dnieczo do § 60; podajemy go jednak w tem miejscu obok obliczenia kominów murowanych dla uwidocznienia różnicy).

Parcie wiatru na komin wynosi wedle § 60:

$$W = dh \,.\, \delta \,.\, w = 0{,}9 \,.\, 10 \,.\, 0{,}67 \,.\, 150 = 900 \text{ kg}$$

zaczepia zaś w wysokości $\frac{h}{2}$ od podstawy, wywołuje więc względem punktu a moment o wielkości:

$$M = W \frac{h}{2} = 900 \,.\, \frac{10}{2} = 4500 \text{ kgm.}$$

Jeżeli wiatr działa od strony lewej, to stara się wywrócić komin w kierunku wskazówki na zegarze, czemu przeszkadza lina 1; inne liny natomiast wyginają się, a tem samem przestają działać*). Jeśli więc nastąpić ma równowaga, to siła P liny 1 dać musi ten sam moment, co M, zatem

$$W \frac{h}{2} = Pe = M \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 208$$

a stąd:

$$P = \frac{Wh}{2e} = \frac{M}{e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 208a.$$

Jeżeli e = 4,50 m (por. rys. 230), to

$$P = \frac{900}{4{,}50} = 200 \text{ kg.}$$

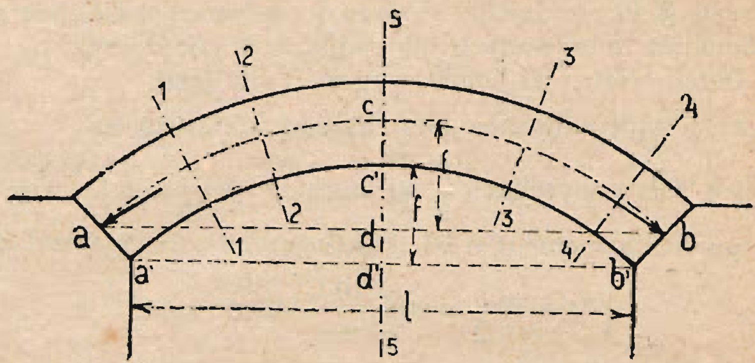
Przyjmując $k_r = 1000$ kg/cm², otrzymamy przekrój potrzebny $F_p = 0{,}2$ cm² zamiast czego przyjmiemy 10 m/m ($F_u = 0{,}8$ cm²). Linę trzeba zakotwić.

B. Sklepienia.

§ 61. Pojęcia ogólne.

Łuki i sklepienia kamienne, ceglane czy betonowe, cisną na podpory nie pionowo, ale ukośnie, starając się je rozeprzeć, od-

*) Ciężar własny takiego komina jest stosunkowo tak mały, że w obliczeniu wcale go się nie uwzględnia.



Rys. 231.

dalić od siebie (rys. 231). Wynika stąd, że *nawet dla obciążenia wyłącznie pionowego* (np. tylko dla własnego ciężaru), *odpory* (oddziaływanie) *ich są ukośne*. Dlatego też obliczanie ich musi odbywać się inaczej niż belek prostych, o których dotychczas mówiliśmy.

Jeżeli połączymy środki ciężkości poszczególnych przekrojów 1—1, 2—2, 3—3..., to linia krzywa abc otrzymana w ten sposób, nazywa się *osią łuku*.

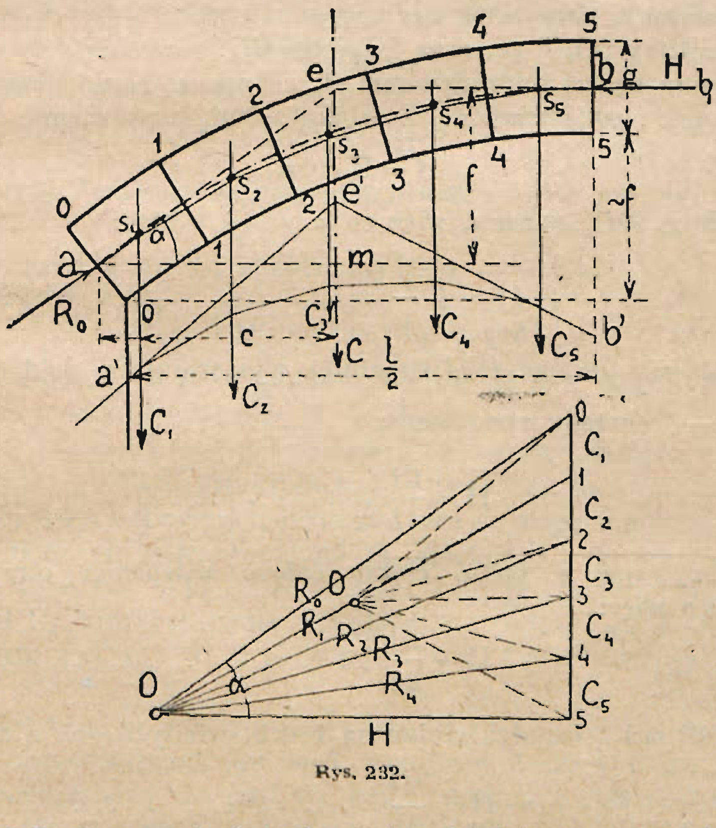
Odstęp podpór, mierzony poziomo l = a'b', naz. *rozpiętością* w świetle, odstęp podpór teoretycznych ab rozpiętością teoretyczną, zaś wysokość klucza nad podporami f = cd ∾ c'd' *strzałką* łuku. Zwykle przy *mniejszych* łukach w rachunku uwzględniamy rozpiętość w świetle l.

