Autor skryptu, długoletni pracownik naukowy i dydaktyczn Politechniki Białostockiej, obchodził w czerwcu 1991 roku si demdziesiątą rocznicę urodzin.

Urodził się 29.06.1921 roku w Warszawie. Dyplom magistr inżyniera budownictwa lądowego uzyskał w 1947 roku na W dziale Inżynierii Politechniki Warszawskiej. Stopień naukowy d ktora nauk technicznych nadała mu w 1967 roku Rada Wydzia Inżynierii Budowlanej Politechniki Warszawskiej, na podstaw rozprawy doktorskiej.

Do roku 1952 pracował w Warszawie jako projektant i ki rownik robót, a równocześnie był zatrudniony jako starszy asy tent w Katedrze Wytrzymałości Materiałów na Wydziale Inżyni rii Politechniki Warszawskiej.

W 1953 roku Minister Kolei powołał Go na stanowisk Naczelnego Inżyniera w Przedsiębiorstwie Robót Kolejowy w Białymstoku, dokąd przeniósł się wraz z rodziną. W latach 1955–1967 pracował w Białymstok w przedsiębiorstwach wykonawczych i projektowych, a równocześnie jako nauczyciel akademicki w ó czesnej Wieczorowej Szkole Inżynierskiej – początkowo na godzinach zleconych, a od 1967 roku pełnym etacie. W 1968 roku Minister Oświaty i Szkolnictwa Wyższego powołał Go na stanowisk docenta etatowego.

Docent dr inż. S.P.Glinicki zorganizował od podstaw zakład i laboratorium geotechniki, a w ni stanowiska naukowo-badawcze.

W zakresie reprezentowanej specjalności naukowej legitymuje się oryginalnym dorobkiem, na któ składają się: 2 rozprawy, 35 artykułów, 34 drukowane referaty, 10 prac naukowo-badawczych, w promowanie 2 doktorów, zrecenzowanie 4 rozpraw doktorskich, opracowanie 20 opinii wydawniczyc Jest autorem 9 skryptów akademickich z zakresu mechaniki gruntów i fundamentowania, geotechnik budowli podziemnych oraz maszyn i urządzeń w budownictwie drogowym. Wypromował 120 magistró inżynierów.

W środowisku inżynierskim doc. Glinicki cieczy się szczególnym uznaniem za wiedzę, fachowo i bogate doświadczenie. Ceniony jest za życzliwość i pomoc w rozwiązywaniu trudnych problemó z zakresu geotechniki.

Docent Glinicki przyczynił się, w poważnej mierze, do przywrócenia Wydziałowi Budownictw uprawnień do nauczania na specjalności drogi, ulice i lotniska. Kilkakrotnie był prodziekanem wydzia i zastępcą dyrektora instytutu. W latach 1982–1985 był członkiem Rady Głównej Nauki i Szkolnictw Wyższego. Od 1975 roku jest członkiem Sekcji Mechaniki Gruntów i Skał oraz Fundamentowan Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, a od 1973 roku członkiem Międzynarodowego Stowarz szenia Mechaniki Gruntów i Fundamentowania.

Dzięki staraniom i twórczej działalności doc. S.P.Glinickiego powstał zespół specjalistów z dziedz ny geotechniki i fundamentowania liczący się w środowisku naukowym i rozwinęły się wydawnictw uczelniane.

Przez wiele lat jubilat był przewodniczącym Komitetu Redakcyjnego. Troska i życzliwość w stosu ku do publikujących i zespołu redakcyjnego, zwłaszcza na początku działalności wydawniczej uczel zasługuje na wysokie uznanie.

Docent dr inż. S.P.Glinicki po 43 latach pracy nauczycielskiej w szkołach akademickich przeszed na emeryturę z dniem 1 X 1991 roku.

doc. dr inż. Romuald Steckiewic

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

SKRYPTY

Stanisław Paweł Glinicki

GEOTECHNIKA BUDOWLANA

Część II

WYDAWNICTWA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Recenzent:

prof. dr hab. Stanisław **Pisarczyk**

Redaktor naukowy działu

prof. dr hab. **Rościsław Tribiłło**

Opracowanie redakcyjne:

Jadwiga **Żukowska**

Prace kreślarskie:

Tadeusz Romuald **Malewicz**

Korekta:

Maria Antonina **Łaniewska**

Skład komputerowy w Dziale Wydawnictw Politechniki Białostockiej. Druk w Zakładzie Poligraficznym Politechniki Białostockiej. Nakład 400 egz. Format B–5. Ark. wyd. 15,0. Ark. druk. 21,0. Wydanie I. Oddano do druku w lutym 1992. Druk ukończono w czerwcu 1992. Zam. 21/92.

SPIS TREŚCI

Strona

Przedmowa 7

1. Wiadomości wstępne 9
1.1. Definicje i rodzaje fundamentów 9
1.2. Dane do projektowania posadowień i głębokość posadowienia fundamentów bezpośrednich 15
1.3. Obciążenia gruntem w projektowaniu fundamentów i budowli 19
1.4. Wpływ warunków gruntowych na dylatacje budynku i ochrona podłoża fundamentów oraz pomieszczeń podziemnych 21

2. Wypieranie i stateczność podłoża gruntowego 24
2.1. Stan graniczny nośności podłoża gruntowego 24
2.2. Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża i współczynnik materiałowy gruntu 27
2.3. Obliczanie wartości do pierwszego stanu granicznego 31
2.4. Sprawdzanie stateczności budowli 38
2.4.1. Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posadowionej na gruntach piaszczystych 39
2.4.2. Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posadowionej na małonośnych warstwach gruntów spoistych 41
2.4.3. Sprawdzanie możliwości obrotu fundamentu i przesuwu poziomego 43

3. Metody badań podłoża gruntowego 46
3.1. Fazy badań technicznych podłoża gruntowego 46
3.2. Dokumentacja i opinia geotechniczna 47
3.3. Wiercenia badawcze 48
3.4. Sondowanie gruntu 55
3.4.1. Lekka sonda wbijana 57
3.4.2. Sonda cylindryczna 58
3.4.3. Sonda udarowo-obrotowa 59

Strona

3.4.4. Sonda wciskana ... 62
3.4.5. Sonda wkręcana ... 63
3.5. Próbne obciążenie sztywną płytą ... 64
3.6. Próbne obciążenie presjometrem ... 67
3.7. Próbne obciążenie świdrem talerzowym ... 71
3.8. Pomiar ciśnienia wody w porach ... 73

4. Fundamenty bezpośrednie ... 76
4.1. Obliczenia statyczne stóp fundamentowych ... 76
4.2. Wymiarowanie stóp fundamentowych ... 81
4.2.1. Stopy z cegły, kamienia lub betonu ... 81
4.2.2. Stopy żelbetowe ... 83
4.2.3. Wskazówki do wymiarowania stopy obciążonej grupą sił pionowych ... 92
4.3. Fundamenty konstrukcji wsporczych ... 93
4.4. Ławy fundamentowe ... 99
4.5. Obliczanie zbrojenia w kierunku podłużnym ławy fundamentowej ... 102
4.6. Fundamenty w sąsiedztwie istniejącego budynku ... 104
4.7. Ruszty, płyty i skrzynie fundamentowe ... 106
4.8. Fundamenty o rzucie kołowym ... 109

5. Fundamenty na palach ... 112
5.1. Ogólne warunki stosowania pali ... 112
5.2. Klasyfikacja pali ... 113
5.3. Obliczanie nośności pali pojedynczych obciążonych siłą pionową ... 116
5.4. Obliczanie nośności grupy pali obciążonych siłą pionową . 121
5.5. Obliczanie fundamentów na palach według stanu granicznego użytkowania ... 124
5.6. Obliczanie nośności pali obciążonych siłą poziomą ... 130
5.7. Rozmieszczenie pali pod stopami, ławami i płytami ... 133
5.8. Projektowanie stóp, ław lub płyt na palach ... 135
5.9. Sprawdzanie udźwigu pali za pomocą wzorów dynamicznych ... 136
5.10. Sprawdzenie nośności pali fundamentowych w terenie ... 139
5.11. Wykonanie pali gotowych ... 146
5.11.1. Pale drewniane i stalowe ... 146
5.11.2. Pale żelbetowe prefabrykowane niesprężone ... 148

Strona

5.11.3. Pale z betonu sprężonego ... 150
5.11.4. Pale Raymonda ... 151
5.11.5. Pale Mega ... 152
5.12. Pale formowane w gruncie ... 154
5.12.1. Pale Wolfsholza ... 154
5.12.2. Pale Franki ... 155
5.12.3. Pale Simplex ... 156
5.12.4. Pale Vibro ... 157
5.12.5. Pale Fundex ... 158
5.13. Pale o dużych średnicach ... 160
5.13.1. Metoda Benoto ... 160
5.13.2. Palownica uniwersalna PPF ... 162
5.13.3. Pale HW (Hochstrasser-Weise) ... 164
5.14. Mikropale ... 167
5.15. Pale jako fundamenty ostrosłupowe wysokich budynków .. 168
5.16. Sprzęt do robót palowych ... 169
5.17. Wpłukiwanie pali i kolejność ich wbijania ... 177

6. Ścianki szczelne ... 181
6.1. Ścianki szczelne drewniane ... 181
6.2. Ścianki szczelne stalowe ... 186
6.3. Ścianki szczelne żelbetowe ... 189
6.4. Obliczenia statyczne ścianek szczelnych ... 192
6.4.1. Ścianki szczelne niezakotwione ... 192
6.4.2. Ścianki szczelne zakotwione ... 195
6.4.3. Zakotwienie ścianek szczelnych ... 198
6.5. Kotwie gruntowe wiercone i wbijane ... 199
6.6. Nośność kotwi wierconych ... 203
6.6.1. Obliczanie nośności kotwi wierconych w podłożu niespoistym ... 203
6.6.2. Obliczanie nośności kotwi wierconych w podłożu spoistym ... 205
6.7. Ścianki z pali żelbetowych ... 206
6.8. Wykonywanie i projektowanie fundamentów szczelinowych ... 207
6.9. Nośność i osiadanie fundamentu obudowanego ścianką szczelną ... 217

Strona

7. Studnie opuszczane i kesony ... 220
7.1. Określenie i praca studni ... 220
7.2. Zastosowanie studni ... 221
7.3. Sposoby wykonywania studni ... 224
7.4. Opuszczanie studni i praktyczne wskazówki przy ich opuszczaniu ... 227
7.5. Projektowanie studni ... 231
7.6. Tabele pomocnicze do projektowania studni opuszczanych ... 236
7.7. Kesony ... 244

8. Wykopy, betonowanie i izolacje fundamentów ... 246
8.1. Ogólne wytyczne wykonawstwa robót ziemnych fundamentowych ... 246
8.2. Wykonawstwo robót ziemnych fundamentowych podczas mrozów ... 247
8.3. Wykopy fundamentowe otwarte ... 252
8.4. Wykopy rozparte i podparte ... 253
8.5. Podwodne czerpanie gruntu ... 264
8.6. Betonowanie podwodne ... 266
8.7. Izolacja fundamentów budynku ... 267

9. Obniżanie poziomu zwierciadła wody gruntowej ... 271
9.1. Sposoby odwodnienia wykopów fundamentowych ... 271
9.2. Odwodnienie powierzchniowe wykopów ... 277
9.3. Studnie z filtrami studziennymi (studnie depresyjne) ... 283
9.4. Igłofiltry ... 288
9.5. Drenaż poziomy ... 289
9.6. Pompy do odwodnienia wykopów budowlanych ... 296
9.7. Projektowanie studni rurowych ... 298

10. Wzmacnianie fundamentów i podłoża gruntowego ... 304
10.1. Sposoby wzmacniania fundamentów budynków ... 304
10.2. Wzmacnianie podłoża gruntowego przez wibrowanie ... 309
10.3. Zagęszczanie podłoża gruntowego udarami, wibroflotacja i wibrowymiana ... 313
10.4. Projektowanie poduszek piaskowych ... 316
10.5. Projektowanie pali piaskowych ... 321
10.6. Pale piaskowe o dużych średnicach ... 325
10.7. Kolumny kamienne ... 334

Literatura ... 338

PRZEDMOWA

Geotechnika budowlana jest podręcznikiem, który ma służyć studentom do ugruntowania wiadomości dotyczących przedmiotu mechanika gruntów i fundamentowanie, podanych na wykładzie.

Przekazane w skrypcie wiadomości, uwzględniające teorię i praktykę, ułatwiają projektowanie i wykonawstwo robót fundamentowych; sprawiają, że działania w tym zakresie stają się bardziej skuteczne i ekonomiczne.

Fundamentowanie i związane z nim pokrewne roboty inżynierskie ułatwiają racjonalne rozwiązania, gdy poprzedza się je odpowiednią analizą konstrukcyjno-ekonomiczną.

Do ostatnich osiągnięć z zakresu wzmacniania podłoża gruntowego należy zaliczyć zastosowanie nowych materiałów, tworzących z gruntem określone kompozyty, i nowoczesnego sprzętu z automatycznym sterowaniem i elektronicznym zapisem wyników poszczególnych operacji.

Autor

1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE

1.1. Definicje i rodzaje fundamentów

Budynki i obiekty inżynierskie wznosi się na fundamentach. Fundamenty są to dolne części konstrukcji budowlanej lub inżynierskiej, które przez swoją podstawę przenoszą obciążenie od nadbudowy na podłoże gruntowe. Część podłoża gruntowego, zwana *podłożem budowlanym*, bierze udział w pracy całej konstrukcji i podlega odkształceniom pod wpływem obciążenia fundamentem. Ta część podłoża jest zatem strefą czynną i musi być uznawana za element budowli.

Posadowienie budynku lub obiektu dostosowuje się do warunków hydrogeologicznych i parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego, rodzaju konstrukcji i charakteru użytkowania. Powinno ono zapewniać uniknięcie stanów granicznych nośności i użytkowania, przenoszenia wstrząsów i wibracji. Fundamenty wykonuje się tak, aby zapewnić także ich trwałość i odporność na działanie agresywne środowiska. Projektując fundamenty uwzględnia się różniące się cechy wytrzymałościowe materiałów fundamentu i podłoża gruntowego a ponadto dostosowuje się posadowienie do warunków gruntowych istniejących na terenie przewidywanym pod budowę.

Na podstawie kryteriów umownych można dokonać podziału fundamentowań w zależności od głębokości posadowienia i sztywności fundamentu. Ze względu na głębokość posadowienia fundamenty dzielimy na **płytkie** i **głębokie**, natomiast ze względu na cechy sprężystości materiału fundamentu i jego wymiary — na **sztywne, sprężyste** i **wiotkie**.

Do fundamentów płytkich zalicza się *fundamenty posadowione bezpośrednio* na warstwie nośnej zalegającej na takiej głębokości, na której podstawy fundamentów założone są w wykopie otwartym bez potrzeby stosowania trudnych pod względem technicznym i kosztownych umocnień zboczy wykopów. Z praktycznego punktu widzenia za graniczną

głębokość posadowienia płytkiego należy uznać głębokość do 3,0 m od powierzchni istniejącego terenu. W odróżnieniu od fundamentów płytkich są stosowane **fundamenty głębokie**, których podstawa oparta jest bezpośrednio na warstwie nośnej, położonej głębiej niż 3,0 m.

Ponadto fundamenty dzielimy na posadowione na gruncie **bezpośrednio i pośrednio**. Na ogół fundamenty płytkie są fundamentami bezpośrednimi. W praktyce jednak stosowane były fundamenty płytkie, pośrednie na palach krótkich. Pale krótkie są to elementy sztywne, nieodkształcalne wzdłuż swojej osi, obracające się około jednego punktu. Najmniejsze stosowane pale krótkie miały długość 1,25 m – w przypadku ich pogrążenia w gruncie niespoistym, i 2,5 m – w przypadku pogrążenia w gruncie spoistym. Fundamenty głębokie bezpośrednie mają podstawę opartą bezpośrednio na warstwie nośnej. Dojście jednak do tej warstwy wymaga wykonania zabezpieczenia zboczy wykopów, niejednokrotnie obniżenia zwierciadła wody gruntowej i użycia odpowiedniego sprzętu budowlanego. Fundamenty głębokie mogą być również fundamentami pośrednimi.

Fundamenty głębokie pośrednie przekazują obciążenia od obiektu na warstwę nośną poprzez sztucznie wykonane elementy konstrukcyjne. Fundamentami takimi mogą być pale, długości powszechnie stosowanej (około 15 m), studnie opuszczane nawet do głębokości 50 m, kesony, filary budowane w wykopach rozpieranych i głębokie fundamenty szczelinowe.

Fundamenty sztywne nie odkształcają się wcale. Do tej grupy zaliczane są zazwyczaj krótkie bloki o wymiarach w rzucie tego samego rzędu co wysokość bloku. Mogą być np. pewne konstrukcje, które spełniają warunek pełnej sztywności tylko w jednym kierunku. Takimi fundamentami są **fundamenty pasmowe**, jako sztywne w kierunku poprzecznym, sprężyste zaś w kierunku podłużnym. Przekazując obciążenie na podłoże fundamenty sztywne same nie ulegają odkształceniom. Podstawa ich pozostaje zawsze płaska i odkształcenia podłoża budowlanego są wyrównane pod całą podstawą tego fundamentu.

Fundamenty sprężyste, zwane również **podatnymi**, ulegają odkształceniom przy przekazywaniu obciążenia na podłoże. Wartość tych odkształceń zależy od sztywności fundamentu i ściśliwości gruntów występujących w podłożu. Stan naprężeń w fundamentach sprężystych zależy od promieni krzywizn powstających w poszczególnych przekrojach na skutek działania obciążeń zewnętrznych.

Jako miernik do określania sztywności układu grunt-budowla przyjmuje się współczynnik λ warunkujący sztywność fundamentu. Współczynnik ten można obliczyć ze wzoru:

$$\lambda = 12 \frac{M_o}{E_F} \left(\frac{L}{h}\right)^3, \tag{1.1}$$

w którym:

M_o – średnia wartość edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej (ogólnej) do głębokości, która równa się trzykrotnej szerokości (B) fundamentu [kPa],

E_F – współczynnik sprężystości materiału, z którego wykonano fundament [kPa],

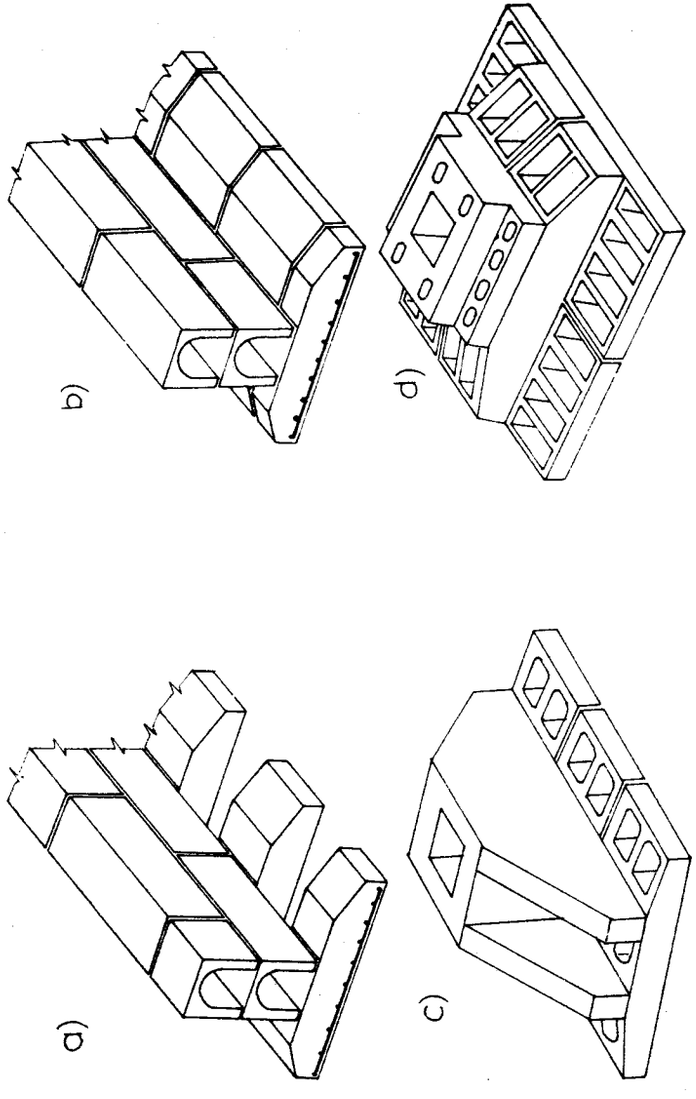
L – długość fundamentu [m],

h – wysokość fundamentu [m].

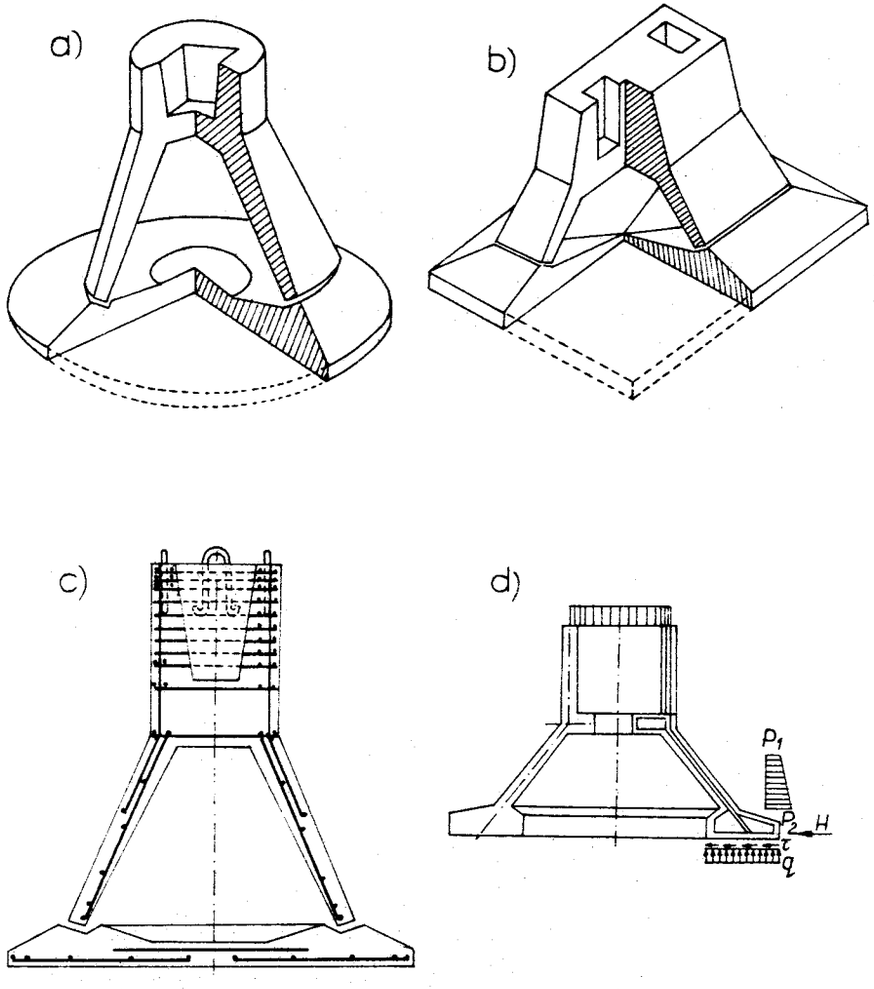
Według normy niemieckiej przyjmuje się jako fundament sztywny taki, dla którego współczynnik $\lambda < 100$; jako sprężysty zaś taki, dla którego $\lambda > 100$. Krzywa osiadania fundamentu sprężystego powstaje na linii trzech punktów: punktu na krawędzi fundamentu, w środku i na jednej czwartej długości fundamentu (licząc wzdłuż osi głównej). Fundament sztywny nie ma krzywej osiadania. Osiadanie fundamentu sztywnego, dość długiego, oblicza się w środku jego ciężkości. Osiadanie fundamentu sztywnego i krótkiego (tj. gdy $L < 2B$) określa się w punkcie znamiennym. Punkt znamienny położony jest w odległości 0,37 L i 0,37 B od osi podstawy fundamentu.

Fundamenty wiotkie nie mają sztywności na zginanie. Na ogół nie współpracują one z elementami konstrukcji i stanowią jedynie element funkcjonalny budynku. Do tej grupy zalicza się podłogi hal fabrycznych oraz płaskie i cienkie dna zbiorników posadowionych bezpośrednio na gruncie itp.

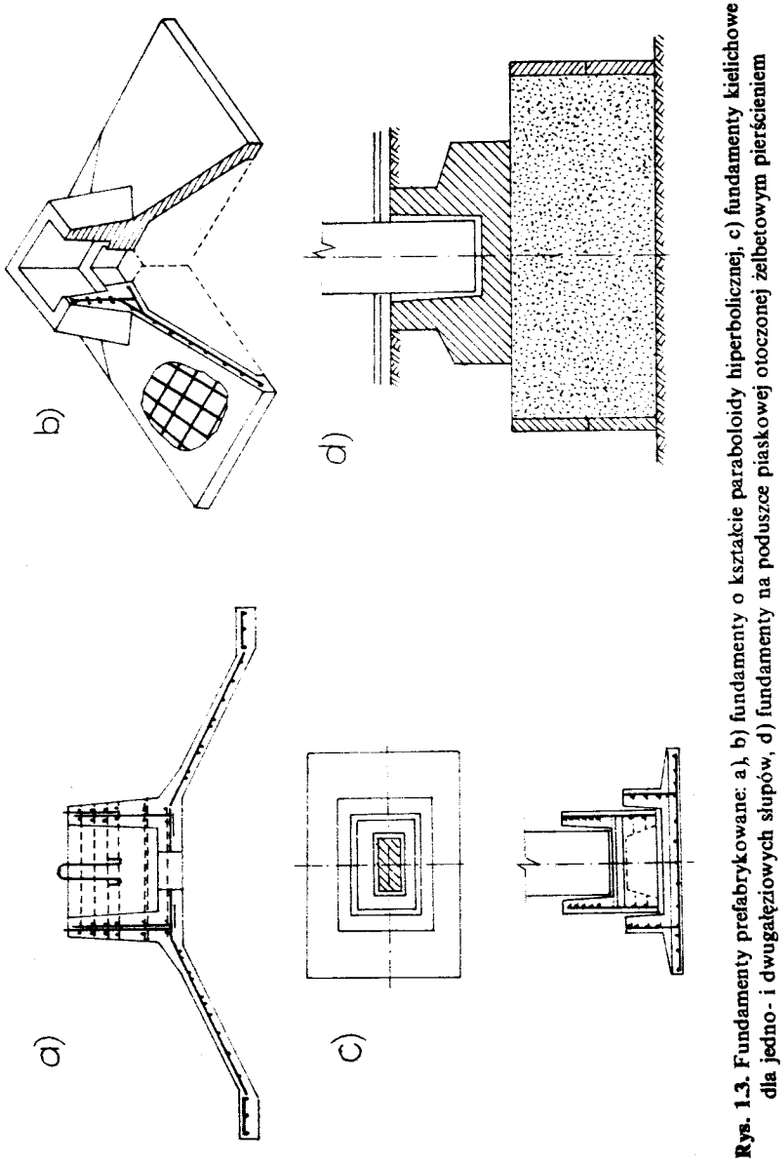
W budownictwie nadziemnym wiele elementów ujednolicono i sprefabrykowano. Konsekwencją tego działania jest ujednolicenie budownictwa podziemnego, w tym także fundamentów. Wiele rodzajów fundamentów sprefabrykowano i poddano próbom doświadczalnym na budowach. Okazało się, że są one bardziej ekonomiczne od tradycyjnych, monolitycznych, znacznie przyspieszają prace stanu zerowego, zapewniają dobrą i pewną pracę dla całego obiektu, szczególnie przy jednorodnym podłożu.



Rys. 1.1. Ławy i stopy prefabrykowane: a) fundamenty prefabrykowane z odstępami, b) fundamenty prefabrykowane bez odstępów, c) fundamenty prefabrykowane kielichowe, d) fundamenty prefabrykowane kielichowe o płycie podwójnej



Rys. 1.2. Fundamenty prefabrykowane z płytą: a) fundamenty prefabrykowane o kształcie powłoki stożkowej z płytą, b) fundamenty prefabrykowane kielichowe pod słupy dwugałęziowe, c) fundamenty prefabrykowane o kształcie powłoki stożkowej z płytą (przekrój i sposób zbrojenia), d) fundamenty prefabrykowane z płytą pierścieniową



Rys. 1.3. Fundamenty prefabrykowane: a), b) fundamenty o kształcie paraboloidy hiperbolicznej, c) fundamenty kielichowe dla jedno- i dwugałęziowych słupów, d) fundamenty na poduszce piaskowej otoczonej żelbetowym pierścieniem

Ławy prefabrykowane mogą być wykonane z odrębnych bloków prefabrykowanych (rys. 1.1). Bloki te mogą być zaprojektowane jako pełne, z pustkami i z żebrami.

Prefabrykowane bloki fundamentowe można układać bezpośrednio na dotyk, przy sobie, lub też z pewnymi odstępami. Bloki prefabrykowane ław fundamentowych mogą być wykonywane jako betonowe, żelbetowe lub wstępnie sprężone.

Na rysunkach 1.1.c,d oraz 1.2 i 1.3 są przedstawione prefabrykowane stopy o różnych kształtach. Ich podział na części składowe został dokonany tak, aby kształty elementów były dostatecznie proste i aby nie było kłopotów w masowej produkcji tych elementów. Niewielka liczba typowych wymiarów i prosty styk łączenia oddzielnych części powinny decydować o kosztach ich montażu na budowie.

Na rysunkach 1.2b i 1.3c są pokazane fundamenty kielichowe pod jedno- i dwugałęziowe słupy. Tego rodzaju prefabrykowane fundamenty można stosować do budowy jednopiętrowych budynków przemysłowych.

Rysunki 1.3a,b obrazują fundamenty o kształcie paraboloidy hiperbolicznej, które nie mają dolnej płyty. W przypadku tym ważne jest odpowiednie wykonanie wykopu.

Szczególne efekty ekonomiczne można osiągnąć stosując fundamenty o kształcie powłoki stożkowej oraz o kształcie paraboloidohiperbolicznym, oparte na poduszce piaskowej otoczonej żelbetowym pierścieniem.

1.2. Dane do projektowania posadowień i głębokość posadowienia fundamentów bezpośrednich

Projektując posadowienia należy mieć dane o budynku czy obiekcie i o warunkach ich eksploatacji. Warunki te mogą dotyczyć zjawisk i procesów także niekorzystnych, takich jak: filtracja i dynamiczne działanie wód w podłożu, wysuszanie, nawilgacanie lub przemarzanie podłoża, przenikanie do podłoża substancji chemicznych itp. Nieraz dobiera się konstrukcję budynku lub obiektu do podłoża gruntowego.

Projektując posadowienie należy starannie rozważyć dane dotyczące podłoża gruntowego. Dane te obejmują przekroje geotechniczne sporządzone na podstawie wierceń, wykopów badawczych i sondowań oraz na

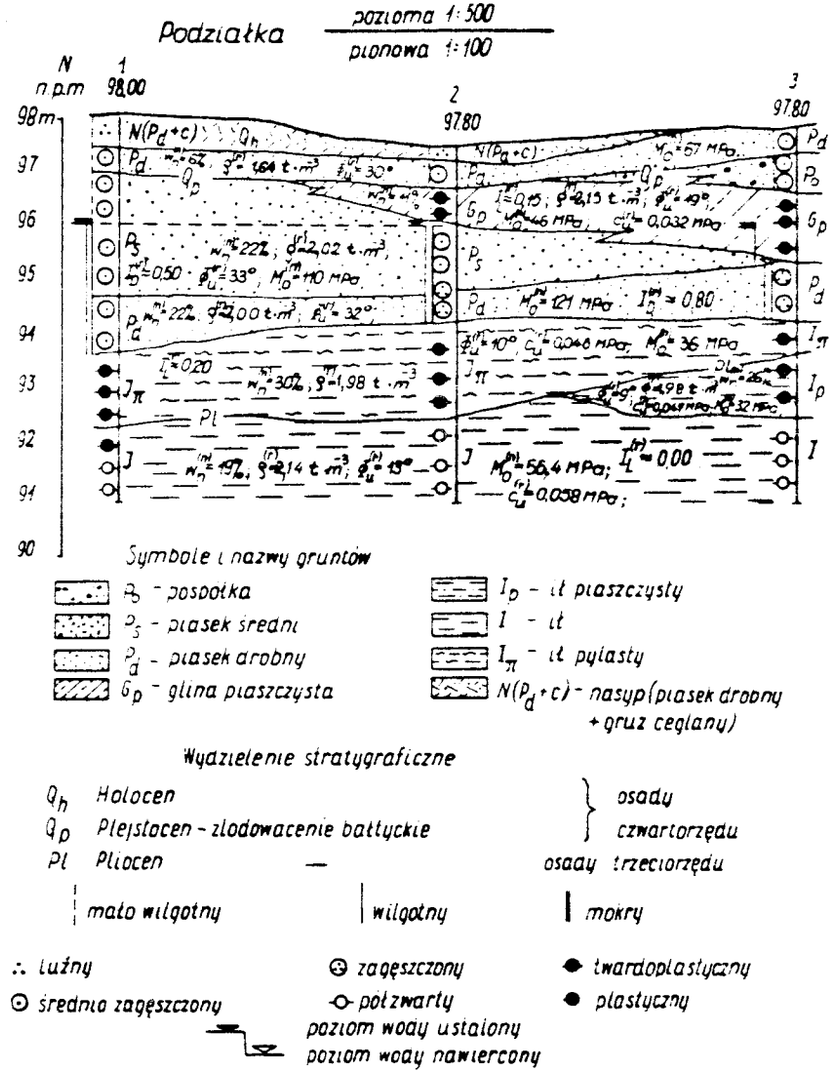
podstawie ewentualnych badań metodami geofizycznymi. Przekroje geotechniczne, pokazane przykładowo na rysunku 1.4, obrazują układ warstw gruntów różniących się genezą, rodzajem gruntu i ich stanem oraz uwidaczniają warstwy wodonośne z ich poziomami piezometrycznymi. Dane o podłożu gruntowym powinny wyjaśniać również niekorzystne warunki występujące na badanym terenie, a mianowicie: grunty pęczniejące lub zapadowe, zjawiska krasowe, osuwiskowe, erozje, szkody górnicze itp. Ponadto dane o podłożu gruntowym powinny obejmować prognozę okresowych zmian stanu gruntów i wód gruntowych.

Wpływ na zaprojektowanie posadowienia fundamentów mają ponadto warunki dotyczące możliwości wykonania robót przez przedsiębiorstwa. Nawet najbardziej ekonomicznie zaprojektowane posadowienie może okazać się nieosiągalne, gdy zabraknie wyspecjalizowanego wykonawcy.

Ustalając poziom posadowienia bezpośredniego bierze się pod uwagę następujące czynniki:

a) głębokość występowania poszczególnych warstw geotechnicznych, w tym szczególnie warstw nośnych,
b) wody gruntowe i przewidywane zmiany ich stanów,
c) występowanie gruntów pęczniejących, zapadowych, wysadzinowych,
d) projektowaną niweletę powierzchni terenu w sąsiedztwie fundamentów, poziom posadzek pomieszczeń podziemnych, poziom rozmycia dna rzeki,
e) głębokość posadowienia sąsiednich budowli,
f) umowną głębokość przemarzania gruntu.

Ze względów konstrukcyjnych przyjmuje się minimalne zagłębienie fundamentu 0,5 m w stosunku do naturalnej powierzchni terenu lub w stosunku do powierzchni obniżonej robotami niwelacyjnymi. Jeśli w podłożu budowlanym występują grunty wysadzinowe, to głębokość posadowienia fundamentów musi być większa aniżeli umowna głębokość przemarzania w danej części kraju. Warunek ten dotyczy zarówno poziomu terenu naturalnego, jak również obniżonego wskutek robót niwelacyjnych. W przypadku wymiany gruntu spoistego pod fundamentami budowli na dobrze zagęszczoną poduszkę z tłucznia, żwiru, pospółki lub piasku grubego i średniego bez zanieczyszczeń ilastych i pylastych, spód poduszki należy projektować głębiej od głębokości przemarzania dla danej części kraju. Fundamenty wewnątrz budowli, gdy zabezpieczone są przed przemarzaniem, można posadowić płycej aniżeli na umowną głębokość przemarzania, pod warunkiem, że w czasie wykonywania budowli grunt będzie również zabezpieczony przed przemarzaniem.



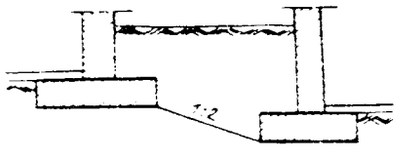
Rys. 1.4. Przekrój geotechniczny

Jeśli budowla ma być posadowiona poniżej poziomu piezometrycznego wód gruntowych, to składowa pionowa ciśnienia spływowego nie powinna przekraczać $0{,}5(\rho_{sr} - \rho_w)g$; zatem $j' \leqslant 0{,}5(\rho_{sr} - \rho_w)g$, przy czym

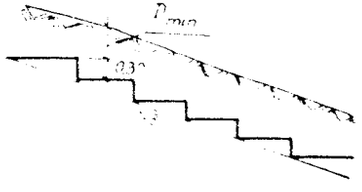
$$j' = \rho_w g \frac{\delta H}{\delta z},$$

gdzie:

ρ_{sr} – gęstość objętościowa gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą [$t \cdot m^{-3}$].

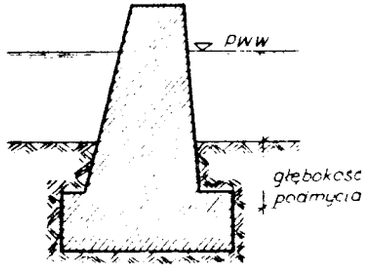


Rys. 1.5. Posadowienie fundamentu obok budynku sąsiedniego



Rys. 1.6. Posadowienie budynku na terenie pochyłym

Głębokość posadowienia budynku obok zbudowanego wcześniej, w stosunku do sąsiednich fundamentów, jest określona stosunkiem różnicy poziomów podstaw fundamentów do ich odległości między fundamentami i wynosi najwyżej 1:2 (rys. 1.5). Gdy budynek usytuowany jest prostopadle do warstwic terenu, fundament wykonuje się stopniami (rys. 1.6). Zaleca się przyjmować wysokość stopnia 0,30 m, a największy stosunek wysokości stopnia od jego szerokości ma się jak 1:3. W budowlach wodnych istnieje niebezpieczeństwo podmycia fundamentów podczas zmian dna rzeki, wywołanych przepływem wody (rys. 1.7); głębokość podmycia w rzekach jest różna i powinna być każdorazowo zbadana. Głębokość fundamentu budowli wodnej powinna znaleźć się poniżej głębokości podmycia. Głębokość posadowienia fundamentu zależy również od możliwości wypierania gruntu spod



Rys. 1.7. Posadowienie budowli wodnej poniżej głębokości podmycia

fundamentu, przy uwzględnieniu możliwego najniższego poziomu powierzchni terenu obok projektowanej budowli. Z tego względu zagłębienie fundamentu powinno być takie, aby warstwa gruntu zalegająca powyżej poziomu posadowienia fundamentu miała ciężar większy niż siła wypierająca, która powstaje wskutek przezwyciężenia oporu gruntu na ścinanie.

1.3. Obciążenia gruntem w projektowaniu fundamentów i budowli

W zależności od czasu trwania i sposobu działania rozróżniamy obciążenia budowli stałe, zmienne i wyjątkowe.

Do **obciążeń stałych** należy, między innymi, ciężar własny gruntu w stanie rodzimym, ciężar nasypów i zasypów oraz parcie z nich wynikające. Obciążenie gruntem ustala się zgodnie z normą PN-81/B-03020, określając schemat obliczeniowy podłoża i parametry geotechniczne. Jeśli wielkości charakterystyczne ciężaru objętościowego gruntu nie zostały wyznaczone doświadczalnie, to przyjmuje się je według normy PN-81/B-03020. Wartości współczynnika obciążenia dla ciężarów gruntów przyjmuje się następująco:

- dla gruntów rodzimych $\gamma_f = 1{,}1(0{,}9)$,
- dla gruntów nasypowych $\gamma_f = 1{,}2(0{,}8)$.

Wartości $\gamma_f < 1{,}0$ stosuje się wówczas, gdy zmniejszenie obciążenia powoduje zmniejszenie bezpieczeństwa konstrukcji.

Do **obciążeń zmiennych** pochodzących ze środowiska gruntowego należą:

a) obciążenia zmienne w całości długotrwałe, takie jak:
   - obciążenie gruntem budowli zagłębionych w gruncie, ciśnienie górotworu,
   - parcie wody charakteryzującej się stałym poziomem zwierciadła,

b) obciążenia zmienne w części długotrwałe, takie jak:
   - ciężar wody charakteryzującej się zmiennym poziomem zwierciadła,
   - siły wywołane nierównomiernym osiadaniem podłoża, któremu nie towarzyszą zmiany struktury gruntu,
   - parcie gruntu wynikające z działania innych obciążeń zmiennych w części długotrwałych,

c) obciążenia zmienne w całości krótkotrwałe, takie jak:

– obciążenia od tymczasowo składowanego gruntu, powstające w czasie wykonania i wznoszenia konstrukcji budowlanych,
– obciążenia gruntem występujące doraźnie oraz w okresie budowy, przebudowy i remontów, np.: parcie przy zasypaniu i odkopaniu fundamentów, parcie na prowizoryczne ściany oporowe, parcie wynikające z działania innych obciążeń zmiennych w całości krótkotrwałych.

W obliczeniach fundamentów i podłoży budowli można zmniejszyć wartości charakterystyczne obciążeń zmiennych mnożąc je przez współczynniki podane w tabeli 1.1.

Tabela 1.1.

Wartości współczynnika zmniejszającego według normy PN-82/B-02003

Określenie budowli i pomieszczeń	Współczynnik redukcji dla obciążenia fundamentów
Domy mieszkalne, internaty, pensjonaty, schroniska turystyczne, szpitale, więzienia – bez pomieszczeń specjalnych (gdy powierzchnia obciążenia przekracza 18 m²)	$0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}}$, lecz nie mniej niż 0,5
Hotele, biura, czytelnie, pracownie i zakłady naukowe, audytoria, stołówki, teatry, uczelnie, muzea, sale wystawy, trybuny o stałych miejscach, bez pomieszczeń specjalnych (gdy powierzchnia obciążenia przekracza 36 m²)	$0{,}5 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}}$, lecz nie mniej niż 0,75 przy $m \geq 2$
m – liczba poziomów obciążenia (kondygnacji) uwzględnionych w obciążeniu elementów	

Przyjmuje się, że wartość współczynnika obciążenia dla siły tarcia wynosi: $\gamma_f = 1{,}2(0{,}8)$, przy czym wartość 0,8 jest stosowana, gdy siła tarcia zwiększa bezpieczeństwo budowli. Wartości współczynników tarcia spoczynkowego gruntów o różne materiały przyjmuje się z normy PN-82/B-02003. Siły tarcia są uwzględniane wtedy, gdy wpływają na wymiarowanie i zmniejszają bezpieczeństwo konstrukcji.

Do **obciążeń wyjątkowych** pochodzących ze środowiska gruntowego należą:
– obciążenia sejsmiczne,
– obciążenia spowodowane nierównomiernym osiadaniem podłoża, któremu towarzyszy zmiana struktury gruntu (odkształcenia gruntów

osiadających przy nawilżaniu, odkształcenia powierzchni ziemi w rejonach wyrobisk górniczych oraz na obszarach krasowych i lessowych), obciążenia wywołane przemarzaniem gruntu.

W przypadku budowli całkowicie lub częściowo zagłębionych w gruncie, mało odkształcalnych i nie mających możliwości poziomych przesunięć, wykonywanych w wykopach otwartych, przyjmuje się obciążenia gruntem nasypowym według normy PN-88/B-02014. Obciążenie tych budowli składa się:
1) z obciążenia stałego lub zmiennego długotrwałego, spowodowanego ciężarem nawierzchni, ciężarem własnym gruntu, ciężarem własnym budowli oraz parciem i wyporem wody,
2) z obciążenia zmiennego, wynikającego z obciążenia naziomu, oraz obciążeń technologicznych (użytkowych) budowli.

W obliczeniach statycznych budowli całkowicie lub częściowo zagłębionych w gruncie przyjmuje się następujące współczynniki obciążenia (γ_f):
1) 1,1 (0,9) – dla ciężaru i parcia spoczynkowego gruntu nasypowego o kontrolowanym zagęszczeniu,
2) 1,2 (0,8) – dla ciężaru i parcia spoczynkowego gruntu nasypowego o niekontrolowanym zagęszczeniu.

Wartości współczynnika $\gamma_f < 1{,}0$ stosuje się w przypadku, gdy zmniejszenie obciążenia daje niekorzystny układ obciążeń.

1.4. Wpływ warunków gruntowych na dylatacje budynku i ochrona podłoża fundamentów oraz pomieszczeń podziemnych

Budynki, które są posadowione na fundamentach bezpośrednich płytkich, mogą mieć dylatacje (ze względów termicznych) jedynie w części nadziemnej; dylatacje te są skonstruowane według norm budowlanych. Prowadzenie tych dylatacji przez fundamenty jest zbędne.

Projektując budynki narażone na osiadanie nierównomierne planuje się odpowiednio konstrukcję całego budynku, a nie tylko jego fundamentów. Jednym z podstawowych zaleceń jest w tym przypadku podłużne zbrojenie ław fundamentowych oraz podłużne zbrojenie wieńców stropowych.

Dylatacje w fundamentach budynków i w nadbudowie wykonuje się w następujących przypadkach:

a) w fundamentach na terenach górniczych; w tym przypadku zaleca się stosować „Wymagania techniczno-budowlane dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach podlegających wpływom eksploatacji górniczej", wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, 1975 r.;
b) przy zmianie sposobu fundamentowania, np. wtedy, kiedy jedna część budynku ma posadowienie bezpośrednie płytkie, a druga – palowe; obie części budynku powinny być wtedy oddzielone od siebie dylatacją. Wyjątkowo można od tej zasady odstąpić w przypadku fundamentu budynku stanowiącego jedynie niewielką jego część, jeśli na przykład narożnik budynku spoczywa na nasypie z piasku luźnego lub na gruncie organicznym rodzimym, to można fundament ten oprzeć na palach lub na studniach, bez oddzielenia dylatacją od całości budynku. W tym przypadku należy jednak zabezpieczyć konstrukcję od spodziewanych rys;
c) gdy przyległe części budynku różnią się od siebie zasadniczo pod względem obciążenia fundamentów, np. przy dużej różnicy wysokości dwóch części budynku; dylatacja w fundamentach może być wskazana wówczas, gdy przyjęta szerokość fundamentu części wyższej będzie przekraczała dwukrotną szerokość fundamentu części niższej przy tej samej wartości jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża;
d) w przypadku gdy rozbudowuje się budynek bezpośrednio przy istniejącej już od dłuższego czasu jego części; zalecenie to jest szczególnie ważne, gdy w podłożu występują grunty spoiste o dużym zawilgoceniu, np. iły plastyczne.

Przy wznoszeniu budynków wykonanych w konstrukcji murowej, betonowo-monolitycznej lub z wielkowymiarowych elementów prefabrykowanych o wysokości do 11 kondygnacji posadowionych na terenach podlegających wpływowi podziemnej eksploatacji górniczej obowiązuje Instrukcja ITB Nr 286, która zawiera zasady kształtowania budynków w tym także zasady stosowania fundamentów płytkich w postaci ław skotwionych ściągami, ław z przeponą, płyt fundamentowych oraz skrzyń piwnicznych. Instrukcja ta podaje również zasady konstruowania uwzględniające fundamenty płytkie bezpośrednie i zasady konstruowania przerw dylatacyjnych.

Projektując fundamenty bezpośrednie trzeba przewidzieć odpowiednie środki zabezpieczenia przed:

a) przemarznięciem, rozmoczeniem i wysuszeniem podłoża budowlanego w trakcie wykonania robót budowlanych,
b) zalaniem wykopów fundamentowych przez wody gruntowe, opadowe lub powierzchniowe,
c) korozyjnym działaniem wód gruntowych i technologicznych na elementy konstrukcyjne podziemnej części budowli, a także działaniem wód technologicznych na podłoże budowlane,
d) przenikaniem wód gruntowych i opadowych do pomieszczeń podziemnych w czasie wykonania budowy i jej eksploatacji,

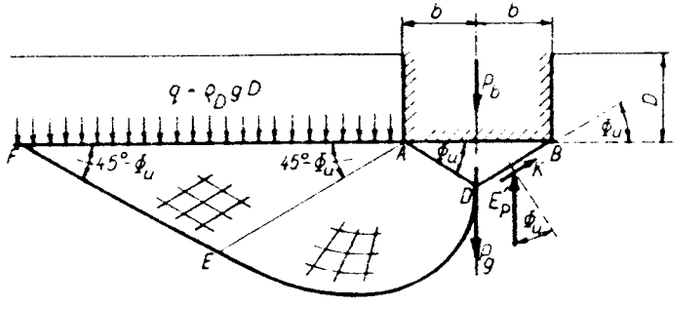
W celu właściwego zaprojektowania środków zabezpieczających przed skutkami działania wód trzeba znać prognozę hydrogeologiczną, która przewiduje:

- ocenę pionowych wahań zwierciadła wody podziemnej, zależnych od wód atmosferycznych oraz powierzchniowych i od działalności człowieka,
- zmiany chemiczne wód podziemnych wynikające z pionowych wahań, i ich wpływ na tempo korozji materiałów powszechnie stosowanych w budownictwie,
- ocenę wpływu projektowanych obiektów budowlanych (pojedyncza budowla, osiedle, strefa zabudowy, itp.) na stan wód gruntowych i ich chemizm,
- ocenę zmian właściwości fizyczno-mechanicznych podłoża gruntowego w wyniku zmian poziomu wód podziemnych,
- ocenę i kierunki zmian innych typów wód podziemnych strefy aeracji, tj. wód kapilarnych, fizycznie związanych i pary wodnej,
- ocenę wpływu zabudowy na stan zasobów wód podziemnych, szczególnie tam, gdzie wody podziemne stanowią podstawowe źródło zaopatrzenia w wodę pitną i gospodarczą.

2. WYPIERANIE I STATECZNOŚĆ PODŁOŻA GRUNTOWEGO

2.1. Stan graniczny nośności podłoża gruntowego

Ogólne rozwiązanie nośności granicznej fundamentu bezpośredniego zostało podane przez Terzaghiego w 1943 roku. Do dalszych rozważań przyjęto, że szerokość badanego fundamentu ławowego wynosi 2b, głębokość zaś posadowienia D (rys. 2.1).



Rys. 2.1. Określenie obciążenia granicznego dla fundamentu ławowego

Po obu stronach fundamentu, ponad poziomem jego posadowienia, zalega warstwa gruntu, która może być zastąpiona obciążeniem równomiernie rozłożonym, wynoszącym $q = \rho_D g D$. Pod fundamentem w obszarze trójkąta ABD powstaje jądro, które charakteryzuje się istnieniem naprężeń ściskających grunt w dowolnym momencie od chwili przyłożenia siły do jej wartości granicznej.

Na płaszczyznę AD działają dwie składowe oporu. Spójność gruntu jest niezależna od działania naprężeń normalnych. Opory tej spójności na płaszczyźnie AD (jak również BD) wynoszą $K = \frac{b}{\cos\Phi_u} c_u$, pionowa zaś składowa będzie $K \sin\Phi_u$.

Terzaghi w sposób przybliżony określił siły działające na trójkąt ABD. Siły te pochodzą od:

a) obciążenia zewnętrznego od fundamentu P_b,

b) ciężaru gruntu w trójkącie ABD, wynoszącego $P_g = \rho_B g b^2 \operatorname{tg}\Phi_u$,

c) pionowego oporu spójności, równego

$$P_s = 2K \sin\Phi_u = 2 b c_u \operatorname{tg}\Phi_u ,$$

d) pionowego oporu $2E_p'$ powstałego wskutek parcia biernego na płaszczyznę klina ABD.

Sumując rzuty wymienionych sił na oś pionową otrzymano

$$P_b + \rho_B g b^2 \operatorname{tg}\Phi_u - 2 b c_u \operatorname{tg}\Phi_u - 2E_p' = 0 . \tag{2.1}$$

Pionowa siła oporu, która powstała od parcia biernego, została wyznaczona następująco:

$$E_p' = \frac{b}{\cos^2\Phi_u}(c_u \lambda_C + q \lambda_D) + \frac{1}{2}\rho_B g b^2 \frac{\operatorname{tg}\Phi_u}{\cos^2\Phi_u} \lambda_B . \tag{2.2}$$

Podstawiając wyrażenie ze wzoru (2.2) do wzoru (2.1) po przekształceniach otrzymamy

$$P_b = 2 b c_u \left(\frac{\lambda_C}{\cos^2\Phi_u} + \operatorname{tg}\Phi_u\right) + 2 b q \frac{\lambda_D}{\cos^2\Phi_u} +$$

$$+ \rho_B g b^2 \operatorname{tg}\Phi_u \left(\frac{\lambda_B}{\cos^2\Phi_u} - 1\right). \tag{2.3}$$

Współczynniki λ_C, λ_D, λ_B są bezwymiarowe i ich wartości nie zależą od gęstości objętościowej gruntu, szerokości fundamentu i długości boku BD. Terzaghi obliczył współczynniki λ_C i λ_D za pomocą płaszczyzny poślizgu. Później wiadomo było, że spirala logarytmiczna podaje

teoretyczne rozwiązanie dla określenia wartości tych współczynników. Wartości λ_C i λ_D można było określić dla płaszczyzn poślizgu równaniem skończonym w postaci:

$$\lambda_C = \operatorname{ctg}\Phi_u \left[\frac{e^{\left(\frac{3}{2} - \Phi_u\right)\operatorname{tg}\Phi_u}}{2\cos^2\left(45° + \frac{\Phi_u}{2}\right)} - 1 \right] = \operatorname{ctg}\Phi_u \left[\lambda_D - 1\right]. \quad (2.4)$$

Graniczne obciążenie działające na podstawę fundamentu określa wzór:

$$P_b = 2bc_u\lambda_C + 2bq\lambda_D + 2b^2\rho_B g\lambda_B. \quad (2.5)$$

Ze wzoru tego wynika, że na wielkość obciążenia granicznego wpływa spójność gruntu, głębokość posadowienia i szerokość fundamentu. Sprowadzając obciążenie graniczne do wartości jednostkowej oraz wprowadzając oznaczenia $B = 2b$ oraz $q = \rho_D gD$ Terzaghi opracował wzór klasyczny odnoszący się do przypadku fundamentu płytko posadowionego, o podstawie poziomej, obciążonego osiowo i pionowo. W tym przypadku wzór Terzaghiego na jednostkowe obciążenie graniczne ma postać:

$$\sigma_{gr} = \frac{P_b}{BL} = c_u\lambda_C + \rho_D gD\lambda_D + \frac{1}{2}\rho_B gB\lambda_B.$$

Ten teoretyczny wzór był podstawą do opracowania wszystkich dalszych wzorów praktycznych na nośność podłoża gruntowego. Metody graficzne i analityczne badań zniszczenia podłoża opracowano dopiero znacznie później niż sposób obliczeń statycznych nośności podłoża gruntowego. Skoro jednak zaistniały przypadki wypierania gruntu spod fundamentów wielkich budowli, takich jak np. silosu zbożowego w Transcona, budynku młyna w Tunisie, zaczęto zwracać większą uwagę na ten problem. Krey opisał i objaśnił powstawanie oporu gruntu przeciwko obciążeniu pionowemu dla posadowienia bezpośredniego na podstawie płaszczyzny poślizgu prostej pochyłej i kolistej. Badania te zostały wykonane dla szczególnego przypadku biernego parcia gruntu.

W prowadzonych obecnie badaniach nad wypieraniem gruntu uwzględnia się kształt powierzchni poślizgu, składający się ze stref Rankina – czynnej i biernej – i strefy Prandtla, leżącej między nimi. W tej ostatniej spirale logarytmiczne są liniami poślizgu. Ten kształt linii poślizgu jest charakterystyczny tylko dla nieważkiego podłoża gruntowego bardzo nieściśliwego i fundamentu ławowego nieskończenie długiego. Warstwa gruntu zalegająca ponad podstawą fundamentu jest potraktowana jako obciążenie równomiernie rozłożone, które nie wpływa na wartość wytrzymałości na ścinanie podłoża gruntowego.

Uwzględniając tarcie w podstawie fundamentu, przy mimośrodowym i ukośnym przyłożeniu obciążenia, otrzymuje się inny obraz zniszczenia w miejscu czynnej strefy Rankina. Tym zagadnieniem zajmował się dość obszernie Forscher. Korzystając z badań Prandtla wyprowadził Buisman wzór na nośność N, jako sumę złożoną z trzech członów

$$N = B(c'\lambda_C + \rho_D gD\lambda_D + \rho_B gB\lambda_B), \quad (2.6)$$

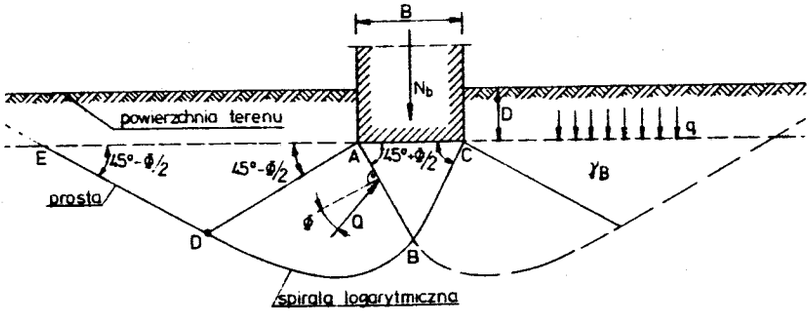
w którym można przyjąć

$$\lambda_B = 0{,}75(\lambda_D - 1)\operatorname{tg}\Phi_u.$$

2.2. Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża i współczynnik materiałowy gruntu

W stanie zniszczenia podłoża gruntowego wytwarza się pod fundamentem klin sztywny ABC, który teoretycznie może zostać potraktowany jako część fundamentu i którego boki nachylone są pod kątem $45° + \frac{\Phi}{2}$ (rys 2.2).

Klin sztywny wywiera nacisk na graniczący obszar gruntowy. Ten nacisk wzrasta do wielkości oporu gruntu, przy której wytwarza się płaszczyzna poślizgu BDE. Problem zniszczenia podłoża jest więc problemem oporu gruntu. Od punktu B do D płaszczyzna poślizgu przebiega w kształcie spirali logarytmicznej. Przechodzi ona potem w prostą, która przecina płaszczyznę powierzchni terenu pod kątem $45° - \frac{\Phi}{2}$. Warstwa gruntu grubości D będzie uwzględniona jako obciążenie q działające na powierzchni terenu. Z warunku równowagi wszystkich sił działających na ośrodek poślizgu można będzie obliczyć nośność graniczną.



Rys. 2.2. Powierzchnia obszarów zniszczenia podłoża

Jej wielkość będzie wzrastać tym bardziej, im będzie:
- większa głębokość posadowienia fundamentu i tym samym większe obciążenie działające na poziomie posadowienia fundamentu,
- szerszy fundament (ponieważ ze zwiększeniem szerokości głębiej rozciągają się w podłoże powierzchnie poślizgu, na których musi zostać pokonana wytrzymałość na ścinanie gruntu),
- większa spójność gruntu.

Wielkość nośności granicznej podłoża gruntowego jest zależna przede wszystkim od głębokości posadowienia, szerokości fundamentu i spójności gruntu. Wpływ tych parametrów będzie uwzględniony w trzech częściach nośności, która daje dostatecznie dokładnie sumę stanowiącą wielkość nośności granicznej.

Na podstawie trójczłonowej postaci wzoru (2.6) oraz na podstawie licznych badań i analiz został ustalony normą PN–81/B–03020 wzór na jednostkowy opór obliczeniowy podłoża jednowarstwowego pod fundamentem. Wzór ten ma postać:

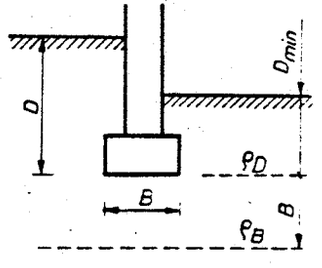
$$q_f = \left(1 + 0{,}3\,\frac{B}{L}\right) N_C c_u^{(r)} + \left(1 + 1{,}5\,\frac{B}{L}\right) N_D D_{min} \rho_D^{(r)} g + \left(1 - 0{,}25\,\frac{B}{L}\right) N_B B \rho_B^{(r)} g\,, \qquad (2.7)$$

gdzie:

- B – szerokość prostokątnej podstawy fundamentu (wymiar krótszego boku) [m] (rys. 2.3),
- L – długość prostokątnej podstawy fundamentu (wymiar dłuższego boku) [m],
- D_{min} – głębokość posadowienia mierzona od najniższego poziomu przyległego terenu (np. podłoga piwnicy, dno kanału instalacyjnego) [m],
- N_C, N_D, N_B – współczynniki nośności według nomogramu na rysunku Z1–1 normy PN–81/B–03020,
- $c_u^{(r)}$ – obliczeniowa wartość spójności gruntu zalegającego bezpośrednio poniżej poziomu posadowienia [kPa],
- $\rho_D^{(r)}$ – obliczeniowa średnia gęstości objętościowej gruntów, i ewentualnie posadzki, powyżej poziomu posadowienia $[t \cdot m^{-3}]$,
- $\rho_B^{(r)}$ – obliczeniowa średnia gęstości objętościowej gruntów zalegających poniżej poziomu posadowienia, do głębokości równej B $[t \cdot m^{-3}]$,
- g – przyspieszenie ziemskie $[m \cdot s^{-2}]$ (można przyjmować $g = 10\ m \cdot s^{-2}$).

Gdy nie występują wymienione niżej warunki, takie jak:
- w najniekorzystniejszym układzie obciążeń ich składowa pozioma jest większa niż 10% składowej pionowej,
- budowla jest usytuowana na zboczu lub w jego pobliżu,
- obok budowli projektuje się wykopy lub dodatkowe obciążenia,
- mimośród obciążenia wynosi $e_B \leqslant 0{,}035B$,

to dla prostych przypadków posadowienia dopuszcza się sprawdzenie pierwszego stanu granicznego według wzorów:



Rys. 2.3. Schemat fundamentu i oznaczenia do wzoru (2.7)

$$q_{rs} \leqslant m q_f \qquad \text{oraz} \qquad q_{r\,max} \leqslant 1{,}2\, m q_f\,, \qquad (2.8)$$

w których:

q_{rs} – średnie obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem [kPa],

$q_{r\,max}$ – maksymalne obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem [kPa],

q_f – obliczeniowy opór jednostkowy jednowarstwowego podłoża pod fundamentem [kPa],

m – współczynnik korekcyjny.

Obliczając q_{rs} i $q_{r\,max}$ uwzględnia się składową pionową obciążenia N_r, z pominięciem składowej poziomej T_r.

W projektowaniu posadowień budowli przyjmuje się określenia:

- **warstwa geotechniczna**, strefa w podłożu gruntowym, dla której ustala się jednakowe wartości parametrów geotechnicznych,
- **podłoże jednorodne**, podłoże stanowiące jedną warstwę geotechniczną do głębokości równej co najmniej 2B,
- **podłoże warstwowane**, podłoże, w którym do głębokości równej 2B poniżej poziomu posadowienia występuje więcej niż jedna warstwa geotechniczna.

Po wykonaniu wierceń badawczych oraz uzyskaniu wyników badań i charakterystyki geologicznej gruntów dzieli się podłoże na warstwy geotechniczne. Dla każdej warstwy ustala się niezbędne do obliczeń statycznych wartości parametrów geotechnicznych. Jako podstawę podziału na warstwy geotechniczne przyjmuje się wydzielenie geologiczne.

Wartość charakterystyczną parametru geotechnicznego wyznaczonego metodą A szacuje się wzorem:

$$x^{(n)} = \frac{1}{N} \Sigma x_i , \tag{2.9}$$

w którym:

x_i – wyniki oznaczenia określonej cechy,

N – liczba oznaczeń każdej cechy w każdej warstwie geotechnicznej; liczba ta powinna wynosić co najmniej 5.

Wartość obliczeniową parametru geotechnicznego wyznacza się według wzoru:

$$x^{(r)} = \gamma_m x^{(n)} , \tag{2.10}$$

w którym γ_m – współczynnik materiałowy.

Dla parametru oznaczonego metodą A współczynnik materiałowy γ_m oblicza się ze wzoru

$$\gamma_m = 1 \pm \frac{1}{x^{(n)}} \left[\frac{1}{N} \Sigma (x_i - x^{(n)})^2 \right]^{\frac{1}{2}} . \tag{2.11}$$

Spośród wartości obliczonych ze wzoru (2.11) przyjmuje się bardziej niekorzystną, która nie może przyjmować wartości γ_m bliższych jedności niż $\gamma_m = 0{,}9$ i $\gamma_m = 1{,}1$.

W przypadkach gdy współczynnik materiałowy γ_m jest dalszy od jedności niż $\gamma_m = 0{,}80$ lub $\gamma_m = 1{,}25$ analizuje się przestrzenną zmienność wyników badań w celu sprawdzenia wydzielenia dodatkowych warstw geotechnicznych.

Jeżeli parametry geotechniczne są wyznaczane metodą B lub C, to przyjmuje się wartość współczynnika materiałowego bardziej niekorzystną, wynoszącą $\gamma_m = 0{,}9$ lub $\gamma_m = 1{,}1$.

2.3. Obliczanie wartości do pierwszego stanu granicznego

Zgodnie z normą PN–81/B–03020 stan graniczny nośności podłoża gruntowego (pierwszy stan graniczny) dotyczy następujących grup:

a) wypierania podłoża przez pojedynczy fundament lub przez całą budowlę,
b) osuwiska lub zsuwu fundamentów i podłoża wraz z budowlą,
c) przesunięcia w poziomie posadowienia fundamentu lub w głębszych warstwach podłoża.

Pierwszy stan graniczny polega na sprawdzeniu warunku

$$Q_r \leqslant m Q_f , \tag{2.12}$$

w którym:

Q_r – wartość obliczeniowa działającego obciążenia [kN],

m – współczynnik korekcyjny,

Q_f – obliczeniowy opór graniczny podłoża gruntowego przeciwdziałający obciążeniu Q_r [kN].

Jeśli obliczamy nierówność (2.12), stosując metodę B lub C do oznaczania parametrów geotechnicznych, wartość współczynnika m zmniejszamy mnożąc przez 0,9.

W obliczeniach Q_r uwzględnia się najniekorzystniejsze zestawienie oddziaływań budowli. Zestawienie oddziaływań ma zawierać obliczeniowe obciążenia stałe i zmienne, obliczeniowe wartości obciążenia własnego i parcia gruntu, wyporu i ciśnienia spływowego wód gruntowych, obciążenia od sąsiednich fundamentów i budowli oraz odciążenia spowodowanego wykopami w sąsiedztwie fundamentu. Działania wód gruntowych należy uwzględniać przy najniekorzystniejszym poziomie piezometrycznym. Sprawdzając nośność graniczną według pierwszego stanu, ustala się parametry gruntowe metodą A, w przypadkach gdy:

- brak korelacji między parametrami dla gruntów mineralnych i organicznych,
- zachodzi potrzeba ustalania efektywnych parametrów Φ' i c',
- w najniekorzystniejszym układzie obciążeń ich składowa pozioma jest większa niż 10% składowej pionowej,
- budowla jest usytuowana na zboczu lub w jego pobliżu,
- obok budowli projektuje się wykopy lub dodatkowe obciążenie.

W pozostałych przypadkach dopuszcza się stosowanie metody B lub C. Ponadto sprawdzając nośność graniczną stosuje się obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych.

Obliczeniowy opór graniczny podłoża gruntowego Q_f wyznacza się przy założeniach:

- najniekorzystniejszego położenia potencjalnej powierzchni poślizgu w gruncie,
- granicznego stanu naprężeń wyznaczonego ze wzoru

$$|\tau| = \tau_f , \tag{2.13}$$

w którym

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi_u^{(r)} + c_u^{(r)} .$$

W przypadku jednak występowania gruntów spoistych nieskonsolidowanych lub iłów, których stan jest gorszy niż plastyczny (dla gruntów mineralnych o $I_L > 0{,}5$), czy twardoplastyczny (dla gruntów organicznych o $I_L > 0{,}25$), oraz w przypadku, gdy obciążenie zmienne budowli wynosi więcej niż 70% obciążenia stałego, należy obliczeniową wytrzymałość gruntu na ścinanie obliczać ze wzoru:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \Phi'^{(r)} + c'^{(r)} , \tag{2.14}$$

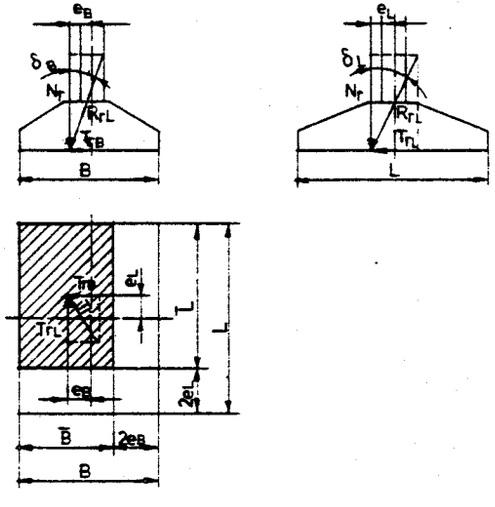
gdzie efektywne parametry geotechniczne są ustalane według normy (metodą A). Wartość ciśnienia porowego na powierzchni poślizgu w gruncie ustala się metodami opartymi na teorii konsolidacji, uwzględniając prędkość wzrastania obciążeń.

Jeśli fundament o podstawie prostokątnej posadowiony jest na podłożu jednorodnym do głębokości równej 2B poniżej poziomu podstawy i obciążony jest mimośrodową siłą pionową N_r oraz siłą poziomą T_{rB}, działającą równolegle do krótszego boku podstawy B (przy czym składowa pozioma jest większa niż 10% składowej pionowej), warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego ma postać

$$N_r \leqslant m\, Q_{fNB} , \tag{2.15}$$

gdzie:

- N_r – obliczeniowa wartość pionowej składowej obciążenia [kN],
- Q_{fNB} – pionowa składowa obliczeniowego oporu granicznego podłoża gruntowego [kN],
- m – współczynnik korekcyjny.



Rys. 2.4. Schemat działania obciążeń do obliczenia wartości Q_{fNB} oraz Q_{fNL}

Biorąc pod uwagę rysunek 2.4 wyznacza się wartość Q_{fNB} ze wzoru:

$$Q_{fNB} = \bar{B}\,\bar{L}\left[\left(1+0{,}3\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_C\,c_u^{(r)}\,i_c+\left(1+1{,}5\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_D\cdot\rho_D^{(r)}\,g\,D_{min}\,i_D+\right.$$
$$\left.+\left(1-0{,}25\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_B\,\rho_B^{(r)}\,g\,\bar{B}\,i_B\right], \qquad (2.16)$$

w którym:

$\bar{B} = B - 2e_B$; $\bar{L} = L - 2e_L$; przy czym $\bar{B} \leqslant \bar{L}$,

e_B, e_L – mimośród działania obciążenia odpowiednio w kierunku równoległym do szerokości B i długości L podstawy ($B \leqslant L$) [m],

D_{min} – głębokość posadowienia mierzona od najniższego poziomu terenu, np. od podłogi piwnicy lub kanału instalacyjnego (rys. 2.3) [m],

N_C, N_D, N_B – współczynniki nośności, wyznaczone w zależności od wartości $\Phi = \Phi_u^{(r)}$ (lub $\Phi = \Phi'^{(r)}$) z tablicy wyżej wymienionej normy gruntowej lub ze wzorów:

$$N_D = e^{\pi \operatorname{tg}\Phi}\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\Phi}{2}\right),$$

$$N_C = (N_D - 1)\operatorname{ctg}\Phi\,; \quad N_B = 0{,}75(N_D - 1)\operatorname{tg}\Phi$$

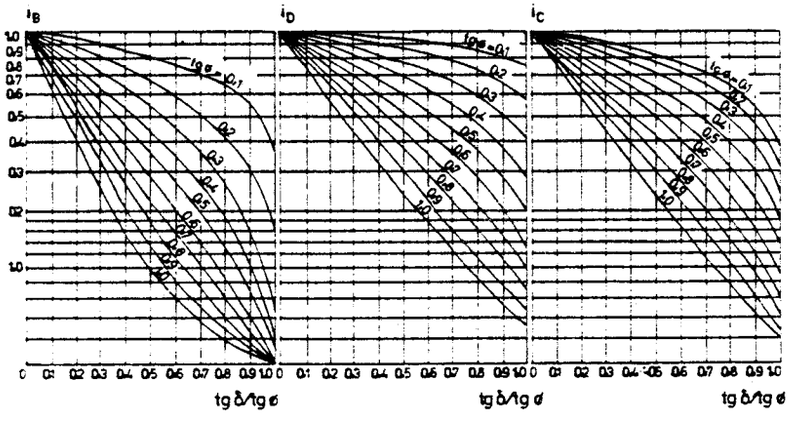
$\Phi_u^{(r)}$ – obliczeniowa wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu zalegającego bezpośrednio poniżej posadowienia [°],

i_C, i_D, i_B – współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej obciążenia wyznaczone z nomogramów na rysunku 25, w zależności od δ_B i od $\Phi = \Phi_u^{(r)}$ (lub $\Phi = \Phi'^{(r)}$),

δ_B – kąt nachylenia wypadkowej obciążenia [°],

$$\operatorname{tg}\delta_B = \frac{T_{rB}}{N_r},$$

gdzie T_{rB} – siła pozioma działająca równolegle do krótszego boku B podstawy fundamentu [kN] (rys. 2.4).



Rys. 2.5. Współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej obciążenia

W przypadku obciążenia fundamentu również siłą poziomą T_{rL}, działającą równolegle do dłuższego boku podstawy, obowiązuje dodatkowe sprawdzenie czy spełniony jest, poza warunkiem (2.15), warunek

$$N_r \leqslant m\,Q_{fNL}\,, \qquad (2.17)$$

w którym:

$$Q_{fNL} = \bar{B}\,\bar{L}\left[\left(1+0{,}3\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_C\,c_u^{(r)}\,i_C+\left(1+1{,}5\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_D\,\rho_D^{(r)}\,g\,D_{min}\,i_D+\right.$$
$$\left.+\left(1-0{,}25\frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right)N_B\,\rho_B^{(r)}\,g\,\bar{L}\,i_B\right] \qquad (2.18)$$

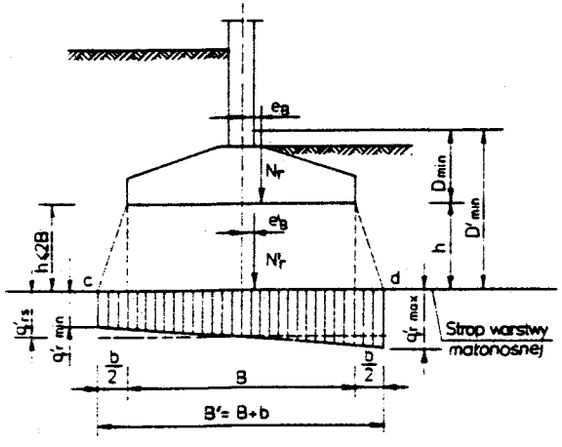
gdzie:

i_C, i_D, i_B – współczynniki wpływu nachylenia obciążenia wyznaczone w zależności od δ_L i $\Phi = \Phi_u^{(r)}$ (lub $\Phi = \Phi'^{(r)}$) z nomogramu na rysunku 2.5,

$\operatorname{tg}\delta_L = \dfrac{T_{rL}}{N_r}$ – zgodnie z rysunkiem 2.4.

