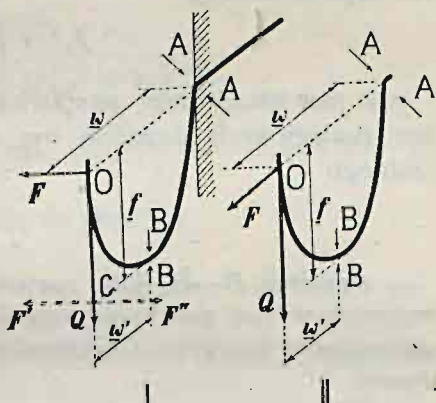


## § 13. Trzony izolatorowe.

Przewód może być przymocowany do izolatora 1) na główce, 2) na szyjce od strony słupa, albo wreszcie 3) na szyjce od strony przeciwnej. Dla uproszczenia sprawy przy obliczaniu trzonów będziemy przypuszczali, że punkt przyłożenia siły poziomej leży w osi izolatora na wysokości szyjki.

**Trzon hakowaty.** Rys. 46 przedstawia w perspektywie trzon hakowaty. Ostrze haka jest wpuszczone wgłąb słupa do przekroju  $A-A$ . Przekrój w najniższym punkcie przegubowym oznaczyliśmy literami  $B-B$ . Punkt  $O$ , leżący w osi trzonu na poziomie osi ostrza, uważamy za punkt przyłożenia sił, działających na trzon. Odległość środka przekroju  $B-B$  od poziomu  $OA$  oznaczmy literą  $f$ , (wysokość haka), odległość tegoż środka od pionu, przyłożonego w punkcie  $O$ , oznaczmy przez  $w'$ , a odległość środka przekroju  $A-A$  od punktu  $O$  — przez  $w$  (wysięg haka).



Rys. 46

Tabl. VIII podaje wymiary haków izolatorowych wg norm niemieckich.

**Siła pozioma wzdłuż linii.** Na rys. 46—I hak jest obciążony:

- 1) siłą poziomą  $F$  wzdłuż linii i
- 2) siłą pionową  $Q$  (waga przewodu, sadzi, izolatora i samego haka).

*Przekrój A—A.* W przekroju tym występuje: 1) zginanie od siły poziomej o naprężeniu

$$p_1^A = \frac{F \cdot w}{W_y^A},$$

przyczem  $W_y^A$  oznacza moment wytrzymałości względem osi pionowej i 2) zginanie od siły pionowej o naprężeniu

$$p_2^A = \frac{Q \cdot w}{W_x^A},$$

przyczem  $W_x^A$  oznacza moment wytrzymałości względem osi poziomej.

Gdy przekrój jest kwadratem, postawionym normalnie, to suma znalezionych naprężeń powinna być mniejsza od naprężenia dopuszczalnego

$$p_1^A + p_2^A < k,$$

a gdy jest kwadratem, postawionym naskos, to każde z naprężeń znalezionych powinno być mniejsze od naprężenia dopuszczalnego

$$p_1^A < k; \quad p_2^A < k.$$

*Przekrój B—B.* Dla zorientowania się co do naprężeń, panujących w tym przekroju, opuszczamy z punktu  $O$  pion do przecięcia się w punkcie  $C$  z najniższym poziomem, stycznym do osi trzonu.

W punkcie  $C$  przykładamy dwie umyślone siły  $F'$ ,  $F''$ , znośzące się wzajemnie, równoległe do siły  $F$  i równe tej sile co do wartości

$$F' = F'' = F.$$

1) Zginanie od siły poziomej

$$p_1^B = \frac{F' \cdot w'}{W_y^B},$$

2) zginanie od siły pionowej

$$p_2^B = \frac{Q \cdot w'}{W_x^B},$$

3) skręcanie od pary sił  $F - F''$  o ramieniu  $OC = f$

$$p_3^B = \frac{F \cdot f}{W_k^B},$$

przyczem moment wytrzymałości od skręcania dla przekroju kwadratowego oblicza się ze wzoru

$$W_k = \frac{2}{9} d^3. \quad (46)$$

Gdy kwadrat stoi normalnie, to naprężenia od zginania  $p_1, p_2$  dodają się arytmetycznie

$$p_{1,2}^B = p_1^B + p_2^B;$$

gdy zaś stoi naskos, to największe naprężenie od zginania równa się tej z obu wartości  $p_1^B, p_2^B$ , która jest większa; np. gdy

$$p_1^B > p_2^B, \text{ to } p_{1,2}^B = p_1^B.$$

Wreszcie naprężenie sumaryczne

$$p^B = \frac{3}{8} p_{1,2}^B + \frac{5}{8} \sqrt{(p_{1,2}^B)^2 + 4 (p_3^B)^2}.$$

**Siła pozioma prostopadła do linii.** Na rys. 46—II hak jest obciążony

1) siłą poziomą  $F$  prostopadłą do linii i

2) siłą pionową  $Q$ .

W tym przypadku mamy dwa przekroje niebezpieczne:  $A-A$  i  $B-B$ .

*Przekrój  $A-A$ .* Naprężenie zginania od siły  $Q$  (względem osi poziomej)

$$p^A = \frac{Q \cdot w}{W_x^A}.$$

*Przekrój  $B-B$ .* Naprężenie zginania od sił  $F$  i  $Q$  (względem osi poziomej)

$$p^B = \frac{F \cdot f + Q \cdot w'}{W_x^B}.$$

**Momenty wytrzymałości.** Moment wytrzymałości na zginanie dla kwadratu, postawionego normalnie, o boku  $d$  cm wynosi

$$W = 0,1667 d^3,$$

a dla postawionego naskos

$$W = 0,1179 d^3.$$

} (47)

Wzory (47) ważne są tylko dla prętów prostych. W prętach zakrzywionych oś obojętna nie przechodzi przez środek profilu, lecz odsuwa się w kierunku środka krzywizny. Tak np. w kwadracie, ustawionym normalnie, oś obojętna (równoległa do boku kwadratu!) przesuwana się o odcinek

$$r = \frac{d}{2,3 \log \frac{r + \frac{1}{2}d}{r - \frac{1}{2}d}}, \quad (48)$$

przyczem  $r$  oznacza promień krzywizny, liczony od środka ciężkości profilu do środka krzywizny.

Moment wytrzymałości od skręcania dla przekroju kwadratowego o boku  $d$  oblicza się ze wzoru (46)

$$W_k = \frac{3}{8} d^3.$$

**Przykład 22.** Obliczyć hak izolatorowy o przekroju kwadratowym dla słupa odporowego. Rozpiętość 35 m. Drut z miedzi twardej 6 mm<sup>2</sup>. Napięcie niskie.

**Wyznaczenie wymiarów.** W słupach odporowych trzony muszą być liczone na naciąg całkowity

$$N = 6 \cdot 12 = 72 \text{ kg.}$$

Waga przewodnika ok. 3 kg, sady 28 kg, izolatora ok. 1 kg, razem

$$Q = 3 + 28 + 1 = 32 \text{ kg.}$$

Wg norm niemieckich odpowiadałby temu obciążeniu hak Nr 2 (tabl. VIII). Wzorując się na nim, wyznaczamy trzy wymiary:

$$f = 9,9 \text{ cm; } w = 12 \text{ cm; } w' = 4,5 \text{ cm.}$$

Bok przekroju kwadratowego  $d$  obliczymy na obciążenie  $b$ ).

*Przypadek b).* Naciąg wzdłuż linii. Przy obliczeniu zgruba nie uwzględniamy przesunięcia osi obojętnej.

