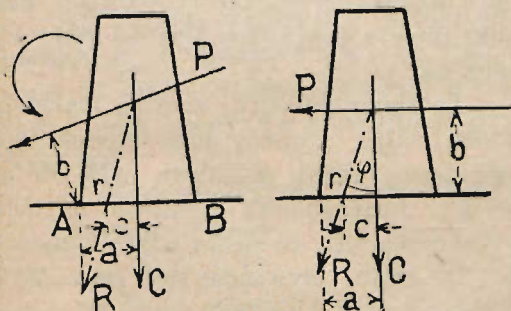


## IV. Mury i sklepienia.

### A. Mury wolno stojące.

#### § 57. Stateczność (stałość) ciał.

Jeżeli na ciało stojące na podstawie AB działa siła pozioma lub ukośna  $P$ , to stara się ona obrócić to ciało około punktu A (rys. 217 i 218). Ciało pozostanie jednak w równowadze tak dłu-



Rys. 217 i 218.

go, jak długo moment obrotu siły  $P$  względem punktu A, t.j.  $P \cdot b$  będzie mniejszy niż moment statyczny ciężaru ciała  $C$  względem tegoż punktu, wynoszący  $C \cdot a$  t.j. dopóki suma momentów ( $Ca - Pb$ \*) ma znak momentu  $Ca$ . Opór ten, jaki ciało stawia obrotowi nazywany statecznością czyli stałością ciała.

Jeżeli siły  $C$  i  $P$  złożymy w wypadkową, to moment jej:

$$Rr = Ca - Pb \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 185$$

\*) Moment  $M_s = Ca$  nazywamy momentem stateczności czyli stałości, moment  $M_w = Pb$  momentem wywrotu.

ma znak momentu  $Ca$  dopóty, dopóki kierunek jej przecina podstawę  $AB$ . Chwila, gdy

$$Ca - Pb = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 186$$

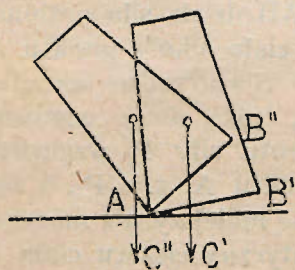
t. j. gdy zachodzi równość momentów, jest graniczna; wtedy wypadkowa przechodzi bowiem przez punkt  $A$  (gdyż moment jej względem  $A$  równa się zero). Najmniejsze zwiększenie siły  $P$  może wtedy ciało obrócić i wywrócić.

Gdy  $Ca < Pb$ , wtedy wypadkowa  $R$  daje moment o znaku momentu  $Pb$ :

$$Ca - Pb = - Rr \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 187$$

a ciało traci stateczność (stałość) i wywraca się (na rys. 217 w kierunku strzałki).

Innymi słowy: jeśli siła pozioma  $P$  wychyli ciało z początkowego położenia o pewien kąt (rys. 219), a potem przestanie działać, to ciało powraca do pierwotnego położenia, jeśli pionowa oś ciężkości  $C'$  nie przeszła jeszcze przez punkt obrotu, t. j. jeśli kierunek  $C'$  przecina podstawę  $AB$ . Jeśli jednak oś ciężkości wyjdzie *poza* punkt obrotu (położenie  $C''$ ), to ciało wywraca się.

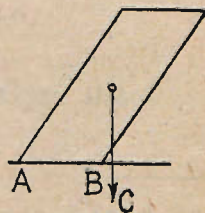


Rys. 219.

To samo dotyczy zresztą i samego ciężaru ciała. Dopóki jego środek ciężkości leży ponad podstawą  $AB$ , dotąd ciało posiada stateczność podparcia. Jeśli jednak pionowa oś ciężkości (§ 21) przechodzi poza podstawą  $AB$ , to ciężar własny ciała  $C$  powoduje moment wywrotu, a ciało wywraca się (rys. 220).

Wynika stąd, że stateczność ciała będzie tem większa, im większa jest jego podstawa, oraz im niżej leży jego środek ciężkości, wtedy bowiem trudniej będzie wychylić środek ciężkości poza podstawę  $AB$ .

Przy obliczaniu budowli inżynierskich posługujemy się nieraz równaniem  $Ca = Pb$ ; musimy jednakowoż dbać o to, aby budowla



Rys. 220.





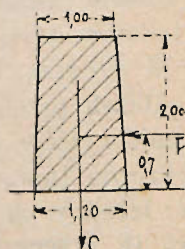
129. Podać na podstawie zad. 6, czy komin obliczony w nim jest stały?

Komin jest stały, gdyż wypadkowa R przecina podstawę AA'.

130. Mur oporowy o przekroju podanym na rys. 221 powstrzymuje swym ciężarem (poziome) parcie ziemi P. Należy obliczyć największą możliwą wartość P, jeżeli pewność przeciw wywrotowi ma wynosić  $n=1.5$ .

Ciężar muru obliczony na 1 m długości muru wynosi:

$$c = \frac{1.00 + 1.20}{2} 2.0 \cdot 1.0 \cdot 1600 = 3520 \text{ kg.}$$



Rys. 221.

Wedle równania 188a wynosi więc największa dopuszczalna siła P:

$$P = \frac{C a}{1.5 \cdot b} = \frac{3520 \cdot 0.60}{1.5 \cdot 0.7} = 2010 \text{ kg.}$$

131. Na ciało o ciężarze C działa siła pozioma P w odległości b od podpory. W którym punkcie przecinać będzie wypadkowa R podstawę, jeżeli pewność przeciw wywrotowi ma być n — krotna (rys. 218).