Dla fundamentów o podstawie kołowej o promieniu R przyjmuje się $B = L = 1{,}77\,R$, dla fundamentów pasmowych $(L > 5B)\ \dfrac{B}{L} = 0$.

Gdy w podłożu występuje małonośna warstwa geotechniczna na głębokości mniejszej niż 2B poniżej poziomu posadowienia fundamentu, to warunek (2.12) sprawdza się również na podstawie zastępczego fundamentu według rysunku 2.6.



Rys. 2.6. Schemat działania obciążenia na fundament posadowiony na podłożu warstwowanym

We wzorach (2.15) i (2.16) uwzględnia się:

1) obciążenie

$$N'_r = N_r + B' L' h \rho_h^{(r)} g$$

2) wielkości geometryczne

$$\bar{B} = B' - 2e'_B; \quad \bar{L} = L' - 2e'_L$$

$$D'_{min} = D_{min} + h; \quad \text{jak na rysunku 2.6,}$$

$$\operatorname{tg}\delta_B = \frac{T_{rB}}{N'_r}; \quad \operatorname{tg}\delta_L = \frac{T_{rL}}{N'_r}.$$

3) parametry geotechniczne

$\Phi_u^{(r)}, c_u^{(r)}, \rho_B^{(r)}$ – dla małonośnej warstwy,

$\rho_D^{(r)}$ – średnia gęstości objętościowej ponad podstawą zastępczego fundamentu,

$\rho_h^{(r)}$ – średnia gęstości objętościowej gruntu między podstawami fundamentów – rzeczywistego i zastępczego $[t \cdot m^{-3}]$,

$$B' = B + b \qquad L' = L + b,$$

przy czym:

– dla gruntów spoistych przy $h \leqslant B$ $b = \frac{h}{4}$

przy $h > B$ $b = \frac{h}{3}$

– dla gruntów niespoistych przy $h \leqslant B$ $b = \frac{h}{3}$

przy $h > B$ $b = \frac{2}{3}h$

$$e'_B = \frac{N_r e_B \pm T_{rB} h}{N'_r} \qquad (2.19)$$

$$e'_L = \frac{N_r e_L \pm T_{rL} h}{N'_r}$$

T_{rB} i T_{rL} według rysunku 2.4,

h – zagłębienie stropu małonośnej warstwy, mierzone od poziomu posadowienia rzeczywistego fundamentu [m].

W przypadku sprawdzenia pierwszego stanu granicznego fundamentów pasmowych (gdy $L > 5B$) posadowionych na gruncie niespoistym, którego parametry geotechniczne ustala się według normy (metodą B), do warunku (2.12) należy podstawić wartość Q_f obliczoną według wzoru

$$Q_f = \gamma_m Q_f^{(n)}$$

gdzie:

γ_m – współczynnik materiałowy, $\gamma_m = 0{,}75$,

$Q_f^{(n)}$ – charakterystyczna wartość oporu granicznego podłoża pod fundamentem pasmowym według wzorów (2.7) lub (2.16), którą ustala się podstawiając charakterystyczne wartości parametrów w miejsce występujących w tych wzorach wartości obliczeniowych oraz przyjmując $\overline{B} : \overline{L} = 0$.

2.4. Sprawdzanie stateczności budowli

Sprawdzanie stateczności budowli jest potrzebne, jeśli zachodzi jeden z następujących przypadków:

a) gdy budowlę wznosi się na istniejącym lub projektowanym zboczu lub w jego pobliżu,
b) gdy na budowlę działają siły poziome stanowiące 10% wartości przekazywanych jednocześnie sił pionowych (łącznie z obciążeniem budowlą),
c) gdy budowlę wznosi się przy istniejącym wykopie,
d) gdy istnieje możliwość występowania zsuwu lub obrotu budowli, wynikająca z geologicznej oceny terenu,
e) gdy pod projektowanymi fundamentami wysokiej budowli występują w głębszych warstwach podłoża grunty słabsze od gruntów zalegających bezpośrednio pod fundamentami budowli,
f) gdy obok projektowanego wykopu istnieje budowla o znacznym obciążeniu.

Przy obliczaniu stateczności budowli należy przyjmować najniekorzystniejszy układ sił działających stale lub krótkotrwale. Sprawdzanie stateczności polega na:

– sprawdzaniu możliwości obrotu budowli,
– sprawdzaniu możliwości przesuwu poziomego,
– sprawdzaniu możliwości powstawania zsuwu.

Przy sprawdzaniu stateczności podłoża ze względu na osuwisko lub zsuw, w zależności od przyjętej metody obliczania, warunek normowy przyjmuje postać

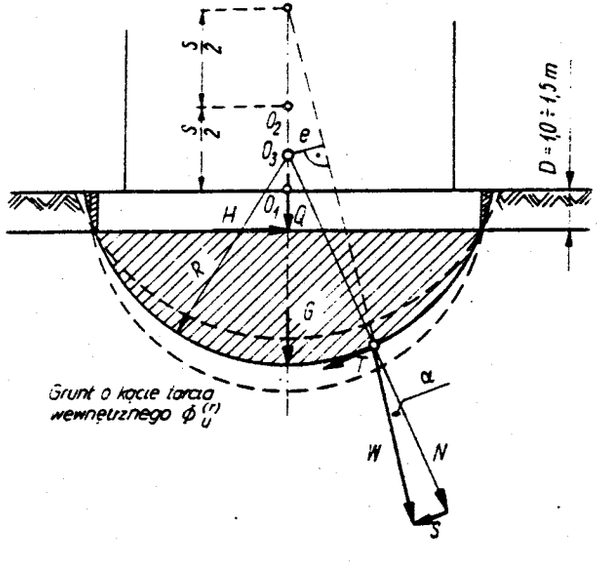
$$M_{or} \leqslant m\, M_{ur} \qquad \text{lub} \qquad T_{zr} \leqslant m\, T_{ur}\,. \tag{2.20}$$

W przypadku sprawdzania stateczności należy pamiętać o tym, aby określając wartości obliczeniowe sił lub momentów stosować różne wartości współczynników obciążenia bądź współczynników materiałowych:

– $\gamma > 1{,}0$ przy obliczaniu wartości sił i momentów zagrażających bezpieczeństwu M_{or} i T_{zr},
– $\gamma < 1{,}0$ przy obliczaniu wartości sił i momentów przeciwdziałających M_{ur} i T_{ur}.

2.4.1. *Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posadowionej na gruntach piaszczystych*

Przypadek ten ma zastosowanie do budowli wolno stojącej, o niedużej szerokości fundamentu posadowionego na głębokości 1,0-1,5 m poniżej powierzchni terenu, na gruntach piaszczystych średniej i małej nośności. W tym przypadku należy sprawdzić czy nie istnieje możliwość obrotu budowli po jednej z trzech powierzchni poślizgu.



Rys. 2.7. Sprawdzanie fundamentu na obrót przy posadowieniu fundamentu na niewielkiej głębokości na piaskach

Powierzchnie poślizgu wyznacza się w następujący sposób (rys. 2.7):

- kreśli się półkole przechodzące przez krawędzie podstawy o środku w połowie podstawy (punkt 0_1),
- drugą powierzchnię o przekroju łukowym kreśli się przez krawędzie podstawy, lecz środek obrotu leży na pionowej osi w połowie odległości między punktem przecięcia osi z wypadkową a podstawą fundamentu (punkt 0_2); wypadkową W wyznacza się ze wszystkich sił pionowych i poziomych działających na fundament łącznie z ciężarem gruntu G,
- trzecią powierzchnię poślizgu otrzymuje się w podobny sposób, lecz ma ona środek obrotu w punkcie 0_3, dowolnie wybranym między punktami 0_1 a 0_2. Wypadkowa W uwzględnia ciężar gruntu objęty daną powierzchnią poślizgu. Kierunek działania wypadkowej przedłuża się do płaszczyzny poślizgu. Następnie wyznacza się kąt α, który znajduje się między liniami działania wypadkowej W, a danym promieniem poślizgu.

W takim ujęciu obliczeniowy moment obracający będzie się równał

$$M_{or} = W_r e = W_r R \sin \alpha ,$$

moment zaś obliczeniowy utrzymujący

$$M_{ur} = W_r \cos \alpha \operatorname{tg} \Phi_u^{(r)} R ,$$

gdzie:

$\Phi_u^{(r)}$ – obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
R – promień powierzchni poślizgu.

W przypadku każdej powierzchni poślizgu dla trzech środków obrotu musi być spełniony warunek

$$W_r R \sin \alpha \leqslant m W_r \cos \alpha \operatorname{tg} \Phi_u^{(r)} R , \qquad (2.21)$$

w którym $m = 0{,}8$ – współczynnik korekcyjny.

Obliczając moment obracający i moment utrzymujący wartości współczynników obciążenia należy przyjąć takie jak w warunku określonym wzorem (2.20).

2.4.2. *Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posadowionej na małonośnych warstwach gruntów spoistych*

Przypadek ten może dotyczyć budowli wyższej niż 25,0 m, posadowionej na płycie i podłożu uwarstwionym, zawierającym małonośne warstwy gruntów spoistych, szczególnie plastycznych iłów (rys. 2.8). Linię poślizgu przyjmuje się jako cylindryczną, przechodzącą przez krawędź fundamentu. Najniekorzystniejszą powierzchnię poślizgu znajduje się na podstawie prób, przyjmując kilka powierzchni o różnych promieniach i środkach obrotu. Dla każdej powierzchni sprawdza się warunek

$$M_{or} \leqslant m M_{ur} \qquad (2.22)$$

przy czym $m = 0{,}8$ – współczynnik korekcyjny.

O ile nie jest spełniony warunek (2.22), należy obniżyć poziom posadowienia fundamentu. Tok przeprowadzenia obliczeń momentów utrzymujących i obracających jest następujący:

a) bryłę gruntu ulegającą obrotowi wraz z budowlą dzieli się na bloki, a następnie określa się obciążenie dla każdego bloku; linie działania tych obciążeń przedłuża się do przecięcia z powierzchnią poślizgu,
b) wypadkowe od zewnętrznych sił poziomych i pionowych przedłuża się do powierzchni poślizgu,
c) znajduje się kąty α_1 między promieniem R, przechodzącym przez punkty przecięcia linii poślizgu z liniami działania poszczególnych sił pochodzących od obciążeń blokami, a linią pionową przechodzącą przez środek obrotu w punkcie 0,
d) wszystkie siły działające na powierzchnię poślizgu rozkłada się w kierunku promienia i w kierunku prostopadłym do promienia R.

Moment obliczeniowy utrzymujący można obliczyć ze wzoru:

$$M_{ur} = R\left[\operatorname{tg}\Phi_u^{(r)}\left(Q_r \cos \alpha_Q + H_r \sin \alpha_H + \sum_{i=1}^{i=10} G_{i,r} \cos \alpha_i\right) + c_u^{(r)} A\right]. \qquad (2.23)$$

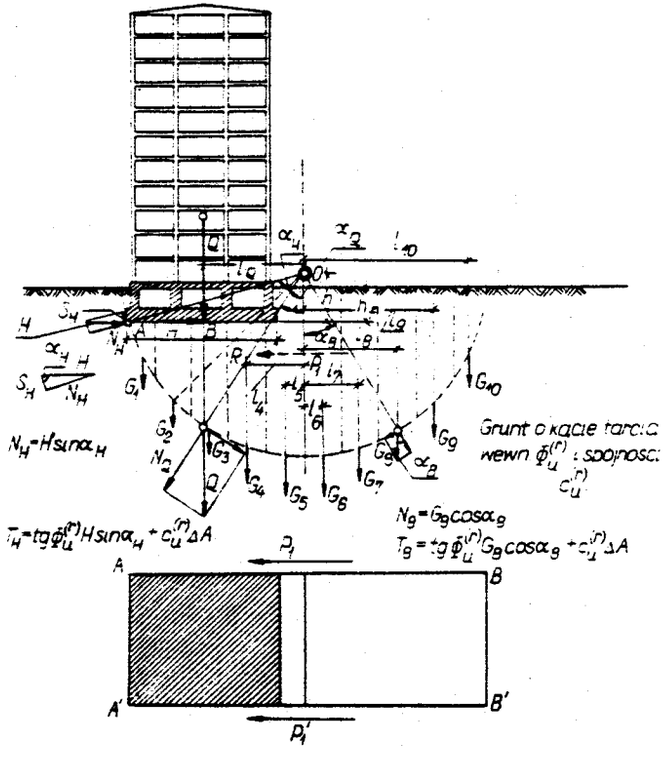
gdzie:

A – całkowite pole powierzchni poślizgu,
$c_u^{(r)}$ – spójność gruntu [kPa],

obliczeniowy zaś moment obracający

$$M_{or} = Q_r l_Q + H_r h + \sum_{i=1}^{i=5} G_{i,r} l_i - \sum_{i=6}^{i=10} G_{i,r} l_i . \qquad (2.24)$$

We wzorach tych poszczególne oznaczenia jak na rysunku 2.8.



Rys. 2.8. Sprawdzanie stateczności budowli

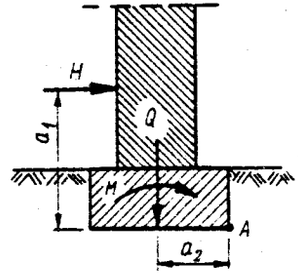
2.4.3. Sprawdzanie możliwości obrotu fundamentu i przesuwu poziomego

Możliwość obrotu fundamentu posadowionego na skale lub gruntach spoistych zwartych i półzwartych sprawdza się względem jednej z dolnych krawędzi fundamentu. W tym przypadku (rys. 2.9) musi być spełniony warunek

$$M_{or} \leqslant m\, M_{ur} , \qquad (2.25)$$

w którym:

- M_{or} – wartość obliczeniowa działającego momentu obracającego,
- $m = 0{,}7$ – współczynnik korekcyjny,
- M_{ur} – wartość momentu obliczeniowego utrzymującego.



Rys. 2.9. Sprawdzanie fundamentu na obrót. Podłoże: skały, grunty spoiste zwarte lub półzwarte

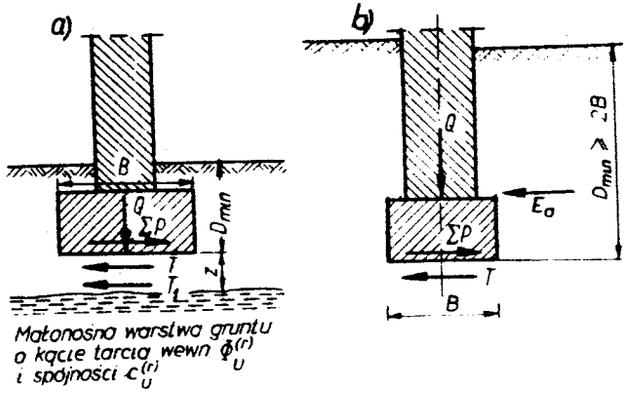
Wartości współczynników obciążenia do wzoru (2.25) przyjmuje się według zasady jak do wzoru (2.20).

Sprawdzenia możliwości przesuwu poziomego dokonuje się, gdy na budowlę lub fundament działają siły mogące wywołać przesunięcie budowli w kierunku ich działania. Przesunięcie takie może nastąpić wówczas w płaszczyźnie podstawy fundamentu albo nieco głębiej $\left(z \leqslant \frac{B}{4}\right)$, gdy poniżej podstawy fundamentu zalegają warstwy gruntu wykazujące mniejszy opór na przesunięcie poziome (rys. 2.10). W poziomie podstawy fundamentu działa siła tarcia przeciwstawiająca się przesunięciu, równa

$$T_{ur} = Qf , \qquad (2.26)$$

gdzie:

- Q – obliczeniowa suma sił pionowych działających na fundament,
- f – współczynnik tarcia między spodem fundamentu a gruntem. Wartości współczynnika tarcia spoczynkowego przyjmuje się według normy PN-82/B-02003 lub określa na podstawie pomiarów.



Rys. 2.10. Sprawdzanie fundamentu na przesuw poziomy

Siła tarcia na pewnej głębokości w grunie wynosi:

$$T_{1,ur} = Q_1 \operatorname{tg} \Phi_u^{(r)} + A c_u^{(r)}, \qquad (2.27)$$

gdzie:

Q_1 – obliczeniowa suma sił pionowych wraz z ciężarem gruntu,

A – powierzchnia podstawy fundamentu,

inne oznaczenia jak poprzednio.

Warunki obliczeniowe według pierwszego stanu granicznego oblicza się ze wzorów:

$$\Sigma P_{zr} \leqslant m T_{ur}; \qquad \Sigma P_{zr} \leqslant m T_{1ur} \qquad (2.28)$$

w których:

ΣP_{zr} – wartość obliczeniowa sumy sił poziomych działających na płaszczyznę przesuwu,

$m = 0{,}8$ – współczynnik korekcyjny.

Przy głębokim posadowieniu ($D_{min} \geqslant 2B$) można uwzględnić parcie czynne gruntu, pod warunkiem dokładnego ubicia gruntu obok fundamentu (rys. 2.10b).

Projektując budowlę na zboczu lub w bliskiej odległości od krawędzi górnej zbocza należy sprawdzić stateczność zbocza obciążonego budowlą.

Metoda sprawdzenia w tym przypadku jest podobna do podanej w skrypcie „Geotechnika budowlana, cz. I " dla ustalenia równowagi zboczy w gruntach spoistych, z tym jednak, że powinien być spełniony warunek obliczeniowy według pierwszego stanu granicznego.

Jeśli nie jest spełniony warunek pierwszego stanu granicznego, należy zabezpieczyć stateczność budowli przez obniżenie poziomu jej posadowienia lub zastosować inne środki zaradcze, a mianowicie: przeprojektować fundament, zmniejszyć obciążenie budowli lub osuszyć podłoże. Zwiększenie stateczności zboczy uzyskuje się przez: zmniejszenie nachylenia, wysokości, zwiększenie gęstości objętościowej i właściwości mechanicznych gruntu, przez odwodnienie, usunięcie albo zmniejszenie działania ciśnienia spływowego, zastosowanie systemu drenażowego powierzchniowego i głębokiego, podparcie ścianą oporową i wykonanie pali.

3. METODY BADAŃ PODŁOŻA GRUNTOWEGO

3.1. Fazy badań technicznych podłoża gruntowego

Podstawową fazą są badania do założeń techniczno-ekonomicznych inwestycji (tzw. ZTE). W tej fazie należy ustalić wszystkie dane geotechniczne, które są potrzebne do projektowania i pozwolą dokonać wyboru rozwiązania najbardziej racjonalnego.

Poza fazą podstawową można wykonywać badania podłoża gruntowego także **w innych fazach,** np.:

1) w fazie prac przedprojektowych – jako badania uzupełniające lub kontrolne – gdy brak dostatecznej dokumentacji fizjograficznej, map geologicznych czy też materiałów archiwalnych;
2) w fazie projektów roboczych – jako badania kontrolne lub jako uzupełniające; badania w tej fazie wykonuje się w związku z korektą lokalizacji poszczególnych obiektów, ich wymiarów, konstrukcji lub obciążeń, albo też gdy zaistnieje potrzeba rozwiązania dodatkowych problemów geotechnicznych;
3) w trakcie realizacji inwestycji – jako badania kontrolne; badania kontrolne w tej fazie mogą wynikać z projektów roboczych określonego obiektu lub z wymagań zawartych w „Warunkach technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych";
4) w czasie eksploatacji inwestycji – jako badania kontrolne; ten przypadek dotyczy stwierdzenia zgodności zachowania się podłoża gruntowego z założeniami projektowymi.

Korzystając z przepisów zawartych w Instrukcji Instytutu Techniki Budowlanej Nr 233 z 1980 roku wykonuje się badania techniczne podłoża gruntowego na podstawie programu badań. Program badań technicznych opracowuje jednostka projektująca inwestycję, przy ewentualnej współpracy specjalistów z geotechniki. Program badań technicznych powinien zawierać:

– aktualne informacje o projektowanej inwestycji, materiały o terenie budowy i podłożu gruntowym, wyniki wizji lokalnej terenu pod projektowaną inwestycję, dane o stanie i warunkach eksploatacji istniejących obiektów budowlanych oraz o stanie wód gruntowych, a ponadto informacje o spodziewanych trudniejszych problemach geotechnicznych;
– lokalizację zaprogramowanych inwestycji i projektowanych obiektów budowlanych;
– zakres badań laboratoryjnych;
– metodę badań w przypadkach szczególnych;
– orientacyjny koszt badań i sporządzenia dokumentacji geotechnicznej.

3.2. Dokumentacja i opinia geotechniczna

Sporządzając dokumentację geotechniczną należy wykonać prace, które obejmują:

a) sprawdzenie poprawności wyników przeprowadzonych badań oraz ocenę zgodności wyników badań polowych i laboratoryjnych;
b) wydzielenie przestrzenne warstw geotechnicznych, zgodnie z PN-81/B-03020;
c) wyznaczenie potrzebnych parametrów geotechnicznych dla każdej warstwy oraz współczynników materiałowych tych parametrów;
d) ustalenie poziomów piezometrycznych wód gruntowych, jak również kierunków ich przepływu w każdej warstwie wodonośnej oraz ocenę długookresowych zmian warunków hydrogeologicznych.

Elementami składowymi dokumentacji geotechnicznej są:

a) plan sytuacyjno-wysokościowy z oznaczeniem punktów badawczych i przekrojów geotechnicznych;
b) przekroje geotechniczne zgodnie z PN-86/B-02480;
c) wykaz parametrów geotechnicznych dla wszystkich warstw geotechnicznych;
d) ewentualne mapy geotechniczne, przedstawiające:
   – rejonizację występowania warstw geotechnicznych małonośnych i słabonośnych,
   – płytkie występowanie wód gruntowych oraz kierunki i spadki ich przepływu,
   – występowanie gruntów stanowiących tworzywo budowlane,

e) opis geotechniczny zawierający charakterystykę topograficzną, morfologiczną, geologiczną i hydrogeologiczną, opis i metodę badań nietypowych oraz ocenę warunków wodno-gruntowych.

Opracowanie opinii geotechnicznej polega na:

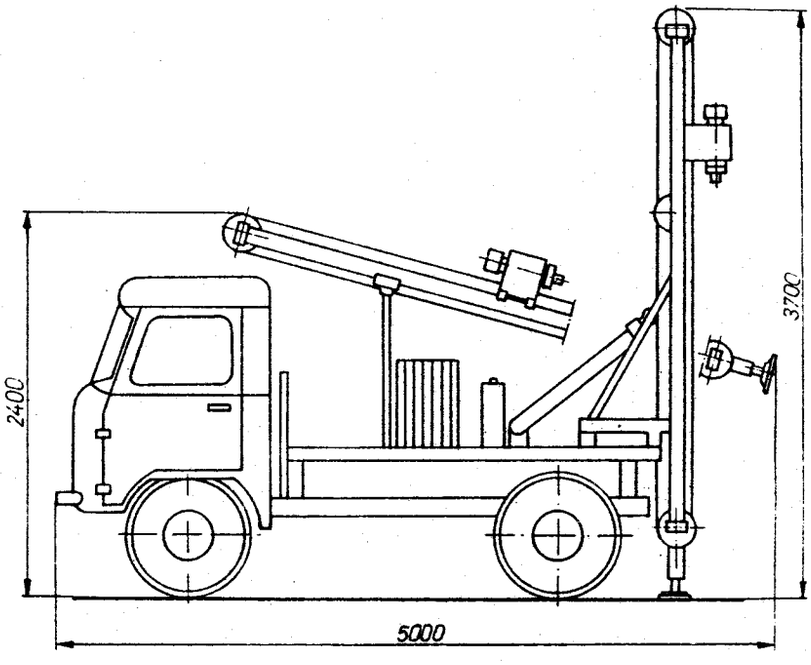
a) analizie:
   - wyników badań z dokumentacji geologicznej lub geotechnicznej,
   - konstrukcji budowli oraz warunków jej wykonania i eksploatacji,
   - celowości zastosowania alternatywnych rozwiązań występujących problemów geotechnicznych,
   - wad i zalet technicznych, organizacyjnych i ekonomicznych rozpatrywanych rozwiązań,
b) ustaleniu problemów geotechnicznych wymagających uwzględnienia w pracach projektowych.

Opinia geotechniczna zawiera:

a) ocenę lokalizacji projektowanych obiektów ze wskazaniem na celowość ewentualnych zmian optymalizujących zakres robót ziemnych i fundamentowych, cykle robót, zużycie materiałów, energii, transportu itp.,
b) optymalne sposoby posadowienia budowli i metody wykonania makroniwelacji terenu,
c) sposoby przygotowania podłoża gruntowego pod fundamenty budowli, drogi, posadzki itp. oraz sposoby zabezpieczenia zboczy naturalnych i sztucznych oraz skarp wykopów,
d) sposoby odwodnień tymczasowych i trwałych terenu i wykopów budowlanych oraz zabezpieczeń pomieszczeń i urządzeń podziemnych przed przenikaniem wody i wilgoci,
e) sposoby przeciwdziałania pęcznieniu, rozmakaniu lub wysuszeniu, a także przemarzaniu gruntów,
f) wymagania do szczegółowych prac projektowych, warunków technicznych wykonania i odbioru robót oraz kontroli robót w okresie ich realizacji i pomiarów w czasie eksploatacji obiektów.

3.3. Wiercenia badawcze

Do wykonywania otworów badawczych może być stosowana w geotechnice wiertnica HW-5 (rys. 3.1). Otwory badawcze (lub do innych celów) wykonywane są metodą obrotową („na sucho") przy użyciu żerdzi spiralnych. Wiertnica HW-5 jest urządzeniem samojezdnym, zbudowanym na samochodzie MAZ-4520 lub UAZ-4698. Sprzęt wiertniczy można transportować bezpośrednio samochodem (o masie do 100 kg), a także na przyczepie (o masie do 600 kg).

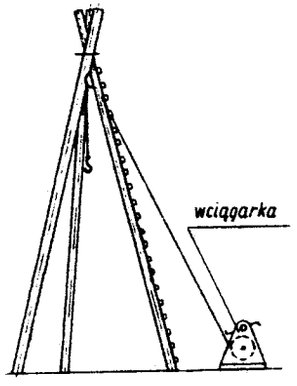


Rys. 3.1. Wiertnica HW-5

Charakterystyka tej wiertnicy jest następująca: średnica wiercenia 70-135 mm, głębokość wiercenia do 10 m, wydajność wiercenia do 30 m/h, wydajność głębienia przy wykonywaniu zabiegów technicznych w otworze (pobieranie próbek gruntu itp.) 5-10 m/h, minimalna siła udźwigu głowicy wiertniczej 8800 N oraz nominalny nacisk na przewód 6850 N.

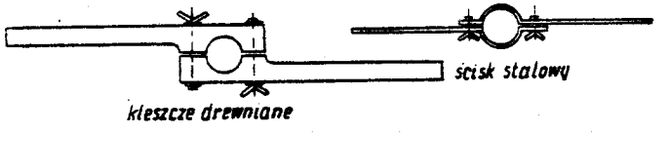
Przystosowanie wiertnicy do pracy z zastosowaniem żerdzi spiralnych nie pozwala na: rurowanie otworów, wiercenie żerdziami gładkimi i świdrami rurowymi, wykorzystanie do różnych sondowań oraz na ela-

styczne sterowanie procesami wiercenia, głównie na wiercenia „odcinkowe" z wyciąganiem urobku na powierzchnię co 30-50 cm. Konstrukcja końcówek urabiających grunt i mała sztywność przewodu wiertniczego powodują zniszczenie naturalnej struktury gruntu i wymieszanie urobku z różnych poziomów zalegania.



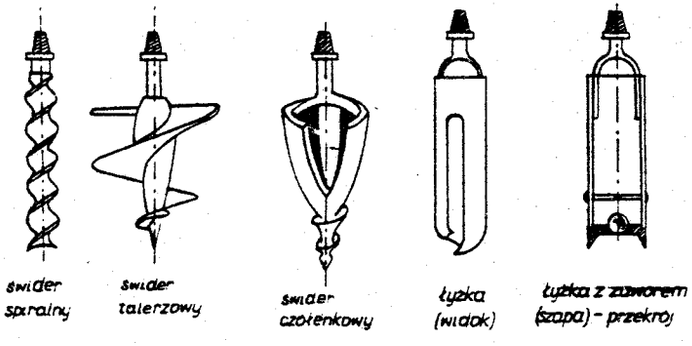
Rys. 3.2. Trójnóg

Do wierceń badawczych stosowane są, poza sprzętem mechanicznym, ręczne zestawy wiertnicze, którymi można wykonać otwory do głębokości 20 m. Zestawy te składają się z trójnogu lub czwórnogu, kompletu rur wiertniczych średnicy 125 mm lub 150 mm skręcanych na gwint i zespołu świdrów średnicy 101,6 mm, takich jak: łyżka klapowa, świder spiralny do gruntów suchych twardoplastycznych, łyżka rurowa do miękkich iłów i glin oraz gruntów przemieszanych różnych rodzajów, świder łyżkowy do zwartych iłów i margli, dłuta do rozbijania i przewiercania skał oraz świdry, tzw. grajcary, do wyciągania mniejszych kamieni. Trójnóg (rys. 3.2) tworzą 3 okrąglaki długości 8-10 m, związane na górze za pomocą śruby. W miejscu powiązania okrąglaków zawieszony jest blok, przez który przechodzi lina z hakiem. W gruntach o znacznej zwartości można wykonać otwory bez zabezpieczenia rurami. Z reguły jednak otwory wierci się wprowadzając rury wiertnicze w podłoże. Rury chronią otwór przed jego zasypaniem lub zapłynięciem. W miejscu projektowanego otworu wiertniczego ustawia się rurę wiertniczą, o średnicy co najmniej 0,125 m, i zakłada na nią kleszcze drewniane łączone śrubami (rys. 3.3) lub ściski stalowe na wysokości 1,5 m powyżej terenu. Przez obracanie kleszczami zagłębiamy rurę powoli w podłoże i wówczas wybieramy z niej grunt. Przy tej czynności trzeba kleszcze co jakiś czas luzować i ponownie umocowywać wyżej.



Rys. 3.3. Kleszcze drewniane i ścisk stalowy

Obracając kleszcze można je w miarę potrzeby obciążać. W czasie wwiercania rur w głąb, jak również przy ich podciąganiu do góry, trzeba zawsze obracać rurę w jednym kierunku dokręcając gwint. Do wyciągania gruntu z rur służą żerdzie rurowe o średnicy 0,03-0,04 m, łączone na gwint i zakończone końcówką odpowiedniego kształtu. Rodzaje świdrów są pokazane na rysunku 3.4.



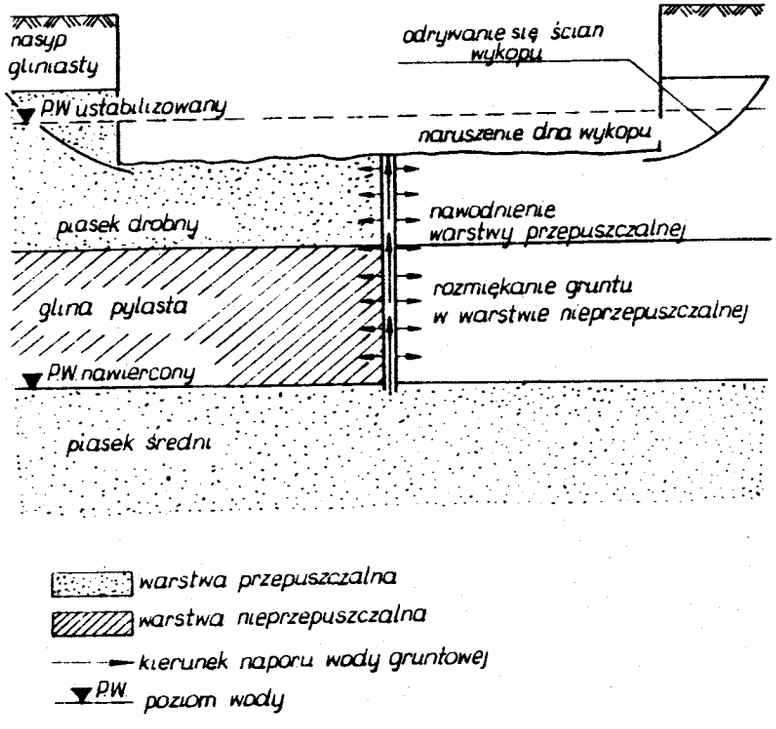
Rys. 3.4. Rodzaje świdrów

Do głębokości około 5,0 m, a w pewnych przypadkach do 6,0 m, można, przy braku wody gruntowej, wykonać wiercenia nierurowane lekkim sprzętem ręcznym bez żadnych urządzeń pomocniczych i bez rur osłonowych. Do tego rodzaju wierceń służy świder o średnicy 50-75 mm (rys. 3.5) i metrowe odcinki żerdzi z rur gazowych o średnicy 2,54 cm, łączone za pomocą gwintowanych łączników z gładkim stykiem umożliwiającym założenie pokrętła.

Punkty wierceń rozmieszcza się na przemian wzdłuż ścian zewnętrznych obiektu, w odległości 20-50 m. W przypadku trudniejszych warunków gruntowych stosuje się odległości między wierceniami 10-30 m. Otwory wiertnicze rozmieszczać należy, w miarę możliwości, poza projektowanymi fundamentami, w odległości od nich 2-3 m. Po wywierceniu otworu badawczego i po pobraniu próbek należy go

Rys. 3.5. Pojedynczy element płytkich wierceń bez wieży

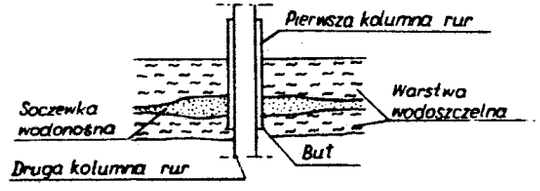
wypełnić gliną i dobrze ją ubijać, aby woda z warstw wodonośnych nie przeniknęła do wykopów fundamentowych (rys. 3.6).



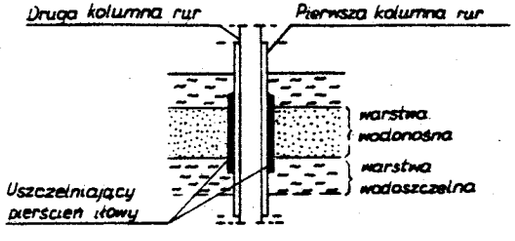
Rys. 3.6. Skutki niewłaściwego zasypania otworu przy obecności wody gruntowej o napiętym zwierciadle

Obserwację poziomów piezometrycznych wód gruntowych (PPW) przeprowadza się dla każdej warstwy wodonośnej. Po osiągnięciu tej warstwy przerywa się wiercenie i przeprowadza pomiary głębokości poziomu zwierciadła wody w otworze w odstępach czasu 2-5 min oraz sporządza się wykres jego stabilizacji $h = f(T)$.

Pomiary kończy się w chwili, gdy postać wykresu zależności głębokości (h) zwierciadła wody do czasu (T) przeprowadzania pomiaru, pozwala wyznaczyć asymptotę do osi czasu, z zaokrągleniem do 5 cm. Położenie asymptoty określa poziom (PPW) w danej warstwie. W trakcie wykonywania pomiarów nie wolno dolewać wody do otworu wiertniczego. Nawierconą wodę należy, o ile to możliwe, zamknąć, gdyż otwór powinien być wykonany na sucho. Zamykanie wody przeprowadza się przez wciśnięcie rur (rys. 3.7) lub przez iłowanie (rys. 3.8). Wciskanie kolumny rur w wodoszczelną warstwę występującą pod warstwą wodonośną stosuje się tylko do zamykania wody w cienkich warstwach, przeważnie soczewkach stanowiących wkładki w glinach lub iłach.



Rys. 3.7. Zamykanie wody przez wciśnięcie rur



Rys. 3.8. Zamykanie wody przez iłowanie

Zamykanie wody przez iłowanie polega na odizolowaniu warstwy wodonośnej iłem. Po przewierceniu warstwy wodonośnej i nieznacznym wejściu w niżej leżącą warstwę nieprzepuszczalną podciąga się rury i do otworu wrzuca się kule ulepione z iłu uplastycznionego wodą. Kule wrzuca się do wysokości 2,0 m od dna otworu i ubija. Po osiągnięciu wymaganej grubości korka dociska się rury i wówczas część iłu wciśnie się między zewnętrzną ścianę rur a ścianę otworu wiertniczego tworząc pierścień iłowy, część zaś iłu zakorkuje wnętrze rury. Korek ten przewierca się świdrem o mniejszej średnicy. Wodę, która została na dnie otworu,

wybiera się łyżką. Jeżeli w otworze jeszcze pojawi się woda, należy ponownie docisnąć rury. Przy nieudanej próbie zamknięcia wody iłowanie powtarza się.

Z każdej warstwy wodonośnej po zakończeniu pomiarów poziomu PPW pobiera się po dwie próbki wody do analizy chemicznej w celu sprawdzenia agresywności i przydatności do robót budowlanych. Do jednej butelki z próbką wody wsypuje się 5 gramów proszku marmurowego, aby związać wolny CO_2. Butelki z próbkami wody należy zalakować i z protokółem przesłać do laboratorium. Próbki wody pobiera się wyłącznie z otworów wiertniczych, w czasie przeprowadzania wierceń, przy użyciu przyrządów zapewniających zachowanie naturalnego składu chemicznego wody.

Próbki gruntów pobiera się do skrzynek, słoików i cylindrów. Do skrzynek pobiera się próbki gruntów z każdej warstwy, w odstępach nie przekraczających jednego metra. Próbki o naturalnym uziarnieniu (symbol NU) pobiera się z gruntu jednorodnego bez przewarstwień i umieszcza je w przedziałach skrzynek drewnianych. Próbki o zachowanej naturalnej wilgotności (symbol NW) pobiera się z gruntów spoistych w otworach wiertniczych rurowych i umieszcza w słoikach szklanych szczelnie zamykanych. Próbki o zachowanej naturalnej strukturze (symbol NNS) pobiera się z gruntów spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym oraz z gruntów organicznych, zalegających pod projektowanymi fundamentami, z warstw zaburzonych tektonicznych, gdy przewiduje się obliczanie według drugiego stanu granicznego.

Próbki NNS z gruntu mało spoistego pobiera się za pomocą metalowych cylindrów, z gruntu spoistego zaś — przez wycinanie w ścianie wykopu próbnego kostki gruntu zbliżonej do sześcianu. Próbki NNS w cylindrach uszczelnia się na obu końcach parafiną, natomiast próbki w postaci kostek umieszcza się w naczyniach wodoszczelnych mających szczelne zamknięcia.

Liczba otworów wiertniczych dla powierzchni budowy do 300 m^2 nie powinna być mniejsza od 3, nie powinny one być rozmieszczone na jednej linii prostej. Liczbę otworów w zależności od powierzchni budowy podaje tabela 3.1.

Tabela 3.1.

Liczba wierceń dla budynku lub obiektu inżynierskiego

Powierzchnia budynku (obiektu) w rzucie poziomym	do 300 m^2	do 2000 m^2	do 1 ha	do 10 ha
Liczba wierceń	3–5	4–10	8–20	15–50

Zaleca się przyjmowanie głębokości wierceń według następujących zasad:

a) jeżeli roboty fundamentowe mają być wykonane poniżej spodziewanego poziomu piezometrycznego występujących głębiej wód naporowych, wiercenia należy wykonać do warstw wykazujących wody naporowe; wiercenia te można zakończyć na płytszym poziomie, na którym ciężar wyżej leżących warstw gruntu równoważyć się będzie z naporem wody,
b) dla budynków ciężkich, których obliczeniowe obciążenie zastępcze wynosi więcej niż $5\,\sigma_{z,\rho}$, głębokość wierceń nie powinna być mniejsza niż suma głębokości posadowienia budynku i jego szerokości w rzucie poziomym.
c) gdy przewiduje się posadowienie pośrednie budowli, głębokość wierceń powinna być większa o 5,0 m w stosunku do poziomu posadowienia podstawy pali, studni lub kesonu,
d) gdy liczba otworów wiertniczych wynosi więcej niż 15, około 25% ogólnej ich liczby należy wykonać do głębokości o 30% większej od wierceń pozostałych,
e) wiercenia powinny obejmować strefę oddziaływania fundamentów, a więc sięgać głębiej niż poziom, w którym naprężenie dodatkowe (naprężenie pionowe w gruncie od obciążenia budowlą) $\sigma_{z,d}$ jest równe $0{,}3\,\sigma_{z,\rho}$.

Głębokość wierceń i ich liczbę powinien ustalać projektant-konstruktor.

Niezależnie od rodzaju budowli wszystkie otwory wiertnicze powinny być nawiązane niwelacją do stałego punktu wysokościowego (reperu) i utrwalone pomiarem ich rozmieszczenia w planie. Dla każdego otworu wiertniczego sporządza się w trakcie badań tzw. „metrykę otworu".

3.4. Sondowanie gruntu

Punkty badawcze sondowań, wierceń i wykopów powinny tworzyć na planie sytuacyjnym układ trójkątów lub czworoboków najbardziej zbliżonych do równobocznych i pokrywających rzuty projektowanych obiektów. Jeżeli przewidywane, najbardziej ekonomiczne posadowienie budowli wymaga stosowania nacisków jednostkowych fundamentów na

podłoże $q > 200$ kPa, to należy we wszystkich punktach badawczych przewidywać sondowania.

Aby otrzymać optymalne dane o właściwościach podłoża gruntowego, w zależności od rodzaju gruntów, programuje się następujące rodzaje sondowań:

a) sondami wbijanymi (SL, SC i ITB-ZW) – w gruntach niespoistych,
b) sondą cylindryczną (SPT) – w otworach badawczych we wszystkich gruntach,
c) sondą wciskaną (SW) – gdy występują grunty spoiste i niespoiste nie zawierające kamieni, gdy stan gruntów spoistych nie jest półzwarty oraz gdy występują grunty organiczne,
d) sondą wkręcaną (ST) – gdy występują grunty niespoiste, mało spoiste i organiczne.

Za pomocą wykopów badawczych określa się stopień spękania lub zwietrzenia skał litych. Stosuje się także wykopy badawcze w innych badaniach, takich jak sondowanie i próbne obciążenie. Wykopy badawcze należy wykonać w gruncie odwodnionym, tj. takim, w którym poziom piezometryczny powinien znajdować się poniżej dna wykopu. Wykop badawczy powinien mieć długość około 2,0 m, szerokość 60-80 cm i głębokość taką, aby można było rozpoznać podłoże na co najmniej 1,0 m poniżej poziomu posadowienia projektowanego fundamentu. Jedną ścianę poprzeczną wykopu zorientowaną w stronę słońca należy wykonać pionowo lub prawie pionowo. Zaleca się stosować uskoki – stopnie o wymiarach $0,5 \times 0,5$ m. Wykopy badawcze wykonuje się poza obrysem budynku. W gruntach niespoistych wykonuje się je w odeskowaniu. Poziom wód gruntowych można zbadać w studniach istniejących w pobliżu wykonanych wykopów.

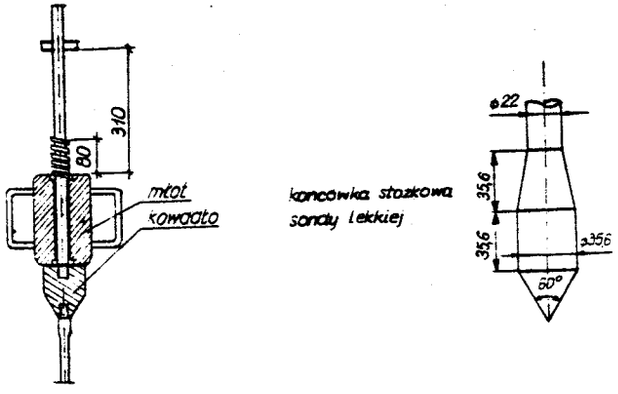
Przez sondowanie gruntu można ustalić miąższość i zasięg zalegania warstw o wyróżniającej się wytrzymałości, stopień zagęszczenia gruntów niespoistych, stopień plastyczności gruntów spoistych i opór na ścinanie gruntów spoistych. Sondowanie nie jest badaniem samodzielnym, traktuje się je jako uzupełnienie robót wiertniczych lub też jako polowe badanie właściwości gruntów w trakcie wiercenia.

3.4.1. Lekka sonda wbijana

Do sondowania warstw o małej wytrzymałości służy przedstawiony na rysunku 3.9 pręt stalowy o średnicy 15-20 mm, zaopatrzony w odchylone nieco nacięcia, tworzące swego rodzaju miseczki. Pręt wbija się lub wciska w grunt zaznaczając na nim głębokość wbicia. Po wyciągnięciu pręta miseczki wypełnione są gruntem, w którym znajdowały się w swym najgłębszym położeniu, co pozwala z kolei zmierzyć głębokość zalegania badanej warstwy. Pręt służy do badania płytkich torfowisk lub bagien, w którym zależy przede wszystkim na ustaleniu głębokości zalegania stropu i spągu warstwy.

Rys. 3.9. Pręt do sondowania

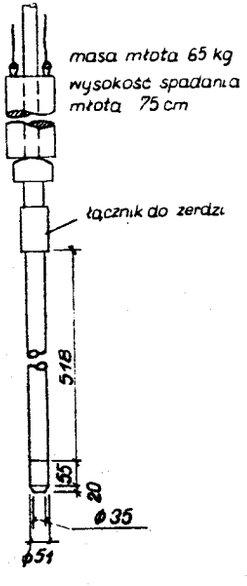
Lekka sonda wbijana (SL) (rys. 3.10) służy do zbadania stanu gruntów niespoistych, ustalenia miąższości i zasięgu warstw nasypowych lub organicznych oraz wyznaczenia głębokości zalegania stropu podłoża skalnego. Sondowanie polega na wbijaniu sondy młotem o masie 10 kg, przy wysokości spadania 50,0 cm. W czasie wbijania liczy się liczbę uderzeń młota na każde 10 cm wpędu sondy. Liczby uderzeń określa się począwszy od głębokości 1,0-1,5 m od powierzchni istniejącego terenu. W zależności od liczby uderzeń młota na 10 cm wpędu sondy wyznacza się stopień zagęszczenia gruntów niespoistych na podstawie odpowiedniej tabeli. Nie uwzględnia się wyników sondowań w zakresie głębokości $\pm$ 1,0 m w stosunku do poziomu zwierciadła wody gruntowej w gruntach niespoistych oraz znacznie zwiększonej liczby uderzeń na krótkich odcinkach głębokości, w gruntach mogących zawierać kamienie.



Rys. 3.10. Sonda lekka (SL)

3.4.2. *Sonda cylindryczna*

Sondę cylindryczną (SPT) stosuje się do ustalenia rodzaju gruntów zalegających w podłożu, stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych, stopnia plastyczności gruntów spoistych oraz litologii badanego terenu. Sonda cylindryczna (rys. 3.11) jest sondą typu ciężkiego, współpracuje z zestawem wiertniczym. Można ją wbijać tylko w dno otworu wiertniczego lub szybu. Sonda przy wbijaniu pobiera grunt do wnętrza dwudzielnego cylindra, a opór stawiany przez grunt mierzony liczbą uderzeń na 30 cm wpędu jest miarą stanu gruntu. Sondę wbija się w grunt za pomocą młota o masie 65,0 kg, opadającego z wysokości 75 cm. Początkowo należy ją wbić na głębokość 15 cm, a następnie liczyć uderzenia dokonane w celu jej wbicia na głębokość następnych 30 cm. Po przejściu sondy na głębokość 45 cm należy ją wyciągnąć z rury osłonowej i odkręcić cylinder z pobraną próbką. Odpowiednia tabela dla danych wartości liczbowych pozwala na ustalenie stanu gruntów.



Rys. 3.11. Sonda cylindryczna (SPT)

3.4.3. *Sonda udarowo-obrotowa*

Sonda udarowo-obrotowa typu ITB-ZW ma zastosowanie do badania stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych rodzimych i nasypowych, do badania oporu ścinania gruntów spoistych i mało spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym oraz do oznaczania wskaźnika wrażliwości strukturalnej gruntu na działania mechaniczne.

Stopień zagęszczenia gruntów niespoistych ustala się na podstawie pomiaru liczby uderzeń młota na 10 cm wpędu sondy. Opór ścinania gruntów spoistych wyznacza się przez pomiary siły potrzebnej do obrotu końcówki krzyżakowej.

Wskaźnik wrażliwości strukturalnej gruntów spoistych jest to stosunek maksymalnego oporu ścinania gruntu do oporu minimalnego, występującego po ścięciu gruntu przy dalszym obrocie końcówki krzyżakowej.

Sonda udarowo-obrotowa (rys. 3.12) jest podobna do lekkiej sondy wbijanej, z tym że sonda udarowo-obrotowa ma ponadto drążki dźwigni obrotowej i dynamometry sprężynowe do pomiaru siły obrotu sondy. Ten rodzaj sondy stosuje się do badań w otworze wiertniczym lub do badań wykonywanych bezpośrednio z powierzchni lub z dna wykopu próbnego. Pomiaru siły potrzebnej do obrotu sondy można dokonywać jednym lub dwoma dynamometrami. W przypadku gruntów małonośnych stosuje się jeden dynamometr 0,2 kN. Gdy opór ścinania wynosi więcej niż 0,2 kN, należy posługiwać się dwoma dynamometrami. Stosowany młot powinien mieć masę 20 kg; wysokość opadania młota wynosi 0,25 m. Wytrzymałość gruntu na ścinanie oblicza się ze wzoru (zgodnie z Instrukcją ITB Nr 128):

$$\tau_f = \frac{a(D_1 + D_2)}{\pi d^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{d}{6}\right)}, \qquad (3.1)$$

gdzie:

τ_f – wytrzymałość gruntu na ścinanie [kPa],
a – ramię siły obrotu [m],
d – średnica walca ścinanego gruntu [m],
h – wysokość walca ścinanego gruntu [m],
D_1, D_2 – odczyty na dynamometrach [kN].

Wielkość a jest zmienna i oblicza się ją ze wzoru:

$$a = \sqrt{r^2 - \left(\frac{b}{2}\right)^2},$$

gdzie:

r – długość od środka geometrycznego sondy do miejsca zaczepienia dynamometru na drążku dźwigni (stała) [m],
b – wielkość (zmienna) podstawy trójkąta utworzonego przez ramiona dźwigni i dynamometr sprężynowy, zależna od wielkości sił naciągu dynamometru [m].

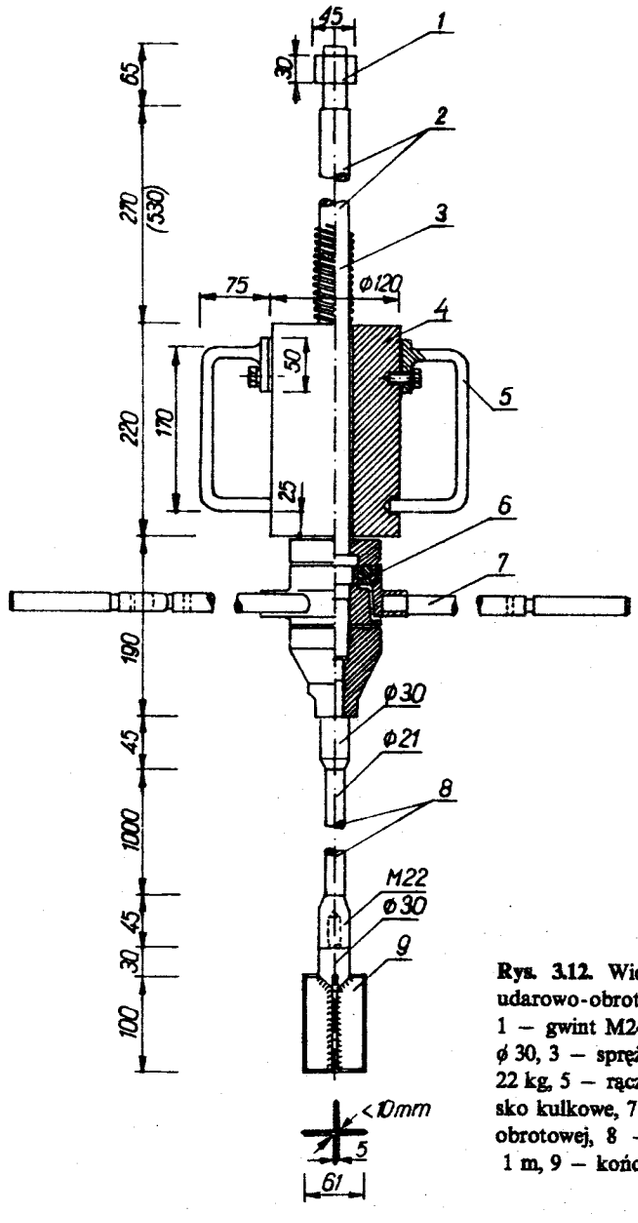
Wyniki ścinania mogą być zastosowane do gruntów w stanie plastycznym i miękkoplastycznym, gdy kąt tarcia wewnętrznego dla tych gruntów $\Phi_u \cong 0°$; można wówczas przyjąć $c_u = \tau_f$ (kPa).

Dla gruntów małonośnych można obliczyć opór podłoża na głębokości D_{min} ze wzoru:

$$q_f = \left(1 + 0{,}3\,\frac{B}{L}\right) 5{,}14\, c_u^{(r)} + \left(1 + 1{,}5\,\frac{B}{L}\right) D_{min}\, \rho_D^{(r)}\, g \qquad (3.2)$$

gdzie:

D_{min} – głębokość posadowienia poniżej naziomu [m],
$\rho_D^{(r)}$ – obliczeniowa gęstość objętościowa gruntu [$t \cdot m^{-3}$],
$c_u^{(r)} = \tau_f^{(r)}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie gruntu spoistego w stanie plastycznym i miękkoplastycznym [kPa],
q_f – opór gruntu małonośnego ściętego sondą ITB-ZW [kPa],
g – przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$],
B, L – przewidywane wymiary podstawy fundamentu [m].

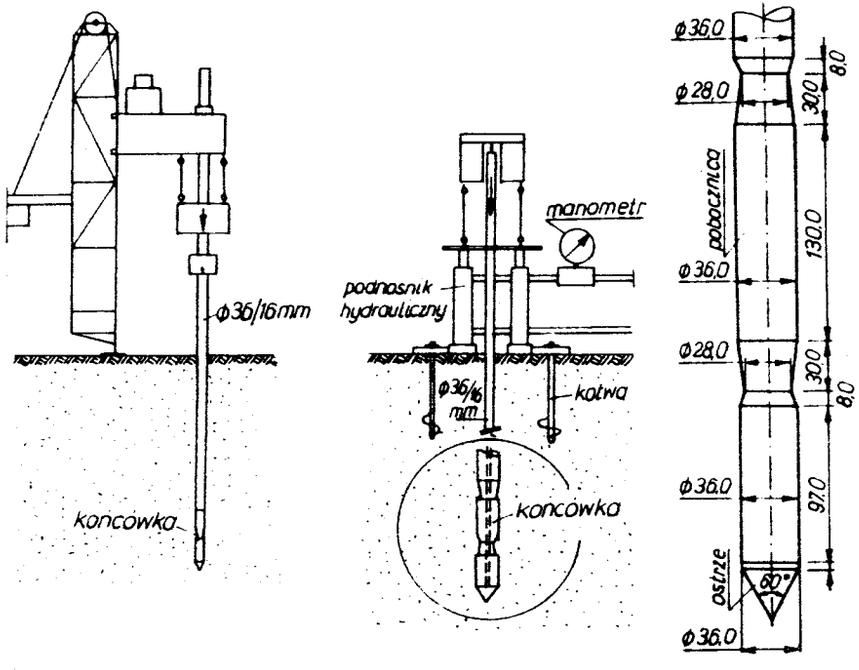


Rys. 3.12. Widok ogólny sondy udarowo-obrotowej typu ITB-ZW: 1 – gwint M24, 2 – prowadnica ϕ 30, 3 – sprężyna ϕ 5, 4 – młot 22 kg, 5 – rączka ϕ 14, 6 – łożysko kulkowe, 7 – drążek dźwigni obrotowej, 8 – żerdzie długości 1 m, 9 – końcówka krzyżakowa

3.4.4. Sonda wciskana

Zestaw badawczy składa się z sondy wciskanej z żerdzią i końcówką wciskaną w grunt, z urządzenia do wciskania oraz z urządzenia do pomiaru sił oporu zagłębianej końcówki.

Schematycznie zasadę działania sondy wciskanej w układzie zestawu badawczego pokazano na rysunku 3.13.



Rys. 3.13. Zasada działania sondy wciskanej: a) zestaw badawczy, b) kształt i wymiary zewnętrzne końcówki

Urządzenia do wciskania sondy powinny zapewniać stałą prędkość zagłębienia końcówki, równą 3-6 mm/s. Pomiar sił oporu ostrza i pobocznicy zagłębionej końcówki wykonuje się co 10 lub 20 cm głębokości albo rejestruje się ciągły ich zapis. Wartość sił oporu jest mierzona na manometrze. Końcówka z żerdzią jest wciskana w grunt poprzez wykorzystanie podnośnika hydraulicznego. Z przeprowadzonych badań należy sporządzić wymaganą dokumentację.

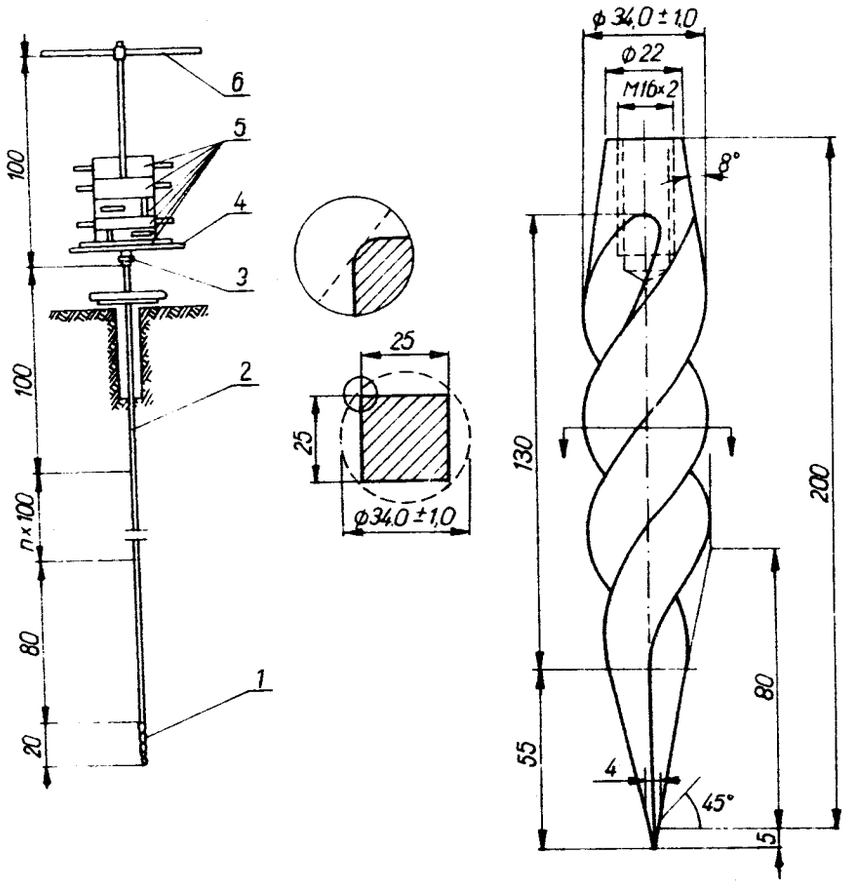
3.4.5. Sonda wkręcana

Zestaw badawczy do sondowań sondą wkręcaną (rys. 3.14) składa się: z końcówki spiralnej (1) i żerdzi stalowej pełnej o średnicy 22 mm (2) w odcinkach długości 1,0 m, zacisku automatycznego (3) wraz z podstawą dla obciążników (4) o łącznej masie 5 kg, obciążników (5) o masie: 1 sztuka – 5 kg, 2 sztuki – 10 kg i 3 sztuki – 25 kg wraz z pokrętłem (6) długości 0,7 m.

Badanie wykonuje się wkręcając sondę w grunt na głębokość 1,0 m, a następnie osadza się na żerdzi zacisk automatyczny wraz z podstawą do obciążników. W dalszej kolejności na podstawie ustawia się obciążnik o masie 5 kg. Jeżeli w tak przygotowanej sondzie nie nastąpił ruch obrotowy lub jeżeli sonda przestanie się wkręcać w grunt, to należy obciążyć ją obciążnikiem o masie 10 kg, a następnie obciążnikiem 25 kg. Jeżeli sonda przestanie zagłębiać się samoczynnie pod wpływem wszystkich obciążników, nadaje się jej ruch obrotowy za pomocą pokrętła, z tym że jeden półobrót powinien trwać $3 \pm 0{,}5$ s. Jeżeli podczas wkręcania sonda zacznie się ponownie obracać samoczynnie, przerywa się wkręcanie i stopniowo zdejmuje obciążniki aż do chwili, gdy sonda przestanie się wkręcać. Dalsze sondowanie wykonuje się powtarzając czynności jak poprzednio.

Sondowanie uznaje się za zakończone, gdy końcówka osiągnie głębokość podaną w programie badań lub gdy zagłębia się ona mniej niż 10 cm po pięćdziesięciu półobrotach żerdzi.

Z przeprowadzonych badań sporządza się odpowiednią dokumentację, która między innymi ma zawierać liczby półobrotów zastosowane w celu głębienia końcówki we wszystkich zakresach głębokości o wielkości 10 cm.



Rys. 3.14. Sonda wkręcana: a) zestaw do sondowań, b) końcówka spiralna

3.5. Próbne obciążenie sztywną płytą

Próbne obciążenie gruntu płytą sztywną stosuje się do oznaczenia modułu podatności gruntu E_s według PN-86/B-02480, które przeprowadza się w podłożu gruntowym in situ. Badanie to przeprowadza się na wyrównanej powierzchni dna wykopu. Płytę układa się na warstwie wyrównawczej piasku lub zaprawy gipsowej. Po ułożeniu płyty na podłożu boki jej obsypuje się warstwą gruntu zagęszczonego grubości co najmniej 0,5 m. Sposób obciążenia płyty i urządzenia do pomiaru jej osiadań należy zaprojektować tak, aby nie działały obok płyty dodatkowe obciążenia mogące zakłócić przebieg jej osiadań i aby obciążenia nie powodowały osiadań punktów odniesienia pomiarów osiadań płyty, co kontroluje się za pomocą niwelacji precyzyjnej. Do próbnego obciążenia stosuje się płytę o kształcie kołowym lub wielobocznym o powierzchni 0,5 m^2 (ϕ 79,8 cm). Grubość płyty h powinna spełniać warunek wytrzymałości płyty na zginanie, a także warunek sztywności płyty.

Płytę ułożoną na gruncie należy obciążać równymi stopniami obciążeń. Na piaskach luźnych i gruntach spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym przyrosty obciążenia powinny być $\leqslant$ 25 kPa. Na piaskach średniozagęszczonych i gruntach spoistych twardoplastycznych przyrosty obciążenia powinny wynosić 50 kPa, zaś na gruntach spoistych półzwartych, piaskach i żwirach zagęszczonych – 100 kPa. Pierwszy stopień obciążenia powinien równać się obciążeniu pierwotnemu w poziomie podstawy płyty, pochodzącemu od wyżej leżących warstw, lecz nie mniej niż 25 kPa. Każdy stopień obciążenia należy utrzymywać do czasu całkowitej stabilizacji osiadania, tj. do czasu, kiedy wzrost osiadania jest $\leqslant$ 0,1 mm dla gruntów spoistych, w ciągu 2 godzin, i dla gruntów piaszczystych, kamienistych i skalistych w ciągu 0,5 godziny. Odczytów przyrostu osiadań dla każdego stopnia obciążenia dokonuje się:

a) na gruntach piaszczystych i kamienistych – co 15 minut od chwili każdej zmiany nacisku jednostkowego na grunt,
b) na gruntach spoistych – po upływie 15, 30 i 60 minut oraz po 2, 4, 8 i 24 godzinach.

Otrzymane wyniki można przedstawić w postaci dwóch wykresów:
– zależności osiadania od obciążenia $u = f(\sigma)$ (rys. 3.15),
– zależności osiadania od czasu każdego stopnia obciążenia $u = f(T)$.

Moduł pierwotnego (ogólnego) odkształcenia gruntu E_o oblicza się ze wzoru:

$$E_o = (1 - \nu^2)\, w B \frac{1}{k}, \qquad (3.3)$$

gdzie:

E_o – moduł pierwotnego (ogólnego) odkształcenia gruntu [kPa],
ν – współczynnik Poissona,

w – bezwymiarowy współczynnik zależny od kształtu podstawy płyty wynoszący dla koła w = 0,79, dla kwadratu w = 0,84,

B – mniejszy bok podstawy lub średnica płyty sztywnej,

$$k = \operatorname{tg}\alpha;\ \alpha = \operatorname{arctg}\frac{N\Sigma up - \Sigma u\Sigma p}{N\Sigma p^2 - (\Sigma p)^2}\,10^2;\ E_s = \frac{E_o}{1-\nu^2};\ u = k(p - p_o)$$

gdzie:

E_s – moduł podatności gruntu [kPa],

u – wartości przemieszczeń płyty [m],

p – wartości obciążeń jednostkowych [kPa],

N – liczba punktów na wykresie (rys. 3.15),

u_i – przemieszczenia powierzchni gruntu odpowiadające obciążeniom jednostkowym p_i [m],

$p_o = \sigma_{z,\rho}$ – naprężenie pierwotne [kPa],

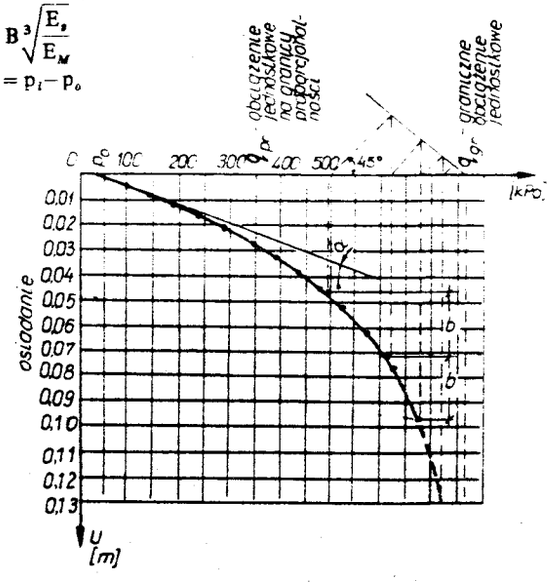
k – obliczona wartość służąca do wyznaczania modułu odkształcenia E_o [$m \cdot kPa^{-1}$],

E_M – moduł sprężystości materiału płyty sztywnej [kPa].

Wysokość sztywnej płyty

$$h \geq B\sqrt[3]{\frac{E_s}{E_M}}$$

$$\Delta p_o = p_i - p_o$$



Rys. 3.15. Wykres przemieszczeń płyty sztywnej

Przedstawiony na rysunku 3.15 odcinek krzywej dzielimy odcinkami b i z otrzymanych punktów wyprowadzamy proste pionowe. Z punktu przecięcia się tych prostych z osią odciętych wyprowadza się proste pod kątem 45° do przecięcia się z pionowymi prostymi z punktów następnych. Otrzymane punkty łączy się prostą, która na osi odciętych wyznacza graniczne obciążenie jednostkowe q_{gr}.

Zestaw urządzenia do próbnego obciążenia sztywną płytą oraz wymagania techniczne dotyczące konstrukcji obciążającej, balastu lub zakotwienia w gruncie (świdry albo płyty kotwiące), obciążników i urządzeń do mierzenia nacisku i pomiarów osiadań są podane w Instrukcji ITB Nr 232.

3.6. Próbne obciążenie presjometrem

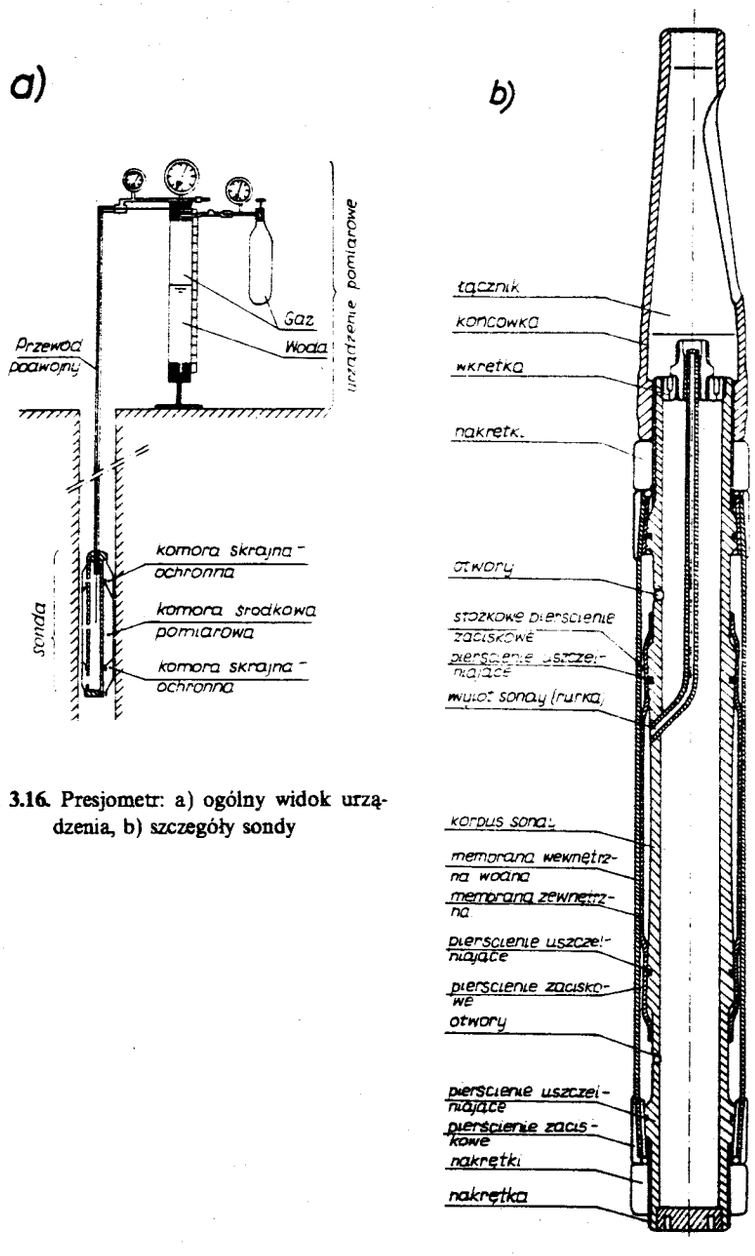
Presjometr służy do oznaczania właściwości mechanicznych gruntów w miejscu ich naturalnego zalegania. Badanie presjometryczne polega na wykonaniu odwiertu do określonej głębokości, przygotowaniu presjometru do badań zgodnie z instrukcją obsługi, zagłębieniu sondy do otworu na głębokość określoną w programie badań i na wykonaniu właściwego pomiaru. W wyniku interpretacji dokonanych pomiarów można określić wartość modułu presjometrycznego pierwotnego odkształcenia gruntu (E_{Mo}), modułu presjometrycznego wtórnego odkształcenia gruntu (E_M), kąta tarcia wewnętrznego (Φ_u) i spójności (c_u).

Do przeprowadzenia obciążenia gruntu są użyte następujące materiały i sprzęt.

1. Zestaw do bardziej wydajnego wiercenia otworów z zastosowaniem płuczki. Świder powinien mieć średnicę większą niż średnica sondy presjometru, lecz nie więcej niż o 2 mm, a żerdzie rurowe średnicę zewnętrzną 42 mm.
2. Presjometr (rys. 3.16) składający się z sondy i urządzenia pomiarowego.
3. Płuczki z zawiesiny bentonitowej o masie objętościowej $\gamma_z = 11{,}0\ kN \cdot m^{-3}$.

Próbne obciążenie gruntu presjometrem jest bardzo rozpowszechnione. Cechowanie presjometru trzeba przeprowadzać przynajmniej co 3 miesiące. Podczas wykonania wierceń na odcinku przewidzianym do badań presjometrem przerwy w wierceniu nie powinny być dłuższe niż 10 minut. Zasadnicze cechy sondy są następujące.

1. Sonda o bocznych ściankach gumowych, przekazująca parcie boczne na grunt, ma średnicę 60, 64 lub 72 mm, składa się z trzech komór – środkowej i dwóch skrajnych (rys. 3.16a).
2. Komory skrajne przekazują parcie boczne o około 50 kPa mniejsze od komory środkowej i służą przede wszystkim jako zabezpieczenie



Rys. 3.16. Presjometr: a) ogólny widok urządzenia, b) szczegóły sondy

przed wypieraniem gruntu znajdującego się pod obciążeniem przekazywanym przez komorę środkową.

3. Parcie zasadnicze na ścianki gruntu przekazywane jest przez ścianki komory środkowej.
4. Do komory środkowej sondy wtłaczana jest pod ciśnieniem woda, a do komór skrajnych gaz (CO_2).
5. Wielkość odkształcenia gruntu określa się mierząc objętość wody wtłoczonej do środkowej komory sondy.
6. W prostych warunkach geologicznych, kiedy ściany otworu są stateczne, nie zaciskają się i nie obsypują, wiercenie przeprowadza się świdrem o średnicy dostosowanej do wymiarów sondy presjometrycznej. Otwory takie wykonuje się na sucho bez rurowania. W przypadku nieznacznego obsypywania się ścian otworu trzeba stosować płuczkę z zawiesiny bentonitowej, doprowadzoną w trakcie wiercenia przez przewód żerdziowy za pomocą pompy ręcznej. Przy gruntach nawodnionych lub przy znacznym obsypywaniu się ścian, otwór wykonuje się stosując rury osłonowe i wbijane w grunt. Wówczas do kolumny rur dokręca się stalową rurę szczelinową z umieszczoną wewnątrz sondą. Rura ta nacięta jest podłużnymi szczelinami, które umożliwiają promieniowe jej odkształcenie się pod wpływem ciśnienia wywieranego przez sondę. Po dokonaniu pomiarów sondę wyciąga się z kolumny rur.
7. Próbnego obciążenia gruntu presjometrem można dokonać na dowolnej głębokości do 20-30 m.
8. Hydrauliczny system na powierzchni bocznej komór pozwala mierzyć przyrost ciśnienia na ściankę otworu wiertniczego. Wartość początkowego ciśnienia w sondzie presjometru przyjmuje się z instrukcji obsługi, a następnie ciśnienie zwiększa się stopniami Δp_i wynoszącymi 0,02, 0,05 lub 0,10 MPa i mierzy się odpowiadające im zmiany objętości sondy ΔV_i.

