§ 15. Obsada podziemna.

Naprężenia dopuszczalne, poziome i pionowe, dla różnych gatunków gruntu zestawione są w tabl. X. Dopuszczalne naprężenia poziome zależą w dużym stopniu od głębokości. Przy tym samym gruncie im głębiej, tem większe naprężenia są dozwolone. Dla zwykłej ziemi nasypowej można liczyć na głębokości 30 cm po **0,7** kg/cm², a na głębokości 200 cm po **2** kg/cm². Poleca się jednak możliwie do tych granic nie dochodzić, a przynajmniej u stopy słupa (czy fundamentu) dopuszczać wartości, odpowiadające biernemu parciu ziemi czyli odporowi.

Naprężenie parcia biernego ziemi k_b (w kg/cm²) jest wprost proporcjonalne do głębokości g (w cm), do ciężkości właściwej γ, zależy od kąta zesypu φ i wyraża się wzorem (p. tabl. X)

$$k_b = 0{,}001 \cdot g \cdot \gamma \cdot tg^2 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (62)$$

Belki odporowe. Słupy drewniane zakopuje się w warunkach normalnych na głębokość $^1/_6$ długości całego słupa, przyczem głębokość zakopania powinna wynosić co najmniej 160 cm.

$$\frac{1}{6}(h^W + g^T) \leqslant g^T \geqslant 160 \text{ cm}. \qquad (63)$$

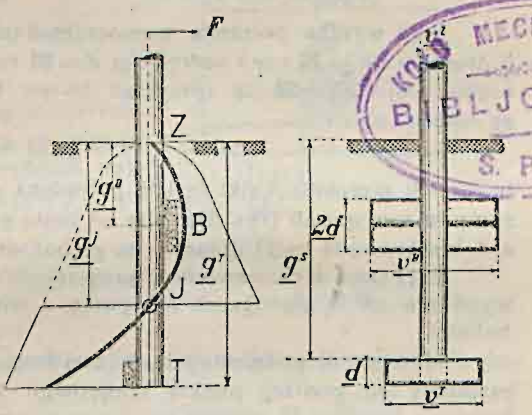
Samo zakopanie słupa rzadko kiedy może zapewnić ustój należyty. Ten sam słup, jako żywe drzewo, trzymał się w ziemi dzięki rozgałęzionym korzeniom. Obecnie drzewo, pozbawione korzeni, musi być wzmocnione przynajmniej zapomocą dwóch belek odporowych. Belki te powiększą płaszczyznę parcia bocznego, wezmą podziemną część słupa jakby w kluby, a jednocześnie powiększą też płaszczyznę parcia pionowego i zapobiegną zapadaniu się słupa wgłąb.

Rys. 57 przedstawia jeden z projektów wzmacniania ustoju słupa zapomocą belek odporowych. Jako wytyczne tego projektu przyjęto taką wielkość i takie rozmieszczenie belek, aby głębo-

kość punktu obojętnego wynosiła $^2/_3$ całej głębokości zakopania, a więc tyle, co przy słupie bez belek odporowych (przykł. 25-ty). W tym przypadku największe naprężenia będą na $^1/_3$ głębokości zakopania (wierzchołek paraboli) i u stopy słupa. Na tych właśnie głębokościach zaprojektowano belki odporowe.

Ponieważ naprężenie u stopy słupa jest 3 razy większe od naprężenia na głębokości jednej trzeciej, przeto, nie chcąc zmieniać głębokości punktu obojętnego, wyznaczamy powierzchnię prącą belki górnej **3** razy większą od powierzchni belki dolnej.

Przy wyznaczaniu wymiarów belek trzeba pamiętać, że część powierzchni tych belek, osłonięta słupem (w „cieniu" słupa), nie odgrywa roli czynnej.



Rys. 57.

Na rys. 57 górną belkę wyznaczono o podwójnej szerokości ($2 \cdot d$) w porównaniu z belką dolną. Powierzchnia parcia w belce górnej wynosi

$$(v^B - v^Z) \cdot 2d,$$

a w dolnej —

$$(v^T - v^Z) \cdot d.$$

Wyznaczając dla belki górnej 3 razy większą powierzchnię parcia, niż dla dolnej, otrzymamy $(v^B - v^Z) \cdot 2d = 3 \cdot (v^T - v^Z) \cdot d$, a stąd długość belki górnej

$$v^B = \tfrac{3}{2}\, v^T - \tfrac{1}{2}\, v^Z. \qquad (a)$$

Przykład 27. Zaprojektować obsadę podziemną dla drewnianego słupa przelotowego z przykładu 1-go.

Wyznaczamy głębokość zakopania; wg. wzoru (63)

$$g^T \geqslant \tfrac{1}{5} \cdot 775 = 155 \text{ cm}, \quad g^T \geqslant 160 \text{ cm},$$

a wg. tablicy XI dla momentu sił: $P = 173$ kg, $S_\perp = 93{,}5$ kg

$$M^Z = 173 \cdot 683 + 93{,}5 \cdot 387{,}5 = 154\,390 \text{ kgcm}$$

wystarczyłaby głębokość 160 cm; dla większego bezpieczeństwa wyznaczamy

$$g^T = \mathbf{190} \text{ cm}.$$

W przykładzie 25-ym obliczyliśmy ustój takiego słupa bez belek odporowych i otrzymaliśmy naprężenia:

$$p^B = 0{,}9 \text{ kg/cm}^2, \qquad p^T = 2{,}7 \text{ kg/cm}^2,$$

podczas gdy największe dopuszczalne naprężenia wynoszą dla głębokości 63 cm i 190 cm (tabl. X dla 30 cm ... 0,7 kg/cm², dla 200 cm ... 2 kg/cm²):

$$k^B = 0{,}95 \text{ kg/cm}^2 \qquad k^T = 1{,}92 \text{ kg/cm}^2,$$

a parcia bierne (tabl. X — ziemia nasypowa mokra):

$$(k_b)^B = 0{,}39 \text{ kg/cm}^2 \qquad (k_b)^T = 1{,}18 \text{ kg/cm}^2.$$

Stąd wynika potrzeba wzmocnienia ustoju. Dolną belkę wyznaczamy o długości $v^T = \mathbf{75}$ cm i szerokości $d = \mathbf{20}$ cm. Średnia grubość podziemnej części słupa $v^Z = \mathbf{23}$ cm (przykład 25-ty). Długość belki górnej obliczymy ze wzoru (a)

$$v^B = \tfrac{3}{2} . 75 - \tfrac{1}{2} . 23 \approx \mathbf{100} \text{ cm},$$

przyczem szerokość belki będzie podwójna — **40** cm. Belki odporowe założymy w ten sposób (rys. 57), aby oś belki górnej była na głębokości 63 cm, a dolna krawędź belki dolnej — na głębokości 190 cm.

Przy takiem rozstawieniu i przy takich wymiarach belek punkt obojętny wypadnie na $^2/_3$ głębokości zakopania, a wierzchołek paraboli — na $^1/_3$ głębokości.