Kwadrat postawiony normalnie.

$$p_1^A + p_2^A = \frac{72 \cdot 12 + 32 \cdot 12}{WA} = 1500 \text{ kg/cm}^2;$$

$$WA = 0,83 \text{ cm}^3 = 0,1667 d^3; \quad d = 1,71 \text{ cm.}$$

Kwadrat postawiony naskos.

$$p_1^A = \frac{72 \cdot 12}{WA} = 1500 \text{ kg/cm}^2;$$

$$WA = 0,58 \text{ cm}^3 = 0,1179 d^3; \quad d = 1,70 \text{ cm.}$$

Wybieramy kwadrat postawiony normalnie, a obliczoną grubość ze względu na przesunięcie osi obojętnej powiększamy, wyznaczając

$$d = 1,8 \text{ cm.}$$

**Sprawdzenie naprężeń.** Promień krzywizny w hakach Nr. 2 wynosi

$$r = 3,5 \text{ cm;}$$

wobec tej krzywizny oś obojętka w przekroju kwadratowym przesuwają się w stronę środka krzywizny o odcinek (wzór 48)

$$3,5 - \frac{1,8}{2,3 \log \frac{3,5 + 0,9}{3,5 - 0,9}} = 0,074 \text{ cm.}$$

Moment bezwładności kwadratu względem przesuniętej osi obojętnej wyniesie

$$J = \frac{1,8^4}{12} + 1,8^2 \cdot 0,074^2 = 0,892 \text{ cm}^4,$$

a moment wytrzymałości na zginanie

$$W = \frac{0,892}{0,974} = 0,916 \text{ cm}^3;$$

(dla pręta niezakrzywionego wynosiłby  $0,972 \text{ cm}^3$ ).

Moment wytrzymałości na skręcanie (wzór 46)

$$W_k = \frac{2}{9} \cdot 1,8^3 = 1,3 \text{ cm}^3.$$

*Przypadek a).* Parcie wiatru prostopadle do linii.

$$F = P = 2,77 \cdot 35 \cdot 0,001 \cdot 0,5 \cdot 125 = 6 \text{ kg.}$$

Przekrój  $A-A$ .

$$p^A = \frac{32 \cdot 12}{0,916} = 420 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

Przekrój  $B-B$ .

$$p^B = \frac{6 \cdot 9,9 + 32 \cdot 4,5}{0,916} = 223 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

*Przypadek b).* Naciąg wzdłuż linii  $F = N = 72 \text{ kg.}$

Przekrój  $A-A$ .

$$p_1^A = \frac{72 \cdot 12}{0,916} = 950 \text{ kg/cm}^2; \quad p_2^A = \frac{32 \cdot 12}{0,916} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{1,2}^A = 950 + 420 = 1370 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

Przekrój  $B-B$ . Zginanie

$$p_1^B = \frac{72 \cdot 4,5}{0,916} = 353 \text{ kg/cm}^2; \quad p_2^B = \frac{32 \cdot 4,5}{0,916} = 157 \text{ kg/cm}^2;$$

$$p_{1,2}^B = 353 + 157 = 510 \text{ kg/cm}^2;$$



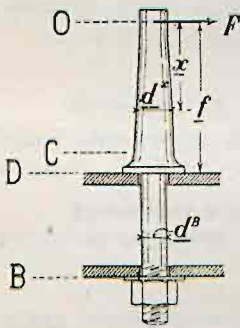
skręcanie

$$p_2^B = \frac{72 \cdot 9,9}{1,3} = 550 \text{ kg/cm}^2;$$

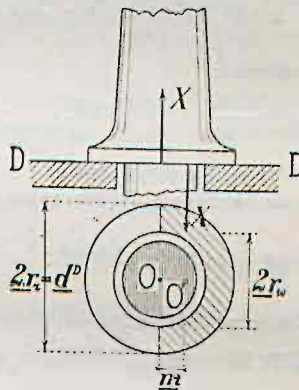
razem

$$p^B = \frac{5}{8} 510 + \frac{5}{8} \sqrt{510^2 + 4 \cdot 550^2} = 947 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

**Trzon prosty** (rys. 47) składa się z trzech części: 1) górnej ( $OC$ ), zwykle stożkowej, 2) kołnierza ( $CD$ ) i 3) sworznia nagwintowanego ( $DB$ ). Górna część pracuje na zginanie. Naprężenie w dowolnym przekroju  $X$ , odległym o ramię  $x$  od punktu przyłożenia siły  $F$ , wynosi



Rys. 47.



Rys. 48.

$$p^X = \frac{F \cdot x}{\frac{\pi}{32} \cdot (d^X)^3}.$$

W przekroju  $D-D$  podstawa kołnierza przylega do powierzchni poprzeczника. Powierzchnia styku ma kształt pierścienia (na rys. 48 pierścień ten jest podany w skali powiększonej). Średnica zewnętrzna tego pierścienia jest średnicą kołnierza  $d^D$ ; połowę tej średnicy, czyli promień, oznaczamy przez  $r_s$

$$d^D = 2 \cdot r_s.$$

Średnicę zaś wewnętrzną pierścienia, czyli prześwit otworu w poprzeczniku, oznaczamy jako podwójny promień  $r_w$ .

Pod wpływem siły  $F$  (rys. 47) przednia część podstawy kołnierza wrzyna się w powierzchnię poprzeczника. Przypuśćmy, że parcie odbywa się na połowie powierzchni pierścienia (na rys. 48 — powierzchnia parcia jest zacieniowana) i że siła wypadkowa tego parcia  $X$ , przechodzi przez środek ciężkości półpierścienia (na rys. 48 — punkt  $O'$ ). Odległość środka ciężkości  $O'$  od osi trzonu  $O$  oznaczamy przez  $m$  (m i m o s r ó d)

$$m = \frac{4}{3\pi} \frac{(r_s)^3 - (r_w)^3}{(r_s)^2 - (r_w)^2}. \quad (49)$$

W przekroju  $D-D$  moment zginania (rys. 47)

$$F \cdot f$$

możemy zastąpić momentem pary sił pionowych  $X$ , z których jedna w punkcie  $O'$  (rys. 48) prze na poprzecznik, a druga w punkcie  $O$ , czyli w osi trzonu, rozciąga dolny sworzeń

$$F \cdot f = X \cdot m. \quad (50)$$

Średnie naprężenie ciśnienia podstawy kołnierza na poprzecznik wynosi

$$p^D = \frac{X}{\frac{\pi}{2} [(r_z)^2 - (r_w)^2]}$$

Sworzeń wystawiony jest na rozciąganie

$$p^B = \frac{X}{\frac{\pi}{4} (d^B)^2}$$

**Przykład 23.** Obliczyć trzon prosty dla słupa krańcowego z przykładu 10-go i 20-go.

**Wyznaczenie wymiarów.** Naciąg całkowity  $N=304$  kg. W przykładzie 20-ym wybraliśmy już izolator H. 6 (tabl. VII) i trzon wg norm niemieckich Nr. 7 (tabl. IX) obliczony na siłę poziomą 560 kg. Wymiary trzonu:

$$d^C = 3,6 \text{ cm}; \quad d^D = 5,5 \text{ cm}; \quad d^B = 1\frac{1}{8}''; \quad f = 14 \text{ cm}.$$

**Sprawdzenie naprężeń.** Przekrój  $C-C$  w odstępnie mniej więcej 2 cm od podstawy czyli  $14 - 2 = 12$  cm od punktu przyłożenia siły.

$$p^C = \frac{304 \cdot 12}{\frac{\pi}{32} \cdot 3,6^3} = 300 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