Zasada działania aparatury jest następująca.

1. Zapuszcza się sondę presjometryczną do odwierconego otworu.
2. Sprężony gaz (CO_2) znajdujący się w butli, pod ciśnieniem około 7,00 MPa, wywiera nacisk na ciecz w zbiorniku. Zbiornik i butla znajdują się na zewnątrz, na badanym obszarze.
3. Ciecz powoduje rozszerzenie się promieniowe komory środkowej. Zmianom objętości komory środkowej towarzyszy rozszerzanie się komór skrajnych.
4. Równocześnie do komór skrajnych doprowadza się gaz (sprężony CO_2), dzięki temu przez czas prowadzenia pomiarów sonda utrzymuje kształt cylindryczny.
5. Grunt ulega odkształceniu pod wpływem ciśnienia cieczy w komorze środkowej i ciśnienia sprężonego CO_2 w komorach skrajnych.

6. Badanie uznaje się za zakończone, jeżeli zostanie spełniony warunek:

$$\Delta V_i > (2{,}0 - 2{,}5)\Delta V_{i-1},$$

w którym ΔV_{i-1} jest zmianą objętości wywołaną poprzednim stopniem ciśnienia Δp_{i-1}.

7. W celu oznaczenia modułu presjometrycznego wtórnego odkształcenia gruntu E_M należy po osiągnięciu wartości $p_k = 1{,}5\,\sigma_{zq}$ (σ_{zq} – naprężenie w gruncie po wykonaniu budowli) zmniejszać ciśnienie w sondzie stopniami wynoszącymi $2\Delta p_i$, aż do wartości p_1. Po osiągnięciu wtórnego ciśnienia p_1 należy je dalej zwiększać stopniowo o wielkości Δp_i. Zmiany ciśnienia Δp_i stosuje się w równych odstępach czasu ΔT, przy czym:
   a) w badaniach powolnych gruntów średniospoistych w stanie miękkoplastycznym, w gruntach bardzo i zwięzło spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym oraz w gruntach organicznych $\Delta T = 180$ s,
   b) w badaniach szybkich dla pozostałych gruntów $\Delta T = 60$ s.
8. Mierzy się wartości ciśnień p_i dla każdego stopnia ciśnienia oraz wskazania dotyczące objętości sondy po upływie 15, 30 i 60 s; przy badaniu powolnym po 90, 120, 150 i 180 s do chwili zwiększenia ciśnienia.
9. Przyrosty objętości sondy ΔV_i oblicza się ze wzoru:

$$\Delta V_i = V_{i+1} - V_i,$$

w którym:

V_{i+1} – przyrost objętości sondy odpowiadający końcowej chwili działania ciśnienia $[p_{i+1}]$,

V_i – przyrost objętości sondy odpowiadający końcowej chwili działania ciśnienia $[p_i]$.

10. Po zakończeniu pomiarów redukuje się do zera ciśnienie gazu wywierane na ciecz w komorze środkowej.

Interpretacja wyników pomiarów presjometrycznych jest następująca.

1. Wykonuje się tzw. krzywą presjometryczną (rys. 3.17). Na osi rzędnych są odłożone wartości objętości cieczy wtłoczonej do komory środkowej lub odpowiednie wartości przemieszczeń gruntu, na osi odciętych zaś wartości zredukowanych ciśnień cieczy w komorze środkowej.

2. Moduł presjometryczny odkształcenia oblicza się ze wzoru:

$$E_{Mo} = (1 + \nu)\frac{R}{k}, \qquad (3.6)$$

gdzie:

R – promień otworu, w którym znajdowała się sonda presjometru, poszerzonego ciśnieniem p_o [m],

α – kąt nachylenia prostej (rys. 3.17),

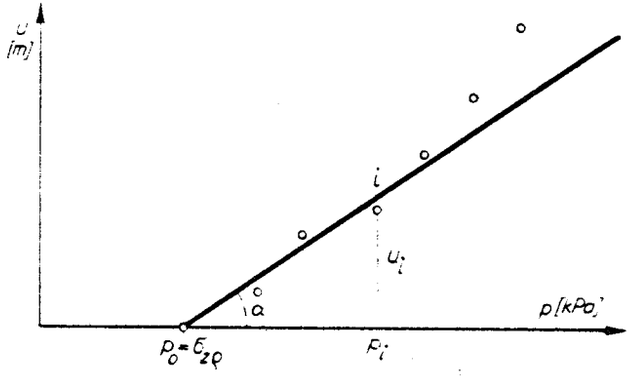
ν – współczynnik Poissona,

u – przemieszczenie gruntu [m],

przy czym

$$u = k(p - p_o); \quad k = \mathrm{tg}\alpha(\mathrm{m}\cdot\mathrm{kPa}^{-1}).$$

Wyznaczenia spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu można dokonać według Instrukcji ITB Nr 231.

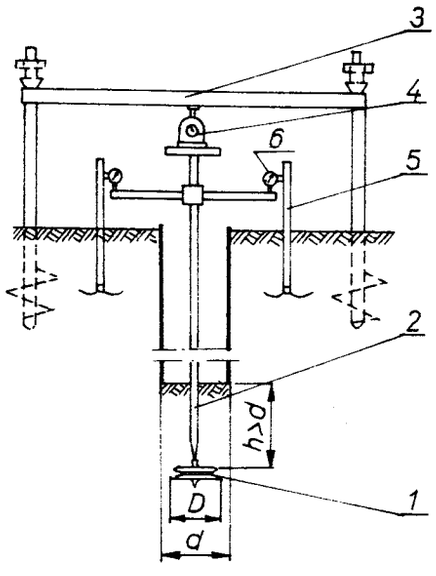


Rys. 3.17. Liniowa aproksymacja odcinka krzywej presjometrycznej

3.7. Próbne obciążenie świdrem talerzowym

Próbne obciążenie świdrem talerzowym wykonuje się wkręcając świder od poziomu powierzchni terenu lub od dna wywierconego uprzednio otworu badawczego, przy zachowaniu warunku $h > d$ (rys. 3.18).

Przy wierceniu otworów badawczych poniżej poziomu piezometrycznego wody gruntowej otwór należy zapełniać stale wodą lub zawiesiną.



Rys. 3.18. Urządzenia do próbnych obciążeń świdrem talerzowym

Stosuje się świdry talerzowe stalowe lub żeliwne ϕ 250 mm o kształcie ustalonym normą. Próbne obciążenie polega na stopniowym obciążeniu świdra talerzowego i pomiarach przemieszczeń przy każdym stopniu obciążeń. Przykład zestawu urządzeń do próbnych obciążeń świdrem talerzowym przedstawiony jest na rysunku 3.18. Urządzenie to składa się:
- ze świdra talerzowego (1),
- żerdzi stalowej (2) o średnicy zewnętrznej 42 mm i w odcinkach długości 1,0 m, z łącznikami nieodkształcalnymi,
- urządzenia do wkręcania świdra w grunt, wymuszającego zagłębienie odpowiadające skokowi świdra,
- urządzenia (3) do pionowego obciążenia żerdzi,
- przyrządu (4) do mierzenia nacisku na żerdź ze skalą o podziałce elementarnej 100 ± 2 kg,

- urządzenia (5) do pomiaru osiadań żerdzi, ze skalą (6), o podziałce elementarnej $0{,}01 \pm 0{,}002$ mm.

Świder należy wkręcać pionowo. Przy każdym pełnym obrocie świdra zagłębienie powinno być równe skokowi świdra, tzn. 82 mm. W przypadku wkręcania świdra z poziomu powierzchni terenu, po wprowadzeniu świdra do głębokości 0,5 m, zaleca się zamocować na powierzchni terenu tarczę centrującą ustawienie żerdzi w pionie. W przypadku zaś wkręcania świdra w otworze badawczym dno otworu powinno znajdować się około 0,5 m powyżej poziomu zagłębienia świdra. W otworach głębszych niż 5,0 m należy na żerdzi obsadzić rozpory dopasowane do średnicy rury obsadowej. Dokumentacja z badań zawiera, między innymi, wyniki pomiarów osiadań ustabilizowanych dla wszystkich stopni obciążenia. Moduł odkształcenia oblicza się ze wzoru:

$$E_o = \frac{(1+\nu)(3-4\nu)}{8(1-\nu)} \frac{B}{k} \tag{3.7}$$

gdzie:

E_o – moduł odkształcenia gruntu [kPa],

B – średnica świdra talerzowego [m],

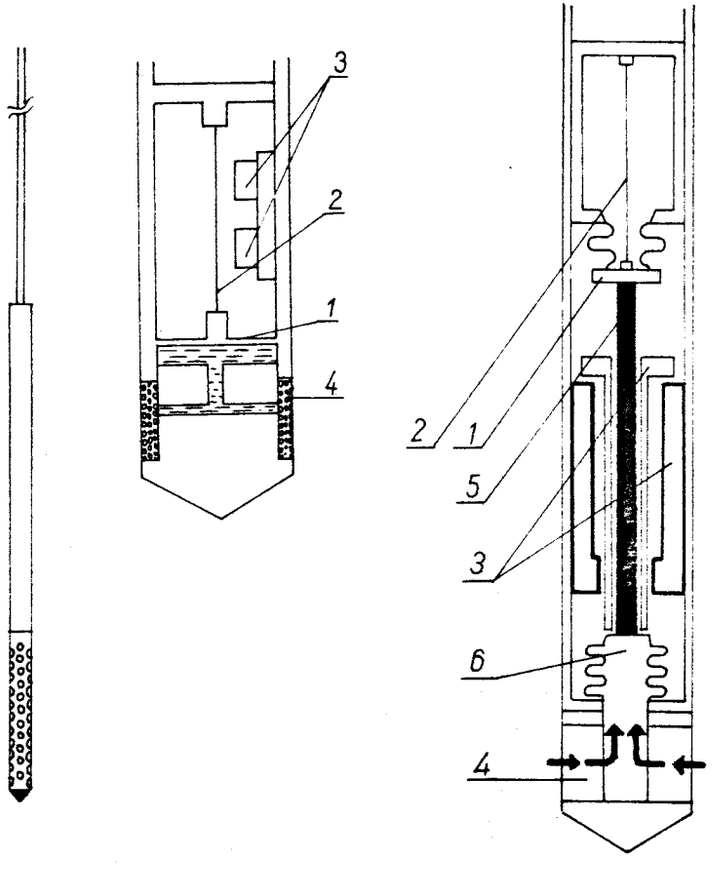
ν – współczynnik Poissona według normy,

$k = \frac{u}{p - p_o}$ oznaczenia jak na rysunku 3.17.

3.8. Pomiar ciśnienia wody w porach

Pomiary ciśnienia wody w porach gruntu dokonywane są w połączeniu ze wszystkimi pracami inżynierskimi na danym terenie i w ten sposób można kontrolować warunki wodne w podłożu gruntowym wychwytując niepożądane zmiany. Oznaczenie ciśnienia wody w porach ma duże znaczenie w ocenie warunków osiadania i stateczności podłoża gruntowego. Do pomiarów ciśnienia porowego wykorzystuje się urządzenia składające się z końcówek pomiarowych, wykonanych ze stali nierdzewnej, w postaci filtrów. Końcówki te są wystarczająco mocne, aby mogły przebić dowolną istniejącą warstwę gruntu i mają wytrzymałe przetworniki pomiarowe zdolne do przeniesienia wytworzonego przy tym nadciśnienia. Koń-

cówka pomiarowa zostaje przyłączona kablem do instrumentu odczytowego uruchamianego na baterie, który może znajdować się poza żerdzią wiertniczą. W ten sposób można zaoszczędzić czynności przenoszenia kabla. Instrument odczytowy zostaje także podłączony do żerdzi wiertniczej.



Rys. 3.19. Urządzenia do pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu: a) końcówka pomiarowa – widok ogólny, b) przekrój przez końcówkę pomiarową typu PZ-4, c) przekrój przez końcówkę pomiarową typu PZ-4000; 1 – membrana, 2 – wibrująca stalowa struna, 3 – elektromagnes, 4 – filtr, 5 – trzpień, 6 – mieszek

Zestaw do pomiaru ciśnienia wody porowej składa się: z końcówki pomiarowej, żerdzi wiertniczej i instrumentu odczytowego, instalowanego na powierzchni terenu (rys. 3.19).

Końcówka pomiarowa bez odczytu zerowego, typu PZ-4

Ten przyrząd pomiarowy ciśnienia porowego bazuje na zasadzie wibrowania, tzn., że w jego wnętrzu zainstalowana została membrana (1) (rys. 3.19b), do której zamocowana jest cienka, wstępnie naprężona stalowa struna (2) i przy pomocy elektromagnesów (3) zostaje ona wprowadzona w drgania. Podczas zwiększania się ciśnienia wody na filtr (4), a także na membranę, zmniejsza się naprężenie stalowej struny i jednocześnie zmniejsza się odpowiednio częstotliwość jej drgań. Ponieważ zmiana częstotliwości drgań jest funkcją ciśnienia porowego, można ich wartości odczytać z odpowiednich tabel przeliczeniowych.

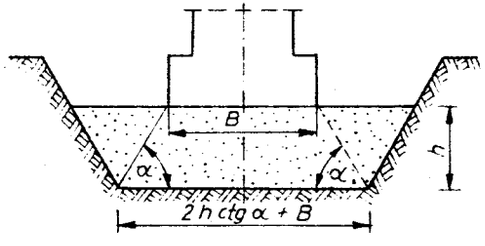
Końcówka pomiarowa z odczytem zerowym typu PZ-4000

Ten typ końcówki jest udoskonaleniem przyrządu pomiarowego wibracyjnego. Działanie tej końcówki pomiarowej polega na tym, że ciśnienie wody jest przekazywane na filtr (4) (rys. 3.19c) i równocześnie działa na mieszek (6), który przemienia to ciśnienie na siłę powodującą osiowe drgania wibracyjne. Z chwilą wzbudzenia większej aktywności elektromagnesów (3) oś drgań zostaje przesunięta i w tym czasie odczytuje się częstotliwość drgań na punkcie zerowym. Odczyt zerowy zostaje sporządzony automatycznie przez odpowiednie urządzenia odczytujące.

4. FUNDAMENTY BEZPOŚREDNIE

4.1. Obliczenia statyczne stóp fundamentowych

Fundamenty bezpośrednie przekazują obciążenie budowli na podłoże przez swoją podstawę. Podstawa może opierać się na warstwie z betonu, zagęszczonego żwiru, pospółki (rys. 4.1) lub grubego czy średniego piasku; stosuje się ją w miejsce usuniętego słabonośnego lub małonośnego gruntu rodzimego.



Rys. 4.1. Posadowienie na poduszce z pospółki

Słupy konstrukcji budynków szkieletowych opierają się na stopach betonowych i żelbetowych. W budynkach mieszkalnych (do dwóch kondygnacji) i w budowlach tymczasowych można stosować pod filary i słupy obciążone osiowo stopy z cegły lub kamieni. Dla hal przemysłowych projektuje się stopy fundamentowe pod pojedyncze słupy, których rozstaw przekracza 4,0 m, przy posadowieniu na gruncie o jednostkowym oporze obliczeniowym podłoża jednowarstwowego $q_f \geqslant 0{,}2$ MPa.

Z przeprowadzonych badań wynika, że pod stopami obciążonymi osiowo rozkład naprężeń nie jest równomierny. Wykresy rozkładu naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia sztywnego bloku pokazano na rysunku 4.2. Z dostateczną jednak dla praktyki dokładnością przyjmuje się prostoliniowy rozkład naprężeń w poziomie posadowienia stóp fundamentowych. Przy obciążeniu osiowym wartość naprężeń w poziomie posadowienia wyznacza się ze wzoru:

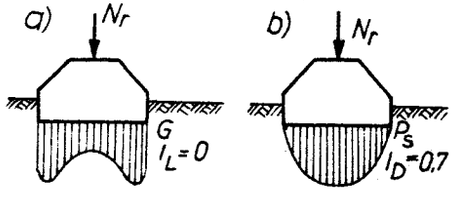
$$q_r = \frac{N_r}{A}, \tag{4.1}$$

gdzie:

$N_r = Q_k + F_g$ – nacisk pionowy fundamentu (siła podłużna),

Q_k – obciążenie zewnętrzne od konstrukcji budynku,

F_g – ciężar fundamentu i gruntu nad fundamentem.



Rys. 4.2. Rozkład naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia sztywnego bloku fundamentowego: a) podłoże stanowi glina półzwarta, b) podłoże stanowi piasek

Wyznaczając odpór gruntu wywołujący naprężenia w materiale stopy fundamentowej przyjmuje się nacisk pionowy (Q_k) od konstrukcji, pomija się natomiast (F_g) ciężar fundamentu i gruntu znajdującego się na fundamencie.

Przy obciążeniu mimośrodowym przyjmuje się, że zgodnie z normą PN-81/B-03020 rozkład naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia jest liniowy, lecz rozłożony nierównomiernie.

Przy obciążeniu mimośrodowym wartość naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia wyznacza się ze wzoru:

a) gdy wypadkowa sił działających na fundament znajduje się w obrębie rdzenia podstawy stopy (rys. 4.3)

$$q_{r\,\frac{\max}{\min}} = \frac{N_r}{A} \pm \frac{M_{rx}}{W_x} \pm \frac{M_{ry}}{W_y}, \tag{4.2}$$

gdzie:

M_{rx} i M_{ry} – suma momentów wszystkich sił działających na fun-

dament względem osi x−x i y−y przechodzących przez środek ciężkości podstawy fundamentu,

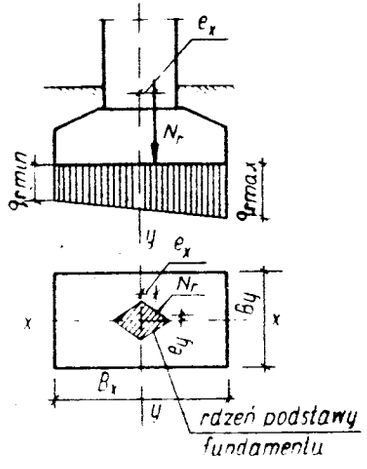
$$M_{rx} = N_r e_y , \qquad M_{ry} = N_r e_x ,$$

N_r – obliczeniowa wartość wypadkowej sił pionowych,

A – powierzchnia podstawy fundamentów $A = B_x B_y$,

$$e_x = \frac{M_{ry}}{N_r} \leqslant \frac{B_x}{6} , \; e_y = \frac{M_{rx}}{N_r} \leqslant \frac{B_y}{6} ,$$

W_x, W_y – wskaźniki wytrzymałości podstawy fundamentu względem osi x−x i y−y.



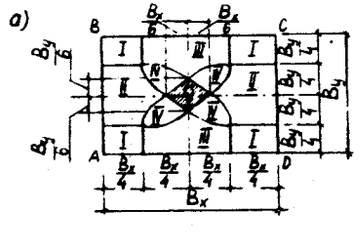
Rys. 4.3. Mimośrodowe obciążenie fundamentu

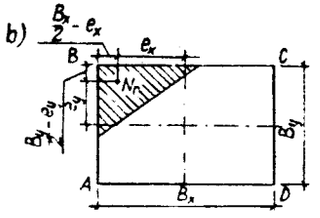
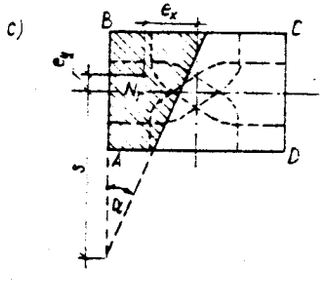
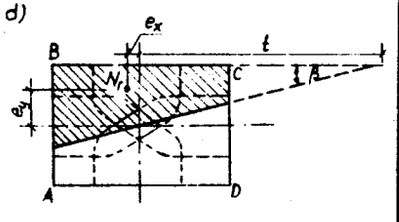
b) gdy wypadkowa sił działających na fundament znajduje się poza rdzeniem podstawy.

Wzory na określenie maksymalnych naprężeń w gruncie pod narożem prostokątnej podstawy fundamentu, dla różnych położeń wypadkowej sił działających na podstawę fundamentu, przy działaniu siły skupionej i momentów w obu kierunkach, podano w tabeli 4.1.

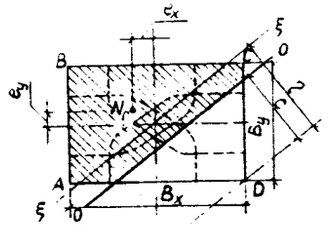
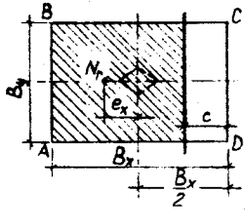
Tabela 4.1.

Mimośrodowe obciążenie stopy fundamentowej o podstawie prostokątnej (wypadkowa sił poza rdzeniem podstawy)

a) 	podział podstawy stopy fundamentowej do określenia położenia wypadkowej sił działających na fundament (obszar V – rdzeń podstawy)

b) 	wypadkowa sił przechodzi przez obszar I $q_{r\,max} = \frac{3 N_r}{\left(\frac{B_x}{2} - e_x\right)\left(\frac{B_y}{2} - e_y\right)}$
c) 	wypadkowa sił przechodzi przez obszar II $s = \frac{B_y}{12}\left(\frac{B_y}{e_y} + \sqrt{\frac{B_y}{e_y^2} - 12}\right)$ $\operatorname{tg}\alpha = \frac{3}{2}\frac{B_x - 2e_x}{s + e_y}$ $q_{r\,max} = q_{rB} = \frac{12 N_r}{B_y \operatorname{tg}\alpha} \frac{(B_y + 2s)}{(B_y^2 + 12 s^2)}$
d) 	wypadkowa sił przechodzi przez obszar III $t = \frac{B_x}{12}\left(\frac{B_x}{e_x} + \sqrt{\frac{B_x^2}{e_x^2} - 12}\right)$ $\operatorname{tg}\beta = \frac{3}{2}\frac{B_y - 2e_y}{t + e_x}$ $q_{r\,max} = q_{rB} = \frac{12 N_r}{B_x \operatorname{tg}\beta} \frac{(B_x + 2t)}{(B_x^2 + 12t)}$

cd. tabeli 4.1.

e) 	wypadkowa sił przechodzi przez obszar IV $q_{r\max} = q_{rB} = \frac{N_r}{B_x B_y}\,\alpha[12-3{,}9(6\alpha-1)(1-2\alpha)(2{,}3-2\alpha)]$ $\alpha = \frac{e_x}{B_x} + \frac{e_y}{B_y}$; $c \leqslant \frac{\eta}{2}$ prosta $\xi-\xi$ równoległa do osi obojętnej 0–0
f) 	jednokierunkowe zginanie; wypadkowa sił znajduje się na osi symetrii podstawy $q_{r\max} = q_{rA} = q_{rB} = \frac{2N_r}{3\left(\frac{B_x}{2} - e_x\right)B_y}$ według normy – od obciążeń stałych i zmiennych działających poza rdzeniem podstawy fundamentu $c \leqslant \frac{B_x}{4}$

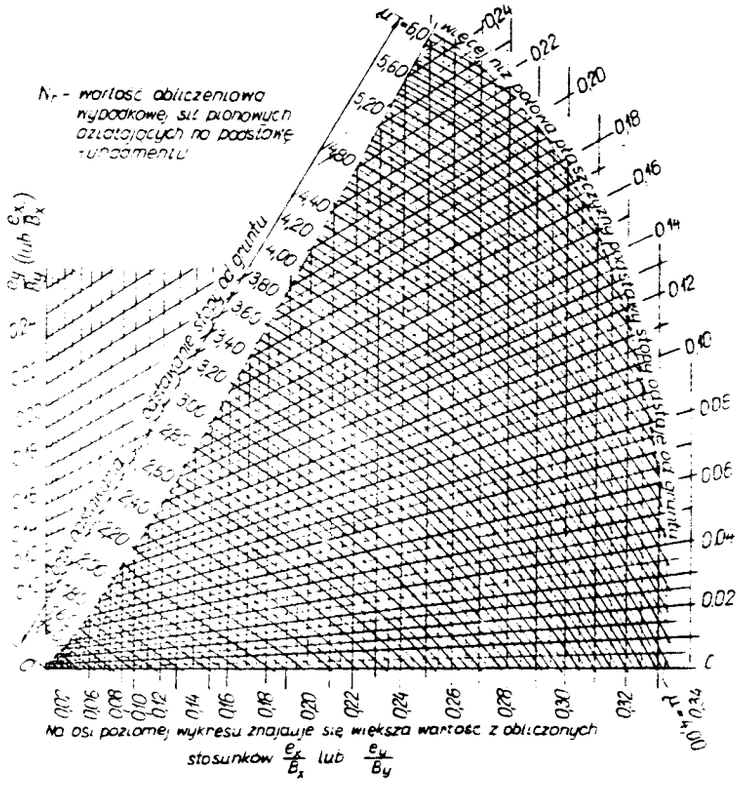
Opracowany nomogram (rys. 4.4) ułatwia obliczenia, z których wynika:

$$q_{r\max} = \mu \frac{N_r}{B_x B_y}, \qquad (4.3)$$

gdzie:

μ – znajduje się dla stosunków $\frac{e_x}{B_x}$ i $\frac{e_y}{B_y}$.

Z nomogramu na rysunku 4.4 można korzystać również przy zginaniu jednokierunkowym.



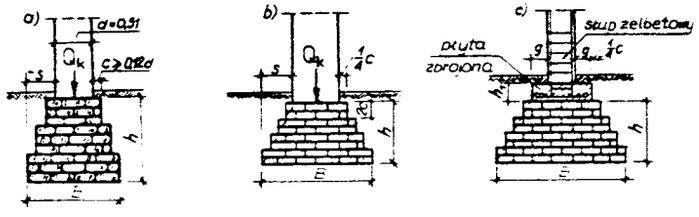
Rys. 4.4. Nomogram do określenia wartości μ w zależności od $\frac{e_x}{B_x}$ i $\frac{e_y}{B_y}$

4.2. Wymiarowanie stóp fundamentowych

4.2.1. Stopy z cegły, kamienia lub betonu

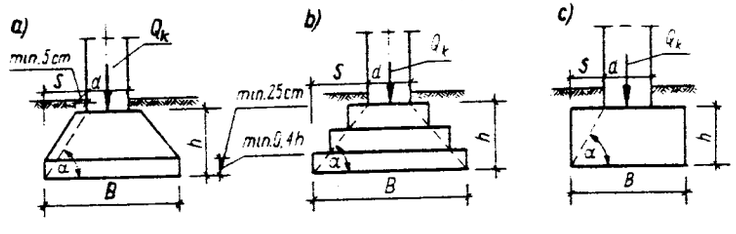
Stopy z cegły lub kamienia mają w przekroju pionowym kształt schodkowy (rys. 4.5). Zależność między wysokością stopy „h" a odsadzką „s" jest uwarunkowana dla stóp ceglanych rodzajem zaprawy

użytej do murowania. Przy zaprawie cementowo-wapiennej $h:s \geqslant 3$, przy cementowej $h:s \geqslant 2$. Dla stóp kamiennych $h:s \geqslant 2$. Stopy ceglane i kamienne nie powinny być stosowane, gdy powyżej poziomu posadowienia występuje woda gruntowa.



Rys. 4.5. Stopy z kamienia i cegły: a) stopa z kamienia pod słup ceglany $h:s \geqslant 2$, b) stopa z cegły na zaprawie cementowej $h:s = 2$, c) stopy z cegły z płytą zbrojoną pod słup żelbetowy ($h_1 \approx g$)

Słupy niskich jedno- lub dwukondygnacyjnych budynków, przy niewielkich obciążeniach i przy posadowieniu na gruntach o jednostkowym oporze obliczeniowym podłoża jednowarstwowego $q_1 \geqslant 0{,}15$ MPa, mogą opierać się na stopach betonowych (rys. 4.6).



Rys. 4.6. Stopy betonowe i żelbetowe: a) stopa piramidalna, b) stopa schodkowa, c) stopa płytowa

Wartości stosunku $h:s$ dla stóp betonowych podaje tabela 4.2. Prostokątny przekrój stopy betonowej można stosować dla stopy o wymiarach w planie do $2{,}0 \times 2{,}0$ m. W przypadku stóp ceglanych, kamiennych lub betonowych, stanowiących fundamenty pod słupy żelbetowe, w celu zmniejszenia naprężeń dociskowych należy wykonać zbrojone płyty (rys. 4.5c). Przyjmuje się, że grubość płyty h_1 równa się występowi płyty poza lico słupa. Grubość płyty powinna wynosić co najmniej 25 cm. Zbrojenie powinno mieć postać siatki z 3 prętów ϕ 8–10 mm na 1 m, ułożonych dołem w obu kierunkach.

Tabela 4.2.

Orientacyjne wartości stosunku $h:s$ dla stóp betonowych

Wartości jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża pod fundamentem [MPa]	Klasa betonu w stopie		Uwagi
	B15	B20	
0,15	1,40	1,25	dla pośrednich wartości jednostkowych oporu obliczeniowego podłoża można przyjmować $h:s$ przez interpolację liniową
0,20	1,60	1,45	
0,25	1,80	1,60	

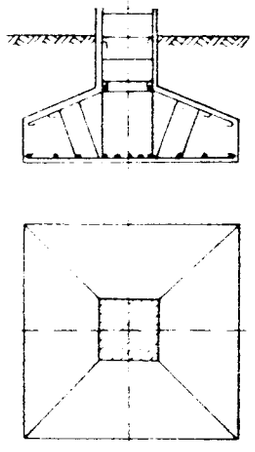
4.2.2. Stopy żelbetowe

Przy większych siłach osiowych, obciążeniach mimośrodowych oraz dynamicznych, przy jednostkowym oporze obliczeniowym podłoża jednowarstwowego $q_f \geqslant 0{,}2$ MPa, należy stosować stopy żelbetowe. Dla stóp obciążonych osiowo lub przy niewielkim mimośrodzie siły działającej na stopę, najekonomiczniejsze są podstawy kwadratowe (rys. 4.7). Ze względu na ekonomiczne zużycie stali i betonu można przyjmować orientacyjnie wysokość przekroju stopy żelbetowej z warunku:

$$0{,}3(B_x - d) \leqslant h \leqslant 0{,}5(B_x - d)\,.$$

Przy wartości jednostkowej oporu obliczeniowego podłoża jednowarstwowego $q_f > 0{,}25$ MPa wysokość można przyjmować orientacyjnie: a) dla stopy obciążonej osiowo

$$h \geqslant 0{,}4(B_x - d)\,,$$



Rys. 4.7. Stopa fundamentowa o podstawie kwadratowej

b) dla stopy obciążonej mimośrodowo

$$h \geqslant 0{,}45(B_x - d)\,,$$

gdzie:

B_x – wymiar większego boku podstawy stopy,

d – odpowiedni równoległy wymiar przekroju słupa.

Stopy fundamentowe i płyty obciążone słupami muszą być sprawdzane na przebicie. Obliczenie przeprowadza się dla przekroju ukośnego, nachylonego pod kątem 45°. Pomija się przy tym wpływ zbrojenia podłużnego. Nośność stopy fundamentowej na przebicie sprawdza się z warunku

$$N_p \leqslant R_{bz}\, h_o\, u_p \qquad (4.4)$$

gdzie:

N_p – siła przebijająca obliczona według wzoru $N_p = N_r - q_r F$,

q_r – obliczeniowy jednostkowy odpór podłoża,

h_o – wysokość obliczeniowa (użyteczna) przekroju żelbetowego,

F – pole powierzchni prostokąta $\overline{A}\,\overline{B}\,\overline{C}\,\overline{D}$ (rys. 4.8a),

u_p – średnia arytmetyczna obwodów: powierzchni, na którą działa siła i powierzchni powstającej przy założeniu rozkładu sił pod kątem 45° (rys. 4.8); podstawa bryły rozkładu sił powinna pokrywać się z płaszczyzną zbrojenia głównego.

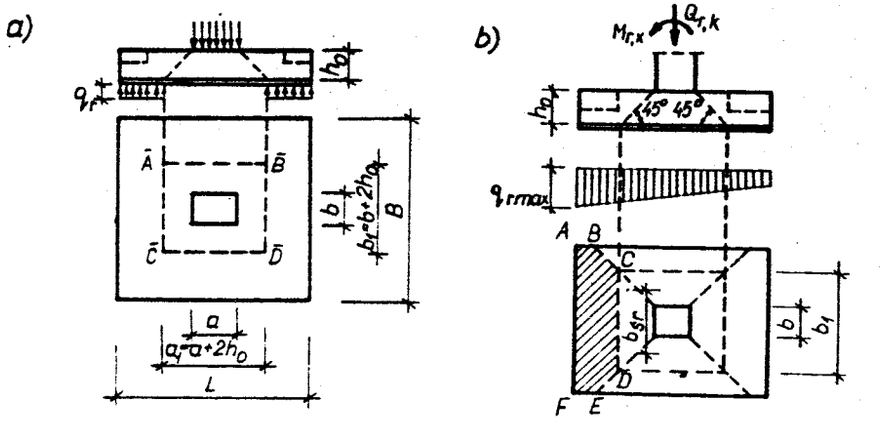
Za wartość siły przebijającej (N_p) należy uważać wartość maksymalnego nacisku pionowego fundamentu przekazywanego na stopę fundamentową, zmniejszoną o wartość odporu podłoża przyłożonego bezpośrednio na podstawę bryły, przyjmowanej do wyznaczania obwodu u_p.

W przypadku stopy fundamentowej **obciążonej osiowo** (rys. 4.8a) **siła przebijająca** określona jest wzorem:

$$N_p = (LB - a_1 b_1)\, q_r\,.$$

Wartość u_p w tym przypadku odpowiada wyrażeniu:

$$u_p = 2(a + b + 4h_o)\,.$$



Rys. 4.8. Schematy do obliczenia stóp fundamentowych na przebicie: a) stopa obciążona osiowo, b) stopa obciążona mimośrodowo

Sprawdzając **stopy obciążone mimośrodowo na przebicie** przeprowadza się obliczenia dla najniekorzystniej obciążonej krawędzi ostrosłupa podanego na rysunku 4.8b korzystając ze wzoru:

$$N_p = A\, q_{r\,max} \leqslant R_{bz}\, h_o\, b_{sr}\,,$$

w którym:

A – powierzchnia wielokąta ABCDEF według rysunku 4.8b,

$q_{r\,max}$ – największy krawędziowy obliczeniowy odpór jednostkowy podłoża wynoszący $q_{r\,max} = \dfrac{Q_{r,k}}{A} + \dfrac{M_{r,x}}{W_x}$,

b_{sr} – uśredniona szerokość stopy obliczona według wzoru:

$$b_{sr} = 0{,}5(b + b_1)\,,$$

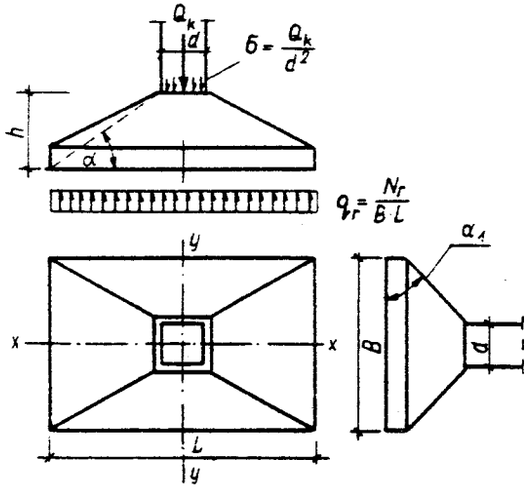
w którym: b i b_1 według rysunku 4.8b,

R_{bz} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie.

Przybliżone **momenty zginające stopę przy obciążeniu osiowym powstałe od odporu gruntu** wynoszą (rys. 4.9):

– względem osi y–y, $M_y = \frac{Q_k}{8}(L-d)$,

– względem osi x–x, $M_x = \frac{Q_k}{8}(B-d)$.



Rys. 4.9. Stopa obciążona osiowo

Zbrojenie stopy przy obciążeniu osiowym można wyznaczyć ze wzorów:

– w kierunku osi x–x; $F_a^x = \frac{M_y}{\zeta h_o R_a}$,

– w kierunku osi y–y; $F_a^y = \frac{M_x}{\zeta h_o R_a}$,

gdzie:

ζ – stosunek $z : h_o$,

h_o – wysokość obliczeniowa przekroju żelbetowego,

R_a – wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojeniowej na rozciąganie,

z – odległość środka ciężkości strefy ściskanej od środka ciężkości zbrojenia podłużnego i poprzecznego (ramię sił wewnętrznych).

W przypadku mimośrodowego obciążenia stopy (rys. 4.10), **gdy jej** osie pokrywają się w rzucie z osiami słupa, **maksymalny moment zginający** w przekroju poprzecznym stopy, **powstały od odporu podłoża w kształcie trapezu** lub **trójkąta**, można obliczyć ze wzoru (rys. 4.10):

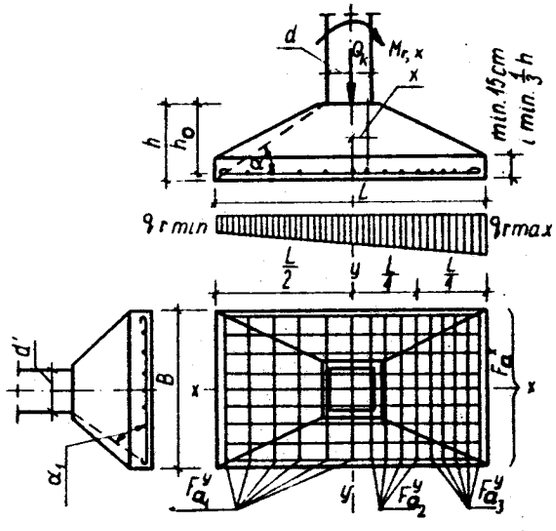
$$M_{max} = Q_k \, L \, \xi \,, \qquad (4.5)$$

gdzie:

Q_k – siła podłużna (obliczeniowy nacisk pionowy na fundament),

L – wymiar podstawy stopy równoległy do osi podstawy leżącej w płaszczyźnie działania momentu zewnętrznego,

ξ – współczynnik według nomogramu z rysunku 4.11, w którym $\beta = e_o : L$, przy czym $e_o = \frac{M_{r,x}}{Q_k}$; d – wymiar słupa odpowiadający wymiarowi stopy L; M_r – moment sił zewnętrznych działających na stopę względem środka ciężkości podstawy.



Rys. 4.10. Stopa obciążona mimośrodowo; zbrojenie stopy przy jednokierunkowym zginaniu

Zbrojenie w kierunku osi $x-x$ oblicza się ze wzoru:

$$F_a^x = \frac{M_{max}}{\zeta\, h_o\, R_a}, \tag{4.6}$$

przyjmując $z = h_o$.

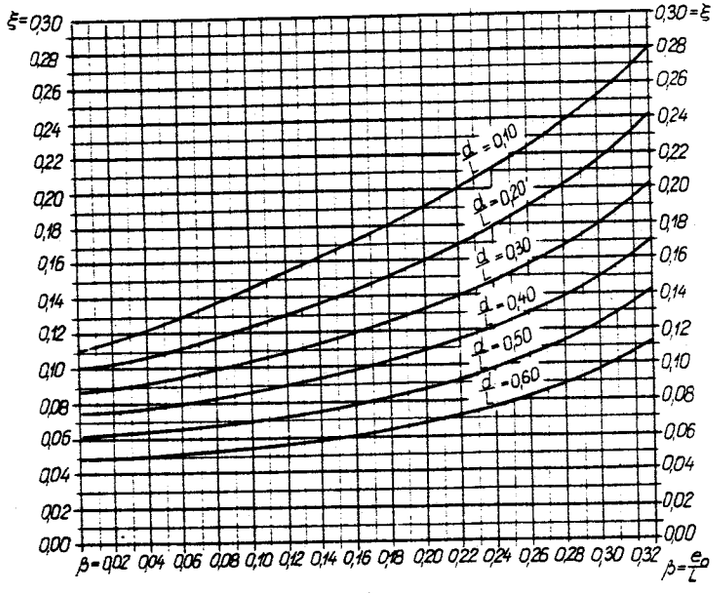
Zbrojenie w kierunku osi $y-y$ oblicza się ze wzoru:

$$F_a^y = \frac{Q_z}{8\, R_a\, h_o}, \tag{4.7}$$

gdzie:

$Q_z = BL\,\frac{q_{max} + q_s}{2}$; B i L – wymiary podstawy stopy,

q_{max}, q_s – jednostkowy odpór podłoża (maksymalny i w osi stopy), obliczony przy pominięciu ciężaru własnego stopy i gruntu leżącego na niej.



Rys. 4.11. Nomogram do wyznaczania maksymalnego momentu zginającego w stopie prostokątnej przy jednokierunkowym obciążeniu mimośrodowym

Przy działaniu momentu tylko w jednym kierunku można obliczać ze wzorów (rys. 4.10) zbrojenie w kierunku prostopadłym do kierunku działania tego momentu:

$$\begin{aligned} F_{a_1}^y &= 0{,}08\, Q_k \operatorname{ctg}\alpha_1 (1-3\beta), \\ F_{a_2}^y &= 0{,}04\, Q_k \operatorname{ctg}\alpha_1 (1+2\beta), \\ F_{a_3}^y &= 0{,}04\, Q_k \operatorname{ctg}\alpha_1 (1+4\beta), \end{aligned} \tag{4.8}$$

gdzie:

$\operatorname{ctg}\alpha_1 = \frac{B-d'}{2h}$,

B – wymiar podstawy stopy prostopadły do kierunku działania momentu,

d' – wymiar przekroju poprzecznego słupa odpowiadający bokowi „B",

h – wysokość całkowita stopy.

Tabela 4.3.

Współczynniki zmniejszające do obliczenia zbrojenia stóp żelbetowych

Rodzaj gruntu / Wysokość stopy fundamentowej	Żwiry, pospółki, piaski grube i średnie, niezależnie od wilgotności, piaski drobne, mało wilgotne, grunty spoiste półzwarte	Piaski drobne i pylaste mokre i wilgotne, grunty spoiste twardoplastyczne	Grunty spoiste plastyczne
$h \geq 0{,}4(L-d)$	0,80	0,85	0,9
$0{,}25(L-d) \leq h < 0{,}4(L-d)$	0,85	0,90	1,0
$h < 0{,}25(L-d)$	0,90	0,95	1,0

Zbrojenie stopy obliczone według wzorów dla obciążenia osiowego i mimośrodowego można zredukować przez wprowadzenie współczynnika zmniejszającego, w zależności od rodzaju gruntu i wysokości stopy (tab. 4.3). Zbrojenie należy rozmieszczać równomiernie na całym przekroju stopy dla wszystkich przypadków obciążenia, z wyjątkiem mimośrodowego obciążenia przy działaniu momentu jednokierunkowego.

Zgodnie ze wskazówkami konstrukcyjnymi dla stóp żelbetowych należy:

- w stopach stosować beton co najmniej klasy B20,
- zbrojenie powinno mieć średnicę wynoszącą nie mniej niż 10 mm,
- rozstaw prętów zbrojenia stopy przyjmować w granicach 10–30 cm.

W przypadku, gdy tarcie między podstawą stopy a gruntem nie zapewnia przeniesienia sił poziomych, można postąpić w następujący sposób:

- wyciąć w gruncie wgłębienie i podstawę stopy odpowiednio ukształtować,
- przenieść siłę poziomą przez odpór gruntu; wymaga to większego zagłębienia fundamentu i niewykonywania w sąsiedztwie fundamentu żadnego wykopu,
- nachylić podstawę stopy tak, aby wypadkowa obciążeń tworzyła z podstawą stopy, w przybliżeniu, kąt prosty.

Z innych metod projektowania **stóp kwadratowych obciążonych osiowo** powszechniejsza jest **metoda Lebelle'a**, która uwzględnia przestrzenny charakter pracy stopy. Obciążenie ze słupa przenoszone jest na podłoże gruntowe przez wyodrębnione, w myśli, pochyłe elementy ściskane schodzące się w środku podobieństwa geometrycznego podstaw stopy i słupa. Rozłożenie nacisku z podstawy stopy na podłoże gruntowe przyjmuje się jako równomierne. Wyodrębniony pochyły element stopy przenosi obciążenie dD, które działa na część podstawy stopy o powierzchni dx dy. Obciążenie dD ma dwie składowe (rys. 4.12b):

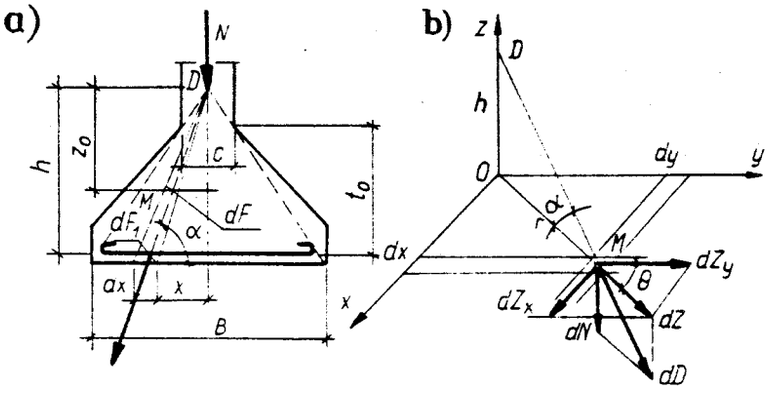
- pionową $dN = \frac{N}{B^2}\,dx\,dy$,
- poziomą $dZ = \frac{Nr}{B^2 h}\,dx\,dy$.

Składowa dZ_y, działająca równolegle do osi y, wynosi:

$$dZ_y = dZ\cos\theta = \frac{Nr\cos\theta}{B^2 h}\,dx\,dy = \frac{Ny}{B^2 h}\,dx\,dy\,.$$

Całkowita siła działająca równolegle do osi y na całej szerokości stopy kwadratowej określona jest wzorem:

$$Z_y = \int_{-B/2}^{B/2}\int_{0}^{B/2}\frac{Ny}{B^2 h}\,dx\,dy = \frac{NB}{8h} = \frac{N(B-c)}{8t_o}\,.$$



Rys. 4.12. Schemat obliczeniowy kwadratowej stopy fundamentowej w układzie przestrzennym: a) przekrój podłużny stopy, b) układ sił działających na element o powierzchni dx dy

Na podstawie badań Lebelle'a nie musi się sprawdzać stopy na przebicie; można obliczyć tylko naprężenia przyczepności. Siła przyczepności na jednostkę długości pręta wynosi:

$$\frac{dZ_y}{dx} = \frac{Ny}{B^2 h}\,dy\,.$$

Dla $y = \frac{B}{2}$ na krawędzi **stopy kwadratowej** siła ta wynosi:

$$\frac{dZ_y}{dx} = \frac{N(B-c)}{2B^2 t_o}\,,$$

stąd naprężenia przyczepności oblicza się ze wzoru:

$$\tau_p = \frac{N(B-c)}{2B^2 t_o u}\,,$$

gdzie:

- u – suma obwodów prętów w stopie na jednostkę szerokości,
- t_o – wysokość stopy kwadratowej.

Według Lebelle'a dla stóp prostokątnych można posługiwać się następującymi wzorami:

a) siła rozciągająca zgodna z kierunkiem osi x

$$Z_x = \frac{N(B-c)}{8\,t_o},$$

b) siła rozciągająca zgodna z kierunkiem osi y

$$Z_y = \frac{N(L-d)}{8\,t_o},$$

c) naprężenia przyczepności

$$\tau_1 = \frac{N(B-c)}{8\,t_o\,B^2\,u_1},$$

$$\tau_2 = \frac{N(L-d)}{8\,t_o\,L^2\,u_2},$$

gdzie:

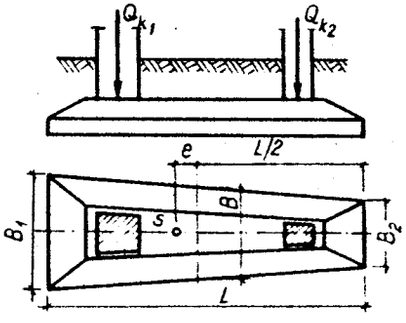
- B, L – wymiary boków podstawy stopy,
- c, d – wymiary boków przekroju słupa odpowiednio równoległe do boków podstawy stopy,
- u_1, u_2 – obwody prętów równoległych do boków L i B na jednostkę szerokości stopy,
- t_o – wysokość stopy mającej podstawę o kształcie prostokąta,
- x, y – kierunki osi fundamentu jak na rysunku 4.12a.

4.2.3. Wskazówki do wymiarowania stopy obciążonej grupą sił pionowych

Stopę obciążoną grupą sił pionowych (rys. 4.13) projektuje się, gdy słupy przenoszą duże obciążenia, stoją blisko siebie i jednostkowy opór obliczeniowy podłoża jest stosunkowo mały. W celu uzyskania równomiernego rozkładu nacisku na grunt, przy różnych wartościach sił przenoszonych przez słupy, środek ciężkości podstawy takiego fundamentu powinien leżeć na linii działania wypadkowej wszystkich sił obciążających fundament. Obie poziome powierzchnie stopy dwusłupowej powinny tworzyć figury podobne, aby nie powstały wichrowate powierzchnie na skosach.

Pod względem statycznym stopę obciążoną grupą sił pionowych rozpatruje się jako odwróconą belkę z wystającymi wspornikami, opartą na słupach jako podporach obciążoną odporem gruntu o wartości:

$$q = \frac{Q_{k1} + Q_{k2}}{L\,B}.$$



Rys. 4.13. Stopa dwusłupowa trapezowa

Przyjmuje się, że długość wystających wsporników stopy powinna wynosić około 1/3 długości rozstawu słupów, wtedy bowiem stopa pracuje najkorzystniej na zginanie. Szerokość średnią B podstawy fundamentu wyznacza się z zależności:

$$B\,L q_f = Q_{k1} + Q_{k2} + G,$$

gdzie

- G – ciężar fundamentowej stopy wraz z gruntem na niej zalegającym.

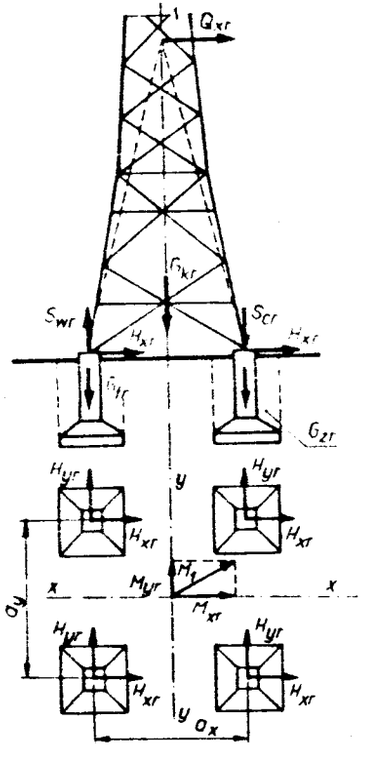
Od strony działania większej siły (Q_{k1}) szerokość podstawy będzie większa aniżeli od strony działania siły mniejszej (Q_{k2}). Stopy obciążone siłami skupionymi wykonuje się z żelbetu. Wysokość tych stóp i ilość potrzebnej stali oblicza się na podstawie wzorów z teorii żelbetu.

4.3. Fundamenty konstrukcji wsporczych

Fundamenty tego rodzaju służą do posadowień konstrukcji wsporczych linii elektroenergetycznych bezpośrednio na gruncie lub na palach, w najczęściej spotykanych gruntach rodzimych oraz na gruntach nasypo-

wych. Przyjmuje się, że najmniejsze zagłębienie w gruncie tych fundamentów wynosi 1,4 m. Obliczenia statyczne przeprowadza się zgodnie z normą PN-80/B-03322 według pierwszego stanu granicznego, przy czym powinien być spełniony warunek:

$$\gamma_n Q_r \leqslant m Q_f \qquad (4.9)$$



Rys. 4.14. Schemat obciążeń fundamentu czterostopowego

w którym:

Q_r – obliczeniowe obciążenie zewnętrzne fundamentu (wypadkowa siła pozioma H_r, moment M_r, wypadkowa siła pionowa V_r wciskająca lub wyciągająca),

γ_n – współczynnik konsekwencji zniszczenia,

Q_f – opór graniczny podłoża gruntowego przeciwdziałający obciążeniu zewnętrznemu (siła pozioma H_f, moment M_f, siła pionowa V_f),

m – współczynnik korekcyjny.

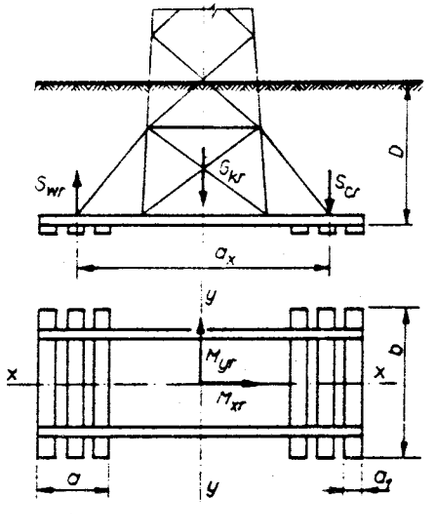
Współczynnik γ_n przyjmuje się w zależności od klasy linii, jej lokalizacji, stopnia zagrożenia życia ludzkiego i wartości ewentualnych strat gospodarczych. O przyjęciu określonej wartości współczynnika konsekwencji zniszczenia decyduje analiza techniczno-ekonomiczna. Dla linii o napięciu 110 kV i mniejszym przyjmuje się $\gamma_n = 1{,}0$.

Obciążenie obliczeniowe $Q_r = Q_n \gamma_f$ przyjmuje się dla warunków pracy normalnej, zakłóceniowej lub montażowej. Przy ustalaniu obciążeń obliczeniowych fundamentu przyjmuje się następujące współczynniki obciążenia:

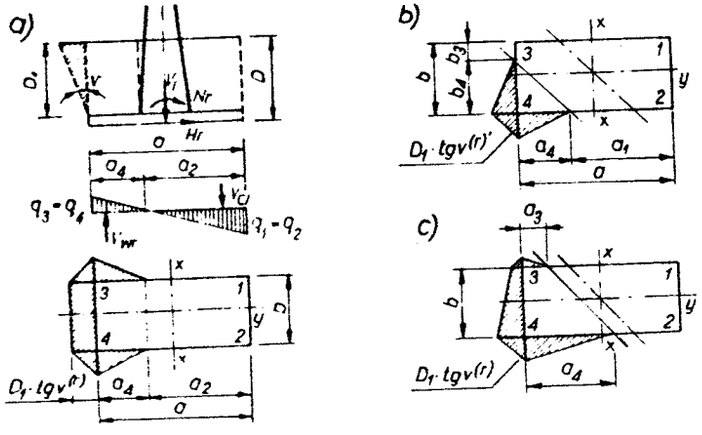
a) ciężar słupa 1,1 (0,9)
b) obciążenie sadzią normalną 1,4

c) obciążenie wiatrem 1,2
d) naciąg przewodów 1,3
e) obciążenie montażowe 1,1
f) obciążenie własne fundamentu i zalegającego na nim gruntu oraz wypór wody działający na fundament 1,1 (0,9).

Wartości podane w nawiasach stosuje się dla fundamentów wyciąganych. Fundamenty konstrukcji wsporczych wykonuje się jako czterostopowe (rys. 4.14), progowe (rys. 4.15), słupowe i blokowe oraz płytowe (rys. 4.16). Wartości obciążenia obliczeniowego Q_r wyznacza się dla wymienionych fundamentów według wzorów normy PN-80/B-03322. Fundamenty słupowe są to fundamenty, których powierzchnia podstawy $A \leqslant 0{,}25$ m^2 oraz szerokość względna $\beta = \frac{b}{D} \leqslant 0{,}5$; gdzie b – wymiar fundamentu, D – zagłębienie fundamentu od poziomu terenu. Fundamenty te mogą być wzmocnione poprzecznymi płytami lub belkami. Fundamenty blokowe są to fundamenty o powierzchniach podstawy $A > 0{,}25$ m^2 i szerokościach względnych $\beta = \frac{b}{D} > 0{,}5$.



Rys. 4.15. Schemat obciążeń fundamentu progowego



Rys. 4.16. Schematy wyznaczania obciążeń działających na fundament płytowy i sił utrzymujących V_{wf} działających na krawędziach fundamentu

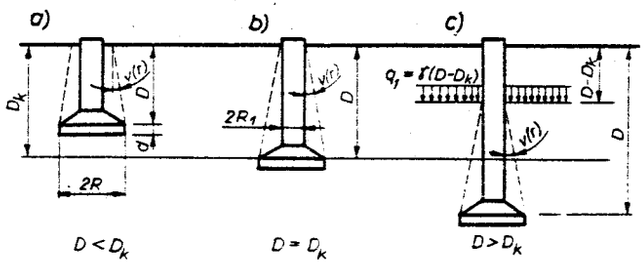
Współczynnik korekcyjny m przyjmuje się w zależności od rodzaju fundamentu i rodzaju ośrodka gruntowego, zgodnie z tabelą 4.4.

Tabela 4.4.

Rodzaj fundamentu	Rodzaj pracy fundamentu	Rodzaj gruntu	Współczynnik korekcyjny
czterostopowe i progowe	wciskane	niespoisty	0,75
		spoisty	0,85
	wyciągane	niespoisty i spoisty	1,0
płytowe	wciskane	niespoisty i spoisty	0,9
	wyciągane		1,0
słupowe i blokowe	wywracane	niespoisty	0,8
		spoisty	0,7

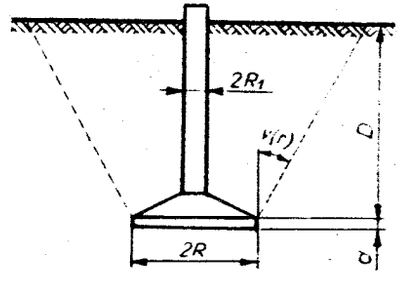
Graniczne opory podłoża gruntowego Q_f oblicza się dla jednorodnego ośrodka gruntowego z uwzględnieniem przestrzennego charakteru pracy

gruntu oraz rodzaju fundamentu. **W przypadku podłoża uwarstwionego przyjmuje się do projektowania średnie parametry geotechniczne.**



Rys. 4.17. Schemat pracy fundamentu w ośrodku gruntowym o małej wytrzymałości mechanicznej

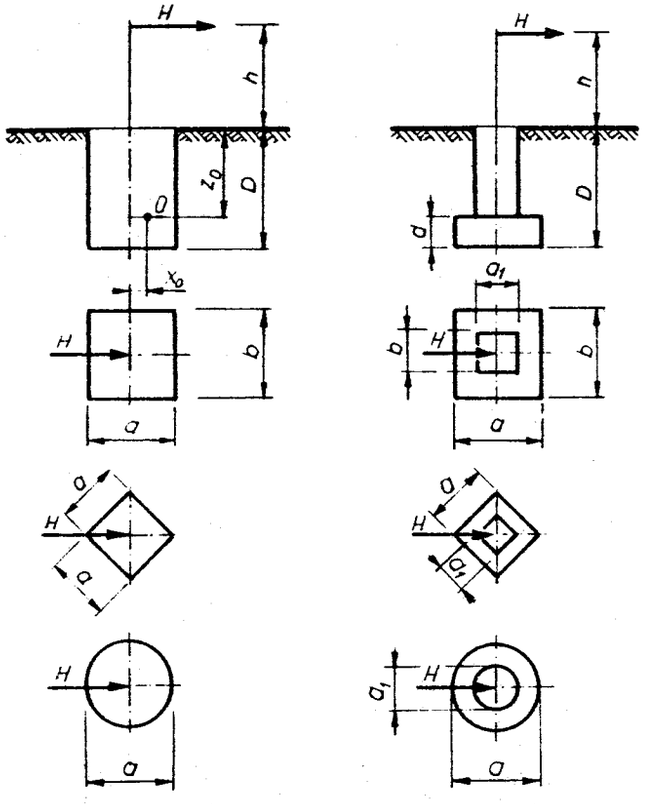
Dla fundamentów czterostopowych wyróżnia się schematy pracy fundamentu w zależności od wytrzymałości mechanicznej ośrodka gruntowego. Dla gruntów o małej wytrzymałości mechanicznej $\Phi_u^{(r)} < 15^o$ występują dwa podstawowe schematy pracy, zależne od zagłębienia fundamentu D, przedstawione na rysunku 4.17. W gruntach o średniej i dużej wytrzymałości mechanicznej ($\Phi_u^{(r)} > 15^o$) bryła gruntu wyciągana wraz z fundamentem ma kształt odwróconego ostrosłupa ściętego (rys. 4.18).



Rys. 4.18. Schemat pracy fundamentu w ośrodku gruntowym o średniej i dużej wytrzymałości mechanicznej

Graniczny opór podłoża gruntowego na wciskanie wyznacza się, tak dla fundamentów progowych jak i dla fundamentów wciskanych o podstawie prostokątnej, przyjmując do obliczeń wymiary fundamentu odpowiadające obrysowi. Płytę fundamentu progowego traktuje się jako płytę jednolitą o wymiarach a b (rys. 4.15).

Wyznaczając graniczny opór podłoża gruntowego dla fundamentów blokowych o poszerzonej podstawie określa się wysokość odsadzki d (rys. 4.19) z warunków wytrzymałościowych; do obliczeń bierze się naprężenie obliczeniowe przekazywane przez podstawę fundamentu.



Rys. 4.19. Schematy oznaczeń dla fundamentu blokowego

Opór graniczny podłoża dla fundamentów płytowych wyznacza się zgodnie z normą PN-81/B-03020. W tym przypadku maksymalne naciski krawędziowe wyznaczone przy założeniu liniowego rozkładu naprężeń na styku fundamentu i gruntu nie mogą przekraczać wartości 1,2 q_f, obliczonej ze wzoru:

$$q_f = \frac{Q_f}{BL},$$

w którym:

Q_f – obliczeniowy opór graniczny podłoża [kN],

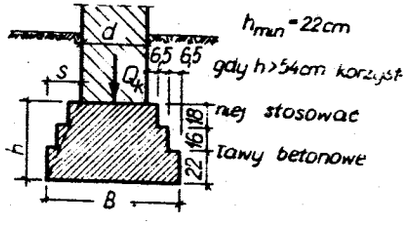
B – wymiar krótszego boku prostokątnej podstawy fundamentu [m],

L – średnia długość części powierzchni fundamentu wywierającej nacisk na podłoże [m].

Konstrukcje wsporcze linii elektromagnetycznych mogą być posadowione na fundamentach palowych. W tym przypadku dopuszczalne obciążenie pala oblicza się według normy PN-83/B-02482.

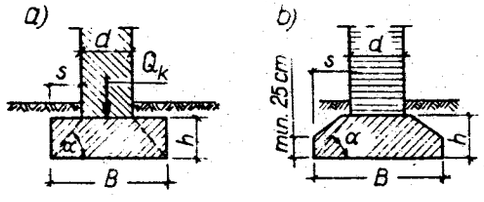
4.4. Ławy fundamentowe

Ławy ciągłe stosuje się pod ścianami budynków (do 11 kondygnacji nadziemnych) lub pod szeregiem słupów, przy jednostkowym obliczeniowym oporze podłoża $q_f \geqslant 0{,}15$ MPa. Można również zaprojektować ławę na stopach; w obliczeniach obciążenia na stopy przyjmuje się wówczas tylko ciężar muru ograniczony pod kątem 60° od poziomu podstawy ławy.



Rys. 4.20. Ława ceglana

Ławy ceglane można stosować pod budynki murowane (do 3–4 kondygnacji), posadowione powyżej wody gruntowej, na jednolitym podłożu. Do wykonania ław fundamentowych używa się cegły ceramicznej pełnej o wytrzymałości na ściskanie $R_c \geqslant 7{,}5$ MPa oraz zaprawy cementowej o wytrzymałości $R_z \geqslant 3$ MPa lub cementowo-wapiennej 1:1:6. Najmniejsza wysokość ławy ceglanej powinna mieć 3 warstwy cegły ułożonej na płask, tj. $h_{min} = 22$ cm (rys. 4.20).



Rys. 4.21. Ławy betonowe o przekroju: a) prostokątnym, b) trapezowym

Ława betonowa może być stosowana, gdy wysokość ławy ceglanej wynosi więcej niż 54 cm, albo gdy spód fundamentów znajduje się poniżej poziomu wody grunto-

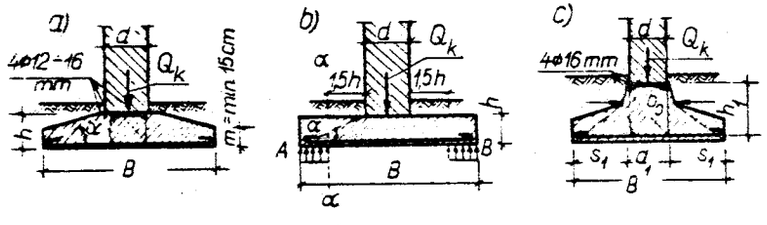
wej (rys. 4.21). Szerokość ławy B określa się wychodząc z wartości jednostkowych obliczeniowych oporów podłoża q_f. Stosunek h:s dla ław betonowych podaje tabela 4.5.

Tabela 4.5

Orientacyjne wartości stosunku h:s dla ław betonowych

Wartości jednostkowych obliczeniowych oporów podłoża [MPa]	Klasa betonu		
	B15	B20	B25
0,15	1,20	1,10	1,00
0,20	1,40	1,30	1,20
0,25	1,50	1,40	1,30
0,30	1,65	1,55	1,45

Ławy żelbetowe pod ściany murowane stosuje się na gruntach o mniejszej wytrzymałości mechanicznej i dużych obciążeniach ścian. Zbrojenie ław żelbetowych w kierunku poprzecznym oblicza się w przekroju, w którym występuje największy moment zginający. Przyjmuje się liniowy rozkład ciągłego obciążenia ławy przez ścianę oraz liniowy rozkład zredukowanego odporu gruntu pod ławą.



Rys. 4.22. Ławy żelbetowe pod ściany murowane

Dla ław o kształcie trapezu lub prostokąta największy moment zginający oblicza się ze wzoru (rys. 4.22):

$$M_{max} = \frac{Q_k}{8}(B-d), \qquad (4.10)$$

gdzie:

Q_k – obciążenie pionowe ławy na 1 m długości bez obciążenia własnego ławy i gruntu leżącego na ławie [kN],

B – szerokość ławy [m],

d – grubość ściany [m].

Dla ław o przekroju teowym

$$M_{max} = \frac{Q_k}{8}(B-b_o),$$

gdzie b_o – szerokość żebra ławy teowej [m].

Ponadto dla ław teowych należy obliczyć moment na skraju żebra

$$M = \frac{Q_k}{2B} s_1^2,$$

gdzie s_1 – długość jednostronna półki przekroju teowego ławy [m].

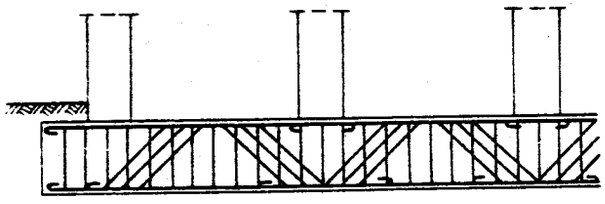
Zbrojenie poprzeczne ław oblicza się ze wzoru

$$F_a = \frac{M}{\zeta h_o R_a}.$$

Zaleca się dylatowanie ław fundamentowych przewidzianych pod budynki dłuższe niż 50 m. Szczeliny dylatacyjne są konieczne w przypadku spodziewanych znacznych różnic osiadań poszczególnych części budynku, wynikających z niejednorodnego podłoża, znacznie się różniącego pod względem ściśliwości, lub w przypadku, gdy na wspólnej ławie posadawia się części budynku o różnej wysokości. Szerokość szczeliny dylatacyjnej powinna wynosić od 1 do 2,5 cm. Wypełnia się ją asfaltem lub kilkoma warstwami papy asfaltowej.

W przypadku wykonania w ścianie piwnicznej otworu lub w przypadku gdy pod ławą betonową zalegają miejscami grunty bardzo ściśliwe, obciążenie na ławę i odpór podłoża nie są zrównoważone. Powoduje to zazwyczaj przekroczenie naprężeń rozciągających w betonie. Odcinek takiej ławy należy zazbroić na moment $pl^2:12$, gdzie: $l = 1{,}05\ l_o$; l_o – rozpiętość otworu, p – obciążenie działające na ławę.

Fundament pasmowy pod obciążeniami skupionymi pokazano na rysunku 4.23.



Rys. 4.23. Fundament pasmowy pod obciążeniami skupionymi

4.5. Obliczanie zbrojenia w kierunku podłużnym ławy fundamentowej

W gruntach małonośnych lub nieregularnie uwarstwionych, mogących powodować nierównomierne osiadanie budynku, należy uzbroić (w kierunku podłużnym) ławy pod ściany murowane. Nierównomierne osiadania gruntu charakteryzują znacznie różniące się edometryczne moduły ściśliwości gruntu, które trzeba zbadać dla kilku punktów podłoża wzdłuż długości ławy. W tych przypadkach należy oznaczyć maksymalny edometryczny moduł ściśliwości gruntu zalegającego pod krawędzią budynku i minimalny w środku jego długości. Parametr określający nierównomierną ściśliwość podłoża wynosi

$$\alpha = \frac{M_{o\,max}}{M_{o\,min}} . \tag{4.11}$$

Siły przekrojowe w ławie oblicza się ze wzorów:

a) największy moment zginający

$$M_{max} = \frac{(\alpha-1)\,q\,l^2}{16(\alpha+2)} , \tag{4.12}$$

b) największa siła poprzeczna

$$Q_{max} = \frac{(\alpha-1)\,q\,l}{5{,}2(\alpha+2)} . \tag{4.13}$$

Największe ugięcie budowli można określić wzorem:

$$y_{max} = \frac{33}{5760}\,\frac{(\alpha-1)\,q\,l^4}{(\alpha+2)\,E\,J} , \tag{4.14}$$

gdzie:

E – moduł odkształcenia ściany murowej zależny od marki cegły i zaprawy [kPa],

J – moment bezwładności przekroju ściany uwzględniający osłabienia otworami, obliczony ze wzoru:

$$J = \frac{b_s\,h^3}{12} ,$$

gdzie:

$b_s = 0{,}6\,b$ – sprowadzona grubość ściany (b – rzeczywista grubość ściany) [m],

l – długość budynku lub długość ściany [m],

h – wysokość budynku lub wysokość ściany [m].

Ścian murowanych budynku lub ław nie wzmacnia się, jeśli odpowiednie ich ugięcie nie przekracza granicznych wartości podanych w tabeli 4.6.

Tabela 4.6.

Graniczne wartości ugięcia budynku murowanego

Nierównomierność ściśliwości podłoża α	Wartość ugięcia przy stosunku $\frac{l}{h}$ *)					
	1,5	2	3	4	5	6
5	0,00025	0,0003	0,00035	0,00045	0,0005	0,0006
4	0,0003	0,00035	0,00045	0,0006	0,0007	0,0008
3	0,0004	0,00045	0,00055	0,0007	0,0008	0,001

*) l – długość budynku; h – wysokość budynku

Jeśli ściany i fundamenty należy wzmacniać zbrojeniem lub wieńcami żelbetowymi, potrzebną ilość zbrojenia oblicza się ze wzoru:

$$F_a = \frac{M_{max}}{\zeta\,h_o\,R_a} , \tag{4.15}$$

gdzie M_{max} – moment zginający obliczony ze wzoru 4.12 [kNm],

R_a – wytrzymałość stali zbrojeniowej na rozciąganie [kPa],

$h_o = 0{,}8h \div 0{,}9h$ (h – wysokość budynku, licząc od podstawy fundamentu do górnej krawędzi gzymsu) [m].

Naprężenia ścinające w murze od działania sił poprzecznych można obliczyć ze wzoru:

$$\tau = \frac{Q_{max}}{F_c}, \tag{4.16}$$

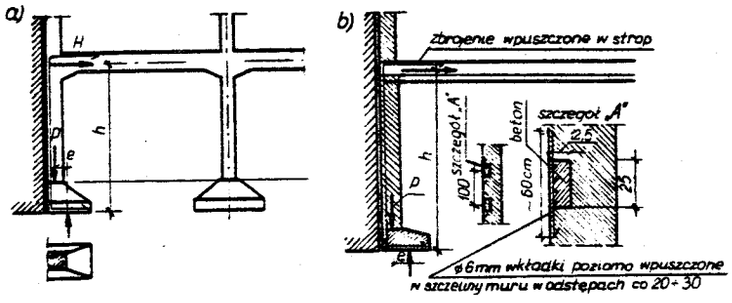
gdzie F_c – powierzchnia przekroju fundamentu i międzypiętrowych pasów murowych.

Przy $\tau \leqslant 0{,}25$ MPa nie stosuje się wzmocnienia ścian na siłę poprzeczną.

4.6. Fundamenty w sąsiedztwie istniejącego budynku

W przypadku wznoszenia budowli obok budynku wzniesionego wcześniej dąży się do zaprojektowania słupów lub ścian nośnych bezpośrednio przy ścianie istniejącej, aby nie utracić powierzchni przeznaczonej do budowy. Konstruując posadowienie nowo wznoszonej budowli można natrafić na trudności wynikające z obciążenia mimośrodowego. Projektując należy więc dążyć do zmniejszenia wpływu tego obciążenia. Można czasem, w przypadku konstrukcji szkieletowej, odsunąć słupy dolnej kondygnacji od ściany budynku istniejącego na taką odległość, aby można było ukształtować stopę obciążoną osiowo. Trzeba jednak utworzyć wsporniki z podciągów, na których może oprzeć się ściana powyżej dolnej kondygnacji. Innym rozwiązaniem dla budynków szkieletowych może być ustawienie skrajnego rzędu słupów na wspólnej ławie czy stopie fundamentowej.

Równomierny odpór gruntu pod ławę lub stopę zakłada się wtedy, gdy ściana lub słup oraz konstrukcje nadziemne mogą przenieść moment $M = Pe$. Wówczas w stopie lub żelbetowych podciągach dochodzących do słupa powstaje siła rozciągająca pozioma $H = \frac{Pe}{h}$ (rys. 4.24a). Ścianę murowaną przy istniejącym budynku, posadowioną na ławie, wzmacnia się konstrukcją zespoloną (rys. 4.24b). Wielkość zbrojenia pionowego w bruzdach oblicza się z momentu $M = Pe$.

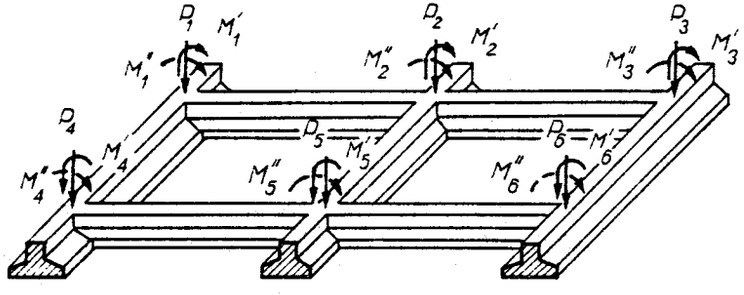


Rys. 4.24. Zastosowanie konstrukcji przeciwdziałającej obrotowi stopy: a) powiązanie stopy ze słupem i podciągiem, b) powiązanie stropu dolnej kondygnacji ze ścianą i ławą fundamentową

Z innych rozwiązań można wymienić zakotwienie ściany przy istniejącym budynku w ścianie równoległej. Fundamenty budynku wznoszonego przy istniejącym mogą być posadowione na tym samym poziomie lub na różnych poziomach. Jeśli istniejący fundament budynku posadowiony jest na głębokości większej aniżeli nowo projektowany i różnica poziomów posadowienia jest przynajmniej równa głębokości potrzebnej ze względu na wypieranie gruntu spod fundamentu, to można roboty fundamentowe prowadzić bez zabezpieczenia. Jeśli natomiast posadowienie budynku istniejącego jest płytsze lub równe głębokości wykopu pod nowy budynek, to roboty fundamentowe należy wykonywać odcinkami (1,0 – 1,5 m), przy czym należy jednocześnie zachować między nimi odległości 4,0 – 5,0 m. W tym przypadku należy również przewidzieć właściwe zabezpieczenie. Następny odcinek wykonuje się po zabudowaniu sąsiedniego i obsypaniu go gruntem do wysokości potrzebnej na wypieranie.

