on układu ślimakowatego. Ponieważ wady były przeważnie w pobliżu węzłowi, więc tu je usunięto. Układ ten nie jest kosztownym, 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. 178 r. 1), albo też układu ślimakowatego zbieżnego (fr. *helicoidal convergent*), o których jednak obszernej 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. 178 r. 4), a kończymy je układem ślimakowatym. Właściwie należało tu zastosować układ zbieżny, dla uproszczenia widzimy w tym wypadku użyty jednak układ równoległy.

§. 95. Stałość sklepień ukośnych.

Mówiliśmy już o tem, że osiadanie się jest dla sklepień ukośnych bardzo szkodliwem. Tymczasem przy zdjęciu krażyn musi nastąpić małe osiądnięcie, cóż w skutek tego się stanie? Gdyby sklepienie składało się z łąków ze sobą niepołączonych, to przesunęłyby się one wzajemnie. Tu spójność klinców i za-

prawy, jakoteż i tarcie przeszkadzają temu, powstaje więc nateżenie równoległe do czoła.

Jeżeli osiądnięcie jest znacznem, sklepienie dzieli się na paski w miejscach najslabszych. Najczęściej czołowy łęk odzieli się od innych.

Oprócz tego wskutek odkształcenia się łęków czoła przestają być płaskimi, 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 starannem.

2. Im wykonanie jest lepszem i dokładniejszym.

3. Im mniej ukośnym 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 kosztowniejszym. Jeżeli wreszcie $\alpha < 50^\circ$, to trzeba użyć łęków 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 trudnem. 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 tańszem, prostszem i dogodniejszym i dlatego w ostatnich czasach przedewszystkiem używają mostów betonowych (t. 2 r. 1, 2, 3) i żelazno-betonowych (t. 68 r. 1).

Z powodu, że sklepienia ukośne są zawsze mniej stałe od prostych, więc zwykle grubość przyjmujemy większą o 30% do 50%.

W Australii w Bendigo zawalił się most sklepiony ustroju Moniera o bardzo wielkim ukosie i to nagle bez żadnych oznak,

zapowiadających upadek. To dało Kernotowi*) powód do badania doświadczalnego kwestyi sklepień ukośnych. Autor wyrysował szereg linii na modelu sklepienia, który po obciążeniu wykazał, że największe odkształcenie, a więc i największe siły były nie w kierunku AB lecz AC . Jeszcze dokładniej wykazały to doświadczenia z łukiem odwróconym, a więc wieszarem ukośnym. Autor tymczasowo podaje następne normy przy budowie sklepień ukośnych. Dla kąta ukosu $\alpha > 80^\circ$ ustrój ma być dotychczasowy, dla $70^\circ < \alpha < 80^\circ$ należy ostrą krawędź przyczółka w C i A , gdzie działają bardzo znaczne siły, wzmocnić w kierunku przekątnej, rozszerzając przyczółek trójkątem $CC'N$. Jeżeli $60^\circ < \alpha < 70^\circ$, należy zwiększyć grubość sklepienia w A i C o jedną czwartą. Zgrubienie to ma się zmniejszać we wszystkich kierunkach i zniknąć w odstępnie $\frac{1}{4}$ rozpiętości ukośnej sklepienia. Jeżeli $50^\circ < \alpha < 60^\circ$, należy postąpić jak poprzednio, tylko zgrubienie łuku i przyczółków ma wynosić jedną trzecią. Jeżeli $40^\circ < \alpha < 50^\circ$, to zgrubienie ma wynosić połowę.

E. Wykonanie sklepień mostów kamiennych.

XIV. Rusztowania krążynowe.

§. 96. 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 nieukończonego sklepienia
2. muszą być mało odkształcalne,

*) Eng. News 1903 str. 529.

3. muszą być tak urządzone, aby można górną część ich zniżyć, zdjąć krążyny (n. *ausrüsten, ausschalen* 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) Teżniki 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.

§. 97. 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. 193 r. 2, 194 r. 1, 2).

b) rusztowanie stale podparte (n. *fest unterstütztes Lehrgerüst*) (t. 198 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 rusztowania stale podparte. Przy mostach rzecznych trzeba dobrze zważyć, czy zmniejszenie przekroju przepływu przez podpory pośrednie nie jest szkodliwym.

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. 188 r. 4), dolny ich koniec przy sklepieniu półkolistym podpira podwalina. Przy sklepieniu odcinkowem (t. 2 r. 2 t. 28 r. 2, 29 r. 1) leży podwalina zwykle w wysokości węzłowania, przy eliptycznym zwykle o tyle wyżej, o ile poniżej podwaliny sklepienia nie potrzebują wcale podparcia, a więc dla kąta nachylenia szwów około 30° .

Układ ten da się z korzyścią użyć tylko przy mniejszych rozpiętościach, przy większych bowiem trudno podeprzeć podwalinę w tyłu punktach, co potrzeba. Zwykły odstęp jarzm podpierających wynosi 4 do 9 m (t. 6 r. 6 t. 55 r. 1). Przy moście St. Waast układ jest wachlarzowaty (n. *fächerartig* fr. *cintre en éventail*). Rusztowanie układu tego jest mało odkształcalnem, wykonanie bardzo prostem i może być dokładnem, obliczenie łatwem.

Jeżeli rozpiętość jest wielką, nie możemy układu tego zastosować, bo musielibyśmy użyć bardzo długich zastrzałów (t. 208 r. 2). Dlatego przy moście na Nydeck (t. 195 r. 1) umieszczono podwalinę w połowie strzałki i podparto konce 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. 204 r. 4), co wymaga wielkiej ilości materiału. Wykonanie zato takiego rusztowania jest łatwem.

Aby można jarzma trochę bardziej oddalić, łączy się ten układ z poprzednim, wieńiec podpira się nie tylko słupami ale i zastrzałami (t. 38 r. 1 c) (fr. *cintre à contrefiche archboutée*). Układ ten bywa najczęściej używany dla większych rozpiętości.

c) Rozporznica trójkątna (n. *Dreieckssprengwerk*, fr. *cintre composé de deux arbalétriers*) (t. 131 r. 1, 3, 4). Układ ten używanym jest często dla rusztowań rozporowych. Podparcie wieńca jest tu odpowiedniem, dwa zastrzały podpierają jednak

tylko jeden punkt wieńca, dlatego jeżeli potrzeba podeprzeć więcej punktów, na tych zastrzałach urządzamy rozpornice trójkątne drugorzędne (t. 193 rys. 2), a jeżeli to nie wystarcza, uzyskujemy dalsze punkty podparcia przez urządzenie zastrzałów (t. 46 r. 1, t. 194 r. 1, t. 206 r. 1) lub połączenie z układem słupowym (t. 83 r. 3, t. 206 r. 2). Parcie poziome możemy zmniejszyć znacznie zapomocą kleszczy poziomych (t. 194 r. 12), a znieść zupełnie, jeżeli urządzimy w wysokości węzłowia podwalinę.

d) Rozpornica trapezowa (n. *Trapezsprenghwerk*) nie jest stałą; dla ustalenia wzmacniamy ją zatem najczęściej rozpornicą trójkątną (t. 188 r. 21, t. 192 r. 1). 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. 80 r. 1) lub trapezową ze słupową (t. 23 r. 1d, t. 200 r. 3).

e) Rozpornica wieloboczna (n. *Vielecksprenghwerk*) (t. 199 r. 1, t. 197 r. 2) używaną była dawniej dla wielkich rozpiętości, najpierw przez Perroneta. Jednak ugięcie takiego rusztowania jest bardzo znacznem, z tego powodu obecnie rozpornic takich nie używamy.

f) Belki kratowe i łukowe (n. *Gitter und Bogen-träger*). 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. 202 r. 1) widzimy belki kratowe żelazne, przy moście zaś na Neckarze pod Cannstadt łuki drewniane układu *Wiebekinga* (t. 202 r. 3) z belek zginanych, podparte jeszcze trzema pośrednimi filarami. Ten ostatni ustrój wymaga wiele drzewa, a sztuczne zginanie belek jest trudnem, lepiej więc w takim razie używać belek kratowych.

Oprócz podparcia krążyn możliwem jest także zawieszanie krążyn przy sklepieniach żelazno betonowych Melana na tęgich wkładkach żelaznych zapomocą osobnych przyrządów. Wieńcowe belki zawieszamy zapomocą dwu prętów żelaznych zawiasowato połączonych na wkładce żelaznej, leżącej nad opierzeniem (t. 220 r. 6).

§. 98. Obliczenie rusztowań krążynowych.

Obliczenie ciśnienia na rusztowania krążynowe znanem 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 stycznnej łuku do poziomu jest mniejszym od kąta tarcia φ' między kamieniem i drzewem, nie może nastąpić przesunięcie klinów przy sklepieniu. Ciśnienie pionowe sklepienia jest wtedy

$$p = 8 d \text{ dost } \alpha \dots\dots\dots 151)$$

W drugiej średniej strefie, gdy $90 - \varphi > \alpha > \varphi'$, przyczem φ oznacza kąt tarcia między kamieniem a kamieniem, może nastąpić przesunięcie klinca, tu tarcie przyjmujemy stale równe $st \varphi$ i $st \varphi'$. W trzeciej wreszcie strefie, gdy $\alpha > 90 - \varphi$, ciśnienie na krążyny jest równem zeru.

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°

dla kąta tarcia φ' między kamieniem a opierzeniem

wapienie	$90 - \varphi' = 43^\circ$	25°
cegły	$90 - \varphi' = 44^\circ$	37°
granit	$90 - \varphi' = 42^\circ$	27°

zwykle przyjmuje się $\varphi = 43^\circ$ bez zaprawy, a 26° z zaprawą..

Dla sklepień betonowych nie możemy liczyć na tarcie ze względu na krótki czas wykonania sklepień i miękki beton. Należy więc przyjąć jako obciążenie cały ciężar sklepienia a oprócz tego ciężar tłumy ludzi przy ubijaniu $p = 400 \text{ kg/m}^2$.

*) Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 423.

Ze względu na wstrząśnienia przy ubijaniu niektórzy przyjmują nawet 1·5 razy ciężar sklepienia jako obciążenie.

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 tęgość zespołów, więc ten wzgląd wymaga nieraz większych wymiarów i obliczenie powinno ograniczać się tylko do tego, czy wymiary przyjęte nie są za słabe. Deski na opierzenie obliczamy zawsze jako w dwu punktach podparte.