Dla n — krotnej pewności przeciw wywrotowi mamy:

$$n P b = C a \quad \text{czyli} \quad \frac{P}{C} = \frac{a}{b n}$$

Kąt nachylenia wypadkowej do pionu:

$$\text{tg } (C R) = \frac{P}{C}$$

$$\text{Zatem długość } c = b \text{ tg } (C R) = b \frac{P}{C} = b \frac{a}{b n} = \frac{a}{n}$$

$$\begin{aligned} \text{Dla pewności } 1.5 \text{ krotnej } c &= \frac{a}{1.5} \\ \text{„ „ } 2 \text{ „ „ } c &= \frac{1}{2} a. \end{aligned}$$

Jeżeli przekrój jest symetryczny względem osi pionowej, a wypadkowa ma zaczepiać wewnątrz rdzenia, to:

$$c < \frac{a}{3} = \frac{a}{n} \quad . . . . . 190.$$



Pewność będzie więc w tym wypadku conajmniej trzykrotna ( $n = 3$ ).

### § 58. Tarcie.

Siła pozioma, działająca na stojące ciało, stara się także przesunąć je na płaszczyźnie podparcia. Na powierzchni zetknięcia AB ciała z podstawą powstaje jednak opór, który przeciwdziała temu ruchowi i aż do pewnej granicy ruch ten uniemożliwia. Dopiero siła większa od tej granicznej może spowodować ruch. Ten opór, jaki ciało stawia przeciw przesunięciu, nazywamy *oporem tarcia*.

Doświadczenia czynione z różnemi ciałami wykazały też, że siła  $P$  potrzebna do poruszenia ciała jest tem większa, im większy jest *ciężar* ciała i im *gładsze są powierzchnie* stykających się ciał. Tarcie bowiem pochodzi stąd, że powierzchnie stykających się ciał są nierówne, chropowate; nierówności zachodzą na siebie i powstrzymują ruch. Dlatego też wprowadzamy często pomiędzy oba ciała materiały jak tłuszcz, mydło i t. p., które wypełniają po części nierówności, a tem samem zmniejszają tarcie. Tarcie zależy wreszcie od *materiału* obu ciał; natomiast przy tych samych ciałach i tym samym ciężarze, obojętna jest wielkość powierzchni zetknięcia obu ciał.

Stosunek siły potrzebnej do poruszenia ciała  $P$  do ciężaru ciała  $C$  nazywamy *spółczynnikiem tarcia*; wynosi on:

$$f = \frac{P}{C} \quad . . . . . 191.$$

• Jest on dla tych samych materiałów mniej więcej równy, ale większy w chwili, gdy siła  $P$  poczyną ciało poruszać, mniejszy, gdy ciało już będące w ruchu, posuwa się dalej. Zawsze jednak  $f < 1$ . Wartości jego zestawione są na osobnej tablicy.

Np. dla poruszenia bloku żelaznego o ciężarze  $C = 1000$  kg po żelazie potrzeba siły poziomej  $P = Cf = 1000 \cdot 0,16 = 160$  kg; gdy ten jest już w ruchu wystarczy siła  $P = 1000 \cdot 0,10 = 100$  kg; gdy powierzchnie zetknięcia są smarowane oliwą wystarczy w czasie ruchu  $P = 1000 \cdot 0,08 = 80$  kg; dla poruszenia tego samego bloku po dębinie potrzeba siły  $P = 1000 \cdot 0,62 = 620$  kg, zaś potem,





dziemy więc, zesypując je w stożek. Kąt pod którym ułożą się ziarna materiału, będzie kątem tarcia zwanym tu też kątem zesypu.

Luźna ziemia, piasek, żwir utrzymują się w równowadze w pewnym nachyleniu dzięki tarcia, jakie występuje między cząsteczkami tych materiałów, a kąt przy jakim ziemia jeszcze utrzyma się w równowadze jest, w myśl wywodów powyższych, kątem tarcia. Cząstki sypane luźno przy nachyleniu większem poczną się staczać.

Uw. Gdy ciało posuwające się jest kołem, walcem kołowym i t. p., wtedy nie posuwa się ono, ale *obraca*. Na powierzchni zetknięcia występuje wtedy tarcie t. zw. *potoczyste* znacznie mniejsze od posuwistego. Nie mówimy tu jednak o niem, ma bowiem w konstrukcjach inżynierskich stosunkowo małe znaczenie.

### Przykłady 132 — 134.

132. Obliczyć, jak wielka może być siła pozioma  $H$  w zad. 130, jeśli mur nie ma ulec przesunięciu wzdłuż płaszczyzny podstawy. Spółcz. tarcia między ziemią a murem wynosi  $f=0,8$ .

Tarcie na podstawie wynosi:

$$T = Cf = 3520 \cdot 0,8 = 2816 \text{ kg.}$$

Siła  $H$  musi być zatem ze względu na tarcie mniejsza od 2816 kg.; z uwagi jednak na stałość (na obrót) możemy ją dopuścić co najwyżej w wielkości obliczonej w zad. 130, t. j.  $H=2010$  kg.

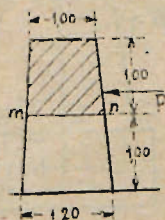
133. Obliczyć, jak wielka może być siła pozioma  $P_1$  działająca na górną połowę muru obliczonego w zadaniach 130 i 132, jeśli niema nastąpić przesunięcie części górnej muru po dolnej. Spółczynnik tarcia między murem a świeżą zaprawą przyjąć należy  $f_1=0,7$  (rys. 223).