Moment sił podziemnych obliczaliśmy zawsze wg wzoru (55), sumując momenty sił poniżej punktu obojętnego względem poziomu wierzchołka paraboli. Stosując tę metodę do naszego przykładu, otrzymamy wzór identyczny ze wzorem (60) dla fundamentu betonowego z rozszerzoną podstawą. Dolna belka odporowa odgrywa tę samą rolę, co stopień w fundamencie betonowym.

W naszym przykładzie:

$$g^T = 190 \text{ cm}; \quad gJ = 127 \text{ cm}; \quad v^T = 75 \text{ cm}; \quad v^Z = 23 \text{ cm};$$

$$g^S = 190 - 20 = 170 \text{ cm}; \qquad \nu_1 = \frac{170}{190} = 0{,}895 \ ;$$

szerokość umyślona

$$v' = 75 - (75 - 23) . 0{,}895^2 . (3 . 0{,}895 - 2)^2 = 55{,}45 \text{ cm}.$$

Moment wywrotowy słupa względem punktu obojętnego wynosi

$$M^J = 173 . (683 + 127) + 93{,}5 . (387{,}5 + 127) = 188\,236 \text{ kgcm},$$

a więc naprężenie u stopy słupa wg wzoru (60)

$$p^T = \frac{4 . 188\,236}{190 . (190 - 127) . 55{,}45} = \mathbf{1{,}13} \text{ kg/cm}^2;$$

naprężenie to jest mniejsze od parcia biernego

$$1{,}13 \text{ kg/cm}^2 < 1{,}18 \text{ kg/cm}^2.$$

Na rys. 57 linja stroma, okalająca parabolę, a przechodząca na głębokości 30 cm przez 0,7 kg/cm², a na głębokości 200 cm — przez 2 kg/cm² (tabl. X), przedstawia granicę największych dopuszczalnych naprężeń. Ponie-

waż parabola nie przekracza tej granicy, przeto ustój słupa możemy uważać za dostateczny.

Należy jeszcze obliczyć grubość belek odporowych. Belki (rys. 58) pracują na zginanie, przyczem belka dolna przy tej samej grubości pracuje w gorszych warunkach (siły są jednakowe, ramię w belce górnej jest wprawdzie większe o 50%, ale zato moment wytrzymałości jest o 100% większy, niż w belce dolnej). A zatem obliczamy tylko belkę dolną. Belka (rys. 58) wystaje z poza konturów słupa o

$$\tfrac{1}{2}(75 - 23) = 26 \text{ cm};$$

wystająca powierzchnia parcia wynosi

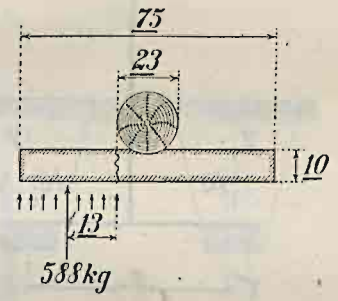
$$26 \cdot 20 = 520 \text{ cm}^2.$$

Siłę gnącą znajdziemy, mnożąc tę powierzchnię przez naprężenie średnie; dla uproszczenia rachunku liczymy na naprężenie największe, panujące w dolnej krawędzi p^T, —

$$520 \cdot 1{,}13 = 588 \text{ kg};$$

ramię zginania wynosi

$$\tfrac{1}{2} \cdot 26 = 13 \text{ cm};$$



Rys. 58.

najmniejszy dopuszczalny moment wytrzymałości belki przy naprężeniu dopuszczalnem (tabl. I) 145 kg/cm²

$$\frac{588 \cdot 13}{145} = 53 \text{ cm}^3;$$

najmniejsza dopuszczalna grubość belki

$$\sqrt{\frac{53 \cdot 6}{20}} = 4 \text{ cm};$$

wyznaczamy dla pewności **10** cm.

Podstawy saniowe. Rys. 59 przedstawia schematycznie słup na podstawie saniowej. U stopy słupa T przymocowano płozy, a płozy na obu krańcach połączono z płytami podstawowemi. Punktem obrotu jest stopa słupa T. Moment wywrotowy $F \cdot (h^O + g^T)$ zastępujemy momentem pary pionowych sił umyślonych X', X'', przyłożonych w pośrodku osi obu płyt podstawowych,

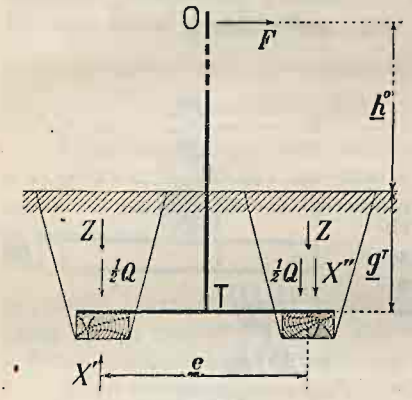
$$F \cdot (h^O + g^T) = X \cdot e;$$

e jest odstępem między osiami płyt.

Pod wpływem momentu wywrotowego słup będzie usiłował obracać się w ziemi wokoło punktu T, przyczem jedna z płyt

(na rys. — prawa) będzie się wrzynać wdół, a drúga (na rys. — lewa) — unosić wgórę.

Waga słupa, przewodów, podstawy saniowej i t. d. Q kg dzieli się na obie płyty porównu. Jedna połowa siły Q u płyty prawej powiększa siłę nacisku, druga zaś połowa u płyty lewej zmniejsza siłę wypierania ziemi.



Rys. 59.

Wskutek powyższych przesunięć ziemia nad płytą prawą będzie miała dążność obsuwania się, a nad płytą lewą — unoszenia się ku górze. Objętość ziemi opadającej, albo wypieranej, możemy sobie wyobrazić w postaci o b e l i s k a (rys. 59). Dolną podstawą tego obeliska jest powierzchnia płyty saniowej, a podstawa górna — rozszerzona — wypada na powierzchni ziemi. Wszystkie cztery ścianki boczne mają jednakową pochyłość, zależną od gatunku ziemi. Można przyjąć, że pochyłość ta średnio wynosi około

$$\boxed{17^0}.$$

Oznaczmy wagę jednego obeliska ziemi przez Z. Całkowita siła nacisku płyty prawej na dno wykopu wynosi

$$X + \tfrac{1}{2}Q + Z,$$

a siła wypierania ziemi ku górze przez płytę lewą —

$$X - \tfrac{1}{2}Q.$$

Ustój słupa będzie zapewniony, gdy:
1) pionowe naprężenie, wywołane naciskiem siły $X + \frac{1}{2}Q + Z$, nie przekroczy granicy dopuszczalnej i gdy
2) ciężar obeliska ziemi będzie większy od siły wypierania

$$\boxed{Z > X - \tfrac{1}{2}Q}. \qquad (64)$$

Przykład 28. Zaprojektować podstawę saniową do żelaznego słupa przelotowego z przykładu 13-go.