§. 99. Zasady ustroju rusztowań krążynowych.

Ażeby uniknąć nateżeń zginających w zastrzałach powinny być one urządzone, o ile możliwości, w kierunku promieni. Jeżeli wieńiec na przekrój stały, to punkty podparcia jego powinny być gęstsze w kluczu, niż przy podporach, bo tu ciśnienie jest większem (t. 205 r. 1). Jeżeli odstęp punktów podparciu wieńca jest stałym, to przekrój wieńca może być zmiennym, co jednak rzadko w praktyce spotykamy.

Unikać należy też prętów, pracujących na zginanie, bo im jest ich więcej, tem większem jest ugięcie.

Osiadnięcie krążyn zależnem 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. 199 r. 1, 2) i przyczółkach albo odsadzek fundamentowych (t. 122 r. 1), wreszcie umyślnie wmurowanych ciosów wystających (t. 207 r. 1 c, d), 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. 206 r. 2, t. 208 r. 1, 2), rzadziej przy wielkich mostach używa się w tym celu kamiennych filarów (t. 195, t. 200 r. 2). Na lądzie przy dobrym gruncie podpory robią czasem ze stosu podkładów poprzecznych (t. 209 r. 2), których spodnią warstwę wpuszcza się nieco w ziemię.

Odstęp krążyn wynosi zwykle 1 m do 2 m, średnio 1·5 m (t. 194 r. 1 b), chociaż spotykamy i odstępy większe niż 3·5 m. Ostatnią krążynę dajemy zwykle w pewnym odstępie od czoła, najwyżej 0·5 m (t. 201 r. 1, 2), bo ciśnienie na nią jest stosunkowo mniejszem.

Jeżeli czoła sklepień są pochyłe, to dla większej stałości urządzamy nieraz skrajną krążynę zewnątrz czoła (t. 199 r. 1).

Odstęp należyty krążyn utrzymują oprócz opierzenia także tężniki pionowe, zwykle krzyże ukośne, (t. 200 r. 3, t. 206 r. 2), które urządzić musimy także ze względu na wiatr.

Długie 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 prostopadle do przyczółków. Wprawdzie ten drugi sposób jest prostszym, ale że ciśnienie na krążyny rozdziela się wtedy bardzo niejednostajnie, więc zwykle używamy 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 odstępie krążyn może się zmniejszyć ta ilość do $\frac{1}{5}$ m³. Rusztowanie dolne przy wielkich wiaduktach musimy liczyć osobno.

§. 100. Krążyny żelazne.

Dawniej używano czasami dla małych sklepień tunelowych krążyn z żelaza lanego we Francyi. Teraz używają żelaza spawalnego.

Krażyn żelaznych używamy zwykle tylko zmuszeni potrzebą, bo zresztą zwykle są one droższe od drewnianych, niewygodniejsze w użyciu, a nie dają ostatecznie większych korzyści, niż drewniane.

Przy moście na Sprewii w Coepenik (t. 202 r. 1) musiano użyć żelaza z powodu, że wysokość ustroju rozporządzalna była bardzo małą. Krażyny są tu kratowe, a na nich znajduje się opierzenie drewniane.

Przy budowie kanału St. Martin w Paryżu (t. 198 r. 1) krażyny składały się z wieńca żelaznego wzmocnionego ścięgami.

Przy moście cesarza Wilhelma i moście Lutra w Berlinie (t. 209 r. 2), tudzież moście elektorskim (t. 187 r. 1) użyto belki blaszanej tylko dla środkowej części krażyn.

§. 101. 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. 197, t. 206 r. 1). Zazwyczaj daje się dwie warstwy dyli, przyczem zetknięcia urządzamy na przemian (t. 196 r. 1). Przy większych nieco rozpiętościach używamy belek, które obliczamy na złamanie (t. 206 r. 2). Przy małym promieniu używa się także dwu belek, jednej wyciętej krzywo, drugiej prostej (t. 194 r. 1); przy moście pod Castelet składał się wieńiec nawet z 3 belek.

§. 102. Opierzenie.

Na wieńcu spoczywa opierzenie, które stanowi bezpośrednią podstawę kłinców sklepienia. Dla sklepień ceglanych robi się opierzenie zwykle z łąt 4 do 6 *cm* grubych z odstępami 2 do 4 *cm*, dla sklepień ciosowych zaś z belek, które układamy pod środkami ciężkości kłinców (t. 206 r. 4, t. 196), albo na te belki układamy jeszcze niskie łąty, któreby utworzyły ciągłą powierzchnię (t. 193 r. 1, 2, 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,

h grubość dyli, d grubość sklepienia, a odstęp krążyn, to otrzymamy

$$\frac{1}{8} \gamma dea^2 = 6bh^2\tau, \text{ stąd } \tau = \frac{3}{4} \frac{\gamma dea^2}{bh^2}$$

Wstawmy $e = kb$, $\gamma = 0.0026 \text{ kg cm}^3$, $\tau = 60 \text{ kg cm}^2$,
to $h = 0.0057 a \sqrt{kd}$ 152)

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 do klucza, ku podporom mogą być grubości mniejsze, co jednak robi się tylko przy większych sklepieniach.

§. 103. Rusztowania mostów belkowych żelaznobetonowych.

Rusztowanie ma na celu nadanie odpowiedniego kształtu budowli i podparcie jej podczas budowy i ubijania.

Opierzenie, podpierające beton, składa się z desek zwykłych niestruganych, jeżeli beton później się powleka warstwą zaprawy betonowej. Jeżeli się zaś tego niema robić, to deski muszą być strugane. I wtedy jeszcze czasem beton przyczepia się do desek. Aby temu zapobiedz, daje się często na deski warstwę papieru, tektury, płótna, juty lub blachy. Warstwa taka przeszkadza też wyciekaniu wody i cementu szczelinami.

Opierzenie musi być o tyle szczelnem, aby beton nie wyciekał, małe 3 do 6 mm szczeliny są jednak potrzebne ze względu na pęcznienie opierzenia wskutek nasiąknięcia wodą.

Opierzenie musi mieć kształt budowli. Podpieramy je słupami i belkami, czasem rozpornicami (t. 211 r. 1 a i 1 b).

XV. Wykonanie sklepień.

§. 104. Ustawienie rusztowań krążynowych.

Skoro kilka filarów jest już gotowych, ustawia się rusztowanie krążynowe, którego potem zwykle używa się do wykonania

dalszych przeseł. W ten sposób można cały wiadukt przesklepić, mając np. cztery rusztowania krążynowe. Zaczyna się sklepienie od pierwszego przęsła tak, że gdy kończymy sklepić pierwsze przęsło, to 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 przesuwa się je na drugą połowę. Robi się to także wtedy, gdy chodzi o to, aby jaknajprędziej mieć choć połowę sklepienia gotowego dla położenia toru roboczego.

Zestawienie krążyn na miejscu wykonywamy zazwyczaj za pomocą kozła poruszanego liną, rzadziej zapomocą żórawia.

Krążyny wykonywamy odrazu z pewnem podwyższeniem, aby po ugięciu i osiądnięciu się sklepienia otrzymać zamierzony kształt. O wielkości osiądnięcia pisaliśmy w §. 14 na str. 26. Wieniec krążyn większych mostów dobrze jest wykonać na pomoście osobnym poziomym, na którym rysujemy kształt podniebienia w naturalnej wielkości.

§. 105. 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 węzłowia z obu stron do klucza. Przy nieco większej rozpiętości niepodobna jednak ustrzedz 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 węzłowiu i w szwach niebezpiecznych szwy otwarte albo nawet przerwy, które się rozpiera beleczkami (t. 198 r. 2) i zapełnia 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 linię 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 sklepienia 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 sklepienia, jak przy wiadukcie Wäldlitobel kolei Arulańskiej (t. 204 r. 3).

Oprócz tego wielkie sklepienia ($l > 40 m$) wykonywa się obecnie nie w całej grubości odrazu, lecz w pierścieniach z zażębieniem naturalnem, wynikiem z układu klinców. Pierwszą warstwę budujemy na sucho, bo gdybyśmy dali zaprawę, to klinceby się łatwo przesunęły 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 wtłacza się silnie na wielu 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. 68.

Sklepienia z kamieni łamanych często zupełnie nieobrobionych, wypełnionych zaprawą cementową, budować zaczęto najprzód we Francji. Ich wytrzymałość zależy 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 zacznie 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. 5 r. 1), wreszcie czasem robi się na filarach i w murach czołowych okładzinki z ciosów lub obrabia się kamienie betonowe (t. 2 r. 1 i 4). Ażeby nie było widać na sklepieniu rusztowania, nalepia się często na opierzeniu rusztowania papier. Sklepienie trzeba w pierwszych tygodniach często polewać wodą.

Nadmurowanie wykończamy albo równocześnie ze sklepieniem albo później, ale przed zdjęciem krawężni.

§. 106. Wykonanie belek i sklepień żelaznobetonowych.

Rozróżnić tu musimy kilka sposobów wykonania:

a) Ustawienie szkieletu żelaznego, wykonanie opierzenia i betonowanie. Sposób ten może być użytym wtedy, gdy wkładki żelazne mogą się same nieść, a więc są to kształtówki lub belki blaszane czy kratowe. Często oblicza się dla tego założenia, że mają one nieść także opierzenie i beton. Wadą tego ustroju jest ta okoliczność, że podczas betonowania zmienia się ugięcie wkładek żelaznych, co szkodzi dobremu połączeniu.

b) Wykonanie częściowe lub całkowite opierzenia, wstawienie wkładek podczas betonowania. Opierzenie musi tu być stale podpartem. Podczas betonowania wstawia się w odpowiednim miejscu wkładki, co jednak trudno dokładnie wykonać. Używa się tego sposobu, gdy nie ma strzemion, ale jestto sposób niewygodny.

c) Zupełne wykonanie opierzenia, zupełne wstawienie szkieletu żelaznego, betonowanie. Ten sposób znacznie jest racjonalniejszym i w Niemczech najczęściej używanym, wymaga jednak koniecznie strzemion dla ustalenia położenia wkładek. Strzemiona z drugiej strony utrzymują dobre ubijanie, beton musi więc być miękkim

Belki Visintiniego dla mostów wykonywane są najczęściej na miejscu, lecz w położeniu leżącym na pomoście. Po wykonaniu obraca się je około krawędzi poziomej i ustawia pionowo.

§. 107. Zdjęcie krążyn.

