przy pomocy wieloboku sznurowego o wierzchołku O_2, otrzymując ostatecznie wypadkową wszystkich sił R_4, która przecina podstawę w d, a więc wewnątrz rdzenia przekroju

157. Obliczyć wykreślnie stałość filara (rys. 258), 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.
„ „ prawego:	3,5 t;	4,0 t;	5,3 t.
„ filara	33,0 t;	8,0 t.	

W zwykły sposób (§ 63) wyznaczamy linję 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 punkcie m.

Składowa pionowa wypadkowej R wynosi 63 t.: podstawa 3,00 m. Zatem naprężenie w środku podstawy (oznaczone na rys. 258 literą s_0)

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

Największe ciśnienie na grunt powstaje w punkcie a i wynosi (z wykresu):

$$\sigma_a = s_a = 3,7 \text{ kg/cm}^2.$$

C. Budowle ziemne.

§ 66. Napór (parcie) 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 pionową odległość jej środka ciężkości od powierzchni wody. Np. ciśnienie na poziomą powierzchnię $p = 0,5$ m² w głębokości $h = 2,40$ m wynosi $P = phg = 0,5 . 2,40 . 1000 = 1200$ kg (gdzie $g = 1000$ kg/m³ jest ciężarem gat. wody).

Weźmy pod uwagę płaszczyznę ab o długości l m, a szerokości 1 m, prostopadle do rysunku, sięgającą od zwierciadła aż do głębokości h (rys. 259), to środek jej znajduje się w głębokości $\frac{h}{2}$ m pod zwierciadlem wody, a wielkość ciśnienia wody wynosi:

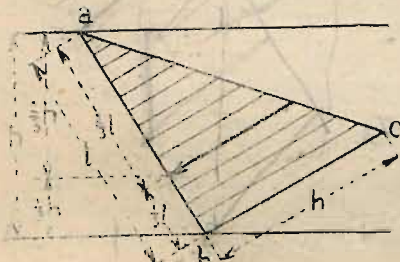
$$W = l \cdot 1 \frac{h}{2} 1000 \text{ kg} = \frac{lh}{2} 1000 \text{ kg} = \frac{lh}{2} \text{ ton} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 247$$

Jeśli w b przeprowadzimy ac prostopadłą do ab o długości h, to powierzchnia $\triangle\, abc$ wynosi $\frac{1}{2}\, lh$, zatem tyle, ile ciśnienie wody na ścianę ab w tonach. Poszczególne rzędne de trójkąta parcia (rys. 260) przedstawiają napór na cząstkę powierzchni w punkcie d, tj. w głębokości h', zaś powierzchnia $defg$ napór na podwierzchnię de. Wypadkowa parcia zaś na całą ścianę zaczepia tam, gdzie wypadkowa wszystkich pasków h', tj. przechodzi przez środek ciężkości $\triangle\, abc$, przecina więc podstawę $ab = l$ w odległości ukośnej $\frac{l}{3}$ od dolnego punktu b*) i jest prostopadła do ściany ab.

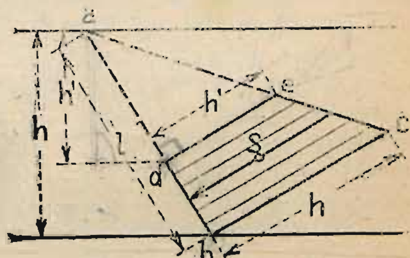
Dla ściany pionowej $l = h$, zatem napór wody wynosi:

$$W = \frac{h^2}{2} \text{ ton} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 248$$

zaś trójkąt parcia staje się równoramiennym prostokątnym.



Rys. 259.



Rys. 260.

Ponieważ napór wody na ścianę ab przedstawia się w postaci $\triangle\, abc$, zaś na część ściany ad w postaci $\triangle\, ade$, przeto parcie na dolną część db przedstawia trapez $dbce$ (rys. 260), a wypadkowa tego naporu przechodzi przez środek ciężkości trapezu t. i. przez S.

Jeśli mamy więc obliczyć napór wody na ścianą łamaną (rys. 242), to należy osobno obliczyć ciśnienie jej na część najwyższą (gdzie otrzymamy trójkąt naporu), osobno na części niższe (gdzie będą trapezy naporu). Dla ściany zakrzywionej najlepiej zastąpić krzywiznę poszczególnemi prostemi i obliczać parcie, jak na ścianę łamaną.

*) Więc w odległości $\frac{h}{3}$ od dna.

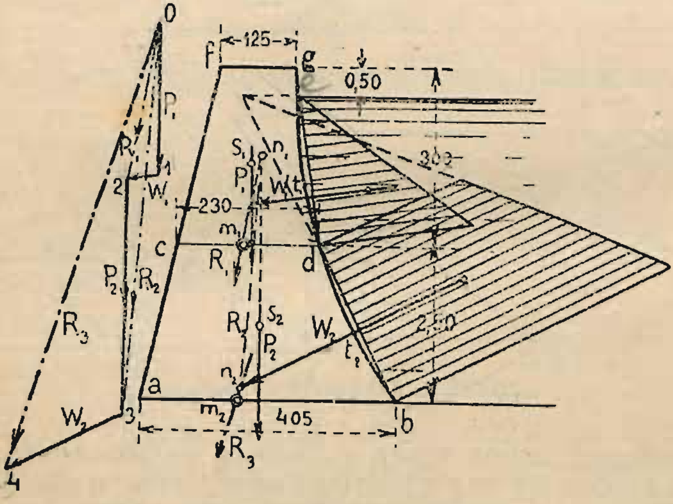
Przykłady 158—159.

158. Jak wielki napór wywiera na mur pionowy o wysokości $h = 3,5$ m woda sięgająca do korony muru. Należy je obliczyć: a) na wysokość 2,0 m poczynając od korony, b) na pozostałą dolną część muru.

a) Na górną część wynosi napór wody mierzony na 1 m długości muru:

$$W_1 = \frac{h_g^2}{2} \text{ ton} = \frac{2^2}{2} = 2 \text{ t} = 2000 \text{ kg}$$

b) Parcie na dolną część znajdziemy drogą pośrednią: obliczając napór na cały mur, a następnie odejmując odeń część przypadającą na część górną, obliczoną pod a).



Rys. 261.

Otrzymamy wtedy:

$$W_2 = \frac{1}{2}(h^2 - h_g^2) = \frac{1}{2}(3,5^2 - 2,0^2) = 4125 \text{ kg}$$

Parcie na cały mur wynosi:

$$W = W_1 + W_2 = \frac{1}{2} h^2 = 6125 \text{ kg.}$$

159. Zbadać, czy w murze przedstawionym na rys. 261 linja ciśnienia nie wychodzi z rdzenia. (Ciężar gatunkowy muru wynosi 2400 kg/m³).

Obliczymy najpierw parcie na część górną muru ponad krawędzią *cd*, potem na część dolną, zastępując linję krzywą muru dwiema prostemi *de* i *bd*.

Ciężar górnej części muru *cdgf* na 1 m długości muru wynosi:

$$P_1 = \frac{1}{2}(2,3 + 1,25) \,.\, 3,0 \,.\, 1,0 \,.\, 2,4 = 12,8 \text{ t}$$

Ciężar dolnej części muru:

$$P_2 = \frac{1}{2}(4,05 + 2,30)\, 2,5 \,.\, 1,0 \,.\, 2,4 = 19,1 \text{ t}$$

Napór wody na część górną:

$$W_1 = \frac{1}{2}\, 2,51 \,.\, 2,50 \,.\, 1,0 \,.\, 1,0 = 3,14 \text{ t}$$

Napór wody na część dolną:

$$W_2 = \frac{1}{2}(5,0 + 2,5) \,.\, 2,82 \,.\, 1,0 \,.\, 1,0 = 10,60 \text{ t}$$

Ciężary P_1 i P_2 zaczepiają w środkach ciężkości odpowiednich części muru S_1 i S_2; W_1 i W_2 w punktach t_1 i t_2 odpowiednich środkom ciężkości trójkąta, względnie trapezu parcia. Składamy siłę P_1 z W_1, otrzymując wypadkową R_1; przecina ona stosugę *cd* w punkcie m_1, leżącym wewnątrz jądra. Następnie wypadkową R_1 przedłużamy aż do przecięcia się z siłą P_2 w punkcie *n*, z którego wychodzi wypadkowa R_2 sił R_1 i P_2 (czyli P_1, W_1 i P_2); wreszcie w punkcie n_2 przecięcia sił R_2 i W_2 prowadzimy $R_2//04$, która jest wypadkową wszystkich sił P_1, P_2, W_2 i W_1. Zaczepia ona również wewnątrz rdzenia (środkowej trzeciej części).

§ 67. Napór (parcie) ziemi.

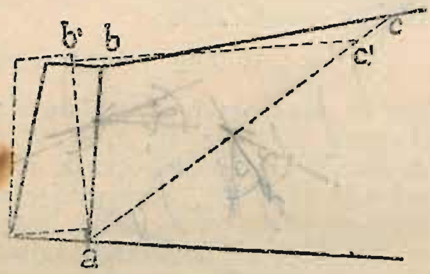
W § 59 mówiliśmy, że między cząsteczkami piasku, ziemi i t. d. panuje tarcie, które sprawia, że materjały te sypane luźno, układają się w stoku, nachylonym do poziomu pod kątem zesypu (kątem tarcia) t. zw. stoku naturalnym.

Jeśli chcemy zastosować stoczystość*) większą, niż wynosi kąt tarcia, to ziemią podeprzeć musimy ścianą murowaną t. zw. m u r e m o p o r o w y m. Aby potrzebną grubość tegoż obliczyć, znaleźć trzeba przedewszystkiem ciśnienie, jakie ziemia na ten mur wywiera, t. zw. n a p ó r czyli p a r c i e z i e m i.

---

*) Stoczystością nazywamy stosunek wysokości skarpy do jej rzutu poziomego.