Wyznaczenie wymiarów. Moment zginania słupa w przypadku (a) wynosi w przekroju przyziemnym $M^z = 540\,700$ kgcm. Wg tabl. XI głębokość zakopa-

nia powinna wynosić około 200 cm; ze względu na solidne umocowanie zapomocą podstawy saniowej wyznaczamy głębokość mniejszą

$$g^T = 170 \text{ cm}.$$

Projektujemy dwie płyty podstawowe o grubości 12 cm i powierzchni prącej

$$60 \text{ cm} \times 70 \text{ cm};$$

odstęp między środkami płyt

$$e = 150 \text{ cm};$$

na płytach wspierają się dwie płozy z żelaza korytkowego

№ 18;

słup łączy się z płozami za pośrednictwem czterech belek z kątownika, dwóch łubek i nitów (rys. 60).

Sprawdzenie naprężeń. Waga przewodów 270 kg; — izolatorów, trzonów i poprzecznika 30 kg; — słupa na całej długości

$$510 \cdot \frac{1\,160 + 170}{1\,160} \approx 600 \text{ kg};$$

— podstawy saniowej (żelazo: 420 cm korytka № 18, 164 cm kątownika $70 \times 70 \times 9$; 2 400 cm² blachy grub. 1 cm; drzewo: 280 cm belki o przekroju 30 cm × 12 cm)

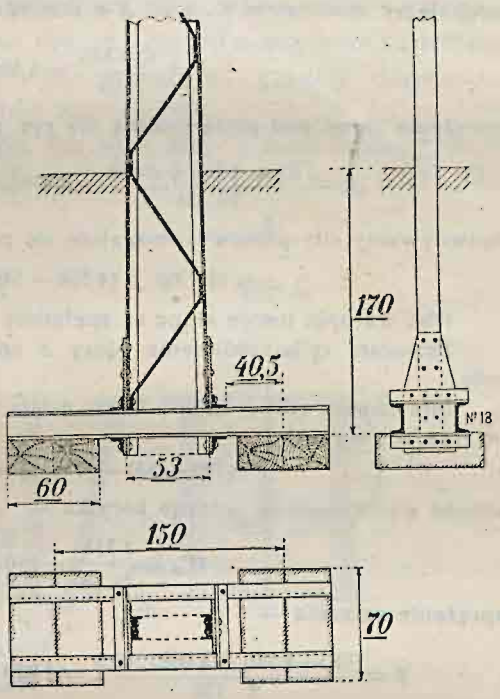
$$92 + 15 + 19 + 61 \approx 190 \text{ kg}.$$

Waga sadzi 480 kg.

Przy podziale ogólnej wagi

$$Q = 270 + 30 + 600 + 190 + (480)$$

na obie płyty podstawowe należy uwzględnić, że waga, ciążąca na płycie unoszonej jest dla ustoju słupa korzystna, waga zaś na płycie prącej — szkodliwa. Dla bezpieczeństwa będziemy liczyli najmniejszą wagę, ciążącą na płycie unoszonej w warunkach zwykłych, gdy przewody nie są obciążone sadzią



Rys. 60.

$$\tfrac{1}{2} Q' = \tfrac{1}{2} (270 + 30 + 600 + 190) = 545 \text{ kg},$$

a na płycie prącej — wagę największą, występującą podczas sadzi,

$$\tfrac{1}{2} Q'' = \tfrac{1}{2} (270 + 30 + 600 + 190 + 480) = 785 \text{ kg}.$$

Wymiary obeliska: wysokość $170 + 12 = 182$ cm, podstawa dolna 70 cm $\times$ 60 cm, a podstawa górna

$$70 + 2 \cdot 182 \operatorname{tg} 17^0 = 181 \text{ cm}, \qquad 60 + 2 \cdot 182 \cdot \operatorname{tg} 17^0 = 171 \text{ cm};$$

objętość całego obeliska 2 825 000 cm^3; po odliczeniu belek drewnianych (rys. 59) $60 \times 70 \times 12 \approx 50\,000$ cm^3 pozostanie objętość samej ziemi wypieranej lub prącej $2\,825\,000 - 50\,000 = 2\,775\,000$ cm^3.

Również dla bezpieczeństwa będziemy liczyli dla ziemi wypieranej najmniejszą ciężkość właściwą podczas suszy $\gamma = 1.6$, a dla ziemi prącej — największą ciężkość podczas deszczu $\gamma = 1{,}68$:

$$Z' = 2\,775 \cdot 1{,}6 = 4\,440 \text{ kg}; \qquad Z'' = 2\,775 \cdot 1{,}68 = 4\,662 \text{ kg}.$$

Moment wywrotu względem punktu T

$$MT = 340 \cdot (1\,070 + 170) + 305 \cdot (580 + 170) = 650\,350 \text{ kgcm}$$

zastępujemy momentem pary sił X o ramieniu 150 cm

$$X = \frac{650\,350}{150} = 4\,336 \text{ kg}.$$

Naprężenie ziemi pod płytą cisnącą (na rys. prawą)

$$p = \frac{785 + 4\,336 + 4\,662}{70 \cdot 60} = \mathbf{2{,}3} \text{ kg/cm}^2 < 2{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Porównywamy siły pionowe, zmagające się przy płycie unoszonej,

$$4\,440 \text{ kg} > (4\,336 - 545) \text{ kg}.$$

Oba warunki ustoju słupa są spełnione.

Pozostało tylko obliczenie płozy z żelaza korytkowego № 18 na zginanie.

Siła cisnąca $(785 + 4\,336 + 4\,662)$ działa na środku płyty drewnianej; ramię (rys. 60) wynosi

$$\tfrac{1}{2} \cdot (150 - 53) - (7 + 1) = 40{,}5 \text{ cm};$$

moment wytrzymałości jednego korytka —

$$W_x = \frac{1\,354}{\frac{1}{2} \cdot 18} = 150 \text{ cm}^3,$$

naprężenie zginania —

$$p = \frac{(785 + 4\,336 + 4\,662) \cdot 40{,}5}{2 \cdot 150} = \mathbf{1\,320} \text{ kg/cm}^2 < 1\,500 \text{ kg/cm}^2.$$

Fundamenty betonowe. Rys. 61—I przedstawia słup, obsadzony w pień betonowy i postawiony w niezasypanym wykopie. Na dno wykopu działa symetrycznie pionowa siła Q, jako waga fundamentu, słupa, poprzeczników, przewodów i t. d. Przy odpowiednich wymiarach fundamentu słup nie będzie się chylił, a nawet może wytrzymać moment wywrotowy od niewielkiej siły

poziomej F_1 (względem stopy fundamentu T). Moment ten wywiera skutek taki sam, jak para sił umyślonych Q', Q'', równych co do wartości wadze Q,

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

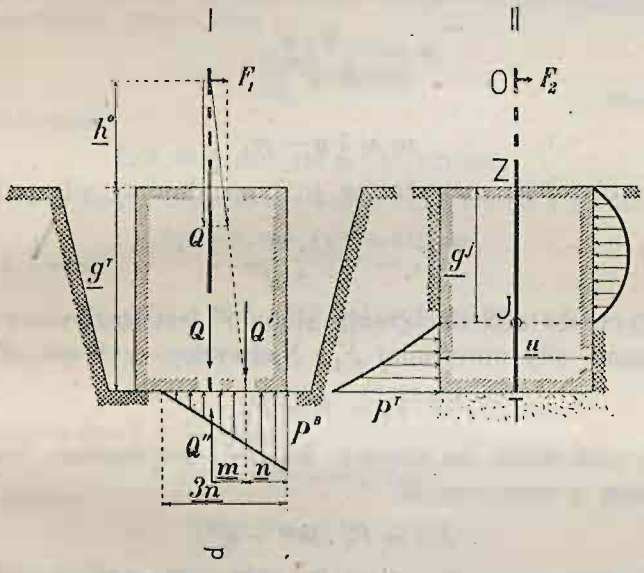
z warunkiem, że ramię tej pary sił m spełni równanie

$$F_1 . (h^O + g^T) = Q . m . \qquad (65)$$

Siły Q'', Q, przyłożone w osi fundamentu, a skierowane odwrotnie, znoszą się wzajemnie.