Po założeniu klucza zostawiamy jeszcze jakiś czas sklepienie na krążynach. Dawniej przy zaprawie wapiennej niektórzy inżynierowie zaraz zdejmowali krążyny, aby miękka jeszcze zaprawa zastosowała się lepiej do nowych warunków równowagi. Skutek był nienajlepszym, osiądnięcia okazywały się za wielkie. Teraz czekamy do zupełnego stężenia zaprawy, aby osiądnięcie było jak najmniejszym. Dla sklepień o rozpiętości większej, niż 20 m, najmniej trzeba czekać 4 tygodnie, przy kolei Arulańskiej czekali 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 słota, dłużej, niż w czasie pogody.

Przed zdjęciem krążyn należy wykonać nadmurowanie, aby później ciężar jego nie zmienił równowagi sklepienia.

Przy zdjęciu krążyn mostu na Loarze *) zwrócono na to uwagę, że jeżeli jedno sklepienie spoczywa jeszcze na krążynach, a drugie już nie, to to drugie sklepienie działa przez filar niekorzystnie na pierwsze, ściskając je. Dlatego ponieważ nie można było równocześnie zdjąć krążyny we wszystkich przęsłach, zwalniano krążyny stopniowo tak, że gdy jedno sklepienie spoczywało całkowicie na krążynach, drugie zwolniono o $\frac{1}{3}$, a trzecie o $\frac{2}{3}$, czwarte zupełnie. Ugięcia były bardzo małe i wynosiły 2 do 7.5 mm.

Zdjęcie krążyn powinno się odbyć bez wstrząśnienia, powoli. Dawniej wybijano kliny dla spuszczenia krążyn (t. 201 r. 9, t. 209 r. 5), ale że to wywołuje wstrząśnienia, więc teraz właśnie dla większych sklepień ($l > 10$ m) zastosowują się inne środki. Nachylenie klinów wynosi zwykle 1:4 do 1:6, a ciśnienie na kliny nie powinno być większem, niż 8 do 10 kg/cm².

Śruby (*Schraubenspindel*) mogą być użyte albo w kierunku promienia pod wieńcem (t. 201 r. 6), albo pionowe między rusztowaniem dolnem a górnem (t. 201 r. 11).

Pierwsze są o tyle lepsze, że można w każdej chwili dostosować krążyny do sklepienia i można równomiernie je spuszczać.

*) por. Génie Civil 1906 str. 337.

Nawet lepiej jest spuszczać naprzód 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. 209 r. 3).

b) Wory i skrzynie z piaskiem (*Sandtopf*). Wory z piaskiem zaprowadził pierwszy Beaudemoulin przy budowie mostu Port de Pile na Creuzie (t. 201 r. 5). Ponieważ wór taki może być łatwo uszkodzonym, teraz używa się więc tylko skrzyni (t. 201 r. 4). Skrzynie muszą być od początku założone. Są one w kształcie blaszanego (t. 206 r. 5) walca, z małymi okrągłymi otworami do wysypywania się piasku. Po zatankowaniu otworów i napełnieniu piaskiem drobnym zakłada się tłok w kształcie wałka dębowego, wzmocnionego obręczami żelaznymi. Wszystko to maluje się farbą olejną, szczeliny między tłokiem a ścianą wypełnia się cementem albo gliną i zawija całą skrzynię płótnem woskowym, aby piasek nie zwilgotniał.

Jeżeli n oznacza ilość skrzyń dla jednej krążyny, d średnicę tłoka w cm , l rozpiętość w m , e odstęp krążyn w m , to Winkler przyjmuje

$$d = 2 l \sqrt{\frac{e}{n}} \text{ w } cm \quad 153)$$

Grubość blachy przyjmujemy $0.01 d$, dziury $0.09 d$.

Skrzynie takie są tanie, wygodne i pewne.

Gdy otworzymy zatyczkę, piasek wysypie 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 mimośrodków, kółek na powierzchni śrubowej (t. 201 r. 8). Sposoby te są znacznie zawilsze i mniej pewne, więc wyszły z użyciu.

W najnowszych czasach używano przy budowie sklepień kolei alpelskich (np. wiadukt Salkano) innego sposobu. Między górnem a dolnem rusztowaniem były kłocze z drzewa twardego u dołu wycięte, aby zmniejszyć podstawę. Przy zdjęciu krążyn odpiloowywano jeszcze kawałki podstawy, wskutek czego ciśnienie było tak wielkiem, że następowało powolne zgniecenie kłoców, a więc zniżenie krążyn.

§. 108. 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 więc na sklepieniu wozić tylko taczkami i ubijać babami, bo inaczej mogą powstać nierówne osiadania, które wywierają wpływ szkodliwy na sklepienie.

I. D o d a t e k.

Wyznaczenie wymiarów metodą Färbera.

§. 109. Zasada wyznaczania wymiarów.

Już gdy druk drugiego wydania miał się ku końcowi, wyszła książka R. Färbera p. n. *Dreigelenkbogenbücken und verwandte Ingenieurbauten* (Stuttgart 1908), która podaje sposoby wyznaczania wymiarów mostów sklepionych, odbiegające znacznie od dotychczasowy praktykowanych. Z tego powodu omówimy metodę Färbera w dodatku.

Zasada Färbera wyznaczania wymiarów polega na tem, iżby wymiary szwów przyjmować takie, by największe natężenia w krawędziach były dane. Należy przy tem rozróżnić trzy wypadki:

1. Największe ciśnienia w obu skrajnych punktach szwu mają się równać ciśnieniu dopuszczalnemu. Zazwyczaj chodzi jednak także o to, aby najmniejsze natężenia nie były ciągnięciami. Przez odpowiednie powiększenie ciężaru własnego (pachwin) da się to zwykle osiągnąć. Wyznaczenie wymiarów wedle tej zasady możemy przeprowadzić dla sklepień.

2. Przy filarach i przyczółkach zwykle nie daje się uzyskać tego, aby dla największych ciśnień otrzymać najmniejsze natężenie równe zeru lub bardzo małej ilości. Tam więc musimy wyznaczać wymiary nie według najw. ciśnienia, lecz wedle największego ciągnięcia dopuszczalnego, które zazwyczaj najlepiej przyjąć równe zeru.

3. Jeżeli dopuścimy do otwarcia szwu, to obliczamy znów wedle najw. ciśnienia dopuszczalnego, przezco działa tylko część przekrojów. Färber przemawia za tem, aby obliczać w ten sposób fundamenty, ja jednak nie sądzę, aby dobrze było dopuszczać dla filarów lub przyczółków otwarcia szwu. Możliwemby to byłoby tylko dla murów oporowych.

Kształt osi budowli, jak wiemy *), jest najkorzystniejszym, jeżeli oś wpada na linię ciśnienia. Zachodzi pytanie, którą linię ciśnienia należy przyjąć za oś budowli murowanej. Dla sklepień przyjmujemy linię, odpowiadającą linii ciśnienia dla ciężaru stałego i obciążenia zupełnego połową ciężaru ruchomego **). Färber udowadnia matematycznie, że ta oś jest najkorzystniejszą i rozszerza to twierdzenie do dowolnych budowli murowanych. Färber nazywa obciążeniem zasadniczem (n. *Grundstellung*) takie obciążenie, które jest dla każdego punktu budowli środkiem arytmetycznym obu obciążeń skrajnych najniekorzystniejszych i twierdzi, że oś budowli murowanej powinna wpadać na linię ciśnienia dla obciążenia zasadniczego.

§. 110. Łuk trójprzegubowy.

Zastosujmy te zasady do łuku trójprzegubowego. Zazwyczaj dotychczas wykonywano przeguby dwa w węzłowiach a jeden w kluczu (t. 21 r. 2). Jednak dla wyznaczania dokładnego linii ciśnienia jest obojętnem, gdzie przyjmujemy trzy przeguby. Dla wielkości momentów jednak istnieje pewne położenie przegubów, dla którego momenty są najmniejsze, ilość materiału więc także najmniejszą. Położenie to najkorzystniejsze przegubów potem wyszukamy. Na razie stwierdzamy, że przeguby nie koniecznie muszą leżeć w węzłowiach, że korzystniejszym jest oddalić je od węzłowi. Kilka takich mostów zresztą już wykonano np. most na Westrachu koło Erbachu (t. 14 r. 2). Nim wyznaczymy najkorzystniejsze położenie przegubów, zbadamy najprzód sposób działania obciążenia na sklepienie.

§. 111. Rozkład obciążenia w przekroju poprzecznym mostu.

Dotychczas zazwyczaj obliczano sklepienie na 1 *m* szerokości lub na szerokość, na którą ciężary się rozdzielają. Jeżeli

*) por. § 20 str. 33.

**) por. str. 32.

q oznacza odstęp siły P od środka sklepienia (t. 220 r. 1), a siła P wywołuje w szwie o szerokości b a grubości d siłę prostopadłą N w odstępnie n od osi, to największe ciśnienie w O

$$\tau = \frac{N}{bd} \left(1 + \frac{6n}{d} + \frac{6q}{b} \right) \dots \dots \dots 154)$$

Przyjmijmy teraz zamiast N ϱN , przytem ϱ tak wielkie, aby nie uwzględniając q otrzymać to samo τ ,

$$\text{to } \tau = \frac{\varrho N}{bd} \left(1 + \frac{6n}{d} \right) \dots \dots \dots 155)$$

Z r. 154 i 155) otrzymamy

$$\varrho = 1 + \frac{6q}{b \left(1 + \frac{6n}{d} \right)} = 1 + \frac{6q}{b \nu} \dots \dots \dots 156)$$

Jeżeli więc liczymy na $1m$ szerokości sklepienia,

$$\text{to przyjąć należy } P_1 = \frac{1}{b} P \varrho \dots \dots \dots 157)$$

Widzimy więc, że dla każdego szwu byłaby inna siła P_1 .

Dla przegubu $n=0$, więc $\nu=1$,

$$\text{zatem } P'_1 = \frac{1}{b} P \left(1 + \frac{6q}{b} \right) = \frac{1}{b} P \varrho_p \dots \dots \dots 158)$$

Z równania 157 widzimy, że jeżeli $n > 0$, ν staje > 1 , a ϱ mniejszem, więc i P_1 mniejszem. Najniekorzystniej przedstawiają się więc przekroje w przegubach.