4.7. Ruszty, płyty i skrzynie fundamentowe

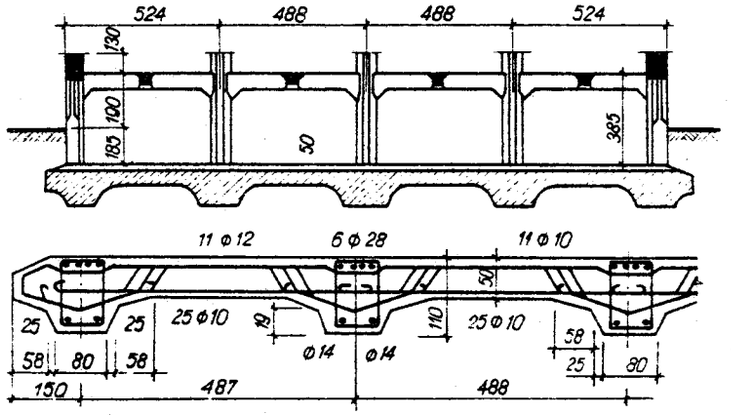
Ruszt, tj. układ wzajemnie przecinających się ław ciągłych, stosuje się do posadowienia konstrukcji szkieletowych. Ten rodzaj fundamentu projektuje się w przypadku, gdy grunt w podłożu jest małonośny i niejednorodny ($q_f = 0{,}10 \div 0{,}15$ MPa) oraz gdy ławy pod szeregami słupów wypadają zbyt szerokie. Wysokość rusztu przyjmuje się w granicach $(1/5 \div 1/7)l$, gdzie l – odległość dwóch sąsiednich słupów. Obciążenie rusztu fundamentowego stanowią siły pionowe przenoszone przez słupy oraz momenty zginające powstałe wskutek monolitycznego powiązania słupów z fundamentem (rys. 4.25). Ponadto skrajne belki doznają skręcania. Przy obliczeniach rusztu fundamentowego należy uwzględniać odkształcalność podłoża gruntowego.



Rys. 4.25. Fundament w postaci rusztu

Płyty fundamentowe stosuje się na gruntach małonośnych o $q_f \leqslant 0{,}10$ MPa lub w przypadku wysokich budowli od 8 do 15 kondygnacji, a także przy istnieniu podpiwniczenia budowli poniżej poziomu wody gruntowej. Jednak w tym przypadku należy zabezpieczyć budowlę przed zalewaniem wodą przez powiązanie płyty ze ścianami, a tym samym wytworzenie wodoszczelnej skrzyni. Następuje wówczas wypór wody i istnieje możliwość wypłynięcia dolnej części budowli w trakcie jej wykonania. Dla uniknięcia tego zjawiska trzeba uważać, aby najmniejszy możliwy ciężar budowli przewyższał co najmniej o 15% największy możliwy wypór wody. Stosowane płyty fundamentowe są gładkie, jednakowej grubości lub żebrowe. Płyta z żebrami ku dołowi

(rys. 4.26) może być wykonana na gruncie spoistym i nienawodnionym. Boki żeber o odpowiednim nachyleniu nie wymagają wówczas deskowania.



Rys. 4.26. Fundament płytowo-żebrowy z żebrami wystającymi od dołu

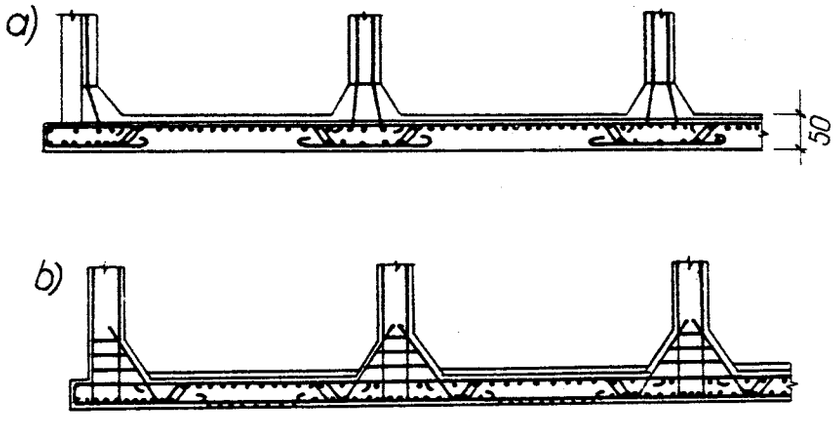
Ułożenie izolacji w tym przypadku jest utrudnione. Płyta fundamentowa w postaci odwróconego stropu grzybkowego ma zastosowanie, gdy siatka słupów jest zbliżona do kwadratu, a odległość między słupami nie przekracza 5,0 m. Grubość płyty między głowicami nie powinna być mniejsza niż 40 cm (rys. 4.27).

Płytę fundamentową oblicza się jako:

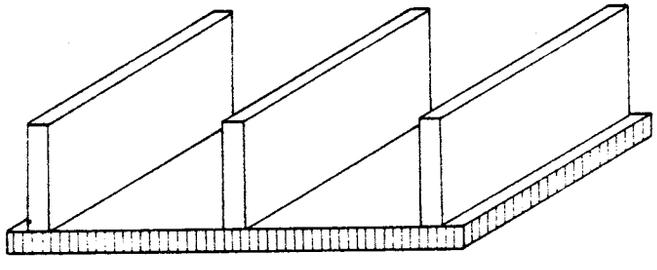
a) płytę opartą na ścianach budynku i obciążoną od dołu odporem podłoża, a więc zmniejszonym o ciężar własny płyty (rys. 4.28),
b) odwrócony strop grzybkowy (rys. 4.27),
c) płytę na sprężystym podłożu (rys. 4.29).

Fundamenty w postaci skrzyni sztywnej żelbetowej (rys. 4.30) stosuje się w budynkach wysokich, większych niż piętnastokondygnacyjne i przy jednostkowym obliczeniowym oporze podłoża, większym niż 0,4 MPa. Fundament skrzyniowy odznacza się bardzo dużą sztywnością i statecznością. Jeśli nawet osiada nierównomiernie, to jako jedna całość nie pozwalająca na wzajemne przemieszczenie górnych elementów konstrukcji. Całkowita wysokość fundamentu skrzyniowego wynosi 5,5 – 6,0 m, przy czym płyty: górna i dolna mają grubość 1,0 – 1,2 m, ściany zaś podłużne i poprzeczne – grubość 0,6 – 1,0 m. Obliczeń fundamentów

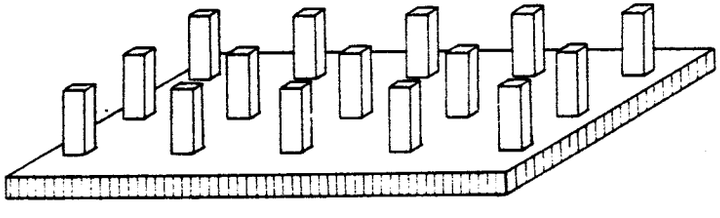
skrzyniowych dokonuje się jako obliczeń konstrukcji opartych na podłożu odkształcalnym.



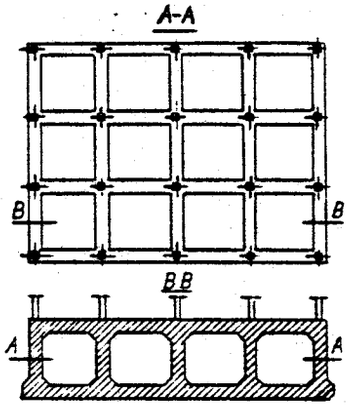
Rys. 4.27. Fundament w postaci stropu grzybkowego: a) przekrój między słupami, b) przekrój w osi słupów



Rys. 4.28. Płyta fundamentowa oparta na ścianach budynku



Rys. 4.29. Płyta fundamentowa z obciążeniami skupionymi



Rys. 4.30. Fundament skrzyniowy

4.8. Fundamenty o rzucie kołowym

Fundamenty o rzucie kołowym projektuje się dla posadowienia kominów fabrycznych, pieców hutniczych, wież ciśnień, silosów wolno stojących itp. Fundamenty kominów mają dużo cech wyróżniających je wśród innych fundamentów budownictwa ogólnego. **Fundamentem komina** nazywa się płytę fundamentową oraz wszystko to, co będzie się znajdować pod płytą (np. pale, studnie itp.). Część samego komina można łączyć z pojęciem fundamentu, jeśli stanowi ona z płytą fundamentową nierozłączną całość i razem z płytą objęta jest tym samym układem statycznym. Ma to miejsce wtedy, gdy na płycie będzie zbudowany np. sztywny żelbetowy pierścień, który nada płycie sztywność wymaganą zgodnie z obliczeniem statycznym. Dominujący wpływ na obciążenie fundamentu komina mają siły poziome wiatru, które wywołują nierównomierne naciski na podłoże gruntowe, przy czym największe naciski mogą mieć dowolny kierunek. Do wykonania fundamentów komina stosuje się żelbet, materiał najbardziej odporny na korozję i najbardziej elastyczny pod względem przystosowania go do wymagań statycznych komina.

Głównym elementem konstrukcyjnym fundamentu pod komin jest płyta żelbetowa okrągła lub pierścień żelbetowy. Dla kominów wysokości $h \leqslant 25$ m dopuszcza się płytę fundamentową prostokątną. Głębokość posadowienia fundamentu komina nie powinna być mniejsza niż 2,0 m. Płyty fundamentowe masywne powinny mieć zbrojenie dolne i górne (konstrukcyjne) powiązane strzemionami o średnicy minimum 10 mm, w liczbie około 4 sztuk na 1 m^2 powierzchni płyty. Grubość otuliny zbrojenia dolnego powinna wynosić co najmniej 5 cm. Pręty zbrojenia wystające z fundamentu powinny mieć zróżnicowane długości, tak aby styki zbrojenia pionowego komina nie występowały w jednym przekroju. Fundament powinien być zabezpieczony od wpływu wysokiej temperatury z wnętrza komina, przy czym temperatura dochodząca do płyty fundamentu nie powinna być wyższa niż 100°C. Powierzchnię fundamentu komina zabezpiecza się od zewnątrz izolacją przeciwwilgociową dostosowaną do miejscowych warunków gruntowych.

Płyta fundamentowa kołowa ma przed innymi płytami pierwszeństwo przede wszystkim pod względem przejrzystości pracy statycznej. System nośny płyty kołowej obciążonej kominem daje się wyrazić równaniami statycznymi, dającymi w swym rozwiązaniu momenty zginające w kierunkach płyty kołowej oraz w kierunkach stycznych do koncentrycznych kół płyty w punktach odległych od osi fundamentu. W przypadku pierwszym otrzymuje się momenty zginające, działające w płaszczyznach pionowych i przechodzące przez środek płyty kołowej, w drugim zaś przypadku momenty zwichrzające, starające się skręcić lub zwichrzyć płytę w pionowych płaszczyznach stycznych do cylindrów koncentrycznych względem środka płyty. Płytę fundamentową pod kominy zaleca się betonować od razu na całej jej wysokości, tworząc w środku płyty (przy zapewnieniu ciągłej dostawy odpowiedniej masy betonu) stożek o wysokości równej grubości płyty; potem zaś, stale wibrując, obetonowuje się płaszcz ściętego stożka ciągle świeżymi warstwami betonu.

Projektując posadowienie płyty fundamentowej komina bierze się pod uwagę najniekorzystniejszy układ obciążeń, przy czym muszą być spełnione następujące warunki:

a) maksymalne obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem $q_{r\max}$ nie powinno przekraczać obliczeniowego oporu jednostkowego jednowarstwowego podłoża pod fundamentem

$$q_{r\max} \leqslant q_f, \tag{4.16}$$

b) stosunek maksymalnego krawędziowego charakterystycznego obciążenia jednostkowego podłoża pod fundamentem $q_{\max}$ do minimalnego $q_{\min}$, z wyjątkiem gruntów skalistych, powinien (według PN-88/B-03004) spełniać warunek

$$\frac{q_{\max}}{q_{\min}} \leqslant 5. \tag{4.17}$$

Ponadto należy sprawdzić charakterystyczne obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem na najniekorzystniejsze obciążenie (podczas remontu komina), tj. na pełne działanie dynamiczne wiatru, przyjmując komin bez wykładziny i fundament nie zasypany gruntem. W tym przypadku obowiązuje warunek pozostania wypadkowej obciążeń w rdzeniu przekroju powierzchni fundamentu

$$q_{\min} \geqslant 0. \tag{4.18}$$

W przypadku usytuowania komina na stoku, w terenie osuwiskowym lub o specjalnych warunkach geologicznych podłoża, określonych w normie PN-81/B-03020, należy dokonać sprawdzenia komina na wywrócenie lub możliwość zsuwu.

Osiadanie komina posadowionego na podłożu o znacznej ściśliwości oblicza się przyjmując:

a) działanie całkowitego charakterystycznego obciążenia stałego,
b) stałe występowanie maksymalnych naprężeń na podłoże z uwzględnieniem działania wiatru i całkowitego obciążenia charakterystycznego stałego.

W przypadku wymienionym w punkcie a) osiadanie fundamentu komina s_a nie powinno przekraczać 80 mm, w przypadku zaś b) osiadanie fundamentu komina s_b nie powinno przekraczać 120 mm, przy czym

$$\frac{s_b - s_a}{d} \leqslant \frac{1}{200}, \tag{4.19}$$

gdzie d – średnica płyty fundamentowej lub bok fundamentu [mm].

Często okoliczności czy też jakość podłoża gruntowego sprawiają, że nie buduje się komina na płycie fundamentowej opartej na gruncie, lecz na palach lub studniach. Jeśli jest konieczne posadowienie fundamentu komina na studniach, to lepiej jest zastosować jedną studnię, a nie cały układ studzienny.

5. FUNDAMENTY NA PALACH

5.1. Ogólne warunki stosowania pali

Pale są to sztuczne elementy wprowadzone w podłoże gruntowe. Służą do przeniesienia obciążenia budowli, maszyny lub urządzenia na warstwę nośną położoną na głębokości tak dużej, że dojście do niej wykopem otwartym staje się nieopłacalne.

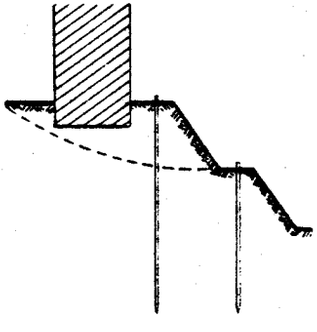
Pale mogą być ponadto zastosowane w następujących przypadkach obciążeń:

a) gdy budowla położona jest w pobliżu skarpy i gdy należy zapewnić stateczność skarpy przed powstaniem osuwiska (rys. 5.1);
b) gdy ściana oporowa nie może być utrzymana w równowadze przez odpór podłoża, w którym zalegają grunty małonośne i gdy jednocześnie na ścianę oporową działają duże siły poziome (rys. 5.2); w tym przypadku zaleca się zastosować pale ukośne;
c) kiedy w budownictwie przemysłowym – w warunkach dużego obciążenia fundamentu (gdy zachodzi konieczność posadowienia tego fundamentu na dużej głębokości) – istnieje potrzeba ułożenia pod posadzką, w pobliżu ściany obciążającej fundament, np. przewodów instalacyjnych (rys. 5.3).

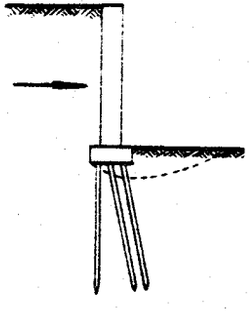
Można stosować pod maszyny fundamenty palowe gdy:

1) w podłożu występują grunty nasypowe zawierające: humus, śmieci pochodzenia organicznego i inne domieszki wywołujące znaczne osiadanie,
2) występują grunty naturalne w postaci:
   a) silnie zwietrzałych gruntów skalistych o module podatności $E_s < 15$ MPa i gruntów skalistych nieodpornych na działanie wody,

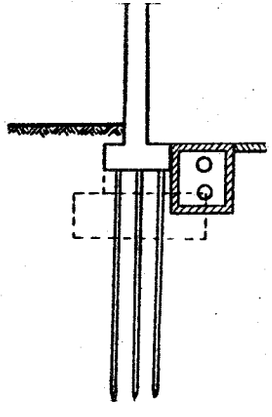
   b) piasków luźnych, dla których wielkość krytycznego przyspieszenia (wg PN-80/B-03040 punkt 1.3.9) przy statycznym obciążeniu eksploatacyjnym jest mniejsza niż $1\ m \cdot s^{-2}$,
   c) gruntów spoistych o wskaźniku porowatości: dla piasków gliniastych $e > 0{,}7$, dla glin $e > 1{,}0$ i dla iłów $e > 1{,}1$,
   d) gruntów spoistych w stanie płynnym ($I_L > 0{,}50$),
   e) miękkoplastycznych glin i iłów o module podatności $E_s < 15$ MPa,
   f) namułów i torfów;
3) ze względu na grubość warstw słabonośnych i małonośnych gruntów a także ze względu na wielkość i znaczenie maszyny nie wchodzi w rachubę wymiana gruntu, o którym mowa w punkcie 2;
4) istnieje konieczność osiągnięcia zmniejszenia amplitudy drgań wymuszonych fundamentu lub istnieje potrzeba ograniczenia ostatecznych osiadań fundamentu wywołanych działaniem obciążeń dynamicznych.



Rys. 5.1. Zabezpieczenie przed powstaniem osuwiska



Rys. 5.2. Zastosowanie pali pod murem oporowym



Rys. 5.3. Pale pod silnie obciążone budowle przemysłowe

5.2. Klasyfikacja pali

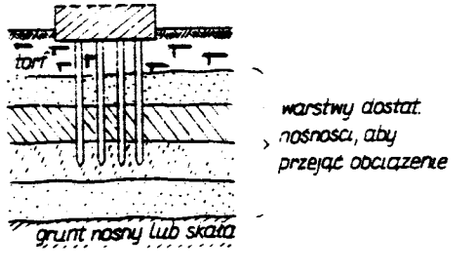
Pale klasyfikuje się według następujących cech charakterystycznych:

– według rodzaju pracy pali „zawieszonych" lub „stojących" w podłożu,

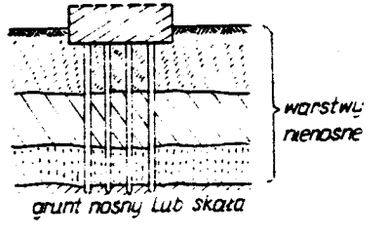
a) gdy warstwa gruntu nośnego (lub skały) zalega tak głęboko, że podstawy pali nie mogą do niej sięgnąć, pale są jakby „zawieszone" w gruncie (rys. 5.4) zdatnym do przeniesienia obciążenia; pale zawieszone powinny mieć długość równą lub większą od szerokości płyty fundamentowej;

b) gdy warstwa gruntu nośnego (lub skały) zalega na takiej głębokości, że można oprzeć na niej podstawę pala, a w otoczeniu trzonu pala są warstwy nienośne (rys. 5.5), to pale pracują jako pale „stojące", z tym jednak, że wyboczenie uniemożliwiają górne, nawet słabonośne warstwy gruntu; warstwa nośna może zalegać na głębokości 10÷15 m;

– rodzaju materiału (beton, żelbet, stal i np. stal-beton);
– sposobu wykonania (pale gotowe wprowadzane w grunt i pale formowane w gruncie);
– sposobu wprowadzania w grunt (wbijanie, wiercenie, wpłukiwanie, wwibrowywanie).



Rys. 5.4. Pale zawieszone



Rys. 5.5. Pale stojące

Wśród pali gotowych, wykonywanych na placu budowy (prefabrykacji), odróżniamy pale: wbijane (ale nie betonowe), wwiercane (albo wkręcane), wciskane, wiercone, wwibrowywane i wpłukiwane. Palami wbijanymi mogą być pale drewniane, żelbetowe, stalowe i mieszane. Wwiercanymi palami mogą być pale stalowe. Pale wciskane i wwibrowywane to pale żelbetowe i betonowe.

Pale formowane w gruncie mogą być wykonane przy jednoczesnym usuwaniu urobku gruntowego z miejsca, w którym ma być wykonany pal, oraz bez usuwania; w przypadku drugim następuje zagęszczenie gruntu wokół uformowanego pala. Wśród pali formowanych w gruncie

Tabela 5.1.

PALE WYPIERAJĄCE GRUNT (wciskane, wibrowane, wbijane)				
PREFABRYKOWANE	MONOLITYCZNE			
(gotowe do zapuszczenia)	W osłonie stałej		W osłonie czasowej	
żelbetowe żelbetowe – segmentowe sprężone stalowe – rurowe stalowe – profilowe	rura stalowa wbijana u dołu przez korek lub od góry przez rdzeń dębowy cienka rura wprowadzana na rdzeniu prefabrykowana cienka rura wprowadzana na rdzeniu prefabrykowana cienka rura (często podwiercana)		płaszcz stalowy wbijany od góry płaszcz stalowy wbijany u dołu przez korek jak wyżej – o powiększonej podstawie pala	
PALE WIERCONE				
(świdrami lub wybierakami, wszystkie betonowane na miejscu)				
Bez osłony	Z osłoną czasową		Przy użyciu bentonitu	Wiercone – iniektowane
o kształcie prostym wiercone udarowo lub obrotowo o powiększonej podstawie, wiercone udarowo lub obrotowo, na ogół wypełniane betonem (tylko w gruntach spoistych zwartych)	segmentowa osłona wprowadzana w trakcie wiercenia otworu segmentowa osłona (oscylująca) podczas wiercenia otworu osłona wwibrowywana lub wciskana przed wykonaniem otworu; otwór wypełniony betonem (rura, jeśli pod wodą)		trzpieniem obrotowym z odwrotnym obiegiem z obiegiem prostym beton wprowadzany rurą	przez ciągły świder, zaczyn cementowy zastępuje usuwany urobek mieszany przez świder, zaczyn cementowy z dodatkami chemicznymi łącznie z urobkiem

odróżniamy pale: Straussa, Wolfsholza, Franki, Vibro i pale o dużych średnicach (od 60 do 150 cm i ponad 150 cm). Pale formowane w gruncie wykonuje się jako betonowe lub żelbetowe.

Klasyfikację typów pali podano w tabeli 5.1, która obejmuje większą część stosowanych rodzajów pali. Mogą one różnić się jednak niektórymi szczegółami wykonania i często mają nazwy patentowe.

5.3. Obliczanie nośności pali pojedynczych obciążonych siłą pionową

Obciążenie obliczeniowe Q_r działające wzdłuż pala, wyznaczone zgodnie z zasadami normy PN-82/B-02000, powinno spełniać warunek

$$Q_r \leqslant m\,N \qquad (5.1)$$

Nośność osiową pali pojedynczych, uwarunkowaną właściwościami gruntu, wyznacza się wzorem empirycznym zgodnie z normą PN-83/B-02482. Pojęcie „pala pojedynczego" zostało wprowadzone jedynie po to, aby móc ze wzorów normowych wyznaczyć jego nośność. W praktyce jednak nie projektuje się jednego pala.

Obliczeniową nośność pala wciskanego określa się ze wzoru

$$N_t = N_p + N_s = S_p q^{(r)} A_p + \Sigma S_{si} t_i^{(r)} A_{si}\,, \qquad (5.2)$$

pala zaś wyciąganego

$$N^w = \Sigma S_i^w t_i^{(r)} A_{si} \qquad (5.3)$$

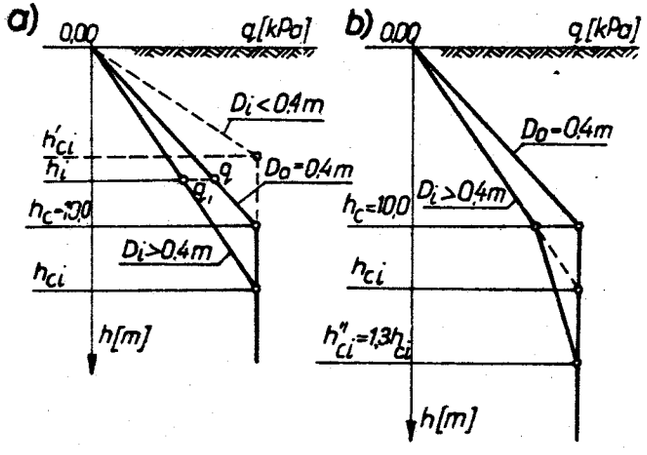
w których:

- $q^{(r)}$ – jednostkowa, obliczeniowa wytrzymałość gruntu pod podstawą pala,
- $t_i^{(r)}$ – jednostkowa, obliczeniowa wytrzymałość gruntu wzdłuż pobocznicy pala w obrębie warstwy i,
- S_p, S_s, S^w – współczynniki technologiczne przyjmowane według tablicy 4 normy PN-83/B-02482, zależne od rodzaju gruntu, jego stanu oraz rodzaju pala i sposobu jego wykonania.

Wartość jednostkowej obliczeniowej wytrzymałości gruntu pod podstawą $q^{(r)}$, wyznacza się na podstawie wytrzymałości granicznej q. Obliczając wartość $q^{(r)} = q\,\gamma_m$, przyjmuje się współczynnik materiałowy $\gamma_m \leqslant 0{,}9$. Dla gruntów bardzo spoistych i zwięzłospoistych (tj. idealnie spoistych, dla których $\Phi_u = 0$) przyjmuje się do obliczeń

$$q^{(r)} = 9\,s_u^{(r)}$$

gdzie $s_u^{(r)}$ – wytrzymałość obliczeniowa gruntu przy ścinaniu bez konsolidacji i bez odsączania wody z próbek (rys. 5.6).



Rys. 5.6. Wykres do wyznaczania wartości q, w zależności od głębokości: a) dla głębokości mniejszych niż 10 m, b) dla pali wierconych

W gruntach niespoistych średnio zagęszczonych i zagęszczonych należy uwzględniać wpływ średnicy podstawy pala na q oraz h_c.

Gdy średnica podstawy $D_i > D_o = 0{,}4$ m stosuje się następujące zależności:

a) wytrzymałość gruntu pod podstawą pala dla $h \leqslant h_c$

$$q_i = q\sqrt{\frac{D_o}{D_i}}\,.$$

Wytrzymałość gruntu pod podstawą pala q przyjmuje się z tabli-

cy 1 normy palowej, w zależności od nazwy gruntu i jego stanu, dla głębokości krytycznej $h_c = 10{,}0$ m i większej mierząc od poziomu terenu oraz dla wyjściowej średnicy podstawy $D_o = 0{,}4$ m.

Dla głębokości mniejszych niż h_c wyznacza się wartości q przez interpolację liniową (rys. 5.6a), przyjmując wartość zero na pierwotnym poziomie terenu.

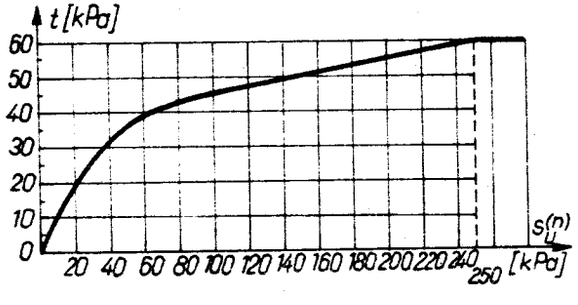
b) dla głębokości krytycznej h_{ci}

$$h_{ci} = h_c \sqrt{\frac{D_i}{D_o}}.$$

Dla zagłębienia $h_c < h < h_{ci}$ wartości q_i interpoluje się liniowo zgodnie z rysunkiem 5.6a.

Dla pali wierconych głębokość krytyczną h_{ci} zwiększa się o 30% i przyjmuje wytrzymałość gruntu pod podstawą pala według rysunku 5.6b.

Wartość jednostkowej obliczeniowej wytrzymałości gruntu wzdłuż pobocznicy $t^{(r)}$, wyznacza się na podstawie wytrzymałości granicznej t. Wartość t przyjmuje się z tablicy 2 normy palowej, w zależności od nazwy gruntu i jego stanu. Wytrzymałość gruntu wzdłuż pobocznicy oblicza się ze wzoru $t^{(r)} = \gamma_m t$, przy czym współczynnik materiałowy gruntu przyjmuje się $\gamma_m \leqslant 0{,}9$. Dla gruntów bardzo spoistych i zwięzło spoistych ($\Phi_u = 0$) przyjmuje się wartości t w zależności od $s_u^{(n)}$, według rysunku 5.7.



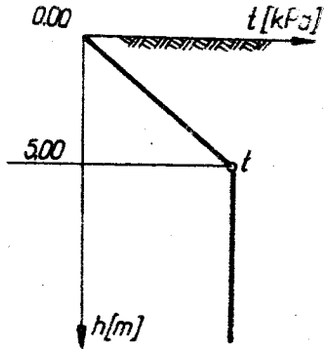
Rys. 5.7. Wykres do wyznaczenia wartości t dla gruntów idealnie spoistych

Wartości t są podane w tablicy 2 w normie dla głębokości 5 m i większej. Na głębokościach mniejszych niż 5 m wartości t wyznacza się przez interpolację według rysunku 5.8. Wartości q oraz

się jako wartości równe zeru dla gruntów spoistych w stanie płynnym oraz w torfach i namułach.

W innych szczególnych warunkach gruntowych dokonuje się obliczeń nośności pala wciskanego lub wyciąganego interpolując odpowiednio q i t dla przypadków przedstawionych na rysunku 5.9.

Tarcie negatywne (ujemne) uwzględnia się w obliczeniach nośności pala, gdy wprowadzony jest on w warstwy, jak np. torfy, namuły, grunty spoiste o $J \geqslant 0{,}75$, grunty niespoiste o $J_D \leqslant 0{,}2$ i świeże nasypy, które ulegają osiadaniom pod wpływem własnego ciężaru.



Rys. 5.8. Wykres do wyznaczania wartości t na głębokościach mniejszych niż 5 m

Współczynniki technologiczne S_p i S_s oraz S^w przyjmuje się z tablicy 4 normy palowej , w zależności od rodzaju pala i sposobu jego wykonania.

Wartość N_t i N^w dla wbijanych pali rurowych wyznacza się ze wzorów:

$$N_t = S_p a_1 q^{(r)} A_p + \Sigma a_2 S_{si} t_i^{(r)} A_{si} \tag{5.4}$$

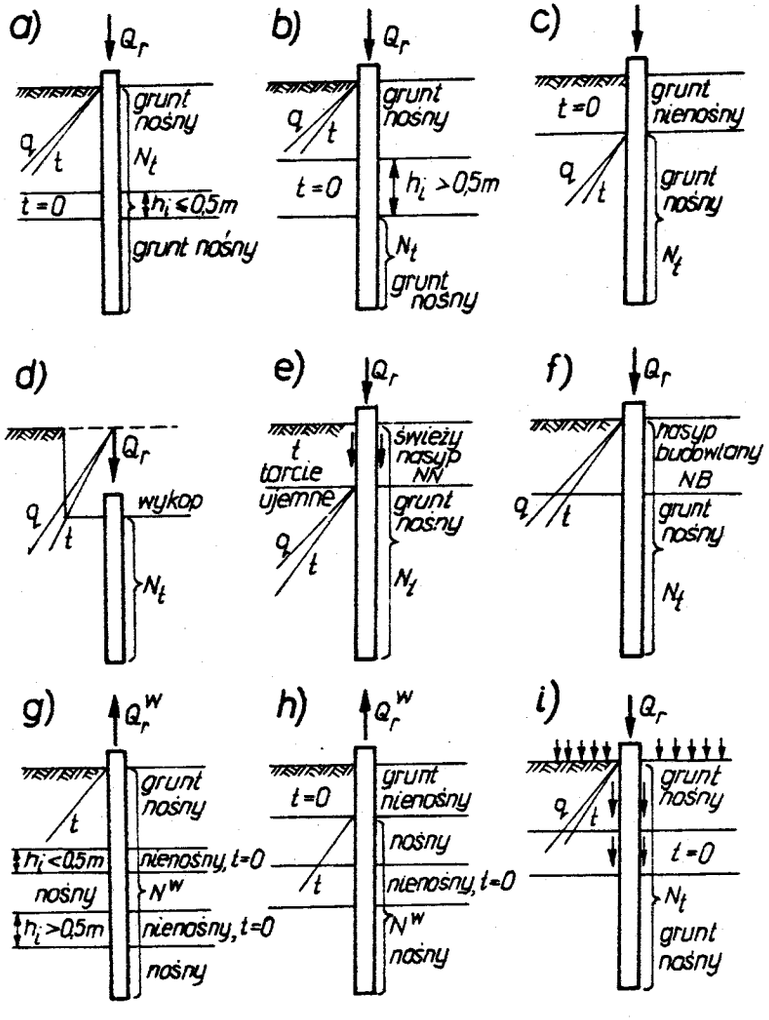
$$N^w = \Sigma a_2 S_i^w t_i^{(r)} A_{si} \tag{5.5}$$

w których:

$a_1 a_2$ – współczynniki redukcyjne zależne od wilgotności gruntu niespoistego i jego zagęszczenia oraz od rodzaju rury i stanu gruntów spoistych.

Jeśli w wartości obliczonej według wzoru (5.2) $S_p q^{(r)} A_p > 0{,}5\ N_t$, to pal powinien być zagłębiony co najmniej na 1,5 m w warstwie, dla której określono wartość q. Pale ściskane, które wystają ponad poziom gruntu nośnego i przechodzą przez warstwy torfów i namułów lub przez grunty mogące ulec rozmyciu oblicza się dodatkowo na wyboczenie. Długość wyboczeniową przyjmuje się wówczas w zależności od sposobu i głębokości utwierdzenia go w warstwach nośnych gruntu i w fundamencie.

W przypadku pala wierconego z poszerzoną podstawą pomija się oddziaływania sił tarcia wzdłuż pobocznicy pala na wysokość $2D_r$, gdzie D_r średnica poszerzonego otworu, jak na rysunku 5.10.



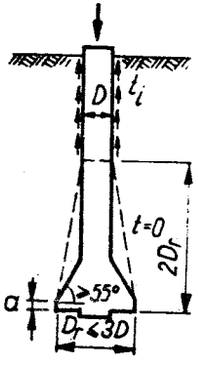
Rys. 5.9. Szczególne przypadki sposobu interpolacji q oraz t

5.4. Obliczanie nośności grupy pali obciążonych siłą pionową

Nośność fundamentów na palach oblicza się przyjmując, że całe obciążenie fundamentu wraz z jego ciężarem własnym przenoszone jest wyłącznie na pale, bez udziału oczepu zwieńczającego pale.

Nośność grupy pali równa się sumie nośności pali pojedynczych, niezależnie od ich rozstawu, w następujących przypadkach:

- pale opierają się na skale,
- dolne końce pali są wprowadzone na głębokość co najmniej 1,0 m w zagęszczone grunty gruboziarniste oraz piaski grube lub grunty spoiste zwarte,
- pale wbijane są bez wpłukiwania w piaski zagęszczone lub średnio zagęszczone (dotyczy to również pali Franki, Vibro, Fundex).



Rys. 5.10. Pal wiercony z poszerzoną podstawą

W przypadku wbijania pali bez wpłukiwania w piaski luźne (dotyczy to również pali Franki, Vibro i Fundex) nośność pali w grupie równa się nośności pali pojedynczych, gdy rozstaw między nimi $r \geq 4D$. Gdy $3D \leq r \leq 4D$ obliczoną nośność grupy pali (tj. sumę nośności pali pojedynczych) można zwiększyć o 15%; gdy $r < 3D$ nośność grupy pali zwiększa się o 30%.

W przypadku zagłębiania pali w grunty spoiste (z wyjątkiem zwartych) sprawdza się strefy naprężeń wokół pala.

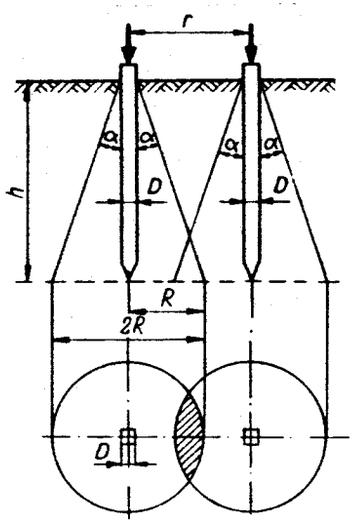
Strefy naprężeń w gruntach jednorodnych dla pali wciskanych wyznacza się w sposób pokazany na rysunku 5.11. Kąt α przyjmuje się z tablicy normy. Promień podstawy strefy naprężeń wynosi:

$$R = \frac{D}{2} + h \operatorname{tg} \alpha ,$$

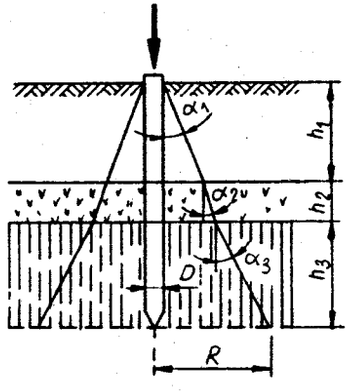
gdzie D – średnica lub długość boku przekroju pala [m].

W gruntach uwarstwionych granice strefy naprężeń w otoczeniu pala przyjmuje się według rysunku 5.12, natomiast promień tej strefy oblicza się ze wzoru:

$$R = \frac{D}{2} + \sum h_i \operatorname{tg} \alpha_i .$$



Rys. 5.11. Strefa naprężeń wokół pala w gruntach jednorodnych



Rys. 5.12. Strefa naprężeń wokół pala w gruntach niejednorodnych

Strefę naprężeń wokół pala, w przypadku pali wyciąganych, przedstawia rysunek 5.13, przy czym (w przybliżeniu)

$$R = 0{,}1\,h + \frac{D}{2},$$

gdzie h – zagłębienie pala poniżej powierzchni terenu lub podstawy fundamentu [m].

Jeśli rozstaw pali zaprojektowano tak, że następuje zachodzenie na siebie stref naprężeń sąsiednich pali, to w obliczeniu udźwigu lub uciągu pojedynczego pala należy wprowadzić współczynnik redukujący m_1, czyli:

$$N_t = S_p\, q^{(r)}\, A_p + m_1 \Sigma S_{si}\, t_i^{(r)}\, A_{si}, \qquad (5.6)$$

$$N^w = m_1 \Sigma S_i^w\, t_i^{(r)}\, A_{si}. \qquad (5.7)$$

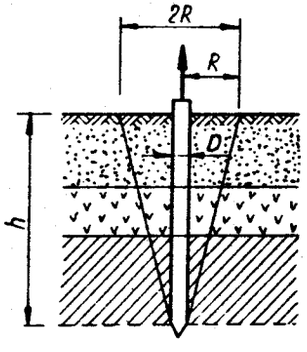
Wartości współczynnika m_1 podaje norma dotycząca fundamentów palowych. Współczynnik ten wyznacza się w zależności od stosunku

$$\frac{r}{R}$$

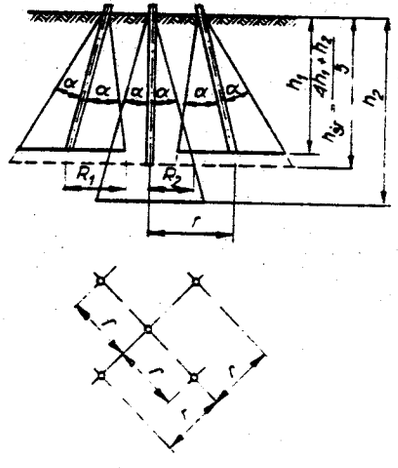
gdzie:

r – osiowy średni rozstaw pali w grupie [m],

R – promień podstawy strefy naprężeń w gruncie w otoczeniu pala [m].



Rys. 5.13. Strefa naprężeń w gruncie wokół pala wyciąganego



Rys. 5.14. Odległość osiowa między palami

Odległość osiową r między palami w przypadku ich różnej odległości i pochylenia wyznacza się według rysunku 5.14.

Jeśli w grupie pali występuje tarcie negatywne (ujemne), należy sprawdzić czy wartość obciążenia pochodząca od tarcia ujemnego nie przekracza ciężaru bryły gruntu warstw nieskonsolidowanych lub osiadających, objętych strefą naprężeń wokół grupy pali.

5.5. Obliczanie fundamentów na palach według stanu granicznego użytkowania

Osiadanie fundamentów na palach oblicza się w następujących przypadkach:

a) pale pogrążone są na całej długości w gruntach ściśliwych (np. w gruntach spoistych o konsystencji plastycznej lub w gruntach niespoistych luźnych),
b) poniżej podstaw pali zalegają warstwy gruntów o wytrzymałości mniejszej niż wytrzymałość warstw otaczających pal,
c) występują różne obciążenia na poszczególnych sekcjach fundamentów,
d) fundament posadowiony jest w innych, niż podane wyżej, warunkach gruntowych, lecz wymiary poziome oczepu przekraczają długość nośną pali, a podstawy pali nie opierają się na skałach, gruntach kamienistych lub zagęszczonych żwirach i pospółkach,
e) istnieją wymagania specjalne, które ograniczają przemieszczenia fundamentów.

Obowiązuje warunek obliczeniowy

$$[s] \leqslant [s]_d \tag{5.8}$$

gdzie:

$[s]$ – przemieszczenie wyrażające rodzaj stanu granicznego użytkowania,

$[s]_d$ – odpowiednie wartości dopuszczalne, zależne od rodzaju konstrukcji i warunków jej eksploatacji.

Obliczenia według drugiego stanu granicznego wykonuje się dla kombinacji obciążeń charakterystycznych, zgodnie z PN-82/B-2000, przy uwzględnieniu wpływu fundamentów sąsiednich lub dodatkowego obciążenia naziomu w otoczeniu budowli.

Osiadanie pala pojedynczego w gruncie jednorodnym oblicza się ze wzoru:

$$s = \frac{Q_n}{h\,E_o}\,I_w \tag{5.9}$$

gdzie:

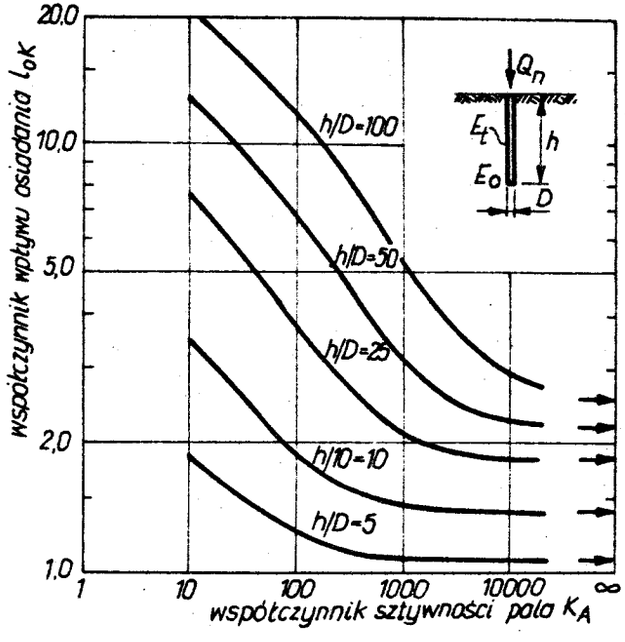
Q_n – obciążenie pala działające wzdłuż jego osi,
E_o – moduł odkształcenia gruntu,
I_w – współczynnik wpływu osiadania.

Dla pala w warstwie jednorodnej

$$I_w = I_{ok}\,R_k, \tag{5.10}$$

w którym:

I_{ok} – współczynnik wpływu osiadania, zależny od $\frac{h}{D}$ oraz K_A; przyjmuje się go z rysunku 5.15.



Rys. 5.15. Wykresy do określania współczynnika I_{ok}

Współczynnik

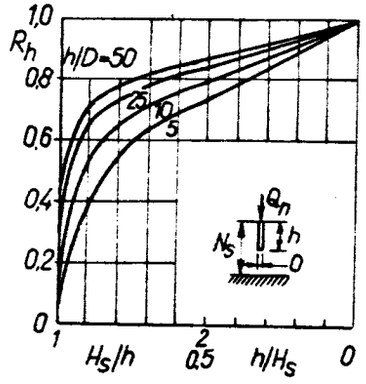
$$K_A = \frac{E_t}{E_o}\,R_A \tag{5.11}$$

gdzie:

E_t – moduł ściśliwości trzonu pala,

R_A – stosunek powierzchni przekroju poprzecznego pala (np. ścianek rury) do całkowitej powierzchni przekroju poprzecznego pala $\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)$, dla pali pełnych $R_A = 1$,

R_h – współczynnik wpływu warstwy nieodkształcalnej poniżej podstawy pala, według rysunku 5.16.



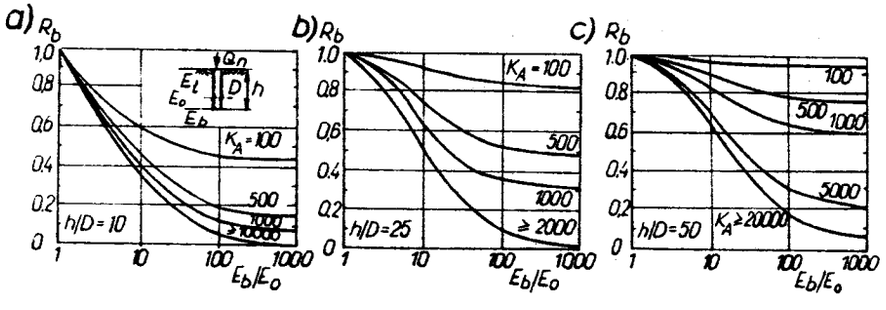
Rys. 5.16. Wykresy do wyznaczania współczynnika R_h

W przypadku mniej ściśliwej warstwy w poziomie podstawy pala przyjmuje się współczynnik wpływu osiadania równy

$$I_w = I_{ok} R_b \qquad (5.12)$$

gdzie:

R_b – współczynnik wpływu warstwy mniej ściśliwej w podstawie pala, zależny od $\frac{h}{D}$, K_A oraz $\frac{E_b}{E_o}$ i przyjmowany z rysunku 5.17.



Rys. 5.17. Wykresy do określenia współczynnika R_b

Osiadanie pojedynczego pala z warstwą nieodkształcalną $\left(\frac{E_b}{E_o} > 1000\right)$ w podstawie pala wyznacza się w zależności od $\frac{h}{D}$, K_A oraz w zależności od powierzchni przekroju poprzecznego pala.

Osiadanie pala dowolnego (i) wybranego z grupy k pali wyznacza się ze wzoru

$$s_i = \sum_{j=1}^{k} (s_{1j} Q_{nj} \alpha_{ij}^o) + s_{1i} Q_{ni}, \qquad \text{dla } j \neq i \qquad (5.13)$$

w którym:

s_i – osiadanie pala pojedynczego pod wpływem jednostkowego obciążenia ($Q_n = 1$), zgodnie ze wzorem (5.9),

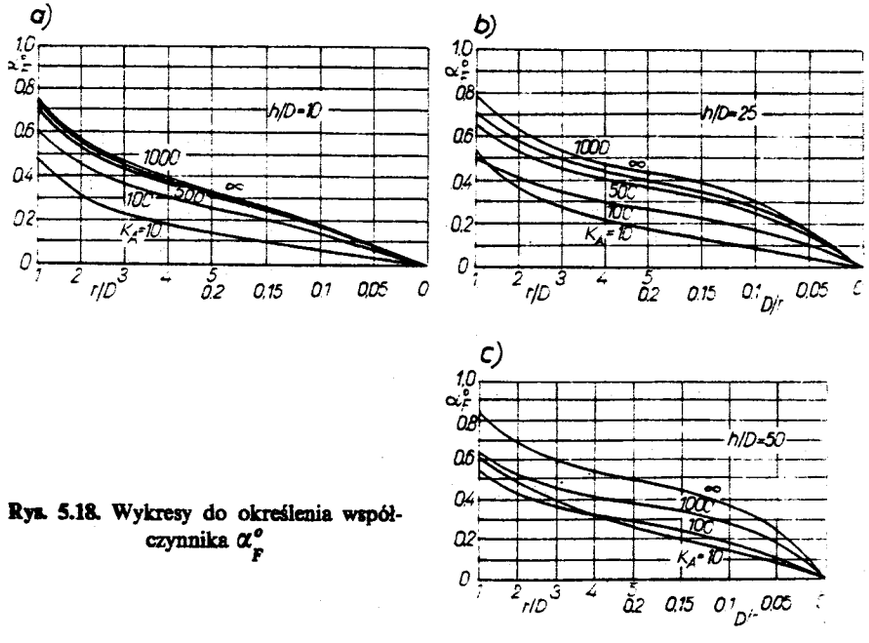
Q_{nj}, Q_{ni} – obciążenie odpowiednio, pala j oraz i,

α_{ij}^o – współczynnik oddziaływania między palami i oraz j, przy czym dla pali w gruncie jednorodnym

$$\alpha^o = \alpha_F^o \qquad (5.14)$$

gdzie:

α_F^o – współczynnik oddziaływania między palami i oraz j, zależny od $\frac{h}{D}$, K_A oraz $\frac{r}{D}$, przyjmowany z rysunku 5.18.



Rys. 5.18. Wykresy do określenia współczynnika α_F^o

Dla pali z warstwą nieodkształcalną poniżej podstawy pala oraz w poziomie podstawy pala a także dla pali z warstwą mniej ściśliwą w poziomie ich podstaw współczynnik (α^o) oddziaływania między pa-

lami i oraz j wyznacza się z odpowiednich wzorów i wykresów normy PN-83/B-02482.

Zapisując równanie (5.13) dla każdego pala oraz wykorzystując równanie równowagi

$$Q_{nG} = \sum_{j=1}^{k} Q_{nj}, \tag{5.15}$$

w którym:

Q_{nG} – obciążenie przypadające na całą grupę pali; można uzyskać rozwiązanie dla dwóch skrajnych przypadków:
- osiadania dowolnego pala dla jednakowego obciążenia każdego pala; odpowiada to wiotkiemu oczepowi,
- jednakowe osiadanie każdego pala; odpowiada to oczepowi sztywnemu.

Dla podstawowych przypadków osiadanie grupy pali liczy się ze wzoru:

$$s_G = s_i Q_{ns} R_s = s R_s \tag{5.16}$$

gdzie:

Q_{ns} – średnie obciążenie pala w grupie $\frac{Q_{nG}}{n_o}$,

R_s – współczynnik osiadania grupy pali ze sztywnym oczepem, przyjmowany z tablicy 9 i 10 normy palowej,

n_o – liczba pali fundamentu palowego.

Jeżeli poniżej podstaw pali zalegają warstwy gruntów o wytrzymałości mniejszej niż wytrzymałość warstw otaczających pal, to osiadanie fundamentu palowego liczy się przy przyjęciu zastępczego fundamentu głębokiego zgodnie z rysunkiem 5.19.

Metody obliczania osiadań omówione w skrypcie „Geotechnika budowlana cz. I" stosuje się wówczas do obliczeń osiadania fundamentu na palach jako zastępczego fundamentu głębokiego. Dodatkowe obciążenie jednostkowe w poziomie podstaw pali σ_d wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_d = \frac{\Sigma Q}{l_1 l_2},$$

gdzie:

ΣQ – pionowa składowa wszystkich sił obciążających fundament wraz z ciężarem własnym fundamentu i ciężarem od pali oraz gruntu zawartego w bryle określonej strefą naprężeń wokół grupy pali [kN],

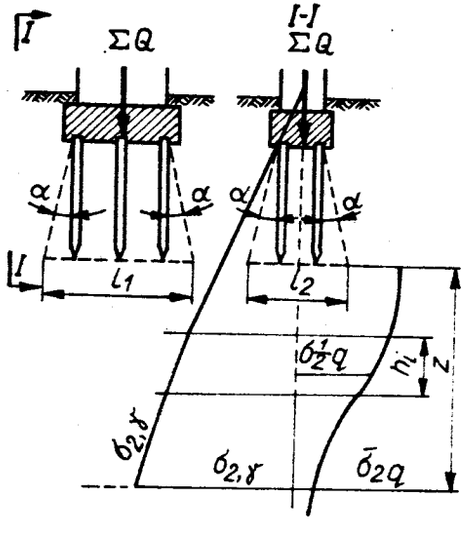
l_1, l_2 – wymiary podstawy bryły w umownym poziomie posadowienia [m].

Średnie osiadanie fundamentu palowego s_{sr}^F składającego się z grupy n_o pali w przypadku podłoża jednorodnego oblicza się ze wzoru

$$s_{sr}^F = \frac{\sum_{i=1}^{n_o} s_i}{n_o}, \tag{5.17}$$

w przypadku zaś podłoża z warstwą nieodkształcalną w podstawach pali

$$s_{sr}^F = s_G.$$



Rys. 5.19. Strefa naprężeń w gruncie wokół grupy pali

Średnie osiadanie budowli s_{sr} oblicza się stosując wzór

$$s_{sr} = \frac{\sum_{j=1}^{n} s_{srj}^F F_j}{\sum_{j=1}^{n} F_j}, \tag{5.18}$$

gdzie F_j – pole powierzchni kolejnego fundamentu palowego, przyjmowane po zewnętrznym obrysie pali w poziomie oczepu zwieńczającego pale.

Moduł odkształcenia gruntu E_o wyznacza się na podstawie badań terenowych obciążenia pala przez rozwiązanie układów odpowiednich równań typu (5.9).

5.6. Obliczanie nośności pali obciążonych siłą poziomą

W obliczeniach stanu granicznego nośności wartość obliczeniowa siły poziomej (H_r) powinna spełniać warunek

$$H_r \leqslant m\, H_f \tag{5.19}$$

w którym:

H_f – obliczeniowa nośność boczna gruntu ze wzoru (5.20)

$$H_f = \gamma^{(r)} D h^2 N_q i_q S_q + c_u^{(r)} D h N_c i_c S_c \tag{5.20}$$

m – współczynnik korekcyjny równy 0,8, przy posadowieniu pali w gruntach niespoistych, oraz 0,7 – w gruntach spoistych.

Wzór (5.20) wykorzystuje się w przypadku gruntu jednorodnego i przy założeniu pala sztywnego, tzn. gdy $h \leqslant 1{,}5\, h_s$ (rys. 5.20).

Współczynniki nośności N_q i N_c oraz współczynniki uwzględniające wpływ szerokości pala β_q i β_c zależne od obliczeniowej wartości kąta tarcia wewnętrznego $\Phi_u^{(r)}$ i stosunku $\frac{h}{D}$ przyjmuje się z nomogramów normy palowej. Współczynniki uwzględniające wysokość zaczepienia siły nad poziomem terenu i_q i_c, zależne od $\frac{h_H}{h}$, są dobierane z nomogramu normy palowej $\left(S_q = 1 + \frac{D_1}{D}\beta_q;\ S_c = 1 + \frac{D_1}{D}\beta_c\right)$.

Zagłębienie sprężyste pala oblicza się ze wzoru

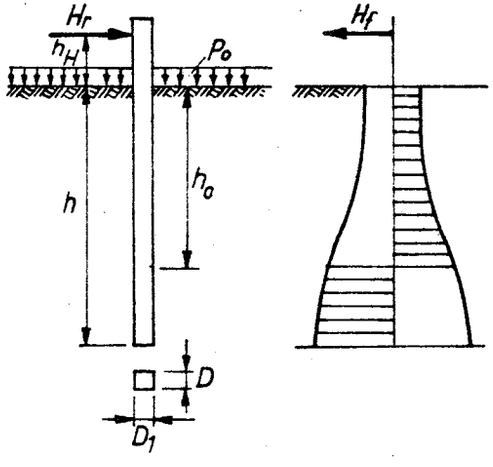
$$h_s = \sqrt[n+4]{\frac{4EJ}{k_x D}\, h^n} \tag{5.21}$$

gdzie:

EJ – sztywność giętna pala,

k_x – współczynnik podatności bocznej gruntu liczony według wzoru normy palowej, w zależności od rodzaju gruntu i jego stanu oraz jednorodności bądź uwarstwienia gruntu zalegającego na wysokości zagłębienia pala [$kN \cdot m^{-3}$],

D_1 – długość przekroju pala mierzona w kierunku równoległym do działania siły.



Rys. 5.20. Schemat obliczeniowy do określania nośności bocznej gruntu

Obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych muszą uwzględniać niejednorodność gruntu i stopień naruszenia gruntu w trakcie wykonania pala. Stosowany w tym obliczeniu współczynnik S_n podaje norma w zależności od sposobu wprowadzenia pala w grunt.

Pale sztywne o głowicach swobodnych wymiaruje się na obliczeniowy maksymalny moment zginający według wzoru

$$M_{max} = H_r(h_H + h_n) \tag{5.22}$$

w którym:

H_r, h_H – oznaczenia jak na rysunku 5.20,

$h_n = 0{,}4\, h_s$.

W przypadku pali wiotkich (tj. gdy $h \geqslant 3h_s$) z głowicą swobodną maksymalny moment zginający M_{max} w palu wyznacza się ze wzoru

$$M_{max} = H_r(h_H + h_s N_1)N_3 \qquad (5.23)$$

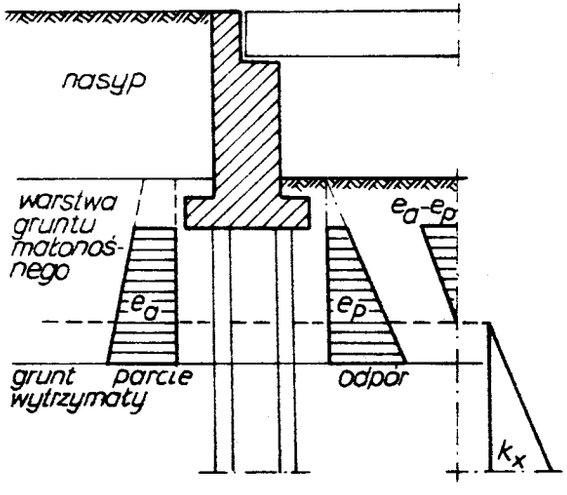
gdzie:

H_r, h_s, h_H – oznaczenia jak wyżej,

N_1, N_3 – współczynniki zależne od stosunku h_H/h_s z normy palowej.

Przemieszczenie osi pala wiotkiego w poziomie terenu powinno spełniać warunek

$$y_o \leqslant y_d. \qquad (5.24)$$



Rys. 5.21. Schemat do obliczania dodatkowego parcia gruntu na pale w przypadku zalegania małonośnej warstwy gruntu

Wartość y_d powinna być podana w projekcie technicznym fundamentu palowego. W przypadku braku tej wartości przyjmuje się $y_d = 1{,}0$ cm. Wpływ grupy pali na nośność boczną pala pomija się, jeśli odległość między osiami pali jest większa od trzech średnic (szerokości) pala w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku działania siły lub jest większa od sześciu średnic (szerokości) pala w płaszczyźnie równoległej do kierunku działania siły.

Projektując ściany oporowe, przyczółki mostowe, nabrzeża i inne konstrukcje na palach oblicza się nośność boczną pali z uwzględnieniem możliwości wystąpienia dodatkowego parcia na pale wywieranego przez warstwę małonośną zalegającą pod nasypem, składowiskiem lub budowlą (rys. 5.21).

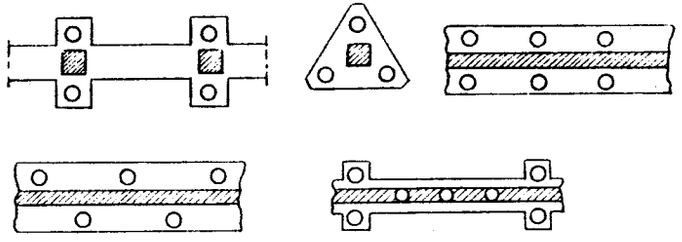
Przez grunty małonośne należy w tym przypadku rozumieć piaski pylaste o $I_D \leqslant 0{,}33$ oraz namuły i grunty spoiste o $0{,}5 < I_L < 1{,}0$.

5.7. Rozmieszczenie pali pod stopami, ławami i płytami

Obciążenia budowli przekazywane są na pale za pomocą stóp, ław i płyt. Kształt i wymiary stóp, ław lub płyt zależą od liczby i rozmieszczenia pali. Poziom założenia podstawy płyty, ławy lub stopy projektuje się zależnie od rodzaju budowli. W budowlach o konstrukcji słupowej stopy nie mogą być oparte na jednym palu, nawet gdyby jego nośność odpowiadała obciążeniu słupa. Zastrzeżenie wypływa stąd, że nie ma pewności, czy pal będzie pogrążony w grunt ściśle pionowo i czy należy się liczyć z możliwością przesunięcia osi pala względem osi projektowanej o maksimum 10 cm. Słup można oprzeć na dwóch palach tylko wtedy, kiedy zapewniona będzie możliwość powiązania kilku sąsiednich stóp w jedną sztywną całość. Zaleca się zatem projektować pod słupy co najmniej trzy pale, niezależnie od ich nośności. Zalecenie to jednak nie dotyczy pali o dużych średnicach. W fundamentach ścian lub szeregu słupów liczba rzędów rozmieszczenia pali powinna wynosić co najmniej 2, a rozstawienie pali w rzędach stosuje się parami lub mijankowo. Rozmieszczenie pali pod stopami i ławami pokazano na rysunku 5.22. Jeśli stopa lub ława ma dużą sztywność, to pale rozkłada się równomiernie pod ich całą podstawą. Przy mniejszej sztywności stóp, ław czy płyt pale można skupić pod bezpośrednim ich obciążeniem, przy czym należy w tym przypadku dążyć do możliwie jednakowego nacisku na pale.

Najmniejszy rozstaw między osiami sąsiednich pali nie powinien być mniejszy niż 3 średnice pala. Zaleca się również, aby rozstaw pali w grupie nie przekraczał 6 średnic pala. W gruntach niespoistych zbliżenie pali wbijanych powiększa ich nośność na skutek zagęszczenia gruntu, nato-

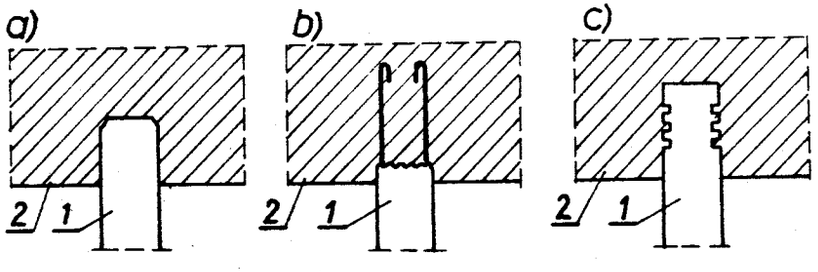
miast w gruntach spoistych wzajemne oddziaływanie rozpoczyna się od rozstawu pali między osiami, równego 6 średnicom pala. W przypadku obciążeń statycznych najbardziej dotychczas powszechnie przyjmowany jest rozstaw między osiami pali około 3,5 średnic pala, i nie mniej niż 1,0 m.



Rys. 5.22. Rozmieszczenia pali pod stopą i ławami

Odległość osi pala od krawędzi ławy, stopy czy płyty nie powinna być mniejsza od jego średnicy. Głowicę pala drewnianego zabetonowuje się w elementach wiążących pale na głębokość 20-30 cm, głowicę pala żelbetowego prefabrykowanego wpuszcza się w beton tych elementów na 30 cm albo rozkuwa się głowicę pala i wprowadza podłużne zbrojenie na 30 cm. Przy palach formowanych w gruncie wprowadza się zbrojenie podłużne na 30 cm do ław, stóp lub płyt.

Rozstaw osiowy pali (o średnicy do 0,55 m) pod fundamentem maszyny powinien wynosić 4,5 – 5 średnic pala. Sposoby połączenia głowicy pala z płytą wieńczącą przedstawia rysunek 5.23.

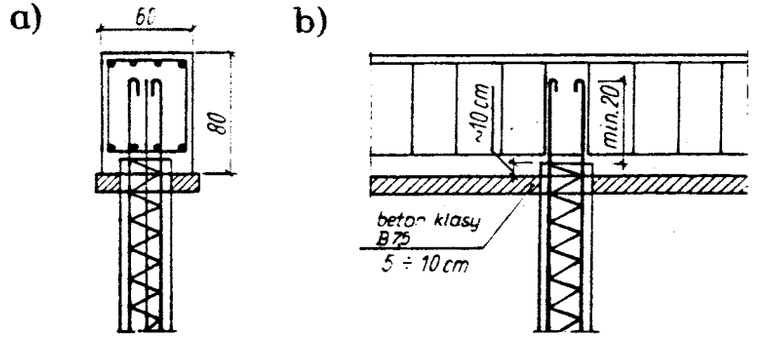


Rys. 5.23. Możliwości połączenia głowicy pala z płytą wieńczącą: 1 – pal, 2 – płyta wieńcząca głowicę pala; a) pal wciskany, b), c) pal wciskany i wyciągany

5.8. Projektowanie stóp, ław lub płyt na palach

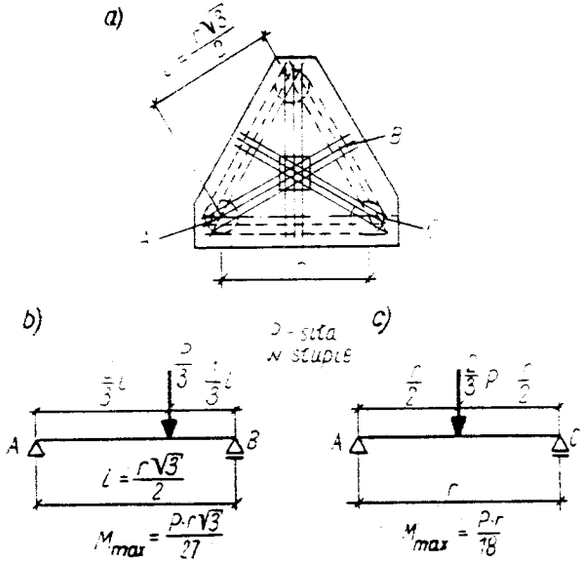
Projektując stopy, ławy lub płyty na palach należy przestrzegać następujących zasad:

- podstawa elementu wiążącego pale powinna być w planie możliwie mała,
- wysokość elementu wiążącego powinna zapewnić bezpieczne przekazanie obciążenia zewnętrznego na pale oraz należyte zakotwienie głowic pali,
- w przypadku stosowania pali drewnianych może wyniknąć potrzeba obniżenia podstawy stopy, ławy lub płyty poniżej poziomu wody gruntowej; zagłębienie tych podstaw w wodzie powinno wynosić minimum 50 cm, co zapewni stałe zanurzenie materiału pala w wodzie gruntowej,
- stopy, ławy lub płyty na palach powinny być dostatecznie sztywne, aby następowało równomiernie oddanie nacisku konstrukcji na poszczególne pale,
- układ zbrojenia w stopach, ławach lub płytach na palach powinien sprzyjać równomiernemu przekazaniu nacisku na poszczególne pale,
- stopę na palach projektuje się jako stopę o powierzchniach równoległych – górnej i dolnej; zbroi się stopę tylko na dole,
- wysokość stopy na palach powinna być większa od połowy odległości osiowej sąsiednich pali,
- stopy, ławy i płyty na palach wykonuje się z żelbetu o klasie betonu B20 lub B25. Przykład zastosowania pali w ławie żelbetowej pokazano na rysunku 5.24.



Rys. 5.24. Zakotwienie pali w ławie żelbetowej: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny

Nie ma ustalonych metod obliczania stóp, ław lub płyt na palach. Momenty zginające i siły poprzeczne w tych elementach można obliczyć z wystarczającą dla praktyki dokładnością, wprowadzając schematy prostych, statycznie wyznaczalnych belek (rys. 5.25). Projektując ławy na palach można przyjmować nacisk jednostkowy przekazywany na ławę jak do obliczeń nadproży, zgodnie z wymogami technicznymi. Zbrojenie w ławie na palach wykonuje się jako ciągłe, górą i dołem, bez odginania prętów. W przypadku jednak gdy na ławę na palach działają większe miejscowe naciski, trzeba wprowadzać pręty odgięte w celu przejęcia sił ścinających.



Rys. 5.25. Stopa na trzech palach: a) zbrojenie, b) schemat statyczny belki AB, c) schemat statyczny belki AC

5.9. Sprawdzanie udźwigu pali za pomocą wzorów dynamicznych

Wzory dynamiczne umożliwiają wyznaczenie udźwigu pala na podstawie obserwacji jego zagłębiania pod uderzeniem młota. Wywodzą się one z zasady zachowania energii i newtonowskiej teorii zderzenia. Wzorów tych jest wiele i różnią się one między sobą stopniem uwzględnienia sprężystości pala i gruntu. Stosowanie jednego ze znanych wzorów dynamicznych jest dopuszczalne, jeżeli grunt na 1,5-krotną głębokość wbicia pala jest niespoisty i przepuszczalny. Według normy można praktycznie przyjąć, że wzory dynamiczne nie nadają się do gruntów spoistych.

Zalecanymi wzorami są:

- wzór Brixa

$$P = \frac{h Q^2 q}{F_d e (Q+q)^2}, \tag{5.25}$$

gdzie:

- P – nośność pala [kN],
- h – skok młota (wysokość opadania) [m],
- Q – obciążenie od młota [kN],
- q – obciążenie od pala i ewentualnie nadstawki ustawionej na palu przy wbijaniu [kN],
- F_d – współczynnik bezpieczeństwa przyjmowany 3-4,
- e – wartość wpędu [m];

- wzór Eytelweina

$$P = \frac{h Q^2}{F_d e (Q+q)} + \frac{(Q+q)}{F_d}. \tag{5.26}$$

Można także stosować wzór, w którym odrzuca się drugi składnik wzoru (5.26). Współczynnik bezpieczeństwa we wzorze (5.26) przyjmuje się 6-10.

Wzór zalecany w normie PN-83/B-02482

$$N_d = \frac{E}{c + eL}, \tag{5.27}$$

w którym:

- c – wpęd pala pod wpływem ostatniego uderzenia bijaka (średnia z ostatnich 30 cm wbijania) [m],
- e – sprężyste odkształcenie pala, gruntu i kołpaka na 1 m długości pala, uzależnione od wpędu c, e=f(c) [m/m],
- L – długość pala lub rury obsadowej [m].

Odkształcenie sprężyste pala określa się ze wzoru

$$e = \left(\frac{E}{N_c^o} - c\right)\frac{1}{L}, \tag{5.28}$$

gdzie:

E – energia uderzenia młota [kNm],

N_c^o – dopuszczalne obciążenie na pojedynczy pal, wyznaczone na podstawie próbnego obciążenia.

Poza wzorem (5.28) można stosować wzór

$$N_d = \frac{\eta E}{(c + c_1) F_d}, \tag{5.29}$$

jednak gdy są spełnione warunki wymienione poniżej w punktach a) i b).

We wzorze (5.29) mamy:

η – współczynnik wyzyskania energii wbijania pala, przyjmowany według zalecenia

$$\frac{M}{M + P} \leqslant \eta < 1,$$

przy czym:

M – ciężar bijaka [kN],

P – ciężar pala lub wbijanej rury obsadowej z korkiem betonowym [kN],

c_1 – odkształcenie pala i gruntu pod wpływem ostatniego uderzenia młota [m].

a) Warunki stosowania wzoru dynamicznego. Wzory dynamiczne stosuje się w następujących przypadkach:

- pal na 0,5 długości od podstawy zagłębiony jest w gruntach niespoistych,
- wartości c oraz c_1 według pomiarów wykonanych na placu budowy,
- w co najmniej trzech przypadkach (różne place budów) wykonywania pali tego samego rodzaju przy użyciu sprzętu tego samego typu, uzyskano dla tych samych wartości η oraz F_d współczynniki cechowania p spełniające relację

$$0{,}8 \leqslant p \leqslant 1{,}2.$$

b) Wyznaczona na podstawie wzorów (5.27) i (5.29) wartość N_d musi spełniać warunek

$$Q_r \leqslant 0{,}8\, N_d,$$

gdzie Q_r jak we wzorze (5.1).

Współczynnik cechowania p oblicza się ze wzoru

$$p = \frac{N_c^o}{N_d}. \tag{5.30}$$

5.10. Sprawdzenie nośności pali fundamentowych w terenie

Próbne obciążenie pali wykonuje się w celu sprawdzenia obliczeń ze względu na stan graniczny nośności lub stany graniczne nośności i użytkowania. Projekt próbnych obciążeń jest częścią projektu palowania.

Próbne obciążenia wciskające i wyciągające projektuje się na siły równe, półtorakrotnej wartości nośności pala. Natomiast próbne obciążenia boczne projektuje się na siły co najmniej półtorakrotnie wyższe od obciążenia charakterystycznego pala. Próbnemu obciążeniu (wciskaniu lub wyciąganiu) poddaje się następującą liczbę pali:

- co najmniej 2 pale, gdy w skład fundamentu wchodzi do 100 pali,
- co najmniej 1 pal na każde rozpoczęte dalsze 100 pali, przy więcej niż 100 palach.

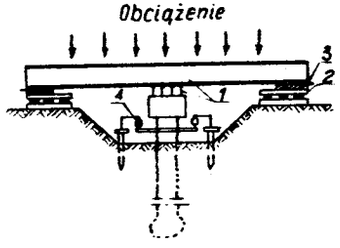
Gdy podłoże można podzielić na strefy geotechniczne, próbnemu obciążeniu poddaje się 1 pal w każdej strefie. Odstęp wzajemny pali próbnie obciążanych wynosi minimum 4 D i nie powinien być mniejszy niż 3,0 m.

W praktyce spotykane są następujące sposoby próbnego obciążenia:

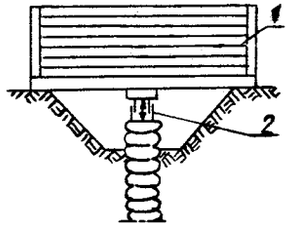
- obciążenie bezpośrednie pala balastem (rys. 5.26) – sposób najbardziej kłopotliwy,
- obciążenie siłownikiem hydraulicznym umieszczonym między głowicą pala a balastem (rys. 5.27),
- obciążenie siłownikiem hydraulicznym umieszczonym między głowicą pala a konstrukcją zastępującą balast (rys. 5.28).

Sposób ten można zastosować, gdy w bliskim sąsiedztwie istnieją konstrukcje czy urządzenia, do których można przymocować konstrukcję

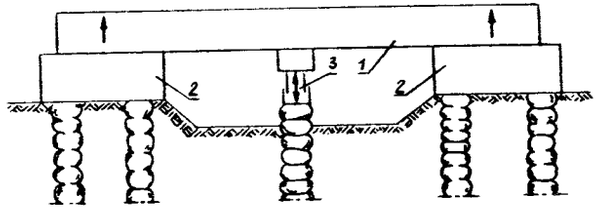
przejmującą siły skierowane do góry, wywołane siłownikiem hydraulicznym.