Ciężar górnej części muru wynosi:

$$C_1 = \frac{1,00 + 1,10}{2} \cdot 1,0 \cdot 1600 = 1680 \text{ kg.}$$

Tarcie wzdłuż krawędzi  $m$   $n$  wystąpić może w największej wartości:

$$T_1 = C_1 f_1 = 1680 \cdot 0,7 = 1176 \text{ kg.}$$



Rys. 223.

Tej więc wartości nie może przekroczyć wielkość parcie poziomego na górną połowę muru.

134. Jak wielka może być składowa pozioma oddziaływania na łożysku ruchomem przesuwowem dachu żelaznego?

Teoretycznie przyjmujemy w obliczeniach, że na łożysku ruchomem nie ma tarcia zupełnie. W rzeczywistości występuje ono w wielkości różnej, zależnej od ustroju łożyska.

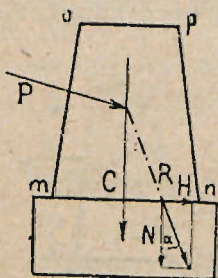
Jeżeli spółcz. tarcia spoczynkowego (t.j. w chwili, gdy ruch się rozpoczyna) wynosi  $f$ , to najw. siła pozioma, jaką przenieść może łożysko (t.j. przy której ruch nie nastąpi), wynosić może  $H=Of$ , jeżeli  $O$  jest oddziaływaniem pionowem.

Dla łożysk z żelaza zlewnego spoczywających na płycie z tego samego materiału  $f=0,13$  dla łożysk niesmarowanych, zatem  $H=0,13O$ . np. dla  $O=1000$  kg  $H=130$  kg. Dla łożysk smarowanych  $f=0,11$  ( $H=0,11O$  wzgl. 110 kg.)

## § 59. Mury wolno stojące.

Wyżej (§ 57) udowodniliśmy, że ciało, a więc mur, ściana i t. d., narażone na siły ukośne (wzgl. poziome) nie obróci się około krawędzi, dopóki wypadkowa  $R$  z siły  $P$  i ciężaru  $C$  nie przejdzie poza tę krawędź, t.j. póki nie wyjdzie z przekroju. Nie jest to jednak warunek wystarczający.

Weźmy pod uwagę ścianę murowaną  $mnp$  stojącą na fundamencie (rys. 224), a pozostającą pod działaniem siły ukośnej  $P$ , która wraz z ciężarem  $C$  muru  $mnp$  daje wypadkową  $R$ . Siłę  $R$  możemy w przekroju  $mn$  rozłożyć na dwie składowe, pionową  $N$  przyciskającą mur do podstawy i poziomą  $H$  starającą się mur wzdłuż podstawy przesunąć. Działaniu temu sprzeciwia się jednak tarcie powstające w płaszczyźnie  $mn$ , a wynoszące  $Nf$  (§ 58), gdzie  $f$  jest spółczynnikiem tarcia między murem a zaprawą. Jeśli zatem mur ma posiadać stałość przeciw przesunięciu, to siła przesun-



Rys. 224.





łożą się zatem tylko na długości GB takiej, by punkt zaczepienia siły R leżał w jej punkcie jędrnym (por. § 45); jeśli zatem odległość siły R od krawędzi B wynosi  $e$ , to  $GB = 3e$ . Jeśli szerokość muru (prostopadle do rysunku) wynosi  $b$ , to w środku długości GB natężenie ma wartość  $\sigma_0 = \frac{P}{3be}$ . Największe natężenie, występujące w punkcie B wynosi  $\sigma_1 = \frac{2P}{3be}$  i musi być mniejsze od natężenia dopuszczalnego tj.  $\sigma_1 < k$ . W punkcie G natężenia  $\sigma_2 = 0$ .

Aby zatem mur był w równowadze, muszą spełnić się nast. warunki:

- 1) Wypadkowa R musi w każdym punkcie mieścić się w przekroju, a jeśli chodzi—jak prawie zawsze—o uniknięcie natężeń ciągnących, to nie powinna wyjść z jądra przekroju.
- 2) Kąt  $\alpha$  między wypadkową R, a prostopadłą do przekroju musi być mniejszy od kąta tarcia  $\varphi$ .
- 3) Największe natężenie musi być mniejsze od dopuszczalnego.

Nowowydane przepisy Ministerstwa Robót Publicznych pozwalają przecież na wyjście siły cisnącej z rdzenia, nie dalej jednak, jak do 0,2 szerokości podstawy licząc od zewnątrz. Odległość  $c$  może być zatem równa  $c = 0,2h$ , ale nie mniej. Oczywiście spełnić się musi warunek  $\sigma < k$ .

Jeśli na mur działają prócz sił pionowych, także poziome lub ukośne, to nie wystarczy obliczyć natężenia u podstawy, ale należy zbadać stałość budowli w paru przekrojach. W tym celu dzieli się mur na parę części i dla każdej z nich znajduje się położenie odpowiedniej wypadkowej i największe natężenie. Punkty przecięcia poszczególnych wypadkowych z odpowiednimi przekrojami, nazywamy *środkami ciśnienia*, zaś linię łączącą środki ciśnienia poszczególnych przekrojów *linią ciśnienia*.

Jeśli siła R działa ukośnie do przekroju, to dla wyznaczenia natężeń cisnących należy znaleźć składową prostopadłą do przekroju P i wartość tejże uwzględnić w obliczeniu (por. prz. 135).