Materjał sklepień jest ten sam, co murów; to więc, co mówiliśmy o zachowaniu się murów pod działaniem sił, (§§ 45 i 59) dotyczy i sklepień. Możnaby je nazwać poprostu murami „o krzywej osi". Ze względu jednak na całkiem inny sposób podparcia, należy inaczej przystąpić do wyznaczenia sił zewnętrznych (oddziaływań), a tem samem i linii ciśnienia.

§ 62. Wyznaczenie linii ciśnienia dla obciążenia symetrycznego.

Weźmy pod uwagę sklepienie nieobciążone (t. j. takie, na które działa tylko ciężar własny — por. rys. 231 i 232). Obie jego połówki ab i bc wspierają się wzajemnie na sobie i tem samem cisną na siebie w kluczu, t. j. w punkcie b. Ciśnienie to mierzone w kluczu naz. *parciem poziomem* i oznaczamy zwykle literą H.

Jeżelibyśmy przecięli sklepienie płaszczyzne pionową 5 — 5 (rys. 231) przechodzącą przez klucz b, i usunęli np. prawą część jego bc, to pozostająca lewa część upadłaby. Podeprzyjmy ją więc poziomą belką drewnianą bb_1. W belce tej powstanie oczywiście siła, równa ciśnieniu, jakie wywiera usunięta połówka sklepienia, więc równa parciu poziomemu H.



Rys. 232.

Jeżeli chcemy zbadać siły, jakie działają na pozostałą część sklepienia ab, to musimy z siłą H złożyć wszystkie ciężary, działające na tę część, t. j. ciężar własny sklepienia. W tym celu dzielimy łuk na poszczególne części (klińce) i zaczepiamy ich ciężary w odpowiednich środkach ciężkości. Wypadkową C tych ciężarów $C_5 \ldots C_1$ znaleźliśmy zapomocą wieloboku sznurowego a'b'e', przyczem biegun O_1 przyjęliśmy po lewej stronie sił, wskutek czego wielobok sznurowy jest wypukły ku górze.

Na połówkę sklepienia ab działają więc nast. siły: parcie poziome H, ciężar pionowy (własny) C i oddziaływanie R_0 w punkcie a. Trzy te siły muszą być w równowadze, więc muszą przeciąć się w jednym punkcie t. j. w punkcie e. Stąd możemy znaleść wielkość dwu sił nieznanych R_0 i H, oraz kierunek siły R_0. Długość 05 przedstawia nam sumę ciężarów pionowych $C = C_1 + C_2 + \ldots + C_5$. Poprowadźmy $0O_2 \parallel$ ae, oraz $5O_2 \parallel$ be (t. j. poziomo), to długość $0O_2$, równa będzie oddziaływaniu R_0 na oporze a, zaś długość $5O_2$ równa *parciu poziomemu H*. Z trójkąta $05O_2$ znajdujemy:

$$H = C \cot \alpha$$

Ale $\triangle\, 05O_2 \cong$ e m a, więc $\cot \alpha = \frac{c}{f}$, a stąd:

$$H = C \frac{c}{f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 209.$$

Możemy przyjąć z najzupełniej wystarczającą dokładnością, że $c = \frac{1}{4}$, a wtedy otrzymamy:

$$H = \frac{Cl}{4f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 210.$$

Nazywając przez Z ciężar całego sklepienia otrzymamy $Z = 2C$, a więc:

$$H = \frac{Zl}{8f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 210a.$$

Jeśli zaś z oznacza ciężar na 1 mb, wtedy $Z = zl$, a stąd,

$$H = \frac{zl^2}{8f} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 210b.$$

Wzorów tych można używać w przybliżeniu także dla niewielkich sklepień obciążonych całkowicie, chociaż niezupełnie równym ciężarem, np. dla sklepień stropowych.

Z wzoru 210 wynika, że dla tej samej rozpiętości l parcie H jest tem większe, im sklepienie jest bardziej płaskie, t. j. im mniejsza jest strzałka f.

Zamiast znajdować wielkość i kąt nachylenia do poziomu oddziaływania R_0, możemy określić je dokładnie, obliczywszy obie jego składowe, poziomą H_1 i pionową V (por. § 10 i nast.). Z trójkąta $05O_2$ otrzymamy wtedy:

$$V = 05 = C = \frac{1}{2} Z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 211$$

Czyli: *Składowa pionowa oddziaływania sklepienia obciążonego jednostajnie równa się połowie obciążenia.*

Dla H_1 otrzymamy:

$$H_1 = O_2 5 = H \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 211a.$$

Czyli: *Składowa pozioma oddziaływania równa się parciu poziomemu H.*

Oddziaływanie R_0 znajdziemy teraz z wzoru:

$$R_0 = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{H^2 + \frac{1}{4} Z^2} \quad . \quad . \quad . \quad 211b.$$

Podobnie jak przy badaniu murów (§ 59), tak i tutaj nie wystarczy zwykle znać siłę H działającą na przekrój w kluczu, oraz siłę R_0 działającą u podstawy, ale trzeba znaleść położenie wypadkowej w paru przekrojach. W tym celu weźmy pod uwagę przekrój 4—4 i zbadajmy, jakie siły nań działają z prawej strony. Siłami temi są: parcie poziome H, działające w b, oraz pionowy ciężar klina C_5. Siłą działającą na 4—4 jest zatem wypadkowa tych sił R_4, której kierunek znajdziemy z trójkąta sił $45O_2$. Punkt przecięcia zaś siły R_4 z przekrojem 4 — 4 jest *środkiem ciśnienia* (§ 59).