Do pewnego stopnia jest parcie ziemi swojem działaniem podobne do parcia wody. Pomiędzy cząstkami materjałów ziemnych występuje jednak tarcie, które sprawia, że ziemia luźno nasypana utrzymuje się już sama pod kątem zesypu do poziomu (gdy woda rozlewa się poziomo), że zatem mimo większego ciężaru gatunkowego ziemi napór jej jest zwykle mniejszy od parcia wody. Obliczeniem jego wielkości zajmiemy się obecnie. Z góry zaznaczymy tylko, że nie ma ono tej samej wartości dla wszystkich materjałów ziemnych, a nawet dla tego samego materjału zależy od stanu, w jakim ten materjał się znajduje (np. od wilgoci).



Rys. 262.

Weźmy pod uwagę mur oporowy (rys. 262). Jeśliby ściana *AB* poddała się, to trójkąt ziemi *abc* podtrzymywany nią usunąłby się po płaszczyznach *ab* i *ac* w położenie *ab'c'* i tylko stok na prawo od *ac* pozostałby w równowadze. Ruchowi temu przeciwdziałałoby jednak tarcie między ziemią a murem na płaszczyźnie *ab* i tarcie między trójkątem usuwającym się *abc*, a ziemią pozostającą w równowadze w płaszczyźnie *ac*, t. zw. płaszczyźnie odłamu. Aby więc ruch był możliwy, musiałby ciężar klina *abc* pokonać oba te tarcia. Kierunek ciśnienia zatem, jakie klin wywiera na *ab* i *ac*, musi zawierać z prostopadłemi do tych powierzchni kąt zesypu (tarcia) (porównaj § 59); przyczem możemy przyjąć z wystarczającą dokładnością, że kąt tarcia między murem a ziemią (płaszczyzna *ab*) jest równy kątowi tarcia między ziemią, a ziemią (płaszczyzna *ac*.)

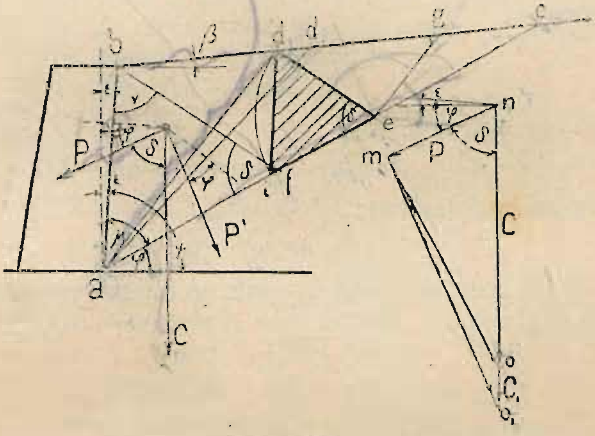
Obliczenie rachunkowe naporu ziemi jest dość żmudne, toteż zadowolimy się tylko podaniem wyników poniżej (porównaj § 79). Tutaj zaś rozważmy, jak można napór ten obliczyć wykreślnie.

§ 68. Wyznaczenie płaszczyzny odłamu.

Niech na rys. 263 oznacza ac stok naturalny*), ad płaszczyznę odłamu, C ciężar ziemi abd, to napór ziemi P otrzymamy z trójkąta mno. Dla płaszczyzny odłamu ad_1 leżącej niezmiernie blisko płaszczyzny ad otrzymalibyśmy trójkąt sił mno_1.

Nazywając C_1 ciężar części add_1, uzyskamy proporcję:

$$\triangle\, abd : \triangle\, add_1 = C : C_1 = no : oo_1$$



Rys. 263.

Ale powierzchnie trójkątów o tej samej wysokości mają się do siebie, jak ich podstawy, więc:

$$\triangle\, mno : \triangle\, moo_1 = no : oo_1$$

a stąd:

$$\triangle\, abd : \triangle\, add_1 = \triangle\, mno : \triangle\, moo_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 249$$

Wielobok sił możemy jednak wykreślić w dowolnej podziałce, a więc i w takiej, aby $mo = ad$; wtedy $\triangle\, add_1$ i $\triangle\, moo_1$ będą równe (w bardzo znacznem przybliżeniu), a więc z równania 249:

$$\triangle\, abd = \triangle\, mno$$

*) T. j.: stok, wedle którego utrzymałaby się w równowadze ziemia bez muru oporowego i t. p. sztucznego wzmocnienia.

Jeśli z d przeprowadzimy prostą de nachyloną do ac pod kątem $\delta = 90 - (\varphi - \varepsilon)$, to $\triangle ade \cong \triangle mno$; a stąd wynika wreszcie równość powierzchni $\triangle abd = ade$. Poprowadźmy wreszcie $bf // de$, a $eg // ed$, to otrzymamy następującą proporcję z $\triangle acd \backsim \triangle ecg$;

$$ae : ac = dg : dc$$
$$= bd : dc$$

(z równości $\triangle abd$ i $\triangle ade$ wynika bowiem, że $dg = bd$);

następnie z $\triangle bdc \backsim \triangle fec$

$$bd : dc = fe : ec$$

a więc:

$$ae : ac = fe : ec$$
$$= (ae - af) : (ac - ae)$$

stąd zaś wynika:

$$ae(ac - ae) = ac(ae - af)$$

a po wykonaniu działań:

$$ae^2 = ac \cdot af$$

Czyli długość ae jest średnią geometryczną między ac a af. Z $\triangle abf$ mamy jednak (na podstawie prawa, że suma kątów w trójkącie wynosi 180°).

$$\sphericalangle \mu + \sphericalangle \nu + \sphericalangle \delta = 180^0, \text{ czyli}$$

$$90 - (\varphi + \varepsilon) + \nu + 90 \mp (\varphi \mp \varepsilon) = 180^0$$

a stąd:

$$\nu = 2\varphi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 250$$

Zatem dla znalezienia płaszczyzny odłamu rysujemy prostą ac nachyloną pod kątem tarcia φ do poziomu, prowadzimy prostą bf nachyloną pod kątem 2φ do płaszczyzny muru ab i szukamy średniej geometrycznej ae między af i ac. Prosta ed równoległa do bf z punktu e przecina się z naziomem w punkcie d, który połączony z a daje płaszczyznę odłamu,

Odcinek ae, t. j. średnią geometryczną między af a ac, znajdujemy zwykle wykreślnie zapomocą następującej konstrukcji:

Zataczamy na ac półkole; w punkcie f prowadzimy prostopadłą do ac, a następnie promieniem ag odcinamy na prostej ac długość ae, która jest średnią geometryczną af a ac (rys. 264).

§ 69. Wykreślne wyznaczenie naporu ziemi.

Odetnijmy od punktu e (rys. 263) długości $ei = ed$, to $\triangle\, ade$ i $\triangle\, ide$ mają się do siebie, jak ich podstawy, t. j:

$$\triangle\, ade : \triangle\, ide = ae : ie = ae : de$$

Ale $\triangle\, ade \backsim \triangle\, mno$, więc:

$$ae : de = no : mn = C : P,$$

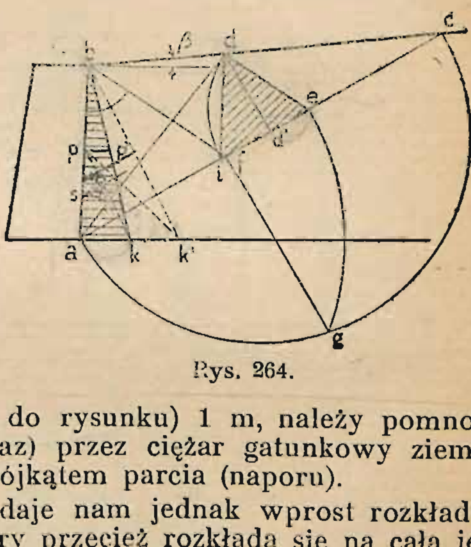
a stąd $$\triangle\, ade : \triangle\, ide = C : P$$

Powierzchnia $\triangle\, ade$, jako równa powierzchni $\triangle\, abd$, pomnożona przez ciężar gatunkowy ziemi g, przedstawia całkowity ciężar ziemi (liczony na szerokość 1 m prostopadle do rysunku), która w razie naruszenia równowagi przesunie się, więc:

$$C = \triangle\, ade . 1 . g \quad . \quad . \quad 251$$

a stąd napór ziemi na ścianę ab:

$$P = \triangle\, ide . 1 . g \quad . \quad . \quad 252$$



Rys. 264.

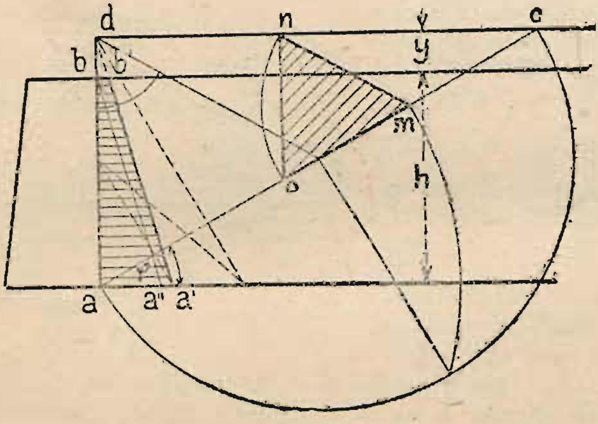
Czyli: aby otrzymać całkowite parcie ziemi na mur ab na długości muru (prostopadle do rysunku) 1 m, należy pomnożyć $\triangle\, ide$ (przez 1 m, oraz) przez ciężar gatunkowy ziemi. Trójkąt ten nazywamy trójkątem parcia (naporu).