Dla mostów kolejowych jednotorowych $q=0$, więc wszędzie $\varrho=1$. Dla dwutorowych, jeżeli oba tory są obciążone,

$$\text{to } P'_1 = \frac{2P}{b} = \frac{2P}{8} = \frac{P}{4},$$

jeżeli zaś jeden tor obciążony, to dla przegubu $n=0$, $\nu=1$,

$$\text{więc } P'_1 = \frac{P}{8} \left(1 + \frac{6.2}{8} \right) = \frac{5}{16} P,$$

a więc o 25% więcej. Dla innych przekrojów, gdzie $n > 0$, maleje P'_1 znacznie.

Dla mostów drogowych, obciążonych ciężarem jednostajnie rozdzielonym p_m , otrzymamy, jeżeli tylko szerokość $\beta b'$ mostu jest obciążoną

$$q = \frac{b'}{2} (1 - \beta) \dots \dots \dots 159)$$

więc na $1m$ szerokości sprowadzono obciążenie

$$p_1 = \frac{1}{b} - p_m \beta b' \left(1 + \frac{6b'}{2} \left(\frac{1-\beta}{b\nu} \right) \right) = \frac{p_m}{b} \beta \cdot b' \left(1 + \frac{3b'}{b} \frac{1-\beta}{\nu} \right) \quad . \quad 160)$$

Najw. p_1 otrzymamy, jeżeli $\frac{dp_1}{d\beta} = 0$, więc

$$\text{dla } \beta = \frac{b}{b'} \frac{\nu}{6} + \frac{1}{2}, \text{ zatem}$$

$$\text{najw. } p_1 = p_m \cdot \frac{b'}{b} \left(\frac{1}{2} + \frac{3}{4\nu} \frac{b'}{b} + \frac{\nu}{12} \frac{b}{b'} \right) \quad . \quad . \quad . \quad 161)$$

Dla przegubów jest $\nu=1$, jeżeli w przybliżeniu $\frac{b'}{b} = 1$, $\beta = \frac{3}{4}$, najw. $p_1 = \frac{4}{3} p_m$.

Zatem dla przegubów najkorzystniejsze obciążenie poprzeczne jest na $\frac{3}{4}$ szerokości mostu, a natężenia są wtedy $\frac{4}{3}$ większe.

β staje się $=1$ dopiero dla $\nu=3 \frac{b'}{b}$, więc dla $n = d \left(\frac{1}{2} \frac{b'}{b} - \frac{1}{6} \right)$,

$$\text{a dla } \frac{b'}{b} = 1 \quad n = \frac{d}{3}.$$

n jest tu odstęp siły N , wywołanej siłą P , z tego widzimy, że chcąc uwzględnić mimośród, trzeba by obciążać miejsce blizkie przegubów znacznie więcej, niż w rzeczywistości, względnie należy wymiary sklepienia w tych miejscach powiększyć.

§. 112. Wymiary szwów prostokątnych.

Dla obliczenia wymiarów szwu na ciśnienie wedle zasady, wyłożonej w § 109, wyznaczyć należy skrajne położenia sił prostopadłych N_0 i N_u , w którym to celu należy kombinować wszystkie siły wewnętrzne w ten sposób, aby raz otrzymać N_0 , drugi raz N_u w odstępach n_0 i n_u od osi (t. 220 r. 2). Jeżeli ciśnienie dopuszczalne τ_1 , to wedle tej zasady

$$\tau_1 = \frac{N_0}{d} \left(1 + \frac{6n_0}{d} \right) \quad . \quad . \quad . \quad 162)$$

$$\tau_1 = \frac{N_u}{d} \left(1 + \frac{6n_u}{d} \right) \quad . \quad . \quad . \quad 163)$$

$$\text{a } n_0 + n_u = e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 163)$$

Nazwijmy $\frac{N_0}{r_1} = d_0$, $\frac{N_u}{r_1} = d_u$, to otrzymamy

$$2d = d_0 \left(1 + \frac{6n_0}{d}\right) + d_u \left(1 + \frac{6n_u}{d}\right), \text{ a stąd}$$

$$\frac{1}{d_0} + \frac{1}{d_u} = \frac{2}{d} + \frac{6e}{d^2} \dots \dots \dots 164)$$

$$\text{Nazwijmy } \frac{1}{\frac{1}{d_n} + \frac{1}{d_u}} = d_m, \dots \dots \dots 165)$$

to $d^2 - dd_m - 3ed_m = 0$, więc

$$d = \frac{d_m}{2} + \frac{d_m}{2} \sqrt{1 + 12 \frac{e}{d_m}} \dots \dots \dots 166)$$

$$\text{Nazwijmy dalej } \delta = \frac{e}{d_m} \text{ a } \dots \dots \dots 167)$$

$$\delta' = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + 12\delta}\right) \dots \dots \dots 168)$$

$$\text{to } \underline{d = d_m \delta'} \dots \dots \dots 169)$$

$$\left. \begin{aligned} n_n &= \left(\frac{d}{d_0} - 1\right) \frac{d}{6} \\ n_u &= \left(\frac{d}{d_u} - 1\right) \frac{d}{6} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 170)$$

Jeżeli N_0 , N_u i e są znane, to stąd potrafimy obliczyć n_0 , n_u i potrzebne d , aby w obu krawędziach powstało przy najniekorzystniejszym obciążeniu r_1 .

§. 113. Równanie osi sklepienia trójprzegubowego.

Jeżeli chodzi o najniekorzystniejsze obciążenie jakiegoś przekroju, to wyznaczyć możemy punkt obojętny zapomocą punktów jędrnych. Zamiast nich przyjmuje Färber dla obu punktów skrajnych punkt środkowy przekroju (t. 220 r. 3), i otrzymujemy punkt obojętny E . Dotychczas obciążano raz na prawo od E , drugi raz na lewo od E .

Färber przyjmuje jako zasadnicze obciążenie ciężar własny i obciążenie zupełne połowę ciężaru ruchomego. Otóż raz zdejmuje połowę ciężaru ruchomego na całym sklepieniu i obciąża całym ciężarem ruchomym na lewo od E , drugi raz dodaje połowę ciężaru ruchomego na całym sklepieniu i odejmuje cały ciężar na lewo od E . Pierwsza i druga operacja różnią się tylko

znakiem, więc jeżeli pierwsza operacja wywołuje jakiś moment i siłę podłużną, to druga wywoła taki sam moment i siłę podłużną z znakiem przeciwnym.

Przyjmijmy, że siła podłużna wskutek obciążenia zasadniczego N_g zmieni się o $\pm N'$, a oprócz tego powstanie moment $\pm M'$, to środek ciśnienia przesunie się o $\frac{\pm M'}{N_g \pm N'}$. A że ogółem

przesunięcie jest $e = n_0 + n_u$,

więc:

$$\frac{n'_0}{n'_u} = \frac{N_g \mp N'}{N_g \pm N'} = \frac{N_u}{N_0} \dots \dots \dots 171)$$

Zatem środek ciśnienia, odpowiadający obciążeniu zasadniczemu, dzieli odstęp e w odwrotnym stosunku sił podłużnych dla obciążeń najniekorzystniejszych. Przyjmijmy wprowadzoną linię obciążenia paraboliczną. Jest ona zawsze krzywą, spadającą ku przyczółkom i możemy ją snadnie przyjąć jako parabolę, a w naszej mocy potem tak przyjąć nadmurowanie, aby rzeczywiście ona były parabolą.

Niech będzie s (t. 220 r. 4) wysokość obciążenia sprowadzonego w kluczu, $s+z$ w pionowej przegubowej, w odstępnie x otrzymamy wysokość obciążenia sprowadzonego zasadniczego

$$h_g = s + 4z \frac{x^2}{l^2} \dots \dots \dots 172)$$

Wedle Statyki Budowli (równ. 690)

$$\frac{d^2y}{dx^2} = y'' = \frac{gh}{H_g}$$

więc $y' = \frac{g}{H_g} \int_0^x h dx = \frac{g}{H} \int_0^x \left(s + 4z \frac{x^2}{l^2} \right) dx = \frac{g}{H_g} \left(sx + \frac{4}{3} x^3 \frac{z}{l^2} \right)$ 173)

wreszcie: $f = \frac{g}{H} \int_0^{1/2} \left(sx + \frac{4}{3} \frac{2x^3}{l^2} \right) dx = \frac{g}{H_g} \int_0^2 \left(\frac{sl^2}{8} + \frac{2l^2}{48} \right)$

stad: $H_g = \frac{gl^2}{8f} \left(s + \frac{z}{6} \right) \dots \dots \dots 174)$

Jeżeli w równaniu 173) wstawimy wartość z 174) i zcałkujemy, to otrzymamy równanie osi sklepienia

$$y = 4f \frac{x^2}{l^2} \frac{1 + \frac{1}{6} \frac{z}{s} 4 \frac{x^2}{l^2}}{1 + \frac{z}{6s}} \dots \dots \dots 175)$$

więc rzędne paraboli $\left(4f \frac{x^2}{l^2}\right)$, zmniejszone w stosunku powyższym. Dla $z=0$ byłoby to równanie paraboli.

Nazwijmy: $x : \frac{l}{2} = \xi \dots\dots\dots 176)$

$y : f = \eta \dots\dots\dots 177)$

$z : 6s = \varphi \dots\dots\dots 178)$

$1 + \varphi = \varphi' \dots\dots\dots 179)$

to równanie 175) da się napisać

$$\eta = \frac{1}{\varphi'} \xi^2 \left(1 + \varphi \xi^2\right) \dots\dots\dots 180)$$

Wedle 165), jest $d_m = \frac{2}{\frac{1}{d_0} + \frac{1}{d_u}} = \tau_1 \frac{1}{\frac{1}{N_0} + \frac{1}{N_u}}$

Wstawiwszy za N_0 i N_u wartości z 171

otrzymamy: $d_m = \frac{N_g}{\tau} = d_g \dots\dots\dots 181)$

Wartość d_m jest dla łuku trójprzegubowego grubością idealną, obliczoną dla N_g .

Z rów. 171) otrzymamy:

$$e = n_0 + n_u = \frac{M'}{N_0} + \frac{M'}{N_u} = M' \left(\frac{1}{N_0} + \frac{1}{N_u}\right) = 2 \frac{M'}{N_g} \dots 182)$$

Znając więc M' i N_g możemy obliczyć z wzoru 181 i 182) długości d_m i e .