Składając w dalszym ciągu siłę R_4 z ciężarem C_4 otrzymamy środek ciśnienia przekroju 3—3, następnie 2—2, i t. d., aż ostatecznie dojdziemy do siły R_1, która złożona z ciężarem C_1 musi dać siłę równą a wprost przeciwną oddziaływaniu R_0. Linia łącząca środki ciśnienia poszczególnych przekrojów nazywa się *linią ciśnienia* (por. § 59).

Zwykle wyznacza się ją wykreślnie w sposób następujący:

Wykreślamy dla ciężarów $C_1 \ldots C_5$ wielobok sił 05 i, przyjmując dowolnie biegun O_1, wielobok sznurowy a'b'e'. Wypadkowa przechodzi przez punkt e'. Następnie przez środek b przekroju 5—5 w kluczu, prowadzimy poziomą (określającą położenie parcia poz. w kluczu) do punktu e przecięcia z pionową przez e', który łączymy ze środkiem podpory a. Proste $0O_2$ i $5O_2$ równolegle do be i ae określają położenie nowego bieguna O_2 wieloboku sił $C_1 \ldots C_5$. Wychodząc teraz z punktu a lub też z b wykreślamy wielobok sznurowy a $s_1 s_2 s_3 s_4 s_5$ b, który jest szukaną linią ciśnienia.

Jak z konstrukcji wynika, linia ciśnienia jest wielobokiem sznurowym wykreślonym dla ciężaru sklepienia przy odległości biegunowej równej parciu poziomemu H.

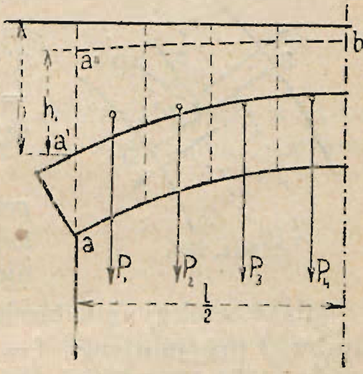
Kreśląc linię ciśnienia przyjęliśmy, że przechodzi ona przez środek sklepienia w kluczu b i przez p. a, t. j. środek sklepienia w węzgłowiu. Przyjęcie to nie jest w zupełności słuszne; dokładne wyznaczenie jednak linii ciśnienia jest bardzo żmudne i dlatego używamy zwykle tego sposobu przybliżonego, dającego zresztą wyniki niekorzystniejsze, a zatem pewniejsze.

W ten sam sposób kreślimy linię ciśnienia dla sklepienia obciążonego symetrycznie na obu połówkach ab i bc. Ciężar stały składa się zwykle z ciężaru własnego sklepienia, ciężaru nadmurowania, wzgl. nadsypki, oraz ciężarów leżących na niej.

Jeśli spoczywająca na sklepieniu nadsypka ma ten sam ciężar gatunkowy co sklepienie, to ciężary poszczególnych pasków są wprost proporcjonalne do powierzchni odpowiednich pasków. Częściej jednakowoż nadsypka jest lżejsza od kamienia. Wtedy dla dalszego wykresu sił najprościej jest przyjąć w miejsce jej pasków paski kamienne o tym samym ciężarze (więc o mniejszej wysokości). Niech np. ciężar gatunkowy nadsypki wynosi 1,8 t/m³, a ciężar muru 2,2 t/m³, to zamiast paska nadsypki o wysokości h przyjmujemy pasek muru o wysokości $h_1 = h \frac{1{,}8}{2{,}2}$. Postępując tak ze wszystkimi paskami otrzymamy zmienioną, czyli jak mówimy „sprowadzoną" linię obciążenia a''b''.

Podobnie postępujemy z obciążeniem ruchomem, więc np. tłumem ludzi, wozami, lokomotywami (dla mostów) i t. d. Zamieniamy je też na warstwę muru o wysokości y. Jeśli obciążenie ruchome na 1 m² wynosi p kg/m², to to samo obciążenie na 1 m² ma dać warstwa kamienna o ciężarze gatunkowym g. Mamy więc: p = yg, a stąd:

$$y = \frac{p}{g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 212.$$



Rys. 233.

Wyznaczając linię ciśnienia dla sklepienia obciążonego przedłużamy pionowe linie podziału nadmurowania przez sklepienie (rys. 233), przez co odpada podział na kliñce zastosowany przez nas w pierwszym przykładzie (rys. 232). Również zwykle nie wciągamy w obliczenie całego klińca najniższego, ale tylko uwzględniamy go po linię pionową aa′ przechodzącą przez pionową ścianę przyczółka.