Stąd wyprowadzamy wniosek, że przyłożenie poziomej siły F_1 powoduje jakby przesunięcie siły pionowej Q z osi fundamentu w bok, o mimośród m. A więc pod wpływem siły poziomej F_1 powstaną takie pionowe naprężenia, jakie uwidocznione są na rys. 56. Dopóki naprężenie największe (na rys. 61—I naprężenie p^B) nie przekroczy granicy dopuszczalnej, dopóty ustój słupa będzie zapewniony.

Rys. 61—II przedstawia ten sam słup z fundamentem w innych warunkach. Dno wykopu przedstawia grunt słaby, który wprawdzie może znieść siłę ciężkości Q, ale nic ponad to. Wykop zasypano ziemią w lepszym gatunku i w tym stanie słup może być już obciążony pewną siłą poziomą F_2 o momencie (względem punktu obojętnego J)



Rys. 61

$$F_2 . (h^O + g^J) .$$

Naprężenia kształtują się wg paraboli. Dopóki naprężenie największe (na rys. 61- II naprężenie p^T) nie przekroczy granicy dopuszczalnej, dopóty ustój słupa będzie zapewniony.

Oba przytoczone wyżej przypadki są czysto teoretyczne. W praktyce fundament betonowy zawdzięcza ustój zarówno odporom pionowym, jak poziomym. Metoda obliczania fundamentu, którą chcemy zastosować, polega właśnie na rozłożeniu siły poziomej F na takie składniki umyślone: F_1 i F_2

$$F = F_1 + F_2 ,$$

aby działanie jednego można było pokonać odporami wyłącznie pionowemi, a działanie drugiego — wyłącznie poziomemi.

Bieg obliczenia będzie następujący. Wystawiamy sobie, że fundament jest niezakopany i obliczamy największą siłę F_1, którą można byłoby przyłożyć w punkcie O bez uszczerbku dla ustoju słupa. W tym celu wyznaczamy dla naprężenia p^B największą wartość dopuszczalną; obliczamy odległość n z równania (61)

$$n = \frac{2 . Q}{3 . p^B . v} ,$$

mimośród m

$$m = \tfrac{1}{2} u - n ,$$

wreszcie z równości momentów (65) znajdujemy siłę poziomą F_1

$$F_1 = \frac{Q . m}{h^O + g^T} .$$

Rzeczywista siła obciążenia słupa F jest zazwyczaj większa od znalezionej siły umyślonej F_1. Nadwyżkę, czyli siłę F_2

$$F_2 = F - F_1 ,$$

składamy całkowicie na odpory boczne. Największe naprężenie p^T obliczamy z momentu MJ

$$MJ = F_2 . (h^O + g^J)$$

zapomocą wzorów ogólnych: (51), (54), (55). W fundamentach o jednostajnej szerokości v (na rys. 61 wymiar v jest prostopadły do płaszczyzny rysunku) naprężenie p^T wynosi (wzór 58)

$$p^T = \frac{12\ MJ}{(p^T)^2 . v} ,$$

a w fundamentach ze schodkiem (rys. 55) oblicza się z równań: (59), (60).

Gdy znalezione naprężenia boczne w żadnym punkcie nie przekraczają naprężeń dopuszczalnych (tabl. X), a ponadto, gdy największa wartość (u stopy fundamentu) jest mniejsza od biernego parcia ziemi (wzór 62, tabl. X), to możemy uważać ustój za wystarczający.

Na zakończenie wypadnie jeszcze sprawdzić, czy nie grozi zmiażdżenie betonu przez moment wywrotowy samego słupa względem fundamentu.

Przykład 29. Słup odporowy z przykładu 14-go otrzymał fundament betonowy o przekroju kwadratowym i wymiarach podanych na rys. 62. Sprawdzić ustój słupa.

KOŁO MECHANIKÓW BIBLJOTEKA

Siły. Przypadek najniekorzystniejszy, gdy działają siły:

$$\tfrac{2}{3}N = 1\,900 \text{ kg}, \qquad S_{\perp} = 410 \text{ kg}.$$

Siły pionowe są następujące: waga przewodów 165 kg, sadzi 290 kg, poprzeczników z wyprawą 60 kg, górnej części słupa 235 kg, dolnej (na wysokości 660 cm) 480 kg, podziemnej

$$480 \cdot \frac{250}{660} = 180 \text{ kg}.$$

Objętość fundamentu

$$210^2 \cdot 60 + 120^2 \cdot 190 = 5\,382\,000 \text{ cm}^3,$$

objętość piramidy ściętej o podstawie dolnej 210×210 cm i górnej

$$210 + 2 \cdot 250 \operatorname{tg} 17^0 = 363 \text{ cm}$$

363×363 cm wynosi

$$\tfrac{1}{3} \cdot 250 \cdot (210^2 + 363^2 + 210 \cdot 363) = 21\,008\,000 \text{ cm}^3,$$

objętość ziemi opartej o fundament

$$21\,008\,000 - 5\,382\,000 = 15\,626\,000 \text{ cm}^3,$$

waga tej ziemi w stanie wilgotnym

$$15\,626 \cdot 1{,}68 = 26\,250 \text{ kg};$$

a waga fundamentu

$$5\,382 \cdot 2 = 10\,764 \text{ kg}.$$

Naprężenia pionowe. Przypuśćmy, że fundament jest odkopany i podlega tylko sile ciężkości Q. Im większa jest ta siła, tem lepiej dla ustoju. Z wyliczonych wyżej ciężarów do rachunku nie wciągniemy sadzi (bo nie jest zjawiskiem stałem), ani ziemi (bo w tej chwili jest usunięta);

$$Q = 165 + 60 + (235 + 480 + 180) + 10\,764 = 11\,884 \text{ kg}.$$

Dopuszczalne naprężenie pionowe wynosi 2,5 kg/cm² (tabl. X). Nie możemy

jednak wykorzystać całej tej wartości, gdyż po zakopaniu słupa przybędzie jeszcze waga ziemi, a od czasu do czasu przybędzie sadź. A zatem odliczymy z wartości 2,5 kg/cm² średnie naprężenie, które może powstać na dnie wykopu od ziemi i sadzi

$$\frac{26\,250 + 290}{210 \cdot 210} = 0{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Pozostaje naprężenie