Moment M' , który powstaje wskutek odjęcia lub dodania połowy ciężaru ruchomego na całym sklepieniu i obciążenia, względnie odciążenia części sklepienia po lepiej stronie punktu obojętnego, oblicza Färber i uzyskuje wzór

$$M' = \frac{pl^2}{8} \frac{1}{2} F(\xi, \varphi) \dots\dots\dots 183)$$

jeżeli

$$F(\xi, \varphi) = \xi - \frac{2}{3} \xi^2 - \frac{1-\varphi}{\varphi'} \xi^3 + \frac{8+5\varphi-\varphi^2}{4\varphi'^2} \xi^4 - \frac{5\varphi+4\varphi^2}{2\varphi'^2} \xi^5 +$$

$$- \frac{2-10\varphi-18\varphi^2-7\varphi^3}{4\varphi'^3} \xi^6 + \frac{\varphi}{2} \frac{1-\varphi'}{\varphi'^2} \xi^2 + \varphi \frac{2\varphi^2-5}{4\varphi'^3} \xi^8 + \frac{\varphi^2 \xi^9}{2\varphi'^2}$$

$$- \frac{4\varphi^2+\varphi^3}{4\varphi'^3} \xi^{10} - \frac{\varphi^3}{4\varphi'^3} \xi^{12}$$

$$\left[1 - \frac{1}{2} \varphi - \frac{1}{2\varphi'} \xi^2 - \frac{\varphi}{2\varphi'} \xi^4\right]^2 \dots\dots\dots 184)$$

Tę funkcję $F(\xi, \varphi)$ obliczył Färber i zestawił następującą tabliczkę:

Tablica I. $F(\xi, \varphi)$

	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
0.0	0.094	0.175	0.237	0.280	0.300	0.295	0.264
0.2	0.094	0.176	0.241	0.287	0.312	0.312	0.286
0.4	0.095	0.177	0.243	0.292	0.321	0.325	0.302
0.6	0.095	0.177	0.245	0.297	0.328	0.335	0.314
0.8	0.095	0.178	0.247	0.300	0.333	0.343	0.324
1.0	0.095	0.178	0.248	0.303	0.338	0.349	0.331

	0.8	0.9	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.0	0.206	0.118	0.144	0.330	0.544	0.791	1.071
0.2	0.223	0.133	0.176	0.401	0.678	1.016	1.419
0.4	0.240	0.144	0.196	0.457	0.785	1.195	1.695
0.6	0.254	0.152	0.211	0.500	0.870	1.336	1.911
0.8	0.265	0.160	0.224	0.536	0.937	1.448	2.083
1.0	0.275	0.166	0.235	0.564	0.992	1.539	2.223

Moment największy wedle 183) rośnie w stosunku kwadratowym rozpiętości i jest niezależnym od strzałki.

najw. M' dla $\varphi=0$ (parabola) dla $\xi=0.532$ $F(\xi, \varphi) = 0.3013$

„ $\varphi=1$ „ $\varphi=0.580$ „ 0.3502

więc średni dla $\varphi=0.55$ „ $0.33,$

zatem $M' = \frac{pl^2}{8} \frac{1}{6}$.

§. 114. Wymiary sklepienia.

W poprzednim paragrafie udowodniliśmy, że środek szwu dzieli odstęp e w odwrotnym stosunku sił podłużnych. Ponieważ N_0 jest mniejszem, niż N_u , więc górna skrajna linia ciśnienia jest zawsze dalszą od osi, niż dolna skrajna linia ciśnienia. Przy zmniejszającym się ciężarze stałym górna linia więc prędzej dotknie linii jędrnej, a zatem powstanie na podniebieniu ciągnienie. Szew, w którym się to naprzód stanie, nazywa się szwem niebezpiecznym (n. *Bruchfuge*).

Jestto szew, dla którego $\frac{e}{d}$ jest największem, a ze względu na 167 i 169 najw. $\frac{e}{d} = \frac{d_m \delta}{d_m \delta'} = \frac{\delta}{\delta'}$ Dla tego szwu jest więc δ największem.

Przyjmijmy, że tam ciągnienie równe zeru, więc $n_0 = \frac{d}{6}$, a że wedle 170 $n_u = \left(\frac{d}{d_0} - 1\right) \frac{d}{6}$, więc $\frac{d}{d_u} - 1 = 1$, zatem

$$d = 2 d_0 = d_g \delta' \quad (\text{r. 169})$$

$$\text{a że } d_0 = \frac{N_0}{r_1} = \frac{N_g + N'}{r_1} = \frac{N_g}{r_1} \left(1 + \frac{N'}{N_g}\right) = d_g \left(1 + \frac{N'}{N_g}\right)$$

$$\text{więc } \delta'_b = 2 \left(1 + \frac{N'}{N_g}\right) = 2 \left(1 + \frac{H'}{H_g}\right) \quad \dots \dots \dots 185)$$

H_g parcie poziome dla obciążenia zasadniczego
 H' parcie poziome odpowiednie do zmiany N' .

Wedle 174.) $H_g = \frac{gl^2}{8f} \left(s + \frac{z}{6}\right) = \frac{gl^2 s}{8f} \left(1 + \frac{z}{6s}\right)$

Wedle 178 i 179) $\varphi' = 1 + \varphi = 1 + \frac{z}{6s}$,

więc $H_g = \frac{gl^2}{8f} s\varphi'$, $\dots \dots \dots 186)$

Jeżeli nazwiemy k odstęp poziomy punktu obojętnego ζ od przegubu (t. 320 r. 3), a $k : \frac{l}{2} = \alpha$ $\dots \dots \dots 187)$

to Färber udowadnia, że

$$H' = \pm \frac{pl^2}{16f} (\alpha + 1) (\alpha - 1) \quad \dots \dots \dots 188)$$

więc $\frac{H'}{H_g} = \frac{p}{g.s} \frac{\alpha^2 - 1}{2\varphi'}$ $\dots \dots \dots 189)$

$$\alpha \kappa = \frac{1 - \xi}{1 - \frac{1}{2}\xi - \frac{1}{2}\eta} \dots \dots \dots 190)$$

κ jest więc zależne od ξ , ale nie wiele, można więc wziąć średnią wartość $\xi_0 = 0.53$.

Nazwijmy: $\left(1 + \frac{H'}{H_g}\right) = \zeta \dots \dots \dots 191)$

to wedle 168 i 185 $\delta'_0 = 2 \zeta = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 + 12\delta})$

a stąd $\delta_0 = \frac{2}{3} \zeta (2\zeta - 1) \dots \dots \dots 192)$

Tabl. II. dla δ_0

	$\frac{p}{gs}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
φ	0.0	0.667	0.629	0.595	0.559	0.524	0.491
	0.2	0.667	0.633	0.600	0.568	0.537	0.506
	0.4	0.667	0.637	0.606	0.577	0.548	0.520
	0.6	0.667	0.639	0.612	0.586	0.559	0.533
	0.8	0.667	0.641	0.615	0.593	0.568	0.544
	1.0	0.667	0.643	0.619	0.598	0.575	0.554

Wedle równ. 167) $\delta = \frac{e}{d_m}$, wedle 182) $e = \frac{M'}{N_g}$,
zatem uwzględniając 181 i 183)

$$\delta = \frac{pl^2 \tau_1}{8N_g^2} F(\xi, \varphi),$$

a że

$$N_g = H_g \sqrt{1 + y'^2}$$

więc

$$\delta = \frac{pl^2 \tau_1}{8H_g^2} \frac{F(\xi, \varphi)}{1 + y'^2} = \frac{pl^2 \tau_1}{8H_g^2} \vartheta \dots \dots \dots 193)$$

jeżeli

$$\vartheta = \frac{F(\xi, \varphi)}{1 + y'^2} \dots \dots \dots 194)$$

Szwem niebezpiecznym jest ten, dla którego $\delta = \frac{pl^2 \tau_1}{8H_g^2} \vartheta$ jest największym, więc dla którego ϑ największym i nazwijmy to $\vartheta \vartheta_0$.

Tabl. III. \mathfrak{D}_b .

	λ										
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.4	0.45	0.5	
φ	0.0	0.301	0.298	0.294	0.288	0.282	0.275	0.268	0.259	0.251	0.244
	0.2	0.314	0.312	0.308	0.303	0.297	0.290	0.283	0.275	0.267	0.260
	0.4	0.325	0.323	0.319	0.314	0.308	0.302	0.295	0.287	0.280	0.272
	0.6	0.335	0.332	0.328	0.323	0.317	0.310	0.304	0.296	0.289	0.281
	0.8	0.342	0.340	0.335	0.330	0.325	0.318	0.311	0.304	0.296	0.290
	1.0	0.349	0.346	0.342	0.337	0.331	0.324	0.317	0.310	0.303	0.296

Jeżeli wstawimy wartość za H_g z równ. 186), to otrzymamy, zważywszy, że $\lambda = f \cdot \frac{l}{2}$

$$\delta = 2 \frac{p r_1}{g^2} \lambda^2 \frac{\mathfrak{D}_b}{s^2 \varphi'^2} \dots \dots \dots 195)$$

Ponieważ w s jest także zawarta grubość w kluczu więc δ jest zależnem od H_g .

Ponieważ tu chodzi o przekrój w przegubie, więc musimy uwzględnić współczynnik ϱ wedle równ. 156 i 161), że jednak $\frac{1}{2} p$ już uwzględniono w obciążeniu zasadniczem, zatem wstawiamy tylko $\varrho^{-1/2}$. Więc wedle 174.)

$$d_s = \frac{gl^2}{8fr_1} \left(s + \left(\varrho - \frac{1}{2} \right) \frac{p}{r_1} + \frac{z}{6} \right) \dots \dots \dots 196)$$

Jeżeli c oznacza sprowadzoną wysokość nadsypki nad sklepieniem w kluczu, to nazwawszy $\frac{gl^2}{8fr_1} = t \dots \dots \dots 197)$

$$\text{mamy } s = d_s + c + \frac{1}{2} \frac{p}{g} = t \left(s + \frac{z}{6} \right) + t \left(\varrho - \frac{1}{2} \right) \frac{p}{g} + \frac{p}{2g} + c$$

$$\text{albo } s = ts \varphi' + \chi \frac{p}{g} \dots \dots \dots 198)$$

$$\text{jeżeli } \chi = t \left(\varrho - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{2} + \frac{cg}{p} \dots \dots \dots 199)$$

stąd
$$s = \frac{p}{g} \frac{\lambda}{1 - t\varphi'} \dots \dots \dots 200)$$

Jestto równanie obciążenia sprowadzonego w kluczu dla obciążenia zasadniczego. Ponieważ $\varphi' > 1$, więc mus' być $t < 1$ i nie bardzo zbliżać się do jedności, więc $\frac{gl^2}{8f\tau_1} < 1$, a że $\frac{l^2}{8f} = r$, więc

$$g \frac{r}{\tau_1} < 1, \frac{t}{g} > r \dots \dots \dots 201)$$

Wstawmy teraz wartość za s w 195), a otrzymamy

$$\frac{1}{\varphi'} = t + \frac{\lambda}{\lambda} \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\delta_b}{\vartheta_b} \frac{p}{\tau_1}} \dots \dots \dots 202)$$

Jestto równanie dla projektowania sklepienia. Po prawej stronie ϑ_b i δ_b zależne są od φ' , ale mało; rozwiązanie nastąpić może przez próby.