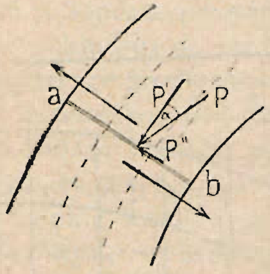
Znaleziona w ten sposób linia ciśnienia musi spełnić pewne warunki, jeśli sklepienie ma odpowiadać warunkom dobrej konstrukcji. Łącząc to, co powiedziano powyżej z prawami wyprowadzonemi na stałość murów, otrzymujemy nast. reguły:

1) Jeżeli w sklepieniu nie mają wystąpić ciągnienia, to w żadnym punkcie linia ciśnienia nie może wyjść poza jądro, t. j. poza środkową trzecią część przekroju dla prawie wyłącznie używanych sklepień o poprzecznym prostokątnym przekroju *). W sklepieniach betonowych dopuszczalne są pewne małe ciągnienia (por. tablice natężeń dopuszcz.); tu więc linia ciśnienia może wyjść nieco z rdzenia; trzeba jednak skontrolować czy największe rozciągania mieści się w granicach dopuszczalnych.

2) Niech P będzie siłą działającą na przekrój ab (rys. 234) to rozkłada się ona na dwie siły: P′ prostopadłą do ab (t. zw. siłę podłużną) i P″ leżącą w płaszczyźnie ab. (t. zw. siłę poprzeczną).

*) Środkowa część przekroju sklepienia, obejmująca jądro, odgraniczona jest na rysunkach 234 i 237 liniami kreskowanemi.

Siła P'' stara się klińce jeden po drugim przesunąć w płaszczyźnie ab, czemu sprzeciwia się tarcie wywołane siłą P' o wielkości $T = P'f = P' \operatorname{tg} \varphi$ (por. § 58). Jeśli dla pewności pominiemy wytrzymałość zaprawy, to przesunięcie nie nastąpi, dopóki tarcie T będzie większe od siły poprzecznej $P'' = P' \operatorname{tg} \alpha$. Zatem musi być $P' \operatorname{tg} \varphi > P' \operatorname{tg} \alpha$, czyli $\varphi > \alpha$.



Rys. 234.

Wynika stąd, *że linia ciśnienia nie powinna odchylać się od prostopadłej do szwu więcej niż wynosi kąt tarcia,* jeśli klińce nie mają przesunąć się po sobie.

Jako spółczynnik tarcia między kamieniem a kamieniem (bez zaprawy) przyjmujemy $f = 0{,}58$ (czyli $\varphi = 30^0$), dla kamieni z zaprawą starą $f = 0{,}7$ ($\varphi = 35^0$). Dla zaprawy świeżej jest tarcie bardzo małe tak, że średnio należy przy obliczeniu przyjmować $f = 0{,}4$ ($\varphi = 22^0$).

3) *Największe natężenie w przekroju nie powinno przekraczać* spółczynnika wytrzymałości, wzgl. *natężenia dopuszczalnego.*

Skrajne natężenia wynoszą wedle § 45:

$$\sigma_1 = \frac{P}{bh}\left(1 + \frac{6c}{h}\right) = \sigma_0\left(1 + \frac{6c}{h}\right) \quad \ldots\ldots \quad 213.$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{bh}\left(1 - \frac{6c}{h}\right) = \sigma_0\left(1 - \frac{6c}{h}\right) \quad \ldots\ldots \quad 213a.$$

Jeśli siłę P obliczymy na 1 m szerokości sklepienia, to $b = 1$ m $= 100$ cm. Wyrażając P w kg, zaś h i c w cm, otrzymamy:

$$\sigma_1 = \frac{P}{100\,bh}\left(1 + \frac{6c}{h}\right) \quad \ldots\ldots \quad 214.$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{100\,bh}\left(1 - \frac{6c}{h}\right) \quad \ldots\ldots \quad 214a.$$

Jeśli linia ciśnienia przechodzi przez oś przekroju, t. j. jeśli $c = 0$, otrzymamy:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{P}{bh} = \sigma_0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 215.$$

t. j. natężenie rozdziela się jednostajnie na cały przekrój.

Jeśli linia ciśnienia przechodzi przez rdzeń, otrzymamy

$$\sigma_1 = \frac{2P}{bh} \qquad \sigma_2 = 0 \quad \ldots\ldots \quad 216.$$

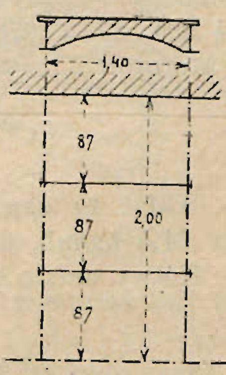
Jeśliby, co być nie powinno, linia ciśnienia wyszła z jądra, to musimy uwzględnić, że mur nie przenosi ciągnienia, i obliczać natężenie wedle § 59. z wzoru:

$$\sigma_1 = \frac{2P}{3bc} \qquad \sigma_2 = 0 \quad \ldots\ldots \quad 217.$$

Obciążenie symetryczne zupełne wywołuje największe parcie poziome H. Ponieważ zaś składowa pozioma oddziaływanie $H_1 = H$, przeto przyczółki będą narażone na największą siłę poziomą przy obciążeniu całkowitem i tak się je oblicza. Dla ciężaru rozłożonego na całem sklepieniu jednostajnie $H = \frac{Z\,l}{8\,f} = \frac{z\,l^2}{8\,f}$ (por. wz. 210 a i b).

Przykłady 138 i 139.

138. Chodnik o długości $l = 2{,}60$ m, a szerokości $b = 1{,}40$ m wykonano na sklepieniu betonowem o strzałce $f = 15$ cm wspierającem się z jednej strony na dźwigarze żelaznym, zaś z drugiej na murze. Obliczyć wymiary tego dźwigara, jeśli ciężar stały i ruchomy chodnika wynosi $z = 700$ kg/m² (rys. 235).



Rys. 235.