Rys. 5.26. Bezpośrednie obciążenie pala balastem: 1 – dźwigary, 2 – klatki z podkładów kolejowych lub bali przejmują ewentualne obciążenie mimośrodowe, 3 – kliny zapewniające osiowe działanie obciążenia, 4 – czujniki



Rys. 5.27. Schemat obciążenia siłownikiem umieszczonym między obciążeniem a głowicą pala: 1 – obciążenie, 2 – siłownik hydrauliczny



Rys. 5.28. Obciążenie siłownikiem hydraulicznym umieszczonym między konstrukcją oporową a głowicą pala: 1 – konstrukcja oporowa umocowana do sąsiednich fundamentów, 2 – blok na 4 palach, 3 – siłownik

Gdy budowla posadowiona jest na małych wiązkach palowych (do 4 pali) i obciążenie na pal przypada do 250 kN, zaleca się przeprowadzać próbne obciążenie całej wiązki pali. Wykonując fundament pod precyzyjne urządzenia o małych dopuszczalnych osiadaniach należy poddać próbnemu obciążeniu chociaż 1 pal znajdujący się pod danym fundamentem.

W przypadku wyznaczania nośności pali pozostałych po wyburzonych budowlach lub pali wykorzystanych po okresie paroletniej przerwy od czasu zapuszczenia ich w grunt, poddaje się próbnemu obciążeniu pale w miejscach występowania najniekorzystniejszych warunków gruntowych i największych przewidywanych obciążeń. W takich przypadkach próbnemu obciążeniu poddaje się co najmniej:

- 2 pale, gdy powierzchnia palowania jest mniejsza niż 900 m^2,
- 1 pal na każde rozpoczęte 500 m^2, przy powierzchni większej niż 900 m^2.

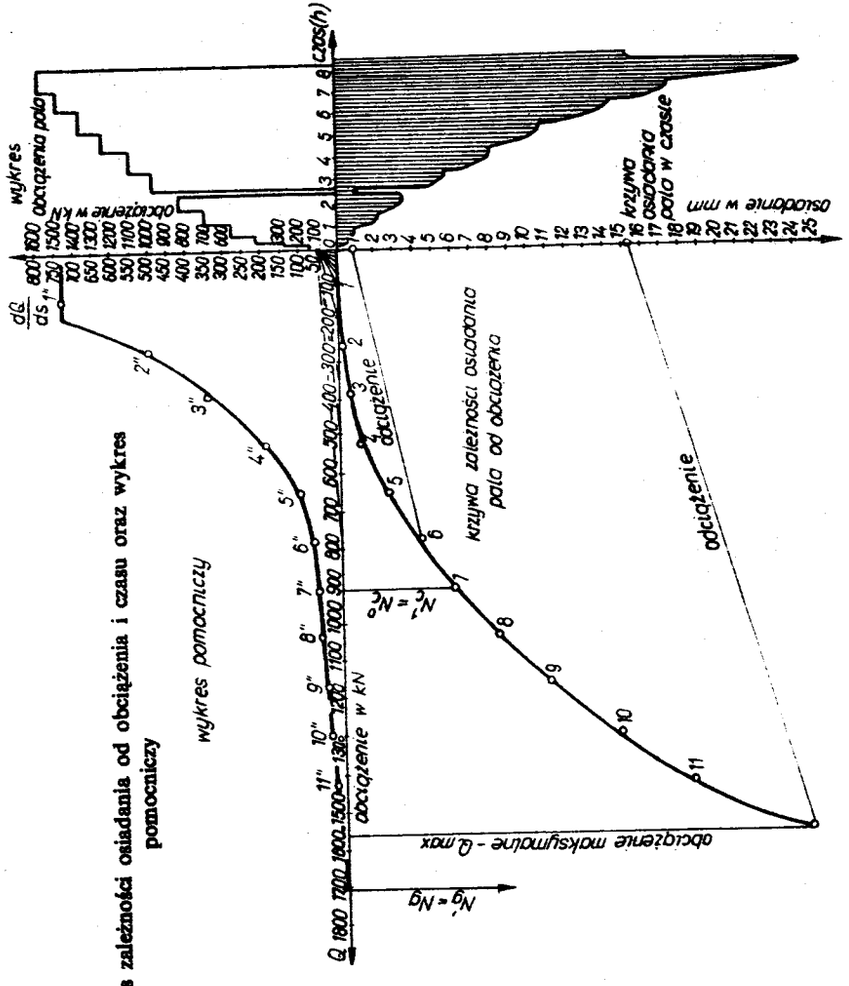
Urządzenia do sprawdzania nośności pali w terenie składają się z urządzeń obciążających i pomiarowych.

Najkorzystniejsze jest wykonanie próbnego obciążenia pala za pomocą siłowników hydraulicznych (rys. 5.27 i 5.28). Stosując kilka siłowników hydraulicznych należy je podłączyć do jednej pompy.

Dokumentacja badań nośności pali zawiera:

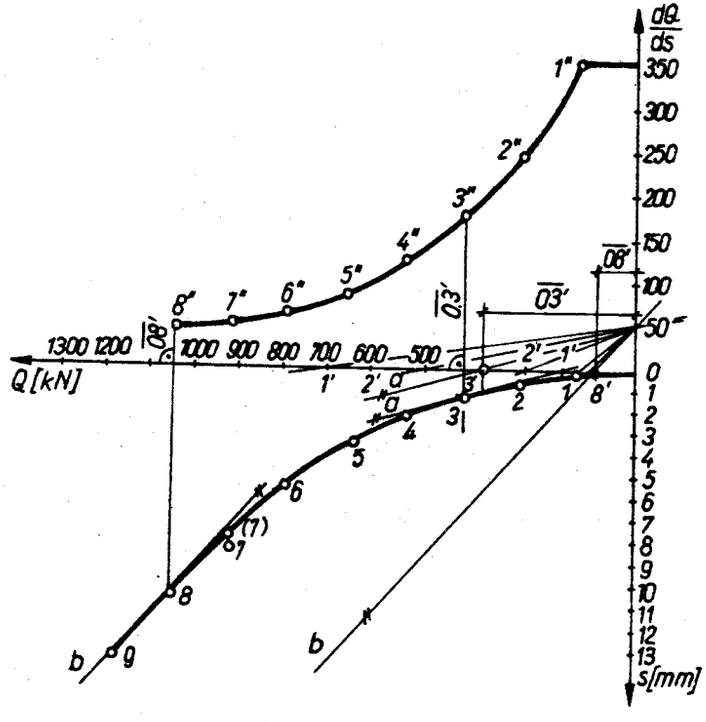
- plan sytuacyjny budowli z siatką palowania i zaznaczeniem pali próbnie obciążonych, przekroje geotechniczne z rzędnymi głowic i podstaw badanych pali, opis techniczny budowli i badanych pali, dzienniki wbijania próbnych pali (lub dzienniki formowania pali w gruncie),
- zestawienie wyników pomiarów wstępnych, protokół próbnego obciążenia pali sporządzony według określonego wzoru, dziennik osiadania (lub podnoszenia) pala według ustalonego wzoru,
- wykres zależności osiadania (podnoszenia, przesunięcia) pala od wielkości obciążenia i czasu osiadania, a ponadto wykres pomocniczy $\frac{dQ}{ds} = f(Q)$, (rys. 5.29).

Podziałki do graficznej interpretacji próbnego obciążenia do stosowania na wykresie pomocniczym są podane w tablicy normy palowej. Wykres pomocniczy $\frac{dQ}{ds} = f(Q)$ (rys. 5.30) sporządza się następująco: przez punkt o wartości 50 na osi pionowej prowadzi się proste równoległe do stycznych do krzywej zależności osiadania pala od obciążenia w punktach odpowiadających poszczególnym stopniom obciążenia pala; odcinki zawarte między początkiem układu współrzędnych a punktami przecięcia równoległych z osią obciążeń odpowiadają wartościom $\frac{dQ}{ds}$ w badanych punktach (np. $\overline{08}'$ na rys. 5.30); końce tych odcinków odłożonych na prostych prostopadłych do osi obciążenia i przechodzących przez odpowiednie punkty styczności są punktami wykresu pomocniczego.



Rys. 5.29. Wykres zależności osiadania od obciążenia i czasu oraz wykres pomocniczy

Przyrosty obciążenia pali wciskanych powinny wynosić $\left(\frac{1}{8} - \frac{1}{12}\right)N_r$, pali zaś wyciąganych $\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{20}\right)N^w$.



Rys. 5.30. Konstrukcja wykresu pomocniczego $\frac{dQ}{ds} = f(Q)$

Dla próbnych pali wciskanych zakończenie osiadań można przyjąć w chwili, gdy średni przyrost osiadania w dwu kolejnych okresach dziesięciominutowych jest nie większy niż 0,05 mm. Każdy stopień obciążenia próbnych pali wyciąganych utrzymuje się przez 10 minut dla gruntów niespoistych i 20 minut dla gruntów spoistych.

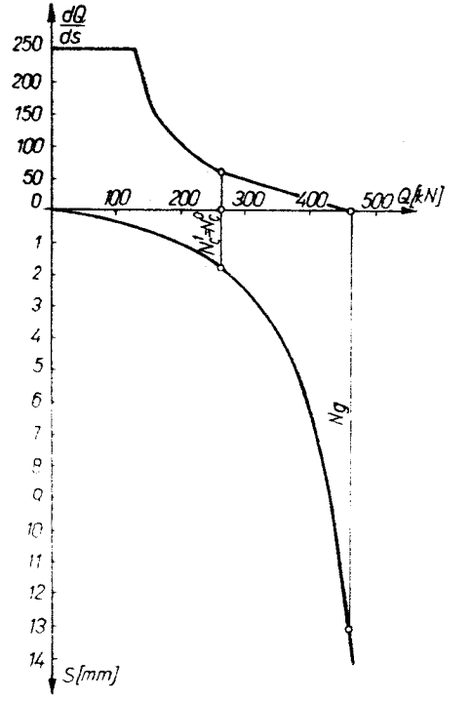
Warunek stanu granicznego nośności uznaje się za spełniony, gdy

$$Q_r \leqslant kN_c^o \quad , \tag{5.31}$$

w którym:

k – współczynnik korekcyjny z tablicy normy palowej,

N_c^o – obciążenie wyznaczone z analizy wykresów na rysunkach 5.31 i 5.32, odpowiadające początkowi pierwszego lub drugiego prostoliniowego odcinka wykresu pomocniczego.



Rys. 5.31. Wykres typu a próbnego obciążenia wciskającego

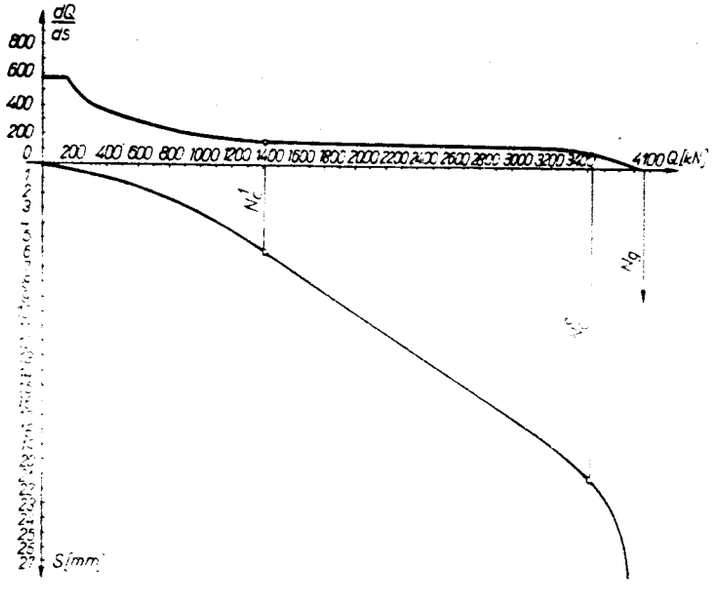
Odcinki prostoliniowe na rysunkach 5.31 i 5.32 opisuje się równaniem

$$dQ = n_3 Q + n_4 , \tag{5.32}$$

gdzie:

n_3, n_4 – parametry prostej.

Jeżeli na wykresie pomocniczym $\frac{N_c^1}{N_g^1} \geqslant 0{,}4$, to krzywa osiadania pala jest krzywą typu a, czyli $N_c^o = N_c^1$.



Rys. 5.32. Wykres typu b próbnego obciążenia wciskającego

Jeżeli zaś $\frac{N_c^1}{N_g^1} < 0{,}4$, to krzywa osiadania pala jest krzywą typu b, czyli $N_c^o = Q_{max}$.

Wartości N_g^1 wyznacza się z wykresu według wzoru

$$N_g^1 = -\frac{n_4}{n_3}, \tag{5.33}$$

w którym:

$$n_3 = \frac{dQ_B - dN_c^1}{Q_B - N_c^1}, \qquad n_4 = dN_c^1 - n_3 N_c^1 ,$$

przy czym obciążenie Q_B odpowiada ostatniemu punktowi prostoliniowego odcinka wykresu pomocniczego.

Sprawdzenie ze względu na stan graniczny użytkowania polega na obliczeniu osiadania grupy pali na podstawie modułów odkształcenia E_o wyznaczonych z krzywej na rysunku 5.29 dla sił nie większych od kN_c^o, przy czym współczynnik korekcyjny k przyjmuje się z tablicy normy palowej.

Obliczeniowe obciążenie przy próbnym wyciąganiu pali oblicza się ze wzoru

$$Q_r^w \leqslant 0{,}6\, N^w, \qquad (5.34)$$

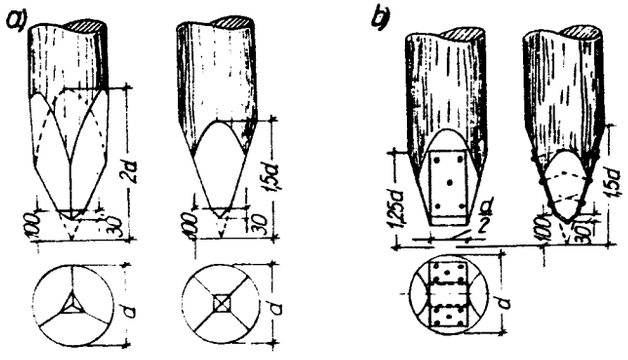
gdzie N^w – graniczne wyciągające obciążenie pala, wyznaczone z krzywej zależności podnoszenia od obciążenia.

5.11. Wykonanie pali gotowych

5.11.1. Pale drewniane i stalowe

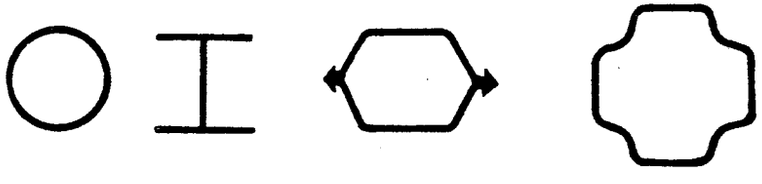
Pale drewniane wykonuje się z drewna sosnowego lub świerkowego, powinny one mieć średnicę nie mniejszą niż 20 cm dla konstrukcji czasowych i 25 cm – dla stałych. Drewno na pale powinno być proste, o zbieżności nie większej niż 1 cm na 1 m długości, o gęstych słojach bez skrętów włókien, bez chorych sęków i bez podłużnych oraz obwodowych pęknięć. Powinno ono pochodzić z wyrębu zimowego ostatniego roku. Pnie okorowuje się a następnie wyrabia ostrze w sposób pokazany na rysunku 5.33. Przy wbijaniu pali w grunty żwirowe lub gliniaste, z pewną ilością kamieni, dolny koniec pala wzmacnia się grotem stalowym z blachy grubości 3 mm. Głowicę pala okuwa się pierścieniem z płaskownika 20x(40 – 100) mm. Do 6,0 m głębokości przyjmuje się pale o średnicy 25 cm, na każdy zaś dalszy 1 m zagłębienia powiększa się średnicę o 1,5 – 2,5 cm. Przyjmuje się nośność pali drewnianych do 250 kN. Pale drewniane dają się łatwo obrabiać, mają stosunkowo nieduży ciężar objętościowy. Ich wadą jest krótki okres trwałości w przypadku posadowienia powyżej zwierciadła wody oraz możliwość zniszczenia trzonu pala przy wbijaniu. Przy wbijaniu pali drewnianych stosunek ciężaru bijaka

do ciężaru pala powinien być nie mniejszy niż 1,5; zaleca się jednak 2,0. Stosowanie pali drewnianych jest kosztowne ze względu na deficyt drewna.



Rys. 5.33. Zaostrzony koniec drewnianego pala: a) w gruntach luźnych, b) w gruntach zwartych

Pale stalowe stosuje się u nas w przypadkach wyjątkowych, ze względu na oszczędność stali. Wykonuje się je z rur stalowych, dźwigarów dwuteowych szerokostopowych i szyn kolejowych oraz ze specjalnych profilów (rys. 5.34). Pale stalowe mają zastosowanie przede wszystkim w przypadkach przejścia przez grunty, w których mogą być przeszkody w postaci kamieni, gruzu lub starych fundamentów.



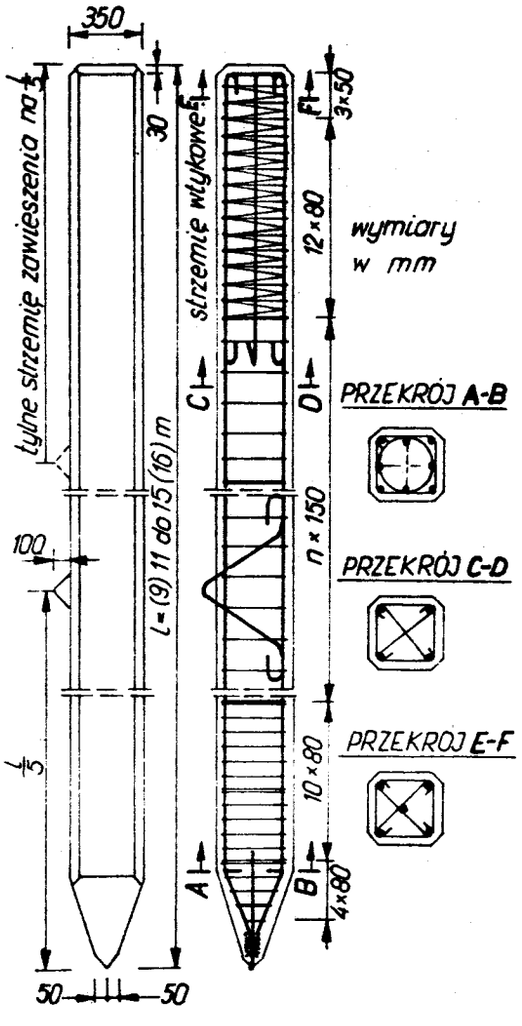
Rys. 5.34. Najczęstsze przekroje poprzeczne pali stalowych

Rury stalowe, o średnicy do 40 cm, opuszcza się zwykle jako rury mające zamknięte dno, o średnicy zaś większej od 40 cm, jako rury z otwartym dnem. Po wpuszczeniu rury na potrzebną głębokość i po usunięciu urobku, w przypadku opuszczania z otwartym dnem, wypełnia się rurę

betonem. Zaletą pali stalowych jest duża wytrzymałość, łatwość przedłużania oraz lekkość.

5.11.2. Pale żelbetowe prefabrykowane niesprężone

Pale żelbetowe wykonuje się jako pale o przekroju kwadratowym lub prostokątnym, z lekko ściętymi narożami, o bokach 20 – 40 cm. Klasa stosowanego betonu wibrowanego w palach powinna być co najmniej od B 20 do B 25. Orientacyjnie można przyjąć, że przekrój poprzeczny wkładek stalowych powinien wynosić 2 – 3% powierzchni przekroju poprzecznego pala. Wkładki podłużne o średnicy od 16 do 28 mm umieszcza się w narożach. Wkładki o większych przekrojach umieszcza się na obwodzie i wiąże się je strzemionami o średnicy 6 – 8 mm. Strzemiona na obu końcach pala są zagęszczone ze względu na to, że na końcach powstają największe naprężenia od uderzeń bijaka kafaru (rys. 5.35). Obciążenie własne pojedynczego pala nie powinno przekraczać udźwigu wciągarek stosowanych kafarów. W naszych warunkach uważa się obecnie, że 6 000 kg stanowi górną granicę ciężaru pala. Dla ułatwienia zabierania pala z placu i ustawiania go przy kafarze wyposaża się pal w uchwyt ze stali okrągłej o przekroju zależnym od ciężaru pala. Po ustawieniu pala przy kafarze uchwyt obcina się palnikiem. Głowica pala zakończona jest tępo, z tym że jej powierzchnia powinna być prostopadła do osi podłużnej pala. W czasie wbijania głowica pala jest narażona na silne uderzenia i dlatego musi być zabezpieczona od rozbijania. W górnej części pala zaleca się założyć 4 wkładki spiralne ze stali o średnicy 6 mm. Można również wzmocnić głowicę pala trzema kratkami ze stali o średnicy 6 – 8 mm. Każda kratka zespawana jest z prętów ułożonych w prostopadłych do siebie kierunkach, po 5 sztuk, przy czym górna kratka ma wąsy długości 25 cm, potrzebne do silnego utwierdzenia w trzonie betonowym. Przed rozpoczęciem wbijania nasadza się na pal hełm ochronny. Jako materiał sprężynujący pod hełmem można stosować trociny, szmaty lub zużyte kawałki lin konopnych oblepione gliną. Ostrze pala wymaga odpowiedniego ukształtowania, wyrabia się to ostrze w postaci klina lub ostrosłupa. W praktyce spotyka się wiele sposobów wzmocnienia ostrza pala. Często wzmacnia się ostrze przez skupienie w nim dolnych końców wkładek narożnych i ich zespawanie.



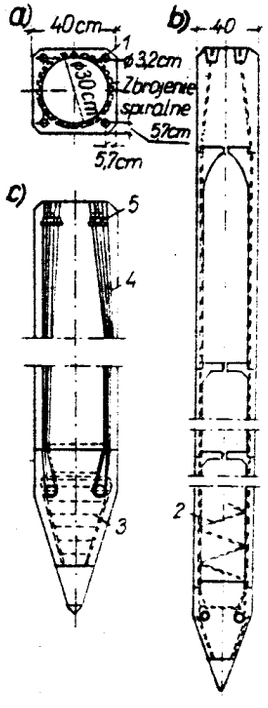
Rys. 5.35. Pal żelbetowy prefabrykowany

la. Ostrze pala strunobetonowego dobetonowuje się po stwardnieniu betonu i obciążeniu strun. Aby umożliwić wykonanie ostrza pala, zabetonowuje się w palu pięć wystających prętów o średnicy 16 – 18 mm, do których przyspawa się „trzewik".

Pale sprężone stalą prętową zbrojone są podobnie jak pale prefabrykowane nie sprężone. Zbrojenie główne składa się z 4 prętów o średnicy 12 – 32 mm umieszczonych w narożach pala. Gdy istnieje potrzeba zastosowania większej liczby wkładek, należy wkładki umieścić na obwodzie pala. Ostrze pala formuje się przez przyspawanie prętów zbrojenia głównego do specjalnego pręta osadzonego w osi ostrza i wychodzącego z deskowania.

Pale kablobetonowe (rys. 5.37) spręża się kablami splecionymi z drutów stalowych, których liczbę i średnicę dobiera się w zależności od potrzeby siły naciągu. Pale kablobetonowe można podzielić na pale ciągłe i odcinkowe.

Pale sprężone są lżejsze niż pale żelbetowe. Stosując je oszczędza się około 25% stali, zapobiega się powstaniu włoskowatych pęknięć oraz umożliwia się przenoszenie obciążeń dynamicznych. Po latach obniża się sprężenie wstępne pali wskutek pełzania betonu i relaksacji stali.

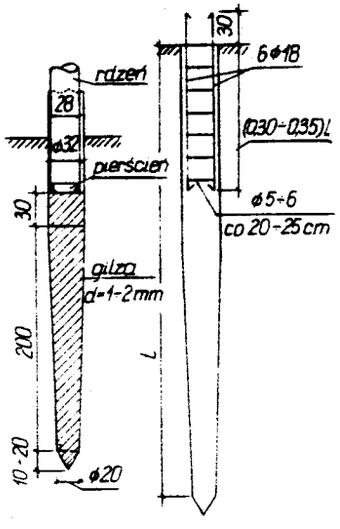


Rys. 5.37. Pal kablobetonowy: a) przekrój poprzeczny, b) widok boczny, c) przekrój podłużny; 1 – kanaliki, 2 – spiralne strzemiona, 4 – kable, 5 – płytki kotwiące

5.11.4. Pale Raymonda

Wykonanie pali Raymonda polega na wbiciu w grunt rury płaszczowej za pomocą stożkowatego rdzenia, usunięciu rdzenia po wbiciu rury, którą pozostawia się w gruncie, i zabetonowaniu rury płaszczowej. Rdzenie są dwudzielne lub trójdzielne. Rura płaszczowa wykonana jest z blach grubości 0,75 mm; ma spiralne wyżłobienie, do którego wtło-

czony jest drut. Średnica płaszcza w dolnym końcu wynosi 20 cm dla pali długości około 11,0 m. Pochylenie rury płaszczowej wynosi około 1,5% z każdej strony. Brak specjalnego sprzętu do wbijania tych pali spowodował, że przekształcono u nas ten typ pala. Wprowadzono kształt walcowy pala, a jedynie w dolnej części zachowano kształt stożkowy (rys. 5.38). Po przygotowaniu gilzy wypełnia się ją w dolnej części betonem, tj. na długość stożka i przynajmniej na 30 cm części walcowej. Po stwardnieniu betonu wprowadza się do gilzy dębowy rdzeń o średnicy 28 – 29 cm, długości takiej, aby jego wierzch wystawał ponad rurę. Po wbiciu pala na potrzebną głębokość rdzeń usuwa się, a gilzę zabetonowuje się po uprzednim umieszczeniu słupa zbrojeniowego z prętami o średnicy 16 mm, powiązanymi strzemionami o średnicy 6 mm, rozstawionymi co 20 cm. Nośność pali tego typu można przyjmować do 400 kN.



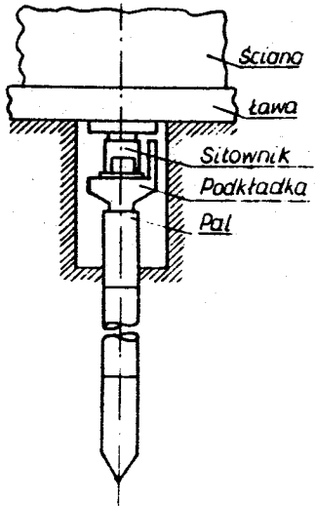
Rys. 5.38. Pal Raymonda

Zalety tych pali są następujące: w gruntach nawodnionych gilza zabezpiecza przed przenikaniem błota i wody do pala oraz chroni beton przed wodami agresywnymi, uzyskuje się trwały pal żelbetowy mający podczas wbijania ciężar niewiele większy od pala drewnianego, pal można obejrzeć od wewnątrz po wbiciu i stwierdzić ewentualne uszkodzenia gilzy bądź zanieczyszczenia jej wnętrza, gilza z cienkiej blachy pozwala na łatwe i szybkie skrócenie lub wydłużenie pala.

Podczas stosowania tych pali może dojść do zgniecenia gilzy i powstania wstrząsów przy wbijaniu.

5.11.5. Pale Mega

Pale odcinkowe Mega należą do pali wtłaczanych w grunt. Składają się one z odcinków długości 60, 80 lub 100 cm, o przekroju kolistym lub kwadratowym z otworem w środku. Każdy odcinek może być wykonany jako betonowy, w gilzie blachy stalowej grubości 1 – 1,5 mm, albo jako żelbetowy, uzbrojony 4 prętami o średnicy 12 – 16 mm, powiązanymi strzemionami o średnicy 4 – 6 mm, o skoku 10 cm. Stosowane w praktyce średnice pali wynoszą 22 – 30 cm. Pierwszy odcinek ma ostrze stożkowe. Styki odcinków należy wykonać ściśle prostopadle do osi pala. Odcinki w gilzach blaszanych są połączone kołnierzowymi występami blachy. W palach z otworami w środku wprowadza się w otwór pręt stalowy, po czym po zakończeniu wtłaczania otwór z prętem zapełnia się zaprawą. Pale tego typu stosuje się w przypadku wzmocnienia istniejących fundamentów, ponieważ istnieje możliwość oparcia siłownika hydraulicznego (rys. 5.39). Istniejący fundament podkopuje się na długości około 1,0 m i na głębokość 1,2 – 1,3 m. Ustawia się dolny odcinek pala zakończony ostrzem, a na nim podkładkę rozszerzoną ku górze. Na podkładce opiera się siłownik podstawą o podkładkę, a tłokiem o żelbetową płytę. Płyta żelbetowa nałożona jest na zaprawie cementowej na oczyszczony spód fundamentu. Po wciśnięciu części odcinka pala zwalnia się siłownik, ustawia dalsze dolne podkładki i powtarza się zabieg aż do wtłoczenia odcinka pala. Po wtłoczeniu odcinka pala zwalnia się siłownik i ustawia następny odcinek itd. Po osiągnięciu przewidzianego nacisku zaklinowuje się poszerzoną podkładkę z górną żelbetową płytą, a następnie zwalnia i wyjmuje siłownik. Na miejsce usuniętego siłownika ustawia się klocek betonowy i zaklinowuje go do górnej żelbetowej płyty. Po tym zaklinowaniu zwalnia się zaklinowanie poprzednie.



Rys. 5.39. Wykonanie pala Mega

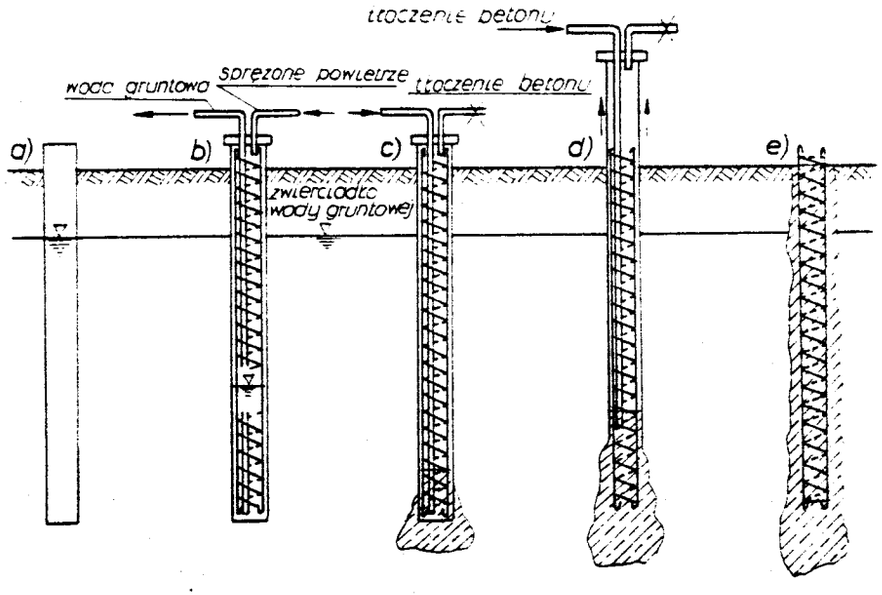
Można przyjąć, że nośność pali Mega wynosi 200 – 400 kN. Pale Mega dają się łatwo wykonać, łatwo jest też określić ich udźwig na każdej głębokości pogrążenia. Istnieje możliwość produkowania odcinków tych pali oraz możliwość zastosowania pali do wzmocnienia istniejących fundamentów. Transport pali Mega jest tani.

Pale Mega trudno utrzymują się w pionie w trakcie ich wykonywania.

5.12. Pale formowane w gruncie

5.12.1. Pale Wolfsholza

Formując pale Wolfsholza wykonuje się najpierw otwory wiertnicze przy użyciu rur o średnicy 30 – 50 cm. Po zagłębieniu rury w grunt na żądaną głębokość wprowadza się rurę kontrolną, o średnicy 4 cm, w celu odprowadzenia wody. Następnie przykrywa się rurę szczelną czapką połączoną przewodami z inżektorem i sprężarką (rys. 5.40).



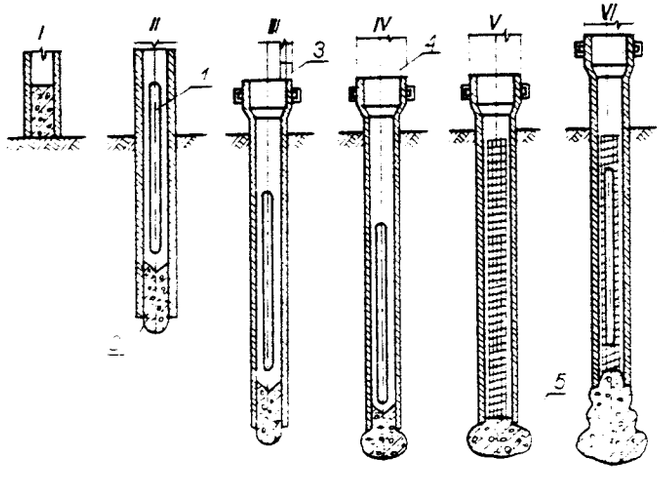
Rys. 5.40. Kolejne fazy wykonania pala Wolfsholza: a) pogrążanie rury obsadowej, b) zawieszenie słupa zbrojeniowego, usunięcie wody gruntowej działaniem sprężonego powietrza, c) tłoczenie betonu pod ciśnieniem i formowanie podstawy pala, d) formowanie trzonu pala i podnoszenie rury obsadowej działaniem ciśnienia wewnętrznego, e) gotowy pal

Początkowo tłoczy się do rury obsadowej, poprzez rurę kontrolną, sprężone powietrze w celu usunięcia znajdującej się w niej wody. Następnie przewodem tłoczy się do rury beton pod ciśnieniem 500 – 700 $kN \cdot m^{-2}$. Początkowo z betonu tworzy się korek, który pod dalszym działaniem ciśnienia formuje się w nieco rozszerzoną podstawę. Następnie wprowadza się słup zbrojeniowy z 4 – 8 prętów o średnicy 14 – 16 mm, powiązany strzemionami, o średnicy 5 – 6 mm w odstępach co 15 – 25 cm. Po dokonaniu tych czynności podciąga się rurę obsadową tak, aby beton w rurze pozostawał na wysokości co najmniej 50 cm. Z kolei zmniejszając ciśnienie wprowadza się dalsze porcje betonu (około 120 l) aż do zakończenia pala. W zależności od średnicy rury obsadowej nośność pali tego typu dochodzi do 700 kN. Stosowanie pali Wolfsholza ma pewne zalety, np.: betonowanie trzonu pala odbywa się bez wody w rurze obsadowej, podczas wykonania pala nie ma wstrząsów. Wadą jest konieczność użycia skomplikowanego sprzętu, możliwość powstawania wybrzuszenia pala w gruntach słabonośnych i wypchnięcia rury obsadowej na zewnątrz oraz konieczność pilnowania wydajności i ciśnienia sprężarki.

5.12.2. Pale Franki

Rurę obsadową o średnicy 40 – 50 cm, a ostatnio nawet 80 cm, ustawia się w miejscu projektowanego pala i wrzuca porcję betonu o małej zawartości wody (rys. 5.41). Bijakiem stalowym, o obciążeniu 30 – 40 kN, beton w rurze jest ubity i tworzy się korek związany z rurą przez tarcie. Podczas dalszych uderzeń korek posuwa się w głąb gruntu i pociąga za sobą rurę. Gdy pomiar wpędu wykaże, że podstawa pala doszła do gruntu o wystarczającej wytrzymałości mechanicznej, wówczas liny, które dotychczas były luźno doczepione do uchwytów rury, zostają mocno naciągnięte i rura obsadowa unosi się do góry, a korek betonowy zostaje wypchnięty z rury pod uderzeniami bijaka. Po uformowaniu podstawy pala wstawia się do rury zbrojenie z 6 prętów o średnicy 16 mm, połączone strzemionami o średnicy 6 mm, o skoku co 15 cm. Dalej dorzuca się beton w takiej ilości, aby korek zawsze sięgał ponad dolną krawędź rury, przynajmniej na 40 cm. Zbrojenie powinno wystawać z pala na 40 – 50 cm, by można było powiązać pal ze stopą lub płytą na palach. Przyjmuje się nośność pali 600 – 900 kN. Pale Franki charakte-

ryzują się dużym udźwigiem, dobrze zagęszczają grunt, można je szybko wykonać i można wielokrotnie użyć rur obsadowych. Z użyciem tych pali mogą się także wiązać pewne kłopoty, np. istnieje możliwość powstawania silnych wstrząsów, może łatwo dojść do przerwania trzonu pala i zniszczenia zbrojenia przez opadający z wysokości 3 – 8 m bijak, może też wedrzeć się do rury woda gruntowa i uniemożliwić dalsze wykonanie pala.



Rys. 5.41. Schemat wykonania pala Franki: 1 – bijak, 2 – korek betonowy, 3 – łata pomiarowa, 4 – liny wyciągowe, 5 – podstawa pala

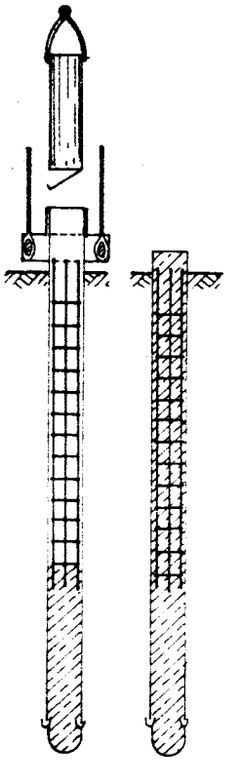
5.12.3. Pale Simplex

Pale Simplex wykonuje się ubijając beton w rurze obsadowej i jednocześnie podciągając rurę do góry. Różnica między palem Simplex a palem Franki polega na tym, że rurę wbija się bijakiem, pobijając w głowicę pala zabezpieczoną hełmem. Na dolnym końcu rury znajduje się zamiast korka ostrze zamykające rurę od dołu. Ostrze wykonuje się z odlewu stalowego, żelbetu lub jako spawane z blachy. Przy podnoszeniu rury ostrze pozostaje w gruncie. Beton do rury przenoszony jest kubełkiem z otwartym dnem i ubijany bijakiem o masie ~ 300 kg (rys. 5.42). Długość pala waha się w granicach 7 – 15 m, średnica stosowanych rur obsadowych wynosi 30 – 60 cm. W korzystnych warunkach gruntowych nośność pali tego typu dochodzi do 600 kN.

Ulepszone pale Simplex, znane pod nazwą Standard, są betonowe przy użyciu sprężonego powietrza. Obsadowa rura jest zamykana od góry szczelną pokrywą, przez którą dostarcza się betonową mieszankę za pomocą sprężonego powietrza o ciśnieniu 0,5 – 0,6 MPa. W miarę betonowania rura obsadowa podnosi się samoczynnie.

5.12.4. Pale Vibro

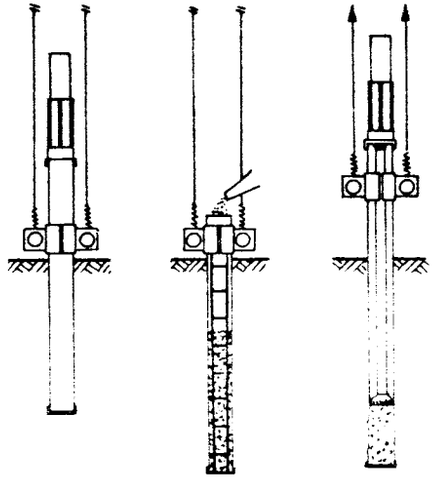
Wykonanie pali Vibro polega na ustawieniu rury obsadowej – średnicy 406 – 620 mm, długości do 10 m – na stożku lub płaskiej płycie zamykającej rurę od spodu i na zagłębieniu jej w grunt przy użyciu bijaka o masie 2,5 – 3,0 t. Po wbiciu rury do ustalonego wpędu wprowadza się zbrojenie pala i wypełnia rurę obsadową mieszanką betonową (rys. 5.43).



Rys. 5.42. Formowanie pala Simplex

W celu uzyskania konsystencji plastycznej lub półciekłej dodaje się do mieszanki domieszki uplastyczniające typu Hydrobet lub Kultanit. Rura obsadowa jest wyciągana przy użyciu specjalnego młota częstotliwościowego lub wibratora. Stal zbrojeniowa chroni pal przed jego przerywaniem przy podrywaniu rury obsadowej. Przymocowany do rury wibrator powoduje zagęszczenie mieszanki betonowej i gruntu. Nośność pali tego typu dochodzi do 600 kN. Do wykonania pali Vibro stosuje się lekki kafar produkcji krajowej typu „KP-2", wyposażony w specjalny osprzęt lub kafar typu „KPF-24", przeznaczony do formowania pali Vibro. Pale te można wykonać szybko, dobra jest jakość betonu, którą uzyskuje się dzięki wibracji, da się też

z wyprzedzeniem określić nośność pala na podstawie pomiaru wpędu rury obsadowej.



Rys. 5.43. Formowanie pali Vibro

5.12.5. Pale Fundex

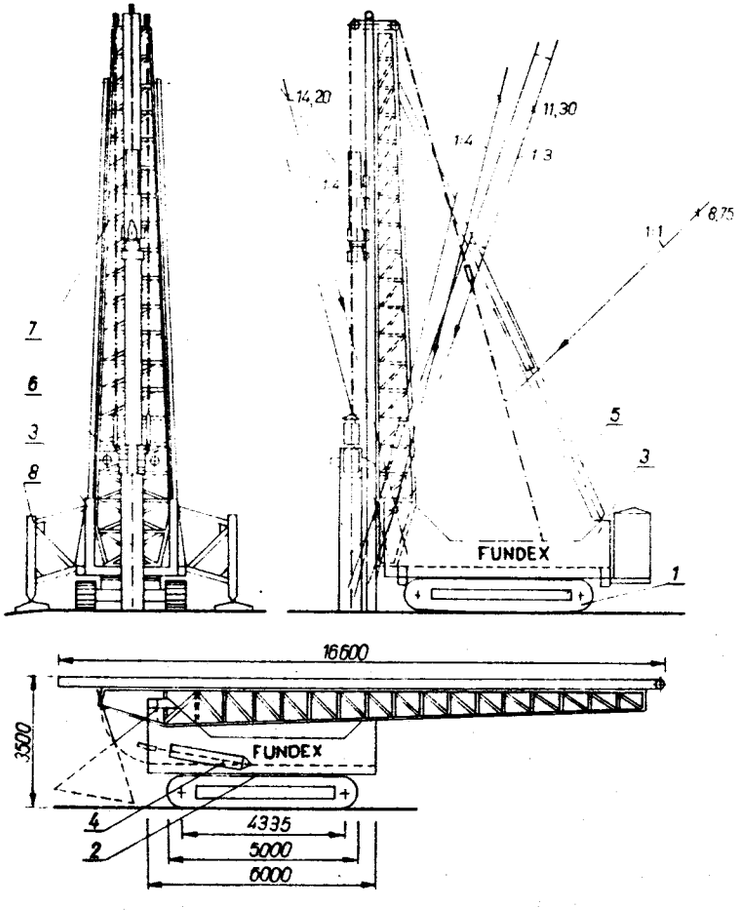
Palownicą holenderską Fundex można wykonać 3 rodzaje pali:
- wbijane pale prefabrykowane,
- formowane pale Vibrex (przy użyciu wibratora),
- formowane pale Fundex (przy użyciu stołu wiertniczego).

Wiercenie pali Fundex powoduje w czasie wkręcania i wciskania rury obsadowej rozpychanie i zagęszczenie gruntu.

Na rysunku 5.44 przedstawiona jest palownica Fundex, którą można wykonać pale wiercone długości do 23 m, przy możliwym do uzyskania nachyleniu pali 4:1 lub 3:1.

W początkowej fazie wykonania pala Fundex zaciska się rurę wiertniczą za pomocą szczęk, a następnie ustawia się ją w osi projektowanego

pala. W dolnej części rury instaluje się wieniec z zębami, które powinny trafiać w gniazda specjalnego stożka. Pod rurą zakończoną zębatym wieńcem ustawia się stożek, opuszcza się rurę na stożek i rozpoczyna wiercenie. Po wkręceniu rury na głębokość 1,5 m wiercenie się przerywa, zwalnia zaciski i przesuwa stół wiertniczy do góry, a następnie mocuje zaciski i ponownie wierci 1,5 m.



Rys. 5.44. Palownica uniwersalna Fundex z osprzętem do wykonywania pali Vibrex: 1 – pojazd gąsienicowy, 2 – wieniec obrotowy, 3 – nadwozie palownicy, 4 – cylindry do podnoszenia wieży, 5 – ramiona stężające, 6 – wieża, 7 – świeca, 8 – przednia podpora

Podczas wiercenia nacisk osiowy wynosi 200 kN, a moment obrotowy 320 kNm. Ten proces powtarza się wielokrotnie do osiągnięcia żądanej głębokości. Następną czynnością jest sprawdzenie czy nie ma wody w rurze, dostatecznego zbrojenia i mieszanki betonowej. W dalszej kolejności następuje wyciągnięcie rury obsadowej. Aby poszerzyć trzon pala podciąga się rurę do góry, a następnie wciska w grunt, przy czym ruchy w górę muszą być większe niż w dół. Ruchy takie pozwalają na stopniowe wyciągnięcie rury i uformowanie pala.

Zalety pali Fundex są następujące: praca palownicy jest cicha, palownica jest samojezdna i łatwo przesuwa się na nowe stanowiska pracy na budowie, za pomocą manometrów określa się łatwo opór gruntu a tym samym i nośność pala wierconego, grunt z rury nie jest wybierany.

5.13. Pale o dużych średnicach

Pale o dużych średnicach, ponad 0,6 m, są formowane w gruncie. Charakteryzują się one dużą sztywnością. Wykonanie ich jest opłacalne wówczas, gdy używa się odpowiednich maszyn i urządzeń.

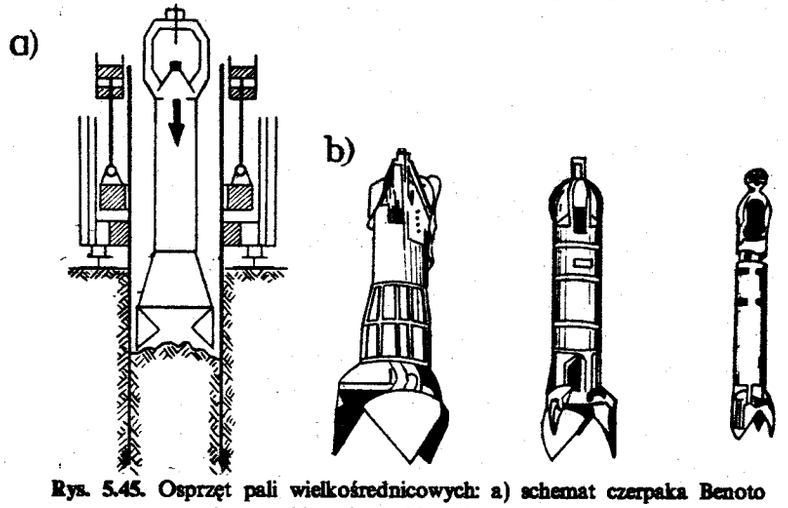
Wśród wielu metod zagłębiania pali o dużych średnicach cztery mają szczególne znaczenie. Są to metody Benoto, Salzgitter (system udarowy i udarowo-ssący), Sihl i metoda wibracyjna.

Obliczeń nośności pionowej i bocznej, osiadania oraz konstruowania fundamentów na palach o średnicach 60 do 150 cm, formowanych metodami wiertniczymi, można dokonać na podstawie „Wytycznych techniczno-budowlanych projektowania i wykonywania pali wielkośrednicowych w obiektach mostowych" Ministerstwa Komunikacji z 1975 roku oraz normy PN-83/B-02482.

5.13.1. Metoda Benoto

Pale wykonane metodą Benoto mają średnicę od 0,6 do 1,5 m i długość dochodzącą nawet do 100 m. W wyniku współpracy francuskich przedsiębiorstw robót fundamentowych i zakładu budowy maszyn Benoto wyprodukowano maszynę całkowicie mechanizującą wiercenie pali fundamentowych w gruncie. Kafary – wiertnice Benoto mają dwie pary silników hydraulicznych, z których jedna służy do wciskania i wyciągania rury, druga do nadania jej niedużych ruchów obrotowych w obie strony, w płaszczyźnie poziomej. Praca maszyn polega na wywiercaniu otworu wiertniczego, o danej średnicy, na dowolną głębokość. W miarę opuszczania w grunt łączy się rury wiertnicze za pomocą specjalnych śrub. Dolny odcinek rury ma wycięte ostre zęby.

Pogrążanie rury w grunt następuje pod wpływem ciężaru rury oraz dzięki ruchom obrotowym nadawanym rurze przez maszynę. W potrzebie można stosować nacisk 100 – 120 kN za pomocą siłowników. Pod równoczesnym działaniem zmiennego ruchu obrotowego oraz siłowników dolny uzębiony odcinek rury przecina podłoże powodując pogrążanie rury obsadowej. W zależności od wytrzymałości mechanicznej podłoża grunt wchodzi do wewnątrz rury na głębokość od kilku centymetrów do kilku metrów (rys. 5.45a). Do wydobywania urobku z rury służą specjalne chwytaki przystosowane do pracy w każdym gruncie (rys. 5.45b).



Rys. 5.45. Osprzęt pali wielkośrednicowych: a) schemat czerpaka Benoto podczas wybierania urobku, b) chwytaki Benoto

Chwytak zawieszony na linie wbija się w grunt opadając na dno własnym obciążeniem. Po napełnieniu chwytaka jest on wyciągany do góry. Po wywierceniu otworu na żądaną głębokość wypełnia się rurę betonem plastycznym; jednocześnie wyciąga się rurę nadając jej ruch obrotowy. Świeży beton wywiera ciśnienie na grunt, przez co beton zespala się dob-

rze z gruntem. Ponieważ średnica pala jest duża i ciężar betonu jest duży nie należy obawiać się przerwania pala i nie należy wprowadzać zbrojenia podłużnego. Zbrojenie to należy założyć w górnej części pala, w celu powiązania z konstrukcją nadziemną. Nośność tych pali wynosi od 3,0 do 7,0 MN. Zalety metody są następujące: duża nośność pala, łatwość poruszania się maszyny Benoto, łatwość i szybkość montażu i demontażu maszyny, możliwość osiągnięcia dobrego gruntu pod podstawą pala, ograniczenie pracy ręcznej do minimum oraz możliwość pracy w pobliżu istniejących obiektów. Wadami metody Benoto są: duży ciężar kafaru – – wiertnicy, wysoka cena maszyny, niemożność wykonania otworów bez rurowania. Pale Benoto nie są w Polsce stosowane.

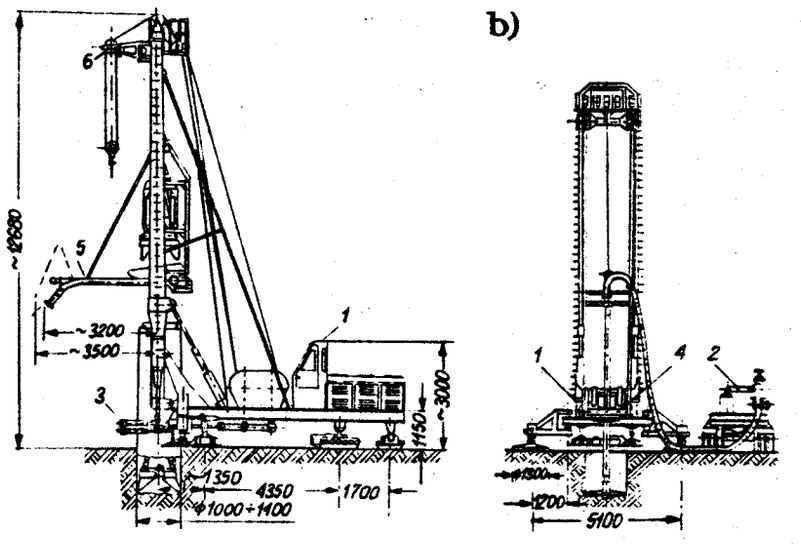
5.13.2. Palownica uniwersalna PPF

W Polsce wyprodukowano kilka urządzeń wiertniczych do budowy fundamentów. Jednym z nich jest palownica uniwersalna PPF-„Kujawy". Jest ona przeznaczona do budowy pali (słupów fundamentowych) o średnicach 80 – 140 cm, zagłębionych w grunt do 30 m. Uniwersalność maszyny polega na przystosowaniu do wiercenia czterema metodami: udarową, obrotową z lewą płuczką, obrotową z prawą płuczką oraz obrotową z okresowym usuwaniem urobku świdrem. Daje to możliwość wyboru metody posadowienia słupów najbardziej odpowiedniej dla miejscowych warunków hydrogeologicznych. Równocześnie z wierceniem można mechanicznie rurować otwór, a przy formowaniu pala odzyskiwać rurę.

Palownica składa się z maszyny podstawowej i osprzętów wiertniczych (rys. 5.46). Maszyna podstawowa ma następujące zespoły: podwozie kroczące, wieżę, układy napędowe i kabinę operatora. Na osprzęty wiertnicze składają się: osprzęt do wierceń udarowych, osprzęt do wierceń obrotowych z płuczką i osprzęt do wierceń obrotowych z usuwaniem urobku świdrem.

Osprzęt do wierceń udarowych składa się z mechanizmu rurowania, wybieraków dłutowych, łyżek ziemnych, dłut, rur obsadowych i mechanizmu odprowadzania urobku. Na osprzęt do wierceń obrotowych z płuczką składają się: stół obrotowy, rurowa żerdź z głowicą płuczkową, przewody płuczkowe, świdry i agregat strumieniowy. Agregat strumieniowy służy do usuwania zwiercin z otworu, gdy stosuje się metodą „lewej lub prawej płuczki".

Podczas wiercenia otworów o dużych średnicach podstawowy jest „lewy" obieg. „Prawy" natomiast jest przydatny do wiercenia otworów o mniejszych średnicach oraz do wypychania, płuczką pod ciśnieniem, przedmiotów, które zablokowują przewód w czasie wiercenia metodą „lewej płuczki". Rolę płuczki spełnia woda lub zawiesina.



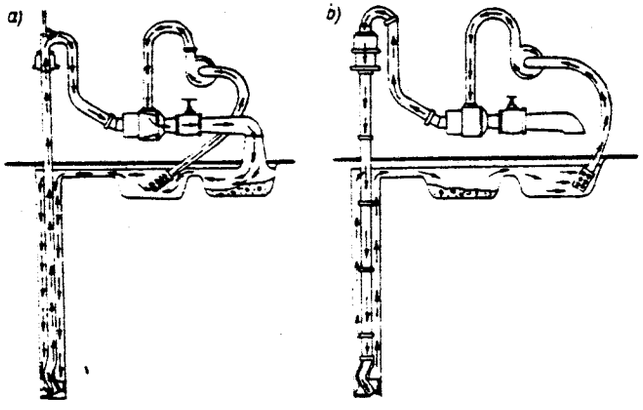
Rys. 5.46. Palownica uniwersalna PPF-„Kujawy": a) palownica z osprzętem do wierceń udarowych, b) palownica z osprzętem do wierceń obrotowych z płuczką (widok od przodu); 1 – maszyna podstawowa, 2 – strumienica, 3 – mechanizm rurowania, 4 – stół obrotowy, 5 – mechanizm odprowadzania urobku, 6 – żuraw

Kiedy stosuje się metodę „lewej płuczki", zwaną metodą obrotowo-ssącą, ciecz ze zwiercinami zasysana jest z dna otworu i jest przez żerdź oraz głowicę płuczkową kierowana do odstojników, z których po sedymentacji urobku powtórnie jest wprowadzana do wierconego otworu (rys. 5.47). W nim płuczka spływa na dno i porywa zwierciny, po czym jest wysysana na zewnątrz przez żerdź.

Gdy stosuje się metodę prawej „płuczki", ciecz zasysana z odstojników i tłoczona przez żerdź wypływa pod dużym ciśnieniem na dno otworu, unosi z niego zwierciny i wypływając na zewnątrz z otworu wraca do odstojników.

Osprzęt do wierceń obrotowych, podczas których okresowo usuwa się świdrem urobek, składa się ze stołu obrotowego, teleskopowej żerdzi,

świdrów talerzowych i kubłowych, rozszerzaka podstaw słupów fundamentowych i mechanizmu odprowadzania urobku. Kształt świdra dobiera się do warunków gruntowych.



Rys. 5.47. Schematy przepływu płuczki podczas wiercenia metodą obrotową: a) „lewą płuczką", b) „prawą płuczką"

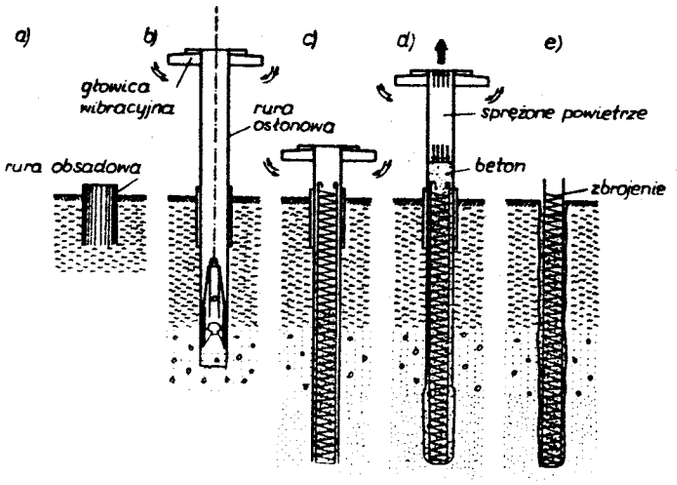
Podstawę pala powiększa się rozszerzakami, które mają noże rozchylane pod naciskiem żerdzi. Noże skrawają grunt i wgarniają zwierciny do pojemnika. Można projektować poszerzenie stopy pala wielkośrednicowego w gruntach spoistych, o konsystencji co najmniej twardoplastycznej ($I_L \leqslant 0{,}25$) oraz w miękkich skałach, o ile jest możliwe wykonanie podstawy na sucho. Rozmiary powiększonej podstawy pala wielkośrednicowego w obiektach mostowych powinny spełniać następujące warunki (rys. 5.10):

a) stosunek średnicy podstawy do średnicy trzonu $D_r : D \leqslant 3$,
b) kąt nachylenia do poziomu tworzącej części stożkowej pala $\alpha > 55°$,
c) wysokość części walcowej $a \geqslant 15$ cm.

5.13.3. Pale HW (Hochstrasser-Weise)

Pale HW są palami wierconymi w rurach o średnicy 42 do 150 cm. Przed rozpoczęciem właściwego wiercenia otworu w gruncie pogrąża się

krótką rurę obsadową, która spełnia rolę prowadnicy, a następnie za pomocą dźwigu ustawia się kolumnę rur i rozpoczyna wiercenie (rys. 5.48). Urządzenie do wykonania pali HW składa się z zestawu służącego do wiercenia otworu oraz do betonowania pala.



Rys. 5.48. Schemat wykonania pali HW: a) zapuszczenie rury obsadowej (prowadnicy), b) wiercenie otworu z użyciem głowicy wibracyjnej oraz chwytaka i dłuta lub odpowiedniej szlamówki, c) opuszczanie zbrojenia i swobodne betonowanie dolnej części pala, d) betonowanie pod sprężonym powietrzem (z wibracją) oraz wyciąganie rur, e) wykonany pal

Zestaw do wiercenia stanowią: głowica, rury, urządzenia wiertnicze, dźwig i sprężarka. Najistotniejszą częścią jest głowica, która jest płaską, podłużną platformą, zaopatrzoną na obu końcach w bloki zamachowe o łącznej masie 3 900 kg i o średnicy rur 90 cm. Głowica umieszczona w płaszczyźnie prostopadłej do osi rur wprowadzana jest w dwukierunkowy ruch obrotowo-wahadłowy przez oscylator uruchamiany sprężonym powietrzem. Obracając się o około 45° głowica uderza w odbój na rurze i wprowadza rurę w ruch. W tym samym czasie głowica wprowadzana jest w ruch powrotny, uderza ponownie w rurę i przesuwa ją w kierunku odwrotnym. Obrót rur, mierzony na ich obwodzie, wynosi od 4 do 15 cm, w zależności od rodzaju gruntu. Rury obsadowe poddane stałym i silnym uderzeniom głowicy znajdują się w ruchu zmiennym

obrotowo-wahadłowym oraz wibracyjnym. Działający w tym samym czasie ciężar głowicy i rur powoduje pionowy kierunek ruchu, a odpowiednio ukształtowane ostrze na dolnym końcu kolumny rur obsadowych ułatwia ich pogrążenie. Kolumna rur wiertniczych jest stale w ruchu. Ruch ma dwa wzajemne prostopadłe do siebie kierunki, co zmniejsza tarcie i wydatnie przyczynia się do szybkiego jej zagłębiania. Wydobywanie urobku z rur odbywa się za pomocą specjalnego chwytaka dostosowanego do pracy w rurach. Obciążenie od chwytaka jest duże i dla rur wiertniczych o średnicy 90 cm wynosi około 25 kN. Przy swobodnym spadku otwierają się szczęki chwytaka i uderzając nacinają grunt. W czasie wyciągania liny dźwigu zamykają się szczęki i chwytak unosi urobek. Wiercenia w gruntach nawodnionych wykonuje się za pomocą szlamówek (pomp piaskowo-żwirowych), zamykanych od dołu zaworem kulkowym. Obciążenie od szlamówki do wierceń o średnicy 90 cm wynosi około 13 kN.

Do betonowania pala służą: sprężarka, kosz, leje oraz przykrywy zamykające rury podczas betonowania sprężonym powietrzem. Po odwierceniu żądanej głębokości oraz oczyszczeniu dna opuszcza się do otworu zbrojenie pala, po czym rozpoczyna betonowanie betonem plastycznym. W otworach suchych opuszcza się beton w koszach, a w przypadku otworów wypełnionych wodą – za pomocą leja i rur teleskopowych do betonowania podwodnego. W następnym etapie betonuje się pod sprężonym powietrzem. Rury wiertnicze zamyka się za pomocą pokrywy stalowej, uszczelek gumowych i specjalnego zamka. Sprężarka wtłacza powietrze wytwarzające nadciśnienie $\sim 0{,}6\ \mathrm{MN \cdot m^{-2}}$. Równocześnie wprawia się głowicę w ruch obrotowy i rury wiertnicze pod działaniem wibracji i sprężonego powietrza są wypychane do góry.

Zalety wykonania pali HW są następujące: prostota urządzeń i odporność ich na jakiekolwiek uszkodzenia, łatwość dowiezienia wyposażenia w każdych warunkach prowadzenia budowy, duża precyzja lokalizacji i prowadzenia pala, możliwość przejścia podłoża w przypadku trudnych warunków gruntowych, duża nośność pali, dochodząca do 6 MN, oraz możliwość wykonania wierceń w pobliżu istniejących budowli, bez obawy ich uszkodzenia lub naruszenia pod nimi struktury podłoża gruntowego.

5.14. Mikropale

Mikropale wykonuje się w fundamentach przeznaczonych do systemów konstrukcyjno-montażowych z lekkich elementów prefabrykowanych stosowanych w budownictwie rolniczym. W systemach konstrukcyjnych o schemacie układu hali obciążenia na stopy są przenoszone przez słupy. Wartości statyczne potrzebne do projektowania fundamentów zależą od rozpiętości hali, wysokości technologicznej oraz od sposobu obudowy ścian. Wahają się w granicach: dla siły pionowej od 15 do 92 kN, dla siły poziomej od 7 do 24 kN i dla momentu statycznego od 12 do 16 kNm. W zależności od systemu, rozpiętości, jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża ($q_f = 0{,}1 - 0{,}3$ MPa) i głębokości posadowienia powierzchnie podstaw stóp wynoszą od 0,4 do 1,4 m^2, a objętość betonu w stopach monolitycznych od 0,2 do 1,2 m^3.

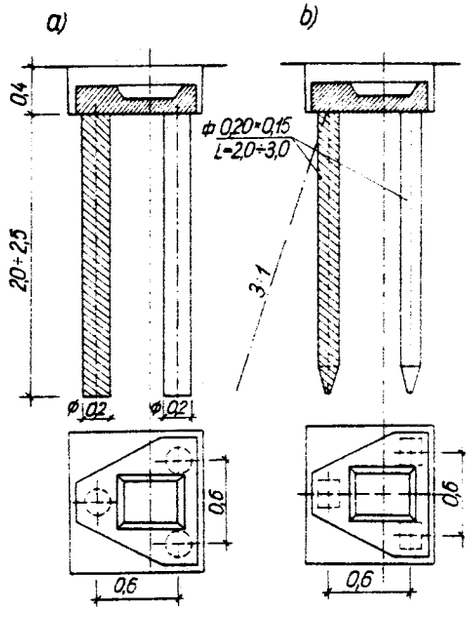
Rozwiązaniem pozwalającym, w wielu przypadkach, znacznie zmniejszyć zużycie betonu jest płytkie posadowienie stóp lub posadowienie na fundamentach mikropalowych w niekorzystnych warunkach wodno-gruntowych. Jako minimalną głębokość posadowienia płytkiego zaleca się przyjmować 0,5 m poniżej powierzchni terenu, a w przypadkach posadowienia na gruntach wysadzinowych lub w przypadkach konieczności wymiany gruntu można układać poduszki piaskowe lub grunt stabilizowany.

Mikropale mogą być betonowane w gruncie lub wbijane (rys. 5.49). Istotną zaletą mikropali betonowanych w gruncie jest możliwość wykonania otworów lekkimi wiertnicami i małe zużycie betonu. Mikropale betonowe (niezbrojone, rys. 5.49a) mają opartą na nich prefabrykowaną podstawę słupa. Objętość betonu w tych palach wynosi od 0,19 do 0,24 m^3. Mikropale wbijane mają tę zaletę, że łatwo są wbijane w grunt i jest możliwość stosowania pali ukośnych. Na rysunkach 5.49b przedstawiono fundament składający się z trzech mikropali z opartą na głowicach prefabrykowaną podstawą słupa. Objętość betonu w mikropalach wbijanych wynosi od 0,2 do 0,3 m^3.

Mikropale stosuje się wtedy, gdy warstwa przypowierzchniowa podłoża jest zbudowana z gruntów zróżnicowanych litologicznie, tak w profilu pionowym jak i poziomym, oraz wtedy gdy grunty mają zmienny stopień plastyczności lub zagęszczenia.

Jeśli zamierza się zaprojektować fundamenty na mikropalach, to warstwa przypowierzchniowa zbudowana na ogół z gruntów mało-

nośnych nasypowych czy też organicznych nie może przekraczać 2,0 m grubości. Pod nią natomiast zalegać powinna warstwa gruntu rodzimego o znacznej miąższości i wytrzymałości mechanicznej w stosunku do warstw zalegających wyżej. Mikropale stosowane w grupie (po trzy pale) mają głowice połączone stopą żelbetową, której podstawa usytuowana jest na głębokości co najmniej 0,5 m od powierzchni projektowanego poziomu terenu.



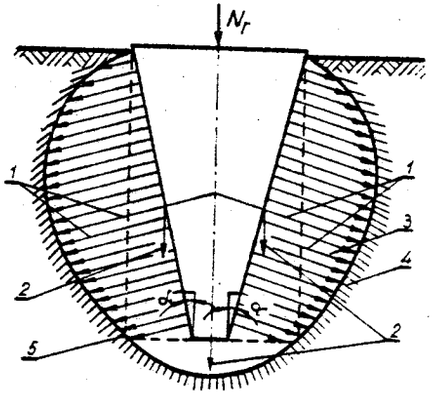
Rys. 5.49. Mikropale: a) betonowane w gruncie, b) wbijane

5.15. Pale jako fundamenty ostrosłupowe wysokich budynków

W celu maksymalnego wyzyskania nośności podłoża gruntowego, w przypadku potrzeby stosowania fundamentów palowych, można zastąpić pale (graniastosłupowe lub walcowe o średnicy do 60 cm) o zwykle stosowanych długościach palami krótszymi. Dzięki temu uzyskuje się

pełniejszą współpracę fundamentu palowego z podłożem. Zamiast pali dotychczas powszechnie stosowanych można zastosować pale ostrosłupowe, które pracują na rozpieranie w układzie klinowym (rys. 5.50). Pale tego rodzaju spełniają dwie funkcje:

a) zagęszczają grunt podłoża wokół pala w trakcie wbijania, zwiększając tym samym masę objętościową gruntu w granicach strefy zagęszczonej (wartości końcowe stopnia zagęszczenia zależą od wymiarów pala i naturalnej spójności gruntu),
b) przenoszą za pośrednictwem powierzchni bocznej niewielkie naciski normalne od obciążenia zewnętrznego.



Rys. 5.50. Rozkład sił wywieranych na podłoże gruntowe przez obciążony ostrosłupowy pal fundamentowy: 1 – ciśnienie normalne, 2 – kierunek osiadania pala, 3 – strefa odkształceń, 4 – granica strefy odkształceń, 5 – rzut powierzchni głowicy pala; N_r – obciążenie zewnętrzne

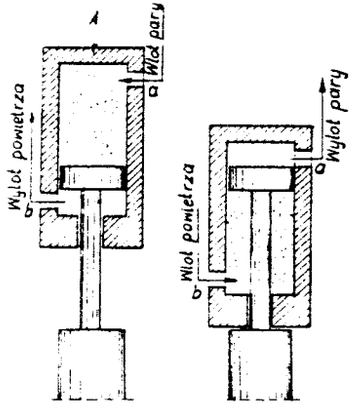
Pale ostrosłupowe stosuje się pod budynki wysokie od 5 do 15 kondygnacji. Pale wykonane jako przykładowe miały wymiary: przekrój poprzeczny – $0{,}7 \times 0{,}7$ m w górnej części i $0{,}1 \times 0{,}1$ m w dolnej części; długość 3,4 m. Pale wbijano w grunt za pomocą spalinowego bijaka kafarowego z elementem udarowym o obciążeniu 18 kN. Średnia liczba uderzeń bijaka przypadająca na jeden pal wynosiła 140 do 150.

Zastosowanie wiszących pali ostrosłupowych zamiast graniastosłupowych pozwala skrócić czas wbijania pali oraz wpływa na zmniejszenie zużycia stali i betonu.

5.16. Sprzęt do robót palowych

Do wbijania pali używa się kafarów o napędzie mechanicznym. Kafar mechaniczny składa się z dwóch części, z bijaka będącego właści-

wym elementem wbijającym pal oraz wieży zmontowanej na odpowiedniej podstawie lub podwoziu. Ponadto kafar jest wyposażony w niezbędne urządzenia do uruchamiania bijaków, a także do podnoszenia i prowadzenia pali. Kafary mogą być wciągarkowe z bijakiem wolnospadowym, którym jest blok stalowy, podnoszony za pomocą liny przy użyciu wciągarki o napędzie spalinowym, parowym lub elektrycznym. Pal wbija się opuszczając swobodnie bijak podniesiony na pewną wysokość ponad głowicę pala. Często stosowane są kafary z bijakami będącymi jednocześnie silnikami spalinowymi, których ruchoma część cylindra w miarę zasilania silnika w paliwo porusza się ruchem rytmicznym, pobijając głowicę pala (tab. 5.2).



Rys. 5.51. Bijak kafara parowego

Bardzo sprawnym urządzeniem do wbijania pali są bijaki parowe. Bijak parowy (rys. 5.51) składa się z dwóch zasadniczych części cylindra i tłoka. Jeśli do cylindra stalowego wpuścić przez otwór (a) parę pod ciśnieniem, gdy trzon tłoka oparty jest na głowicy pala, to cylinder (A) podniesie się do góry. Gdy przerwie się dopływ pary pozostawiając otwór (a) otwarty, to cylinder opadnie dzięki swojej masie, para natomiast będzie wypchnięta na zewnątrz. Para ponownie skierowana przez otwór (a) znów podniesie cylinder do góry. Czynność ta będzie się stale powtarzać. Cylinder, mający w dolnej części ciężki odlew, spadając uderza w pal i zagłębia go w grunt.

Istnieją również bijaki parowe o podwójnym działaniu, umożliwiające wprowadzenie pary kolejno po obu stronach tłoka, co zwiększa energię uderzenia. Działanie tych bijaków (rys. 5.52) wykorzystywane jest nie tylko do podnoszenia części uderzającej, lecz także do jej spadania. Liczba uderzeń dochodzi do 150 na minutę i więcej. Bijaki parowe o podwójnym działaniu można stosować do wbijania pali pod wodą. Można używać tych bijaków także do wyciągania pali, nie wyposażając ich w tym celu w żadne dodatkowe elementy.

Tabela 5.2.

KAFARY

Dane techniczne / Symbol	Przeznaczenie	Maksymalna długość pala [m]	Masa pala [kg]	Zakres pochylenia wieży	Moc maszyny [kW]	Masa bijaka [kg]	Masa kafara z osprzętem [kg]
1	2	3	4	5	6	7	8
„MS-1250" (bijak spalinowy)	do wbijania pali prefabrykowanych i drewnianych o średnicy większej od 300 mm oraz grodzic stalowych	do 12	1200 – 1500	do 24° od pionu	–	2340	–
„KB-7"	do wbijania grodzic przy wykonywaniu pionowej obudowy wykopów liniowych lub pali prefabrykowanych o średnicy do 300 mm	7 (długość grodzicy)	–	–	5,15	445	7232
„PPF – 21 K" (palownica)	do formowania pali żelbetowych o średnicy 1000 – – 1200 mm i nośności do 10 MN/pal	do 30 m	–	–	110	–	3300 z osprzętem do wierceń

cd. tabeli 5.2.

1	2	3	4	5	6	7	8
„KPF-24"	do formowania pali betonowych zwykłych lub zbrojonych za pomocą rur obsadowych ϕ 620, 508, 406 mm; nośność do 1,5 MN/pal	16-22	–	do 14° od pionu	110	4200 3600	33000 bez rury obsadowej i młota
„KP-33G"	do wbijania pali prefabrykowanych oraz stalowych grodzic	do 12	do 4000	5° do przodu i 11° do tyłu	46	2400	23000
„PG" (palownica)	palownice PG-31 i PG-41 do formowania pali	do 20	–	7° lub 15°	95	–	30500
		do 14	–	–	48 lub 92	–	21600
„KP-2"	do wbijania pali prefabrykowanych i innych; przystosowane do pracy na lądzie i wodzie	do 12	4000	do 5° do przodu i 15° do tyłu	15-elektryczny lub 13,2-spalinowy	–	8300

Wymieniając cechy charakterystyczne bijaków parowych podajemy: energię uderzenia w kiloniutometrach, obciążenie części uderzającej w kiloniutonach, wysokość opadania w metrach, ogólną masę bijaka w kilogramach i wymiary gabarytowe w metrach.