Jeżeli mamy już φ' , to stąd dadzą się obliczyć s i z , a więc sprowadzona wysokość obciążenia, którą trzeba wtedy wykonać albo murem pełnym, nasypem, otworami i t. d.

Przy mostach drogowych przyjmujemy obciążenie tłumem ludzi i wałków, zamiast wałka ciężar zastępczy, aby wywołał takie same parcie poziome. Jeżeli siła jest P , to wedle 157

$$P_1 = \frac{1}{b} P q_b, \text{ a parcie poziome, gdy } P \text{ we } \text{środku}$$

$$P_1 \frac{l}{4f} = P \frac{q_b}{4} \frac{l}{6f} \dots \dots \dots 203)$$

Ciężar zastępczy nazwijmy p_c , to wedle 161)

$$p_1 = p_c \frac{b'}{b} q_p \text{ więc parcie poziome}$$

$$p_c \frac{q_p}{8} \frac{b'}{b} \frac{l^2}{f}, \text{ zatem } P \frac{q_p}{4} \frac{l}{6f} = p_c \frac{q_p}{8} \frac{b'}{b} \frac{l^2}{f},$$

więc
$$p_c = 2 \frac{q_p}{q_p} \frac{P}{b'l}$$

zatem cały ciężar
$$p = p_m \frac{b'}{6} + 2 \frac{q_p}{q_p} \frac{P}{b'l} \dots \dots \dots 204)$$

§. 115. Umieszczenie przegubów.

Chodzi teraz o wyznaczenie najkorzystniejszego położenia przegubów bocznych. Jeżeli przeguby umieścimy bliżej środka, to λ staje się mniejszem, a że t nie tak bardzo się zmienia, więc φ będzie mniejszem, cały ustrój lżejszym. Aby

ustrój był najlżejszym, zmniejszymy l tak dalece, aby w sklepieniu po za przegubami w podporach linia ciśnienia nie wychodziła z jądra, a więc przyjmiemy, że dla węzłowania $\delta_k = \delta_6$. W równ. 193) dla δ zmienia się dla rozmaitych szwów tylko ϑ . Największe ϑ jest dla danych λ i φ ϑ_b wedle tabl. III. Szukamy takiego ξ_k aby $\vartheta_k = \vartheta_b$, a więc odcinek ξ_x zależny jest tylko od λ i φ . Ale my mamy zadanie odwrotne, l_k jest dane, i f_k , a więc $f_k : \frac{l_k}{2} = \lambda_k$.

$$\text{Mamy wtedy} \quad \xi_x = \frac{1/2 l_k}{\frac{1}{2} l} = \frac{l_k}{l} \dots \dots \dots 205)$$

$$\text{Z równ. 180) otrzymamy} \quad \frac{f_k}{f} = \frac{1}{\varphi'} \xi_k^2 (1 + \xi \varphi^2_k),$$

$$\text{stad} \quad f = f_k \frac{\varphi'}{\xi_k^2 (1 + \varphi \xi_k^2)} \dots \dots \dots 206)$$

a podzieliwszy przez $1/2 l_k$

$$\frac{f}{1/2 l_k} = \lambda_k \frac{\varphi'}{\xi_k^2 (1 + \varphi \xi_k^2)} = \frac{f}{1/2 l} \frac{l}{l_k} = \frac{\lambda}{\xi_{12}}$$

$$\text{stad} \quad \lambda_k = \lambda \xi_k \frac{1 + \varphi \xi_k^2}{\varphi'} \dots \dots \dots 206)$$

Na podstawie tego równania obliczył Färber tabliczkę dla
Tabl. IV. ξ_k

	λ_k												
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	
φ	0.0	1.186	1.190	1.196	1.205	1.215	1.227	1.241	1.257	1.274	1.291	1.309	1.328
	0.2	1.165	1.171	1.180	1.192	1.207	1.224	1.245	1.267	1.290	1.317	1.345	1.375
	0.4	1.154	1.161	1.171	1.185	1.203	1.222	1.246	1.272	1.301	1.331	1.363	1.396
	0.6	1.148	1.154	1.165	1.180	1.200	1.221	1.247	1.276	1.306	1.338	1.372	1.406
	0.8	1.144	1.150	1.162	1.178	1.198	1.221	1.248	1.278	1.309	1.342	1.377	1.411
	1.0	1.141	1.148	1.160	1.176	1.197	1.222	1.249	1.279	1.310	1.345	1.381	1.415

§. 116. Rozpiętość w świetle.

Długość l_k przedstawia rozpiętość teoretyczną (t. 220 r. 5_a) podobnie f_k wysokość przegubu kluczowego nad AB , prostą

łączącą środki szwów węglowiowych. Zwykle jednak dana jest rozpiętość w świetle w i strzałka $f_k - \frac{1}{2} d_s$.

Nazwijmy idealną grubość sklepienia w kluczu dla obciążenia zasadniczego d^0_g , to $d^0_g = H_g \cdot r_1$, a ze względu na 186

$$d^0_g = \frac{gl^2}{8f} s\varphi' = st\varphi' \dots \dots \dots 209)$$

zaś $d = dg\delta' = d^0_g \delta \sqrt{1+y'^2} = st\varphi' \delta \sqrt{1+y'^2} \dots \dots \dots 209)$

Rzeczywista grubość sklepienia w kluczu

$$d_s = s - c - \frac{1}{2} \frac{p}{g} \dots \dots \dots 210)$$

Z rysunku widzimy, że

$$f_k = u - c - \frac{1}{2} d_s - \frac{1}{2} d^0_g \delta' = u - c - \frac{1}{2} s + \frac{1}{2} c + \frac{1}{4} \frac{p}{g} - st\varphi' \delta'$$

Nazwijmy $u' = u - \frac{1}{2} c + \frac{1}{4} \frac{p}{g} \dots \dots \dots 211)$

to $f_k = u' - \frac{1}{2} s (1 + t\varphi' \delta') \dots \dots \dots 212)$

Dalej mamy $l_k = w + d^0_g \delta' y'_k$,

a że wedle 180 $y'_k = 4 \frac{f}{l} \xi_k \frac{(1 + 2\varphi \xi_k^2)}{\varphi'}$

więc po wstawieniu z r. 208

$$l_k = \frac{w}{1 - \frac{1}{2} \delta' \frac{gs}{\tau} (1 + 2\varphi \xi_k^2)} \dots \dots \dots 213)$$

§. 117. Przykład.

Dane $w = 30 m$, $u = 4 \cdot 0 m$, $b = 7 \cdot 3$, $b' = 75$, $p_m = 0 \cdot 4 t/m^2$, wałek parowy 14t., $q = 1 \cdot 25 m$, $g = 2 \cdot 3$, najw. ciśnienie dopuszczalne $\tau = 35 kg/cm^2 = 350 t/m^2$

Przyjmijmy $c = 0 \cdot 4 m$.

1. Przygotowanie.

(r. 156) $q_p = 1 + \frac{6 \cdot 1 \cdot 25}{7 \cdot 3} = 2 \cdot 027$,

(r. 161 $q = 1$) $q_p = 0 \cdot 5 + 0 \cdot 75 \frac{7 \cdot 5}{7 \cdot 3} + \frac{1}{12} \frac{7 \cdot 3}{7 \cdot 5} = 1 \cdot 351$.

(r. 204) $p = 0 \cdot 4 \frac{7 \cdot 5}{7 \cdot 3} + 2 \cdot \frac{2 \cdot 027}{1 \cdot 351} \cdot \frac{14}{7 \cdot 5 \cdot 25} = 0 \cdot 39 + 0 \cdot 22 = 0 \cdot 61 t/m^2$

jeżeli przyjmiemy $l = 25 m$.

2. Pierwsza próba.

$$l_k = 30.3, f_k = 4.0 - 0.7 = 3.3m.$$

1 założenie
nie
 $\varphi = 0.4$

$$\lambda_k = \frac{3.3}{15.15} = 0.218, \text{ z tabl. IV. } \xi_k = 1.191$$

$$l = \frac{30.3}{1.191} = 25.4 \text{ (205),}$$

$$f = 3.3 \frac{1.4}{1.191^2(1+0.4, 1.191^2)} = 2.08 \text{ (206)}$$

$$\lambda = \frac{2.08}{12.7} = 0.164, t = \frac{2.3.25.4^2}{8.2.08.250} = 0.255 \text{ (197)}$$

$$\chi = 0.255(1.351 - 0.5) + 0.5 + \frac{0.4.2.3}{0.61} = 0.255. 0.851 + 0.5 + 1.508 = 2.226 \text{ (199).}$$

$$\frac{p}{gs} = \frac{1 - 0.255, 1.4}{2.226} = 0.289 \text{ (200)}$$

$$\text{z tabl. II. } \delta_b = 0.580$$

$$\text{z tabl. III. } \vartheta_b = 0.368.$$

poprawiony
wynik
 $\varphi = 0.256$

Więc równanie dla projektowania (202)

$$\frac{1}{\varphi'} = 0.255 + \frac{2.226}{0.164} \sqrt{\frac{1.0.580}{2.0.318} \frac{0.61}{350}}$$

$$\frac{1}{\varphi'} = 0.255 + 13.57. 0.0399 = 0.796 \text{ (202)}$$

więc $\varphi' = 0.256$.