Na dźwigar przenosi się ciężar pionowy $Z = \frac{1}{2}\, 1{,}40 \,.\, 2{,}60 \,.\, 700 = 2550$ kg, a stąd moment w pł. pionowej:

$$M_v = \frac{1}{8}\, 2550 \,.\, 260 = 82880 \text{ kg cm.}$$

Parcie poziome na 1 mb. wynosi:

$$H' = \frac{z\,b^2}{8f} = \frac{700 \,.\, 1{,}40^2}{8 \,.\, 0{,}15} = 1143 \text{ kg.}$$

Zaś na całą długość dźwigara:

$$H = 1143 \,.\, 2{,}60 = 2972 \text{ kg},$$

a stąd moment zginający w pł. poziomej:

$$M_h = \tfrac{1}{8}\, Hl = \tfrac{1}{8}\, 2972 \,.\, 260 = 96590 \text{ kg cm}.$$

Musielibyśmy zatem zastosować dźwigar I NP . 28a, gdzie $W_x = 733{,}9$ cm³, $W_y = 110{,}3$ cm³.

$$\sigma_g = \frac{82880}{733{,}9} + \frac{96590}{110{,}3} = 113 + 881 \doteq 994 \text{ kg/cm}^2$$

Możemy jednak na materjale zaoszczędzić, stosując śruby kotwiczne, przenoszące parcie poziome na mur (por. prz. 140).

139. Dla zmniejszenia parcia poziomego należy w prz. 138 zastosować dwie kotwy z żelaza okrągłego, przenoszące parcie na mur. Obliczyć dźwigar i kotwy (rys. 235).

Jeśli zastosujemy dwie kotwy w odstępie $\frac{2{,}60}{3} = 0{,}87$ m, to na dźwigar przenosi się parcie też tylko z długości $l' = 0{,}87$ m o wielkości $H'' = 1143 \,.\, 0{,}87 = \frac{1}{3}\, H = \frac{2972}{3} = 991$ kg. Wtedy $M_h = \frac{1}{8}\, 991 \,.\, 87 = 10780$ kg cm. Użyjemy więc dźwigara I NP 18, dla którego:

$$\sigma_g = \frac{82880}{184{,}6} + \frac{10780}{26{,}6} = 865 \text{ kg/m}^2$$

Widać tu ogromną oszczędność materjału gdyż I NP . 28a waży 61,5 kg/mb, zaś I NP . 18 tylko 24,3 kg/mb.

Kotwy muszą otrzymać przekrój

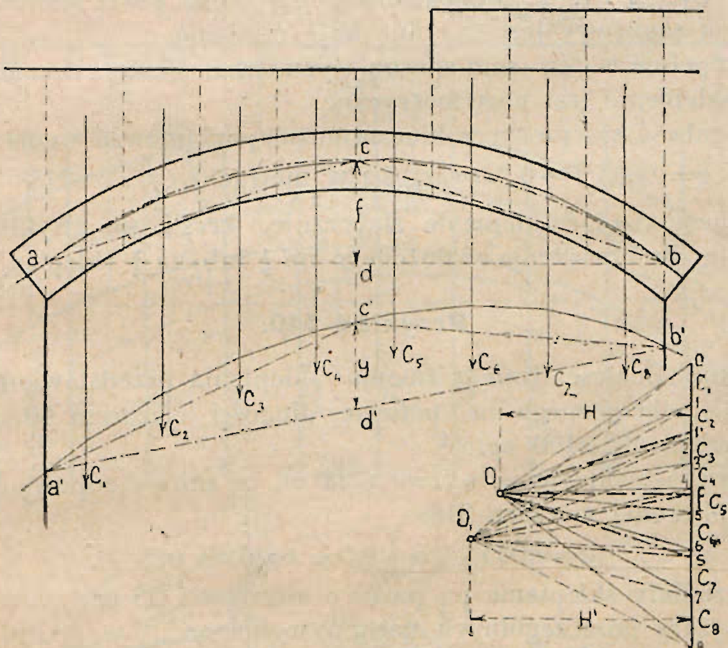
$$F = \frac{H''}{k_r} = \frac{991}{1000} = \text{ok. } 1 \text{ cm}^2$$

Przyjmiemy jednakowoż pręty okrągłe o średnicy $\frac{3}{4}''$.

Por. też przykłady 142 i 146.

§ 63. Sklepienie obciążone niesymetrycznie.

W sklepieniu największą wartość przyjmują natężenia przy obciążeniu niesymetrycznem. Spotkać się tu można z obciążeniem np. połowy sklepienia, my jednak rozpatrzymy wypadek ogólniejszy i zajmiemy się obciążeniem jednostajnie rozłożonem na pewnej części np. na $\frac{3}{8}$ sklepienia. (rys. 236).



Rys. 236.

Przy niesymetrycznem obciążeniu trzeba wykreślić *całą* linię ciśnienia. W tym celu kreślimy wielobok sił C_1 C_8 i przyjąwszy dowolnie biegun O_1 rysujemy dlań pomocniczy wielobok sznurowy a′c′b′ z zamykającą a′b′*) i prowadzimy równoległy do tejże promień $O_1 f$ w wieloboku sił. Wielobok ten nie odpowiada jednak

* Punkty a′b′c′ leżą na pionowych punktów abc.

warunkom, jakie ma spełnić linia ciśnienia. Musi ona przejść bowiem przez punkty a, b i c; promień a′c′ musi być zatem równoległy do a c, zaś b′c′ do b c. Poprowadźmy w wieloboku sił promień $O_1r // a'c'$ i $O_1s // b'c'$, to promienie te odpowiadają zamykającym a′c′ i b′c′. Prawdziwym kierunkiem tych zamykających jest przecież a c wzgl. b c. Wykreślmy więc z r i s promienie $rO_2 // ac$ i $sO_2 // bc$, a dostaniemy punkt, który jest właściwym biegunem linii ciśnienia. Z punktu O_2 jako z bieguna kreślimy teraz promienie O_1, O_2 i t. d., a wykreślony dla nich przez punkty a b c wielobok sznurowy jest szukaną linią ciśnienia.