Trójkąt parcia nie daje nam jednak wprost rozkładu naporu na ścianę ab, który przecież rozkłada się na całą jej wysokość. Musimy więc $\triangle\, ide$ zamienić na $\triangle\, abk$ o tej samej powierzchni, ale o jednym boku równym ab (rys 264). Wykreślnie znajdziemy ten trójkąt abk, odmierzając $ak' = ie$ i prowadząc następnie poziomą pp' w odległości dd' od podstawy; wtedy $\triangle\, ak'p = \triangle\, ide$. Prowadząc teraz $pk // bk'$, otrzymamy ak jako podstawę trójkąta abk ($= \triangle\, ide$), którego rzędne poziome dają wprost rozkład parcia na ścianę ab. Np. rzędna pp' pomnożona przez ciężar gatunkowy ziemi, przedstawia wielkość naporu w punkcie p.

Podobnie, jak przy parciu wody (§ 66) otrzymamy napór ziemi na część ściany, np. bp, równy iloczynowi powierzchni *bpp'* przez ciężar gatunkowy ziemi, zaś napór na *pa* równy powierzchni *app'k* (pomnożony przez ciężar gatunkowy ziemi).

Dla znalezienia punktu zaczepienia wypadkowej prowadzimy przez środek ciężkości powierzchni naporu (trójkąta względnie trapezu) poziomą, a punkt, w którym ta pozioma przecina ścianę, będzie punktem zaczepienia wypadkowej. Np. środkiem ciężkości trapezu *app'k* jest *S*, więc napór na część ściany *ap* zaczepia w punkcie *s*. Napór na całą ścianę *ab* zaczepia więc w $^1/_3$ wysokości ściany.

Dla innego kąta nachylenia ściany do pionu ε, dostaniemy inny trójkąt parcia. Jeśli zatem ściana tylna muru jest łamana, to dla każdego jej pochylenia musimy znaleść parcie osobno (porównaj rys. 274).



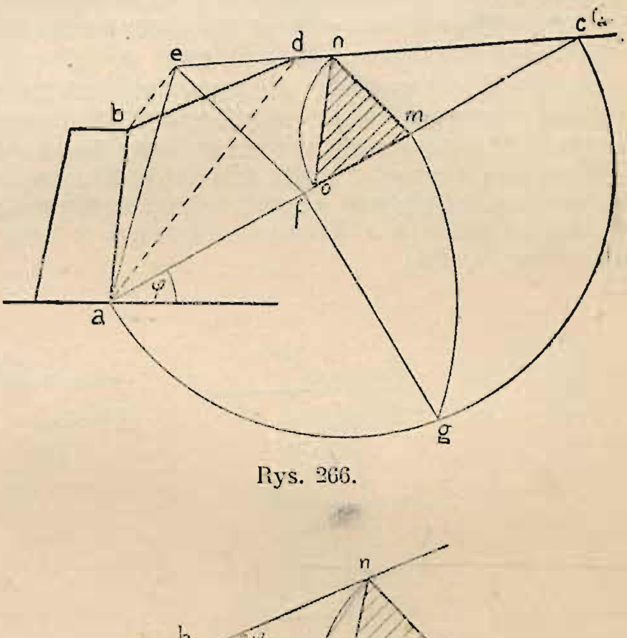
Rys. 265.

Jeśli naziom*) jest obciążony ciężarem jednostajnie rozłożonym *p* kg/m², to napór na mur wzrasta. Dla znalezienia go, zamieniamy obciążenie na warstwę ziemi o grubości $y = \frac{p}{g}$, gdzie *g* jest ciężarem gatunkowym ziemi (porównaj § 63), i przeprowadzamy wyżej podaną konstrukcję dla ściany *ad*, t. j., jak gdyby naziomem była płaszczyzna *dc*. Z otrzymanego w ten sposób trójkąta *ada'* będzie trapez *abb'a'* trapezem parcia na ścianę *ab*. Możemy też ten trapez

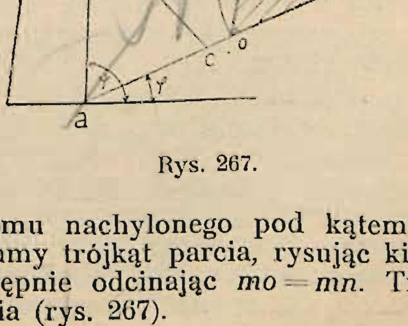
*) Naziomem nazywamy powierzchnię ziemi *bc* (rys. 265 i nast).

znaleść inaczej: Znajdujemy trójkąt parcia *aba''* (rys. 265) na ścianę *ab* w zwykły sposób, zaś z punktu *d* prowadzimy *a'd//a''b*. Trapez *abb'a'* będzie trapezem parcia.

Dla naziomu załamanego (*bdc* rys. 266) zamieniamy trójkąt *abd* na inny *aed*, równy mu wielkością, o wierzchołku *e*, leżącym w przedłużeniu naziomu *cd* (prowadzimy *bc//ad*) i obliczamy napór w znany sposób na ścianę *ab*.



Rys. 266.



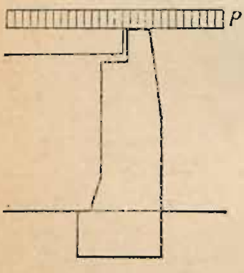
Rys. 267.

Dla naziomu nachylonego pod kątem tarcia do poziomu, otrzymamy trójkąt parcia, rysując kierującą *bc*, oraz *mn//bc*, a następnie odcinając *mo* = *mn*. Trójkąt *mno* jest trójkątem parcia (rys. 267).

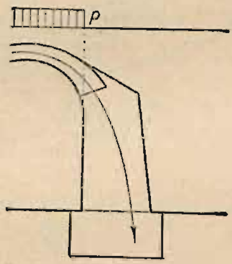
§ 70. Obliczanie przyczółków mostowych.

Przyczółki mostów i t. p. konstrukcji dźwigają z jednej strony właściwą konstrukcję (most żelazny, sklepienie i t. p.; z drugiej strony działa na nie napór ziemi. Konstrukcja właściwa może cisnąć na przyczółek pionowo (mosty żelazne, drewniane, czy żelbetowe. skonstruowane, jako belki proste), albo też ukośnie (sklepienia). Obliczać zawsze należy przyczółek na najniekorzystniejsze obciążenie, t. j. takie, które wywołuje największe obciążenie przyczółka, ewentualnie największe wychylenie linji ciśnienia.

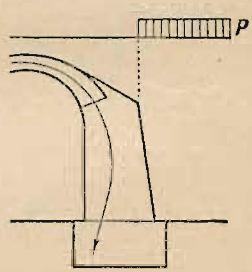
W pierwszym wypadku (dla oddziaływań pionowych) należy obliczać przyczółek na największe (całkowite) obciążenie konstrukcji ciężarem ruchomym, oraz na naziom poza przyczółkiem również obciążony por. rys. 268; wtedy uzyskuje się zwykle największe obciążenie, oraz największe wychylenie linji ciśnienia ku konstrukcji, t. j. stronę przeciwną naporowi ziemi.



Rys. 268.



Rys. 269.



Rys. 270.

Rzadko oblicza się taki przyczółek na wypadek, gdy konstrukcja nie jest jeszcze ustawiona na przyczółku, a przyczółek jest zasypany ziemią.

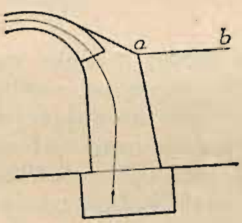
W wypadku drugim, t. j. przy badaniu przyczółków, na których wspiera się sklepienie, trzeba pamiętać, że dla uzyskania największego parcia ziemi należy naziom obciążyć, dla uzyskania najmniejszego parcia, należy go nie obciążać. Dlatego bada się zazwyczaj taki przyczółek:

a) Dla sklepienia obciążonego całkowicie, zaś dla przyczółka nieobciążonego; wtedy linja ciśnienia wychyla się możliwie najdalej od sklepienia por. rys. 269;

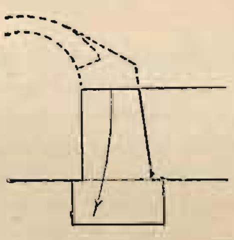
b) Dla sklepienia nieobciążonego, zaś dla przyczółka obciążonego (por. rys. 270); wtedy linja ciśnienia przysunie się możliwie blisko w stronę do **sklepienia**;

c) Jeżeli możliwe jest, że przyczółek w trakcie budowy może być zasypany ziemią, a sklepienie nie będzie jeszcze pokryte nadsypką, to należałoby też przeliczyć przyczółek dla ciężaru własnego samego sklepienia (bez uwzględnienia nadsypki. Przyczółek może wtedy być jednak zasypany tylko do swej wysokości, więc i parcie ziemi należałoby w takim razie obliczać tylko dla wysokości przyczółka, t. j. dla naziomu leżącego w wysokości (por. rys 271). O ile naziom ten mógłby być obciążony, np. maszynami, materjałami i t. d., należy to uwzględnić wedle fig. 265;

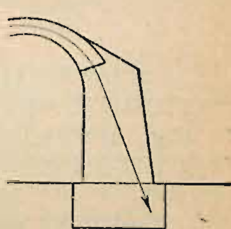
d) Zdarzyć się wreszcie może, zresztą rzadko, że przyczółek będzie zasypany ziemią przed wzniesieniem sklepienia (por. rys. 272). W tym wypadku należałoby zbadać



Rys. 271.



Rys. 272.



Rys. 273.

na parcie ziemi sam przyczółek z naziomem obciążonym, jak w poprzednim wypadku, podobnie, jak bada się mury oporowe.