$$2{,}5 - 0{,}6 = \mathbf{1{,}9} \text{ kg/cm}^2.$$

Zaczynamy słup obciążać siłą poziomą. Skutek będzie taki, jakbyśmy przesuwali siłę pionową Q w położenie ekscentryczne. Gdy osiągniemy na krawędzi schodka naprężenie $p^B = 1{,}9$ kg/cm², to punkt przyłożenia siły Q od krawędzi prącej wypadnie na odległości (wzór „61")

$$n = \frac{2 \cdot 11\,884}{3 \cdot 1{,}9 \cdot 210} = 20 \text{ cm},$$

a mimośród

$$m = \tfrac{1}{2}\,210 - 20 = 85 \text{ cm}.$$

A zatem największy moment, który można złożyć na karb naprężeń pionowych, wynosi

$$M^T = 11\,884 \cdot 85 = 1\,010\,140 \text{ kgcm},$$

a największa siła dopuszczalna F_1

$$F_1 = \frac{1\,010\,140}{1\,070 + 250} = 765 \text{ kg}.$$

Naprężenia boczne. Zasypujemy fundament ziemią. Pień betonowy, wzięty przez ubitą ziemię, jakby w kluby, może wytrzymać większy moment wywrotowy. Próbujemy go obciążyć dodatkową siłą F_2

$$F_2 = 1\,900 - 765 = 1\,135 \text{ kg}.$$

Obliczenie największego naprężenia bocznego u stopy słupa wykonaliśmy w przykładzie 26-tym i otrzymaliśmy

$$p^T = \mathbf{1{,}57} \text{ kg/cm}^2.$$

Bierne parcie mokrej ziemi nasypowej wynosi u stopy słupa wg wzoru (62) i wg tablicy X

$$k_b = 0{,}001 \cdot 250 \cdot 1{,}68 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{35^0}{2}\right) = 6{,}2 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 1{,}55 \text{ kg/cm}^2.$$

Przekroczenie tak nieznaczne, że nie zwracamy na nie uwagi. Na rys. 62 wykres paraboliczny naprężeń bocznych jest otoczony pochyłemi linjami prostemi, które stanowią granicę największych naprężeń dopuszczalnych. Naprężenia w żadnym punkcie granicy tej nie przekraczają.

Schodek. Pod wpływem momentu wywrotowego schodek fundamentu jest wystawiony na zginanie (rys. 62). Szerokość schodka

$$\tfrac{1}{2}\,(210 - 120) = 45 \text{ cm};$$

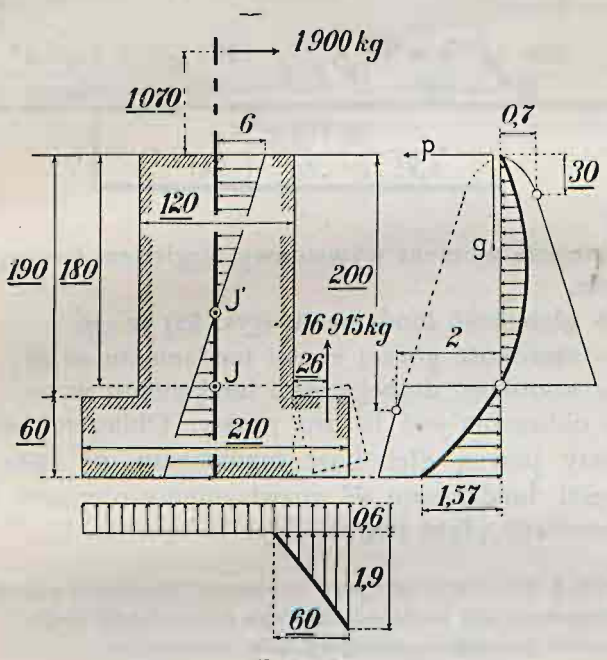
na tej szerokości naprężenia pionowe wynoszą od 2,5 kg/cm² do

$$0{,}6 + 1{,}9 \cdot \frac{60 - 45}{60} = 1{,}08 \text{ kg/cm}^2;$$

siła zginająca schodek jest wypadkową z naprężeń, równa się

$$\tfrac{1}{2}(2{,}5 + 1{,}08) \cdot (45 \cdot 210) = 16\,915 \text{ kg}$$

i przechodzi przez środek ciężkości wykresu naprężeń pionowych w kształcie trapezu. Środek ciężkości znajdujemy wykreślnie; leży on w odległości 26 cm od przekroju niebezpiecznego. Moment wytrzymałości przekroju schodka —



Rys. 62.

$$\tfrac{1}{6} \cdot 210 \cdot 60^2 = 126\,000 \text{ cm}^3;$$

naprężenie zginania

$$p_g = \frac{16\,915 \cdot 26}{126\,000} = 3{,}5 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2.$$

Naprężenia od parcia wiatru. Dotychczas przypuszczaliśmy, że działa sam naciąg. Sile tej przeciwstawiliśmy pionowe naprężenia u dna fundamentu i poziome — u dwóch ścianek prostopadłych do linji. Siła parcia wiatru działa prostopadle do naciągu, a więc obciąża dwie ścianki pozostałe, równoległe do linji. Wszystkie cztery ścianki są jednakowej wielkości. Na pierwsze dwie złożyliśmy moment 1 418 750 kgcm, tembardziej będziemy mogli na dwie pozostałe złożyć niewielki moment parcia wiatru

$$410 \cdot (580 + 180) = 311\,600 \text{ kgcm.}$$

Ustój słupa względem betonu sprawdziliśmy w przykładzie 24-ym; największe naprężenie betonu wynosi **6** kg/cm² wobec dopuszczalnego 28 kg/cm².

Inny sposób obliczania ustoju (wg Fröhlicha) nadaje się tylko do fundamentów betonowych o przekroju kwadratowym z rozszerzoną podstawą nakształt schodka (rys. 55). Uważając za dopuszczalne takie obciążenie, przy którem słup pochyla się o kąt, nieprzekraczający 1^0, wykonano cały szereg doświadczeń i wyprowadzono wzór

$$(u^T)^3 - \frac{188 \cdot (g^T + u^Z)}{(g^T + 94)} (u^T)^2 + \frac{188 \cdot (g^T + \frac{1}{2} u^Z)\, u^Z}{(g^T + 94)} (u^T) - \frac{MJ' \cdot 10^6}{5{,}95 \cdot g^T \cdot (g^T + 94)} = 0, \qquad (66)$$

w którym

MJ' oznacza moment wywrotowy względem środka głębokości g^T, w kgcm,

g^T — głębokość fundamentu (rys. 55) w cm,

u^Z — szerokość górnej części fundamentu w cm,

u^T — szerokość dolnej części fundamentu w cm.

Bieg obliczenia jest bardzo prosty. Obliczamy moment MJ', a założywszy pewną głębokość fundamentu g^T oraz szerokość górnej części fundamentu u^Z, rozwiązujemy równanie (66) i znajdujemy szerokość płyty prącej u^T.

Przykład 30. Zaprojektować fundament betonowy schodkowy o przekroju kwadratowym dla słupa odporowego z przykładu 14-go.