Zupełnie w ten sam sposób wyznaczamy linię ciśnienia, jeśli samo sklepienie jest niesymetryczne.

Grubość sklepienia w kluczu można przyjmować wedle wzoru:

$$g = 0.035\ l + 0.3 \text{ (wartości w metrach)} \quad . \ . \ . \ . \ . \quad 218$$

Chcąc zbadać sklepienie statycznie, kreśli się zwykle linję ciśnienia dla obciążenia rozłożonego na $\frac{1}{2}$ lub na $\frac{3}{8}$ sklepienia.

Przykład 140.

140. Znaleść linię ciśnienia sklepienia przedstawionego na rys. 237, obciążonego na polowie długości ciężarem 600 kg/mb. C. g. sklepienie 2400 kg/m³.

Grubość sklepienia wynosi 0.38 m, co prawie odpowiada wartości obliczonej z wzoru 218:

$$g = 0{,}035 \times 2{,}5 + 0{,}3 = \backsim 0{,}39 \text{ m.}$$

Dzielimy sklepienie na paski o szerokości 25 cm.

Ciężary poszczególnych pasków wynoszą:

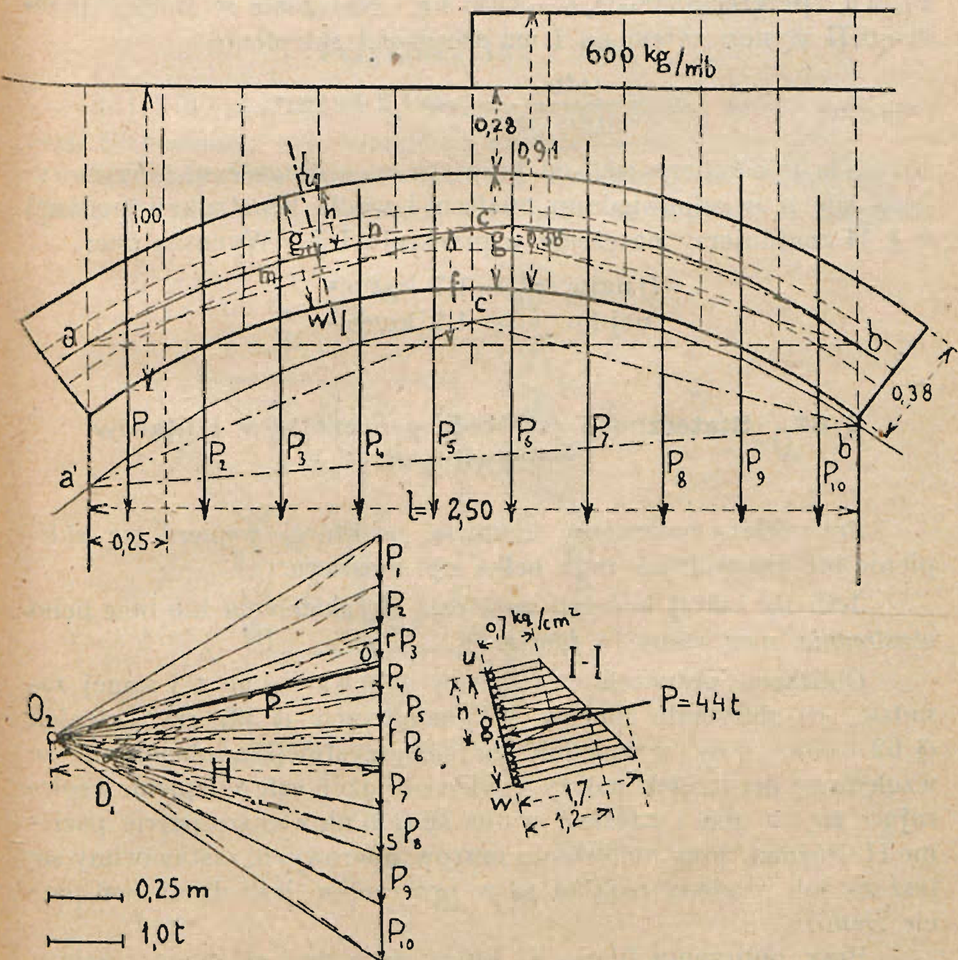
$$P_1 = 0{,}25 \times 1{,}00 \times 2400 = 600 \text{ kg}$$
$$P_2 = 0{,}25 \times 0{,}86 \times 2400 = 510 \text{ kg}$$
$$P_3 = 0{,}25 \times 0{,}75 \times 2400 = 450 \text{ kg}$$
$$P_4 = 0{,}25 \times 0{,}69 \times 2400 = 420 \text{ kg}$$
$$P_5 = 0{,}25 \times 0{,}66 \times 2400 = 400 \text{ kg}$$

Paski $P_6 - P_{10}$ są obciążone również ciężarem ruchomym 600 kg/mb. który zamieniamy na warstwę muru wedle wzoru 212:

$$h = \frac{600}{2400} = 0{,}25 \text{ m.}$$

Zatem ciężary tych pasków:

$$P_6 = 0{,}25 \times 0{,}91 \times 2400 = 550 \text{ kg}$$
$$P_7 = 0{,}25 \times 0{,}94 \times 2400 = 570 \text{ kg}$$
$$P_8 = 0{,}25 \times 1{,}00 \times 2400 = 600 \text{ kg}$$
$$P_9 = 0{,}23 \times 1{,}11 \times 2400 = 670 \text{ kg}$$
$$P_{10} = 0{,}25 \times 1{,}25 \times 2400 = 750 \text{ kg}$$



Rys. 237.