# Przykład 135.

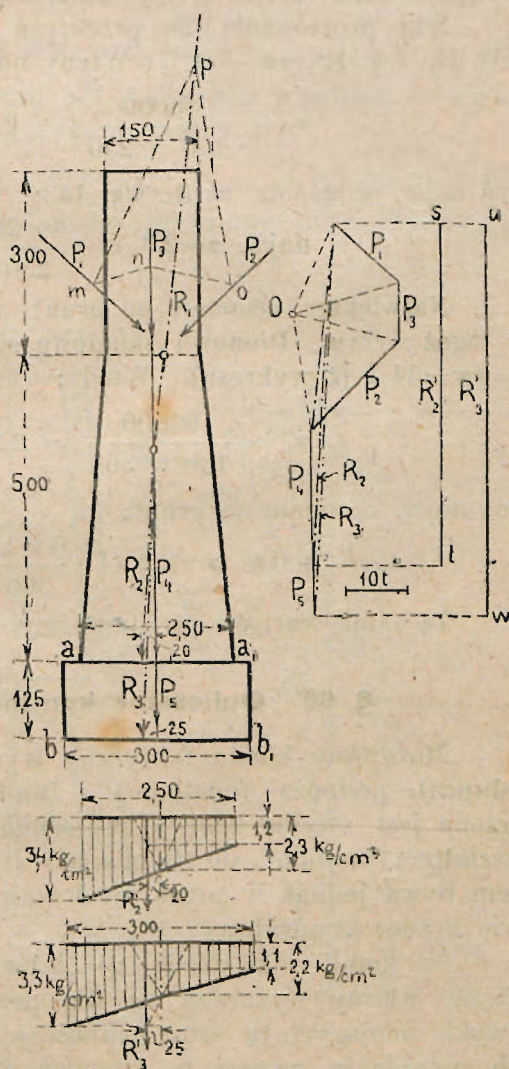
135. Należy zbadać stateczność (stałość) filara mostowego przedstawionego na rys. 226, na który działają obustronnie sklepienia wywierające na 1 m szerokości parcie  $P_1=15$  t,  $P_2=20$  t pod  $\angle 45^\circ$ . C wł. materiału filara 2200 kg/m<sup>3</sup>.

Składamy przede wszystkim ciężary  $P_1$ ,  $P_2$  i  $P_3$  (ciężar najwyższej części filara) gdzie  $P_3 = 3,00 \times 1,50 \times 1,00 \times 2,2 = 9,9$  t zapomocą wieloboku sił o biegunie O i wieloboku sznurowego mnop, otrzymując wypadkową  $R_1$ .

Wypadkową  $R_1$  składamy z ciężarem środkowej części filara

$$P_4 = \frac{1,50 + 2,50}{2} \times 1,00 \times 5,00 \times 2,2 = 22$$
 t, zapomocą trójkąta sił (§ 6), otrzymując wypadkową  $R_2$ .

Wreszcie  $R_2$  składamy z ciężarem fundamentu  $P_5 = 3,00 \times 1,25 \times 1,00 \times 2,2 = 8,3$  t, przyczem ostateczna wypadkowa przecina się z kierunkiem siły  $P_5$  w tym samym punkcie.



Rys. 226 i 227.

Natężenia w filarze zbadamy w warstwie aa<sub>1</sub>, gdzie wypadkowa (= linia ciśnienia) R<sub>2</sub> najbardziej oddala się od osi.

Siłą prostopadłą do przekroju jest tu składowa pionowa siły R<sub>2</sub>, t. j. R'<sub>2</sub>=st=56 t. Wtedy natężenie w środku przekroju:

$$\sigma_0 = \frac{56000}{100 \times 250} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

zaś najw. natężenie wedle wz. 143:

$$\text{najw. } \sigma = 2,3 \left(1 + \frac{6 \times 20}{250}\right) = 3,4 \text{ kg/cm}^2$$

Największe ciśnienie na grunt w warstwie bb<sub>1</sub> otrzymamy z tegoż wzoru. Pionową składową siły działającej tu jest R'<sub>3</sub>=uw=64 t (z wykresu). Wtedy:

$$\sigma_0 = \frac{64000}{100 \times 300} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$$

zaś najw. ciśnienie na grunt:

$$\text{najw. } \sigma = 2,2 \left(1 + \frac{6 \times 25}{300}\right) = 3,3 \text{ kg/cm}^2$$

Te same wartości otrzymaliśmy z wykresu (rys. 226 i 227).

## § 60. Obliczanie kominów fabrycznych.

Murowany komin fabryczny (rys. 228) składa się z trzona (słupca), podnóża (odziomu) i fundamentu (posady). Przekrój trzona jest zwykle kołowy lub ośmioboczny; podnóżę może być kształtem podobne do trzona, a różni się tylko wymiarami, czasem bywa jednak w przekroju kwadratowe; fundament jest prawie zawsze kwadratowy.