Przekrój  $D-D$ . Promień zewnętrzny pierścienia

$$r_z = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ cm}.$$

Średnica sworznia ma wynosić  $1\frac{1}{8}''$ , czyli zewnątrz gwintu (tabl. VI) 2,857 cm. Otwór w poprzeczniku musi dać około 1 mm luzu, a więc wyznaczamy prześwit 3,1 cm

$$r_w = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ cm}.$$

Mimośród

$$m = \frac{4}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{2,75^3 - 1,55^3}{2,75^2 - 1,55^2} = 1,40 \text{ cm},$$

siła parcia

$$X = \frac{304 \cdot 14}{1,4} = 3\,040 \text{ kg};$$

powierzchnia parcia

$$s = \frac{\pi}{2} (2,75^2 - 1,55^2) = 8,1 \text{ cm}^2;$$

naprężenie parcia

$$p^D = \frac{3\,040}{8,1} = 375 \text{ kg/cm}^2 < 1\,500 \text{ kg/cm}^2.$$

Przekrój  $B-B$ . Średnica rdzenia z gwintem  $1\frac{1}{8}$ " wynosi (tabl. VI) 2,393 cm. Naprężenie rozciągania sworznia śrubowego

$$p^B = \frac{3\,040}{\frac{\pi \cdot 2,393^2}{4}} = 675 \text{ kg/cm}^2 < 750 \text{ kg/cm}^2.$$

Obliczenie powyższe nie uwzględniało naprężeń, wywołanych naciąganiem śruby, a pozatem opierało się na przypuszczeniu, że parcie kołnierza na poprzecznik rozkłada się równomiernie na połowę pierścienia.

W rzeczywistości sprawa jest bardziej zawiła.

Z chwilą, gdy zaczynamy dokręcać naśrubek, w przekroju  $D-D$  występują naprężenia. Im mocniej naśrubek będzie dokręcony, tem większe wystąpią naprężenia. Oznaczmy wysiłek wzdłuż osi trzonu, powstały wskutek dokręcenia naśrubka, przez  $Z$ , a otrzymamy naprężenie parcia kołnierza na poprzecznik  $p^D$  i naprężenie rozciągania sworznia  $p^B$  z równań:

$$p^D = \frac{Z}{\pi [(r_s)^2 - (r_w)^2]}; \quad p^B = \frac{Z}{\frac{\pi \cdot (d^B)^2}{4}}.$$

Na rys. 49 — I przedstawiony jest wykreślnie rozkład naprężeń w przekroju  $D-D$ ; po lewej stronie widzimy przecięcie wzdłuż trzonu, po prawej — przecięcie poprzeczne.

W przecięciu podłużnym widzimy trzy płaszczyzny:  $D-D$ ,  $E-E$  i  $J-J$ . Odstępy między płaszczyznami:  $D-D$ ,  $E-E$  (zacięniowane skośnie) ilustrują naprężenia  $p^D$ , a odstępy między płaszczyznami:  $E-E$ ,  $J-J$  (zacięniowane pionowo) — naprężenia  $p^B$ .

W przecięciu poprzecznym widzimy, że naprężenia rozkładają się na cały pierścień i na cały przekrój sworznia.



Bryły, mające za podstawę przekroje trzonu, a za wysokość — wartości naprężeń, uzmysławiają rozkład tych naprężeń.

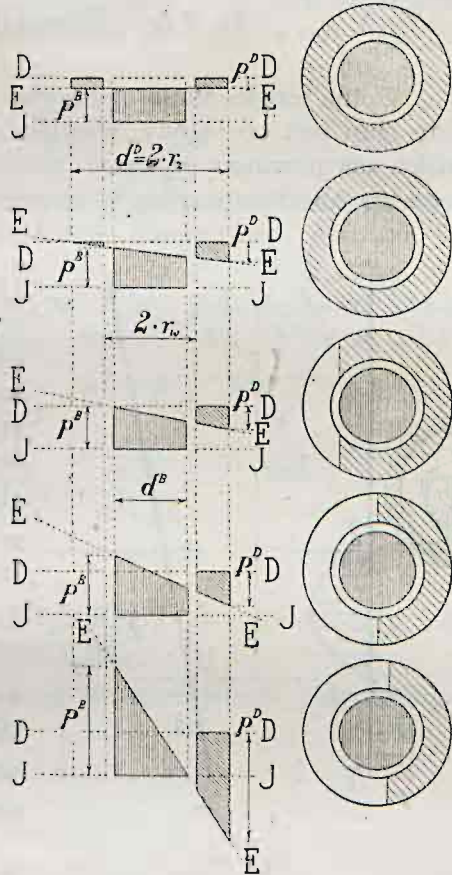
Z równań wyżej wymienionych wynika, że objętość wewnętrznego walca musi się równać objętości zewnętrznego walca wydrążonego.

Z chwilą, gdy trzon zaczniemy obciążać siłą poziomą, wykresy ulegną zmianie. Płaszczyzna  $E-E$ , dotychczas pozioma, zacznie się pochylać. Im większe obciążenie, tem większa pochyłość. Natomiast odległość wzajemna powierzchni  $D-D$  i  $J-J$  pozostanie bez zmiany, gdyż odległość ta zależy tylko od siły dokręcenia naśrubka.

Co się tyczy płaszczyny  $E-E$ , to bryły naprężeniowe po obu stronach tej płaszczyny muszą mieć zawsze objętości równowarte. Objętości te bowiem przedstawiają wysiłki, które muszą być sobie równe.

Rys. 49 ilustruje zmianę rozkładu naprężeń w przekroju  $D-D$  przy stopniowym zwiększaniu momentu zginania. Początkowo, przy niewielkim momencie pracuje cały pierścień kołnierza (rys. 49 — II). W miarę zwiększania momentu pracuje coraz to mniejsza część pierścienia (rys. 49 — III, IV). Na rys. 49 — V podany jest krańcowy rozkład naprężeń.

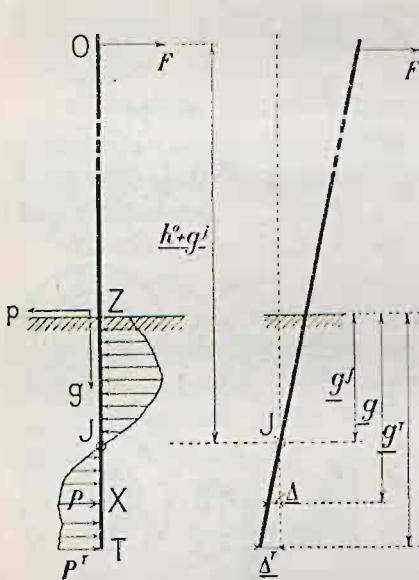
Ścisłe obliczenie trzonów jest dość złożone. Rachunku tego nie podajemy, zaznaczamy tylko, że trzony wg norm niemieckich (tabl. IX) są obliczone metodą ścisłą wg rozkładu naprężeń z rys. 49.



Rys. 49.

## § 14. Zasady ustoju.

Dolna część słupa spoczywa w ziemi, w skale lub betonie. Gdy słup jest obciążony, wywiera na to środowisko nacisk; środowisko zaś powinno wykazać należyłą odporność. Występują naprężenia boczne (poziome) i naprężenia pionowe.



Rys. 50.

### Naprężenia boczne. Rys.

50 wyobraża słup, obciążony poziomą siłą  $F$ . Pod wpływem tej siły w środowisku podziemnym wystąpią pewne naprężenia  $p$ . Naprężenia te w górnych warstwach będą skierowane odwrotnie, niż siła  $F$ , a w warstwach głębszych w tym samym kierunku, co  $F$ . W punkcie  $J$ , który nazwiemy punktem obojętnym, naprężenia nie będzie żadnego

$$p^J = 0.$$

W dowolnym punkcie  $X$  panuje naprężenie  $p$ , a u stopy słupa w punkcie  $T$  — naprężenie  $p^T$ .