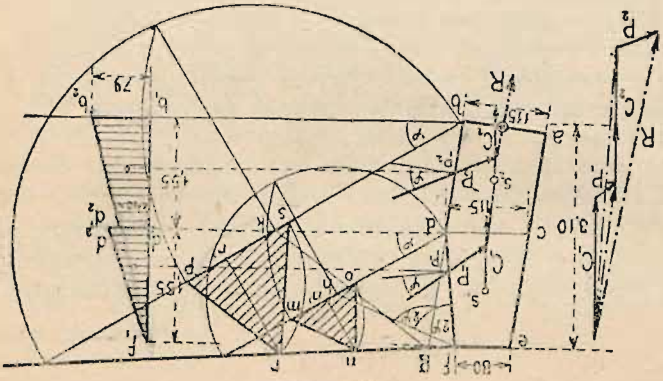
e) Jeżeli przeciwnie, sklepienie będzie wykonane przed zasypaniem przyczółka, to zachodzi czasem, przy nieszerokich przyczółkach, potrzeba obliczenia przyczółka tylko na parcie ciężaru własnego sklepienia bez uwzględnienia parcia ziemi (por. rys. 273).

Te ostatnie wypadki zdarzają się stosunkowo rzadko tak, że zwykle obliczamy sklepienia tylko na obciążenia a) b), rzadziej na c) i e).

Na rysunkach 269—273 podany jest również kierunek, w którym przebiega linja ciśnienia.

Przykłady 160—161.

160. Zbadać stałość (stateczność) muru oporowego przedstawionego na rys. 274, jeżeli ciężar gatunkowy muru wynosi 2500 kg/m³, ciężar gat. ziemi 1800 kg/m³, zaś kąt $\varphi = 30^0$.



Rys. 274.

Ponieważ tylna ściana muru jest łamana, przeto musimy znaleźć osobno napór ziemi na część górną *df*, osobno na część dolną *bd*. Wedle § 67 wyznaczamy dla kierującej *fh*, nachylonej pod $\sphericalangle 2\varphi$ do ściany *df* trójkąt parcia *mno*, którego powierzchnia wynosi: $mno = \frac{1}{2} om.nn' = \frac{1}{2}.1{,}01.0{,}84 = 0{,}42$ m². Dla znalezienia parcia na ścianę dolną *bd* przedłużamy ścianę *bd* aż do punktu *g*, z którego kreślimy kierującą *gk*, a odpowiedni trójkąt parcia *prs* przedstawia napór na *bg*. Powierzchnia $\triangle prs$ wynosi $\frac{1}{2}$ 1,62 . 1,50 = 1,22 m². Aby wyznaczyć parcie na część dolną *bd*, musimy zamienić ten trójkąt na równy mu powierzchnią, ale o równej wysokości muru t. j. 3,10 m. Podstawa tego trójkąta musi wynosić zatem:

$$b = \frac{2.1.22}{3{,}10} = 0{,}79 \text{ cm} = b_1 h_2.$$

Zamiast odnosić trójkąt parcia bezpośrednio przy murze, odsunęliśmy go dla wyraźności rysunku. Na *bd* działu tylko część naporu poniżej poziomu *d*, t. j. trapez $b_1 b_2 d_1 d_2'$ o powierzchni:

$$b_1 b_2 d_1 d_2' = \frac{1}{2}(0{,}40 + 0{,}79).1{,}55 = 0{,}92 \text{ m}^2.$$

Parcie ziemi wynosi zatem:

na część muru górną *df*: $P_1 = 0{,}42 . 1800 = 760$ kg.
„ „ „ „ *bd*: $P_2 = 0{,}92 . 1800 = 1460$ kg.

Ciężar własny muru:

$$\text{części górnej:}\quad C_1 = \frac{0{,}80 \times 1{,}15}{2} \cdot 1{,}55 \,.\, 2500 = 3800 \text{ kg.}$$

$$\text{części dolnej:}\quad C_2 = \frac{1{,}15}{2} \cdot 1{,}55 \,.\, 2500 = 4500 \text{ kg.}$$

Ciężary C_1 i C_2 zaczepiają w środkach ciężkości odpowiednich powierzchni; zaś ciężary P_1 i P_2 w punktach p_1, wzgl. p_2, leżących na tej samej wysokości, co środki ciężkości odpowiednich figur $f_1 d_1 d_2$, względnie $b_1 b_2 d_1 d_2'$.

Złożywszy wykreślnie ciężary: P_1, P_2, C_1, C_2, otrzymujemy linję ciśnienia R, która przecina podstawą muru w środku. Równowaga tegoż jest zapewniona.

161. Sklepienie o rozpiętości 4,00 m, a strzałce 0,85 m (rys. 275 na tablicy) obciążone jest jednostajnie ciężarem własnym i nadsypką. Należy obliczyć czy przyczółek, o wymiarach podanych na rysunku, posiada do stateczną wytrzymałość i czy ciśnienie na grunt nie przekracza granicy dozwolonej 3 kg/cm^2. Ciężar muru 2,2 t/m^3, ziemi 1,6 t/m^3, $\varphi = 30^0$.

Wytrzymałość samego sklepienia należy sprawdzić wedle § 63. Tu jednakowoż ograniczymy się tylko na znalezieniu parcia sklepienia na przyczółek R_2.

W tym celu dzielimy (wedle § 63) sklepienie na 5 pasków o szerokości po 0,40 m i znajdujemy ich ciężary*).

Wynoszą one:

$$P_1 = 1{,}2 \text{ t},\quad P_2 = 1{,}3 \text{ t},\quad P_3 = 1{,}4 \text{ t},\quad P_4 = 1{,}6 \text{ t},\quad P_5 = 1{,}8 \text{ t.}$$

Przyjmując biegun O_1, wykreślamy wielobok sznurowy 123456 i znajdziemy wypadkową R_1 ciężarów $P_1 .. P_5$. Wypadkowa ta pozostaje w równowadze z parciem poziomem H, oraz z oddziaływaniem na przyczółku R_2. Jeżeli więc przez środek sklepienia w kluczu o, poprowadzimy poziomą oo_1 do przecięcia z wypadkową R_1, to linja $o_1 o_2$, łącząca o_1 ze środkiem sklepienia na podporze o_2, określa kierunek oddziaływania R_2, którego wielkość znajdziemy w wieloboku sił $R_2 = mO$.

Na górną część przyczółka działają ciężary pionowe: $P_6 = 4{,}5$ t nadsypki na przestrzeni $auwz$ i $P_7 = 6{,}4$ t części przyczółka bb_1ua, oraz parcie ukośne ziemi na część ab. Na

*) $w'w'_0$ jest sprowadzoną linją obciążenia.

część *au* działa tylko ciężar pionowy, gdyż kąt nachylenia tej części do poziomu jest mniejszy od kąta tarcia.

Dla oszczędności miejsca nie wykonywamy wykresu parcia na część muru *ab* lub *ac*, ale tylko na przedłużenie jej $a_1''a_0$ o wysokości 2,00 m. Znaleziony dla tej ściany trójkąt parcia zamieniamy $a''_1\, a_0\, a'$, zaś linj a_0a, przedłużona do b' względnie do c' określa wielkość parcia na część ściany *ab* $\left(Z_1 = \frac{0,8+1,5}{2} . 1,65 . 1,6 = 3,0 \text{ t}\right)$, wzgl. na *bc* $\left(Z_2 = \frac{1,5+2,0}{2} \times\right.$ $\left.\times 1,25 . 1,6 = 3,5 \text{ t}\right)$.

Dla znalezienia położenia linji ciśnienia w szwie bb_1 składamy R_2 z P_6, następnie P_7 z Z_1, a wypadkowa tych wszystkich sił R_3 (linja „kreska—kropka") przecina szew bb_1 w punkcie s_1 (jeszcze wewnątrz rdzenia).

Następnie składamy siłę R_3 z P_8, a ich wypadkową z Z_2, otrzymując znów punkt linji ciśnienia s_2 dla wypadkowej $R_4 = pO$.

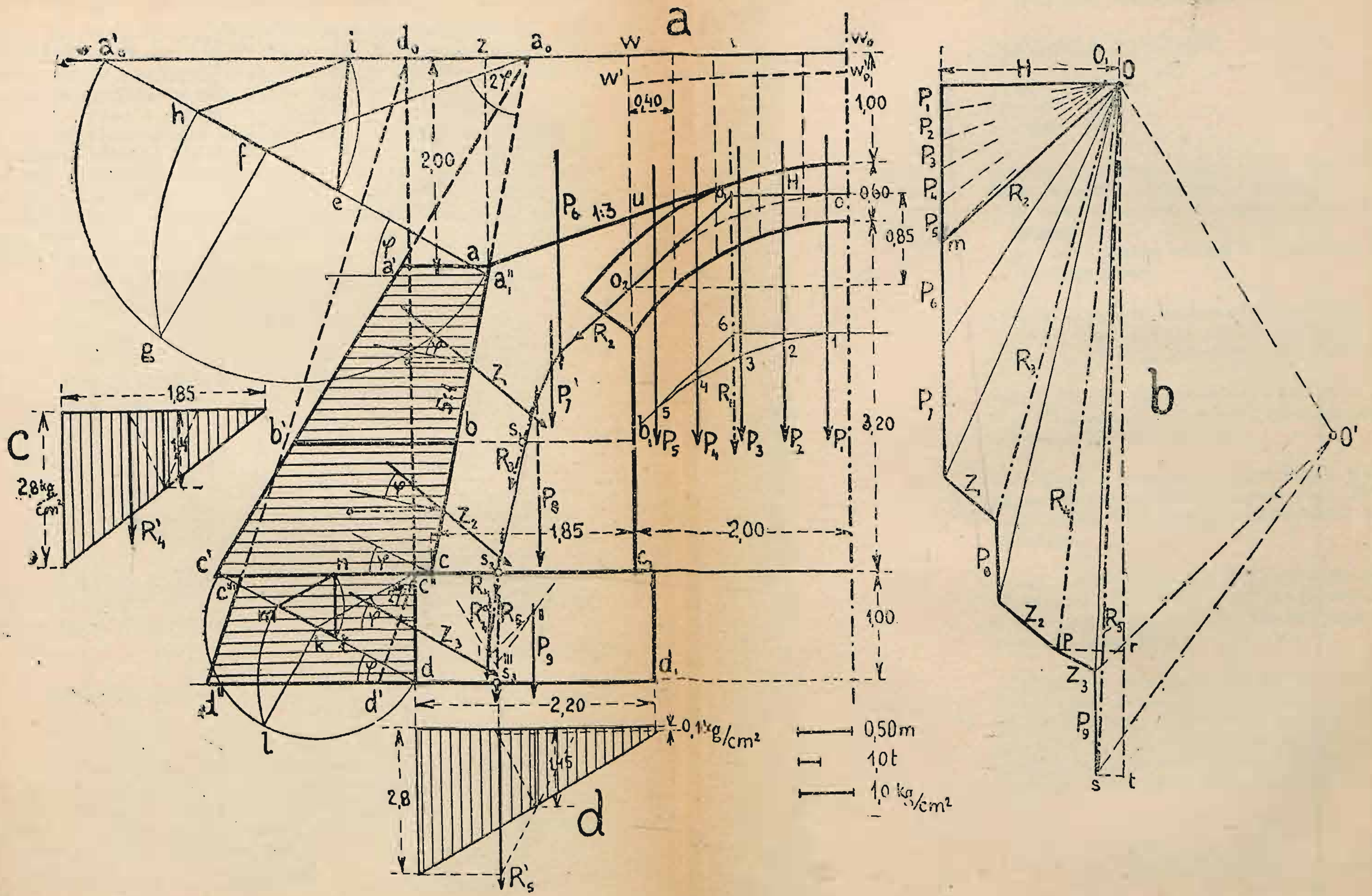
Parcie ziemi na ścianę pionową fundamentu $c''d$ znajdujemy zapomocą zwykłej konstrukcji, otrzymując trójkąt parcia $mnt = c''dd'$. Linję $c''d$ przedłużamy do d_0 i prowadzimy $d_0d''//c''d'$. Wtedy trapezem parcia na $c''d$ będzie $c''d''dc'''$, a wielkością tegoż $Z_3 = \frac{1}{2}(1,6 + 1,9) . 1,00 . 1,6 = 2,0$ t.