Na komin taki działa a) ciężar własny i b) parcie wiatru. Ciężar własny wyznacza się dla poszczególnych części komina, zwykle mających tę samą grubość ścian. Jeżeli wysokość jednego pierścienia wynosi h, średnica zewnętrzna w środku wysokości D<sub>s</sub> (por. rys. 228), wewnętrzna d<sub>s</sub>, to objętość muru dla komina okrągłego ma wartość:

$$O = \frac{\pi h}{4} (D_s^2 - d_s^2) = 0,785 (D_s^2 - d_s^2) h \quad . \quad . \quad . \quad 196$$





Jeśli powierzchnia rzutu pionowego najwyższego piętra jest  $F = \frac{1}{2}(D_0 + D_1) h_1 = D_s h_1 = MNOP$  (rys. 228), to parcie wiatru na nią wynosi nie  $Fw = D_s h_1 w$ , ale

$$W_1 = \delta Fw = \delta D_s h_1 w \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 199$$

gdzie  $\delta$  jest współczynnikiem uwzględniającym wpływ zeslizgiwania się wiatru, a mającym wielkość dla kominów okrągłych  $\delta = 0,67$ , zaś dla ośmiobocznych  $\delta = 0,71$ ; w tym więc stosunku zmniejsza się parcie wiatru. Dla kominów czworobocznych nie uwzględnia się tego zeslizgiwania (przyjmując  $\delta = 1$ ).

Wypadkowe parcie wiatru  $W_1$  zaczepia w środku ciężkości powierzchni MNOP, na którą wiatr działa, a która jest trapezem; położenie jej względem podstawy bębna znajdziemy zatem dla piętra najwyższego ze wzoru:

$$s_1 = \frac{h_1}{3} \cdot \frac{2 D_0 + D_1}{D_0 + D_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 200.$$

Moment parcia wiatru na część górną komina ponad podstawą danego pierścienia wynosi zatem:

$$M_1^w = W_1 s_1 = \frac{1}{2} \delta (D_0 + D_1) h_1 w \cdot \frac{h_1}{3} \cdot \frac{2 D_0 + D_1}{D_0 + D_1} = \frac{1}{6} \delta w h_1^2 (2 D_0 + D_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 201.$$

Momentowi temu przeciwstawia się moment stałości, więc moment ciężaru własnego danej części komina względem krawędzi o wielkości:

$$M_1^g = C_1 \frac{D_1}{2} = O_1 g \frac{D_1}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 202.$$

Z obu tych momentów znaleźć możemy punkt, w którym wypadkowa ciężaru własnego i wiatru przecina podstawę. Wedle § 57 (wzoru 189), otrzymamy mianowicie odległość punktu tego od środka komina w wartości:

$$e = \frac{M_1^w}{C_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 203$$

Promień rdzenny  $r$  dla przekroju kołowego (pustego) wynosi:



$$r = \frac{W}{F} = \frac{\pi}{32} \frac{D_1^4 - d_1^4}{D_1} \cdot \frac{4}{\pi(D_1^2 - d_1^2)} = \frac{D_1^2 + d_1^2}{8 D_1} = \frac{1}{8} \left( D_1 + \frac{d_1^2}{D_1} \right) \quad 204$$

zaś dla ośmiobocznego

$$r = \frac{0,1101 (D_1^4 - d_1^4)}{D} \cdot \frac{1}{0,8284 (D_1^2 - d_1^2)} = 0,133 \frac{D_1^2 + d_1^2}{D_1} = 0,133 \left( D_1 + \frac{d_1^2}{D_1} \right) \quad 204a.$$

Obliczywszy te wartości możemy znaleźć największe natężenie wedle § 46 (wz. 147) w wartości:

$$\left. \begin{array}{l} \text{najw. } \sigma = \sigma_1 = \sigma_0 \left( 1 + \frac{c}{r} \right) \\ \text{najmn. } \sigma = \sigma_2 = \sigma_0 \left( 1 - \frac{c}{r} \right) \end{array} \right\} \quad 205.$$

Zupełnie tak samo postępujemy i dla następujących pierścieni. Musimy tu uwzględnić parcie wiatru działające na całą górną część komina ponad odpowiednim przekrojem II, III i t. d. (rys. 229). Wynosi ono:

$$W_2 = \frac{1}{2} \delta (D_0 + D_2) h_2 w \quad 206$$

zaś odległość jego wypadkowej od podstawy (II, III ...):

$$s_2 = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{2 D_0 + D_2}{D_0 + D_2} \quad 206a.$$

Zatem moment tego parcia około podstawy dolnego pierścienia:

$$M_2^w = W_2 s_2 = \frac{1}{6} \delta w h_2^2 (2 D_0 + D_2) \quad 207.$$

Dalsze obliczenie postępuje wedle wzorów zupełnie analogicznych do wz. 196 — 207. Tak samo wreszcie obliczymy bębny następne i trzon, a wreszcie zbadamy stałość całego komina.

Zdarza się zwykle, że wypadkowa R ciężaru własnego C i parcia wiatru W wychodzi z rdzenia ( $c > r$ ). W podobnych

wypadkach przyjmujemy zwykle przy obliczaniu murów, że szew nieco się otworzy, a ciągnięć nie będzie. Jednak tak znaczne parcie wiatru, jakie uwzględniamy w obliczeniu, zdarza się bardzo rzadko, a komin wykonuje się dokładniej niż inne konstrukcje murowane. Dlatego też zwykle dopuszcza się pewne niewielkie ciągnięcie, t.j. wychylenie się linii ciśnienia z rdzenia. Np. ustawa austriacka dozwalała dla kominów do 30 m wysokości ciągnięcie  $k_r = 1,2 \text{ kg/cm}^2$ ; dla kominów wyższych ciągnięcie dopuszczalne należało obliczać z wzoru  $k_r = 1,2 - 0,05 (H - 30) \text{ kg/cm}^2$ , w którym  $H$  należy podać w metrach. Np. dla komina 50 m wysokiego  $k_r = 1,2 - 0,05 (50 - 30) = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ . Ta sama ustawa przepisywała natężenie dopuszczalne na ciśnienie dla kominów z cegieł zwykłych  $k_c = 8 \text{ kg/cm}^2$ , dla kominów z cegieł promienistych  $k_c = 12 \text{ kg/cm}^2$ .