Ciężary P_1 .. P_{10} odcinamy w skali sił i dla dowolnego bieguna O_1 kreślimy wielobok sznurowy a'c'b'. Prowadząc linie $O_1r//a'c'$. $O_1s//c'b'$ i $O_1f//a'b'$, a następnie $rO_2//ac$, $O_2s//cb$ i $O_2f//ab$ znajdujemy wedle § 63 biegun O_2 i dla tegoż kreślimy linię ciśnienia przechodzącą przez środki szwów w kluczu i na podporach acb. Linia ta odchyla się najbardziej od osi w przekroju I I; tam więc otrzymamy największe natężenia. Siłą działającą w tym przekroju jest $P//mn$, przyczem $P = O_2o = 4400$ kg. Natężenie w środku przekroju II wynosi zatem na 1 cm szerokości sklepienia.

$$\sigma_c = \frac{4400}{100 \times 38} = \sim 1,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Siła P oddalona jest od krawędzi u o długość n. Wrysowujemy siłę tę w odpowiednim miejscu i wedle konstrukcji podanej w § 44 znajdujemy natężenie w przekroju I I. Wynoszą one:

$$\text{najw. } \sigma_c = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{najmn. } \sigma_c = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

§ 64. Stateczność (stałość) przyczółków i filarów murowanych.

Przyczółkiem nazywamy budowlę, na której wspiera się sklepienie lub jakakolwiek inna belka np. mostowa.

Jeśli na takiej budowli wspierają się sklepienia lub inne belki *obustronnie*, nazywamy ją *filarem*.

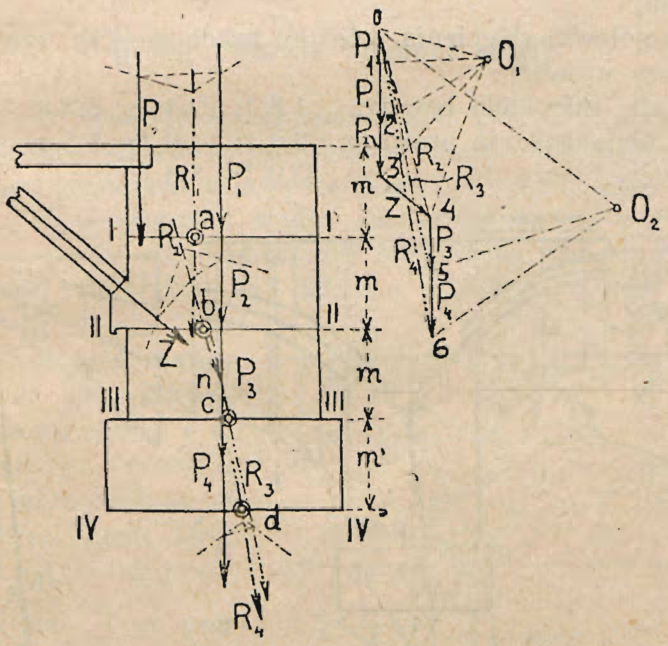
Obliczenie przyczółków i filarów odbywa się na tej samej zasadzie, co obliczenie murów wolnostojących (§ 59) czy sklepień (§ 62 i 63). Aby uwzględnić najniekorzystniejsze obciążenie ze względu na przyczółek, należy zwykle obciążyć całe sklepienie wspierające się na nim i uzyskać w ten sposób największe parcie poziome H. Później, przy omawianiu murów oporowych, zastanowimy się jeszcze, jak wygląda rozkład sił w przyczółku, jeśli działa nań parcie ziemi.

Przy obliczaniu filara, na który cisną dwa sklepienia, należy jedno z nich (zwykle większe) obciążyć ciężarem ruchomym na całej długości*), natomiast drugie sklepienie i sam filar pozostawić nieobciążone. Wtedy linja ciśnienia najbardziej odchyli się od osi, a tem samem przyjmie najniekorzystniejsze położenie ze względu na natężenia w filarze. Jeśli na filarze wspierają się dwa równe i równo obciążone sklepienia, wtedy ukośne parcia (równe oddziaływaniom sklepień) dają wypadkową pionową wpadającą w oś filara, a ciśnienie rozkłada się w filarze i fundamencie zupełnie jednostajnie (por. przykł. 3).

Przykłady 141 i 142.

141. Wyznaczyć linię ciśnienia w przyczółku mostu drewnianego rozporowego o wymiarach i obciążeniu wedle rys. 238.

Oddziaływanie pionowe mostu P i ciężar górnej części przyczółka P_1 składamy zapomocą wieloboku sznurowego o biegunie



Rys. 238.

*) Samo sklepienie bada się jednak dla obciążenia na połowie lub na ¾ sklepienia. (Por. § 63).