Składamy teraz wypadkową R_4 z Z_3, otrzymując wypadkową R_4^0 (wyciągniętą linją pełną), a tę wypadkową ostatecznie z ciężarem $P_9 = 4,8$ t fundamentu zapomocą wieloboku sił o biegunie O' i wieloboku sznurowego, którego linje *I*, *II*, *III* są wyciągnięte linjami kreskowanemi. Wypadkowa R_5 przecina podstawę w s_3.

Naprężenia w szwie *cc* znaleźliśmy na rys. *c*. Siłą prostopadłą do przekroju będzie tu składowa pionowa siły R_4, t. j. $R'_4 = rO = 26,2$ t. Naprężenie w środku przekroju wynosi $\sigma_c = \frac{26260}{100 . 185} = 1,5$ kg/cm², zatem najw. $\sigma_c = 2,8$ kg/cm² (z wykresu).

Ciśnienie na grunt wyznaczyliśmy na rys. *d*. Całkowita siła pionowa: $R'_5 = tO = 32,0$ t, a więc ciśnienie w środku przekroju: $\sigma_d = \frac{32000}{100 . 220} = 1,45$ kg/m², zaś najw. ciśnienie znalezione wykreślnie najw. $\sigma_d = 2,8$ kg/cm².

Napór ziemi na ścianę c_1d_1 jest tak mały, że możemy je zupełnie pominąć.


a
b
c
d
0,50m
1,0t
1,0 kg/cm²
1,85
2,00
2,20
3,20
0,85
0,60
1,00
0,40
2,8
1,45
H
P₁
P₂
P₃
P₄
P₅
P₆
P₇
P₈
P₉
R₂
R₃
R₄
R₅
Z₁
Z₂
Z₃

Rys. 275.

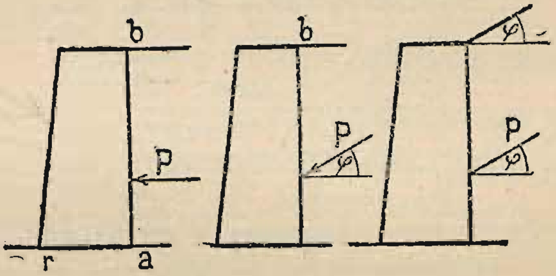
§ 71. Wzory rachunkowe na napór ziemi na ścianę pionową.

Wyżej (§ 67) wspomniałem, że wyprowadzenie wzorów rachunkowych na napór ziemi jest dość żmudne. Ograniczam się tu przeto do podania samych wzorów do poszczególnych wypadków (dla ściany pionowej).

1. Ściana pionowa gładka, naziom poziomy. Przy ścianie zupełnie gładkiej nie wystąpiłoby wcale tarcie, wskutek którego zmniejsza się napór ziemi. Napór działa wtedy prostopadle do ściany, podobnie jak napór wody, więc przy ścianie pionowej poziomo (rys. 276). Jest to zatem wypadek najniekorzystniejszy, a uwzględniać możemy go wtedy, gdy tarcie jest rzeczywiście bardzo małe, np. gdy ziemia przesiąknięta jest wodą.

Wtedy całkowite parcie na ścianę o wysokosci h:

$$P = {}^1/_2\, gh^2 tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 253$$



Rys. 276, 277 i 278.

2. Ściana pionowa, naziom poziomy (rys. 277). Dla kąta tarcia między ziemią a murem, oraz między ziemią a ziemią φ, otrzymujemy:

$$P = {}^1/_2\, gh^2 \frac{\cos\varphi}{(1 + \sqrt{2}\sin\varphi)^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 254$$

Składowa pozioma parcia P:

$$l_h = P\cos\varphi = {}^1/_2\, gl^2 \frac{\cos^2\varphi}{(1 + \sqrt{2}\sin\varphi)^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 254a$$

Wartości otrzymane z wzorów 253 i 254 różnią się stosunkowo bardzo mało od siebie; obliczenie parcia ziemi zresztą nigdy nie może być zupełnie dokładne. Zgadzając się przeto z góry na błąd, leżący zresztą w granicach zupełnie dopuszczalnych, możemy parcie obliczać zawsze z wzoru przybliżonego $P = {}^1/_2\, gh^2 tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, przyjmując jednak to parcie jako nachylone do ściany pod kątem tarcia.

3. Ściana pionowa, naziom nachylony do poziomu pod kątem tarcia φ (rys. 278).

$$P = \frac{gh^2}{2} \cos \varphi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 255$$

W innych wypadkach o wiele prędzej dojdziemy do celu drogą wykreślną.

Parcie dla przypadków 1—3 zaczepia w $\frac{1}{3}$ wysokości muru:

$$n = \tfrac{1}{3} h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 256$$

Gdzie n jest odległością od podstawy muru do punktu zaczepienia wypadkowej P.

4. Dla ciężaru ruchomego p spoczywającego na naziomie należy w wzorach 253—255 pozostawić wartość ph zamiast $\frac{1}{2}\, gh^2$. Otrzymamy wtedy:

dla ściany pionowej gładkiej, naziomu poziomego:

$$P = ph\, tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 257$$

dla ściany pionowej, naziomu poziomego:

$$P = ph \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi})^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 258$$

dla ściany pionowej naziomu pochylonego do poziomu pod $\sphericalangle \varphi$:

$$P = ph \cos \varphi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 259$$

Parcie dla ciężaru p zaczepia w wysokości:

$$n = \frac{h}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 260$$

Obliczając odrazu cały napór ziemi z uwzględnieniem obciążenia, otrzymamy następujące wzory:

Dla wypadku 1:

$$P = \tfrac{1}{2} \left(g + \frac{2p}{h}\right) h^2 tg^2 \left(15 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 261$$

Dla wypadku 2:

$$P = \tfrac{1}{2} \left(g + \frac{2p}{h}\right) h^2 \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin \varphi})^2} \quad . \quad . \quad . \quad 262$$

Dla wypadku 3:

$$P = \tfrac{1}{2} \left(g + \frac{2p}{h}\right) h^2 \cos \varphi \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 263$$

Napór ten zaczepia w wysokości od podstawy:

$$n = \frac{h}{3} \cdot \frac{3p + hg}{2p + hg} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 264$$

Przykłady 162—165.

162. Obliczyć napór ziemi na mur o wysokości 2,50 m, jeżeli $g = 1800$ kg/m³, $\varphi = 30^0$.

Wedle wzoru 253:

$$P = \frac{1}{2}\, gh^2 tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} \,.\, 1800 \,.\, 2{,}5^2 \,.\, 0{,}577^2 = 1850 \text{ kg}.$$

Natomiast wedle wzoru 254:

$$P = \tfrac{1}{2}\, gh^2 \frac{\cos\varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin\varphi})^2} = \tfrac{1}{2}\, 1800 \,.\, 2{,}5^2 \frac{0{,}866}{(1 + \sqrt{2 \,.\, 0{,}5})^2} = 1670 \text{ kg}.$$

Różnica wynosi zatem około 10%, przyczem wzór 253 daje wyniki większe. Przyjmując zatem wielkość parcia wedle niego, uzyskujemy nieco większą pewność.

Parcie to zaczepia w wysokości $n = \frac{h}{3} = 0{,}87$ m od podstawy.

163. Obliczyć napór ziemi dla wypadku, jak w przykładzie 162, jeżeli jednak naziom nachylony jest do poziomu pod $\sphericalangle \varphi = 30^0$.

$$P = \frac{gh^2}{2} \cos\varphi = \frac{1}{2}\, 1800 \,.\, 2{,}6^2\, 0{,}866 = 4870 \text{ kg}.$$

Jak widzimy, napór w tym wypadku jest o wiele większy. Ponieważ zaś naziom nie może być nachylony pod kątem większym, niż kąt tarcia, przeto dla terenu nieobciążonego jest to zarazem największe parcie, jakie może wogóle wystąpić.

164. Naziom, jak w przykładzie 162, obciążony jest ciężarem ruchomym $p = 300$ kg/m². Obliczyć napór ziemi dla obciążenia ruchomego.