Badania przeprowadzić można także po części wykreślnie. Zamiast mianowicie obliczać odległość  $c$  wypadkowej od środka z wzoru 203, można znaleźć ją wykreślnie składając dla badanego przekroju komina ciężar całej partji górnej  $C_1, C_2 \dots$  i parcia wiatru na nią  $W_1, W_2 \dots$  i t. d. Np. z rys. 228 otrzymamy odległość wypadkowej  $R$  od środka komina, prowadząc z punktu przecięcia  $S_1, S_2 \dots$ , parcia wiatru  $W_1, W_2 \dots$ , wypadkowe  $R_1, R_2 \dots$  równoległe do sił  $R_1 = cb, R_2 = ed$  z wieloboku sił.

Odstęp  $c_1$  jest jednak zwykle bardzo mały, a więc odczytując go z rysunku możemy popełnić dość znaczny błąd. Dla uniknięcia tegoż możemy w wieloboku sił odcinać nie długość  $W_1 = ac, W_2 = ac$ , ale długości  $nW_1, nW_2 \dots$ ; wtedy otrzymamy też nie odległości  $c_1$ , ale  $nc_1$ . Przyjmując np.  $af = 5ac = 5W_1$ , oraz  $ag = 5ac = 5W_2$  otrzymamy zamiast długości  $c_1$  długość  $5c_1$ . Odczytaną długość dzielimy następnie przez  $n$  (np. w danym przykładzie przez 5) i otrzymujemy w ten sposób  $c_1$  ze znacznie większą dokładnością.

Czasem używa się kominów żelaznych. Ciężar własny ich jest tak mały, że trzeba utwierdzać je zwykle zapomocą lin żelaznych, z których przy parciu wiatru działa zawsze jedna lub dwie. Oblicza się je na podstawie prawa o równowadze sił (por. zad. 137).



### Przykłady 136 i 137.

136. Obliczenie statyczne komina fabrycznego o wymiarach podanych na rys. 229, wykonanego z cegieł dobrze wypalonych na zaprawie cementowej \*).

Przyjąwszy za podstawę natężenia dopuszczalne wedle rozp. austriackiego, otrzymamy największe dop. rozciąganie w wielkości  $\sigma = 1,20 - (45 - 30) 0,05 = 0,45 \text{ kg/cm}^2$ . (O ile komin jest dobrze wykonany, możnaby śmiało przyjąć rozciąganie dwu, a nawet trzykrotnie większe).

Parcie wiatru na trzon wynosi:

$$P_1 = 0,71 \cdot 150 \cdot \frac{1,80 + 3,69}{2} \cdot 35,0 = 10230 \text{ kg.}$$

Parcie wiatru na podnóże nad cokolem:

$$P_2 = 0,71 \cdot 150 \cdot \frac{3,99 + 4,37}{2} \cdot 7,0 = 3120 \text{ kg.}$$

Parcie wiatru na podnóże w cokole:

$$P_3 = 0,71 \cdot 150 \cdot \frac{4,67 + 4,83}{2} \cdot 3,0 = 1520 \text{ kg.}$$

Całkowite parcie wiatru:

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 10230 + 3120 + 1520 = 14870 \text{ kg.}$$

Wysokość środka ciężkości rzutu pionowego części podnóża nad cokolem (trapezu), t. j. punktu, w którym działa wypadkowa parcia wiatru  $P_2$ :

$$s_2 = \frac{7}{3} \cdot \frac{2 \cdot 3,99 + 4,37}{3,99 + 4,37} = 5,17 \text{ m.}$$

Wysokość takiegoż punktu w cokole:

$$s_3 = \frac{3}{3} \cdot \frac{2 \cdot 4,67 + 4,83}{4,67 + 4,83} = 1,49 \text{ m.}$$

\*) Wedle pracy W. Skwarezyńskiego p. t.: „Wysokie kominy fabryczne”.

Obliczać należy natężenia w wysokości każdej odsadzki komina, więc w przekrojach I, II, III... W tym celu musimy znaleźć ciężar każdego pierścienia i parcie wiatru P na jego powierzchnię. Obliczenie najlepiej przeprowadzić wedle nast. schematu:

Prze- krój pozi- omy	Gru- bość ścian	Powierz. średniego przekroju $F_s = 0,828 \times$ $\times (D_s^2 - d_s^2)$	Wy- so- kość h	Objętość $O = a_s h$	Ciężar pierście- nia $C = O \gamma$	Ciężar wszyst. pierście- ni gór- nych $\Sigma C$	Powierz. podstawy $F_n = 0,828 \times$ $\times (D_n^2 - d_n^2)$	Ciśnienie $\sigma_0$ na 1 cm <sup>2</sup> podstawy
	cm	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>	kg	kg	m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Trzon								
I	30	1,68	7	11,76	18820	18820	1,87	1,01
II	45	2,86	7	20,02	32030	50850	3,15	1,62
III	60	4,27	7	28,89	47820	98670	4,65	2,12
IV	75	5,89	7	41,23	65970	164640	6,36	2,59
V	90	7,75	7	54,25	86800	251440	8,32	3,02
Podnóże								
VI	120	12,60	7	82,95	132720	384160	11,85	3,05
VII	135	15,57	3	45,63	73010	457170	15,21	2,94