Energię uderzenia bijaka o pojedynczym działaniu oblicza się, uwzględniając straty, ze wzoru:

$$E = QHk,$$

gdzie:

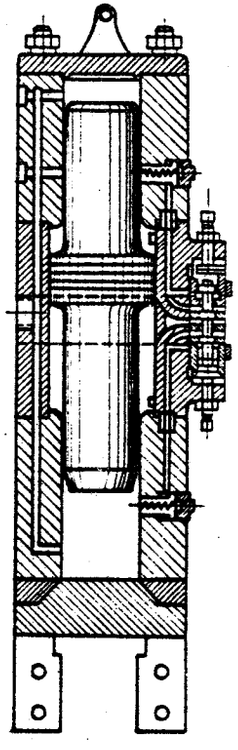
- Q – obciążenie uderzającej części bijaka [kN],
- H – wysokość opadania części uderzającej [m],
- k – współczynnik sprawności, który dla bijaków o pojedynczym działaniu wynosi 0,8 – 0,9.

Energię uderzenia bijaka o podwójnym działaniu określa się, uwzględniając straty, ze wzoru:

$$E = (0{,}9Q + pa)H,$$

gdzie:

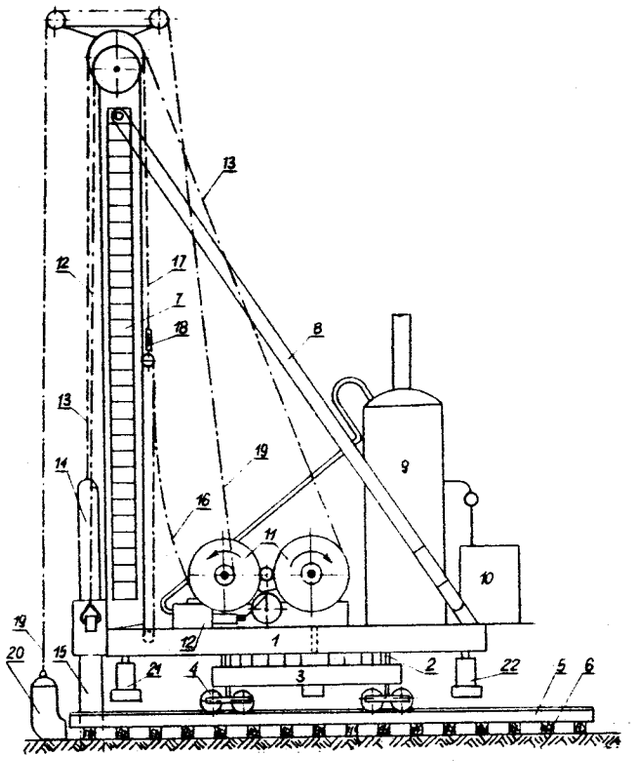
- H – wysokość przesunięcia tłoka [m],
- p – ciśnienie pary (sprężonego powietrza) [kPa],
- a – powierzchnia tłoka [m^2],
- Q – obciążenie uderzającej części bijaka [kN].



Rys. 5.52. Bijak parowy o podwójnym działaniu

Minimalna energia uderzeń bijaka o podwójnym działaniu powinna wynosić 3,0 – 6,0 Nm na każdy niuton obciążenia pala pogrążonego w grunt zagęszczony i 2,0 – 5,0 Nm w przypadku wbijania pala w grunt małonośny.

Do wbijania pali Franki stosuje się kafary skonstruowane specjalnie, odpowiednie dla dużych sił potrzebnych do wbijania i wyciągania rury obsadowej (rys. 5.53). Obecnie używa się często kafarów szybkoudarowych pneumatycznych. Energia kinetyczna części spadającej tych bijaków powiększona jest o energię rozprężania się powietrza.



Rys. 5.53. Schemat kafara na kołach: 1 – pomost, 2 – wałki, 3 – podwozie, 4 – wózki kołowe, 5 – szyny, 6 – podkłady, 7 – świeca, 8 – zastrzały, 9 – kocioł parowy, 10 – zbiornik wodny, 11 – bębny linowe, 12 – silnik parowy, 13 – lina główna (od bijaka), 14 – bijak, 15 – rura obsadowa, 16 – lina do zbłocza, 17 – lina wyciągowa, 18 – pająk, 19 – lina pojemnika do betonu, 20 – pojemnik do betonu, 21 – belka przednia, 22 – belka tylna

Urządzeniem służącym do wbijania w grunt i wyciągania z niego różnego rodzaju słupów, pali i rur oraz ścianki szczelnej typu „Larssen" jest także wibromłot eliminujący ciężką pracę ręczną i pozwalający zmechanizować różne roboty inżynierskie w sposób opłacalny. W zależności od rodzaju podłoża gruntowego i sposobu wbijania czy wyciągania elementu dobiera się odpowiedni typ wibromłota. Wibromłot ustawia się bezpośrednio na palu. Pale wwibrowywane najkorzystniej można zastosować w gruntach niespoistych nawodnionych i zagęszczonych, najtrudniej zaś w iłach plastycznych (tab. 5.3).

Tabela 5.3.

WIBROMŁOTY I ZESTAWY DO POGRĄŻANIA I WYRYWANIA GRODZIC

Dane techniczne / Symbol	Przeznaczenie	Moc silników [kW]	Liczba uderzeń [1/min]	Energia jednego uderzenia [J]	Masa [kg]	Współpraca z żurawiem
1	2	3	4	5	6	7
„WM-40"	do pogrążania i wyrywania z gruntu różnych elementów, głównie grodzic o grubości 10 mm i długości do 6,0 m	2×22 (elektryczne)	1380	190	286 z uchwytem	samojezdnym o udźwigu minimum 5 kN
„BC-91 VS"	do wbijania i wyrywania: rur osłonowych – w badaniach izotopowych gruntu. rur – w procesach zeskalania gruntu, szpilek igłofiltrowych; do wykonywania badań za pomocą sond	2,95 (spalinowy)	1000 – 1400	100	100	„Ż-2"
„ZU-20" zestaw uniwersalny	do wybijania i wyrywania grodzic i belek stalowych; do wbijania lekkich, prefabrykowanych pali żelbetowych	2×10 (elektryczne)	325	2450 – 4000	2700	o udźwigu 10-15 kN

cd. tabeli 5.3.

1	2	3	4	5	6	7
„ZP-10D" zestaw do pogrążania	do wbijania grodzic GZ-4, KS-7; przy wykonywaniu wykopów liniowych, do wbijania kształtowników o masie do 600 kg	10 (elektryczny)	367	1000	1031 (z uchwytem)	samochodowym o udźwigu 40 kN
„ZW-10D" zestaw do wyrywania	do wyrywania grodzic GZ-4, KS-7, stanowiących obudowę wykopów liniowych; do wyrywania innych kształtowników o masie do 600 kg	10 (elektryczny)	735	800	1087 (z uchwytem)	samochodowym o udźwigu minimum 40 kN
MWE-100 młot wibroudarowy	do wbijania i wyrywania grodzic stalowych GZ-4 i KS-7; młot ma zastosowanie na budowach o niewielkiej liczbie wbijanych grodzic.	10 (elektryczny)	–	880	1100	samojezdnym o udźwigu 45 kN przy wbijaniu

5.17. Wpłukiwanie pali i kolejność ich wbijania

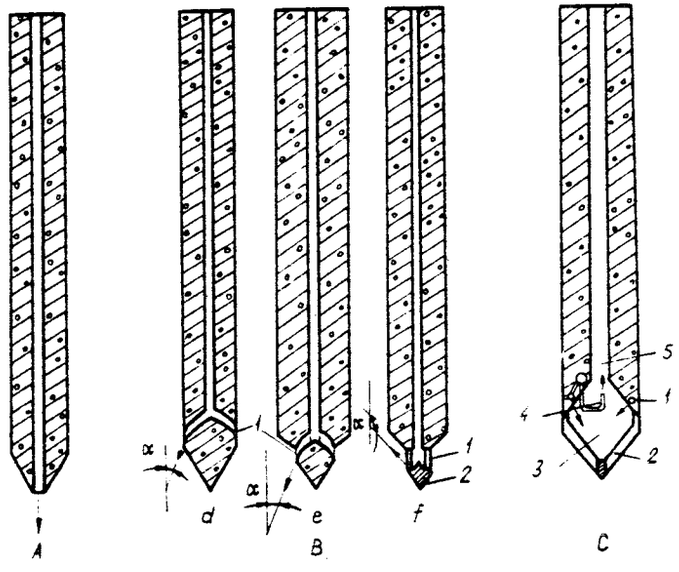
Podczas wpłukiwania pali doprowadza się do ich podstawy strumień wody pod ciśnieniem. Na skutek działania tego strumienia grunt rozluźnia się w takim stopniu, że pal pogrąża się w podłoże bez potrzeby wbijania bijakiem i ewentualnie pod ciężarem pozostawionym na palu.

Po zaprzestaniu wtłaczania wody zasysa się grunt z powrotem wokół pala. Ostatni odcinek pala należy jednak wbić, aby można było sprawdzić wpęd pala. Wpłukiwanie może być również stosowane jednocześnie z pobijaniem pala. Doprowadzanie wody pod podstawę pala winno być ciągłe, aby pal zagłębiał się pionowo. W palach żelbetowych można wcześniej zabetonować rurki w rdzeniu pala, przy czym mogą być one wliczone do zbrojenia głównego.

Pal żelbetowy przystosowany do wpłukiwania ma umieszczoną w trzonie rurkę stalową o średnicy od 37 do 106 mm, którą doprowadza się wodę pod ciśnieniem od 0,4 do 1,5 MPa, zależnie od rodzaju gruntu. Woda, wytryskująca przez osiowo usytuowany otwór w palu (rys. 5.54A), rozmywa grunt i powoduje zmniejszenie nośności gruntu i pala. Metoda wpłukiwania nie jest przydatna dla gruntów spoistych, takich jak gliny i gliny piaszczyste, które nie rozmywają się pod potokiem wody i nie uzyskują swojej pierwotnej nośności po naruszeniu ich struktury strumieniami wody.

Na rysunku 5.54B są przedstawione schematy konstrukcyjne podstawy pali żelbetowych stosowanych w nowej technologii wpłukiwania. Z rozwiązań tych widać, że inne jest współdziałanie gruntu z podstawą pala w czasie jego pogrążenia a inne po wpłukiwaniu. Zgodnie z rysunkami 5.54Bd,e woda wytryskuje przez otwór (1) nie wzdłuż osi pala, lecz po obwodzie jego podstawy. Według schematu na rysunku 5.54B,f woda przepływa rurką wzdłuż osi pala i zostaje wyciśnięta wokół małej podstawy pala w górę lub w dół, zależnie od ukierunkowania otworów w okuciu siatkowym (2). Ponieważ rozmiary podstawy pala są małe, w czasie wpłukiwania pal łatwo pogrąża się w grunt. Jeśli zastosujemy odpowiednie kształty podstawy pala, według schematów na rysunku 5.54B, strumień wody nie naruszy struktury gruntu pod palem, lecz rozluźni grunt wokół jego podstawy w pobliżu otworu (1). Zaletą tych udoskonaleń jest zwiększenie nośności gruntu i pala od 50 do 200% oraz możliwość zastosowania wpłukiwania w gruntach spoistych, ponieważ grunt pod podstawą pala nie nasyca się wodą. Ponadto proces wytwarza-

nia pali metodą wpłukiwania wymaga mniej energii (z 200 do 500 kWh do 30 – 50 kWh na jeden pal). Nie ma też potrzeby prostowania pali.



Rys. 5.54. Przekroje pali żelbetowych wpłukiwanych: A – pal zwyczajowo wpłukiwany, B – pale wpłukiwane konstrukcji nowej (d,e,f), C – pal z okuciem siatkowym; 1 – otwory do wytrysku wody, 2 – okucie siatkowe, 3 – komora do spulchniania gruntu, 4 – eżektor, 5 – kanał centralny

Na rysunku 5.54 C przedstawiono jeszcze inną technologię wpłukiwania pala żelbetowego. Podczas wpłukiwania tą metodą woda nie jest wyciskana na zewnątrz do otaczającego pal gruntu, lecz wykorzystywana wielokrotnie do wpłukiwania grupy pali. Podstawa pala jest zakończona specjalnym okuciem siatkowym (2), które stanowi obudowę komory (3). W komorze tej grunt jest spulchniany wodą tłoczoną przez otwory (1), a następnie odprowadzaną eżektorem (4) do kanału centralnego (5). Aby ten kanał nie zanieczyszczał się, średnica eżektora powinna być niewiele większa od średnicy otworu w okuciu siatkowym. Płynny grunt wydostaje się na powierzchnię terenu do odstojnika, gdzie opada na dno, a oddzielona woda jest powtórnie wykorzystana. Dla spowodowania wymulenia ciśnienie w komorze (3) powinno być mniejsze od atmosferycznego lub od ciśnienia wód gruntowych, albowiem wyklucza to możliwość porywania gruntu płynnego przez otwory okucia siatkowego i zwielokrotnia działanie przy pogrążaniu pala w grunt.

Najbardziej celowe jest stosowanie wpłukiwania podczas pogrążania pali długich, z tym jednak zastrzeżeniem, że nie można tego czynić w miejscach, gdzie może również nastąpić rozmycie gruntu pod fundamentami obiektów istniejących w pobliżu. W niektórych przypadkach, np. w małonośnych gruntach gliniastych, gdy długość pali wynosi 10 – 12 m, możliwe jest pogrążanie pali za pomocą wpłukiwania, bez potrzeby wbijania bijakami.

Wartości określające ilość i ciśnienie wody potrzebnej do wpłukiwania żelbetowych pali prefabrykowanych są podane w tabeli 5.4 (tabela uwzględnia też rodzaje gruntu i głębokości pogrążania pala).

Wbijanie większej liczby pali, zaprojektowanych jako pale znajdujące się pod płytą, należy rozpoczynać od pali w części środkowej i przesuwać się ku skrajnym. Taka kolejność wbijania nie spowoduje dużego zagęszczania gruntu, które mogłoby uniemożliwić wbijanie pala do należytej głębokości. Wbijając pale nad rzeką należy przesuwać się z biegiem rzeki. Praca w odwrotnym kierunku może spowodować odchylenie od pionu w stosunku do pali wbitych na początku.

Tabela 5.4.

WYDATKI I CIŚNIENIE WODY, WYMAGANE PRZY WPŁUKIWANIU PALI DO ROZWIĄZAŃ NA RYSUNKU 5.54

Nazwa gruntu	Głębokość pogrążenia pala w grunt [m]	Ciśnienie wymagane na wylocie rurki stalowej [MPa]	Średnice wewnętrzne kanałów centralnych służących do przeprowadzania wody pod ciśnieniem D [mm] i wydatek Q wody na pal [l/min], przy średnicy pala d [cm]			
			d (30–50)		d (50–70)	
			D	Q	D	Q
Piaski drobne, piaski gliniaste, pyły piaszczyste, gliny	5 – 15	0,4 – 0,8	37	400 – 1000	50	1000 – 1500
	15 – 25	0,8 – 1,0	68	1000 – 1500	80	1500 – 2000
Piaski zagęszczone, piaski gliniaste twardoplastyczne pospółka, żwir	5 – 15	0,6 – 1,0	50	1000 – 1500	68	1500 – 2000
	15 – 25	1,0 – 1,5	80	1500 – 2500	106	2000 – 3000
Uwaga: Myślnikiem oddzielone są wartości wydatków wody dla minimalnych i maksymalnych głębokości pogrążania pala.						

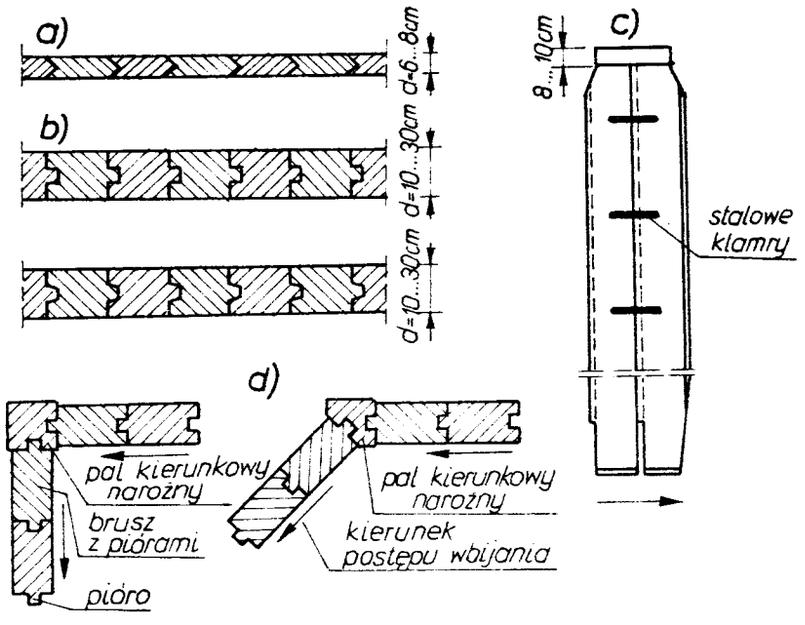
6. ŚCIANKI SZCZELNE

6.1. Ścianki szczelne drewniane

Ścianka szczelna zapuszczona w grunt przed wykonaniem projektowanego wykopu stanowi jego obudowę zabezpieczającą przed napływem wody. Odróżnia się ścianki szczelne drewniane, stalowe i żelbetowe. Istnieje również podział na ścianki szczelne czasowe i stałe. Ścianki szczelne czasowe stosuje się przy wykonaniu wykopów poniżej zwierciadła wody gruntowej i potrzebne są one tylko w okresie budowy. Ścianek stałych używa się jako elementu konstrukcyjnego (np. konstrukcja oporowa nabrzeża lub zabezpieczenie przed osuwiskiem). Drewniane, stalowe lub żelbetowe elementy ścianek szczelnych, zwane **brusami**, zapuszcza się ściśle jeden obok drugiego. Wbija się je pionowo lub z nieznacznym nachyleniem 40:1 do 10:1.

Ścianki szczelne wytwarza się przez wbicie bali odpowiednio obrobionych w celu uszczelnienia. Najcieńsze ścianki stosuje się zazwyczaj z bali grubości 7,6 cm, obrobionych na wpust i grzebień trójkątny (rys. 6.1a). Przy większych grubościach bali wykonuje się wpusty prostokątne (rys. 6.1b). Stosuje się również połączenia na „obce pióro". W przypadku braku bali o odpowiedniej grubości potrzebny przekrój uzyskuje się z połączenia śrubami trzech desek. Długość brusów drewnianych waha się w praktyce około 3,0–8,0 m. Szerokość brusów przyjmuje się w granicach 15–30 cm. Grubość brusów zależy od głębokości ich pogrążenia w grunt. Bale pogrążone na głębokość do 3,0 m mogą mieć grubość d = 7,6 cm; do 5,0 m – d = 10,0 cm; przy głębokościach większych niż 5,0 m do grubości d = 10,0 cm dodaje się 1,5 cm na każdy dodatkowy metr pogłębienia ścianki w grunt. Głowicę bala należy starannie obciąć prostopadle do jego osi i od rozbijania młotem zabezpieczyć

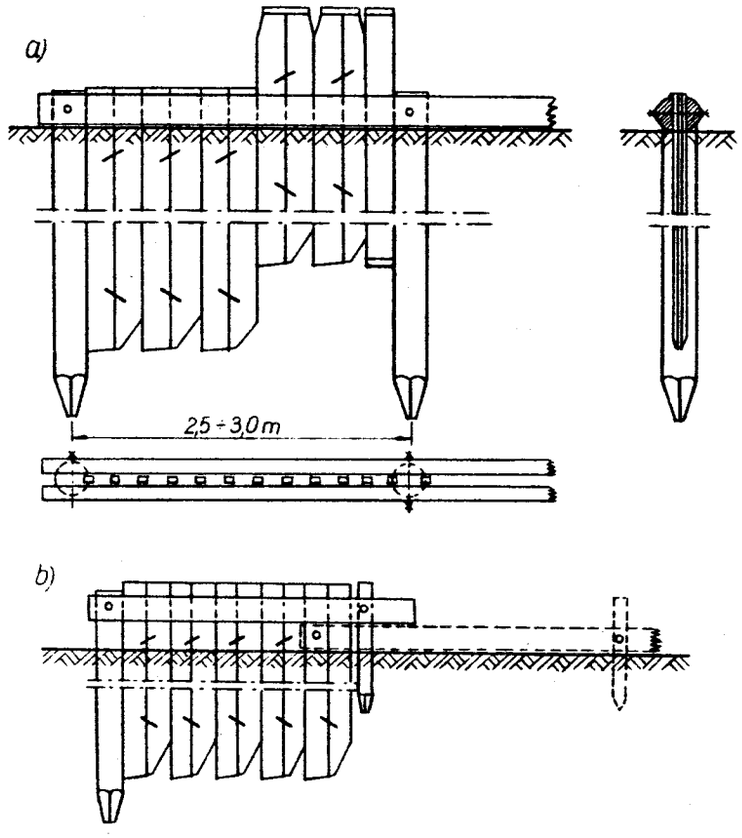
płaskownikiem stalowym o przekroju 20 × 60 mm (rys. 6.1 c). Wskazane jest nabijać na bal pierścień podgrzany, który stygnąc zaciśnie włókna drewna.



Rys. 6.1. Ścianki szczelne drewniane: a) ścianka z grzebieniem trójkątnym, b) ścianka z grzbieniem prostokątnym i klinowym, c) brus podwójny, d) konstrukcje naroży

Pierścień powinien wystawać ponad wierzch głowicy bala około 20 mm. Dolny koniec brusa jest zaostrzony i, w zależności od rodzaju gruntu, do którego ma być wbity, może być zaopatrzony w „trzewik" z blachy grubości 3 mm. Jednostronne zaostrzenie na szerokości bala umożliwia jego docisk do bala uprzednio wbitego. Wysokość zaostrzenia „e" przyjmuje się następująco: przy gruntach zwartych $e=(1{,}0\div1{,}5)d$, przy gruntach zaś luźniejszych $e=2{,}0$ d. Kolejność wykonania ścianki szczelnej drewnianej grubości $10{,}0\div12{,}5$ cm jest następująca (rys. 6.2):

a) Na obrysie przyszłego wykopu w narożach i pośrednio co $2{,}5\div3{,}0$ m wbija się pale kierunkowe z wyciosanymi wpustami i wbitymi w nie listwami. Po wbiciu pali obrabia się odpowiednio ich głowice, przy czym grubość czopa powinna być równa grubości brusa. Pale kierunkowe powinny mieć średnicę $20\div25$ cm i długość od $0{,}5\div1{,}0$ m większą od przewidywanej długości brusów.



Rys. 6.2. Ścianka szczelna drewniana: a) z pojedynczymi palami kierunkowymi, b) bez pali kierunkowych

b) Po wbiciu pali kierunkowych łączy się je parą kleszczy. Kleszcze powinny być możliwie długie. Do wykonania kleszczy używa się połowizn drewna okrągłego o średnicy $22\div25$ cm. Kleszcze przymocowuje się do pali kierunkowych śrubami Me 19. Na palu narożnym umocowuje się dwie pary kleszczy w dwóch kierunkach i w dwóch poziomach.

c) Między kleszcze ustawia się brusy ścianki na całej długości między palami kierunkowymi. W celu należytego dociśnięcia brusów umieszcza się w środku między palami kierunkowymi specjalny bal klinowy. Bal klinowy ustawia się jako ostatni w każdym odstępie między palami kierunkowymi. Szerokość tego bala musi być specjalnie dopasowana.

d) Następnie wbija się kolejno brusy pojedynczo lub parami, przy czym zaleca się wbijać je najpierw na głębokość około 2,0 m. Gdy brusy utrzymują się wzajemnie we właściwym położeniu, dobija się je do pełnej głębokości. Użycie tego sposobu wymaga więcej przesunięć kafara, lecz pozwala na uzyskanie większej szczelności; zapobiega odsuwaniu się brusów (dołem) od wbitych poprzednio.

Istnieje również sposób wbijania ścianki szczelnej bez pali kierunkowych. W tym przypadku pale kierunkowe wbija się tylko w narożach wykopu, natomiast na jego obrysie, w odstępach co 2,5 ÷ 3,0 m, wbija się zazwyczaj ręcznie krótki pal lub brus długości 1,5 m, a w gruntach luźniejszych długości 2,0 m. Następnie przymocowuje się kleszcze i kolejno wbija brusy. Po zbliżeniu się do krótkiego pala, gdy brak już miejsca na następny brus, łączy się kleszcze z ostatnim wbitym brusem, wyciąga krótki pal z gruntu i po przeniesieniu dalej przymocowuje się do niego kleszcze, prowadząc wbijanie ścianki dalej. Kleszcze przedłuża się tak, aby między ich końcami był odstęp co najmniej 1 metr.

Przy krótkich ścianach wykopu (np. pod filar lub przyczółek) układa się na wyrównanym terenie sztywną ramę drewnianą, zabezpieczoną przed przesuwaniem się palikami, i obija ją wokół brusami. Wykonując ściankę zaleca się wbijanie brusów „grzebieniem w przód", tzn. wbijanie w pierwszej kolejności brusa z grzebieniem i nasadzaniem nań wpustu brusa następnego. Przy kolejności odwrotnej grunt wypełnia wpust brusa wbijanego, co uniemożliwia właściwe wprowadzenie grzebienia, powoduje rozsunięcie się brusów. Brus traci także prowadzenie po brusie poprzednim, a może nawet wychylić się z płaszczyzny ściany.

Drewno użyte do wykonania ścianki powinno mieć naturalną wilgotność. Nie należy stosować drewna zbyt suchego, gdyż pęczniałoby nadmiernie po wbiciu w grunt, co mogłoby spowodować zniekształcenie ścianki. Dla skrócenia długości ścianki wbija się ją nie z powierzchni terenu, lecz z wykonanego uprzednio wykopu około 40 cm powyżej poziomu wody gruntowej, aby na dnie wykopu nie powstało błoto. Z tego samego względu kleszcze układa się w wykopanych rowkach. W gruntach piaszczystych można brusów nie wbijać, lecz wpłukiwać, co ułatwia nie tylko pogrążenie ich w grunt, ale także pozwala stosować cieńsze elementy.

Przy pęknięciu podłużnym, powstałym podczas wbijania, należy bal uszkodzony wyciągnąć i na jego miejsce wbić nowy. Jeżeli uszkodzenie nie jest zauważone do czasu wykonania wykopu i na wymianę bala jest

za późno, to na pęknięcie dochodzące do głowicy należy nabić listwę lub deskę, uszczelniając jej styki pakułami namoczonymi w smole lub innymi środkami uszczelniającymi. Jeśli złamany poprzednio bal udaje się dobić do przewidzianej głębokości, to można go uszczelnić po wykonaniu wykopu do głębokości złamania w taki sposób jak przy pęknięciu podłużnym bala. Jeśli odłamana część bala wysunie się z płaszczyzny ścianki, trzeba go wyciągnąć, gdy spostrzeże się uszkodzenie po wykonaniu wykopu, należy obok niego, w „dotyk", wzdłuż ścianki wbić bal nowy i szerszy, zasadniczo od strony zewnętrznej. Styki tego nowego bala wymagają uszczelnienia jak poprzednio. Jeśli nastąpi wyłamanie ściany grzebienia lub ściany wpustu i bal nie wystąpi z płaszczyzny ściany, to należy wykonać uszczelnienie. Jeśli bal wysunie się z płaszczyzny w przeciwną stronę wykopu, na skutek niejednakowego oporu gruntu, powstaną szpary klinowe między krawędziami bala i płaszczyzną ścianki i wówczas szpary te zamyka się przez wbicie bala prostopadle do ścianki albo dwóch pali okrągłych, uszczelniając następnie szczeliny.

Ścianka szczelna drewniana przepuszcza początkowo pewną ilość wody. Po nasiąknięciu drewna i jego spęcznieniu następuje samouszczelnienie ścianki. Gdyby to nie nastąpiło, można wykopać rowek – wzdłuż ścianki od jej strony zewnętrznej – do wody gruntowej i wsypać do rowka suchego roztartego pyłu, gliny lub iłu. Woda unosząc cząstki dodanego gruntu osadzi je w zamkach po pewnym czasie. Ponieważ sposób ten jest kłopotliwy, dlatego też uszczelnia się ściankę w miarę głębienia wykopu przez wbijanie pakuł smołowanych lub gliny z trocinami w szczeliny zamków.

Wśród zalet ścianek drewnianych należy wymienić:
- dostateczną szczelność, która wzrasta z biegiem czasu wskutek pęcznienia drewna,
- łatwość transportu, ponieważ są stosunkowo lekkie,
- małe zniszczenie w przypadku użycia ich na stałe poniżej zwierciadła wody.

Wady ścianek szczelnych drewnianych są następujące:
- zastosowane jako konstrukcje tymczasowe po wyciągnięciu z gruntu wykazują straty około 40%,
- mają znacznie mniejszą wytrzymałość na zginanie w porównaniu ze ściankami szczelnymi stalowymi lub żelbetowymi,
- istnieją trudności pokonania przeszkód napotkanych w gruncie oraz łatwość uszkodzenia ścianki przy wbijaniu,
- długość ograniczona jest wymiarami drewna i nie można ścianek przedłużać.

6.2. Ścianki szczelne stalowe

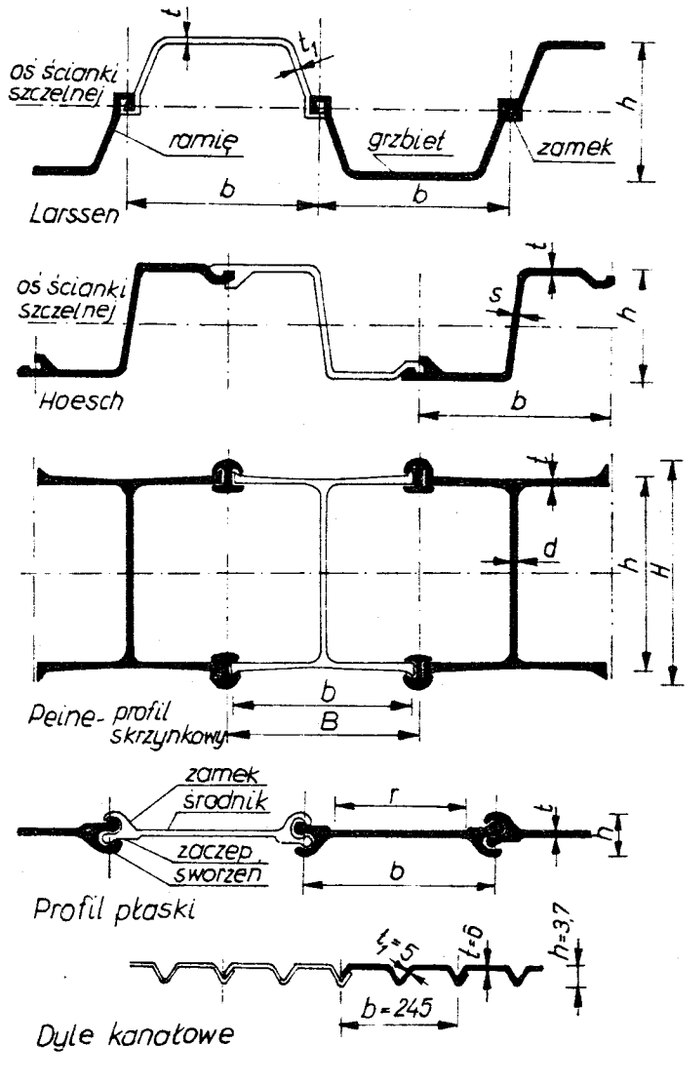
Początkowo używano do wykonania ścianek szczelnych walcowanych profilów w kształcie ceowników i dwuteowników. Wobec niewystarczającej szczelności wprowadzono przekroje nitowane z kształtowników budowlanych. Dążąc do zmniejszenia ilości zużycia stali wprowadzono specjalne walcowane profile (rys. 6.3). U nas w powszechnym użyciu znajdują się profile Larsena i Arbed, które są stosowane w budownictwie wodnym.

Ścianki Larsena są bardzo trwałe. Można przyjąć, że w normalnych warunkach pracy okres przydatności wynosi:
- profile SL 1 ÷ 5 i 31 od 50 do 70 lat,
- profile II i IIIn od 70 do 100 lat,
- profile III, IIIn, IV i IVn od 90 do 130 lat,
- profile V i VI od 120 do 170 lat.

W wodzie morskiej stopień korozji nie zabezpieczonych ścianek jest następujący – około 1,5 mm na 20 lat. Zmiany kierunków i połączenia tych ścianek można dokonać za pomocą kątowników łączących, połączeń spawanych oraz specjalnych kształtek. Dane charakterystyczne dla profilu Larsena, produkowanego przez firmę francuską, są następujące: szerokość całkowita – b od 365 do 500 mm, wysokość – h od 80 do 450 mm, grubość blachy – e od 4,8 do 20,6 mm, masa 1 m brusa od 19,7 do 106 $kg \cdot m^{-1}$, wskaźnik wytrzymałości dla 1 brusa W_x = od 72 do 776 cm^3 oraz przekrój 1 brusa od 41,3 do 155,3 cm^2.

Ścianki szczelne typu Arbed, produkowane przez firmę z Luksemburga, są wykonane z trzech podstawowych elementów: profilu Z, profilu H i kształtki łączącej. Zasada działania i konstrukcja tych ścianek jest taka, że elementem nośnym są profile H, a profile Z stanowią jedynie wypełnienie ścianki i nie bierze się ich pod uwagę przy jej obliczaniu. Profile H są wbijane do pełnej potrzebnej głębokości, natomiast profile Z są zagłębione tylko nieco poniżej punktu zerowego wykresu parcia gruntu. Kształtki łączące współdziałają z elementami nośnymi ścianki. Standardowe długości elementów wynoszą od 5 do 30 m. Dane charakterystyczne ścianek typu Arbed są uzależnione od zestawów elementów, których może być kilkanaście typów.

O szczelności ścianek stalowych decydują szczeliny w zamkach. Im większa i dłuższa jest droga przepływu wody i im więcej załomów ma do pokonania woda w czasie swego przepływu, tym ścianka jest szczelniejsza.



Rys. 6.3. Stalowe profile walcowane ścianek szczelnych

Wbijanie stalowej ścianki szczelnej odbywa się podobnie jak wbijanie ścianki drewnianej. Do wbijania można łączyć stalowe brusy po dwa przez zaciśnięcie zamków prasą lub zespawanie odcinkowe. Wbijać należy „grzebieniem w przód", aby grunt i kamyki nie wypełniały wpustu. Dla ochrony górnej krawędzi blachy od rozbijania młotem stosuje się specjalne hełmy. Do wbijania ścianek stalowych używa się kleszczy drewnianych lub kleszczy z belek stalowych. Kleszcze przymocowuje się do palików wbitych na zewnątrz, długości 1,0 do 1,5 m. Aby kleszcze nie rozchylały się, w czasie wbijania blach ustawia się pomiędzy nie klocki drewniane i łączy śrubami. Podczas wbijania powstaje w zamkach duże tarcie, które powoduje dalsze zagłębienia blachy uprzednio wbitej. Aby tego uniknąć, można pokryć powierzchnię wpustu i grzebienia asfaltem z dodatkiem paku. Wychylaniu się ścianki z jej płaszczyzny, wskutek różnicy nacisku po obu stronach lub wskutek niewłaściwego prowadzenia, można zapobiec przez podcięcie podstawy blachy, nachylone do poziomu pod kątem 20° do 40°. Szczególną uwagę należy zwrócić na zamknięcie obrysu ścianki, gdyż dopasowanie ostatniego brusa jest trudne i kosztowne. Jeśli szerokość szczeliny niewiele różni się od szerokości brusa można zmienić jego wymiar przez odpowiednie wygięcie wzdłuż osi. Można również przerwać wbijanie w odległości kilku metrów od zamknięcia i ustawić ostatnie brusy na linii lekko wygiętej, aby zmieściła się ich liczba całkowita. Nową metodą zagłębiania ścianek szczelnych stalowych w grunty spoiste jest wtłaczanie ich za pomocą pras hydraulicznych. Zalety ścianek stalowych są następujące:

- wbija się łatwiej niż drewniane,
- łatwe są w obsłudze, wygodne w transporcie,
- mają dużą wytrzymałość na zginanie przy stosunkowo małej masie,
- dają się łatwo przedłużać przez spawanie,
- mogą być około trzydziestokrotnie używane, gdyż stosunkowo łatwo wyciąga się je z gruntu,
- wobec możliwych niedużych obrotów w zamkach brusów stalowych można wykonać ściankę w linii łukowej (dla $R \geqslant 2{,}5 \div 3{,}0$ m).

Wady tych ścianek są następujące:

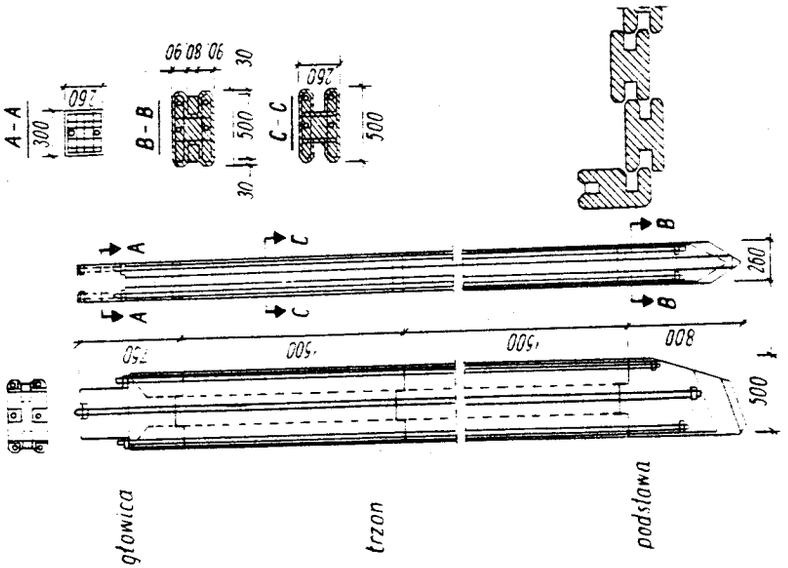
- są droższe aniżeli drewniane,
- mają mniejszą szczelność w początkowym okresie pracy w porównaniu ze ściankami drewnianymi; po pewnym czasie zamki wypełniają się rdzą i gruntem,

- brusy stalowe nie mogą przenosić pionowych obciążeń, z wyjątkiem profili skrzynkowych,
- profile zetowe mają skłonność do obracania się dookoła osi pionowej w czasie ich wbijania w grunt.

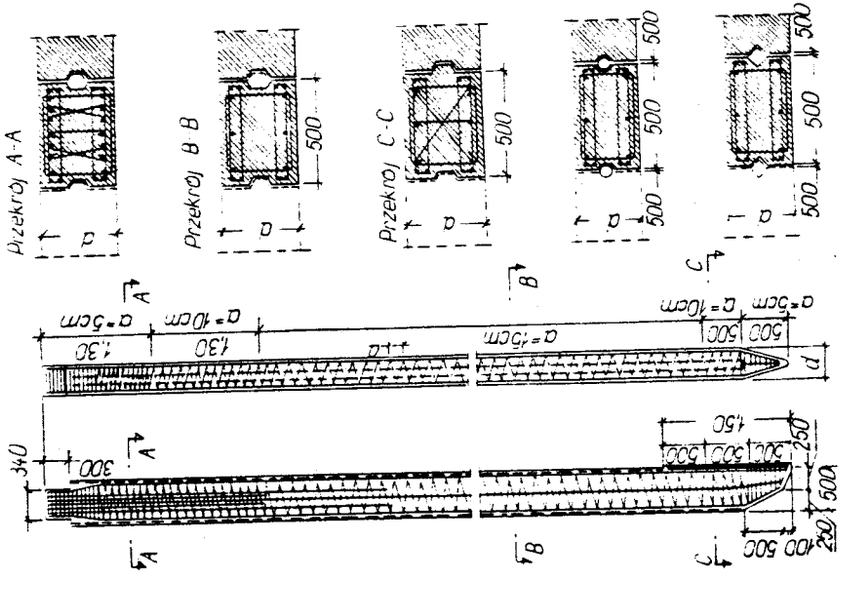
6.3. Ścianki szczelne żelbetowe

Brusy żelbetowe mają ograniczony ciężar ze względu na transport i wbijanie. Zatem przy dużych głębokościach są one wąskie. W praktyce spotyka się brusy szerokości 50 – 60 cm, grubości 11 – 50 cm i długości zazwyczaj 15,0 m, a w przypadku wyjątkowym do 20,0 m. Zbrojenie główne wykonuje się z wkładek ϕ 14 – 40 mm, strzemiona zaś zasadnicze ϕ 5 mm w odstępach najwyżej co 30 cm. Przy ostrzu i głowicy brusa należy strzemiona zagęścić nawet do 5 cm na długości 1,5 m, a pierwsze $4 \div 5$ strzemion przy głowicy należy ustawiać w odstępach co 5 cm (rys. 6.4). Brusy ścianek żelbetowych mogą być również wykonane z betonów sprężonych (rys. 6.5).

Po wbiciu ścianki szczelnej wytworzony w zamku otwór przemywa się strumieniem wody dla wypłukania gruntu, który się tam dostał. Następnie do otworu wprowadza się worek jutowy lub płócienny o przekroju odpowiedniej wielkości, a potem wypełnia go zaprawą pod ciśnieniem przez wstawioną do otworu rurę, którą podciąga się do góry w miarę betonowania. Przy wbijaniu brusów do gruntów spoistych zwartych i żwirów ostrze wyrobione w postaci klina musi być zabezpieczone „trzewikiem„ z blachy grubości 3 mm. Wobec kruchości betonu, który może wyłamywać się przy wbijaniu na prostokątnych narożach grzebieni i wpustów nadaje się tym grzebieniom i wpustom przekroje złagodzone trapezowe lub zaokrąglone. Dokładnie dopasowane grzebienie i wpusty mogą łatwo ulec wyłamaniu, dlatego też należy pozostawić duży luz, który sprawia, że ścianka nie jest dostatecznie szczelna. Stan ten można poprawić wprowadzając grzebienie drewniane, które wpływają na dobre prowadzenie przy wbijaniu i pęczniejąc w wodzie uszczelniają połączenie. Inaczej można rozwiązać zamek wykonując w dolnej części brusa grzebień, w górnej zaś wpust. Grzebień długości od 1,5 do 3,0 m, zależnie od głębokości wbicia ścianki, zapewnia prowadzenie brusa po brusie przy wbijaniu.

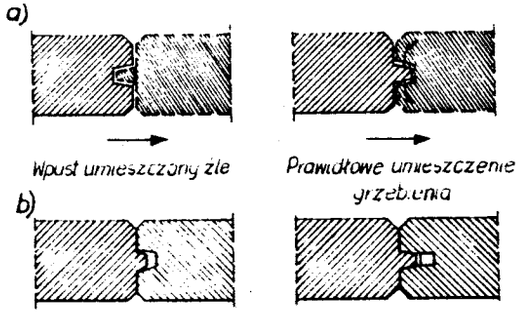


Rys. 6.5. Brus z betonu sprężonego



Rys. 6.4. Przekroje brusa żelbetowego

W celu wypłukania gruntu dostającego się do otworu obustronny wpust przemywa się strumieniem wody i stwarza odpowiednie uszczelnienie. Przekroje brusów powinny być dostosowane do ciężaru młota przeznaczonego do wbijania. Ponieważ długość brusa wynika z jego przeznaczenia, grubość z obliczenia na maksymalny moment zginający, trzeba dobrać szerokość w ten sposób, aby nie przekroczyć założonego ciężaru. Ze względu na występujące momenty zginające, które musi wytrzymać przekrój, dla przenoszenia i podnoszenia brusa trzeba określić miejsca założenia liny lub łańcucha. Można te miejsca zaznaczyć farbą. Wbijając ściankę szczelną należy zwracać uwagę na właściwe umieszczenie grzebienia w stosunku do kierunku postępu robót (rys. 6.6a).



Rys. 6.6. Połączenia brusów żelbetowych: a) położenie grzebienia w zależności od kierunku wbijania ścianki, b) rodzaje wpustów i grzebieni w ściankach żelbetowych

Różne rodzaje wpustów i grzebieni w żelbetowych brusach pokazane są na rysunku 6.6b.

Zalety ścianek żelbetowych szczelnych:

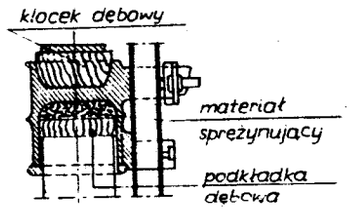
- mniejsze zużycie stali niż w przypadku ścianek stalowych,
- ścianki żelbetowe szczelne mogą przenosić również obciążenie pionowe.

Wady ścianek żelbetowych szczelnych:

- są kosztowne i dlatego używane są wyłącznie jako stała część składowa budowli, np. jako ściana licowa nabrzeża,
- z powodu kruchości betonu brusy łatwo ulegają uszkodzeniu w transporcie i podczas wbijania,
- są bardzo ciężkie w stosunku do uzyskiwanej wytrzymałości,

– szczelność zamka jest bardzo różna i zależy od jego konstrukcji,
– produkcja prefabrykatów wymaga dużo miejsca.

Wbijania ścianki szczelnej żelbetowej dokonuje się tak samo jak stalowej. Brus wbija się przez specjalny hełm nałożony na głowicę brusa (tak samo jak przy palach prefabrykowanych) (rys. 6.7).



Rys. 6.7. Hełm nakładany na głowicę brusa żelbetowego

6.4. Obliczenia statyczne ścianek szczelnych

W obliczeniach statycznych ścianek szczelnych należy rozwiązać następujące zagadnienia:
– określić głębokość wbicia ścianek w grunt; obliczeniową głębokość wbicia ścianki t_o należy zwiększyć o 20 – 25%, $t = 1{,}25\, t_o$,
– obliczyć wartość siły w kotwi,
– wyznaczyć maksymalny moment zginający, potrzebny do wymiarowania przekroju ścianki.

6.4.1. Ścianki szczelne niezakotwione

Ścianki szczelne niezakotwione oblicza się jako wspornik utwierdzony dolnym końcem w gruncie. Należy wówczas wyznaczyć maksymalny moment zginający i głębokość utwierdzenia ścianki. Ścianki te mogą być obciążone poziomą siłą skupioną w górnym końcu lub obciążone w sposób rozłożony, np.: parciem gruntu, parciem wody lub wody i gruntu. Najczęstszy przypadek to obciążenie parciem gruntu i wody.

Przedstawione poniżej obliczenie odnosi się do przypadku działania siły poziomej. Przypadek to raczej rzadki, lecz pozwalający zorientować się w rozkładzie sił na niezakotwioną ściankę. Według propozycji H.Bluma przyjmuje się, że przed ścianką powstaje odpór maksymalny,

który wyznacza się odejmując od niego przeciwnie skierowane parcie, czyli:

$$E_p - E_a = C\,, \tag{6.1}$$

gdzie:
E_p – wypadkowy odpór gruntu przed ścianką,
E_a – wypadkowa parcia czynnego gruntu,
C – zastępczy odpór gruntu skupiony u spodu ścianki (rys. 6.8).

Odpór (C) działający po przeciwnej stronie zastępuje się siłą skupioną zaczepioną w dolnym końcu ścianki.

Jednostkowe parcie gruntu wzdłuż wysokości ścianki określają zależności:

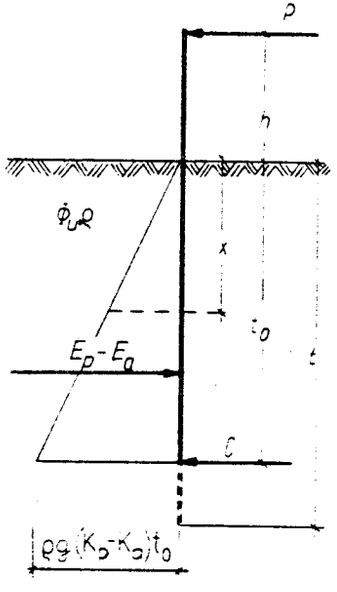
$$e_p = \rho g t_o K_p \qquad e_a = \rho g t_o K_a \tag{6.2}$$

gdzie:

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^o + \frac{\Phi_u}{2}\right);$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^o - \frac{\Phi_u}{2}\right);$$

K_p, K_a – współczynniki odporu i parcia gruntu,
Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
ρ – gęstość objętościowa gruntu,
t_o – minimalna głębokość wbicia ścianki,
g – przyspieszenie ziemskie.



Rys. 6.8. Schemat do obliczania ścianek niezakotwionych w przypadku działania siły poziomej

Jeżeli wykres odporu gruntu z prawej strony zastąpić siłą skupioną C, przyłożoną na głębokości t_o, to na głębokości t_o należy z lewej strony zakończyć wykres odporu. Wówczas równanie momentów względem dolnego skrajnego punktu ścianki będzie miało postać

$$P(h + t_o) - \rho g (K_p - K_a) t_o^3 \frac{b}{6} = 0\,,$$

stąd

$$t_o^3 - \frac{6P}{\rho g(K_p - K_a)b} t_o - \frac{6Ph}{\rho g(K_p - K_a)b} = 0, \qquad (6.3)$$

gdzie:

b – szerokość ścianki.

Z równania (6.3) można wyznaczyć głębokość wbicia ścianki t_o. Moment zginający w dowolnym przekroju ścianki wynosi:

$$M_x = P(h+x) - \frac{1}{6}\rho g(K_p - K_a)x^3 b .$$

Przyrównując pochodną wartości momentu zginającego względem dowolnej wartości zagłębienia ścianki do zera otrzymamy:

$$\frac{dM_x}{dx} = P - \frac{1}{2}\rho g(K_p - K_a)x^2 b = 0 ,$$

stąd

$$x = \sqrt{\frac{2P}{\rho g(K_p - K_a)b}} ,$$

zatem

$$M_{max} = P\left(h + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2P}{\rho g(K_p - K_a)b}}\right). \qquad (6.4)$$

Wzór (6.4) służy do wymiarowania ścianki szczelnej.

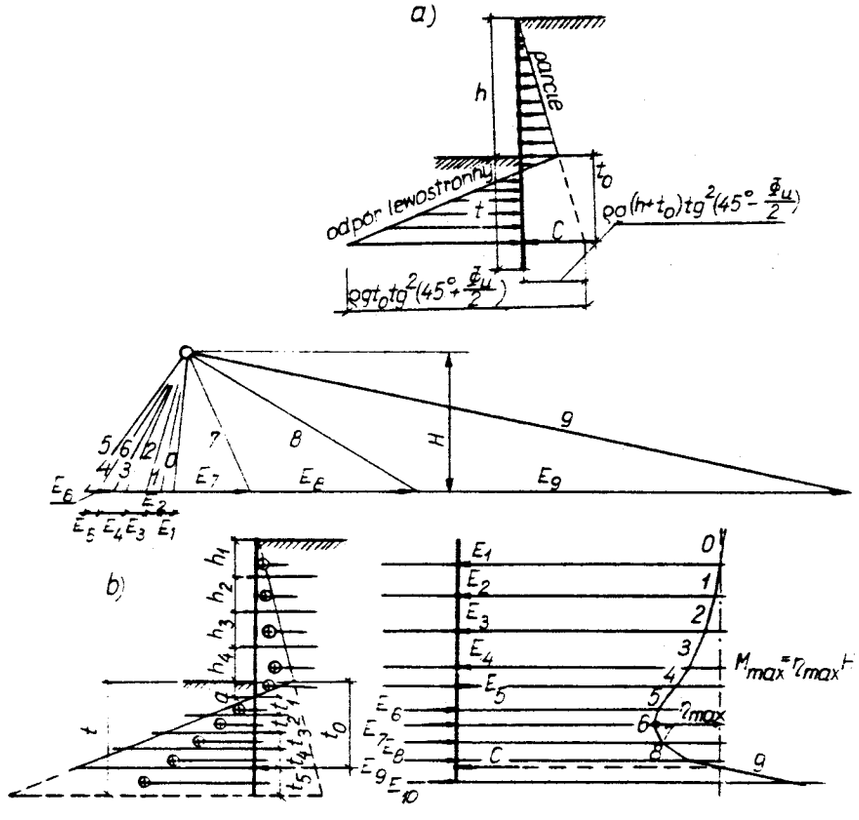
W przypadku obciążenia parciem gruntu, ścianki niezakotwione stosuje się tylko przy niedużych różnicach wysokości terenu (3÷4 m). Wartość odporu jednostkowego na głębokości t_o wynosi wówczas:

$$\rho g t_o tg^2\left(45^\circ + \frac{\Phi_u}{2}\right) - \rho g(h + t_o)tg^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right),$$

gdzie:

h – różnica wysokości terenu (rys. 6.9a).

Zastępujemy w tym przypadku obciążenie ciągłe siłami skupionymi i wykreślamy wielobok sznurowy oraz wykres momentów (rys. 6.9b). Moment zerowy w dolnej części wykresu wyznacza głębokość t_o.



Rys. 6.9. Ścianka niezakotwiona obciążona parciem gruntu

6.4.2. *Ścianki szczelne zakotwione*

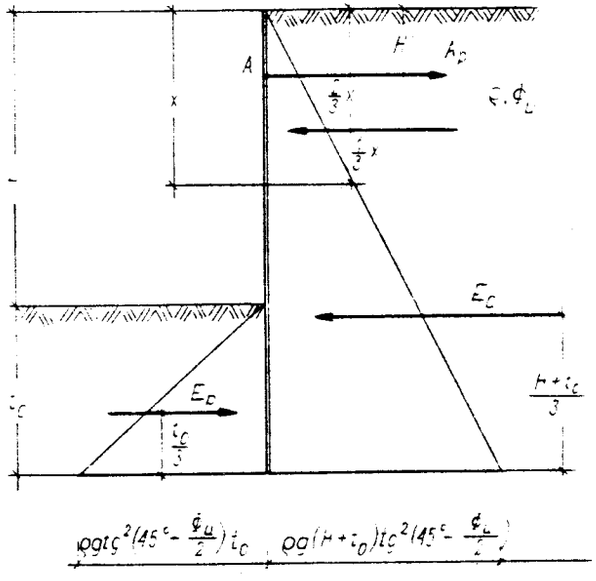
Ścianki szczelne zakotwione obciążone ciężarem rozłożonym mogą być:

a) ściankami o schemacie statycznym – górą wolno podparte, dołem utwierdzone,

b) ściankami o schemacie statycznym – górą i dołem wolno podparte.

Obliczenie ścianki wolno podpartej górą i utwierdzonej dołem jest skomplikowane i dlatego go się nie podaje. Obliczenia statyczne o schemacie wymienionym w punkcie b) przeprowadza się przyjmując następujące założenia:

- ścianka szczelna jest pionowa,
- nie uwzględnia się tarcia między ścianką a gruntem,
- powierzchnia naziomu jest płaska i pozioma,
- nie uwzględnia się pionowej reakcji gruntu przypadającej na jednostkę długości dolnej krawędzi ścianki.



Rys. 6.10. Schemat do obliczania ścianek zakotwionych

Warunki pracy ścianki zakotwionej górą różnią się od warunków pracy ścianki wolno stojącej tym, że przesunięcia górnego końca ścianki są ograniczone. Analityczna metoda obliczania ścianki górą i dołem wolno podpartej przebiega w sposób następujący. Aby cały układ (rys. 6.10) pozostawał w równowadze, suma rzutów sił na oś poziomą musi być równa zeru i suma momentów statycznych względem punktu A też musi być równa zeru.

W związku z tym otrzymamy:

$$A_p + E_p - E_a = 0\,, \tag{6.5}$$

$$M_A = E_a\left[\frac{2}{3}(H + t_o) - H'\right] - E_p\left(H - H' + \frac{2}{3}t_o\right) = 0\,, \tag{6.6}$$

gdzie:

$$E_a = \frac{1}{2}\rho g(H + t_o)^2 K_a\,,$$

$$E_p = \frac{1}{2}\rho g t_o^2 K_p\,.$$

Z równania (6.5) można określić wartość siły w kotwi, z równania (6.6) głębokość wbicia t_o, po uprzednim podstawieniu do tego równania wartości E_a i E_p. Po przekształceniach otrzyma się wyrażenie:

$$\frac{\frac{2}{3}(H + t_o)^3 - (H + t_o)^2 H'}{\left(H - H' + \frac{2}{3}t_o\right)t_o^2} = \operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\Phi_u}{2}\right). \tag{6.7}$$

Wzór (6.7) pozwala określić metodą prób wartości t_o.
Moment zginający w dowolnym miejscu wynosi:

$$M_x = A_p(x - H') - \frac{1}{6}\rho g x^3 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right).$$

Przyrównując pierwszą pochodną do zera mamy:

$$\frac{dM}{dx} = A_p - \frac{1}{2}\rho g x^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right) = 0\,,$$

stąd

$$x = \sqrt{\frac{2A_p}{\rho g \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right)}}\,.$$

6.4.3. Zakotwienie ścianek szczelnych

Przekrój ściągu można wyznaczyć z zależności:

$$A_s = \frac{A_p\, a}{R}, \tag{6.8}$$

gdzie:

A_p – siła w ściągu kotwiącym liczona na metr długości ścianki szczelnej,

a – odstęp między ściągami,

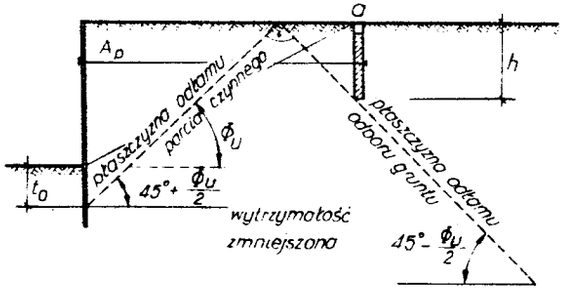
R – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie materiału, z którego ma być wykonany ściąg.

Ściąg kotwiący przymocowuje się do płyty, ściany lub belki kotwiącej. Odległość umieszczenia płyty kotwiącej określa punkt a podany na rysunku 6.11. Jeśli płyta kotwiąca stanowi ścianę ciągłą równoległą do ścianki szczelnej, do której przymocowane są kotwie, to jej wysokość h, sięgającą do powierzchni terenu oblicza się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{2\,A_p}{\rho\, g\left(\frac{1}{F}K_p - K_a\right)}}, \tag{6.9}$$

gdzie

F – współczynnik bezpieczeństwa równy 2÷3.



Rys. 6.11. Położenie płyty kotwiącej

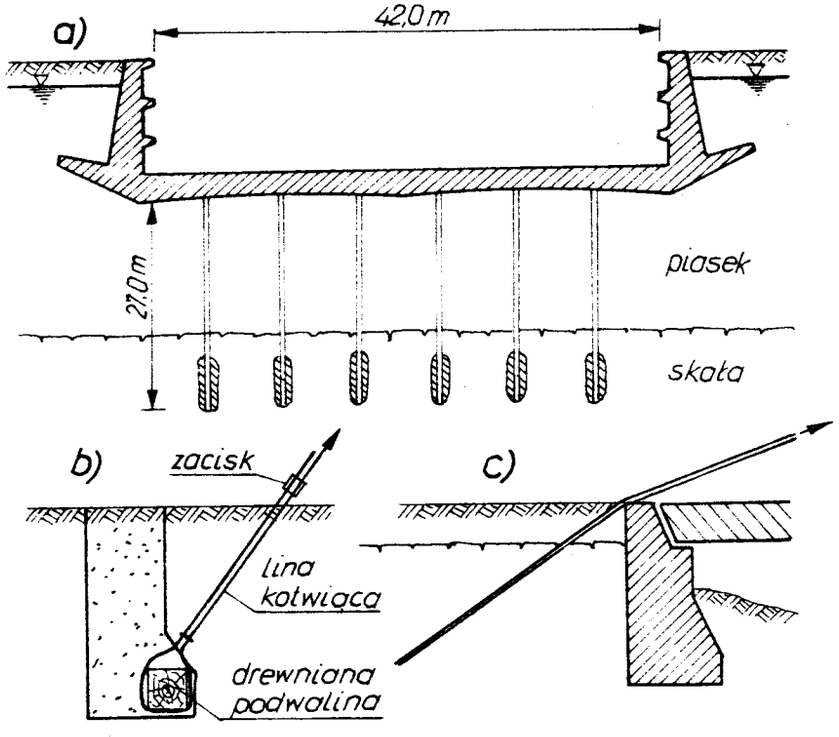
Zazwyczaj ściągi wykonuje się ze stali o średnicy minimum 30 mm. Można również wykonać ściągi żelbetowe. Ściągi kotwiące rozmieszcza się w odstępach 1,5÷2,0 m, zabezpieczając je od różnych obciążeń naziomu przez umieszczenie ich w rurach betonowych lub żelbetowych. Zamocowania ściągów w ściankach szczelnych dokonuje się w oczepach lub kleszczach, które są mocno przytwierdzone do brusów ścianki.

Przedstawione w rozdziale 6.4 metody obliczania ścianek szczelnych są przybliżone i odnoszą się w zasadzie do ścianek o większej wytrzymałości na zginanie, a więc stalowych i żelbetowych. Na ogół ścianki szczelne drewniane rozpiera się; czasami wprowadza się kotwie nie wyzyskując stosunkowo małej wytrzymałości tych ścianek na zginanie. Przybliżone metody obliczania ścianek szczelnych mają zastosowanie przy pogrążaniu ich również w podłoże uwarstwione lub w grunty niespoiste luźniejsze.

6.5. Kotwie gruntowe wiercone i wbijane

Kotwie gruntowe wiercone mogą mieć średnicę od 5 do 20 cm. Są one stosowane w gruntach i skałach (rys. 6.12). Wykonanie kotwi gruntowych wierconych (iniekcyjnych) obejmuje następujące czynności: wywiercenie otworu, wprowadzenie w otwór cięgna, wykonanie zastrzyku na odcinku kotwi, naciągnięcie cięgna i dokończenie zastrzyku w otworze. Do wiercenia otworów stosuje się wiertnice obrotowe lub udarowe. Narzędzia wiertnicze umożliwiają wydrążenie otworu w gruncie, w skale oraz betonie. Urządzenie wiertnicze służy do wiercenia otworu oraz do pogrążania i wyciągania rury obsadowej. Rurę obsadową zapuszcza się w gruntach niespoistych jednorodnych i przewarstwionych. W gruntach spoistych rurowania się nie stosuje, natomiast rozwierca buławę, co powiększa nośność kotwi. Do wykonanego otworu wprowadza się cięgno z liny, splotu drutów o dużej wytrzymałości na rozciąganie lub pręt stalowy. Następnie umieszcza się w otworze przewód zastrzykowy, który wyposażony jest w uszczelnienie umożliwiające cofnięcie się zastrzyku w kierunku wylotu otworu. Ciśnienie zastrzyku osiąga 2,0÷3,0 MPa. Wtłaczając zaczyn cementowy uzyskuje się zwiększenie średnicy otworu. W piaskach grubych oraz żwirach zaczyn przenika w otoczeniu otworu i zespala bryłę gruntu. Zaczyn przyrządza się z cementu szybko wiążącego. Po stwardnieniu zastrzyku w buławie napina się cięgna naciągarką śrubową lub hydrauliczną. Koniec cięgna kotwi się w głowicy

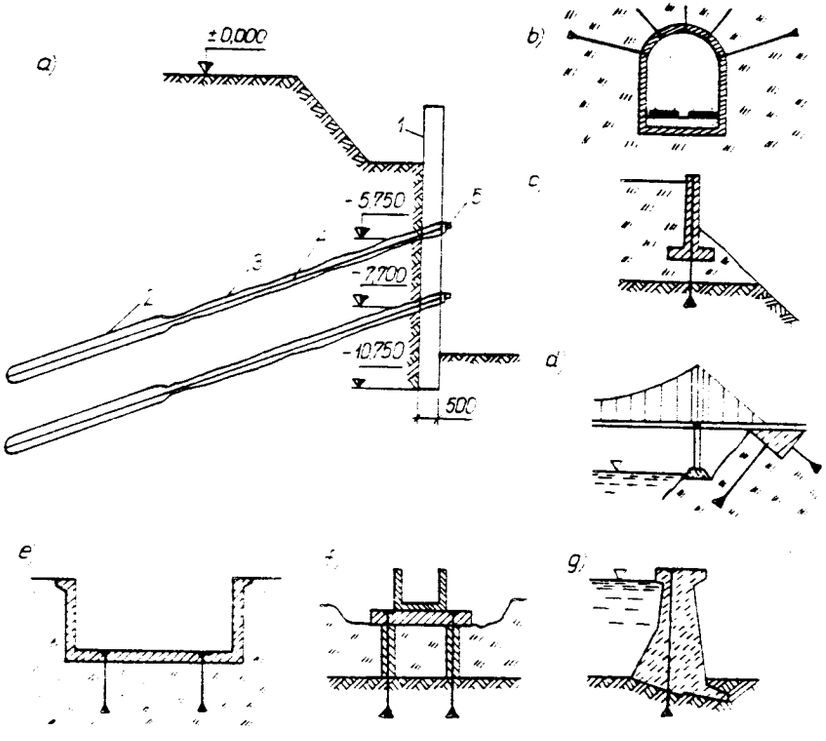
opartej o wzmacniany element. Po sprawdzeniu naciągu kotwi wtłacza się zaczyn w pozostałą część otworu, zabezpieczając cięgno na tym odcinku osłoną z tworzywa sztucznego.



Rys. 6.12. Zakotwienia: a) przykład suchego doku zakotwionego w podłożu, b) zakotwienie w podłożu gruntowym, c) zakotwienie mostu wiszącego

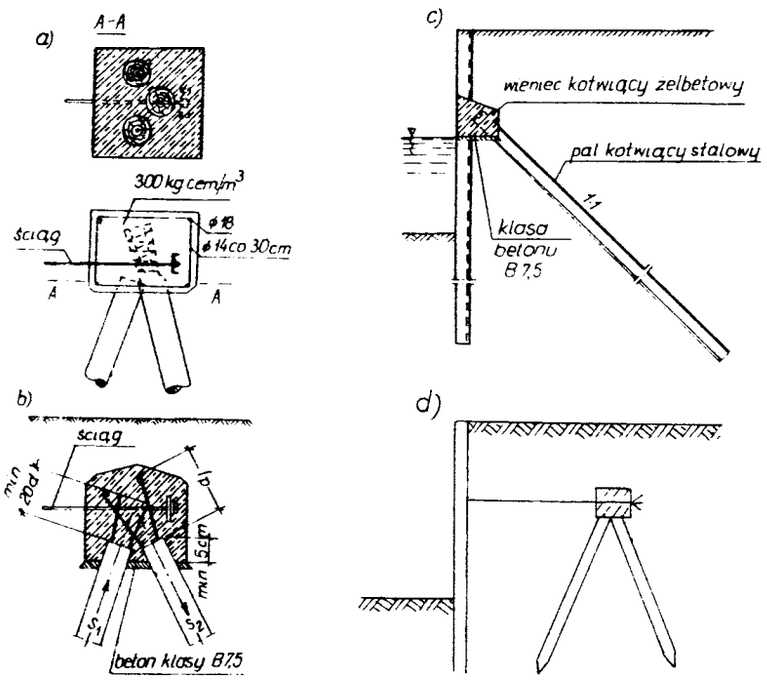
Zabezpieczenie to chroni cięgno przed korozją i zespoleniem z gruntem. Kotwie gruntowe iniekcyjne służą do kotwienia w podłożu: lekkich ścian oporowych, obudowy ścian wykopów, konstrukcji oporowych (w przypadku próbnych obciążeń pali), zbiorników wodnych, (w celu zrównoważenia wyporu wody) itp. (rys. 6.13).

Wbijane kotwie gruntowe mogą być wykonywane w postaci kozłów palowych (rys. 6.14d). Jest to zakotwienie sprężyste, którego zdolność kotwiąca zależna jest także od sprężystej pracy pali. Kozły palowe przenoszą siły poziome ulegając częściowo zginaniu, głównie zaś jednak rozkładają te siły wzdłuż swoich osi. Z tego powodu pale kozłowe muszą mieć zapewnioną nośność zarówno na wciskanie w grunt (pale przednie, tj. od strony ścianki szczelnej), jak i na wyciąganie (pale tylne).



Rys. 6.13. Kotwie gruntowe wiercone: a) płyta ścienna zamocowana kotwiami gruntowymi w dwóch szeregach: 1 – płyta ścienna, 2 – buława, część nośna kotwi, 3 – część kotwi, zacementowana bez ciśnienia, 4 – pręt pojedynczy średnicy 40 mm, 5 – głowica oporowa z naciągniętą śrubą; b), c), d), e), f), g) – przykłady zastosowania kotwi gruntowych

Kozły palowe mogą być wykonane z pali drewnianych, żelbetowych prefabrykowanych lub stalowych. Pale drewniane wiążą się w kozły bezpośrednio. Przedni pal wbija się ukośnie (3:1 do 5:1), tylny zaś także ukośnie lub pionowo. Głowice pali po ich wbiciu przycina się, klinuje i łączy przynajmniej dwiema śrubami, a między nimi przeprowadza się ściąg ścianki szczelnej zakotwionej (rys. 6.14a).



Rys. 6.14. Kotwie gruntowe wbijane: a) głowica kozła z pali drewnianych obetonowana blokiem, b) głowica kozła z pali żelbetowych (S_1, S_2 – reakcje pali), c) przekrój nabrzeża kozłowego z elementów stalowych, d) zakotwienie za pomocą kozła utworzonego z pali

Jeśli kozioł wystaje ponad zwierciadło wody gruntowej, należy jego głowicę obetonować blokiem. Stosując pale żelbetowe należy rozkuć głowice pali wyciąganych a następnie wkładki z nich wypuścić na długość (l_p) potrzebną dla przeniesienia sił przez przyczepność (rys. 6.14b). Pale kotwiące stalowe stosuje się przy ściankach szczelnych stalowych. Zakotwienie można zaprojektować jako zakotwienie współpracujące ze ścianką. Wówczas zakotwienie właściwe stanowi rząd pali stalowych (rys. 6.14c), wbitych do tyłu ukośnie, z pochyleniem w miarę możliwości 1:1 i pracujących na wyciąganie. Jako pale mogą być wbijane brusy pojedyncze tego

samego typu co ścianka szczelna. Ponieważ ścianka przenosi w tym przypadku również siły osiowe, głębokość jej wbicia musi być większa niż ścianek nie obciążonych osiowo. Pale ukośne wbija się zazwyczaj wcześniej (przed wbiciem ścianki) i trudno jest wykonać połączenie stalowe między palem a brusami odpowiadające ściśle projektowi. Z tych względów stosuje się wieńce żelbetowe, dostosowane pod względem wymiarów i zbrojenia do rzeczywistego położenia wbitych elementów.

6.6. Nośność kotwi wierconych

Kotwie gruntowe wiercone znalazły szerokie zastosowanie w ostatnich dwóch dziesięcioleciach tego wieku. W nowoczesnej technice wykonania budowli stały się one ważnym elementem zakotwień stałych lub czasowych. Na podstawie długoletnich badań, w skali naturalnej i modelowej, stwierdzono, że nośność kotwi wierconych jest uzależniona od dużej liczby wpływów, które mogą być zestawione w trzech grupach:

a) metody wykonania,
b) wymiary kotwi wierconej,
c) utrzymanie równowagi podłoża przy przekazywaniu sił na podłoże z bryły ściśniętej.

6.6.1. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu niespoistym

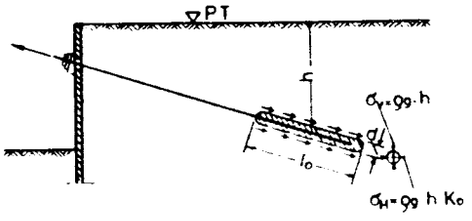
Z rozwiązań doświadczalnych lub geostatycznych wymienić należy opracowanie Zwecka, który podał wzór na nośność kotwi wierconej:

$$A = \pi d l_o \frac{1 + K_o}{2} \rho g h \operatorname{tg}\Phi' , \qquad (6.10)$$

w którym:

A – nośność kotwi wierconej [kN],
d – średnica otworu wiertniczego kotwi [m],
l_o – długość nośna (rys. 6.15) [m],

K_o – współczynnik parcia spoczynkowego,
ρ – gęstość objętościowa gruntu [$t \cdot m^{-3}$],
g – przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$],
h – średnia wysokość nadkładu gruntu [m],
Φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].



Rys. 6.15. Schemat działania naprężeń na ściśniętą bryłę gruntu

Bendel wyprowadzając wzór na nośność kotwi wierconych uwzględnia nacisk pochodzący od nadkładu gruntu oraz stan ścinania podłoża. Wzór sformułowany przez Bendela ma postać:

$$A = A_G + A_P = q(F_G \cdot \bar{N}_q + \kappa F_P \operatorname{tg}\Phi'), \qquad (6.11)$$

gdzie:
A_G – siła kotwiąca pochodząca od oporu głowicy [kN],
A_P – siła kotwiąca pochodząca od tarcia na pobocznicy kotwi [kN],
q – nacisk nadkładu gruntu na bryłę ściśniętą [$kN \cdot m^{-2}$],
F_G – rzeczywisty przekrój głowicy [m^2],
F_P – rzeczywisty przekrój pobocznicy kotwi [m^2],
$\bar{N}_q = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi'}{2}\right) e^{2\pi \operatorname{tg}\Phi'}$; współczynnik według Meyerhofa,
$\kappa = 0{,}5$ do 1,0 w zależności od wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego gruntu (Φ').

Wzór na nośność kotwi wierconej podaje również Lendi, z tym że uwzględnia on nachylenie kotwi do poziomu. Wówczas jego wzór ma postać:

$$A = A_G + A_P = q_o F_G T_\rho + \frac{q F_P \operatorname{tg}\Phi'}{\cos^2\alpha + \sin^2\alpha(1 + 2\operatorname{tg}^2\Phi') + 2\sin\alpha\cos\alpha} \qquad (6.12)$$

gdzie:
q_o – nacisk nadkładu gruntu na głowicę od bryły ściśniętej [$kN \cdot m^{-2}$],
α – kąt nachylenia kotwi do poziomu [°].

Współczynnik nośności T_ρ jest identyczny ze współczynnikiem $\bar{N}_q$ według Meyerhofa, z tym że Lendi stosuje go do wzoru (6.12) dla $\Phi' > 20°$.

6.6.2. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu spoistym

Według Bendela nośność kotwi wierconej można obliczyć ze wzoru (6.11); uwzględnić należy spójność gruntu. Rozbudowany przez niego wzór ma postać:

$$A = A_G + A_p = F_G(q\bar{N}_q + c'\bar{N}_c) + F_p(q\operatorname{tg}\Phi' + c'\cos^2\Phi'), \qquad (6.13)$$

gdzie:
$\bar{N}_c = \operatorname{ctg}\Phi'\left[\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi'}{2}\right) e^{2\pi\operatorname{tg}\Phi'} - 1\right]$, współczynnik według Meyerhofa.

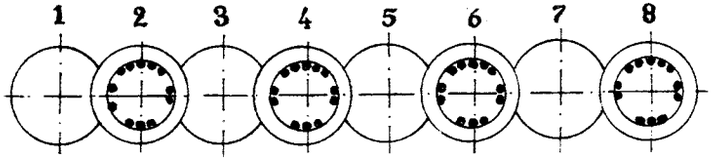
Uwzględniając spójność gruntu Lendi podaje następujący wzór na nośność kotwi wierconych, przy czym przyjmuje $T_c = N_c$

$$A = A_G + A_p + A_c = F_G(q_o T_\rho + c' T_c) + \frac{q F_p \operatorname{tg}\Phi'}{\cos^2\alpha + \sin^2\alpha(1 + 2\operatorname{tg}^2\Phi') + 2\sin\alpha\cos\alpha} + F_p c' \cos^2\Phi' \qquad (6.14)$$

Współczynniki nośności T_ρ oraz T_c są identyczne z podanymi przez Meyerhofa, przy czym dla $\Phi' > 20°$ zmniejszają one wartości poszczególnych członów wzoru (6.14).