Wedle wzoru 256:

$$P_1 = ph\, tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 300 \,.\, 2{,}5 \,.\, 0{,}577^2 = 250 \text{ kg}.$$

Wedle wzoru 257:

$$P_1 = ph \frac{\cos\varphi}{(1 + \sqrt{2 \sin\varphi})^2} = 300 \,.\, 2{,}5 \frac{0.855}{(1 + \sqrt{2 \,.\, 0{,}5})^2} = 225 \text{ kg}.$$

165. Obliczyć napór ziemi dla wypadku, jak 162, a naziomu obciążonego ciężarem ruchomym $p = 300$ kg/m².

Wedle wzoru 255 i 258:

$$P = \left(\frac{gh^2}{2} + ph\right) \cos\varphi = \left(\frac{gh}{2} + p\right) h \cos\varphi = \left(\frac{1800}{2} \,.\, 2{,}5 + 300\right) \,.$$

$$2{,}5 \,.\, 0{,}66 = 5500 \text{ kg}.$$

Parcie to zaczepia w odległości nd podstawy:

$$n = \frac{2{,}50}{3} \cdot \frac{3 \,.\, 300 + 2{,}50 \,.\, 1800}{2 \,.\, 300 + 2{,}50 \,.\, 1800} = 0{,}88 \text{ m}.$$

§ 72 Mury oporowe.

Mury oporowe, mające za zadanie podtrzymać ziemię w stromem nachyleniu, pozostają pod działaniem jej naporu. Napór ten stara się: a) przesunąć górną część muru po dolnej (na zewnątrz) w tej stosudze, w której zostanie przezwyciężone tarcie; b) przesunąć cały mur z fundamentem nazewnątrz, (o ile zostanie przezwyciężone tarcie między murem a ziemią); c) obrócić mur około punktu *r* (rys. 276) nazewnątrz. Jeżeli mur ma wypełnić w zupełności swoje zadanie podtrzymania ziemi, to muszą spełnić się następujące warunki (porównaj §§ 63 i 65):

1. Linja ciśnienia (wypadkowa z ciężaru własnego, parcia ziemi i innych obciążeń) nie powinna wyjść ze środkowej trzeciej części przekroju, jeżeli nie chcemy dopuścić rozciąganie; względnie nie powinna zbliżyć się do krawędzi bliżej niż na $^1/_5$ (względnie $^1/_6$) szerokości odpowiedniego szwu (porównaj str. 217). To samo dotyczy też podstawy, i jeżeli to jest tylko możliwe, powinniśmy się starać w podstawie zamknąć ją w środkowej trzeciej części; w przeciwnym bowiem razie część podstawy muru nie działa, a więc jest zbyteczna, a materjał jest na nią użyty nieproduktywnie.

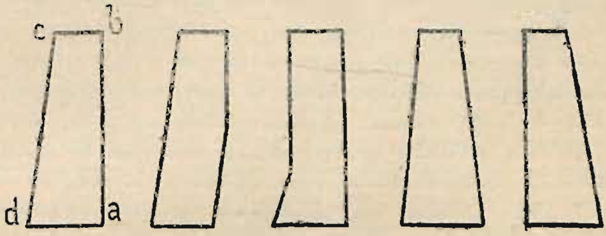
2. Naprężenia nie powinny przekraczać granicy dopuszczalnej.

3. Linja ciśnienia nie powinna odchylać się od prostopadłej do szwu, więcej niż na kąt tarcia φ.

Często w prostych wypadkach, największe naprężenie i największa odchyłka występuje u podstawy muru; wtedy wystarczy tylko tam zbadać stałość muru. Nieraz jednakowoż (np. przy przyczółkach przepustów sklepionych i t. d.) największa odchyłka linji ciśnienia od osi występuje w innej wysokości i dlatego najczęściej dzielimy mur na poszczególne części; dla każdej z nich wyznaczamy wypadkową sił działających na nią i jej ciężaru własnego (t. j. linję ciśnienia) i badamy naprężenia w paru przekrojach muru.

Grubość muru wzrasta zwykle ku dołowi odpowiednio do zwiększającego się ciężaru własnego i (głównie) parcia ziemi. Najczęściej grubość muru u góry wynosi 0,40—0,60 m, zaś zgrubienie wykonujemy w ten sposób, że pochylamy ku przodowi ścianę przednią *cd*, zaś tylną *ab* przeprowadzamy pionowo. Pochylenie ściany przedniej wynosi zwykle 5:1 lub 6:1 dla murów na zaprawie, zaś 3:1 lub 2:1 dla murów suchych (bez zaprawy). Mur ma wtedy kształt t r a p e z o w y (rys. 279).

Często ścinamy też ścianę tylną muru wedle rys. 280. Mur o tym przekroju nazywamy murem trapezowym podciętym. Obliczenie następuje oczywiście wedle tych zasad. Również kształt wedle rys. 281, daje wielką oszczędność materjału.



Rys. 279—283.

Mur wedle rys. 282, używany jest rzadko, zaś wedle rys. 283 tylko wtedy, gdy chodzi o uzyskanie przedniej ściany pionowej; wymaga bowiem większej ilości materjału niż mur wedle rys. 279 lub 280.

§ 73. Fundamenty.

Każda budowla inżynierska przenosi ostatecznie siły na nią działające, na ziemię. Tę zaś część budowli, która bezpośrednio wspiera się na ziemi, nazywamy fundamentem danej budowli, gdyż na nim spoczywają wszystkie jej części. Rodzaj i wielkość fundamentu, zależy w pierwszym rzędzie od jakości gruntu. Wedle przepisów Ministerstwa Robót Publicznych, należy z reguły zbadać rodzaj i wytrzymałość tegoż przez sondowanie lub próbne bicie pali; w razach ważniejszych zaś także przez odpowiednie próby obciążenie, aż do wartości spodziewanych ciśnień skrajnych w fundamencie; wogóle można zaś dopuścić najwyżej następujące obciążenie jednostkowe gruntu:

Nasypy — do 0,5 kg/m².

Warstwy ziemne osadowe o zmiennej grubości, miałki piasek bardzo wilgotny, lecz stały, zabezpieczony przeciw podmyciu — do 1,5 kg/m².

Glina, ił, piasek ilasty niezbyt wilgotny — do 1,5 kg/m².

Ił zbity, suchy piasek ostry, zabezpieczony przeciw podmyciu — do 4 kg/m².

Żwir zbity, gruby piasek zabezpieczony przeciw podmyciu — do 6 kg/m².

Skała miękka. . . . do 5 kg/cm^2		jednak nie wyżej niż do połowy wytrzymałości kostkowej odpow. materjału.
„ średnio-twarda do 10 „		
„ bardzo twarda do 30 „		

Warstwy znajdujące się w większej głębokości dźwigają w normalnych warunkach większy ciężar, niż warstwy takiego samego materjału, ale znajdujące się płyciej; również dają one większą gwarancję, że pod obciążeniem nie poddadzą się w kierunku tak pionowym jak i bocznym. Dlatego też przy zakładaniu fundamentu w znacznej głębokości, można zwiększyć naprężenie dopuszczalne gruntu, o wielkość równą ciśnieniu warstw górnych na dno fundamentu.

Zadaniem fundamentu jest: przenieść ciężar budowli na grunt w ten sposób, aby ciśnienie jednostkowe na grunt nie przekroczyło granicy dopuszczalnej, oraz, aby to ciśnienie było rozłożone możliwie jednostajnie. Ziemia bowiem poddaje się pod ciśnieniem, a budowla wskutek tego osiada się. Jest to rzeczą normalną i naturalną i uniknąć tego nie można, chyba, gdy fundament opiera się na skale. Jeżeli ciśnienie będzie jednak rozłożone jednostajnie, np. jeżeli wszędzie wynosić będzie 2,5 kg/cm^2, to budowla osiadać się będzie również jednostajnie. Jeżeli jednak część budowli wywierać będzie na grunt ciśnienie np. 2,5 kg/cm^2, zaś inna część tej samej budowli na ten sam grunt 1,0 kg/cm^2, to w pierwszem miejscu grunt podda się więcej, w drugiem mniej, a stąd wystąpią rysy i pęknięcia, które, jeżeli nawet nie zawsze są niebezpieczne, to zawsze są nieprzyjemne i niemiłe.

Zazwyczaj dla osiągnięcia pożądanego ciśnienia na grunt, rozszerzamy odpowiednio podstawę. Jeżeli więc np. w jednej i tej samej budowli mamy przenieść na grunt ciężar dwu słupów o wielkości $P_1 = 20$ ton, oraz $P_2 = 35$ ton, a naprężenie dopuszczalne na grunt wynosi 2,5 kg/cm^2, to odpowiednie wielkości fundamentów wynoszą:

$$f_1 = \frac{25000}{2,5} = 10000 \text{ cm}^2 \qquad f_2 = \frac{20000}{2,5} = 8000 \text{ cm}^2$$

Jeżelibyśmy zastosowali fundamenty o wielkościach np. $f_1 = 10000$ cm^2, zaś $f_2 = 20000$ cm^2, to ciśnienie na grunt dla pierwszego słupa wynosiłoby $\sigma'_g = \frac{25000}{10000} = 2,5$ kg/cm^2, zaś dla drugiego $\sigma''_g = \frac{20000}{20000} = 1,0$ kg/cm^2; w obu wypadkach ciśnienie byłoby mniejsze od dopuszczalnego; niemniej fundament nie byłby założony dobrze, gdyż słup pierwszy osiadłby więcej od drugiego.

W najgorszem położeniu będą budowle, które zakładać trzeba ną gruncie niejednostajnym, np. z gniazdami mniej wytrzymałego materjału, gdzie projekt fundamentu należy wykonać ze szczególną troskliwością.