Następnie musimy uwzględnić natężenie powstające wskutek parcia wiatru na komin. Moment wypadkowej parcia wiatru na poszczególne części komina mierzone od szczytu do odp. odsadzek znajdziemy ze wzoru 201 w wielkości:

$$M_n^w = 0,71 \cdot 150 \cdot \frac{h^2}{6} (2 D_0 + D_n) = 17,75 \cdot h_n^2 \cdot (2 D_0 + D_n)$$

Np. dla części III trzonu otrzymamy ( $h_s = 21$  m,  $D_0 = 1,80$  m,  $D_n = D_s = 2,94$  m):

$$M_s^w = 17,75 \cdot 21^2 (2 \cdot 1,80 + 2,94) = 51190 \text{ kgm.}$$

Moment ciężaru własnego około krawędzi obrotu wynosi:

$$M_n^s = \Sigma C_n \frac{D_n}{2} = (C_1 + C_2 + \dots + C_n) \frac{D_n}{2}$$

Zatem dla części trzeciej:

$$M_s^s = \Sigma C_n \frac{D_s}{2} = 98670 \cdot \frac{2,94}{2} = 145050 \text{ kgm.}$$





Zatem stałość odpowiedniej części komina (t.j. pewność przeciw wywróceniu) wynosi:  $n = \frac{M_n^s}{M_n^w}$ . Np. dla części III otrzymamy:  $n_3 = \frac{M_3^s}{M_3^w} = \frac{145050}{51190} = 2,83$ ; pewność jest zatem zupełnie wystarczająca.

Odległość  $c$  punktu zaczepienia wypadkowej wszystkich sił działających na dany przekrój znajdziemy wedle wz. 203 z równania:  $c = \frac{M^w}{\Sigma C}$ . Np. dla przekroju III otrzymamy:

$$c = \frac{M_3^w}{C_1 + C_2 + C_3} = \frac{51190}{98670} = 0,52 \text{ m}$$

Dla znalezienia nateżeń obliczymy promień rdzenny przekroju. Wynosi on dla przekroju III wedle równ. 204a:

$$r_3 = 0,133 \left( D_3 + \frac{d_3^2}{D_3} \right) = 0,133 \left( 2,94 + \frac{1,74^2}{2,94} \right) = 0,49 \text{ m}$$

a stąd wedle równ. 205:

$$\text{najw. } \sigma = \sigma_0 \left( 1 + \frac{c}{r} \right) = 2,12 \left( 1 + \frac{0,52}{0,49} \right) = 4,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{najm. } \sigma = \sigma_0 \left( 1 - \frac{c}{r} \right) = 2,12 \left( 1 - \frac{0,52}{0,49} \right) = -0,15 \text{ kg/cm}^2$$

Ciągnienie nie przekracza zatem granicy dopuszczalnej.

Rachunek najlepiej przeprowadzić zapomocą nast. schematu: (patrz tabl. na str. 234).

Jak widzimy, nateżenia ciągnące w żadnym punkcie nie przekraczają nateżenia dopuszczalnego, zatem komin jest zbudowany wystarczająco silnie.

Obliczenie fundamentu

Cześć fundamentu nad przekrojem VIII tworzy ściętą piramidę, której objętość wynosi:

$$O = \frac{h}{3} (a^2 + ab + b^2) = \frac{2,20}{3} (7,20^2 + 7,20 \cdot 5,40 + 5,40^2) = 87,91 \text{ m}^3$$



Prze- krój pozio- my	Moment ciężaru własnego $M_n^s = \Sigma C \frac{D_n}{2}$	Moment parcia wia- tru $M_w = 17,75 h^2$ ( $2D_0 + D_n$ )	Pewność przeciw wywróceniu $n = \frac{M_s}{M_w}$	Wychylenie wypadkowej $c = \frac{M_w}{\Sigma C}$	Promień jedyny $r = 0,133$ ( $D + \frac{D^2}{d}$ )	Napięcia skrajne	
	kgm	kgm		m	m	największe $\sigma_1 = \sigma_0 \left(1 + \frac{c}{r}\right)$	najmniejsze $\sigma_2 = \sigma_0 \left(1 - \frac{c}{r}\right)$
Trzon						kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
I	20210	5030	4,08	0,27	0,41	1,67	+0,34
II	65090	21430	3,04	0,41	0,44	3,15	+0,08
III	145050	51190	2,83	0,52	0,49	4,35	-0,15*)
IV	272480	96160	2,83	0,58	0,53	5,47	-0,29
V	463910	158510	2,93	0,63	0,57	6,37	-0,32
Podnoże							
VI	839390	246250	3,41	0,64	0,64	6,09	+0,01
VII	1104060	288550	3,83	0,63	0,71	5,57	+0,31

Od tego trzeba odjąć objętość otworów:

$$\text{przewodu kominowego } d^2 \frac{\pi}{4} h' = 1,35^2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 2,0 = 2,86 \text{ m}^3$$

$$\text{i szyi kominowej } \left( \frac{5,40 + 7,20}{2} - 1,35 \right) \left( 0,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,5^2 \cdot 3,14}{2} \right) = 4,90 \text{ „}$$

$$\text{Razem} \quad \dots \quad 7,76 \text{ m}^3$$

Objętość muru górnej części fundamentu wynosi zatem:

$$87,91 - 7,76 = 80,15 \text{ m}^3.$$

Ciężar tego muru wynosi:  $C_s = 80,15 \cdot 1600 = 128240 \text{ kg}$

Ciężar płaszcza ochronnego wewnętrznego o grubości 15 cm, wzgl. górą 10 cm:

$$\left[ (1,65^2 - 1,35^2) \frac{3,14}{4} \cdot 7,0 + (1,55^2 - 1,35^2) \frac{3,14}{4} \cdot 3,0 + \right. \\ \left. + 0,15 (7 + 3 + 2) \right] 1600 = 14000 \text{ kg}$$

Ciężar komina nad fundamentem (wedle tabeli):  $= 457170 \text{ kg}$

$$\text{Razem} \quad \dots \quad \Sigma C = 599410 \text{ kg}$$

\*) Znak „—” oznacza ciągnięcie.