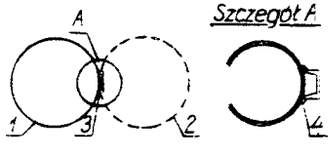
6.7. Ścianki z pali żelbetowych

Ścianki szczelne wykonuje się z takich pali, których beton w czasie ich wykonania rozchodzi się na boki, przy czym jest on należycie ubity. Do tego rodzaju ścianek szczelnych stosowane są pale Franki lub Wolfsholza (rys. 6.16).



Rys. 6.16. Ścianka szczelna z pali żelbetowych: 1,3,5,7 – pale wykonane w pierwszej kolejności, 2,4,5,8 – pale wykonane w drugiej kolejności

W przypadku ścianki szczelnej z pali Franki nie wykonuje się rozszerzonej podstawy pala , jak to ma miejsce w przypadku pali pojedynczych. Wbijanie pali Franki w bezpośrednim sąsiedztwie może spowodować uszkodzenia pali wbitych uprzednio i nie stwardniałych. Niebezpieczeństwo to może powstać szczególnie wtedy, gdy grunty są luźne lub średnio zagęszczone. Aby zapobiec temu niebezpieczeństwu, wciska się najpierw rurę obsadową w grunt na głębokość do 1,0 m, następnie wlewa się do niej wodę i przez uderzenia bijaka zmiękcza grunt wtłoczony do rury przy jej wciskaniu. Równocześnie ze zmiękczeniem gruntu następuje zagłębienie rury pod wpływem uderzeń bijaka w korek gruntowy. Bijak nie powinien wychodzić z rury poniżej jej dolnej krawędzi, gdyż w takim przypadku można by spodziewać się uszkodzeń sąsiednich pali. Przy tym sposobie wykonawstwa konieczne jest uszczelnienie ścianki. Wykonuje się to za pomocą ceownika przyspawanego do rury na całej jej długości (rys. 6.17). W czasie zagłębiania rury kieruje się ceownik



Rys. 6.17. Ceownik złobiący wpust w sąsiednim palu do wykonania ścianki z pali Franki: 1 – rura obsadowa, 2 – pal sąsiedni (wykonany), 3 – ceownik przyspawany do rury, 4 – spoina

tak, aby żłobił wpust w sąsiednim uprzednio wykonanym palu. W czasie betonowania pala wypełnia się wpust betonem, który tworzy połączenie pala betonowego z palem uprzednio wykonanym.

Ścianka szczelna z pali Wolfsholza wykonana jest w sposób podobny jak ścianka szczelna z pali Franki. Najpierw wierci się otwory dla pali kierunkowych (narożnych i pośrednich) i pozostawia w nich rury obsadowe, następnie wierci się otwory na pale pośrednie i również pozostawia w nich rury. Betonowanie rozpoczyna się od pali kierunkowych. W czasie betonowania pala porusza się sąsiednie rury, aby zapobiec ich związaniu z wykonanym palem. Przy długich ściankach szczelnych nawiercanie wszystkich otworów jest niepraktyczne, wobec czego wierci się równocześnie dwa sąsiednie otwory a następnie betonuje pierwszy pal przy poruszaniu rury pala drugiego. W dalszej kolejności wierci się otwór trzeci, po czym betonuje drugi przy odpowiednim poruszaniu zawierconą rurą obsadową itd. Podstawowym warunkiem szczelności tego typu ścianki jest dokładne pionowe wiercenie otworu.

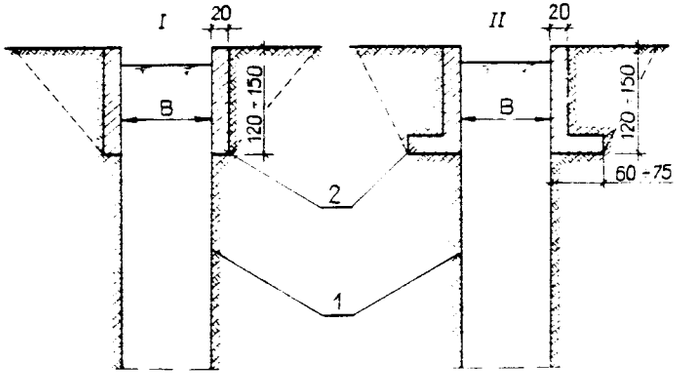
6.8. Wykonywanie i projektowanie fundamentów szczelinowych

Fundamentami „szczelinowymi" są fundamenty formowane przez wypełnienie betonem wąskoprzestrzennych wykopów (szczelin), głębionych przy zastosowaniu zawiesin tiksotropowych w celu zabezpieczenia ścian wykopów przed obwałami. Rozróżnia się trzy typy fundamentów szczelinowych: **typ I** – ścianki szeregowe ciągłe oraz ścianki szeregowe z przerwami, **typ II** – ścianki z jedno- lub dwustronnymi żebrami, zwiększającymi nośność i sztywność fundamentu, **typ III** – fundamenty wykonywane w układzie zamkniętym skrzyniowym lub studniowym z ewentualnym zastosowaniem żeber, wykonywane w razie konieczności uzyskania bardzo wysokiej nośności, bądź konieczności przejmowania sił poziomych.

Wykonywanie fundamentów szczelinowych obejmuje następujące etapy:

a) wykonanie ścianek prowadzących (rys. 6.18), wyznaczających oś fundamentu i zabezpieczających stateczność ścian wykopu w strefie przypowierzchniowej, jeśli występują tam grunty niespoiste,

b) głębienie wykopu między ściankami prowadzącymi, aż do projektowanej głębokości H, przy równoczesnym wypełnianiu wykopu zawiesiną tiksotropową,
c) opuszczenie zbrojenia do wykopu oraz rury do betonowania metodą Contractor,
d) wypełnienie wykopu mieszanką betonową, wypierającą zawiesinę,
e) roboty wykończeniowe, polegające na usunięciu wierzchniej warstwy betonu, który uległ zanieczyszczeniu zawiesiną, oraz na odpowiednim ułożeniu warstwy świeżej mieszanki betonowej.



Rys. 6.18. Ścianki prowadzące (ławy)

Długość poszczególnych odcinków roboczych fundamentu szczelinowego waha się w granicach od 4 do 8 m. Przyjmuje się, że grubość ścianek równa jest szerokości gabarytowej, zwiększonej o 5 cm, narzędzia (np. chwytaka), służącego do głębienia wykopów. Szerokości wykopów wahają się od 50 do 80 cm. Wysokość ścianek ograniczona jest do 20 – 30 m, zależnie od typu maszyn stosowanych do głębienia wykopów. Zawiesina tiksotropowa stosowana przy wykonywaniu szczelin powinna spełniać następujące warunki:
a) mieć dostateczną gęstość właściwą, aby parcie hydrostatyczne zawiesiny przewyższało parcie czynne ośrodka gruntowego i parcie hydrostatyczne wody gruntowej,
b) mieć dostatecznie wysoką wytrzymałość strukturalną (τ_s) niezbędną do:

– zabezpieczenia przed obwałami na skutek narastającego obsypywania się ziarn gruntu znajdujących się bezpośrednio na ścianie wykopu,
– zapewnienia wymaganej stabilności zawiesin zanieczyszczonych urabianym z wykopu gruntem,
c) odznaczać się dostateczną stabilnością, to znaczy odpornością na zmiany gęstości właściwej, wynikające z sedymentacji i koagulacji cząstek.

Należy odróżnić:
– właściwości tzw. zawiesiny roboczej doprowadzonej do głębionych wykopów,
– właściwości zawiesiny w wykopie, różne od właściwości zawiesiny roboczej ze względu na zanieczyszczenie się zawiesiny urabianym gruntem i równoczesne rozcieńczenie zawartą w nim wodą gruntową.

Warunek dostatecznej gęstości właściwej zawiesiny tiksotropowej musi spełniać zawiesina wypełniająca wykop.

Dla zapewnienia stateczności ścian wykopów powinien być spełniony warunek równowagi granicznej

$$p_g + p_w + p_d - p_z = 0, \tag{6.15}$$

w którym:
p_g – geodynamiczne jednostkowe parcie czynne, tzn. parcie szkieletu gruntowego według Coulomba [kPa],
p_w – parcie hydrostatyczne wody gruntowej [kPa],
p_d – parcie wywołane dodatkowym obciążeniem naziomu przez sprzęt, blisko położone budynki itp. [kPa],
p_z – parcie czynne i bierne zawiesiny wypełniającej wykop [kPa].

Dla wykopów o znacznej długości ($h:L<2$), wykonanych w podłożu jednorodnym oraz dla $c_u = 0$, można przyjąć:

$$p_g = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right)\left[\rho g h_w + (\rho_{sr} - \rho_w) g (h_x - h_w)\right], \tag{6.16}$$

gdzie:
h_w – odległość zwierciadła wód gruntowych od poziomu terenu [m],
$\rho;(\rho_{sr}-\rho_w)$ – gęstości objętościowe gruntu powyżej i poniżej poziomu h_w [$t \cdot m^{-3}$],

h_x – poziom, dla którego oblicza się wartość p_g; wartości h_w oraz h_x przyjmuje się jako dodatnie [m],
Φ_u – wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu [°],
g – przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$].

Wartość jednostkowego parcia hydrostatycznego wody wynosi:

$$p_w = \rho_w g(h_x - h_w), \tag{6.17}$$

gdzie ρ_w – gęstość objętościowa wody [$t \cdot m^{-3}$].

Obliczenie wartości p_d wymaga każdorazowej analizy, przy czym należy zachować odpowiednią ostrożność przy wykonaniu wykopu w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących budynków.

Parcie jednostkowe czynne i bierne zawiesiny wypełniającej wykop oblicza się ze wzoru:

$$p_z = p_{zh} + p_{zb} = \rho_z g(h_x - h_z), \tag{6.18}$$

w którym:
ρ_z – gęstość właściwa zawiesiny [$t \cdot m^{-3}$],
h_z – odległość zwierciadła zawiesiny w wykopie od poziomu terenu [m],
$p_{zb} = 0$ ze względu na trudności oznaczania wartości granicy płynięcia (τ_f) danej zawiesiny.

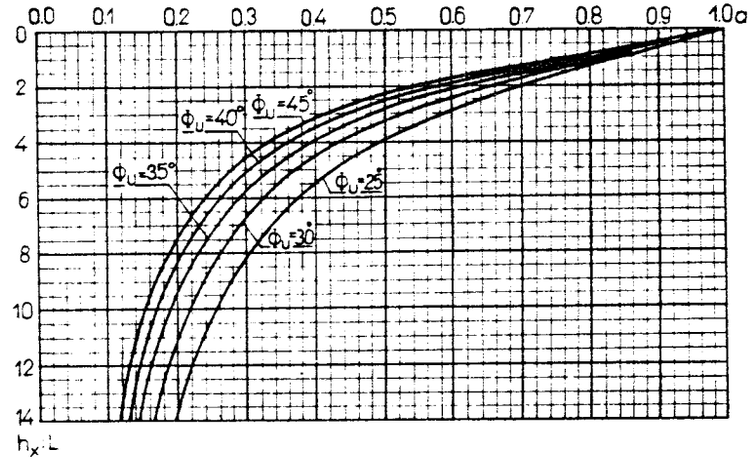
Dla wykopów krótkich (h:L ⩾ 2), ze względu na tworzenie się poziomych „sklepień odciążających", zmniejszających wielkość parcia szkieletu gruntowego, jednostkowe parcie czynne oblicza się według wzoru:

$$p_g = a\left[1 - \left(1 - \frac{\rho_{sr} - \rho_w}{\rho}\right)\beta\right] h_x \rho g \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right), \tag{6.19}$$

w którym:
a – współczynnik ustalany za pomocą nomogramu (rys. 6.19),
β – współczynnik równy zeru przy $h_x \leqslant h_w$, natomiast przy $h_x > h_w$ równy $(h_x - h_w):h_x$,
h_x – poziom w wykopie, dla którego oblicza się wartość p_g [m].

Czynnikami wpływającymi na stateczność ścian wykopów są:
a) gęstość właściwa zawiesiny wypełniającej wykop ρ_z [$t \cdot m^{-3}$],

b) poziom zwierciadła zawiesiny h_z, który nie powinien opadać poniżej 0,5 m od powierzchni terenu [m],
c) poziom zwierciadła wód gruntowych h_w [m],
d) długość wykopu L [m].



Rys. 6.19. Nomogram do ustalania współczynnika a, dla wartości ze wzoru (6.19)

Przed głębieniem wykopów wykonuje się ścianki prowadzące. Jeśli te ścianki wykonane są z elementów prefabrykowanych, to muszą być układane na warstwie wyrównawczej z betonu lub zaprawy cementowo-piaskowej. Do głębienia wąskoprzestrzennych wykopów (szczelin) są używane koparki, głębiarki, wiertnice itp. Stosowana maszyna powinna umożliwiać usuwanie osadu sedymentacyjnego z dna wykopu i być wykorzystana do ustawienia w wykopie klatek zbrojeniowych. W miarę pogłębiania wykopów doprowadza się zawiesinę roboczą świeżą lub generowaną w ten sposób, aby poziom zawiesiny w wykopie nie opadał więcej niż 0,5 m w stosunku do powierzchni terenu. Poziom zawiesiny w wykopie powinien być wyższy od poziomu zwierciadła wód gruntowych.

Do zbrojenia ścianek szczelinowych stosuje się pręty ze stali klas A-II (do zbrojenia głównego pracującego na rozciąganie) oraz A-I.

Do zbrojenia pionowego stosuje się pręty o średnicach wynoszących więcej niż 16 mm, do strzemion zaś pręty o średnicach wynoszących więcej niż 10 mm. Wysokość poszczególnych odcinków szkieletu zbrojeniowego powinna mieć nie mniej niż 5 m. W przypadku gdy wykop ma mniej niż 5 m, wysokość szkieletu zbrojeniowego powinna być równa głębokości wykopu. Pręty należy spawać lub łączyć na zakład; długość zakładu co najmniej:

- 30 średnic pręta dla przekrojów rozciąganych,
- 10 średnic pręta dla przekrojów ściskanych.

Szerokość poszczególnych klatek zbrojeniowych powinna wynosić 13 – 15 cm mniej od szerokości wykopu. Jeśli fundament nie przenosi sił rozciągających i nie stanowi konstrukcji oporowej, to zbrojenie ogranicza się do zbrojenia konstrukcyjnego, o przekroju 0,8% przekroju betonu.

Ponadto w przypadkach:

- gdy występuje jedynie ściskanie osiowe lub mimośród względny obciążenia jest mniejszy od 10%,
- gdy nie zachodzi obawa przesunięć gruntu (osuwiska, tereny występowania szkód górniczych itd.)

należy uwzględnić możliwość ograniczenia zbrojenia do 4 – 5 m odcinka poniżej najniższego przylegającego naziomu. W przypadku występowania gruntów małonośnych długość zbrojenia pionowego przedłuża się do 4 – 5 m poniżej spągu warstwy tych gruntów.

Opuszczone do wykopu zbrojenie powinno być zabezpieczone przed możliwością przesunięcia lub wypierania w trakcie betonowania. Okres czasu między opuszczaniem zbrojenia a rozpoczęciem betonowania nie powinien przekraczać 8 godzin.

Do ścianek szczelinowych stosuje się beton klasy nie niższej od:

- B 20, w przypadku ścianek obciążonych siłami pionowymi lub przy małym mimośrodzie,
- B 25, w przypadku ścianek fundamentowych spełniających również rolę konstrukcji oporowych,
- B 30, w przypadku wszelkiego rodzaju ścianek w warunkach korozyjnego zagrożenia.

Betonując fundamenty szczelinowe należy ograniczyć wielkość ziarn kruszywa do 32 mm, przy czym stosowanie kruszywa łamanego nie jest wskazane. Ponadto ilość cementu nie powinna być mniejsza od 350 $kg \cdot m^{-3}$ mieszanki betonowej, zaś stosunek w/c nie powinien przekraczać 0,6. Ścianki betonuje się według metody Contractor. Betonowanie wykonuje się używając zawiesiny tiksotropowej, wykazującej wyż-

szy niż woda opór przy wypieraniu przez mieszankę betonową. Należy dokładnie wykonać korki opuszczane do rur w celu zapobieżenia mieszania się betonu z zawiesiną. Średnica rur do betonowania nie może mieć mniej niż 1/20 długości betonowanego odcinka wykopu, lecz nie mniej niż 20 cm. Betonowanie każdego odcinka ścianki odbywa się w kilku etapach (rys. 6.20):

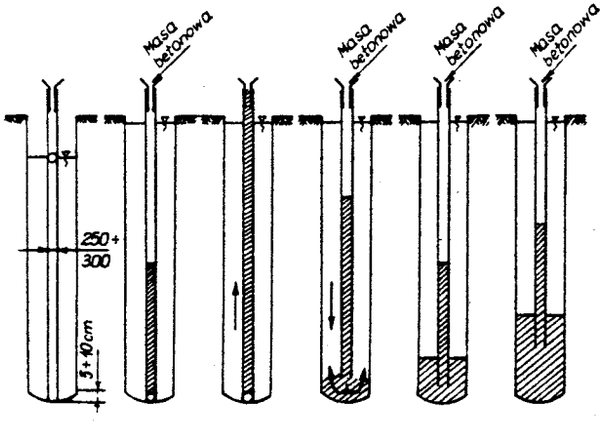
etap I – wypełnienie rury mieszanką betonową,

etap II – formowanie pierwszej warstwy betonu rozpoczyna się po wypełnieniu rury wlewowej betonem oraz niewielkim jej podciągnięciu umożliwiającym wypływ mieszanki betonowej; korek ulega przy tym wypchnięciu,

etap III – właściwe wypełnienie wykopu betonem, przy czym powinno się ono odbywać przy odpowiednim podciąganiu rury wlewowej, której dolny koniec powinien być zagłębiony w masie betonowej na głębokość nie mniejszą niż h_c, spełniającą warunek:

$$h_c \geqslant \frac{L}{B} + 0{,}2\ \text{m}\,, \qquad (6.20)$$

gdzie L – długość betonowanego odcinka wykopu, przy założeniu że rura wlewowa znajduje się w jego środku.



Rys. 6.20. Kolejne etapy betonowania metodą Contractor

W przypadku, gdy ścianki fundamentowe stanowią równocześnie szczelną konstrukcję należy dobrać odpowiedni typ ścianki oraz uformować szczelne złącze między poszczególnymi odcinkami roboczymi. Złącza wykonuje się trzema sposobami:

a) formowanie złączy za pomocą opuszczanych do wykopu kolumn rur szablonowych o odpowiedniej średnicy,
b) stosowanie opuszczanych do wykopu prefabrykowanych brusów żelbetowych,
c) wbijanie prostopadle do osi wykopów brusów Larsena z płaskownikami przyspawanymi przy obu zamkach.

Obliczenia statyczne fundamentów szczelinowych przeprowadza się według pierwszego i drugiego stanu granicznego. Niżej podane wytyczne nie dotyczą:

- pali o dużych średnicach ($D \geqslant 0{,}6$ m), wykonywanych przy użyciu zawiesin,
- wszelkiego rodzaju fundamentów szczelinowych, poddanych działaniu sił poziomych większych niż 1/3 obciążenia pionowego.

Jako pojedynczy fundament traktuje się w tym przypadku:

- pojedynczą ściankę, to znaczy równocześnie zabetonowany odcinek wykopu, stanowiący część fundamentów typu I, II lub III, mający złącza, które nie przenoszą sił pionowych,
- fundamenty typu III, jeśli ich średnica lub szerokość i długość spełniają warunek:

$$d_w \leqslant 2 \sum^{k} h_i \operatorname{tg} \alpha_i , \tag{6.21}$$

w którym:

d_w – wewnętrzny promień fundamentów typu III lub szerokość czy długość pola wewnętrznego fundamentów typu III [m],

h_i – grubość poszczególnych warstw geotechnicznych, przy czym

$$D = \sum_{i=1}^{k} h_i ,$$

gdzie D jest głębokością posadowienia, wziętą od najmniejszego przyległego naziomu [m],

α_i – wartości kątów przyjmowane według tablicy 4 Instrukcji ITB Nr 230.

Według pierwszego stanu granicznego przyjmuje się

$$Q_r = \gamma_f Q_n , \tag{6.22}$$

gdzie:

Q_n – wartość normowa obciążeń [kN],
γ_f – współczynnik obciążenia; $\gamma_f = 1{,}2$.

We wszystkich przypadkach powinien być spełniony warunek:

$$Q_r \leqslant m\, Q_f , \tag{6.23}$$

w którym:

m – współczynnik korekcyjny równy 0,9,
Q_f – graniczny opór podłoża [kN].

Według drugiego stanu granicznego we wszystkich przypadkach powinien być spełniony warunek:

$$[S] \leqslant [S]_{dop} , \tag{6.24}$$

przy czym:

[S] – symbol przemieszczeń obliczony według PN-81/B-03020,
$[S]_{dop}$ – symbol dopuszczalnych przemieszczeń ustalonych na podstawie analizy: stanów granicznych danej budowli, wymagań użytkowych, szczególnie jeśli chodzi o eksploatację urządzeń, działania połączeń instalacyjnych lub według tablicy 4 normy PN-81/B-03020.

Jeśli warunek (6.24) nie jest spełniony, należy przyjąć jedną z następujących możliwości:

a) zwiększyć wysokość fundamentu szczelinowego na całej długości lub dla odpowiednich jego odcinków,
b) zwiększyć grubość ściany (B),
c) zastosować fundamenty typu II lub III,
d) ustawić dodatkowe odcinki ściany w kierunku prostopadłym do osi fundamentu i zastosować odpowiednie ich zwieńczenia.

Graniczny opór podłoża oblicza się ze wzoru:

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2}, \tag{6.25}$$

gdzie:

Q_{f1} – graniczny opór podłoża w poziomie posadowienia [kN],

Q_{f2} – graniczny opór wynikający z sił tarcia między fundamentem a otaczającym go gruntem [kN].

Wartość Q_{f1} dla ścianek o podstawie prostokątnej oblicza się ze wzoru:

$$Q_{f1} = BL\left[\left(1 + 0{,}3\frac{B}{L}\right) c_u^{(r)} N_C + \rho_D^{(r)} g D' N_D + \right.$$

$$\left. + \left(1 - 0{,}2\frac{B}{L}\right) BN_B \rho_B^{(r)} g + \varepsilon N_D \rho_D^{(r)} g(D - D')\right], \tag{6.26}$$

w którym:

L, B – długość, szerokość fundamentu [m],

D – głębokość posadowienia, tzn. zagłębienie podstawy fundamentu szczelinowego poniżej najniższego przylegającego naziomu [m],

D' – wartość (m) przyjmowana jako równa: $D = D'$, gdy $D \leqslant 10$ B, $D' = 10$ B, gdy $D > 10$ B,

ε – współczynnik równy 0,25 dla gruntów spoistych i skonsolidowanych oraz 0,15 dla gruntów niespoistych i gruntów spoistych nieskonsolidowanych,

$\rho_D^{(r)}$ – gęstość objętościowa (z uwzględnieniem wyporu wody) gruntu zalegającego powyżej poziomów D, D' [t·m^{-3}],

$\rho_B^{(r)}$ – gęstość jak wyżej dla gruntu zalegającego poniżej poziomu D [t·m^{-3}],

N_C, N_D, N_B – współczynniki przyjmowane według rysunku Z1-1 normy PN-81/B-03020.

Wzór (6.26) można stosować, gdy mimośród względny obciążenia pionowego nie przekracza 5% i gdy można pominąć wpływ sił poziomych na nośność fundamentu. W pozostałych przypadkach stosuje się dwa wzajemnie prostopadłe układy ścianek (lub fundamentów typu II lub III),

z których jeden przejmuje działanie sił poziomych. Maksymalna wartość D wynosi 20,0 m. Graniczny opór wynikający z sił tarcia między fundamentem a otaczającym go gruntem oblicza się ze wzoru:

$$Q_{f2} = \sum_{i=1}^{r} t_i \Omega_i, \tag{6.27}$$

w którym:

t_i – obliczeniowa wartość oporu tarcia na powierzchniach bocznych fundamentu w i-tej warstwie gruntu [kPa],

Ω_i – powierzchnia ścian fundamentu w obrębie i-tej warstwy gruntu [m^2].

Obliczając wartości Q_{f2} uwzględnia się jedynie grunty zalegające poniżej najniższego przylegającego naziomu. Wartości t_i są podane w tablicy 3 Instrukcji ITB Nr 230. Jeśli fundament przechodzi przez warstwy gruntów słabo skonsolidowanych i podlegających w wyniku tego osiadaniom pod wpływem obciążenia własnego lub dodatkowego obciążenia, to może wystąpić zjawisko tarcia ujemnego.

6.9. Nośność i osiadanie fundamentu obudowanego ścianką szczelną

Fundament ze ścianką szczelną wbitą kafarem zmniejsza boczne przemieszczenia podłoża do minimum i zmniejsza wymywanie drobnych ziarn przez płynącą wodę gruntową.

Takie rozwiązanie ma także zastosowanie przy wysokim poziomie wody gruntowej, ponieważ można zaoszczędzić na kosztach odwodnienia z powodu wąskich wykopów. Oddzielenie masy gruntowej zmienia zasadniczo jej stan naprężeń pod fundamentem. Z tego wynika, że są różne naprężenia graniczne i różne odkształcenia w stosunku do odpowiednich wartości dla fundamentu bez obudowy ścianką szczelną.

Nośność podłoża pod fundamentem oblicza się tylko do głębokości t, która odpowiada parciu geostatycznemu (rys. 6.21). Oznacza to, że w przypadku jednorodnego podłoża zwiększa się naprężenie graniczne o wartość:

$$\Delta \sigma_{gr} = \omega(t - D)\,\rho\,g\,N_D\,, \qquad (6.28)$$

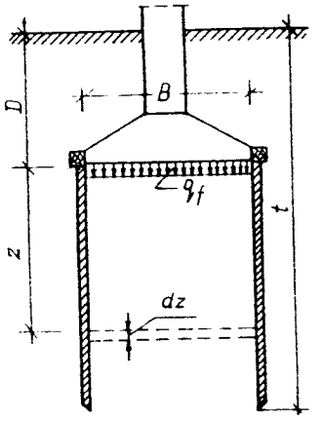
w której:

ω – współczynnik kształtu fundamentu,

ρ – średnia gęstości objętościowej gruntu,

N_D – współczynnik nośności, $N_D = e^{\pi \operatorname{tg}\Phi_u} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_u}{2}\right)$,

g – przyspieszenie ziemskie.



Rys. 6.21. Schemat obliczeniowy fundamentu ze ścianką szczelną

W większości przypadków praktycznych nośność zwiększa się znacznie, ponieważ korzystniejsze są właściwości gruntu w miarę zwiększenia głębokości, przy czym zwiększa się kąt tarcia wewnętrznego gruntu (ewentualnie spójność) i przez to wartość współczynnika nośności N_D czy $N_C = (N_D - 1)\operatorname{ctg}\Phi_u$.

Nie ma oceny tak jednoznacznej, jeśli chodzi o zmianę osiadania. Masa gruntowa zawarta między ściankami szczelnymi powoduje powstawanie sklepienia. Pionowe naprężenia, według powszechnie akceptowanej teorii parcia na ścianę silosu, pod ławą fundamentową szerokości B, na głębokości z, wynoszą:

$$\sigma_z = q_f\, e^{2(-K \operatorname{tg}\varphi)z/B} \qquad (6.29)$$

gdzie:

q_f – obliczeniowy opór jednostkowy jednowarstwowego podłoża pod fundamentem [kPa],

φ – kąt tarcia materiału sypkiego o ścianę komory [°],

K – współczynnik hydrostatyczny,

B – szerokość ławy fundamentowej [m].

Wprowadzając oznaczenie

$$A = \frac{2\,K \operatorname{tg}\varphi}{B}$$

można zsumować naprężenia pionowe na wysokości z

$$\Omega_z = \int_0^z \sigma_z\,dz = \int_0^z q_f\, e^{-Az}\,dz = \frac{q_f}{A}(1 - e^{-Az})\,.$$

Na podstawie badań określono, że współczynnik hydrostatyczny $K = \sigma_x : \sigma_z$ zmienia się między wartościami:

$$K_{min} = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right); \qquad K_{max} = 1\,.$$

Dzieląc zsumowane naprężenia Ω_z przez $q_f B : 2$ oraz przyjmując $\varphi = 0{,}8\,\Phi_u$ otrzymamy następujący wzór:

$$\Omega = \frac{2\,\Omega_z}{q_f B} = \frac{1 - e^{-2K \operatorname{tg}(0{,}8\,\Phi_u)\,z/B}}{K \operatorname{tg}(0{,}8\,\Phi_u)}\,.$$

Mając wartość dla Ω można obliczyć osiadanie bryły fundamentowej ze wzoru:

$$S = \frac{q_f B}{2}\,\frac{\Omega}{M_o} = \frac{\Omega_z}{M_o}\,, \qquad (6.30)$$

w którym

M_o – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej (ogólnej).

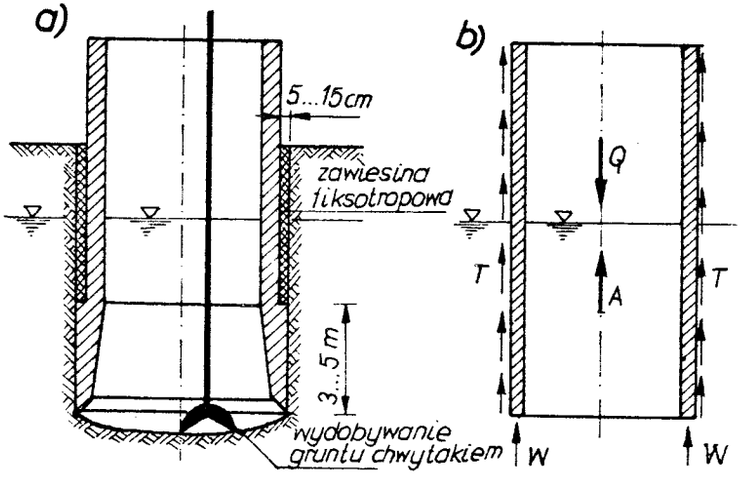
7. STUDNIE OPUSZCZANE I KESONY

7.1. Określenie i praca studni

Studnia opuszczana jest to element inżynierski służący do budownictwa podziemnego, który można zagłębić do poziomu warstwy nośnej podłoża podczas równoczesnego wybierania gruntu z dna wykopu (rys. 7.1). Studnia opuszcza się pod własnym ciężarem i w miarę zagłębiania jej płaszcz nadbudowuje się kilkumetrowymi sekcjami. Płaszcz studni może być wykonany z betonu lub żelbetu, rzadziej z cegły lub kamienia. Po pogrążeniu studni do projektowanej rzędnej betonuje się jej dno na suchym gruncie lub pod wodą, w zależności od warunków wodno-gruntowych.

Studnia przekazuje na podłoże obciążenia zewnętrzne, pochodzące od konstrukcji nadziemnej, przez swoją podstawę. Projektując pomija się niekiedy opór tarcia na pobocznicy studni. Pominięcie tego oporu jest uzasadnione w studniach o ściankach zbieżnych lub w studniach z odsadzkami na powierzchni zewnętrznej. Opór tarcia na pobocznicy można uwzględniać, gdy obliczamy udźwig studni, której płaszcz będzie zespolony z gruntem zastrzykami cementowymi. Trzeba zwrócić uwagę na fakt, że stosując każdy sposób opuszczania studni będzie się naruszać strukturę podłoża, na którym studnia będzie posadowiona. Wyjątkiem może być opuszczanie studni na „sucho", gdy zwierciadło wody gruntowej jest obniżone przez depresję i gdy równocześnie wybiera się ręcznie grunt ostatniej warstwy (grubość warstwy około 50 cm). Zastosowanie studni opuszczanych to jeden ze sposobów głębokiego posadowienia. Sposób ten ma pewne zalety; nie wymaga zbyt wielu robót ziemnych ani deskowania do rozparcia ścian wykopu; możliwe jest opuszczanie studni bez potrzeby obniżania wody gruntowej nawet przy jej wysokim poziomie.

Studnię trudno opuszczać, gdy napotyka się głazy, pnie drzew itp.; podczas budowy studni trzeba zatrudnić odpowiednio kwalifikowany, doświadczony personel.



Rys. 7.1. Studnia opuszczana: a) przekrój przez studnię, b) siły powstające przy opuszczaniu studni. T – siły tarcia, Q – ciężar własny studni, A – siła wyporu, W – opór podstawy studni

7.2. Zastosowanie studni

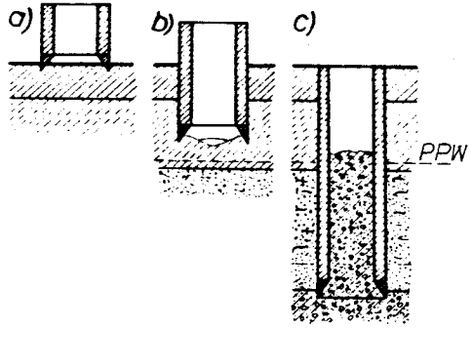
Studnie opuszczane stosuje się jako fundamenty budowli, ujęcia wody, pomieszczenia podziemne i szyby.

Zastosowanie studni jako fundamentów budowli (rys. 7.2) może mieć miejsce w przypadkach gdy:

a) warstwa nośna znajduje się na głębokości co najmniej 8,0 m, licząc od powierzchni terenu; gdy mamy do czynienia z warstwą nośną zalegającą na głębokości od 5,0 do 8,0 m, posadowienie na studniach może okazać się droższe niż posadowienie w wykopie otwartym, w sytuacji gdy istnieje taki układ warstw gruntów, w którym nie zachodzi potrzeba odpompowywania wody z wykopu otwartego za pomocą studni depresyjnych;

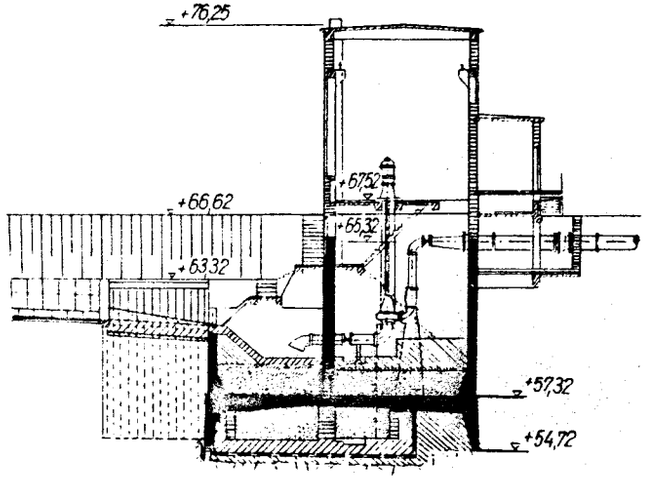
b) w warstwach zalegających powyżej warstwy nośnej nie ma dużych kamieni, kłód drewna, starych fundamentów i innych przeszkód uniemożliwiających opuszczanie studni;
c) obecność wody gruntowej czy powierzchniowej nie zezwala na dojście do warstwy nośnej, leżącej nawet stosunkowo płytko, za pomocą wykopu otwartego,
d) obciążenie jest tak duże, że nie można pomieścić potrzebnej liczby pali pod fundamentem i należałoby powiększyć podstawę do rozmieszczenia tych pali;
e) w bezpośrednim sąsiedztwie nie ma obiektów posadowionych płycej niż projektowane dno studni, gdyż szczególnie podczas pompowania wody wprost z wnętrza studni narusza się równowagę gruntu w podłożu istniejących fundamentów. Studnie stosuje się jako fundamenty przy niedużych podstawach fundamentu, gdy grunt nośny zalega na znacznej głębokości, często poniżej zwierciadła wody gruntowej, a wykonanie fundamentu palowego jest nieopłacalne. Studnie zestawiane z gotowych kręgów mają zwykle średnice do 1,25 m, rzadko do 3,0 m. Minimalna odległość między zewnętrznymi powierzchniami płaszcza studni powinna wynosić 1,5 m. Posadowienie budowli na jednej studni może mieć miejsce, gdy mały jest rzut poziomy budowli.

Studnie opuszczane, jako ujęcie wody, zasługują na uwagę ze względu na informację o materiałach oraz ze względu na technikę wykonania studni.

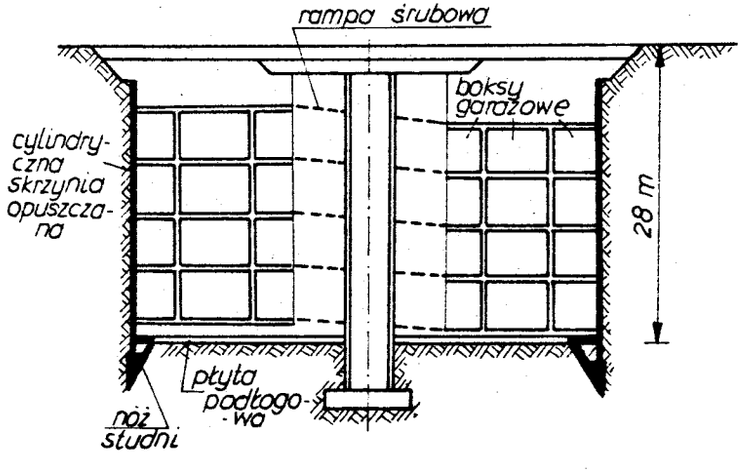


Rys. 7.2. Fazy wykonania fundamentu jako studni opuszczanej: a) położenie początkowe, b) studnia w trakcie opuszczania, c) zakończenie opuszczania studni

Studnie opuszczane, forma konstrukcji podziemnych, mogą służyć jako przepompownie (rys. 7.3), osadniki, oczyszczalnie, garaże podziemne, schrony itp. Studnie tego typu, mające najczęściej plan koła, mogą mieć średnice do około 50 m (rys. 7.4).



Rys. 7.3. Przepompownia



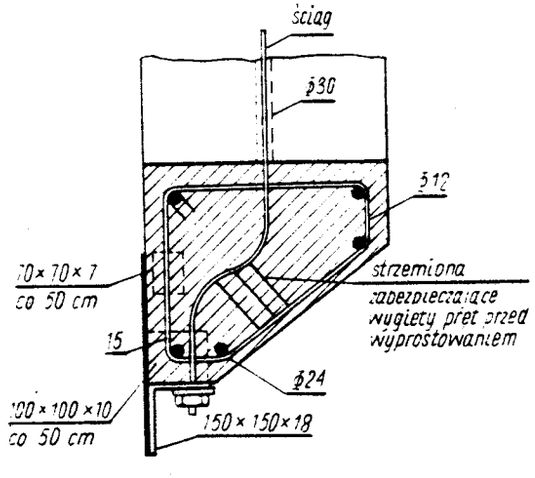
Rys. 7.4. Przykład zastosowania studni dużych średnic

Cechy charakterystyczne tych studni są następujące:
- zagłębione poniżej zwierciadła wody gruntowej muszą mieć właściwą izolację,
- budowle tego typu należy sprawdzać na działanie wyporu wody gruntowej.

Studnie w postaci szybów głębionych mają zastosowanie w budownictwie górniczym, komunikacyjnym podziemnym i podczas budowy innych urządzeń podziemnych. Technologia robót budowania szybów polega na stopniowym wykonaniu obudowy studni na powierzchni terenu i stopniowym zagłębianiu studni w gruncie. Studnie żelbetowe jako szyby budowane tą technologią mają zwykle noże żelbetowe, zaopatrzone w ostrze ze stali profilowej.

7.3. Sposoby wykonywania studni

Kołowe studnie murowane mają średnicę do 6,0 m, i są wykonane z cegły, klinkieru lub kształtek betonowych spajanych zaprawą cementową.



Rys. 7.5. Nóż studni murowanej

Studnie murowane z kamienia spotykane są rzadko, ponieważ trudno je wykonać. Dolna część studni murowanej zakończona jest nożem żelbetowym ze wzmacniającym stalowym ostrzem (rys. 7.5). Co 1,5 – 2,0 m przedziela się studnie wieńcami żelbetowymi. Nóż łączy się ze ścianami pewną liczbą ściągów stalowych, zakotwionych w najwyżej położonym wieńcu. Liczbę ściągów ustala się ze wzoru:

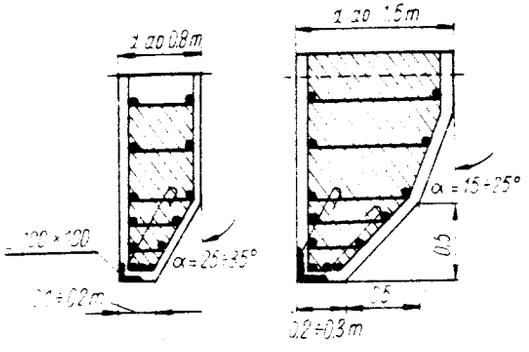
$$n = \frac{4\,P_r}{\pi\,d^2\,R}, \tag{7.1}$$

gdzie:
- P_r – obliczeniowa siła rozrywająca równa połowie obciążenia studni [kN],
- d – średnica pręta ściągu [m],
- R – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie stali, z której ma być wykonany ściąg [kPa].

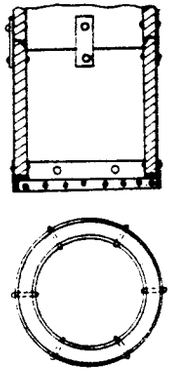
Pręty ściągu rozstawia się na obwodzie studni w odstępach nie większych niż 0,75 – 1,0 m i wiąże się w pionie co 1,5 – 2,0 m z płaskownikami umieszczonymi poziomo wzdłuż obwodu studni murowanej z cegły. Budując studnie murowane, po założeniu prętów zbrojenia pionowego betonuje się nóż. Studnie murowane wyprawia się zaprawą cementową od strony zewnętrznej.

Wykonując studnie betonowe i żelbetowe na miejscu budowy ustawia się od razu deskowanie pierwszej sekcji studni, o wysokości 3 – 4 m, i pionowe zbrojenie. Jeśli wysokość przekracza 4,0 m wykonuje się nadbudowę ścian stopniowo, w miarę opuszczania studni. Nadbudowę betonuje się sekcjami wysokości 3 – 5 m, albo przez stopniowe nadmurowywanie blokami betonowymi. Ostatni sposób jest lepszy, gdyż nie wymaga przerw koniecznych ze względu na okres twardnienia betonu. Studnie betonowe mają nóż stanowiący dolną część płaszcza i zbrojenie w postaci ściągów stalowych, podobnie jak murowane. Budując studnie okrągłe betonowe nie musi się przeprowadzać obliczeń wytrzymałości konstrukcji. W związku z koniecznością nadania im potrzebnego ciężaru dla przezwyciężenia oporu bocznego, ściany studni muszą być odpowiednio grube. Jeśli przewiduje się opuszczanie studni z otoczeniem jej płaszcza z iłu tiksotropowego, to studnia powinna mieć ściany znacznie cieńsze. W tych więc warunkach należy dokonać obliczeń statycznych konstrukcji kołowej studni i zaprojektować konstrukcję w żelbecie. Jeśli przyjmuje się dla konstrukcji studni kształt kwadratu lub prostokąta, to studnie wykonuje się w żelbecie, a obliczenia wykonuje się tak jak dla

układów ramowych. W studniach betonowych i żelbetowych nóż nie stanowi odrębnej części (jak to jest w studniach murowanych), lecz wyrobiony jest przez ukształtowanie i uzbrojenie dolnej części płaszcza (rys. 7.6).



Rys. 7.6. Przykłady konstrukcji noża studni betonowych i żelbetowych



Rys. 7.7. Kręgi betonowe zapuszczane na wieńcu nożowym i połączone ze sobą klamrami i śrubami

Studnie opuszczane wykonane z kręgów betonowych mają średnicę 0,9 do 1,0 m (rys. 7.7). U góry i u dołu kręgi są zakończone wpustem i wypustem, co ma na celu zapewnienie lepszego ich połączenia. Podczas budowania studni kręgi ustawia się tak, aby występ na górnym kręgu znajdował się od strony wewnętrznej. Zapuszczanie kręgów betonowych odbywa się często na specjalnie zbrojonym kręgu żelbetowym o wysokości 0,3 m. Studnie do ujęcia wody, o średnicach ponad 1,0 m do 2,2 m, wykonuje się jako studnie żelbetowe, przy czym dla dużych głębokości muszą być one zbrojone pierścieniowo i podłużnie. Poziome pierścienie wykonuje się z prętów stalowych o średnicy 6 – 12 mm; przyjmuje się, że odległość między prętami waha się w granicach 10 – 15 cm. Wzdłuż ścian kręgów układa się pręty pionowe o średnicy 3 – 6 mm, w liczbie 6 sztuk na jeden krąg. Opuszczając kręgi należy podkopywać na małą głębokość, stosując jednocześnie dosyć znaczne obciążenie. Pierwszy krąg betonowy ustawia się na dnie wykopu pomocniczego po dokładnym sprawdzeniu pionu. Dolny krąg znajduje się w najbardziej niekorzystnych warunkach, ponieważ narażony jest na największe ciśnienie i niebezpieczeństwo

mechanicznego uszkodzenia w czasie opadania w dół. Przy opuszczaniu kręgów należy zwrócić uwagę, aby dolny krąg nie „urwał się", gdyż kręgi są ze sobą powiązane. Oderwanie się od dolnych kręgów powoduje nieraz konieczność rozbicia wszystkich kręgów, zasypania wykonanego wykopu i rozpoczęcia pracy od początku. Dla zabezpieczenia kolumny kręgów przed rozerwaniem stosuje się czasami łączenie kręgów za pomocą klamer skręcanych śrubami.

7.4. Opuszczanie studni i praktyczne wskazówki do sposobu ich opuszczania

Monolityczne studnie wykonuje się bezpośrednio w miejscu ich pogrążania, na uprzednio przygotowanym gruncie, nie zalanym wodą. Jeśli jest to możliwe, przygotowuje się wykop do głębokości około 0,5 m ponad zwierciadłem wody gruntowej, aby jego dno było co najwyżej wilgotne. W przypadku gdy miejsce opuszczania studni znajduje się pod wodą (głębokość wody wynosi 1,5 m, a prędkość przepływu 0,5 $m \cdot s^{-1}$) korzystnie jest wykonać nasyp z piasku ze skarpami naturalnymi i wytworzyć nad wodą nasyp lub sztuczną wysepkę. Poziom powierzchni roboczej powinien znajdować się na wysokości około 0,7 m ponad najwyższym poziomem wody, przewidywanym w okresie wykonywania robót. Jeśli trzeba opuścić studnię przez głęboką wodę, buduje się rusztowanie, do którego podwiesza się studnię. Studnię opuszcza się na dno za pomocą dźwigników śrubowych i łańcuchów. Dalszy ciąg opuszczania przebiega według zasad stosowanych w pracy na lądzie.

W miejscu przeznaczonym do wykonania studni należy podłoże gruntowe starannie wyrównać i wypoziomować, aby wykluczyć możliwość przechylania się studni w czasie budowy. Wierzchnią warstwę tego podłoża powinna stanowić warstwa żwiru lub piasku, mogąca przenosić jednostkowy opór obliczeniowy podłoża nie mniejszy niż 0,15 – 0,20 MPa. Na tej warstwie układa się w poprzek obwodu noża, poziomo, np. krótkie podkładki z bali drewnianych. Na podkładkach tych montuje się nóż. W przypadku montażu noża na rusztowaniu, ustawia się go bezpośrednio na pomoście. Nóż trafia na budowę zazwyczaj w gotowych odcinkach, które trzeba powiązać śrubami na miejscu. Następnie ustawia

się deskowanie dla pierwszego odcinka studni. Pierwszy betonowy odcinek mający mniej niż 3,0 – 4,0 m powodowałby przy opuszczaniu studni zbyt dużo przerw, wymagających deskowania, zbrojenia, betonowania i czasu na twardnienie betonu. Odcinek pierwszy wyższy niż 4 m zmuszałby do zbyt wysokiego podnoszenia gruntu wyjmowanego ze środka studni. Po uzbrojeniu, polegającym na wpuszczeniu prętów dla związania z następnym odcinkiem, betonuje się studnię i pozostawia ją na podkładkach do czasu osiągnięcia przez beton 70% projektowanej wytrzymałości. Po rozdeskowaniu i wyprawieniu na gładko zewnętrznych powierzchni ścian można przystąpić do usuwania podkładek spod studni. Dalej wybiera się grunt z wnętrza studni. Wykonując nieduże wykopy podwodne możemy używać czerpaków kubełkowych, świdrów workowych lub świdrów szerokotalerzowych z pojemnikami blaszanymi. Do większych podwodnych robót ziemnych używa się koparek ssących specjalnych, koparek chwytakowych o szczękach zamykanych ciężarem własnym lub za pomocą urządzeń mechanicznych albo hydraulicznych, wreszcie – specjalnych koparek łyżkowych.

Opuszczając studnie w gruntach nawodnionych niespoistych nie należy wody wypompowywać ze środka studni. Pompowanie wody powoduje powstanie ciśnienia spływowego, które wciąga do studni piasek z zewnątrz. Powoduje to zwiększenie kosztu robót ziemnych i zapadanie się gruntu wokół studni, niebezpieczne zwłaszcza podczas wykonywania studni w pobliżu istniejących budowli.

W gruntach spoistych o większej zwartości, gdy praca jest wykonywana poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej, należy dążyć do tego, aby wybierać grunt po wypompowaniu wody ze studni.

Pompowanie wody ze studni w celu głębienia wykopu na „sucho" zdarza się również przy niewielkim sączeniu wody, która może występować w glinach piaszczystych lub piaskach gliniastych. Konieczne jest prowadzenie „dziennika zapuszczania", w którym odnotowuje się rodzaj i ilość wyjmowanych gruntów, miąższość poszczególnych warstw i napotkane w czasie opuszczania przeszkody.

Po zagłębieniu pierwszej sekcji studni nadbudowuje się i opuszcza następną, itd. W czasie opuszczania studni należy pilnować pionowego jej położenia, a w przypadku skrzywienia stosować odpowiednie zabiegi zmierzające do sprostowania.

Kołowy kształt studni opuszczanej jest najkorzystniejszy pod względem technicznym, ponieważ stosunek długości obwodu do pola przekroju poziomego osiąga minimum, a więc tym samym siła tarcia na pobocznicy

płaszcza jest najmniejsza. W przypadku potrzeby projektowania studni mającej w rzucie kształt kwadratu lub prostokąta należy naroża studni zaokrąglać, szczególnie w płaszczach grubościennych. Ostre krawędzie konstrukcji ulegają zaciśnięciu w gruncie lub powodują zawisanie studni.

Wpływ na pogrążanie się studni w grunt ma nie tylko jej kształt, ale także masa i stan powierzchni zewnętrznej. Płaszcz studni opuszcza się pod własnym obciążeniem dzięki wybieraniu z jego wnętrza gruntu. Projektując grubość płaszcza studni należy przyjąć jako zasadę, że ciężar własny studni musi być większy od siły tarcia działającej na zewnętrznej powierzchni płaszcza studni. Obliczenie ciężaru własnego studni musi uwzględniać wypór wody gruntowej. Po przyjęciu wymiarów zewnętrznych studni w planie, jej głębokości i wartości sił tarcia na jednostkę powierzchni, oblicza się całkowitą siłę tarcia na pobocznicy studni. Następnie projektuje się grubość płaszcza studni uwzględniając w obliczeniach, że ciężar własny studni powinien przekraczać spodziewaną wielkość siły tarcia 1,2 – 1,3-krotnie.

Poza właściwie dobranym ciężarem studni należy stosować dla pokonania sił tarcia jeden ze znanych praktycznych zabiegów. Pierwszym z nich jest dobór kształtu studni w przekroju pionowym. Jeśli wymiary podstawy studni będą większe od wymiarów przekrojów poziomych położonych wyżej, to nóż studni wycina otwór w gruncie większy niż wyżej położony przekrój studni. Powstaje wówczas luz, który może utrzymać się przez pewien czas w gruncie spoistym, po czym jednak zapływa lub ulega zasypaniu. Tarcie po powstaniu luzu i jego zasypaniu będzie jednak mniejsze niż w gruncie rodzimym. Innym zabiegiem jest nadanie pochyłości bocznej zewnętrznej powierzchni płaszcza 50:1 do 20:1 w stosunku do pionu, zależnie od głębokości studni. Można również rozszerzyć podstawę studni nadając pochyłość dolnej części płaszcza lub wykonując odsadzki. Podstawa płaszcza studni tworzy nóż, który dla ułatwienia głębienia zakańcza się ostrzem stalowym o różnych konstrukcjach. Wymiary podstawy noży oraz ich nachylenia uwidacznia rysunek 7.6. W gruntach piaszczystych lub spoistych o małym oporze należy projektować nóż o szerszej podstawie. W gruntach zaś bardziej spoistych nóż może mieć przekrój klinowy lub z niewielką podstawą poziomą. Kształt noża powinien być dobrany tak, aby nóż stopniowo pogrążał się w grunt a nie wcinał zbyt głęboko, gdyż wówczas nie można byłoby nadążyć z wybieraniem gruntu z wnętrza studni.

Zewnętrzną powierzchnię płaszcza studni należy otynkować zaprawą cementową, którą zaciera się packą stalową. Otrzymana w ten sposób

gładka powierzchnia zmniejsza tarcie o grunt, a równocześnie polepsza wodoszczelność, potrzebną w konstrukcjach podziemnych. Ostatnio stosuje się zawiesinę iłową, ułatwiającą pokonanie tarcia przy opuszczaniu studni. Między pobocznicę studni a grunt wprowadza się zawiesinę przez rurki. Zawiesina iłowa zmniejsza tarcie przy opuszczaniu, uniemożliwia zaciśnięcie studni w gruncie i napływ gruntu do studni od zewnątrz oraz umożliwia utrzymanie studni w pionie.

Opuszczanie studni należy bardzo starannie kontrolować, a odchylenia natychmiast usuwać. W celu umożliwienia lepszej obserwacji przymocowuje się do ścian studni, od strony zewnętrznej, trzy listwy rozmieszczone symetrycznie na obwodzie i przy pomocy niwelatora lub teodolitu nawiązuje do stałego punktu, co pozwala wykryć nawet minimalne odchylenia.

Jeśli studnia podczas opuszczania przechyli się, to jej prostowanie polega na wybieraniu gruntu spod noża od strony niżej położonego płaszcza. Można również zmniejszyć parcie gruntu na studnię wykonując wykop na zewnątrz studni oraz zwiększyć po drugiej stronie przez usypanie nasypu. Inne sposoby prostowania studni to: naciąganie siłą prostującą, tłoczenie siłownikiem hydraulicznym oraz jednostronne obciążenie. Jeśli studnia znajduje się w położeniu pionowym, lecz nie pogrąża się, można stosować dodatkowe obciążenie, układając balast na zbudowanym rusztowaniu wspornikowym.

W pewnych przypadkach można ułatwić pogrążanie studni stosując niektóre środki pomocnicze. Pierwszy z nich ma zastosowanie, gdy studnia nie daje się pogrążać w piaskach nawodnionych. Wówczas obniża się nieco poziom wody w studni przez pompowanie wody ze środka studni. Pod nożem powstaje ruch filtracyjny wody, ciśnienie spływowe wyniesie spod noża nieco piasku, studnia opuści się. Inny sposób polega na wbudowaniu jednej lub dwu studni depresyjnych obok studni opuszczanej i na obniżeniu w nich poziomu wody gruntowej. Trzeci sposób polega na wprowadzeniu do ścian studni opuszczanej rury z wylotami na zewnętrzną stronę ścian. Przez założone rury wprowadza się pod ciśnieniem wodę, parę lub sprężone powietrze, które doprowadzają otaczający studnię grunt do rozluźnienia. Zmniejsza się przez to opór boczny i studnia może się opuścić nawet gwałtownie. Zastosowanie ostatniego sposobu, po gwałtownym opuszczeniu się studni i wyłączeniu dopływu wody, może spowodować także zacieśnienie gruntu, tak że dalsze opuszczanie studni będzie utrudnione.

7.5 Projektowanie studni

W zależności od przeznaczenia i warunków wodno-gruntowych dobiera się wymiary studni w planie. Najczęściej stosuje się studnie okrągłe. Mają one następujące zalety:

- przy opuszczaniu stawiają mniejszy opór aniżeli studnie, które mają inny kształt, chociaż to samo pole przekroju,
- ułożona na powierzchni studni izolacja przeciwwodna nie ma załamań, a przez to jest bardziej trwała,
- przy wybieraniu gruntu ze studni, bez pompowania wody, studnia opuszcza się bardziej równomiernie niż studnia innych kształtów.

Studnie mogą mieć również w planie kształt prostokąta, bez przegród lub z przegrodami, prostokąta z zaokrągleniami oraz rzadziej kształt kwadratu. Wymiary komór wewnętrznych powinny być dostosowane do rodzaju sprzętu przeznaczonego do wydobywania gruntu z wnętrza komór oraz do przewidywanego sposobu wypełniania komór po opuszczeniu płaszcza.

Kształt studni w przekroju pionowym jest uzależniony od jej wysokości oraz od rodzaju i stanu gruntu, przez który studnia przechodzi przy opuszczaniu. Pochylenie ściany lub odsadzki na jej zewnętrznej powierzchni nie zwalnia od konieczności wygładzenia ścian studni. Szerokość odsadzek waha się w granicach 5 – 10 cm. W celu połączenia płyty dennej studni z jej ścianą wykonuje się w ścianach jedną lub kilka bruzd głębokości 20 – 25 cm. Jeśli studnia ma przegrody wewnętrzne, to dolna ich część powinna kończyć się o około 50 cm powyżej poziomu noża ściany zewnętrznej, aby można było lepiej pokonywać ewentualne przeszkody jakie można napotkać przy opuszczaniu studni. Nie zaleca się projektować głębokości opuszczania studzien na więcej niż 15,0 m, gdyż istnieje prawdopodobieństwo napotkania nieprzewidzianych trudności przy opuszczaniu studni metodami tradycyjnymi.

Projektowanie studni obejmuje następujące etapy:

- określenie geometrycznych wymiarów studni,
- określenie sił działających na poszczególne elementy studni,
- sprawdzenie płaszcza studni na zginanie w płaszczyźnie pionowej; płaszcz studni podczas wykonania i zagłębiania może być w różnych miejscach chwilowo podparty i dlatego zachodzi potrzeba sprawdzenia wytrzymałości poszczególnych ścian na zginanie w płaszczyźnie pionowej pod działaniem obciążenia własnego ścian (tab. 7.5);

– sprawdzenie płaszcza studni na zginanie w płaszczyźnie poziomej; sprawdzenia tego dokonuje się dla studni kołowych o średnicy większej niż 6,0 m oraz dla studni o ścianach zewnętrznych prostych (tab. 7.3 i 7.4);
– projektowanie noża, korka i płyty dennej studni (tab. 7.2 i 7.7); naprężenie istniejące w gruncie w poziomie posadowienia studni należy porównać z jednostkowym oporem obliczeniowym podłoża, zgodnie z PN-81/B-03020. W celu rozpoznania warstw gruntu, trzeba obok studni wykonać co najmniej trzy otwory badawcze.

Grubość płaszcza studni opuszczanej wyznacza się w zależności od całkowitego ciężaru studni, który musi być większy od siły tarcia (T) na zewnętrznej powierzchni studni. W dowolnym czasie musi być spełniony warunek:

$$Q - W > T ,$$

gdzie:
Q – całkowity ciężar studni opuszczanej,
W – obciążenie od wody wypartej przez ściany studni,
T – całkowita siła tarcia studni o grunt.

Całkowitą siłę tarcia oblicza się ze wzoru:

$$T = U(H - 2{,}5)f_o , \qquad (7.2)$$

przy czym:
U – zewnętrzny obwód studni [m],
H – całkowita wysokość studni [m],
f_o – średnia ważona wartość jednostkowej siły tarcia [kN·n^2].
Wartości jednostkowe siły tarcia f_o podaje tabela 7.1.

Siły tarcia gruntu o boczną powierzchnię płaszcza studni wzrastają liniowo, począwszy od zera na powierzchni terenu a skończywszy na głębokości 5,0 m; przyjmuje się, że głębiej siły tarcia mają wartości stałe.

Współczynnik opuszczania studni $\xi_o = \frac{Q-W}{T} \geqslant 1{,}2 - 1{,}3$ zapewnia na ogół opuszczanie studni, jednak gdyby okazał się za mały, to studnię należy dodatkowo obciążać. Wartość tego współczynnika zależy od gruntu i sposobu opuszczania (prędko czy powoli). Jednostkowe parcie gruntu na powierzchnię pionową płaszcza studni przyjmuje się w następujący sposób:

– dla gruntów jednorodnych (przy $S_r < 1{,}0$)

$$e_a = \rho\, gh\, tg^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right), \qquad (7.3)$$

– dla gruntów nawodnionych (przy $S_r = 1{,}0$)

$$e_a = \rho'\, gh\, tg^2\left(45° - \frac{\Phi_{u_n}}{2}\right) + \rho_w\, gh , \qquad (7.3a)$$

– dla gruntów mało przepuszczalnych

$$e_a = \rho\, gh\, tg^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right) + h_w\left[1 - mtg^2\left(45° - \frac{\Phi_u}{2}\right)\right], \qquad (7.3b)$$

gdzie:
ρ – gęstość objętościowa gruntu [t·m^{-3}],
h – grubość warstwy gruntu [m],
Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°],
ρ' – gęstość objętościowa gruntu uwzględniająca wypór wody [t·m^{-3}],
ρ_w – gęstość objętościowa wody [t·m^{-3}],
Φ_{u_n} – kąt tarcia wewnętrznego gruntu nawodnionego, [°],
h_w – głębokość poziomu obliczeniowego poniżej poziomu wody [m],
g – przyspieszenie ziemskie [m·s^{-2}],

$$m = \frac{100\ \rho}{(100 + w)\ \rho_s}, \qquad (7.4)$$

ρ_s – gęstość właściwa gruntu [t·m^{-3}],
w – wilgotność gruntu [%].

Trzeba również uwzględniać nierównomierność rozkładu parcia. Sprawdzenie na obciążenie od nierównomiernego rozkładu parcia gruntu obowiązuje gdy projektujemy studnie o średnicy większej niż 6,0 m, przy czym powstają w tym przypadku momenty zginające (tab. 7.3).

Tabela 7.1.

Tarcie jednostkowe obudowy studni opuszczanej o grunt ($kN \cdot m^{-2}$)

Materiał ścian studni	Nazwa gruntu	Jednostkowa siła tarcia f_o $[kN \cdot m^{-2}]$
Mur z kamienia	piasek	30
Beton o szorstkiej powierzchni lub mur z surowym tynkiem	piasek gliniasty, glina piaszczysta lub pylasta (zależnie od konsystencji)	12 – 20
jak wyżej	ił, ił piaszczysty, ił z domieszką żwiru, gliny piaszczyste i pylaste zwięzłe (zależnie od konsystencji)	25 – 30
jak wyżej	piasek pylasty i pył	12 – 25
jak wyżej	piasek drobny	15 – 20
jak wyżej	piasek średni	20 – 25
jak wyżej	żwir	20
jak wyżej	pospółka	30
jak wyżej	„kurzawkowy" (tzw. kotłujący się grunt)	12 – 25
W przypadku obudowy z powierzchnią wygładzaną, siły podane w tabeli 7.1 można zmniejszyć o 30%.		

W celu wykonania obliczenia dzieli się studnię na kilka sekcji, wysokości 3 – 4 m, i w każdej sekcji projektuje się dolne pasmo wysokości 1,0 m. Jeżeli studnia ma stanowić obudowę pomieszczenia podziemnego, to projektuje się ją sprawdzając stan graniczny pojawienia się rys. W związku z możliwością prostowania przechyłów studni w czasie opuszczania potrzebny minimalny procent zbrojenia należy zwiększyć 1,5 – 2,0-krotnie. W przypadku studni betonowych minimalny procent zbrojenia wynosi 0,05%, w przypadku studni żelbetowych 0,5%. Wykonując obliczenia na rozerwanie płaszcza monolitycznego studni przyjmuje

się, że górna część studni na 0,35H (całkowitej wysokości) jest w końcowej fazie opuszczania zaciśnięta w gruncie, a dolna część na 0,65 H studni zwisa swobodnie. W tym przypadku, zgodnie z normą dla żelbetu, obliczamy pionowe zbrojenie bez współpracy betonu.

Nóż studni jako część konstrukcyjna płaszcza studni przenosi siły, które działają w czasie głębienia studni. Wymiary noża powinny być sprawdzone za pomocą obliczeń wytrzymałościowych. W obliczeniach tych nie uwzględnia się stalowego ostrza, w które może być zaopatrzona półka noża.

Siły działające na nóż są pokazane na rysunku w tabeli 7.2. Zagłębienie ostrza noża w grunt od strony wewnętrznej studni (t) oraz szerokość półki ostrza (b_{sw}) są zależne od siebie według wzoru, w którym pomija się spójność gruntu:

$$P = \rho g b_{sw} t \left(N_D + \frac{b_{sw}}{t} N_B \right), \tag{7.5}$$

gdzie N_D, N_B współczynniki nośności według PN-81/B-03020.

Zakładając wartość t można obliczyć wartość b_{sw} lub odwrotnie przy orientacyjnie założonym b_{sw} określić t.

Po opuszczeniu studni trzeba w niej budować dno betonując tzw. „korek". Jeśli studnia ma służyć jako fundament, to po zabetonowaniu korka można pozostawić puste komory, by zmniejszyć obciążenie podłoża. Projektując studnię jako pomieszczenie użytkowe, trzeba na korku ułożyć właściwe dno. W przypadku studni użytej jako fundament, korek po usunięciu wody przenosi parcie hydrostatyczne. Parcie to może korek przełamać lub przesunąć. W celu zrównoważenia tego parcia wykonuje się odpowiedniej grubości korek. W studni spełniającej funkcję pomieszczenia użytkowego dno powinno być możliwie cienkie. Gdy studnia pozostaje pusta, na jej dno działają wypór wody i reakcja gruntu zależna od ciężaru studni i, ewentualnie, ciężaru nadbudowy. Dla studni, jako pomieszczenia użytkowego, ważne jest dobre uszczelnienie przeciw przenikaniu wody. Korek można traktować jako płytę lub sklepienie oparte na skosach noża (tab. 7.7). Obliczeniową grubość korka zaleca się zwiększyć o około 25 cm, ponieważ jakość wykonanego w dolnej warstwie betonu jest niska. Po wypompowaniu wody trzeba uszczelnić korek i zabetonować płytę denną, którą opiera się w jednej lub więcej bruzdach pozostawionych podczas betonowania studni wokół jej obwodu.

W płycie dennej grubość oblicza się według maksymalnego momentu a przekrój zbrojenia na podporze zwiększa się o 40 – 50% w stosunku do przekroju zbrojenia w przęśle. Płytę denną (płaską) oblicza się analogicznie jak korek. Płyta jest obciążona przez odpór gruntu pochodzący od ciężaru studni i urządzeń oraz od obciążeń użytkowych, ale nie od ciężaru płyty dennej. Należy również sprawdzić czy wypór wody nie uniesie pustej studni.

7.6. Tabele pomocnicze do projektowania studni opuszczanych

Tabela 7.2. Obciążenie obliczeniowe działające na różne elementy studni opuszczanej

Tabela 7.3. Wzory do obliczania wytrzymałości ściany studni opuszczanej, na planie koła

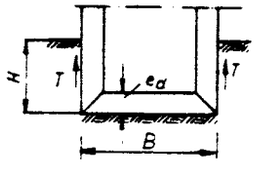
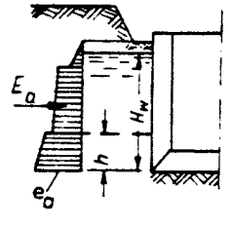
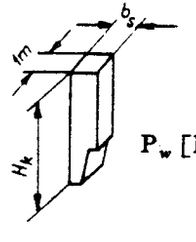
Tabela 7.4. Wzory do obliczania wytrzymałości ściany prostokątnej w planie, studni opuszczanej obciążonej czynnym parciem gruntu

Tabela 7.5. Wzory do obliczania wytrzymałości studni opuszczanej na planie prostokąta, w momencie zdjęcia jej z podkładek lub w momencie jej opuszczania (dla jednej ściany o długości A)

Tabela 7.6. Wzory do obliczania wytrzymałości na zginanie wewnętrznej przegrody studni opuszczanej pod działaniem ciężaru własnego (M_1), ciężaru własnego oraz płyty dennej (M_2), nieosiowego ściskania (M_3)

Tabela 7.7. Wzory do obliczania wytrzymałości betonowego korka lub żelbetowej kołowej płyty dennej studni opuszczanej

Tabela 7.2.

Schemat	Wzory do obliczania
Siła tarcia przy opuszczaniu studni T [kN] 	$T = (H-2{,}5)\,U \cdot f_0$ gdzie: $f_0 = \frac{f_1h_1 + f_2h_2 + \ldots + f_nh_n}{h_1+h_2+\ldots+h_n}$ f_0 – średnia ważona wartość jednostkowej siły tarcia
Poziome parcie gruntu i wody na ścianę studni opuszczanej 	E_a – całkowite parcie czynne, e_a – jednostkowe parcie czynne. Dla gruntów jednorodnych o naturalnej wilgotności – jednostkowe parcie czynne $e_a = \rho g h K_a$ g – przyspieszenie ziemskie Dla gruntów nawodnionych (przy zsumowaniu parcia gruntu i wody) jednostkowe parcie czynne $e_a = \rho' g h K_a + H_w \rho_w g$ gdzie: $K_a = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi_s}{2}\right)$ $\quad \gamma' = \rho' g$ $\gamma' = (\gamma_{sr} - \gamma_w)$;
Ciężar 1 m studni opuszczanej  P_w [kN]	P – ciężar 1 m studni ściany zewnętrznej P_w – ciężar 1 m studni ściany wewnętrznej (tab. 7.5) $P = H_k b_s \gamma_z$ γ_z – ciężar objętościowy materiału, z którego zbudowana jest studnia B_1 – średnica zewnętrzna studni

cd. tabeli 7.2.

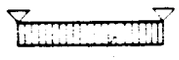
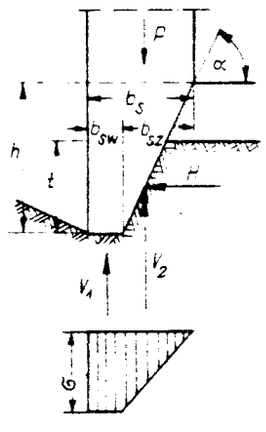
Schemat	Wzory do obliczania
Obciążenie na płytę denną (korek betonowy) [kN·m^{-2}]  q	$q' = \gamma_w H_w - e_d \gamma_z$ przy $z \leq 0$ $q' = \frac{G_k + Q - 0{,}5T}{A}$ przy $z > 0$ gdzie: $z = \frac{G_k + Q - 0{,}5T}{A} - H_w \gamma_w + e_d \gamma_z$, A – powierzchnia studni opuszczanej liczona po zewnętrznej części noża, [m^2]; $A = H \pi B_1$
 $P = V_1 + V_2$	$\sigma = \frac{P}{b_{sw} + 0{,}5 b_{sz}}$ $V_1 = \sigma b_{sw}$ $V_2 = 0{,}5 \sigma b_{sz}$ $H = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \Phi_u)$ Nóż zginany momentem $M = V_1\left(b_s - \frac{b_{sw}}{2}\right) + V_2\left(b_{sz} - \frac{t}{3}\operatorname{tg}\alpha\right) + H\left(h - \frac{t}{3}\right)$
	Oznaczenia: W tabeli przyjęto następujące oznaczenia oprócz pokazanych na schematach: σ – opór gruntu pod nożem studni, ρ – gęstość objętościowa gruntu, ρ' – gęstość objętościowa gruntu pod wodą, Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu dla danej warstwy, G_k – ciężar konstrukcji budowlanej opartej na ścianie.

Tabela 7.3.

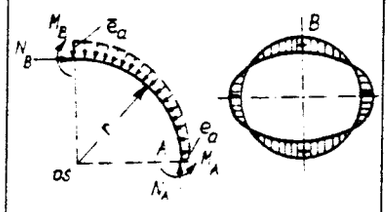
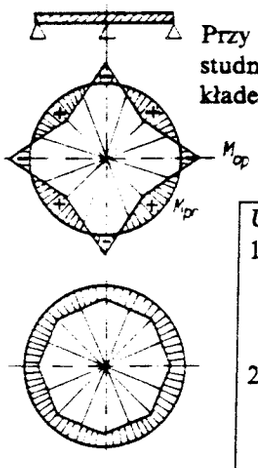
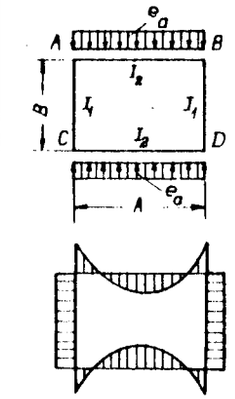
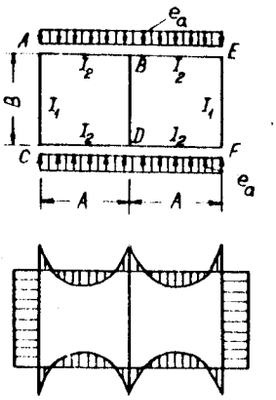
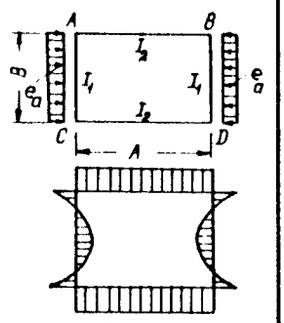
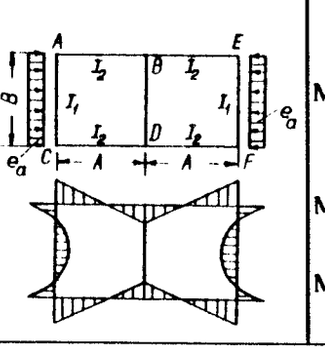
Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Wzory do obliczania momentów zginających i sił podłużnych
 Przy działaniu czynnego parcia gruntu	$M_A = -0{,}1488\, e_a r^2 (K_n - 1)$ $M_B = 0{,}1366\, e_a r^2 (K_n - 1)$ przy nierównomiernym rozkładzie parcia $\frac{e_a}{e_a} = K_n$ $N_A = e_a r[1 + 0{,}7854(K_n - 1)]$ $N_B = e_a r[1 + 0{,}5(K_n - 1)]$ e_a – jednostkowe parcie czynne gruntu i wody
 Przy zdjęciu studni z podkładek	$M_{op} = -0{,}215\, Pr^2$ $M_{pr} = 0{,}1103\, Pr^2$ r – promień osi ściany P – ciężar 1 m ściany studni opuszczanej (na 1 m jej długości)
	Uwagi: 1. Współczynnik nierównomierności $K_n = 1 \div 2$ wchodzi do obliczeń przy uwzględnieniu długotrwałych obciążeń powstających wskutek skręcenia i przechyłki przy opuszczaniu studni. 2. Liczba przekrojów obliczeniowych przy działaniu czynnego parcia gruntu: przy $H < 6$ m – jeden przekrój (na głębokości np. 0,6 H), przy $H > 6$ m – dwa przekroje (jeden na głębokości np. 0,6 H, a drugi na głębokości H). 3. Przy zdjęciu studni z podkładek oblicza się studnię jako pierścień studni podparty w czterech punktach.