2 założenie
nie
 $\varphi = 0.27$

$$l_k = 0.218, \text{ z tabl. IV. } \xi_k = 1.213$$

$$l = \frac{30.3}{1.213} = 25.0, f = 3.3 \frac{1.27}{1.213^2(1+0.27. 1.213^2)} = 2.04$$

$$\lambda = \frac{2.04}{12.5} = 0.163, t = \frac{2.3, 25.0^2}{8.2.04. 350} = 0.252$$

$$\chi = 0.252. 0.851 + 0.5 + 1.508 = 2.223.$$

Wyraz pod pierwiastkiem w r. 202 zmienia się bardzo mało dla nieco zmiennych δ_b i ϑ_b , więc zostawimy 0.0399,

$$\text{zatem } \frac{1}{\varphi'} = 0.252 + \frac{2.223}{0.163} 0.399 = 0.796$$

$$\text{zatem } \varphi' = 1.479, \varphi = 0.256.$$

poprawiony
wynik
 $\varphi = 0.256$
popraw.
 l_k i f_k

Dostaliśmy zgodny wynik więc

$$s = \frac{0.61}{2.3} \frac{2.223}{1 - 0.252, 1.256} = 0.862 \text{ (200)}$$

$$\frac{p}{gs} = \frac{0.61}{2.3, 0.862} = 0.308$$

z tabl. II. $\delta_6 = 0.568$

$$\delta'_6 = \frac{1}{2}(1 + \sqrt{1 + 12\delta_6}) = 1.889 \quad (168)$$

$$u' = 4.0 - 0.20 + \frac{1}{4} \frac{0.61}{2.3} = 3.27 \quad (211)$$

a więc poprawiona wartość

$$f_k = 3.87 = \frac{1}{2} 0.862 (1 + 0.252 \cdot 1.256 \cdot 1.889) = 3.17 \quad (212)$$

$$l_k = \frac{30}{1 - \frac{1}{2} \cdot 1.889 \frac{2.3, 0.862}{350} (1 + 2 \cdot 0.256 \cdot 1.213^2)} = 30.38 \quad (213)$$

Druga próba z poprawionymi wartościami.

$$l_k = 30.28 \text{ m}, f_k = 3.17 \text{ m}$$

1 założenie
 $\varphi = 0.256$

$$\lambda_k = 2 \frac{3.17}{30.28} = 0.209 \text{ z tabl. IV. } \xi_k = 1.193$$

$$l = \frac{30.28}{1.193} = 25.39.$$

$$f = 3.17 \frac{1.256}{1.193^2 (1 + 0.256 \cdot 1.190^2)} = 2.018$$

$$\lambda = \frac{2.08}{12.71} = 0.163, \quad t = \frac{2.3 \cdot 25.42^2}{8 \cdot 2.08 \cdot 350} = 0.255$$

$$\chi = 0.255 (1.351 - 0.5) + 0.5 + 1.508 = 2.225$$

$$\frac{p}{gs} = \frac{1 - 0.255 \cdot 1.256}{2.255} + 0.306$$

z tabl. II. $\delta_6 = 0.566$

z tabl. III. $\vartheta_6 = 0.310,$

więc równanie dla projektowania

$$\frac{1}{\varphi'} = 0.255 + \frac{2.226}{0.163} \sqrt{\frac{1 \cdot 0.566 \cdot 0.61}{2 \cdot 0.310 \cdot 350}}$$

$$\frac{1}{\varphi'} = 0.255 + 1.366 \cdot 0.0398 = 0.798$$

$$\varphi' = 1.253 \quad \varphi = 0.253.$$

Ostateczne
wyniki

Pierwsze przyjęcie i wynik poprawiony są tak zbliżone, że przyjąć możemy jako ostateczne wyniki

$$\left. \begin{array}{l} l_k = 30.28 \quad l = 25.39 \\ f_k = \underline{3.17} \quad f = \underline{2.08} \end{array} \right\} \varphi = 0.254$$

Próba wykonalności.

$$s = \frac{0.61}{2.3} \frac{2.225}{1 - 0.255 \cdot 1.254} = 0.864 \quad (200)$$

więc przybliżony ciężar gatunkowy wypełnienia dla przegubu skrajnego

$$z = f g_x = 6. s g_x \cdot \varphi \quad (178)$$

stąd

$$g_x = 6 \varphi \frac{s}{f} g$$

$$g_x = 6 \cdot 0.254 \frac{0.864}{2.08} 2.3 = 1.45$$

Wypełnienie pełne lub z małymi otworami możliwe.

Szczegółowe obliczenie.

Równanie osi sklepienia 177 i 180

$$y = 2.08 \xi = 2.08 \cdot 0.798 \xi^2 (1 + 0.253 \eta^2)$$

$$y = 0.166 \xi^2 (1 + 0.253 \xi^2)$$

Grubość szwów dla $\xi = 0.1, 0.2$

$$(195) \quad \delta = 2 \frac{0.61 \cdot 350}{2 \cdot 3^2} \frac{0.163^2}{0.868^2} 0.798^2 \delta = 1.813 \vartheta$$

$$\vartheta = \frac{F(\xi \cdot 0.256)}{1 + y'^2}$$

$$y' = \frac{4f}{\varphi l} \xi (1 + 2\varphi \xi^2) = \frac{4 \cdot 2.09}{1.253 \cdot 25.39} \xi (1 + 0.512 \xi^2)$$

$$y' = 0.261 \xi (1 + 0.512 \xi^2), \quad \delta' = \frac{1 + \sqrt{1 + 12} \delta}{2}$$

$$(208) \quad d_g^0 = 0.868 \cdot 0.255 \cdot 1.253 = 0.277$$

$$d_g = 0.277 \sqrt{1 + y'^2}, \text{ w końcu } d = d_g \delta'$$

Szwy przegubowe mają być wzmocnione. Rzeczywista grubość w kluczu $0.868 - 0.4 \frac{1}{2} \frac{0.61}{2.3} = 0.34m$. W przegubach

bocznych, dla których $y' = 0.261 \cdot 1.513 = 0.395$

$$\sqrt{1 + 0.395^2} = 1.028 \text{ jest } 0.34 : 1.078 = 0.36 m.$$

II. Dodatek.

Architektura mostów kamiennych.

§. 118. Wstęp.

Poczucie piękna, istniejące w człowieku, żąda, aby budowle wszystkie, a zatem i mosty były nie tylko wytrzymałe, praktycznie urządzone, ale też, aby kształt ich był pięknym. Mosty jako budowle wielkie nie wymagają wprawdzie tak starannego szczegółowego opracowania architektonicznego, jak domy, kościoły i t. d. choćby dlatego, że często leżą w okolicach mało uczęszczanych, jednak przy ich projektowaniu należy także pamiętać o prawidłach estetycznych, a mosty w wielkich miastach projektują nawet zwykle wspólnie inżynierowie i architekci. Dlatego i inżynierowie powinni nabyć przynajmniej najważniejszych wiadomości architektonicznych, potrzebnych im przy projektowaniu mostów.

§. 119. 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 z niej poznać pewien styl.

3. Architektura musi odpowiadać użytemu materiałowi.

4. Należy unikać jednostajności, urządzać odpowiednie przerwy, używając rozmaitych kształtów, wielkości, barw, grup i t. d.

5. Należy zachować symetrię, chyba, że symetria 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 różnorodności materiałów, bo to sprawia wrażenie niespokojne.

8. Części mostu, mające rozmaite przeznaczenie, należy odzielić widocznie n. p. przyczółek i skrzydła, sklepienie i mur czołowy i t. d.

9. Stosunek wysokości rozmaitych części musi być odpowiednim np. wysokości i grubość filaru, stosunek wysokości cokołu i gzymsu do wysokości czoła muru.

10. Podwyższenie pomostu od przyczółków ku środkowi (t. 35 r. 1) uwydatnia ważność mostu. Podwyższenie to 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. Przeładowanie zdobami szpeci budynek, bo wtedy traci się poczucie kształtów głównych.

§. 120. Inne prawidła.

Oprócz estetycznych względów mogą być inne, które mają wpływ na kształt budowli.

1. Pieniądze rozporządzalne warunkują mniejszą lub większą ozdobność budowli.

2. Ozdobność mostu zależy też od tego, jak często ludzie go oglądają. Most kolejowy, który z okien wozu kolejowego przez chwilę zaledwie można widzieć, może być skromniejszym, niż drogowy most nawet na prowincyi, skromniejszym, 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 silniejszym.

4. Budowle, przez które przejeżdża się prędko, muszą mieć silniejsze kształty, a więc np. mosty kolejowe.

§. 121. Ściany.

Ściany mostu mogą być albo gładkie, albo też słabo lub silnie boniowane (t. 81 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.

Krawędzie budowli często uwydatniamy także, zwłaszcza przy murze z kamieni łamanych lub cegieł często tworzymy krawędź z ciosów (t. 80 r. 1), urozmaicamy ściany lizenami (n. *Lissene*), pionowymi pasami wystającymi (t. 219), 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 małym. Jeżeli występ jest większym, otrzymujemy przypory (n. *Strebe Pfeiler*) (t. 219 r. 7), których używamy wtedy, gdy są znaczne siły poziome prostopadłe do ściany, więc np. przy wysokich filarach. Celow ich odpowiada zmniejszenie występu ku górze albo ciągle (r. 7) lub stopniami (r. 8, 9). Przyporę u góry kończymy zwykle daszkiem (r. 10, 11, 12).

§. 122. Członki architektoniczne.

Części ścian i filarów odgryzamy gzymсами (n. *Gesims* fr. *corniche, molure a. cornice*). Gzymсы 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. Prążek (n. *Plätchen*), wąski pasek (t. 218 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 pochylenie (t. 216 r. 24).

Członki wypukłe są następujące:

3. Ówierćwałek (n. *Viertelstab, Wulst*) (t. 218 r. 2 i 6) w przekroju ograniczony ćwiercią koła.
4. Jajownik (n. *der griechische Viertelstab*) (t. 218 r. 3, 4, 7, 8) różni się mniej lub więcej od ćwierćkoła i ograniczony jest często linią kreśloną od ręki (r. 4, 8).

5. Półwałek (n. *Rundstab, Stab, Pfühl*) (r. 9) w przekroju ograniczony półkołem lub linią podobną. Wąski półwałek nazywamy pręcikiem (n. *Stäbchen*) (r. 13).

Jajownik mocno podcięty (r. 8) nazywamy pół wałkiem wklęsłym (n. *Dreiviertelstab*).

Członki wklęsłe są następujące:

6. Żłobek, spływek (n. *Viertelkehle, Hohlleiste*), ograniczony ćwierćkołem (r. 11, 15) lub linią podobną.

Wąski spływek, który stanowi przejście do prążka nazywamy spływem (n. *Ablauf*) (r. 10) lub wpływem (n. *Anlauf*) (r. 14).