Przypadek najniekorzystniejszy, gdy działają siły:

$$\tfrac{2}{3} N = 1\,900 \text{ kg}, \qquad S_j = 410 \text{ kg}.$$

Fundament obliczymy tylko na pierwszą siłę, gdyż druga jest znacznie mniejsza, a działając prostopadle, będzie pokryta naprężeniami ziemnemi na dwóch nieobciążonych ściankach fundamentu, równoległych do linji.

Moment względem powierzchni ziemi

$$MZ = 1\,900 \cdot 1\,070 = 2\,033\,000 \text{ kgcm};$$

wg tabeli XI pożądana głębokość fundamentu wynosi co najmniej 230 cm; wyznaczamy

$$g^T = \mathbf{250} \text{ cm}.$$

Szerokość słupa w przekroju przyziemnym wynosi 69 cm. Szerokość górnej części pnia betonowego dostosujemy do szerokości słupa i wyznaczymy, przypuśćmy

$$u^Z = \mathbf{120} \text{ cm}.$$

Moment wywrotu względem środka głębokości fundamentu

$$M^{J'} = 1\,900 \,.\, (1\,070 + \tfrac{1}{2} \,.\, 250) = 2\,270\,500 \text{kgcm}.$$

Podstawiamy do równania (66) wyznaczone i obliczone wartości

$$(u^T)^3 - \frac{188 \,.\, (250 + 120)}{(250 + 94)} (u^T)^2 + \frac{188 \,.\, (250 + \frac{1}{2} \,.\, 120) \,.\, 120}{(250 + 94)} (u^T) -$$

$$- \frac{2\,270\,500 \,.\, 10^6}{5{,}95 \,.\, 250 \,.\, (250 + 94)} = 0$$

$$(u^T)^3 - 202 \,.\, (u^T)^2 + 20\,330 \,.\, u^T - 4\,437\,000 = 0$$

i znajdujemy

$$205 < u^T < 210;$$

wyznaczamy szerokość dna fundamentu

$$u^T = \mathbf{210} \text{ cm}.$$

Tablica I. *Spółczynniki wytrzymałościowe dla drzewa, żelaza i betonu.*

Materjał	Ciężkość właściwa γ g/cm³	Sprężystość E kg/cm²	Naprężenie dopuszczalne k kg/cm²		Stopień bezpieczeństwa na wyboczenie σ	
Drzewo			części narażone na gnicie	części nienarażone na gnicie	sprężyste: części narażone na gnicie	sprężyste: części nienarażone na gnicie
nienasycone (tylko do napięć niskich)	średnio 0,6	średnio 106 000	80	100	5	5
iglaste nasycone			145	190	4	3
twarde nasycone			190	280	3	3
sosna, nasycona olejem smołowym: 90 kg na m³ . .			190	220	3	3
twarde, nasycone olejem smołowym: dąb 60 kg na m³, buk 180 kg na m³ .			280	330	3	3

kliny na ścięcie 18 kg/cm²; kliny z drzewa twardego na ścięcie 20 kg/cm²;
nacisk klina na wrąb = dopuszczalne naprężenie odpowiedniego gatunku drzewa zmniejszone do połowy;

Żelazo			na rozciąganie, ściskanie i zginanie	sprężyste; wzór (32)	niesprężyste; wzory (33), (34)
stal zlewna	7,9	2 250 000	2 000	3	2
żelazo zlewne	7,85	2 150 000	1 500	3	2
żeliwo	7,25	1 000 000	300		

śruby 750 kg/cm²; śruby na ścinanie 900 kg/cm²; ciśnienie śruby na ściankę 1800 kg/cm²;
nity na ścinanie 1200 kg/cm²; ciśnienie nita na ściankę 3000 kg/cm²;

Beton				
	2,0	200 000	ściskanie 28 kg/cm²; rozciąganie 4 kg/cm²;	

Tablica II. *Średnice drutów i linek.*

Przekrój s	Średnica δ		Przekrój s	Średnica linki δ	Przekrój s	Średnica linki δ
	drutu	linki				
mm^2	mm		mm^2	mm	mm^2	mm
1	1,13	1,3	35	7,5	300	22,5
1,5	1,38	1,6	50	9,0	400	26,3
2,5	1,79	2,1	70	10,5	500	29,4
4	2,26	2,6	95	12,5	625	32,9
6	2,77	3,2	120	14	800	37,2
10	3,57	4,1	150	15,8	1 000	41,6
16	4,52	5,1	185	17,5		
25	5,65	6,3	240	20,3		

Tablica III. *Normalne wymiary słupów żelaznych.*

Rodzaj słupa	Siła pozioma u wierzchołka F	Wysokość nadziemnej części słupa h^W	Średnica albo szerokość słupa u wierzchołka		Przyrost szerokości słupa Δ	Kąt pochylenia ukośników α
	kg	cm	cm		cm/cm	
słupy rurowe	100	700	$d^W = 10$		0,007	—
	1 000	700	$d^W = 18$		0,014	
słupy kratowe z dwóch korytek	200	600	$u^W = 10$		0,021	około 35^0
		1 200	$u^W = 13$		0,028	
	600	600	$u^W = 12$		0,034	
		1 200	$u^W = 14$		0,034	
słupy kratowe z czterech kątowników	400	600	u^W albo v^W	13	0,020	
		1 200		15	0,030	
	2 000	600		22	0,039	
		1 200		25	0,039	

Tablica IV. Kq

№ profilu	Szerokość	Grubość	Przekrój s	Waga 1 metra	Odległość środka ciężkości ξ_0	Momenty bezwładności	
						J_ξ	$J_x = J_{min}$
	cm	cm	cm²	kg	cm	cm⁴	cm⁴
3½	3,5	0,4	2,67	2,08	1,00	2,96	1,24
		0,6	3,87	3,02	1,08	4,13	1,77
4	4	0,4	3,08	2,40	1,12	4,47	1,86
		0,6	4,48	3,49	1,20	6,35	2,67
		0,8	5,80	4,52	1,28	7,90	3,38
4½	4,5	0,5	4,30	3,36	1,28	7,85	3,25
		0,7	5,86	4,57	1,36	10,4	4,39
		0,9	7,34	5,73	1,44	12,6	5,40
5	5	0,5	4,80	3,75	1,40	11,0	4,59
		0,7	6,56	5,12	1,49	14,5	6,02
		0,9	8,24	6,43	1,56	17,9	7,67
5½	5,5	0,6	6,31	4,92	1,56	17,3	7,24
		0,8	8,23	6,42	1,64	22,1	9,35
		1,0	10,07	7,85	1,72	26,3	11,2
6	6	0,6	6,91	5,39	1,69	22,7	9,43
		0,8	9,03	7,04	1,77	29,2	12,1
		1,0	11,07	8,63	1,85	34,8	14,6
6½	6,5	0,7	8,7	6,8	1,85	33,4	13,8
		0,9	11,0	8,6	1,93	41,3	17,2
		1,1	13,2	10,3	2,00	48,7	20,7
7	7	0,7	9,4	7,3	1,97	42,3	17,6
		0,9	11,9	9,3	2,05	52,5	22,0
		1,1	14,3	11,1	2,13	62	26,0
7½	7,5	0,8	11,5	8,9	2,13	59	24,4
		1,0	14,1	11,0	2,21	71	29,8
		1,2	16,7	13,0	2,29	82,5	34,7

t o w n i k i (rys. 36).