Po prawej stronie rys. 50 widzimy ten sam słup, pochylony pod wpływem siły  $F$ . Stopa słupa  $T$  wtoczyła się w środowisko podziemne na odcinek  $\Delta^T$ , a dowolny punkt  $X$  — na odcinek  $\Delta$ . Słup nie zmienił swego położenia tylko w punkcie obojętnym  $J$ . Przypuszczając, że słup w podziemnej części jest zupełnie sztywny, otrzymamy proporcję

$$\Delta : \Delta^T = (g - g^J) : (g^T - g^J),$$

przyczem  $g$ ,  $g^J$ ,  $g^T$  oznaczają głębokość punktu dowolnego, punktu obojętnego  $J$  i podnóża  $T$ .

Parcie podziemnej części słupa na poszczególne warstwy materiału otaczającego słup, rozpościera się na pewną długość (liczoną w kierunku poziomym), którą oznaczmy przez  $l$ . Poza tą długością środowisko już nie odczuwa siły parcia. A więc warstwa o pierwotnej długości  $l$  kurczy się pod wpływem nacisku, osiągając długość  $l - \Delta$ . Odcinek  $\Delta$  („zgniot“) jest iloczynem naprężenia  $p$ , długości pierwotnej  $l$  i współczynnika  $\beta$ . Współczynnik ten jest odwrotnością sprężystości  $E$

$$\beta = \frac{1}{E};$$

przy rozciąganiu nazywamy go rozciągliwością, przy ściskaniu zaś — ściśliwością. Ściśliwość materiału, otaczającego słup na dowolnej głębokości, oznaczamy przez  $\beta$ , a na głębokości stopy słupa przez  $\beta^T$ . Przypuśćmy, że długość  $l$  jest jednakowa na każdej głębokości, a otrzymamy następujące wartości dla odcinków  $\Delta$  i  $\Delta^T$ :

$$\Delta = p \cdot l \cdot \beta \qquad \Delta^T = p^T \cdot l \cdot \beta^T.$$

Stąd wynika

$$\frac{\Delta}{\Delta^T} = \frac{p \cdot l \cdot \beta}{p^T \cdot l \cdot \beta^T} = \frac{p \cdot \beta}{p^T \cdot \beta^T},$$

a więc

$$\frac{p \cdot \beta}{p^T \cdot \beta^T} = \frac{g - g^J}{g^T - g^J}. \quad (a)$$

**W skale, w betonie** i wogóle w materiałach jednorodnych ściśliwość  $\beta$  jest wielkością stałą

$$\beta^T = \beta,$$

a więc

$$p = p^T \cdot \frac{g - g^J}{g^T - g^J}. \quad (b)$$

Zmienne naprężenie  $p$  jest funkcją głębokości  $g$ . Wzór (b) jest równaniem 1-go stopnia, a kresa, wyznaczająca wartości naprężeń  $p$  zależnie od głębokości  $g$ , jest linią prostą (na rys. 50 przypuszczaliśmy ogólnie, że może być linią krzywą). Ze wzoru (b) wynika, że

$$\text{dla } g = 0 \qquad p = p^Z = -p^T \frac{g^J}{g^T - g^J},$$

$$\begin{array}{ll} \text{dla } g = g^J & p = p^J = 0, \\ \text{„ } g = g^T & p = p^T. \end{array}$$

Wykres naprężeń podziemnych (rys. 51, 52) składa się z dwóch trójkątów prostokątnych.

Przypuśćmy, że cała podziemna część słupa ma jednostajną szerokość  $v$ . Suma sił podziemnych wyraża się całką

$$\int_0^{g^T} p \cdot (v \cdot dg).$$

Słup będzie spoczywał w równowadze, jeżeli suma wszystkich sił, działających na słup, będzie się równała zeru i jeżeli suma wszystkich momentów względem punktu obojętnego będzie się równała zeru. Pierwszy warunek mówi, że suma siły zewnętrznej  $F$  (rys. 50) i sił podziemnych musi się równać zeru

$$F + \int_0^{g^T} p \cdot v \cdot dg = 0, \quad (c)$$

a z drugiego warunku wnioskujemy, że podziemne siły, działające na małe ramię, muszą być znacznie większe od siły zewnętrznej  $F$ , działającej na wielkie ramię ( $h^0 + g^J$ ). Przy tych samych siłach podziemnych siła  $F$  jest tym mniejsza, im wyższy jest słup. Dla słupa nieskończenie wysokiego siła  $F$  byłaby nieskończenie mała.

Dla uproszczenia rachunku skreślmy z równania (c) siłę  $F$ , jako niewielką w porównaniu z siłami podziemnymi, i otrzymamy

$$\int_0^{g^T} p \cdot v \cdot dg \approx 0. \quad (51)$$

Podstawiamy do wzoru (51) wartość  $p$  z równania (b)

$$\begin{aligned} v \int_0^{g^T} p^T \frac{g - g^J}{g^T - g^J} dg &= \frac{v p^T}{g^T - g^J} \int_0^{g^T} (g - g^J) dg = \\ &= \frac{v p^T}{g^T - g^J} \left( \frac{1}{2} g^T - g^J \right) g^T = 0. \end{aligned}$$

Stąd wynika, że

$$\frac{1}{2} g^T - g^J = 0$$



$$\boxed{g^J = \frac{1}{2} g^T}. \quad (52)$$

Punkt obojętny w materiałach jednorodnych (przy jednostajnej szerokości części podziemnej słupa) wypada na połowie głębokości osadzenia słupa.

Wykres naprężeń podziemnych (rys. 51) składa się zatem z dwóch trójkątów prostokątnych sobie równych

$$\triangle JZZ' = \triangle JTT'.$$

Naprężenie u poziomu ziemi ma tę samą wartość (lecz kierunek odwrotny), co naprężenie u stopy słupa

$$p^Z = -p^T,$$

a siła wypadkowa z naprężeń nad punktem obojętnym równa się wypadkowej z naprężeń pod tym punktem. Oznaczmy te siły literami  $Y'$  i  $Y''$

$$Y' = Y'' = Y$$

i obliczmy ich wartość.

Naprężenia  $p$  zmieniają się w granicach od 0 do  $p^T$ , przyczem naprężenie średnie wynosi  $\frac{1}{2} p^T$ . Siły  $Y'$ ,  $Y''$  są wypadkowymi z naprężeń, działających na pole  $\frac{1}{2} g^T \cdot v$ ; przeto

$$Y = (\frac{1}{2} p^T) (\frac{1}{2} g^T \cdot v) = \frac{1}{4} p^T \cdot g^T \cdot v. \quad (d)$$

Na wykresie naprężeń siły wypadkowe  $Y'$ ,  $Y''$  muszą przechodzić przez środki ciężkości trójkątów  $JZZ'$  i  $JTT'$ . Ponieważ środek ciężkości w trójkącie leży w odstępnie od wierzchołka na  $\frac{2}{3}$  wysokości, przeto ramię pary sił  $Y'$ ,  $Y''$  wynosi  $\frac{2}{3} g^T$ , a moment tej pary

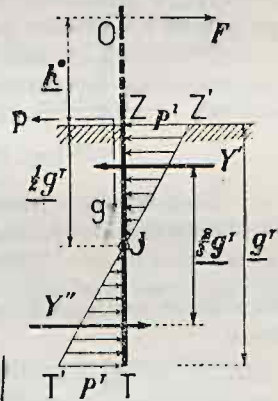
$$Y \cdot \frac{2}{3} g^T = (\frac{1}{4} p^T \cdot g^T \cdot v) \cdot \frac{2}{3} g^T = \frac{1}{6} p^T \cdot (g^T)^2 \cdot v. \quad (e)$$

Jak już mówiliśmy wyżej, przy równowadze słupa suma momentów względem punktu obojętnego ma się równać zero. Na słup działają dwa momenty: 1) moment wywrotowy sił zewnętrznych (rys. 51)

$$M^J = F \cdot (h^0 + \frac{1}{2} g^T)$$

i 2) suma momentów sił podziemnych

$$\frac{1}{6} p^T \cdot (g^T)^2 \cdot v.$$



Rys. 51.