Przeważna część budowli lądowych (np. domy mieszkalne) oblicza się na ciężar własny konstrukcji, murów itd., oraz na ciężar użytkowy (zmienny). Ciężar własny przyjmuje się wedle rzeczywistej wagi materjałów i dlatego zgodny jest on dość ściśle z rzeczywistością. Natomiast ciężar użytkowy (zmienny, ruchomy) przyjmuje się prawie zawsze w pewnych okrągłych wielkościach, zwykle znacznie wyższych, niż wielkości rzeczywicie występujące. Jest to konieczne np. przy obliczeniu wytrzymałości belek stropowych i t p. obciążeń, gdyż obciążenie takie w poszczególnych wypadkach, może wystąpić rzeczywiście. Jest jednak nieprawdobne, aby w budynku kilkupiętrowym obciążenie to wystąpiło równocześnie we wszystkich piętrach. Dlatego też przy obliczeniu fundamentów, gdy chodzi o uzyskanie możliwie jednostajnego ciśnienia na grunt przy obciążeniu możliwie zbliżonem do prawdy, polecają przepisy Ministerstwa Robót Publicznych zredukować obciążenie ruchome w sposób następujący: W najwyższem piętrze należy przyjąć pełną wartość najniekorzystniejszego obciążenia ruchomego, w następnych piętrach zaś obniżać je kolejno o 10%, 20% i t. d. Redukcja taka dojść jednak może najwyżej do 60% całkowitego obciążenia pożytecznego, poczem stale należy tę wartość wciągać w rachunek. Jeżeli np. obciążenie ruchome wynosi $p = 200$ kg/cm^2 (domy mieszkalne), to dla obliczenia fundamentów sześciopiętrowego domu należy przyjąć w najwyższem, tj. (szóstem(piętrze $p = 200$ kg/cm^2, w następnem (piątem $p = 180$ kg/cm^2, w czwartem $p = 160$ kg/cm^2, w trzeciem $p = 140$ kg/cm^2, w drugim $p = 120$ kg/cm^2, (co czyni 60% całkowitego obciążenia $p = 200$ kg/cm^2), w pierwszem piętrze i w parterze także po 120 kg/m^2. Przez takie obliczenie uzyskujemy oszczędność w fundamencie i zbliżamy się do rzeczywistości, a przez to uzyskujemy także bardziej jednostajny rozkład ciśnienia na grunt przy faktycznem obciążeniu.

Potrzebna powierzchnia fundamentu wynosi:

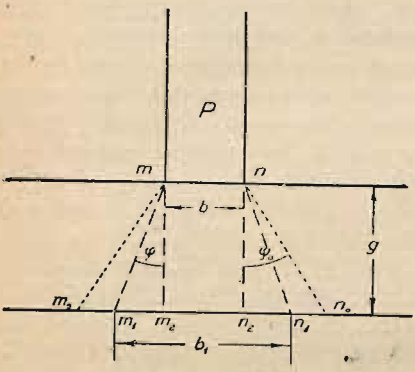
$$F = \frac{P}{k_g} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 265$$

gdzie P jest ciężarem słupa (i ciężarów przenoszących się weń), oraz ciężarem fundamentu, F zaś k_g naprężeniem dopuszczalnem na grunt. Dla danej powierzchni podstawy fundamentu otrzymamy więc ciśnienie na grunt o wielkości:

$$\sigma_g = \frac{P}{F} \overline{\overline{<}} k_g \quad \ldots\ldots\ldots \quad 266$$

Potrzebną powierzchnię fundamentu F, uzyskuje się najczęściej przez założenie odpowiednich odsadek lub ławy murowanej lub betonowej, (czasem piaskowej). O innych sposobach fundowania, np. o palach, mówić tu nie będziemy.

Jeżeli na murze spoczywa filar, którego ab wynosi b (w płaszczyźnie rysunku), zaś w płaszczyźnie prostopadłej do rysunku jest równa (lub prawie równa) grubości muru por. rys. 284, to wskutek połączenia poszczególnych warstw cegieł przez ich wiązanie i przy pomocy zaprawy ciśnienie filara P rozłoży się w głębokości g na większą szerokość $m_0 n_0$ pod kątem φ mniej więcej $\varphi_0 = 45^0$, jednakowoż ciśnienie w pobliżu m_0 lub n_0 będzie znacznie mniejsze niż bezpośrednio pod słupem w $m_2 n_2$. Dlatego też zazwyczaj przyjmujemy, że kąt φ, pod którym ciśnienie się rozkłada, jest stosunkowo niewielki, a zato liczymy, że rozkład ciśnienia na długość $m_1 n_1 = b_1$ będzie jednostajny. Wtedy ciśnienie rozłoży się na szerokość:



Rys. 284.

$$b_1 = m_1 n_1 = b + 2\, g\, tg\, \varphi \quad \ldots\ldots \quad 267$$

Wedle przepisów M. R. P. należy przyjąć:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{dla muru na zaprawie wapiennej} & tg\,\varphi = {}^1/_4 = 0{,}25 \\ \text{dla betonu} \ldots\ldots\ldots & tg\,\varphi = 1 \\ \text{dla muru na zaprawie cementowej przyjąć należy} \ldots\ldots & tg\,\varphi = {}^1/_2 = 0{,}5 \end{array}\right\} \quad . \; 268$$

Otrzymamy wtedy:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{dla muru na zaprawie wapiennej} & b_1 = b + 0{,}5\, g \\ \text{dla muru na zaprawie cement.} \, . & b_1 = b + g \\ \text{dla betonu} \ldots\ldots\ldots & b_1 = b + g \end{array}\right\} \quad . \; 269$$

Ciśnienie na grunt σ_g wynosić wtedy będzie:

$$\sigma_g = \frac{P}{b_1 c} \overline{\overline{<}} k_g \quad \ldots\ldots, \; . \quad 270$$

gdzie c jest wymiarem muru (filara) prostopadłym do rysunku, zaś k_g ciśnieniem dopuszczalnem na grunt.

Zakładając fundament pod słupami odosobnionemi (rys. 285), musimy odsadzki dostosować do linji *mm* i *nn*, z zachowaniem odpowiednich kątów φ, (ewentualnie wykonać je stromiej). Rozszerzanie wykonuje się tu w dwu kierunkach: równoległym i prostopadłym do rysunku, najczęściej tak, aby poziome przekroje fundamentu były wszędzie kwadratem.

Wtedy ciśnienie rozłoży się na podstawę

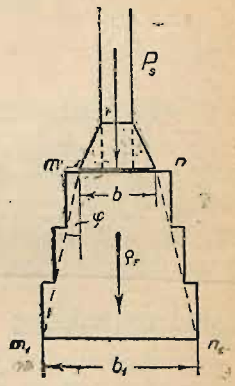
$$F = b_1^2 \gtreqless (b + 2g\,tg\,\varphi)^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 271$$

(gdzie g jest głębokością fundamentu) i wynosi:

$$\sigma_g = \frac{P}{F} = \frac{P_s + G_F}{F} \gtreqless k_g \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 271\,a$$

gdzie P_s jest siłą przenoszącą się przez słup, zaś G_F ciężarem fundamentu.

Fundament niekoniecznie musi być kwadratowy; może być np. prostokątny, ośmioboczny, okrągły lub trapezowy. W każdym razie jednak spełnić się musi warunek 271 a. Nadto należy pamiętać, aby oś słupa wpadała w środek ciężkości figury podstawy; wtedy tylko bowiem możemy liczyć na jednostajny rozkład ciśnienia na podstawę. Dla muru na zaprawie zwykłej dopuszczalną szerokość podstawy określa wzor 269; rośnie ona ze wzrastającą głębokością fundamentu stosunkowo wolno. Pamiętać też należy, że wraz z pogłębianiem fundamentu rośnie także i ciężar tegoż, co w konsekwencji wywiera znów wpływ na powiększenie podstawy i ilości materjału, a także rośnie i koszt wykopu. Dlatego też zazwyczaj — o ile ciężar przenoszący się przez słup jest stosunkowo znaczny — lepiej jest założyć fundament płytszy, ale albo na zaprawie cementowej albo betonowy*) (por. rys. 286).



Rys. 285.

Przy fundamencie betonowym, gdzie występ l (por. rys. 286) jest stosunkowo znaczny, musimy obliczyć też, czy grubość płyty betonowej g wystarczy ze względu na zginanie betonu.

---

*) Jeżeli chodzi o jeszcze większe rozszerzenie, używamy fundamentów żelbetowych (żelazno-betonowych).

Jeżeli fundament ma odsadzkę tylko w jednym kierunku (w płaszczyźnie rysunku — rys. 286), to ciśnienie na grunt:

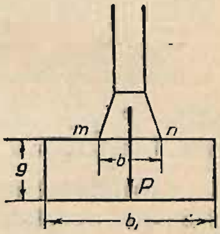
$$\sigma_g = \frac{P}{ab_1} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 272$$

O ile g jest bardzo małe w stosunku do l, to przyjąć można, że na złamanie narażona jest wystająca część fundamentu działająca jako o długości l, obciążony od dołu obciążeniem jednostkowem σ_g (por. też przykład 168); zatem moment zgięcia będzie na szerokość a

$$M = {}^1/_2\, \sigma_g\, a l^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 273$$

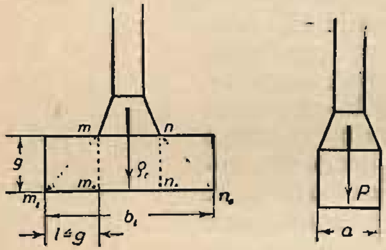
zaś na jednostkę szerokości

$$M' = {}^1/_2\, \sigma_g\, l^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 274$$

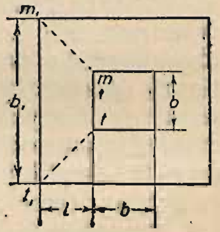


Moment wytrzymałości ławy betonowej wynosi zaś:

$$W = {}^1/_6\, a g^2, \text{ względnie } W' = {}^1/_6\, g^2 \quad . \quad 275$$



Rys. 286.