№ profilu	Szerokość	Grubość	Przekrój s	Waga 1 metra	Odległość środka ciężkości ξ_0	Momenty bezwładności	
						J_ξ	$J_x = J_{min}$
	cm	cm	cm²	kg	cm	cm⁴	cm⁴
		0,8	12,3	9,6	2,26	72,0	29,6
8	8	1,0	15,1	11,8	2,34	87,5	35,9
		1,2	17,9	13,9	2,41	102	43,0
		0,9	15,5	12,1	2,54	116	47,8
9	9	1,1	18,7	14,6	2,62	138	57,1
		1,3	21,8	17,0	2,70	158	65,9
		1,0	19,2	14,9	2,82	177	73,3
10	10	1,2	22,7	17,7	2,90	207	86,2
		1,4	26,2	20,4	2,98	235	98,3
		1,0	21,2	16,5	3,07	239	98,6
11	11	1,2	25,1	19,6	3,15	280	116
		1,4	29,0	22,6	3,21	319	133
		1,1	25,4	19,8	3,36	340	140
12	12	1,3	29,7	23,2	3,44	393	162
		1,5	33,9	26,5	3,51	445	186
		1,2	30,0	23,4	3,64	472	194
13	13	1,4	34,7	27,0	3,72	540	223
		1,6	39,3	30,6	3,80	604	251
		1,3	35,0	27,3	3,92	638	262
14	14	1,5	40	31,2	4,00	723	298
		1,7	45	35,1	4,08	805	334
		1,4	40,3	31,4	4,2	845	347
15	15	1,6	45,7	35,7	4,3	949	391
		1,8	51	39,9	4,4	1 052	438

BIBLIOTEKA S. P.

Tablica V. *Korytka* (rys. 42).

№ profilu	Wysokość h	Szerokość b	Grubość ścianki środkowej c	Grubość półek	Przekrój s	Waga 1 metra	Odległość środka ciężkości ξ_o	Moment bezwładności $J_y = J_{min}$	Moment bezwładności J_x
	cm	cm	cm	cm	cm^2	kg	cm	cm^4	cm^4
4	4	3,5	0,5	0,7	6,21	4,85	1,33	6,68	14,1
5	5	3,8	0,5	0,7	7,12	5,55	1,37	9,12	26,4
$6\frac{1}{2}$	6,5	4,2	0,55	0,75	9,03	7,05	1,42	14,1	57,5
8	8	4,5	0,6	0,8	11,0	8,60	1,45	19,4	106
10	10	5	0,6	0,85	13,5	10,5	1,55	29,3	206
12	12	5,5	0,7	0,9	17	13,3	1,60	43,2	364
14	14	6	0,7	1	20,4	15,9	1,75	62,7	605
16	16	6,5	0,75	1,05	24,0	18,7	1,84	85,3	925
18	18	7	0,8	1,1	28,0	21,8	1,92	114	1 354
20	20	7,5	0,85	1,15	32,2	25,1	2,01	148	1 911
22	22	8	0,9	1,25	37,4	29,2	2,14	197	2 690
24	24	8,5	0,95	1,3	42,3	33,0	2,23	248	3 598
26	26	9	1	1,4	48,3	37,7	2,36	317	4 823
28	28	9,5	1	1,5	53,3	41,6	2,53	399	6 276
30	30	10	1	1,6	58,8	45,8	2,70	495	8 026

Tablica VI. *Gwint Whitworth'a.*

Średnica zewn. cali ang.	Średnica zewn. cm	Średnica rdzenia cm	Średnica zewn. cali ang.	Średnica zewn. cm	Średnica rdzenia cm
$1/2$	1,27	0,999	$1\,1/4$	3,175	2,710
$5/8$	1,587	1,292	$1\,3/8$	3,492	2,950
$3/4$	1,905	1,580	$1\,1/2$	3,810	3,268
$7/8$	2,222	1,861	$1\,5/8$	4,127	3,477
1	2,540	2,133	$1\,3/4$	4,445	3,794
$1\,1/8$	2,857	2,393	$1\,7/8$	4,762	4,040

Tablica VII. *Izolatory*
wg norm niemieckich.

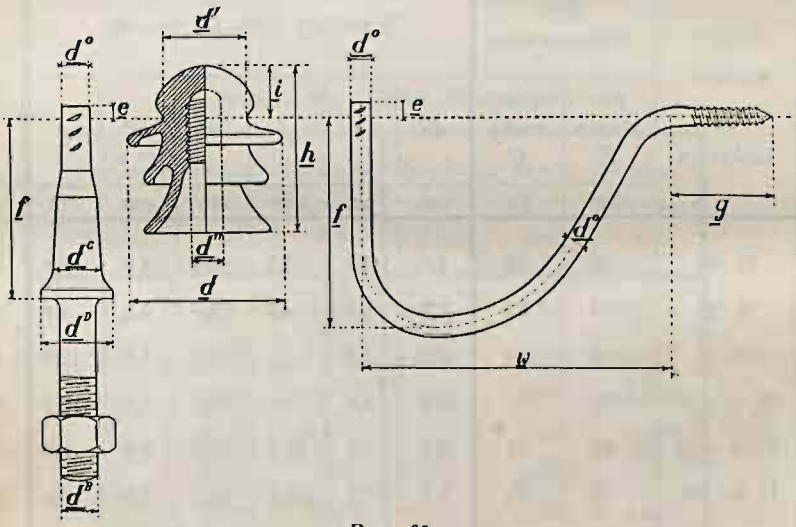
Typ izolatora	Napięcie nominalne	Wymiary (rys. 63)					Waga
		d'	*d*	*i*	*h*	*d''*	
	V	cm	cm	cm	cm	cm	kg
N. 80	500	4,2	8,0	3,3	8,5	1,9	0,29
N. 95	500	5,0	9,5	3,7	9,5	2,2	0,54
H. 6	6 000	6,5	12,0	3,7	13,0	2,8	0,97
H. 10	10 000	7,0	13,5	4,1	14,5	2,8	1,36
H. 15	15 000	8,0	15,0	4,1	16,5	2,8	1,88
H. 25	25 000	9,5	19,0	6,2	22,0	2,8	3,61
H. 35	35 000	11,5	25,0	8,3	29,5	3,8	6,58

Tablica VIII. *Hakowate trzony izolatorowe*
o przekroju kołowym ($k = 1\,500$ kg/cm^2) wg norm niemieckich.

№	Odpowiedni typ izolatora	Siły dopuszczalne		Wymiary (rys. 63, rys. 46)						Waga
		pozioma *F*	pionowa *Q*	d^0	*e*	*f*	*w*	*w'* (rys. 46)	*g*	
		kg	kg	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg
1	N. 80	64	55	1,6	1,3	9,5	10,8	4,0	7,5	0,5
2	N. 95	103	84	1,9	1,7	9,9	12,0	4,5	9,5	0,8
3	H. 6	104	48	2,2	1,0	15,1	32,1	5,5	12,0	1,8
4	H. 6 — 15	120	71	2,5	1,1	19,2	32,3	7,0	12,0	2,5
5	H. 6 — 15	92	71	2,5	1,1	25,2	32,3	9,0	12,0	2,9
6	H. 6 — 25	92	64	2,5	1,2	25,1	36,1	8,5	12,0	3,0

Tablica IX. *Proste trzony izolatorowe* o przekroju kołowym ($k = 1\,500$ kg/cm²) wg norm niemieckich.