Na rys. 51 pierwszy moment ma kierunek wskazówki zegara, drugi — kierunek odwrotny;

$$M^J - \frac{1}{6} p^T \cdot (g^T)^2 \cdot v = 0,$$

stąd naprężenie u stopy słupa

$$\boxed{p^T = \frac{6 M^J}{(g^T)^2 \cdot v}}. \quad (53)$$

**Przykład 24.** Słup odporowy z przykładu 14-go otrzymał fundament betonowy o głębokości 250 cm (rys. 62). Sprawdzić, czy nie grozi zmiążdżenie betonu od nacisku słupa na beton.

Przypadek najniekorzystniejszy, gdy działają siły:  $\frac{2}{3} N = 1900$  kg i  $S_{\perp} = 430$  kg. Rozpatrujemy najpierw działanie siły pierwszej. Moment wywrotowy względem punktu obojętnego na środku głębokości fundamentu

$$M^J = 1900 \cdot (1070 + \frac{1}{2} \cdot 250) = 2270500 \text{ kgcm}.$$

Słup wywiera parcie na beton na szerokości czterech kątowników (dwa na przedniej ścianie, dwa—na tylnej; rys. 38)

$$v = 4 \cdot 9 = 36 \text{ cm}.$$

Największe naprężenie wypada u górnej powierzchni fundamentu i u stopy słupa

$$p^T = \frac{6 \cdot 2270500}{250^2 \cdot 36} = 6 \text{ kg/cm}^2 < 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tabl. I)}.$$

Naciąg obciąża w kątownikach ścianki prostopadle do linii, natomiast parcie wiatru obciąża pozostałe cztery ścianki równoległe do linii. Ponieważ wszystkie ścianki są jednakowej szerokości, a moment parcia wiatru jest znacznie mniejszy, niż naciągu, przeto niema obawy zmiążdżenia betonu.

Wyprowadzając wzory (52) i (53), odrzuciliśmy z równania (c) siłę  $F$ . Obecnie zbadamy, jaki wpływ wywrze uwzględnienie tej siły na osiągnięte wyniki. W tym celu przyłożymy w punkcie obojętnym  $J$  (rys. 52) dwie siły poziome  $F'$ ,  $F''$  równe sile zewnętrznej  $F$

$$F' = F'' = F$$

i znoszące się nawzajem. Para sił  $F$ ,  $F'$  daje moment  $M^J$  już poprzednio w rachunku uwzględniony. Przybywa siła  $F''$ . Pod wpływem tej siły środowo, otaczające dolną część słupa (beton, kamień), będzie dawało odpór o równomiernem naprężeniu  $p_f$ .

$$p_f = \frac{F}{g^T \cdot v}.$$

Do naprężeń, obliczonych poprzednio, musimy dodać algebraicznie naprężenie  $p_f$  i otrzymamy u poziomym ziemi  $p^Z + p_f$ , a u stopy  $p^T - p_f$ . Kresa naprężeń  $Z'JT'$  (na rys. 52 punktowana) przesunie się wobec tego równoległe

na prawo w położenie  $Z''J'T''$  (na rys. 52 pełna), a punkt obojętny opuści się niżej do poziomu  $J'$ .

W rzeczywistości wpływ siły  $F$  na wykres naprężeń jest znacznie mniejszy, niż podaje rys. 52. Możemy to sprawdzić na przykładzie 24-ym. Siła  $F$  wynosiła

$$1900 \text{ kg,}$$

pole  $g^T \cdot v$

$$250 \cdot 36 = 9000 \text{ cm}^2,$$

naprężenie  $p_f$

$$1900 : 9000 = 0,21 \text{ kg/cm}^2,$$

naprężenie u poziomu ziemi

$$6,0 + 0,21 = 6,21 \text{ kg/cm}^2,$$

a u stopy słupa

$$6,0 - 0,21 = 5,79 \text{ kg/cm}^2.$$

Tak więc największe naprężenie wzrośnie o 3%, a punkt obojętny opuści się o 4 cm.

Ponieważ naprężenie dopuszczalne (w przykładzie  $\underline{\quad} 28 \text{ kg/cm}^2$ ) liczymy z wielkim stopniem bezpieczeństwa, przeto drobne uchybienie (w przykładzie  $\underline{\quad} 0,21 \text{ kg/cm}^2$ ) wskutek nieuwzględniania siły  $F$  nie odgrywa żadnej roli.

**W ziemi** ściśliwość  $\beta$  jest wielkością zmienną, zależną od głębokości. Sprężystość  $E$  ziemi na powierzchni równa się zero i wzrasta mniej więcej proporcjonalnie do głębokości. Ściśliwość natomiast, jako odwrotność sprężystości, wynosi na powierzchni nieskończoność, a następnie zmniejsza się raptownie i jest odwrotnie proporcjonalna do głębokości

$$\beta : \beta^T = g^T : g,$$

a więc ze wzoru (a)

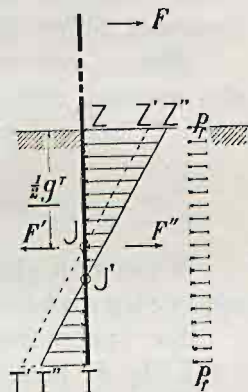
$$p = p^T \frac{g}{g^T} \frac{(g - g^J)}{(g^T - g^J)},$$

czyli

$$p = \frac{p^T}{g^T (g^T - g^J)} (g^2 - g g^J). \quad (54)$$

Zmienne naprężenie  $p$  jest funkcją głębokości  $g$ . Wzór (54) jest równaniem 2-go stopnia, a kresa, wyznaczająca wartość naprężenia  $p$  zależnie od głębokości  $g$ , jest parabolą. Ze wzoru (54) wynika, że

$$\begin{aligned} \text{dla } g = 0 & \quad p = p^Z = 0, \\ \text{„ } g = g^J & \quad p = p^J = 0, \end{aligned}$$



Rys. 52.

$$\text{dla } g = g^T \qquad \qquad \qquad \rho = \rho^T.$$

U poziomym ziemi gleba jest tak sypka, że nie może dać żadnego oporu i dlatego naprężenie równa się zeru. W punkcie obojętnym naprężenia zmieniają kierunek.

Wykres naprężeń podziemnych (rys. 53, 54) składa się z odcinka paraboli  $ZBJ$  i trójkąta  $T'JT$  o parabolicznej przeciwprostokątnej. Wierzchołek paraboli znajdziemy, różniczkując funkcję (54)

$$\frac{d\rho}{dg} = \frac{\rho^T}{g^T(g^T - g^J)} (2g^B - g^J) = 0; \qquad 2g^B - g^J = 0.$$

Wierzchołek paraboli leży zatem na połowie głębokości punktu obojętnego, czyli w odległości  $g^B = \frac{1}{2}g^J$ .

Dla uproszczenia rachunku i tym razem skreślmy z równania (c) siłę  $F$ , jako niewielką w porównaniu z siłami podziemnymi.

Wypadkowa  $Y'$  (rys. 53) z naprężeń nad punktem obojętnym i wypadkowa  $Y''$  z naprężeń pod punktem obojętnym przy tym założeniu będą sobie równe. Wypadkowa  $Y'$  przejdzie przez wierzchołek paraboli, a więc znajdzie się na połowie głębokości punktu obojętnego. Położenie zaś drugiej wypadkowej  $Y''$  nie da się wyznaczyć bez dłuższego rachunku.