Powierzchnia przekroju VIII:  $F = 7,20^2 = 51,84 \text{ m}^2 = 518400 \text{ cm}^2$

zatem natężenie z powodu ciężaru własnego  $\sigma_0 = \frac{\Sigma C}{F} = \frac{599410}{518400} = 1,16 \text{ kg/cm}^2$ .

Moment parcia wiatru względem przekroju VII wynosi j. w. 288550 kg m, zaś całkowite parcie na komin  $P = 14870 \text{ kg}$ , zatem moment względem przekroju VIII

$$M_s^w = 288550 + P \cdot 2,20 = 288550 + 14870 \cdot 2,20 = 321260 \text{ kg m}$$

a stąd odległość punktu zaczepienia wypadkowej  $c = \frac{M^w}{\Sigma C} = \frac{321260}{599410} = 0,54 \text{ m}$ .

Moment wytrzymałości przekroju kwadratowego z otworem ośmiobocznym wynosi:

$$W = 0,1179a^4 - 0,0694 \frac{d^4}{a} = 0,1179 \cdot 7,20^3 - 0,0694 \frac{1,35^3}{7,20} = 43,96 \text{ m}^3$$

zatem promień jędrny:

$$r = \frac{W}{F} = \frac{43,96}{51,84} = 0,85 \text{ m}$$

a stąd największe natężenie:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \left( 1 + \frac{c}{r} \right) = 1,16 \left( 1 + \frac{0,54}{0,85} \right) = + 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_0 \left( 1 - \frac{c}{r} \right) = 1,16 \left( 1 - \frac{0,54}{0,85} \right) = + 0,43 \text{ kg/cm}^2$$

*Obliczenie podstawy fundamentowej:*

Ciężar ławy betonowej:  $8,0 \cdot 0,80 \cdot 2000 = 102400 \text{ kg}$ .

Ciężar komina j. w.  $= 599410 \text{ kg}$ .

Razem  $C_g = 701810 \text{ kg}$ .

Powierzchnia podstawy fundamentu  $F = 8,0^2 = 64,0 \text{ m}^2 = 640000 \text{ cm}^2$ .

Natężenie w środku:  $\sigma_0 = \frac{701810}{640000} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$ .



Moment z powodu parcia wiatru:

$$M_g^w = M_g^w + P \cdot 0,8 = 321260 + 14870 \cdot 0,80 = 333160 \text{ kgem}$$

$$e = \frac{M_g^w}{C_g} = \frac{333160}{701810} = 0,48 \text{ m.}$$

Dla przekroju kwadratowego moment wytrzymałości względem przekątnej wynosi:

$$W = 0,1179 \cdot a^3 = 0,1179 \cdot 8^3 = 60,37 \text{ m}^3$$

(gdzie  $a$  jest bokiem kwadratu);

$$\text{zatem} \quad r = \frac{W}{F} = \frac{60,37}{64,00} = 0,94 \text{ m}$$

a stąd ciśnienie na grunt:

$$\text{najw. } \sigma_1 = 1,10 \left( 1 + \frac{0,48}{0,94} \right) = 1,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{najmn. } \sigma_2 = 1,10 \left( 1 - \frac{0,48}{0,94} \right) = 0,54 \text{ kg/cm}^2$$

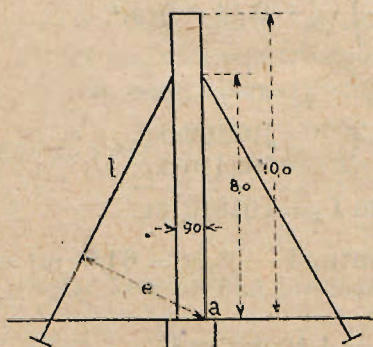
Dla osi równoległej do boków podstawy otrzymamy najw. ciśnienie na grunt z wz. 143:

$$\text{najw. } \sigma'_1 = \sigma_0 \left( 1 + \frac{6c}{h} \right) = 1,10 \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,48}{8,00} \right) = 1,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{najmn. } \sigma'_2 = \sigma_0 \left( 1 - \frac{6c}{h} \right) = 1,10 \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,48}{8,00} \right) = 0,74 \text{ kg/cm}^2$$

Wyniki rachunku stwierdzają, że w konstrukcji kominowej natężenia w żadnym punkcie nie przekraczają natężeń dopuszczalnych; ciśnienia na grunt zamykają się również w granicach dopuszczalnych.

137. Komin żelazny o wysokości  $h=10$  m, a średnicy  $d=90$  cm ustalony jest ze względu na parcie wiatru czterema liniami żelaznymi wedle rys. 230. Należy obliczyć ich przekrój. (Przykład ten nie należy zasa-



Rys. 230.