Rys. 287.

a stąd największe naprężenie zginające w betonie:

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{M'}{W'} = \frac{3\, \sigma_g\, l^2}{g^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 276$$

Największe dopuszczalne naprężenie betonu na zginanie przyjąć należy wedle Ministerstwa Robót Publicznych równe 0,015 wytrzymałości kostkowej betonu, najwyżej 3 kg/cm², o ile beton wykaże wytrzymałość kostkową 200 kg/cm².

Dla fundamentu kwadratowego (rys. 287) przyjmuje się zazwyczaj, że obciążenie podstawy z powierzchni $m m_1 t_1 t$ przejąć winien przekrój betonu o szerokości $mt = b$.

Obciążenie wynosi wtedy:

$$G = \frac{b_1 + b}{2}\, l\, \sigma_g = \frac{b_1 + b}{2} \cdot \frac{b_1 - b}{2} \cdot \sigma_g = {}^1/_4\, (b_1^2 - b^2)\, \sigma_g \quad . \; . \; . \quad 277$$

Działa ono w środku ciężkości trapezu mm_1l_1l, a więc w odległości r od płaszczyzny utwierdzenia ml, przyczem

$$r = \frac{l}{3}\,\frac{b+2\,b_1}{b+b_1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 278$$

Wtedy moment zgięcia

$$M = Gr \quad \ldots\ldots\ldots \quad 279$$

względnie po podstawieniu:

$$M = {}^1/_4\,(b_1^2 - b^2)\,\sigma_g \,.\, {}^1/_3\,\frac{b_1 - b}{2}\cdot\frac{b+2\,b_1}{b+b_1} = {}^1/_{24}\,(b^3 - 3\,bb_1^2 + 2\,b_1^3)\,\sigma_g \quad 280$$

Odpowiedni moment wytrzymałości:

$$W = {}^1/_6\,bg^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 281$$

a stąd największe naprężenie w betonie:

$$\sigma_b = \frac{M}{W} \overline{\overline{<}}\, k_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad 281\,b$$

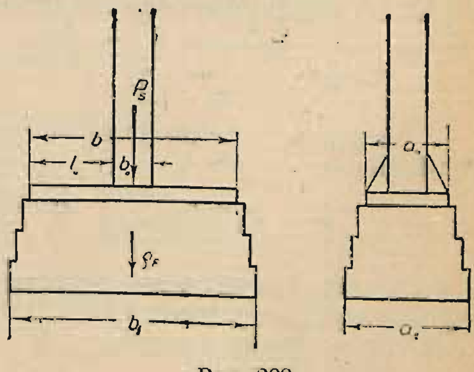
Na ścinanie otrzymamy:

$$G = b_1 g \sigma_s, \quad \text{a stąd } \sigma_s = \frac{G}{b_1 g} \overline{\overline{<}}\, k_s \quad \ldots\ldots \quad 282$$

Podobnie oblicza się fundamenty o zarysie prostokątnym.

Obliczenie wzorami 273—282 jest zbyteczne, jeżeli $g \geq l$, a wogóle jest ono zbyt niekorzystne, tak, że przyjmować można naprężenie dopuszczalne dla betonu $k_b = 4$, a nawet 5 kg/cm².

Jeżeli na słup przenosi się bardzo znaczna siła osiowa, tak, że przy zwiększaniu podstawy fundamentu wedle wzoru 269, uzyskujemy wciąż zbyt wielkie ciśnienie na grunt, można pod słupem dać ruszt z dźwigarów żelaznych, którego zadaniem jest rozłożenie ciśnienia na większą powierzchnię fundamentu (por. rys. 288). Wymiary tych dźwigarów oblicza się ze względu na ciśnienie, jakie wywierają na fundament. Jeżeli siła osiowa w słupie jest P_s, zaś ciśnienie, jakie ruszt wywiera na fundament, wynosi



Rys. 288.

$\sigma_f = \frac{P_s}{a_0 b}$, to moment zginający, przenoszący się na ruszt wynosi:

$$M = \frac{1}{2} a_0 l_0^2 \sigma_f \quad \ldots\ldots\ldots \quad 283$$

gdzie σ_f musi być mniejsza od naprężenia dopuszczalnego na ciśnienie materjału fundamentu.

Jeżeli przyjmiemy n dźwigarów, to potrzebny moment wytrzymałości każdego z nich wynosi:

$$W = \frac{M}{n k_g} = \frac{M}{1200 n} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 284$$

We wszystkich tych wywodach przyjęto, że słup przenosi na fundament tylko siłę osiową. O ile oprócz niej przenosi się na podstawę moment zginający (lub — co na jedno wyjdzie — jeżeli siła cisnąca działa mimoosiowo), należy uwzględnić to w rozkładzie naprężeń na grunt wedle wzoru $\sigma_1 = \frac{2P}{3be}$.

Przykłady 166—169.

166. Słup żelazny przenosi ciśnienie osiowe $P_1 = 40$ t. Należy przenieść ciśnienie jego na grunt przy pomocy fundamentu z cegieł na zaprawie wapiennej. Jakie wymiary otrzyma fundament, jeżeli ciśnienie dopuszczalne na mur wynosi 7 kg/cm², na grunt 1,5 kg/cm².

Przyjąwszy fundament w rzucie poziomym kwadratowy, obliczymy najmniejszy wymiar boku, a zarazem płyty podstawowej słupa, na dopuszczalne ciśnienie na mur z wzoru:

$$b = \sqrt{\frac{P_1}{k_m}} = \sqrt{\frac{40000}{7}} = 75 \text{ cm.}$$

Następnie przyjmujemy w przybliżeniu ciężar własny fundamentu:

$$G_f = \frac{b_1 + b_2}{2} g \gamma_m = \frac{0{,}75^2 + 1{,}80^2}{2}\, 2{,}00 \,.\, 1{,}60 = 6{,}10 \text{ t}$$

i dodajemy do ciśnienia osiowego słupa $P_1 = 40$ t. Wtedy wymiar podstawy fundamentu, ze względu na dopuszczalne ciśnienie na grunt wynosi:

$$b + \frac{1}{2} g \geqq b_1 = \sqrt{\frac{P_1 + G_f}{k_g}} = \sqrt{\frac{46100}{1{,}5}} = 1{,}75 \text{ m.}$$

Różnica między wymiarem podstawy przyjętym (1,80 m), a obliczonym (1,75 m) jest zupełnie nikła i dlatego obliczenia nie powtarzamy. O ileby odchyłka była znaczna, należałoby na podstawie wymiaru obliczonego przeliczyć ciężar fundamentu i obliczenie powtórzyć.

167. Obliczyć fundament słupa żelaznego, jeżeli fundament jest z cegieł na zaprawie cementowej, zaś ciśnienie dopuszczalne na mur wynosi 10 kg/cm².

Wymiary płyty podstawowej słupa obliczamy na tej samej zasadzie, co w poprzednim przykładzie, uwzględniając tylko inne ciśnienie dopuszczalne na mur.

$$b = \sqrt{\frac{P_1}{k_m}} = \sqrt{\frac{40000}{10}} = \text{ok. } 65 \text{ cm.}$$

Przyjmując ciężar własny fundamentu

$$G_f = \frac{P_1 + P_2}{2}\, g\gamma_m = \frac{0{,}70^2 + 1{,}70^2}{2}\, 1{,}00 \,.\, 1{,}70 = 3{,}00 \text{ t}$$

i dodając go do ciśnienia osiowego słupa $P_1 = 40$ t, otrzymamy wymiar podstawy fundamentu ze względu na ciśnienie dopuszczalne na grunt:

$$b + g > b_1 = \sqrt{\frac{P + G_f}{k_g}} = \sqrt{\frac{43000}{1{,}5}} = 1{,}70 \text{ m.}$$

168. Obliczyć fundament betonowy słupa żelaznego dla tego samego założenia, co w przykładach 166 i 167. Naprężenie dopuszczalne betonu na zginanie wynosi 5 kg/cm².

Grubość ławy fundamentowej z powodu użycia betonu zmniejszy się do wartości:

$$g = 0{,}50 \text{ m},$$

natomiast stopa fundamentu pozostanie tak wielka, jak w poprzednich przykładach, więc o boku

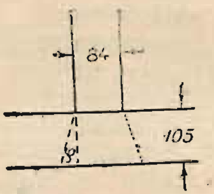
$$b_1 = b + 2\,g \cong 1{,}70 \text{ m}$$

$$\text{zaś } b = b_1 - 2\,g = 1{,}70 - 1{,}00 = 0{,}70 \text{ m.}$$

Ciśnienie na grunt będzie zatem:

$$\sigma'_g = \frac{P_1 + G_p}{b_1^2} = \frac{40000 + 0{,}5 \,.\, 1{,}70 \,.\, 2000}{170^2} = 1{,}45 \text{ kg/cm}^2.$$

169. Na ławie fundamentowej muru o szerokości 0,84 m i głębokości 1,05 m, por. rys. 288 a, spoczywa kwadratowy filar przenoszący (wraz z ciężarem własnym) ciężar 26 t. Jakie największe ciśnienie jednostkowe wywiera fundament na grunt, jeżeli fundament jest z muru na zaprawie wapiennej.



Rys. 288 a

Siła przenosząca się na grunt, składa się z ciężaru 26 t i z ciężaru własnego fundamentu G_f, który wynosi:

$$G_f = \frac{f_1 + f_2}{2} g \gamma_m = \frac{0.84^2 + (0.84 + 2 . {}^1/_4 1{,}05)^2}{2} . 1{,}05 . 160 = 2{,}167 \text{ t}$$

Zaś ciśnienie jednostkowe na grunt:

$$\sigma_g = \frac{P + G_f}{f_2} = \frac{26000 + 2160}{(84 + 2 . {}^1/_4 105)^2} = 1{,}51 \text{ kg/cm}^2.$$