Moment sił podziemnych obliczymy tym razem, mnożąc siłę  $Y''$  przez ramię pary sił  $Y', Y''$ . W tym celu każdy składnik wypadkowej  $Y''$  będziemy mnożyli przez odległość od wierzchołka paraboli  $B$ .

Na dowolnej głębokości  $g$  (poniżej punktu obojętnego) słup o szerokości  $v$  na nieskończenie małym odcinku  $dg$  ciśnie z siłą

$$(v \cdot dg) \cdot \rho.$$

Siła ta, odległa od wierzchołka  $B$  o ramię  $(g - \frac{1}{2}g^J)$ , daje moment

$$(v \cdot dg \cdot \rho) \cdot (g - \frac{1}{2}g^J).$$

Momenty te, zesumowane w granicach od punktu obojętnego  $J$  do stopy słupa  $T$ , dadzą moment wszystkich sił podziemnych

$$\int_{g^J}^{g^T} (v \cdot dg \cdot \rho) (g - \frac{1}{2}g^J). \qquad (55)$$

Przypuśćmy, że cała podziemna część słupa (lub fundamentu) ma jednostajną szerokość  $v$ .

Jednym z warunków równowagi słupa jest ten, aby suma

wszystkich sił, działających na słup, równała się zeru. Pomi-  
nawszy w równaniu (c) siłę  $F$ , otrzymamy wzór (51)

$$\int_0^{g^T} \dot{p} \cdot v \cdot dg \approx 0,$$

a podstawivszy wartość  $\dot{p}$  z równania (54), —

$$\begin{aligned} & \int_0^{g^T} \frac{\dot{p}^T}{g^T (g^T - g^J)} (g^2 - g g^J) v \cdot dg = 0 = \\ & = \frac{v \dot{p}^T}{g^T (g^T - g^J)} \int_0^{g^T} (g^2 - g g^J) dg = \frac{v \dot{p}^T (g^T)^2}{g^T (g^T - g^J)} \left( \frac{1}{3} g^T - \frac{1}{2} g^J \right). \end{aligned}$$

Stąd wynika, że

$$\begin{aligned} \frac{1}{3} g^T - \frac{1}{2} g^J &= 0 \\ \boxed{g^J = \frac{2}{3} g^T}. \end{aligned} \tag{56}$$

Punkt obojętny w ziemi (przy jednostajnej szerokości  
podziemnej części słupa lub fundamentu) wypada na dwóch  
trzecich głębokości zakopania w ziemi.

Rys. 53 przedstawia wykres naprężeń podziemnych dla tego  
przypadku. Pole odcinka paraboli  $ZBJ$  i pole trójkąta  $T'JT$  są  
obrazem równych sobie sił wypadkowych  $Y'$  i  $Y''$ . Wobec tego  
pola te są także sobie równe.

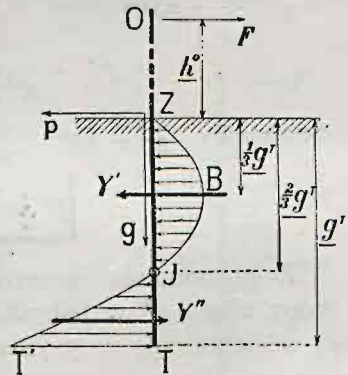
$$ZBJ = T'JT.$$

Wierzchołek  $B$  leży na jednej  
trzeciej głębokości zakopania

$$g^B = \frac{1}{3} g^J = \frac{1}{3} g^T,$$

a naprężenie na tej głębokości wy-  
nosi jedną trzecią naprężenia u stopy

$$\begin{aligned} \dot{p}^B &= \frac{\dot{p}^T}{g^T (g^T - \frac{2}{3} g^T)} \left[ \left( \frac{1}{3} g^T \right)^2 - \right. \\ & \left. - \left( \frac{1}{3} g^T \right) \left( \frac{2}{3} g^T \right) \right] = -\frac{1}{3} \dot{p}^T. \end{aligned}$$



Rys. 53

Drugim warunkiem równowagi

jest ten, aby suma wszystkich momentów równała się zeru. Na  
słup działają dwa momenty: 1) moment wywrotowy sił zewnętrznych



$$M^J = F \cdot (h^0 + \frac{2}{3} g^T)$$

i 2) moment sił podziemnych (wzór „55“)

$$\int_{g^J}^{g^T} (v \cdot dg \cdot p) (g - \frac{1}{2} g^J).$$

Na rys. 53 pierwszy moment ma kierunek wskazówki zegara, drugi — kierunek odwrotny

$$M^J - v \int_{g^J}^{g^T} p \cdot (g - \frac{1}{2} g^J) dg = 0.$$

Podstawiamy wartość  $p$  z równania (54)

$$\begin{aligned} M^J &= v \int_{g^J}^{g^T} \frac{p^T}{g^T (g^T - g^J)} (g^2 - g g^J) (g - \frac{1}{2} g^J) dg = \\ &= \frac{v p^T}{g^T (g^T - g^J)} \int_{g^J}^{g^T} (g^2 - g g^J) (g - \frac{1}{2} g^J) dg = \\ &= \frac{v p^T}{g^T (g^T - g^J)} \cdot \frac{1}{4} (g^T)^2 (g^T - g^J)^2 = \frac{1}{4} v p^T g^T (g^T - g^J). \end{aligned}$$

Stąd wypada naprężenie u stopy słupa

$$p^T = \frac{4 M^J}{g^T \cdot (g^T - g^J) v}; \quad (57)$$

podstawiamy  $g^J = \frac{2}{3} g^T$

$$\boxed{p^T = \frac{12 M^J}{(g^T)^2 \cdot v}} \quad (58)$$

Z porównania wzorów (53) i (58) wynika, że naprężenie u stopy słupa  $p^T$  w jednakowych warunkach wypada w ziemi dwa razy większe, niż w środowisku jednorodnym (w skale, betonie).

**Przykład 25.** Słup przelotowy z przykładu 1-go ma być zakopany do głębokości 190 cm. Obliczyć naprężenie ziemi u stopy słupa i na jednej trzeciej głębokości zakopania.

Największy moment wywrotowy wypada w przypadku a) przy wietrze prostopadłym do linji.



$$P = 173 \text{ kg}; S_{\perp} = 93,5 \text{ kg}.$$

Moment wywrotowy względem punktu obojętnego  $J$  wynosi

$$M^J = 173 \cdot (683 + \frac{2}{3} \cdot 190) + 93,5 \cdot (387,5 + \frac{2}{3} \cdot 190) = 188\,236 \text{ kgcm}.$$