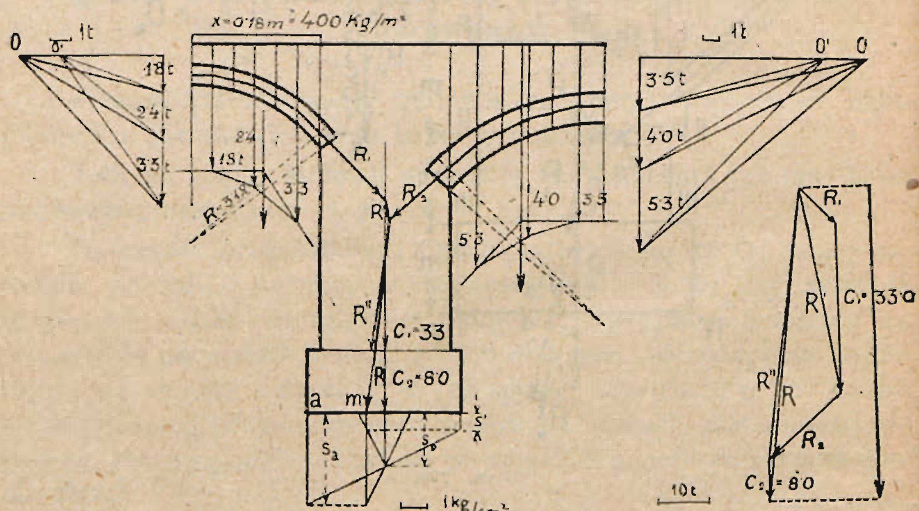
O_1 otrzymując wypadkową R_1 przecinającą warstwę I I w *a*. Na część przyczółka I I II II działają prócz R_1 jeszcze P_2 (c. wł. tej części) i Z (ciśnienie zastrzału). Te trzy siły, złożone znów zapomocą wieloboku sznurowego o tymże wierzchołku O_1 dają wypadkową R_2 przecinającą warstwę II II w b. Wypadkową R_2 doprowadzamy do przecięcia się z siłą P_3 w *n*, wyprowadzając z *n* wypadkową R_3, przechodzącą przez p. *c*. Wreszcie wypadkową R_3 składamy z P_4 przy pomocy wieloboku sznurowego o wierzchołku O_2, otrzymując ostatecznie wypadkową wszystkich sił R_4 która przecina podstawę w *d*, a więc jeszcze wewnątrz jądra przekroju.

142. Obliczyć wykreślnie stałość filara (rys. 239), na którym obustronnie wspierają się sklepienia. Lewe sklepienie obciążone jest ciężarem ruchomym 400 kg/m².

Obliczenie przeprowadzamy na długości 1,00 m prostopadle do rysunku.

Obie połówki sklepienia dzielimy każdą na trzy części, których ciężary wynoszą:

dla sklepienia lewego:	1,8 t;	2,4 t;	3,3 t.
dla sklepienia prawego:	3,5 t;	4,0 t;	5,3 t.
dla filara:	33,0 t;	8,0 t.	



Rys. 239.

W zwykły sposób (§ 62) wyznaczamy linię ciśnienia dla obu sklepień i ich oddziaływania na filar R_1 i R_2. Składając następnie wykreślnie siły R_1, R_2 i ciężar własny filara, otrzymujemy wypadkową ostateczną R, która przecina podstawę w p. *m*.

Składowa pionowa wypadkowej R wynosi 63 t.; podstawa 3,00 m. Zatem natężenie w środku podstawy (oznaczone na rys. 239 literą s_0).

$$\sigma = \frac{63,0}{3,0} = 21 \text{ t/m}^2 = 2,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Największe natężenie cisnące na podstawę powstaje w p. a. i wynosi (z wykresu)

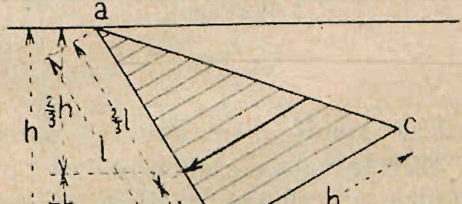
$$\sigma_a = s_a = 3.7 \text{ kg/cm}^2.$$

C. Budowle ziemne.

§ 65. Parcie (napór) wody.

Z fizyki wiadomo, że ciśnienie (czyli parcie, napór) wody na pewną powierzchnię równe jest ciężarowi słupa wody, którego podstawą jest dana powierzchnia, a wysokością pionowa odległość jej środka ciężkości od powierzchni wody. Np. ciśnienie na poziomą powierzchnię $p=0,5$ m² o głębokości $h=2.40$ m wynosi $P=phg=$ $=0,5 \cdot 2,40 \cdot 1000=1200$ kg (gdzie $g=1000$ kg/m³ jest ciężarem gat. wody).

Weźmy pod uwagę płaszczyznę ab o długości 1 m, a szerokości 1 m prostopadle do rysunku sięgającą od zwierciadła aż do głębokości h (rys. 240), to środek jej znajduje się w głębokości $\frac{h}{2}$ m pod zwierciadłem wody, a wielkość ciśnienia wody wynosi:



Rys. 240

$$W = 1 \cdot 1 \frac{h}{2} 1000 \text{ kg} = \frac{lh}{2} 1000 \text{ kg} = \frac{lh}{2} \text{ ton} \quad . \; . \; . \; . \; 219.$$