№	Odpowiedni typ izolatora	Dopuszcz. siła pozioma F	Wymiary (rys. 63)						Waga
			d^O	d^C	d^D	d^B	e	f	
		kg	cm	cm	cm	cali ang.	cm	cm	kg
1	N 80	70	1,6	1,6	2,6	1/2	1,3	8,2	0,31
2	„	280	1,6	2,4	3,5	3/4	1,3	8,2	0,6
3	N. 95	130	1,9	1,9	2,6	5/8	1,7	8,3	0,5
4	„	575	1,9	3,0	4,5	1	1,7	8,3	1,1
5	H. 6	120	2,2	2,2	4,0	7/8	1,0	14,0	1,0
6	„	280	2,2	2,9	4,5	7/8	1,0	14,0	1,15
7	„	560	2,2	3,6	5,5	1 1/8	1,0	14,0	2,0
8	H. 6 — 10	100	2,2	2,2	4,0	7/8	1,0	16,5	1,1
9	H 6 — 15	130	2,5	2,5	4,0	1	1,1	18,9	1,5
10	H 6 — 25	105	2,5	2,5	4,0	1	1,2	23,8	1,7
11	„ „	260	2,4	3,3	5,5	1	1,2	23,8	2,1
12	„ „	560	2,4	4,4	6,0	1 3/8	1,2	23,8	3,7
13	H. 35	165	3,2	3,2	5,0	1 1/4	1,8	30,7	3,4
14	„	560	3,2	4,8	6,5	1 1/2	1,8	30,7	5,5
15	„	1120	3,2	6,1	8,5	1 7/8	1,8	30,7	8,7



Rys. 63.

Tablica X. *Spółczynniki wytrzymałościowe dla ziemi.*

Rodzaj gleby	Ciężkość właściwa γ	Kąt zesypu φ	Bierne parcie ziemi (odpór) k_b	Największe dopuszczalne naprężenie pionowe*)
	g/cm³	stopni	kg/cm²	
Grunt skalisty	—	—	—	7 do 15
Grunt kamienisty, piasek gruboziarnisty lub suchy pokład piasku miałkiego	—	—	—	4 do 6
Glina tłusta sucha . . .	1,6	45°	9,36	
„ nietłusta sucha .	1,5	43°	8,06	
Tłuczeń kamienny mokry	1,6	37°	6,44	
Ziemia nasypowa mokra	1,68	35°	6,20	
Żwir mokry	1,86	27°	4,93	
Piasek mokry	—	—	—	2,5
Glina tłusta mokra . . .	1,99	23°	4,54	
„ nietłusta mokra .	1,95	23°	4,45	
Moczary, torfowiska . .	—	—	—	1

$\times 10^{-3} \cdot g$

*) Największe dopuszczalne naprężenie poziome zależy od głębokości. Dla ziemi nasypowej, żwiru, piasku i gliny mokrej można liczyć na głębokości 200 cm — napr. dop. **2** kg/cm², a na głębokości 30 cm — napr. dop. **0.7** kg/cm².

Tablica XI. *Normalna głębokość zakopania słupa.*

Moment zginania względem przekroju przyziemnego M_Z	Normalna głębokość zakopania słupa	
	bez fundamentu betonowego	z fundamentem betonowym
kgcm	cm	
50 000 — 200 000	160	—
200 000 — 300 000	160 — 170	140
300 000 — 400 000	180 — 200	140 — 150
400 000 — 500 000	200	150 — 160
500 000 — 700 000	—	160 — 170
700 000 — 900 000	—	170 — 180
900 000 — 1 200 000	—	180 — 200
1 200 000 — 1 500 000	—	200 — 220
1 500 000 — 2 000 000	—	220 — 230
2 000 000 — 3 000 000	—	230 — 270

Tablica XII. *Nity.*

Nity na kątownikach

№ profilu	Grubość ścianki	Największa średnica nitu	Odstęp osi nitu od grzbietu	№ profilu	Grubość ścianki	Największa średnica nitu	Odstęp osi nitu od grzbietu	№ profilu	Grubość ścianki	Największa średnica nitu	Odstęp osi nitu od grzbietu: grzbietu	Odstęp osi nitu od grzbietu: drugiego nitu
	cm				cm				cm			
3½	0,4 ; 0,6	**1,0**	2,0	7½	0,8 ; 1,0	**1,9**	4,2	11	1,0	**1,9**	4,5	2,5
4	0,4—0,8	**1,0**	2,2	„	1,2	**2,2**	4,2	„	1,2 ; 1,4	**2,2**	4,5	2,5
4½	0,5—0,9	**1,3**	2,5	8	0,8 ; 1,0	**1,9**	4,5	12	1,1	**2,2**	5,0	3,0
5	0,5—0,9	**1,3**	2,8	„	1,2	**2,2**	4,5	„	1,3 ; 1,5	**2,5**	5,0	3,0
5½	0,6—1,0	**1,6**	3,0	9	0,9 ; 1,1	**1,9**	5,0	13	1,2	**2,2**	5,0	4,0
6	0,6—1,0	**1,6**	3,2	„	1,3	**2,2**	5,0	„	1,4 ; 1,6	**2,5**	5,0	4,0
6½	0,7—1,1	**1,9**	3,5	10	1,0	**1,9**	5,5	14	1,3—1,7	**2,5**	5,5	4,5
7	0,7—1,1	**1,9**	3,7	„	1,2 ; 1,4	**2,2**	5,5	15	1,4—1,8	**2,5**	5,5	5,5

Nity na korytkach

№ profilu	Jeden nit na półce: Największa średnica nitu	Jeden nit na półce: Odstęp osi nitu od grzbietu	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 1,3	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 1,6	№ profilu	Jeden nit na półce: Największa średnica nitu	Jeden nit na półce: Odstęp osi nitu od grzbietu	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 1,6	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 1,9	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 2,2	Dwa nity na ściance środkowej: Odstęp między osiami nitów o średnicy: 2,5
	cm		cm			cm		cm			
4	**0,75**	2,0	—	—	18	**1,9**	4,0	8	7	—	—
5	**1,0**	2,0	—	—	20	**1,9**	4,0	10	9	8	—
6½	**1,0**	2,5	—	—	22	**2,2**	4,5	11	10	9	8
8	**1,3**	2,5	—	—	24	**2,2**	4,5	13	12	11	10
10	**1,3**	3,0	—	—	26	**2,2**	5,0	—	14	13	12
12	**1,6**	3,0	4	—	28	**2,2**	5,0	—	16	15	14
14	**1,6**	3,5	6	5	30	**2,5**	5,5	—	17	16	15
16	**1,9**	3,5	7	6							