Średnica słupa u poziomu ziemi ...22,4 cm, a u stopy ...23,7. Różnica tak nieznaczna, że możemy przyjąć jednostajną szerokość podziemnej części słupa

$$v = \frac{1}{2} \cdot (22,4 + 23,7) = 23 \text{ cm}.$$

Naprężenie u stopy słupa wg wzoru (58)

$$p^T = \frac{12 \cdot 188\,236}{190^2 \cdot 23} = 2,7 \text{ kg/cm}^2,$$

a na jednej trzeciej głębokości zakopania

$$p^B = -\frac{1}{3} p^T = -\frac{1}{3} \cdot 2,7 = -0,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Wyprowadzając wzory (56) i (58), odrzuciliśmy z równania (c) siłę  $F$ . Obecnie zbadamy, jaki wpływ na osiągnięte wyniki wywrze uwzględnienie tej siły. Przyłożymy w punkcie obojętnym  $J$  (rys. 54) dwie siły poziome  $F'$ ,  $F''$  równe sile zewnętrznej  $F$

$$F' = F'' = F$$

i znoszące się nawzajem. Para sił  $F, F'$  daje moment  $M^J$  już poprzednio w rachunku uwzględniony. Przybywa siła  $F''$ . Pod wpływem tej siły ziemia będzie dawała odpór o naprężeniu, wzrastającym mniej więcej proporcjonalnie do głębokości; u powierzchni ziemi naprężenie 0, u stopy słupa  $p_f$

$$p_f = \frac{2 \cdot F}{g^T \cdot v}.$$

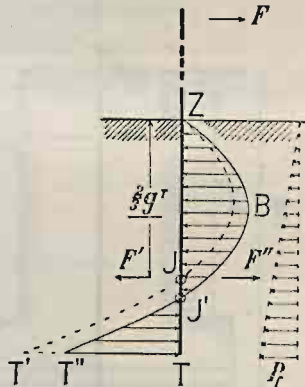
Do naprężeń, obliczonych poprzednio, dodamy algebraicznie naprężenia od siły  $F$  i otrzymamy: 1) u powierzchni ziemi ...0, 2) na jednej trzeciej głębokości ...  $p^B + \frac{1}{3} p_f$ , 3) w punkcie  $J$  ...  $\frac{2}{3} p_f$ , 4) u stopy słupa ...  $p^T - p_f$ . Parabole naprężeń  $ZBJT'$  (na rys. 54 punktowana) zastąpi nowa parabola  $ZB'J'T''$  (na rys. 54 pełna), a punkt obojętny opuści się niżej do poziomu  $J'$ .

W rzeczywistości wpływ siły  $F$  na wykres naprężeń jest znacznie mniejszy, niż podaje rys. 54. Można to sprawdzić na przykładzie 25-ym. Siła  $F$  wynosiła

$$173 + 93,5 = 266,5 \text{ kg},$$

pole  $g^T \cdot v$

$$190 \cdot 23 = 4\,370 \text{ cm}^2,$$



Rys. 54.

naprężenie  $p_f$

$$\frac{2 \cdot 266,5}{4 \cdot 370} = 0,12 \text{ kg/cm}^2,$$

naprężenie na jednej trzeciej głębokości zakopania

$$0,9 + 0,04 = 0,94 \text{ kg/cm}^2.$$

Tak więc naprężenie wzrośnie o 4%, a punkt obojętny opuści się o niespełna 8,5 cm.

Wobec wielkiego stopnia bezpieczeństwa drobne uchybienie wskutek nieuwzględnienia siły  $F$  nie odgrywa żadnej roli.

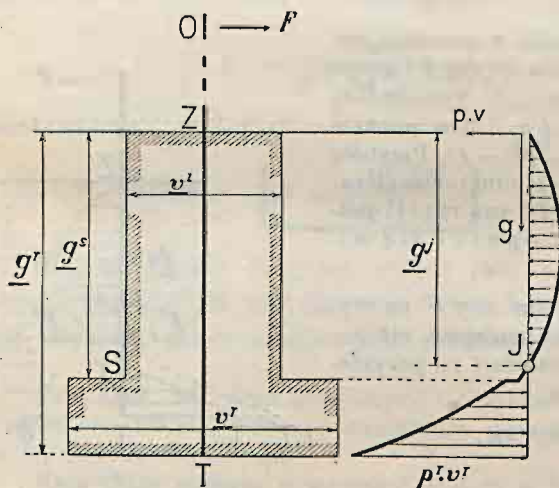
Dotychczas przypuszczaliśmy, że powierzchnie pręca mają na całej głębokości jednostajną szerokość  $v$ . Przy zmiennej szerokości naprężenia będą się rozkładały zawsze wg paraboli z równania (54), lecz punkt obojętny może wypaść na innej głębokości, niż dotychczas.

Głębokość punktu obojętnego obliczymy z przybliżonego wzoru (51)

$$\int_0^{g^T} p \cdot v \cdot dg \approx 0.$$

Gdy powierzchnia pręca u dołu jest szersza, niż u góry, punkt obojętny musi wypaść niżej, niż na  $\frac{2}{3}$  głębokości zakopania. Możemy tego dowiedzieć w sposób następujący. Zbudujmy wykres zależności iloczynu  $p \cdot v$  od głębokości  $g$  (rys. 55). Wykres ten będzie parabolą tylko przy jednostajnej szerokości. Obecnie otrzymamy krzywą, odbiegającą od paraboli.

Rzędne u dołu wydłużą się. Zgodnie ze wzorem (51) pole wykresu nad punktem obojętnym musi nadal równać się polu pod tym punktem. Wobec poszerzenia się dolnej części wykresu warunek powyższy może być spełniony tylko przy obniżonym punkcie obojętnym.



Rys. 55.

Gdy powierzchnia pręca jest rozszerzona u spodu nakształt schodka (rys. 55), to głębokość punktu obojętnego, obliczona z równań (51) i (54), wyrazi się wzorem

$$g^J = \frac{2}{3} g^T \frac{1 - \nu_1^3 (1 - \nu_2)}{1 - \nu_1^2 (1 - \nu_2)}, \quad (59)$$

a moment sił podziemnych, obliczony wg równania (55), — wzorem przybliżonym

$$M^J \approx \frac{1}{4} \cdot \dot{p}^T \cdot g^T \cdot (g^T - g^J) \cdot [v^T - (v^T - v^Z) \nu_1^2 (3\nu_1 - 2)^2],$$

przyczem  $v^Z$ ,  $v^T$  (rys. 55) oznaczają szerokość górnego pnia i szerokość dolnej płyty fundamentowej,

$g^S$  — głębokość górnego pnia (od powierzchni ziemi do schodka),

$\nu_1$  — stosunek  $g^S : g^T$ ,

$\nu_2$  — stosunek  $v^Z : v^T$ .

Oznaczmy wyraz, objęty nawiasem, literą  $v'$

$$v' = v^T - (v^T - v^Z) \nu_1^2 (3\nu_1 - 2)^2,$$

a otrzymamy z powyższego równania naprężenie u stopy słupa

$$\dot{p}^T = \frac{4 M^J}{g^T \cdot (g^T - g^J) \cdot v'}. \quad (60)$$

Jest to równanie takie samo, jak (57), tylko zamiast jednostajnej szerokości fundamentu  $v$ , wchodzi szerokość umyślona  $v'$ .

**Przykład 26.** Słup żelazny, obciążony na wysokości  $h^0 = 1070$  cm siłą  $F = 1135$  kg, otrzymał fundament betonowy o przekroju kwadratowym, z rozszerzoną podstawą nakształt schodka (rys. 55), o wymiarach:

$$v^Z = 120 \text{ cm}; v^T = 210 \text{ cm}; g^S = 190 \text{ cm}; g^T = 250 \text{ cm}.$$

Przyпускаjąc, że cały moment wywrotowy będzie złożony na karb bocznych naprężeń ziemi, obliczyć naprężenie u stopy słupa.