7. Wklęssek (n. *Hohlkehle*) (r. 17) ograniczony jest półkołem lub linią podobną. Tu należy też żłobkowanie (n. *Kannelirung*) słupów (r. 21), zwykle jednak więcej płaskie.

8. Żłobek składany (. *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, Rinneleiste*) (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 półkoła (r. 24, 28), używane są w stylu gotyckim.

§. 123. Gzyms cokołowy.

Z członków architektonicznych składamy gzymś. Zachować przytem należy następujące reguły:

1. Gzymś 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.

Zobaczymy to w dalszym ciągu, jak te reguły należy stosować i zaczniemy od gzymśu cokołowego. (n. *Sockelgesimse*).

Dolną część budowli rozszerzamy, aby osiągnąć większą stałość albo ją przynajmniej naznaczyć. Część tę budowli nazywamy cokołem (n. *Sockel* fr. *soele*, a. *soele*). Gdy zwiększamy grubość nagle, dajemy u góry mało nachyloną płaszczyznę, odwodnienie (n. *Abwässerung*) t. 214 r. 1). Jestto najprostszy gzyms grecki.

Ponieważ przy rozkładzie ciśnienia trójkąt, naznaczony na r. 3. (t. 215), nic nie niesie, więc należy go obciąć, otrzymujemy zatem płaszczyznę silnie nachyloną (t. 214 r. 2). Jestto najprostszy gzyms gotycki.

Przy ozdobniejszych gzymsach kierunek ogólny gzymsu musi odpowiadać tym najprostszym. Rys. 3 do 15, 20 i 21 na t. 214) przedstawiają gzymsy greckie, rzymskie i renesansowe, 16 do 19 gotyckie.

Czasem zachodzi potrzeba silniejszego odgraniczenia cokołu, wtedy używamy gzymsów wystających (r. 22—29), z których r. 23 przedstawia gzyms gotycki.

§. 124. 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 prążek (t. 214 r. 30, 31) lub półwałek (r. 32), mało co wystający. Płytkę można ozdobić listwami (t. 37—31), a gdy część dolna budowli jest główniejsza, można użyć gzymsu silniejszego (r. 34, 35).

§. 125. Gzyms główny.

Gzyms główny czyli wieńczący (n. *Hauptgesimse*, *Bekrönungsgesimse*) ma cel znaczenie 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 płytkę (t. 217 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 płytkę lepiej uwydatnić, podpieramy ją szerszą, mniej występującą, podobną do fryzu (t. 215 r. 4). Aby występ

mógł być większym, podpieramy też ją gzymsami ku górze wystającymi (t. 215 r. 5). Do tego celu nadaje się ćwiecwałek, jajownik i gruszec (t. 217 r. 1), a przy bogatszych gzymsach rozmaite ich kombinacye. Tak samo odznaczamy górną krawędź gzymsu, zwykle gruszcem stojącym (t. 217 r. 9) lub wkłeskiem (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 pochyloną. Płyta zresztą nie uwydatnia się tu bardzo, silniej za to wielki wkłesek, ograniczony u dołu prążkiem, przecikiem lub kombinacją tych członków. Gzymsy gotyckie widzimy na rys. 25 30 i 34 do 41.

§. 126. Ząbki.

W stylu starożytnym, odrodzenia i romańskim używane są często jako podparcie płyty gzymsowej ząbki (n. *Zahnchnitt*), których nie zna wcale styl gotycki.

Ząbki, używane w stylu starożytnym i odrodzenia, są to graniastosłupy prostokątne, umieszczone na nieco wystającym fryzie (t. 215 r. 7) i ograniczone u góry, a czasem i u dołu, ćwiercwałkiem lub gruszcem (t. 212 r. 1).

Romańskie ząbki mają kształty różnorodne, układane są często w przekątnei (r. 2, 4). Zamiast płyty widzimy nad ząbkami czasem rodzaj sklepienia (n. 3, 8 t. 54 r. 1 a). Mogą być wykonane także w cegle (t. 212 r. 6).

§. 127. Wsporniki.

Jeżeli płyta więcej wystaje, podpieramy ją wspornikami (n. *Konsole*), które działają silniej, wymagają mniejszej ilości materiału i przerywają jednostajność. Podparcie trójkątne (t. 215 r. 8) byłoby niewłaściwem ze względu na ostre kąty u góry i u dołu. Kształt ten zasadniczy 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 $3 : 1$. Dobrym jest stosunek $1 : 1$ (213 r. 3). Stosunek wysokości wsporników do ich szerokości jest rozmaitym. Starożytne wsporniki są niskie i wystające (t. 215 r. 14 do 16). Dla mostów jednak wogóle wysokość powinna być większą, niż występ (t. 213 r. 1—5). Stosunek wysokości do występu ma być tem większym, im większym jest most.

Wsporniki albo występują same ze ściany (r. 1), albo ograniczone są u dołu prążkiem (r. 3 i 4) lub małym gzymsem i to albo tylko same wsporniki (r. 2, 5) albo też i metopy (r. 2).

§. 128. Fryzy.

Pod gzymsem głównym odcinano często przecikiem pas, (t. 215 r. 17 i 18), który nazywamy fryzem (n. *Fries*). Fryz ma tylko zadanie ozdabiające, podnosimy nim ważność gzymsu. 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 ze wsporników, połączonych sklepieniami. Jeżeli wsporniki mało występują, to fryz ma tylko cel ozdabiania (t. 213 r. 8), przy większych występach fryz ten ma także zadanie statyczne (r. 4).

§. 129. Gzymsy dźwigające.

Gzymsy dźwigające (n. *Traggesimse*), nazywają się gzymsy, nakrywające części budowli, silnie obciążone, a więc głównie gzymsy, wieńczące filary. Gzyms taki nakrywa budowlę u góry, ma więc po części cel, a zatem i kształt taki, jak gzyms główny. Znamiennym więc kształtem gzymsu dźwigającego jest płyta mało wystająca (t. 216 r. 1—3), lub też silniej się zaznaczający półwałek (r. 29, 30) wreszcie poduszka (n. *Wulst*), (rys. 32 — 34).

Jak każda głowica, gzyms 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 fryzmem (r. 12).

Gotycki gzyms dźwigający nie różni się od gotyckiego gzymsu głównego (r. 24 — 26).

Gzymsy, dźwigające sklepienie, nazywamy też gzymsami węzłowymi (n. *Kämpfergesimse*).

§. 130. Łęk i mur czołowy.

Architektonicznie musimy uwydatnić różnicę, jaka zachodzi między celem łęku (nałęczy) i muru czołowego, o ile przy podrzędnych mostach i tego nie robimy, zostawiając łęki i mur zupełnie gładkie (t. 119 r. 2).

Dla uwydatnienia różnicy mamy rozmaite środki:

1. Oddzielenie łęku od muru czołowego, które uzyskamy, jeżeli łęk będzie nieco wystawał nad mur czołowy (t. 215 r. 20).

2. Silniejsze traktowanie łęku, aby okazać jego większą ważność zapomocą uwydatnienia szwów (t. 157 r. 1, t. 158 r. 2) i boniowania (t. 95 r. 1, t. 21 r. 1, t. 32 r. 1).

3. Ozdobienie nałęczy gzymsami. Przezto łączymy sklepienie w jedną całość (t. 19 r. 1).

Ponieważ łęk niesie mur czołowy, więc rozszerzamy go zapomocą prążka na zewnątrz (t. 215 r. 21) albo powtarzamy kilka razy to rozszerzenie (r. 22, t. 94 r. 1), wreszcie skupiamy gzymsy u góry, aby uwydatnić lepiej odgraniczenie (t. 157 r. 4). Rysunki 23—27 na t. 215 przedstawiają nałęcze gotyckie, używane częściej przy tunelach.

4. Połączenie schodkowe łęku z murem czołowym¹⁾. Uzmysławia ono przeniesienie się ciężaru muru na łęk, nie odgranicza jednak dość wyraźnie łęku od muru, jest więc pod względem estetycznym mniej dobrem (t. 46 r. 1).

5. Uwydatnienie klucza, który właściwie nie jest klincem ważniejszym od innych. Ale w ten sposób oznaczamy dobitnie oś symetrii i przerywamy jednostajność. Ten sposób używany jest jednak tylko przy mostach ozdobnych (t. 94 r. 1, 2, t. 95 r. 1).

*) Por. § 35 str. 70.

Mur czołowy ozdabiamy tylko przy mostach bogatszych i to dla przerwania jednostajności wielkich płaszczyzn muru czołowego. Ponieważ mur czołowy jest częścią drugorzędną mostu, ozdoby powinny być skromne. Sposoby są następujące:

1. Obramowanie pachwin przez cofnięcie części środkowej pachwiny zapomocą małego gzymsu, (t. 19 r. 1, t. 48 r. 1, t. 58 r. 2).

2. Umieszczenie rozet (t. 151 r. 1, t. 154 r. 3, t. 164 r. 1), herbów, liter (t. 40 r. 1, t. 51 r. 1), napisów, najczęściej nad filarami.

III. Dodatek.

§. 131. Literatura.

Podamy tu napisy tylko niektórych nowszych, ważniejszych dzieł, a to także takich, z których nie czerpaliliśmy przy układaniu tego podręcznika.

1. Dzieła ogólne.

Müller H. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzem Umfange. Lipsk 1860.

Becker M. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. 4 wyd. Stutgard 1873.

Winkler. Vorträge über Brückenbau. Steinerne Brücken. Wiedeń 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. V. odd. t. 2, wyd. 3. Lipsk 1906.

Clément et A. Cour pratique de travaux publics à l'usage des ingenieurs et conducteurs des ponts et chaussées et de chemins de fer. Paryż 1891.

2. Dzieła szeregowe o mostach kamiennych i betonowych.

Dupuit. Traité de l'équilibre de 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. Berlin 1892.

Tolkmitt G. Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. Berlin 1895.

Leibbrand K. Gewölbte Brücken. 1897.

Résal Jean. Emplacement, débouchés, fondations des ponts en maçonnerie. Paryż 1896.

Soukup Jiří. Mosty klenuté. Díl. I. Provedení velkých kleneb dle nejnovějších názorů a příloha. Praga 1900.

Melan. Die Betoneisenbrücke Chauderon-Montbenon bei Lausanne. Berlin 1906.

Dr. Emperger. Handbuch für Eisenbetonbau. II. B. der Baustoff und seine Bearbeitung. Berlin 1907.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-338584

PK 330/50 - 100 000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000262737