Głębokość punktu obojętnego wg wzoru (59):

$$\nu_1 = \frac{190}{250} = 0,76; \nu_2 = \frac{120}{210} = 0,57;$$

$$g^J = \frac{2}{3} 250 \cdot \frac{1 - 0,76^3 (1 - 0,57)}{1 - 0,76^2 (1 - 0,57)} = 180 \text{ cm}.$$

Moment wywrotowy względem punktu obojętnego

$$M^J = 1135 \cdot (1070 + 180) = 1418750 \text{ kgcm},$$

szerokość umyślona

$$v' = 210 - (210 - 120) \cdot 0,76^2 \cdot (3 \cdot 0,76 - 2)^2 = 205,9 \text{ cm},$$

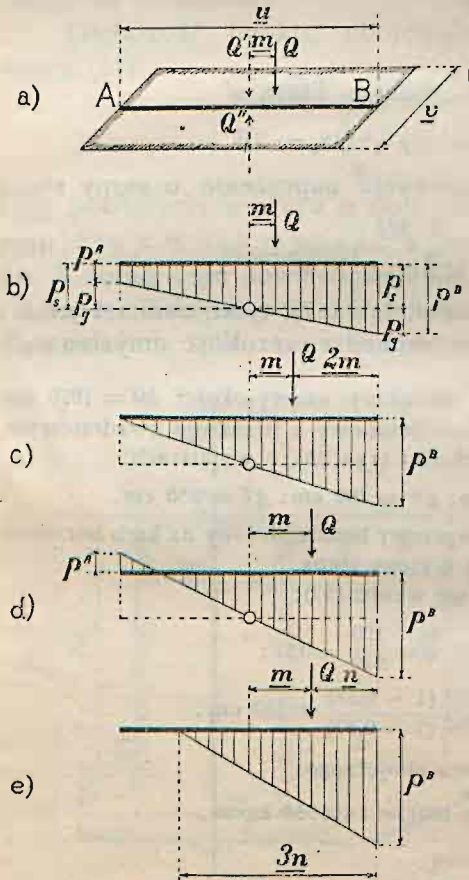
a naprężenie boczne u stopy fundamentu

$$p^T = \frac{4 \cdot 1418750}{250 \cdot (250 - 180) \cdot 205,9} = 1,57 \text{ kg/cm}^2.$$

**Naprężenia pionowe.** Słup zakopany w ziemi wywiera stopą swą, albo podstawą fundamentu, parcie na dno wykopu w postaci siły pionowej  $Q$  (waga całego słupa, fundamentu, poprzeczników, izolatorów z trzonami, przewodników wraz z sadzią i t. d.).

Jeżeli siła  $Q$  ciśnie osiowo na sztywną podstawę, to naprężenia, wywołane tą siłą, są jednakowe na całej powierzchni oporu. Dla prostokąta o wymiarach  $u, v$  (rys. 56-a) jednostajne pionowe naprężenie nacisku na ziemię wynosi

$$p_s = \frac{Q}{u \cdot v}.$$



Rys. 56.

Jeżeli siłę  $Q$  przesuniemy o odstęp  $m$  (mimośród) w położenie ekscentryczne, to zmieni się powyższy rozkład naprężeń. Aby obliczyć te naprężenia, dodajemy (rys. 56-a) na osi pionowej w centrum płaszczyzny oporowej dwie umyślane siły pionowe  $Q', Q''$ , równe sił  $Q$

$$Q' = Q'' = Q,$$

lecz skierowane przeciwko sobie, a więc znoszące się nawzajem. Siła  $Q'$  wywoła jednostajne naprężenie ściskania, jak wyżej

$$p_s = \frac{Q'}{u \cdot v},$$

siły zaś  $Q$  i  $Q''$  dadzą moment zginania  $Q \cdot m$  ( $m$  jest ramieniem sił) i wywołają naprężenia, które na krańcach  $A, B$  wyniosą



$$p_g = \frac{Q \cdot m}{\frac{1}{6} v \cdot u^2}. \quad (f)$$

Sumując algebraicznie obliczone wartości, znajdziemy naprężenia wypadkowe, panujące na krańcach  $A$  i  $B$ :

$$\left. \begin{aligned} p^A &= p_s - p_g = \frac{Q}{u \cdot v} \left( 1 - \frac{6m}{u} \right) \\ p^B &= p_s + p_g = \frac{Q}{u \cdot v} \left( 1 + \frac{6m}{u} \right). \end{aligned} \right\} \quad (g)$$

Ze wzorów tych wynika, że naprężenie  $p^B$  jest zawsze dodatnie, natomiast  $p^A$  może być dodatnie, zerowe i ujemne, zależnie od tego, czy wartość

$$1 - \frac{6m}{u}$$

jest większa od zera, równa, czy mniejsza od zera.

Dopóki mimośród  $m$  jest mniejszy od jednej szóstej szerokości  $u$

$$m < \frac{u}{6},$$

dopóty naprężenie  $p^A$  jest dodatnie, a wykres naprężeń ma kształt trapezu (rys. 56-b).

Gdy przesuniemy siłę o mimośród

$$m = \frac{u}{6},$$

to krawędź  $A$  będzie wolna od naprężeń, a wykres przybierze kształt trójkąta (rys. 56-c).

Wreszcie, gdy mimośród jeszcze bardziej powiększymy

$$m > \frac{u}{6},$$

to otrzymamy ujemne naprężenie  $p^A$ ; wykres będzie składał się z dwóch trójkątów (rys. 56-d).

We wszystkich tych przypadkach pole wykresu wyobraża wartość siły  $Q$ , a więc pole trapezu na rys. 56-b, pole trójkąta na rys. 56-c i różnica pól obu trójkątów na rys. 56-d są sobie równe. Również we wszystkich trzech przypadkach siła  $Q$  przechodzi przez środek ciężkości wykresu. Gdy wykres jest trójkątem (rys. 56-c), środek ciężkości wypada na  $\frac{1}{3}$  wysokości od



podstawy (pionowej), a więc na  $\frac{1}{6}$  od środka wysokości (poziomej), co potwierdza poprzednie obliczenie mimośrodowo dla tego przypadku

$$m = \frac{u}{6}.$$

Rozkład naprężeń na rys. 56—d jest realny tylko dla takich tworzyw, które mogą być zarówno ściskane, jak rozciągane. Ziemia zaś może być tylko ściskana. Tak więc rys. 56—d nie daje dla ziemi prawdziwego rozkładu naprężeń. Wzory (g) ważne są dla ziemi tylko z tym warunkiem, że

$$m \leq \frac{u}{6}.$$

Rzeczywisty rozkład naprężeń dla przypadku, gdy  $m > \frac{u}{6}$  przedstawia się w postaci trójkąta (rys. 56—e) o wysokości mniejszej, niż długość powierzchni oporowej  $u$ . Odpowiedni wykres zbudujemy z łatwością, wiedząc, że pole tego wykresu musi odpowiadać sile  $Q$  i że siła  $Q$  musi przechodzić przez środek ciężkości trójkąta.

Oznaczmy odstęp punktu przyłączenia siły  $Q$  od krawędzi  $B$  przez  $n$

$$n = \frac{u}{2} - m,$$

a otrzymamy z drugiego warunku wysokość trójkąta

$$3 n,$$

z warunku zaś pierwszego — wartość naprężenia  $p^B$

$$\frac{1}{2} p^B \cdot (3 n) \cdot v = Q,$$

a więc

$$\left[ p^B = \frac{2 Q}{3 n \cdot v} \right]. \quad (61)$$

W rzeczywistości waga słupa  $Q$  działa zawsze w środku płaszczyzny oporowej. Gdy jednak na słup zacznie działać, oprócz siły  $Q$ , jeszcze pozioma siła  $F$  (rys. 61—l) o momencie wywracającym

$$M^T = F \cdot (h^O + g^T), \quad (h)$$

to wówczas zmieni się rozkład naprężeń pionowych tak, jakby siła  $Q$  (na rys. 56—a oznaczona literą  $Q'$ ) przesunęła się w bok

o pewien mimośród  $m$ . Powstający stąd moment pary sił (na rys. 56-a  $Q - Q''$ ) o ramieniu  $m$

$$Q \cdot m$$

równoważy sobą moment  $M^T$

$$F \cdot (h^0 + g^T) = Q \cdot m,$$

czyli

$$F : Q = m : (h^0 + g^T).$$

Z proporcjonalności tej wynika, że wypadkowa sił  $F$  i  $Q$  (na rys. 61 siła  $F$  oznaczona jest literą  $F_1$ ) trafia w dno fundamentu w odstępzie  $m$  od osi słupa.