Tabela 7.4.

Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Obliczeniowy moment [kNm]	Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Obliczeniowy moment [kNm]
	A – długość przegrody ściany $M_{AB,CD,AC,BD} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{1}{x+1}$ $M_{A,B,C,D} = \frac{e_a A^2}{24} \cdot \frac{3x+1}{x+1}$		B – szerokość ściany $M_{A,C,E,F,AC,EF} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{1}{2x+1}$ $M_{B,D} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{3x+1}{2x+1}$ $M_{BD} = 0$
	$M_{A,B,C,D,AB,CD} = -\frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{x}{x+1}$ $M_{AC,BD} = \frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{2x+3}{x+1}$		$M_{A,C,E,F} = -\frac{e_a B^2}{6} \cdot \frac{x}{2x+1}$ $M_{B,D} = \frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{x}{2x+1}$ $M_{BD} = 0$

cd. tabeli 7.4.

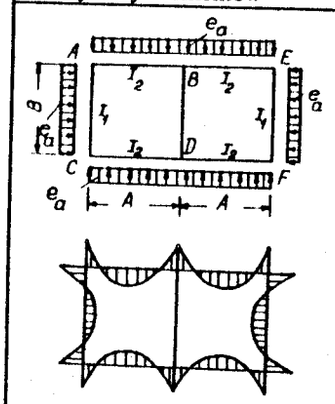
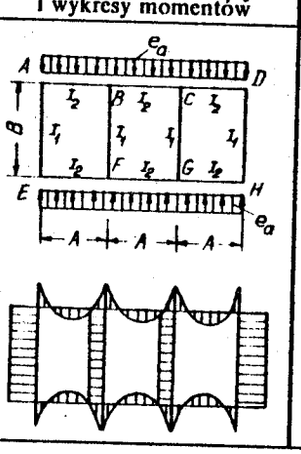
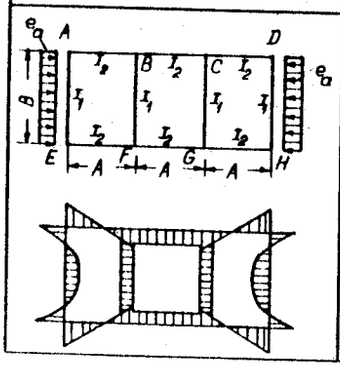
Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Obliczeniowy moment [kNm]	Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Obliczeniowy moment [kNm]
	Dla $A \neq B$ $M_{A,C,E,F} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{1+2\beta^2 x}{1+2x}$ $M_{B,D} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{1+(3-\beta^2)x}{1+2x}$ $M_{AC,BF} = 0{,}125 e_a B^2 + M_{A,C,E,F}$ gdzie $\beta = \frac{B}{A}$ Dla $A = B$ $M_{A,B,C,D,E,F} = -0{,}08333\, e_a A^2$ $M_{AC,EF} = 0{,}04166\, e_a A^2$		$M_{A,D,E,H,AE,HD} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{3x+1}{\xi}$ $M^l_{B,F} = M^r_{C,G} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{6x^2+6x+1}{\xi}$ $M_{BF,CG} = -\frac{e_a A^2}{12} \cdot \frac{x}{\xi}$ gdzie: $M^r_B = M^l_B - M_{BF}$, $M^l_C = M^r_C - M_{CG}$; $M^r_F = M^l_F - M_{FB}$; $M^l_G = M^r_G - M_{GC}$ $\xi = 5x^2+5x+1$
	$M_{A,D,E,H} = -\frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{5x+2}{\xi'}$ $M_{B,C,F,G} = \frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{x+1}{\xi'}$ $M_{BF,CG} = \frac{e_a B^2}{12} \cdot \frac{1}{\xi'}$ gdzie $\xi' = \frac{5x^2+5x+1}{x}$		*Uwagi:* 1. Studnie opuszczane na planie prostokąta rozpatruje się jako jedno, dwu- lub trzyprzęsłowe zamknięte ramy o wysokości segmentu. Obliczeniowy segment przyjmuje się co każde 2–3 m wysokości studni opuszczanej. 2. Wielkość $x = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{B}{A}$

Tabela 7.5.

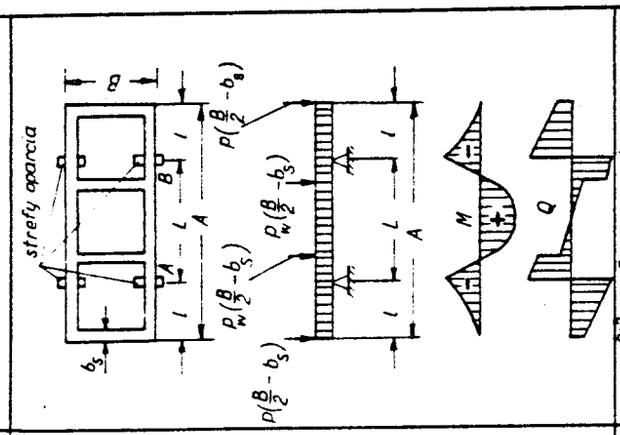
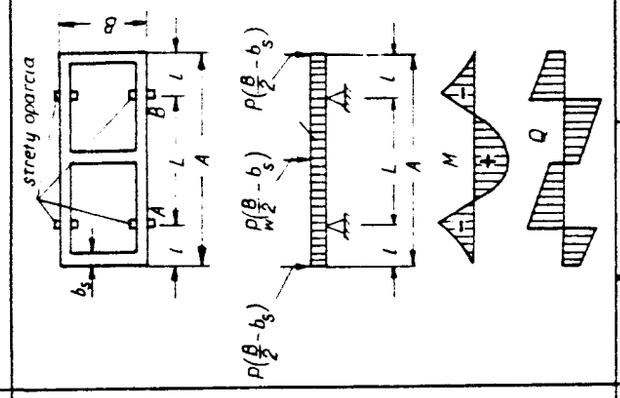
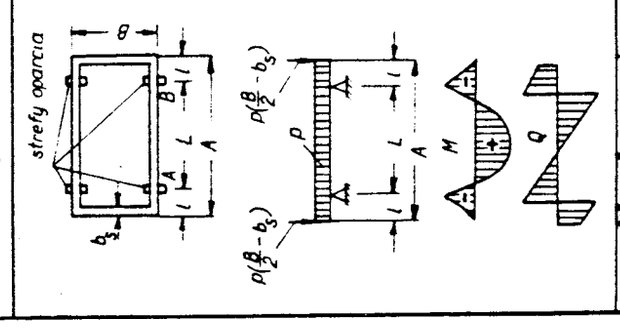
Studnia prostokątna z dwoma wewnętrznymi przegrodami		$M_{pod} = -\frac{pl^2}{2} - p(\frac{B}{2} - b_s)(1 - \frac{b_s}{2})$ $M_p = \frac{pL^2}{8} + p_w(\frac{B}{2} - b_s)(0{,}33A - l) - M_{pod}$ $Q_A^l = Q_B^p = pl + p(\frac{B}{2} - b_s)$ $Q_A^p = Q_B^l = \frac{1}{2}pL + p_w(\frac{B}{2} - b_s)$
Studnia prostokątna z wewnętrzną przegrodą		$M_{pod} = -\frac{pl^2}{2} - p(\frac{B}{2} - b_s)(1 - \frac{b_s}{2})$ $M_p = \frac{pL^2}{8} + p_w(\frac{B}{2} - b_s)\frac{L}{4} - M_{pod}$ $Q_A^l = Q_B^p = pl + p(\frac{B}{2} - b_s)$ $Q_A^p = Q_B^l = \frac{1}{2}pL + \frac{1}{2}p_w(\frac{B}{2} - b_s)$
Studnia prostokątna A,B – długość, szerokość		$M_{pod} = -\frac{pl^2}{2} - p(\frac{B}{2} - b_s)(1 - \frac{b_s}{2})$ $M_p = \frac{pl^2}{8} - M_{pod}$ $Q_A^l = Q_B^p = pl + p(\frac{B}{2} - b_s)$ $Q_A^p = Q_B^l = \frac{1}{2}pL$

Tabela 7.6.

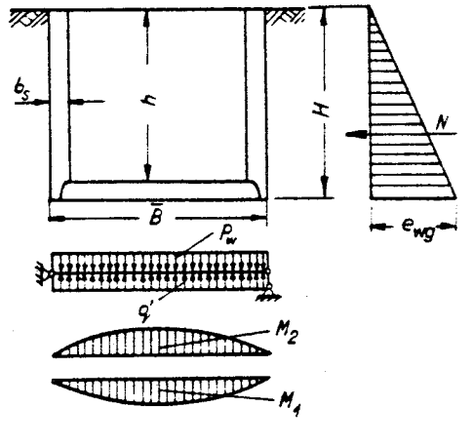
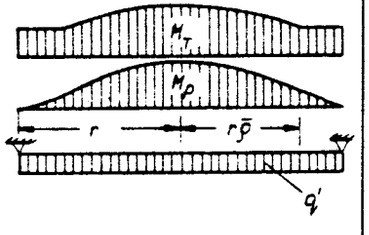
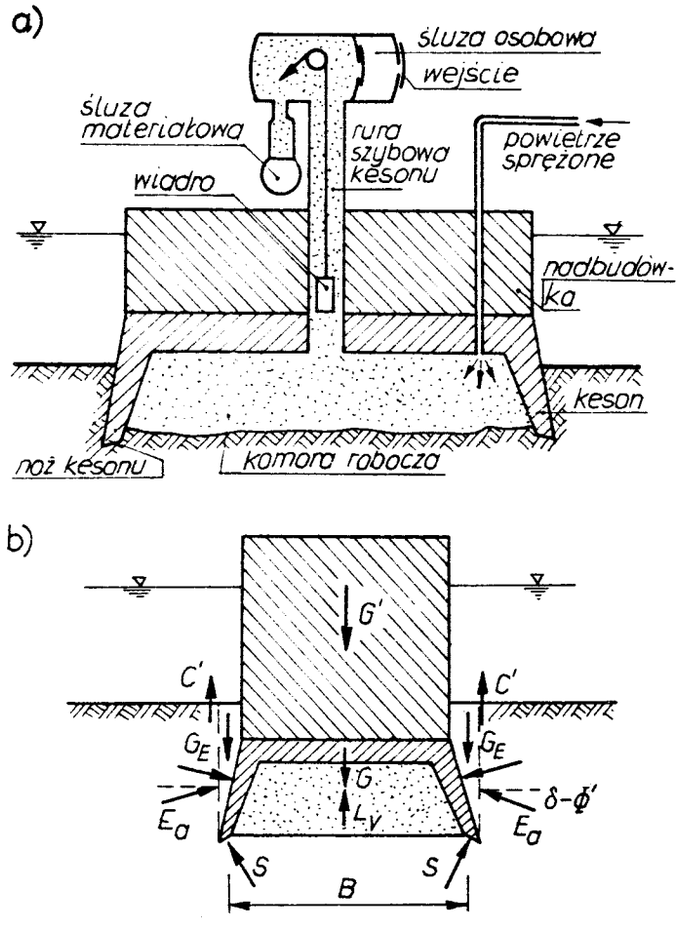
Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Obliczeniowy moment M [kNm] i obliczeniowa siła poprzeczna N [kNm]
	$M_1 = \frac{p_w(\bar{B} - 2b_s)^2}{8}$ $M_2 = \frac{q'\bar{B}(\bar{B} - 2b_s)^2}{8} - M_1$ $M_3 = N\left(\frac{2}{3}H - \frac{h}{2}\right)$ $N = \frac{1}{2}e_{wg}H\bar{B}$; [kN] gdzie: q' – jak w tabeli 7.2, $\bar{B}$ – długość przegrody, e_{wg} – intensywność obciążenia dla zamiennego wykresu sumującego jednostkowe parcia wody i gruntu [kN·m^{-2}] p_w – ciężar własny przegrody studni, liczony na 1 m

Tabela 7.7.

Schemat obliczeniowy i wykresy momentów	Momenty zginające M [kNm] i siła poprzeczna Q_r [kN]
	Moment promieniowy $M_p = \frac{q^p r^2}{16}(3+\nu)(1-\bar{\rho})^2$ Moment styczny $M_T = \frac{q^p r^2}{16}[3+\nu-(1+3\nu)\bar{\rho}^2]$ Siła poprzeczna $Q_r = \frac{q^p \pi r}{2}$ gdzie: q' – jak w tabeli 7.2 $q^p = q' 2r$, $0 \leq \bar{\rho} \leq 1$, r – promień płyty kołowej
Płyty prostokątne należy rozpatrywać według znanych metod ($\nu = 0{,}167$ dla żelbetu)	

7.7. Kesony

Keson jest to szczelna skrzynia ustawiona do góry dnem (rys. 7.8), służąca do wybudowania na niej fundamentu pod ciężką budowlę, posadowionego na warstwie nośnej zalegającej nie głębiej niż 35,0 m od poziomu zwierciadła wody gruntowej lub powierzchniowej. Kesony wykonuje się ze stali lub żelbetu. Wykonuje się dwa rodzaje kesonów żelbetowych: masywne, stosowane przy opuszczaniu kesonu na lądzie, i lekkie, żebrowe, opuszczane do wody. Keson opiera się na gruncie nożem, podobnie jak studnie opuszczane. Podstawowymi częściami kesonu są: komora robocza, rury szybowe, śluza, przedsionek materiałowy śluzy i przedsionek śluzy dla osób. Wodę z komory roboczej wypiera się za pomocą sprężonego powietrza. Po wypchnięciu wody schodzą do kesonu robotnicy, z odpowiednimi narzędziami, i wybierają urobek gruntu z jego dna, dzięki czemu keson zagłębia się w podłoże. Urobek gruntu wyprowadzany jest z komory roboczej przez rurę szybową kesonu. W miarę zagłębiania się kesonu nadbudowuje się na jego stropie część fundamentu. Po zagłębieniu kesonu do właściwego poziomu wnętrze komory wypełnia się betonem, tworząc w ten sposób podstawę fundamentu. Organizm ludzki może pracować przy nadciśnieniu do około 0,4 MPa, co jest równoważne ciśnieniu słupa wody wysokości 40 m. Głębokość opuszczania kesonu ogranicza się dla bezpieczeństwa pracujących ludzi do 35 m poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Brak niezbędnego powietrza w komorze roboczej uzupełnia się wprowadzając sprężone powietrze za pomocą specjalnego przewodu. Ciśnienie sprężonego powietrza wzrasta o 0,1 MPa na każde 10 m zagłębienia kesonu poniżej poziomu wody. Warunki pracy w kesonach są regulowane przez specjalne przepisy bhp.



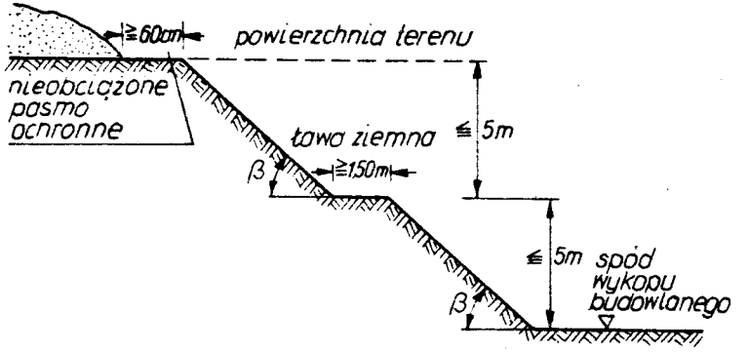
Rys. 7.8. Posadowienie na kesonie: a) keson, b) siły działające na keson podczas jego opuszczania. G' – obciążenie od nadbudówki, G – ciężar kesonu, L_v – siła sprężenia powietrza, S – opór noża, G_E – obciążenie od klina gruntowego powyżej noża, W – siła ciśnienia wody, E_a – wypadkowa parcia czynnego, C' – siła spójności

8. WYKOPY, BETONOWANIE I IZOLACJE FUNDAMENTÓW

8.1. Ogólne wytyczne wykonawstwa robót ziemnych fundamentowych

Najtaniej i najprościej posadawia się obiekty budowlane i budynki wykonując fundamenty bezpośrednio w otwartym wykopie. Przed przystąpieniem do robót dokonuje się wytyczenia budowli w planie i wytyczenia wysokościowego. Najpierw wytycza się osie główne i zakłada repery wysokościowe poza obszarem dróg dojazdowych i składowisk, następnie wytycza się budowlę w planie, przyjmując wymiary dna wykopu, z każdej strony o 30 – 50 cm większe od wymiarów zewnętrznych fundamentów. Kolejno wytycza się szczegółowo stopy lub ławy. Wytyczenie to utrwala się na ławach kierunkowych, ustawionych w pewnej odległości od budowli. Ławy kierunkowe wykonuje się ze słupów drewnianych wbitych w grunt i do nich przybija się deski grubości 50 mm. W deski wbija się pionowo gwoździe na liniach przedłużenia krawędzi elementów fundamentowych. Między gwoździami naciąga się druty wyznaczające obrysy fundamentów. ***Po wytyczeniu przystępuje się do robót ziemnych, które rozpoczyna się od miejsc najgłębszych.*** Wykopy szerokoprzestrzenne do głębokości 4,0 m wykonuje się z jednego poziomu terenu. Do odspojenia i załadunku urobku używa się koparek. Od głębokości powyżej 4,0 m wykopy wykonuje się piętrami, pamiętając, że każde piętro powinno mieć wyjazd dla środków transportu (rys. 8.1). W takim przypadku należy również przewidzieć sposób odprowadzenia wody, uniemożliwiający spływanie jej na stopnie niższe. Wykop poniżej poziomu wód gruntowych można wykonać, bez odwodnienia wgłębnego, tylko do głębokości 1,0 m.

Wykop fundamentowy należy wykonać tak, aby nie naruszyć naturalnej struktury gruntu dna wykopu. Należy pamiętać, że w porównaniu z poziomem projektowanym pozostawia się nie wybraną warstwę gruntu grubości co najmniej 20 cm. Warstwa ta chroni grunt przed rozmyciem lub wysuszeniem właściwego podłoża gruntowego. Po wykonaniu wykopu następuje odbiór. Kierownictwo budowy zobowiązane jest sprawdzić rodzaj i stan gruntu w poziomie posadowienia i porównać z opisem w projekcie konstrukcyjnym i dokumentacji badań technicznych podłoża gruntowego.



Rys. 8.1. Oskarpowany wykop budowlany z ławami ziemnymi

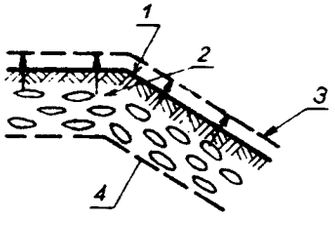
8.2. Wykonywanie robót ziemnych fundamentowych podczas mrozów

Jeśli przewiduje się wykonywanie robót ziemnych w warunkach zimowych, należy przed nastaniem mrozów zabezpieczyć powierzchnię terenu przed zamarzaniem gruntów. Dobre wyniki otrzymuje się przez przeoranie gruntu na głębokość 25 – 30 cm i następnie zabronowanie oraz przykrycie powierzchni gruntu tanimi materiałami izolacyjnymi.

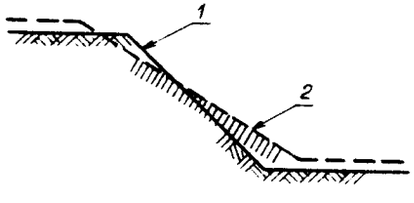
Bez wstępnego rozluźnienia można wykonywać roboty ziemne koparkami przedsiębiernymi, w zależności od grubości zamarzniętej warstwy gruntu, jego rodzaju oraz pojemności łyżki. Koparki przedsiębierne, o pojemności 0,5 – 1,0 m^3, mogą pracować, gdy grubość zamarzniętej warstwy gruntu spoistego wynosi od 15 do 25 cm. Koparek zbierako-

wych, o pojemności 0,4 – 1,0 m^3, używa się wtedy, gdy grunt jest zamarznięty na głębokość do 10 cm. Za granicą znane są różne sposoby odmrażania gruntów, np. igłami elektrycznymi lub parowymi. Igły elektryczne stosuje się tylko wyjątkowo, gdy w grę wchodzi zużycie niewielkiej ilości energii i gdy możliwe jest wykorzystanie jej rezerw. Podczas stosowania igieł parowych może mieć miejsce zjawisko niebezpiecznego nasycenia podłoża wodą lub naruszenia naturalnej struktury gruntu poniżej projektowanego poziomu posadowienia, to zaś może doprowadzić do obniżenia nośności podłoża.

Jeśli między zakończeniem wykonania wykopu i betonowaniem fundamentu lub ułożeniem rurociągu ma nastąpić przerwa, należy wykonany wykop zabezpieczyć przed przemarzaniem. W przypadku pozostawienia na dnie wykopu nie wybranej warstwy gruntu, należy ją usunąć bezpośrednio przed betonowaniem fundamentu lub ułożeniem rurociągu. Zasypując wykop fundamentowy na zewnątrz budynku nie można używać gruntu zamarzniętego. Przed rozpoczęciem wykonania nasypu należy z powierzchni terenu usunąć śnieg i lód. W warunkach zimowych nie należy używać w robotach ziemnych budowlanych gruntów spoistych, makroporowatych i organicznych.



Rys. 8.2. Pęcznienie skarpy: 1 – wysadzina, 2 – kierunek przesuwania się soczewek lodu, 3 – górna granica przemarzania, 4 – dolna granica przemarzania

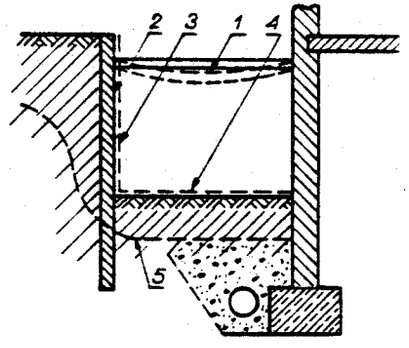


Rys. 8.3. Zmiana nachylenia skarpy: 1 – przed zamarzaniem, 2 – po zamarznięciu

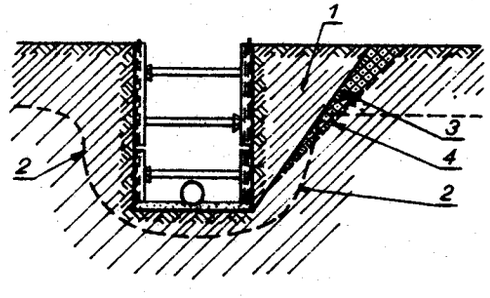
Przemarzanie gruntu powoduje szkodliwe skutki. Podczas robót ziemnych mogą występować uszkodzenia gruntu wywołane przemarzaniem skarp i wykopów. W skarpach maleje spoistość gruntu na skutek rozmarzania i następuje zmiana nachylenia skarpy powodująca obsuwanie się gruntu, szczególnie w gruntach silnie przemarzniętych, tj. gruntach o znacznej zawartości wody (rys. 8.2 i rys. 8.3).

W wykopach zamarzniętych tworzą się soczewki lodu powodujące zwiększone obciążenie obudowy podtrzymującej masy gruntu oraz wzrasta parcie na obudowę na skutek zmiany nachylenia klina odłamu gruntu, co może doprowadzić do wyboczenia się obudowy i zawalenia się wykopu, zwłaszcza podczas roztopów wiosennych (rys. 8.4 i rys. 8.5).

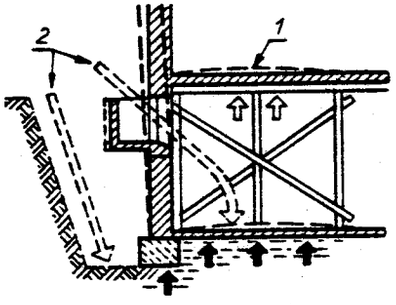
W czasie przerwy zimowej w budynkach nie ukończonych może nastąpić zagrożenie przemarzania gruntu na skutek nieosłonięcia otworów w stanie surowym, i na skutek przerw w konstrukcjach osłonowych zewnętrznych (murach) itp. Stan ten sprzyja tworzeniu się w gruncie soczewek i pasków lodowych powodujących: przesunięcie fundamentów do góry i w bok oraz uszkodzenie świeżego betonu w stropach nadpiwnicznych, oddolne parcie na odeskowanie płyty, oddolne parcie na fundamenty i podłoże betonowe w pomieszczeniu piwnicznym, zagrożenie zniszczenia obudowy studzienek podokiennych i schodów piwnicznych oraz zarysowanie murów. Przykłady tych uszkodzeń ilustrują rysunki 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 i 8.10.



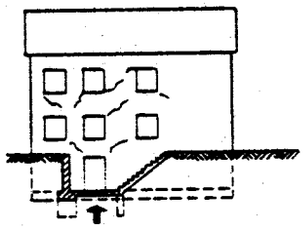
Rys. 8.4. Obciążenie obudowy wykopu przemarzniętym gruntem: 1 – wygięcie rozporu, 2 – obudowa przed zamarznięciem, 3 – obudowa po zamarznięciu, 4 – wysadzina gruntu, 5 – granica przemarzania



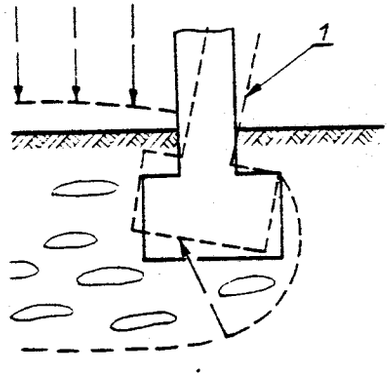
Rys. 8.5. Obciążenie obudowy przy rozmarzaniu: 1 – obciążenie krawędzi wykopu podczas przemarzania, 2 – granica przemarzania, 3 – zwiększone parcie gruntu po zamarznięciu, 4 – zmiana nachylenia klina odłamu gruntu



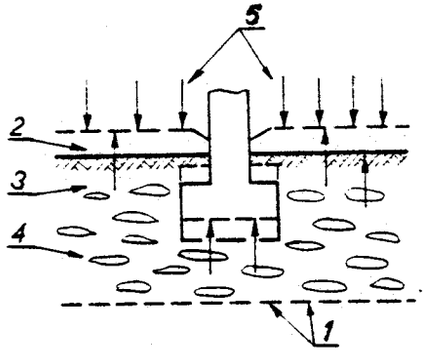
Rys. 8.6. Ruchy fundamentów i odeskowania stropu nad piwnicą: 1 – uszkodzenie świeżego betonu stropu przez zwiększone obciążenie obudowy, 2 – chłodne powietrze



Rys. 8.7. Wysadzenie płytkiego fundamentu przy wejściu do piwnicy



Rys. 8.8. Przechył fundamentu: 1 – strona ciepła



Rys. 8.9. Wysadzenie fundamentu: 1 – granica przemarzania, 2 – wysadzina, 3,4 – soczewki lodowe powyżej granicy przemarzania, 5 – kierunek przemieszczenia się soczewek lodu

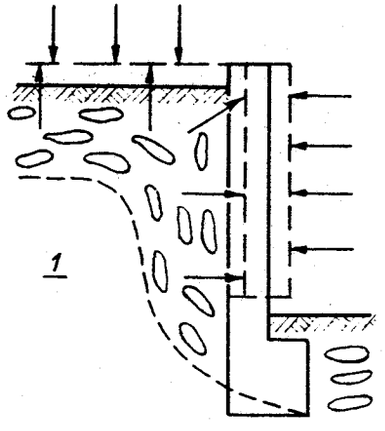
Szkodom, wywołanym przemarzaniem w czasie wykonywania robót ziemnych, można zapobiegać w następujący sposób:

a) wykopów obudowanych nie należy zostawiać na zimę w stanie otwartym; podczas robót specjalnych należy liczyć się z koniecznością ogrzewania wykopów w okresie zimowym,

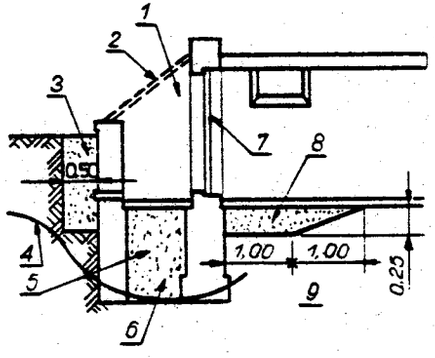
b) skarpy wykopu należy zabezpieczyć przed obsuwaniem się,

c) należy ograniczyć parcie na ścianki obudowy wykopu,

d) należy przykrywać otwarte wykopy folią lub cienką powłoką z zaczynu cementowego.



Rys. 8.10. Poprzeczne przesunięcie fundamentu: 1 – warstwa izolująca



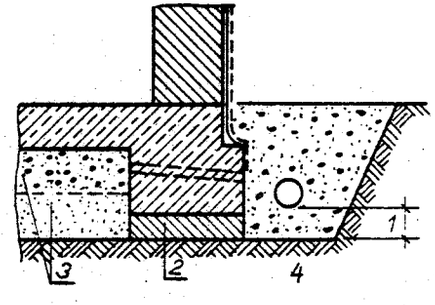
Rys. 8.11. Prawidłowe rozwiązanie wejścia do piwnicy: 1 – strefa przemarzania, 2 – przykrycie tymczasowe nakładane, 3 – mrozoodporny materiał gruntowy, 4 – granica przemarzania, 5 – mrozoodporny materiał gruntowy, 6 – strefa nie zagrożona przemarzaniem, 7 – drzwi do piwnicy, 8 – jak 5, 9 – podłoże mrozoodporne (z piasków)

Elementy budowlane można ustrzec przed szkodami poprzez:

a) osłanianie na zimę otworów w piwnicy,

b) przykrywanie otwartych fundamentów warstwą żwiru grubości około 30 cm w przypadku gruntów niespoistych lub ułożenie drenaży o ϕ 100 lub 150 mm w przypadku gruntów spoistych; najwyższy punkt drenażu nie może znajdować się powyżej górnej krawędzi fundamentu,

c) ułożenie w piwnicy powłoki bitumicznej w miejscu styku podłoża z fundamentem,

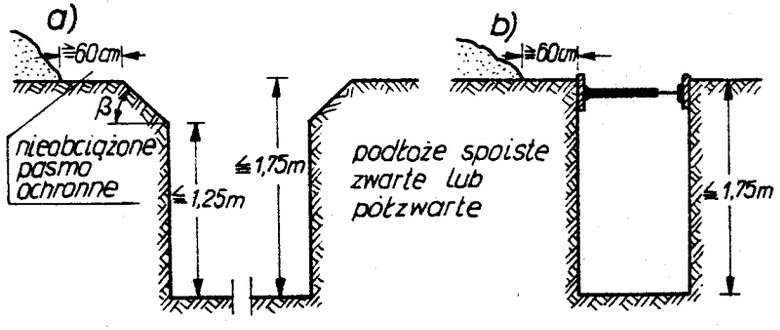


Rys. 8.12. Prawidłowe rozwiązanie fundamentu nie zagrożonego podtopieniem: 1 – grubość podsypki, 2 – warstwa podkładu betonowego, 3 – warstwa filtrująca, 4 – podłoże z gruntu spoistego

d) posadowienie fundamentów głębiej niż granica przemarzania,
e) wymianę gruntu wrażliwego na zamarzanie na bardziej odporny,
f) obniżenie poziomu wody gruntowej poprzez drenaż (rys. 8.12),
g) utrzymanie podłoża fundamentu w stanie suchym,
h) obserwowanie ewentualnych ruchów budynku na podstawie gipsowych pasków kontrolnych.

8.3. Wykopy fundamentowe otwarte

Wykopy szerokoprzestrzenne i płytkie wykonuje się ze zboczami. Gdy głębokość wykopu jest niewielka w stosunku do szerokości, przyjmuje się pochylenie zbocza praktycznie w następujący sposób:
- w gruntach niespoistych 1:0,75 (stosunek wysokości do podstawy trójkąta tworzącego zbocze);
- w gruntach spoistych – w zależności od głębokości wykopu:
  gdy $h < 4{,}0$ m; 1:0,5 – 1:0,2,
  gdy $4{,}0 < h < 10{,}0$ m; 1:0,7 – 1:0,5,
  gdy $h > 10{,}0$ m; 1:1.

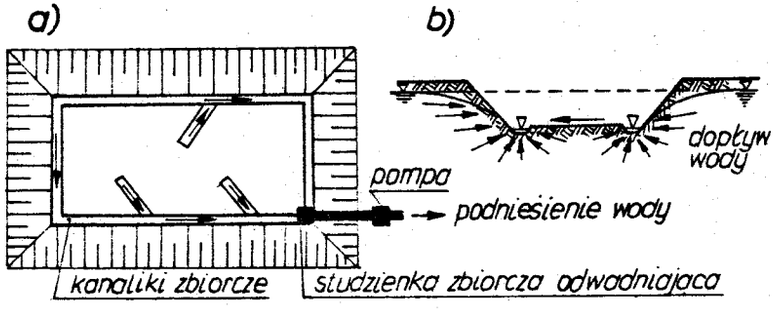


Rys. 8.13. Wykopy budowlane bez obudowy: a) szeroki wykop bez obudowy ze ściętymi narożami, b) wąski wykop bez obudowy z balem wystającym ponad krawędź wykopu

Ściany wykopu utrzymują się pionowo w skałach, natomiast prawie pionowo w glinach i iłach, jeżeli tylko ich konsystencja jest zwarta lub półzwarta (rys. 8.13). Grunty spoiste o tej konsystencji przechodzą

w stan miękkoplastyczny bądź płynny pod wpływem silnego zawilgocenia spowodowanego opadami atmosferycznymi.

Podobnie ma się rzecz ze zboczami w łupkach iłowych, w których ściany utrzymują się najpierw pionowo, lecz po szybkim zwietrzeniu i wyschnięciu kruszą się lub rozpływają pod wpływem opadów atmosferycznych. Zbocze z piasków drobnych wilgotnych może utrzymać się w równowadze, gdy jest nachylone do poziomu pod kątem znacznie większym od kąta tarcia wewnętrznego, dzięki spójności pozornej. Wykonując wykopy należy przestrzegać następujących zaleceń:
- chronić wykopy od napływu wód i usuwać wody możliwie szybko: pompując wodę z dołu fundamentowego czerpie się ją ze studzienki, do której powinna być sprowadzana kanalikami (rys. 8.14),
- grunt wybrany z wykopu można odkładać tylko poza powierzchnią poślizgu, należy odprowadzać od wykopu wodę powierzchniową.

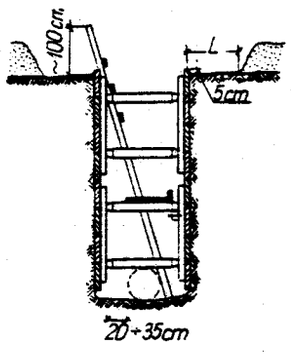


Rys. 8.14. Pompowanie wody bezpośrednio z wykopu: a) plan, b) przekrój

8.4. Wykopy rozparte i podparte

W wykopach wąskich i głębokich wykonuje się zazwyczaj ściany pionowe i odpowiednio się je zabezpiecza (rys. 8.15). W skład najprostszych umocnień wchodzą: bale (grubości minimum 50 mm) lub dyle ułożone poziomo, przyjmujące parcie gruntu, pionowe nakładki podtrzymujące ściankę z desek poziomych i rozpory dociskające nakładki. Rozpory mogą być drewniane lub metalowe – śrubowe.

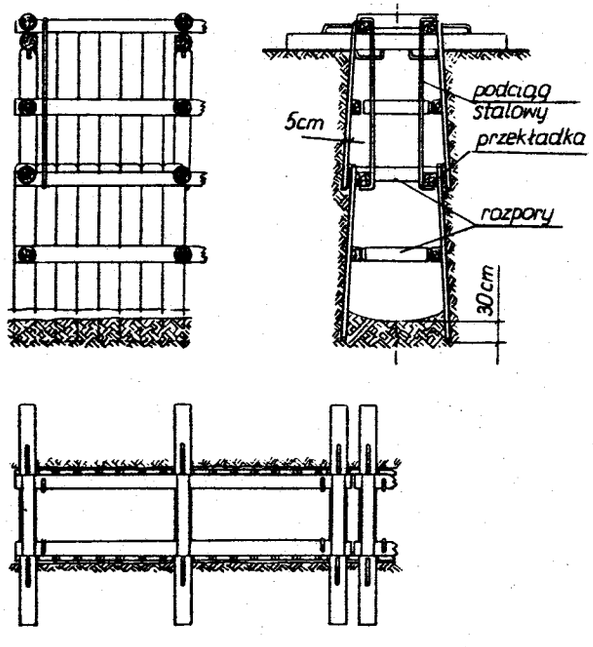
Wykonując wykop głęboki, w którym nie ma wody gruntowej, stosuje się obudowę pionową (rys. 8.16). Składa się ona z dyli pionowych, poziomych bali i poprzecznych rozpór. W miarę pogłębiania wykopu obudowę pionową opuszcza się przez pobijanie pionowych dyli za pomocą ręcznych młotów.



Rys. 8.15. Wykop rozparty z obudową poziomą

Obudowa pionowa pokazana na rysunku 8.16 jest opłacalna tylko przy bardzo sypkich, suchych gruntach drobnoziarnistych, gdy nie można utrzymać pionowej ściany wykopu nawet na wysokości równej szerokości bala poziomego.

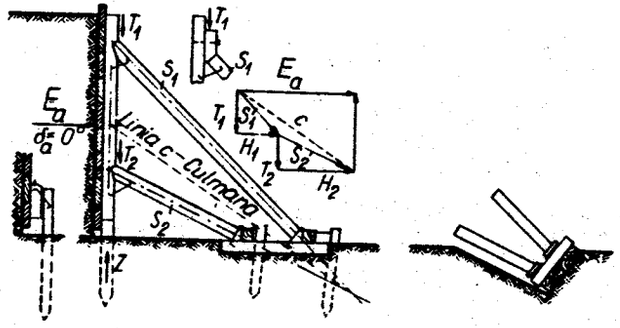
Wymienione obudowy (pozioma i pionowa) wykopów rozpartych mogą być ażurowe lub zwarte. Obudowy ażurowe stosuje się w gruntach spoistych.



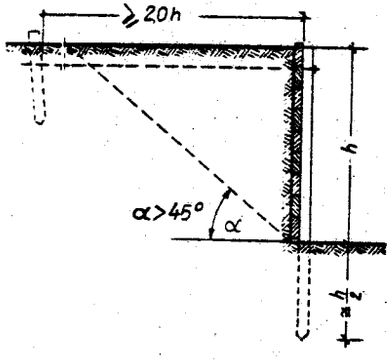
Rys. 8.16. Wykop rozparty z obudową pionową

W gruntach piaszczystych oraz w przypadkach występowania wody gruntowej obudowa powinna być zwarta ze względu na trwałość umocnienia ścian wykopu i bezpieczeństwo pracujących. Gdy wykop jest bardzo głęboki i ciśnienie wody gruntowej jest wysokie, obudowę zastępuje się ścianką szczelną drewnianą lub stalową. Te dodatkowe zabiegi są zbędne, jeśli można obniżyć zwierciadło wody gruntowej przez pompowanie.

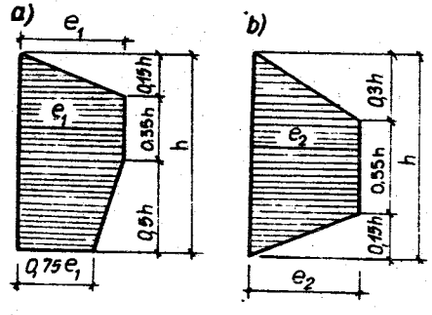
W wykopach szerokich nie zawsze daje się umieścić rozpory wewnętrzne. W takich przypadkach stosowane są umocnienia pokazane na rysunkach 8.17 i 8.18.



Rys. 8.17. Zabezpieczenie ściany wykopu szerokiego za pomocą zastrzałów



Rys. 8.18. Zabezpieczenie ściany zakotwieniem



Rys. 8.19. Wykresy parcia gruntu na prowizoryczne urządzenia zabezpieczające

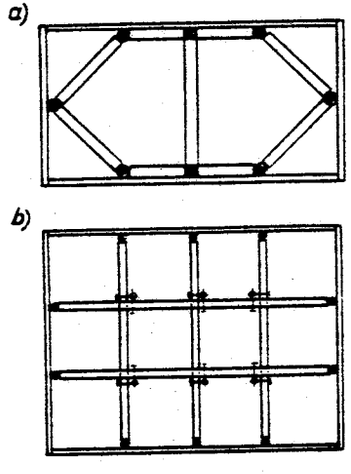
Dla wykopów 3,0 – 4,0 m (o płaskim naziomie) wykresy parcia gruntu na prowizoryczne urządzenia zabezpieczające przyjmuje się według rysunku 8.19. Przyjmuje się, że czynne parcie jednostkowe w gruntach niespoistych (rys. 8.19a) wynosi

$$e_1 = 0{,}6\,\gamma\,h\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right),$$

w gruntach spoistych (rys. 8.19b)

$$e_2 = \gamma\,h\,.$$

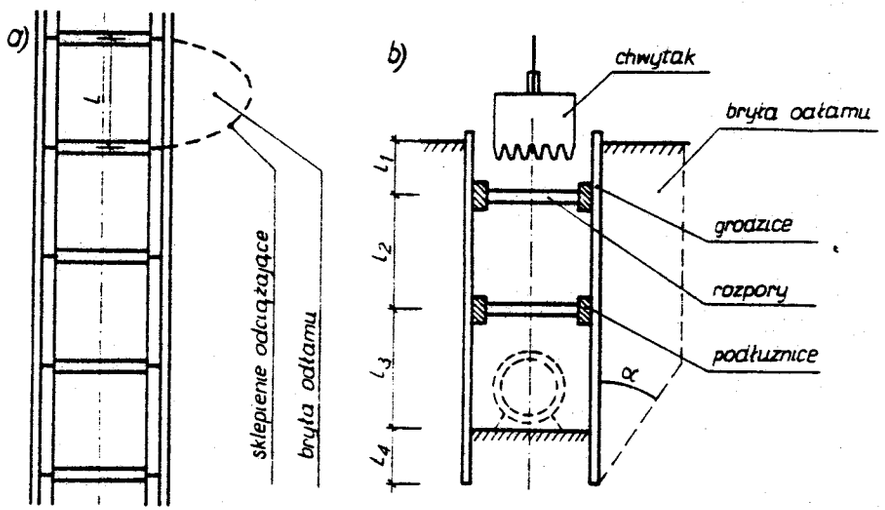
Dla wykopów płytszych aniżeli 3,0 m można przyjmować wartości e_1 i e_2 stałe na całej głębokości h.



Rys. 8.20. Umocnienia wykopów szerokich

Wykopy wykonuje się zazwyczaj mechanicznie i zabezpiecza przed obsunięciem mas ziemnych. W przypadku ręcznego wydobywania urobku zabezpiecza się oczywiście także ręcznie. W przypadku mechanicznego wydobywania urobku tradycyjne ręczne metody zabezpieczenia mogą okazać się niewystarczające, ponieważ występują różnice w czasie. Wykopy wykonuje się szybko a zabezpieczenie wolniej. Trzeba zwrócić uwagę na niebezpieczeństwa, które mogą zaistnieć podczas wykonania wykopów bez należytego umocnienia ścian. Liczne wypadki były spowodowane bagatelizowaniem zabezpieczenia bądź nieznajomością sił powstających przy granicznym parciu gruntu na ściany wykopów.

Zabezpieczenie ścian wykopu pokazane na rysunku 8.17 ma zastosowanie w przypadku wykopów szerokości większej niż około 6,0 m. W wykopach szerokich, o wymiarach w planie od 3,0 do 6,0 m, można stosować umocnienia rozporowe dwukierunkowe (rys. 8.20). Dwukierunkowe rozpory ze słupkami podtrzymującymi charakteryzują się tym, że długość rozpór jest znaczna; istnieje konieczność wprowadzenia rozpór podłużnych i poprzecznych. Rozpory znacznej długości zabezpiecza się przed ugięciem pochodzącym od obciążenia własnego i od zginania przez moment od siły ściskającej w rozporze, której ramię stanowi strzałka ugięcia. Dla ochrony końców rozpory od miażdżenia i rozczepiania włókien stosuje się stożkowe ścięcia końców i okucie blachą. Rozpory prostopadłe do siebie (poprzeczne i podłużne) układa się w jednej płaszczyźnie lub jedna nad drugą, przepuszczając je w dwóch poziomach. Każde lub co drugie skrzyżowanie podpiera się słupkiem, pod który na dnie wykopu podkłada się kawałek bala dla zwiększenia powierzchni oparcia.



Rys. 8.21. Obudowa wbijana ścian wykopu: a) wykop w planie, b) przekrój wykopu z obudową

Wykopy rozpierane wąskie mogą mieć wbijaną obudowę ścian. Obudowa przedstawiona na rysunku 8.21 w postaci brusów pionowych (np. grodzic) wbijana jest na głębokość do 8,0 m, a następnie podpierana, w miarę głębienia wykopu między obudową, za pomocą podłużnic rozpieranych rozporami (rys. 8.21a). Ze względów technologicznych obudowę wbijaną wykopów stosuje się w gruntach niespoistych z ograniczonym występowaniem przewarstwień gruntów spoistych, w tym również

organicznych. Sprawne wykonanie wykopów wymaga, aby przed rozpoczęciem głębienia wykopu poziom wód gruntowych został obniżony poniżej dna wykopu.

Wykonanie projektu obudowy wbijanej i ewentualnego odwodnienia wymaga rozpoznania warunków wodno-gruntowych. W tym przypadku badania gruntów wykonuje się w osi trasy w odstępach co 30 m, do głębokości 2,0 m poniżej projektowanego dna wykopu. Dla każdej warstwy geotechnicznej należy wykonać co najmniej 5 oznaczeń rodzaju i stanu gruntu (uziarnienie, w_n, w_p, w_L, I_D, I_L) dla każdych 100 m trasy wykopu. W przypadku zalegania gruntów organicznych należy oznaczyć laboratoryjnie: gęstość objętościową, kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność. Dla iłów, w których występują powierzchnie zlustrzeń powstałe wskutek glacitektoniki lub dawnych procesów osuwiskowych, zaleca się przyjmować $\Phi_u^{(n)} = 5°$ oraz $c_u^{(n)} = 20$ kPa. Jednostkowe parcie czynne, na głębokości z od poziomu terenu, wyznacza się dla obudowy wbijanej według wzoru:

$$e_a = (q + \bar{\gamma}\, z)\, tg^2\left(45° - \frac{\bar{\Phi}_u}{2}\right), \tag{8.1}$$

w którym:

q – obciążenie jednostkowe naziomu,

$\bar{\gamma}$ – średnia ważona wartość ciężaru objętościowego gruntu,

$\bar{\Phi}_u$ – średnia ważona wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu.

Parcie na obudowę ścian wykopu wyznacza się zakładając powstawanie w gruncie poziomych sklepień odciążających (rys. 8.21a). W tym przypadku jednostkowe parcie czynne zredukowane, na głębokości z od powierzchni terenu, wyznacza się według wzoru:

$$e'_a = q\, tg^2\left(45° - \frac{\bar{\Phi}_u}{2}\right) + K'_a \bar{\gamma}\, z\,, \tag{8.2}$$

w którym:

$q, \bar{\Phi}_u, \bar{\gamma}$ – oznaczenia jak we wzorze (8.1),

K'_a – zredukowany współczynnik parcia czynnego, zależny od średniej ważonej wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu i od $\xi = z:L$, gdzie L – pozioma odległość między pionowymi rzędami rozpór.

W przypadku jednorodnych gruntów niespoistych można posługiwać się nomogramem (rys. 8.22), który służy do wyznaczania wartości współczynnika K'_a. Jako parametr pomocniczy podano na rysunku 8.22 minimalną głębokość wbicia grodzic – t. Jeśli dla danego typu obudowy ustalony jest poziomy rozstaw (L) rzędów rozpór, to na podstawie nomogramu na rysunku 8.22 sporządza się nomogram przedstawiający rozkłady parć jednostkowych e'_a, w zależności od głębokości z oraz kąta wewnętrznego Φ_u i ciężaru objętościowego gruntu (rys. 8.23). Projektowanie elementów obudowy opiera się na doborze typowych rozwiązań, dostosowanych do metod wykonawstwa robót, do głębokości wykopu i rodzajów gruntów oraz, w razie potrzeby, na sprawdzających obliczeniach statycznych. Do obudowy wbijanej ścian wykopu stosuje się profilowane blachy stalowe (grodzice) (rys. 8.24). Wytwarza się grodzice długości od 3,5 do 16,0 m. Parametry techniczne grodzic podane są w tabeli 8.1. Grodzice G–1 stosowane są do budowy ścian wodoszczelnych w pracach wodnoinżynieryjnych. Grodzice obudowy oblicza się jako pionowe pręty pryzmatyczne, obciążone parciem czynnym i biernym gruntu oraz reakcją podłużnicy w przypadku obudowy z rozporami (rys. 8.21b).

Minimalną głębokość wbicia grodzic t wyznacza się z warunków równowagi parcia gruntu działającego na obudowę:

$\Sigma X = 0$ (suma rzutów sił na oś poziomą),

$\Sigma M_o = 0$ (suma momentów statycznych względem dolnego końca grodzicy – na głębokości t).

Największy moment zginający w grodzicach obliczany jest w przekroju na głębokości z_M od powierzchni terenu. Głębokość z_M wyznacza się z warunku $\frac{dM}{dz_M} = 0$.

Wytrzymałość grodzic sprawdza się zgodnie z warunkiem

$$\gamma_f M_{max} \leqslant \gamma_m\, m\, R\, W_{min}\,, \tag{8.3}$$

w którym:

M_{max} – maksymalny moment zginający,

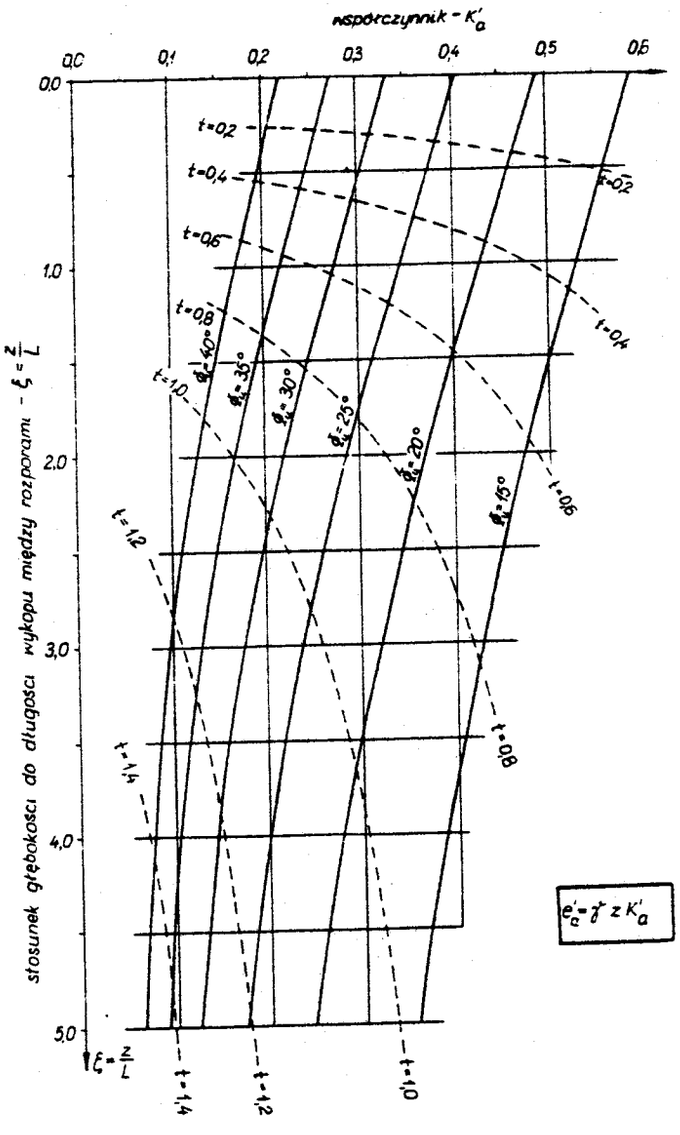
γ_f – współczynnik obciążenia $\gamma_f = 1{,}1$,

W_{min} – mniejsza wartość wskaźnika wytrzymałości przekroju,

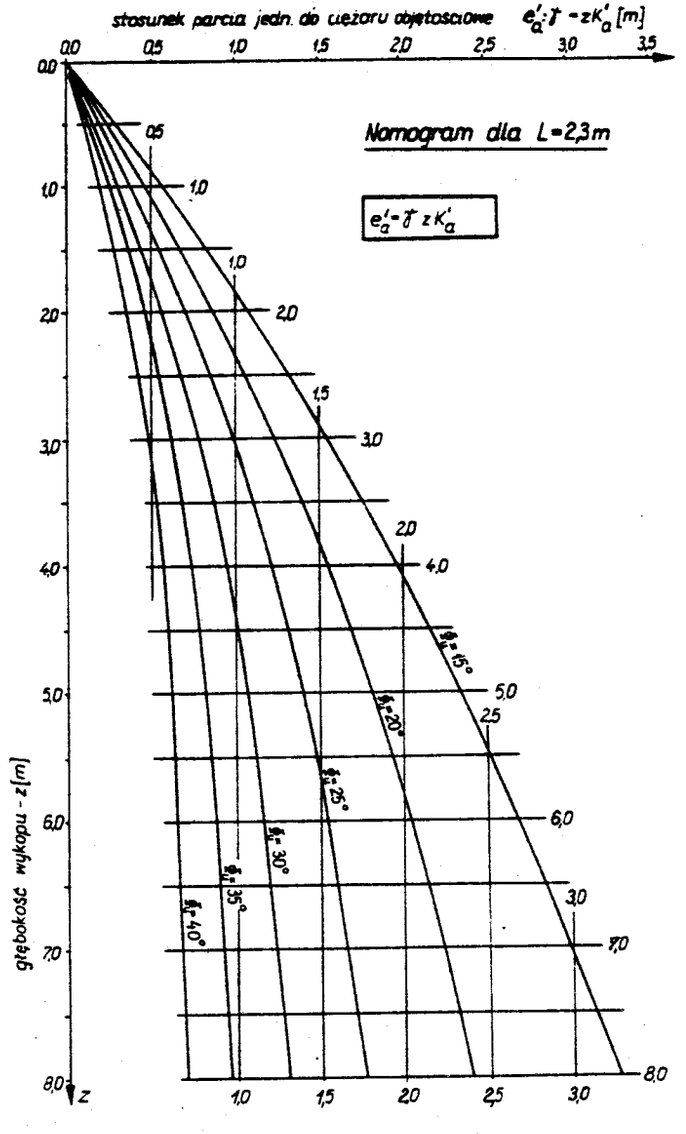
γ_m – współczynnik materiałowy dla gruntu,

m – współczynnik korekcyjny, $\gamma_m m = 0{,}9$,

R – wytrzymałość obliczeniowa stali przy zginaniu, według PN-90/B-03200.



Rys. 8.22. Nomogram do wyznaczania wartości współczynnika K'_a dla gruntów niespoistych



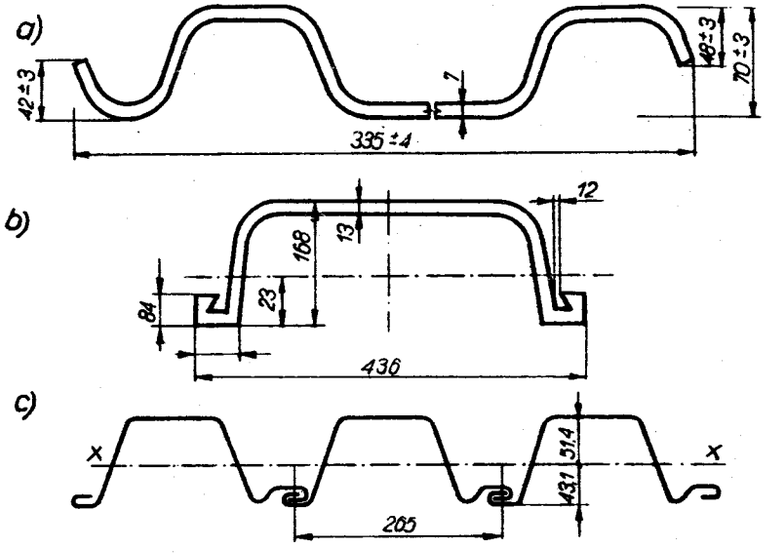
Rys. 8.23. Przykład nomogramu do wyznaczania parć jednostkowych dla L = 2,3 m

Tabela 8.1.

Parametry techniczne grodzic

Nazwa profilu	Oznaczenie	Parametry							Wielkości statyczne		Rotacja grodzic
		grubość [mm]	długość [m]	szerokość [mm]	powierzchnia przekroju [cm²]	szerokość robocza [mm]	masa 1 m grodzicy [kg]	masa 1 m² ściany [kg]	W_x (dla 1 grodzicy) [cm³]	W_{x1} (dla 1 m ściany) [cm³]	
Grodzica	KS–7	7,0	4–12	335	33,71	311	26,5	84,8	50,12	165	8–16
Grodzica	G–1	13,0	6–16	436	78,9	391	62,0	158,5	282	1600	16–32
Grodzica	GZ–4	4,0	3,5–12	291	19,0	265	14,9	58,0	43,7	165	4–8

Podłużnicę oblicza się jak belkę jednoprzęsłową wolno podpartą o rozpiętości L i obciążeniu równomiernym q_p od grodzic, równym reakcji.



Rys. 8.24. Grodzice: a) KS–7, b) G–1, c) GZ–4

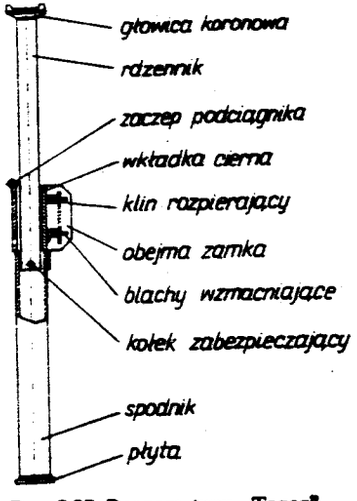
Tabela 8.2.

Parametry techniczne rozpór typu „Tagor"

Lp.	Typ rozpory	Nr	Rozpiętość [m]		Nośność użyteczna [kN]	Masa jednej sztuki [kg]
			minimalna	maksymalna		
1	Tagor	1	0,70	1,12	200	28,8
2	Tagor	5	1,04	1,80	200	37,2
3	Tagor	10	1,72	3,15	200	61,4

Uwaga: Siła niszcząca przy ściskaniu osiowym wynosi 320 kN.

Wytrzymałość podłużnicy sprawdza się według warunku:



Rys. 8.25. Rozpora typu „Tagor"

$$\gamma_f \frac{1}{8} q_p L^2 \leqslant \gamma_m m R W_{min}, \quad (8.4)$$

przy czym można przyjmować $\gamma_m = 1{,}1$ oraz $\gamma_m m = 0{,}9$.

W_{min} – jak we wzorze (8.3) dla przekroju poprzecznego podłużnicy.

Rozporę oblicza się jako pręt ściskany osiowo, obciążony siłą równą reakcji podłużnic opierających się na rozporze. Warunek nośności ma postać:

$$\gamma_f P \leqslant \gamma_m m R A \beta, \quad (8.5)$$

gdzie:

A – pole przekroju poprzecznego rozpory,

β – współczynnik wyboczeniowy,

R – wytrzymałość obliczeniowa stali na ściskanie,

$\gamma_m = 1{,}1$; $\gamma_m m = 0{,}8$.

Jako rozpory obudowy wbijanej ścian wykopu można stosować stalowe stojaki natychmiastrozporowe, typu *TAGOR* (rys. 8.25). Umożliwiają one rozparcie wykopów szerokości od 0,90 m do 3,50 m. Są one proste w obsłudze i konserwacji, umożliwiają szybkie rozparcie i są lekkie (tab. 8.2).

8.5. Podwodne czerpanie gruntu

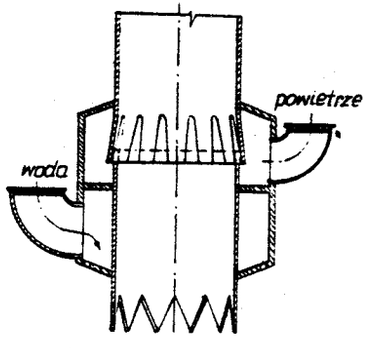
Ogrodzenie wykopu ścianką szczelną lub obniżenie poziomu wody gruntowej może czasami okazać się trudne i zbyt kosztowne. W takim przypadku nie można wykonać robót „sucho", a trzeba prowadzić prace pod wodą. Prace te obejmować mogą zarówno roboty ziemne jak też budowę fundamentów betonowych.

Wyciąganie gruntu odbywa się sprawnie za pomocą zwykłego wyciągu korbowego z nawiniętą liną i za pomocą dwóch czerpaków kubełkowych. Czerpak kubełkowy jest naczyniem blaszanym z otworami, którymi wycieka woda po wyciągnięciu go nad jej powierzchnię. Kolejne obroty wału korbowego, raz w jedną, raz w drugą stronę, powodują podnoszenie się czerpaka naładowanego gruntem i opuszczanie opróżnionego.

Świder workowy składa się ze świdra wiertniczego oraz z przymocowanych do jego trzonu dwóch obręczy stalowych zaopatrzonych w noże lub zęby. Do obręczy stalowych przyszywa się, z dwóch przeciwnych stron, worki jutowe. Praca świdra polega na tym, że po wbiciu ostrza w grunt i nadaniu mu ruchu obrotowego obręcze stalowe zbierają grunt do worków. Następnie wyciąga się worki wzdłuż drążka w górę i opróżnia.

Świder szerokotalerzowy działa na podobnej zasadzie, z tą różnicą, że pojemnik może przesuwać się po trzonie. Po napełnieniu pojemnika wyciąga się go, a świder pozostaje w gruncie.

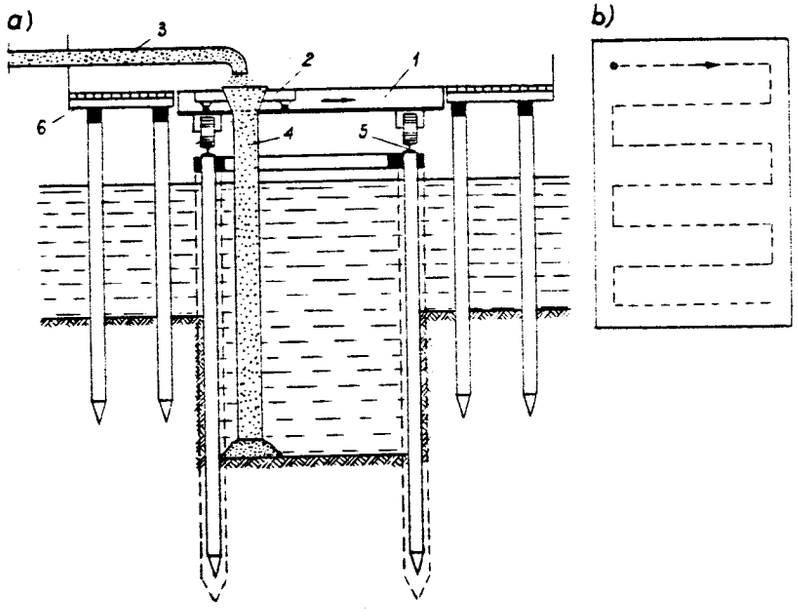
Specjalnym urządzeniem jest wymulacz (ejektor) (rys. 8.26), który służy do wydobywania gruntów piaszczystych spod wody. Konstrukcja jego może być różna. Wymulacz może składać się z dwóch rur – dolnej, zazębionej na końcu, i górnej, nasadzonej na dolną. Ścianka rury górnej jest u dołu rozszerzona stożkowo i pofałdowana, przez co tworzą się otwory łączące wnętrze rury z otoczeniem. Na obie rury nasadzony jest zbiornik walcowy złożony z dwóch nie połączonych ze sobą części. Do części dolnej tłoczy się wodę pod ciśnieniem około 0,3 MPa; woda wytryskuje przez otwory rozłożone na obwodzie u spodu rury. Do górnej części zbiornika walcowego tłoczy się sprężone powietrze pod ciśnieniem 0,6 – 0,7 MPa; powietrze trafia do otworów w fałdach rury górnej i porywa wodę wraz z rozmulonym gruntem.



Rys. 8.26. Wymulacz

8.6. Betonowanie podwodne

Istnieje wiele metod układania konstrukcji betonowych pod wodą. Można podzielić je na dwie grupy: **układanie elementów przygotowanych wcześniej i układanie świeżej mieszanki betonowej.** Gotowe bloki betonowe różnej wielkości układa się, bez wiązania zaprawą, na dnie wykopu albo na narzucie kamiennym.



Rys. 8.27. Betonowanie za pomocą leja ruchomego: a) urządzenie do betonowania, b) ślad leja

Świeżą mieszankę betonową można ułożyć pod wodą stosując metodę leja ruchomego lub stałego (rys. 8.27). Lej wykonuje się z blachy grubości 2 – 3 mm, o średnicy 15 – 30 cm. W górnej części lej jest stożkowo rozszerzony dla ułatwienia wypełniania go mieszanką betonową. W przypadku stosowania tej metody potrzebne jest czasem rusztowanie. Na rusztowaniu układa się tor do przesuwania ruchomego pomostu, po którym jeździ wózek z lejem. Jeśli jest możliwość, szyny pod tor układa się wzdłuż wykopu bezpośrednio na powierzchni terenu. Przed rozpoczęciem betonowania opuszcza się lej do głębokości 15 – 20 cm ponad dnem wykopu i w tym położeniu rurociągiem napełnia się lej mieszanką betonową. Przesuwając lej poziomo i dodając stale mieszanki, w miarę jej wypływu, otrzymuje się wałek grubości około 30 cm, ułożony wzdłuż drogi leja. Ponieważ mieszanka w rurze leja nie styka się z wodą, cement nie jest wypłukiwany. Po dojściu do końca wykopu przesuwa się lej o szerokość wałka i przesuwając wózek z lejem po pomoście w stronę przeciwną kładzie się wałek przylegający do pierwszego itd. W ten sposób pokrywa się betonem całe dno wykopu. Następną warstwę betonu układa się przesuwając rurę leja w kierunku prostopadłym do osi wałków dolnej warstwy. Taki sposób układania zapewnia niezłą szczelność betonu, a przecieki występują tylko na przecięciach wałków.

Lepszą metodą jest betonowanie przy użyciu leja stałego. W tym przypadku rozstawia się w wykopie, co 6 – 7 m, leje o średnicy rur 30 cm. Mieszanka betonowa wychodząca z leja rozpływa się wokół niego; podnosi się przy tym ponad dolną krawędź leja. Lej podnosi się na wysokość około 1,0 m od zagłębienia i ciągle podaje mieszankę betonową. W ten sposób z wodą styka się tylko górna powierzchnia mieszanki betonowej. Otrzymany po pewnym czasie beton jest stosunkowo dobrze zagęszczony dzięki ciśnieniu słupa mieszanki betonowej w leju. Na stykach poszczególnych stożków betonu otrzymuje się jednakże słabsze powiązanie. Do betonowania używa się mieszanki betonowej o konsystencji półciekłej.

8.7. Izolacja fundamentów budynku

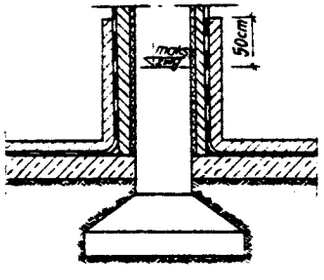
Wykonując ***izolację powyżej zwierciadła wody gruntowej*** trzeba przestrzegać następujących zasad.

1. Izolacje poziome fundamentów i ścian budynków nie podpiwniczonych układa się na wysokości 15 – 30 cm ponad poziomem terenu.
2. Izolacje poziome fundamentów i ścian budynków podpiwniczonych należy układać co najmniej w dwu poziomach: dolnym, powyżej posadzki piwnicznej, i górnym, ponad poziomem terenu. Kiedy strop piw-

nicy znajduje się poniżej poziomu terenu, wtedy warstwę izolacji trzeba ułożyć poniżej stropu.

3. Jeżeli najniższa izolacja pozioma ścian znajduje się na innym poziomie niż ewentualna izolacja posadzki, należy obie warstwy połączyć w sposób ciągły za pomocą izolacji pionowej.
4. Izolacje poziome wykonuje się z dwu warstw papy asfaltowej powlekanej lepikiem asfaltowym na gorąco lub na zimno. Izolacje te układa się na całej powierzchni przekroju poziomego fundamentów i ścian.
5. Spadek powierzchni terenu od budynku nie powinien być mniejszy niż 2%.
6. Zarówno obiekty podpiwniczone jak i nie podpiwniczone powinny mieć zewnętrzną izolację pionową od poziomu ławy fundamentowej do wysokości 30 – 40 cm ponad teren. Izolację pionową trzeba łączyć z izolacjami poziomymi i zabezpieczyć poniżej poziomu terenu warstwą ochronną. Ponad terenem izolację pionową zabezpiecza się warstwą cokołową, której wysokość nie powinna być mniejsza niż 25 cm.

W przypadku wykonania ***izolacji poniżej zwierciadła wody gruntowej*** obowiązują następujące zalecenia:



Rys. 8.28. Przykładowe rozwiązanie przejścia słupa przez warstwę izolacji przeciwwodnej

1. Obiekt posadowiony poniżej zwierciadła wody gruntowej trzeba zabezpieczyć od niej na czas wykonania izolacji przeciwwodnych i stwardnienia na tej izolacji warstwy ochronnej lub dociskowej. Zabezpieczenia dokonuje się za pomocą studni rurowych lub ścianek szczelnych. Należy je utrzymać do czasu ukończenia izolacji i zrównoważenia wyporu wody obciążeniem budowli.
2. Fundament budowli zabezpiecza się ciągłą przeponą z materiałów bitumicznych, doprowadzoną do wysokości 50 cm ponad możliwy, najwyższy poziom wody gruntowej (rys. 8.28).
3. Grubość izolacji uzależnia się od ciśnienia wody oraz jakości materiałów izolacyjnych i wykonania.
4. Zewnętrzną izolację poniżej poziomu terenu trzeba osłonić od strony gruntu ścianką ceglaną grubości 6,5 – 12 cm lub warstwą narzutu cementowego, lub warstwą ubitej gliny; pozioma warstwa betonu grubości 10 cm ułożona na gruncie chroni izolację poziomą.
5. Izolację poziomą należy docisnąć płytą betonową lub żelbetową. Izolacje papowe wewnętrzne, narażone na działanie parcia hydrostatycznego wody, dociska się płytą betonową lub żelbetową o klasie betonu nie mniejszej niż B20 (wykonaną na warstwie ochronnej), takiej grubości, aby wypór wody nie spowodował wypchnięcia płyty wraz z izolacją ku górze. Płytę dociskową trzeba połączyć z elementami konstrukcji obiektu w sposób trwały, ale jednocześnie ograniczający do niezbędnego minimum dziurawienie izolacji.

Izolacje przed wodą naporową składają się z kilku warstw: papy asfaltowej bez powłoki lub z powłoką, z wkładek specjalnych tkanin, blach metalowych, folii z plastyków, które skleja się lepikiem na zimno lub na gorąco. Jeśli nie ma parcia hydrostatycznego, to liczba warstw wkładek na zabezpieczenie przed wodą kapilarną nie powinna być mniejsza niż dwie. Uzupełniającą liczbę warstw ustala się zwykle w prostej zależności od parcia hydrostatycznego. Liczbę warstw wkładek stosuje się nie mniejszą niż trzy, gdy poziom wody gruntowej znajduje się poniżej poziomu posadzki izolowanego pomieszczenia, a izolacja służy do zabezpieczenia przed krótkotrwałym działaniem wód naporowych. Cztery warstwy stosuje się w przypadku, gdy występuje stałe lub okresowe parcie wody do wysokości 3,0 m. We wszystkich pozostałych przypadkach wykonuje się izolacje złożone z pięciu warstw wkładek. Według A.I.Nikołajewa można posługiwać się przy wyborze liczby warstw wkładek następującym wzorem:

$$n = 2 + 0{,}20\ h^2\ ,$$

gdzie:

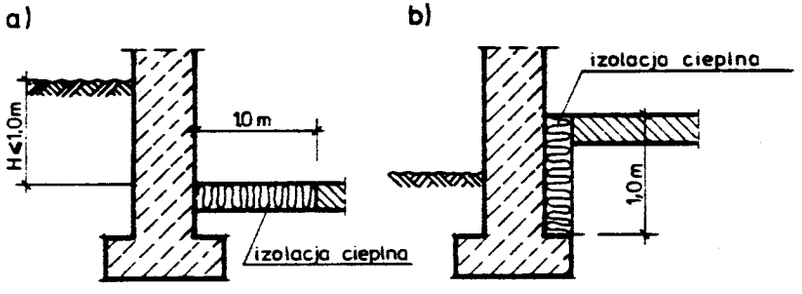
n – liczba warstw,

h – wysokość ciśnienia hydrostatycznego [m].

Jeśli izolacja jest wykonana dobrze, ilość lepiku zużytego do łączenia dwóch warstw papy nie powinna być mniejsza niż 1,5 $kg \cdot m^{-2}$. Materiałem do izolacji przeciwwilgociowych i wodoszczelnych jest papa asfaltowa, odpowiadająca wymogom normy PN-89/B 27617 (papa asfaltowa na tekturze budowlanej).

Podłoga na gruncie w pomieszczeniu ogrzewanym powinna mieć izolację cieplną. Izolację tę wykonuje się na szerokości 1,0 m, wzdłuż sty-

ku podłogi ze ścianą zewnętrzną, w pasie poziomym podłogi lub w pasie pionowym (rys. 8.29).



Rys. 8.29. Schemat ocieplenia podłogi w pasie przyściennym: a) w pasie poziomym, b) w pasie pionowym

Wartość współczynnika przenikania ciepła k_g $[W(m^2 \cdot K)^{-1}]$ tej części podłogi nie powinna być większa niż:
- $k_{g\,max} = 0{,}60\ W(m^2 \cdot K)^{-1}$ przy $t_i > 16°C$,
- $k_{g\,max} = 0{,}90\ W(m^2 \cdot K)^{-1}$ przy $4°C < t_i \leqslant 16°C$,

gdzie t_i – temperatura obliczeniowa powietrza po cieplejszej stronie przegrody [°C].

Wykonanie termoizolacji nie jest wymagane, gdy podłoga jest zagłębiona więcej niż 1,0 m poniżej poziomu terenu.

Wartość współczynnika przenikania ciepła k_g dla ściany zewnętrznej w pomieszczeniu ogrzewanym nie powinna być większa niż:
- $k_{g\,max} = 1{,}00\ W(m^2 \cdot K)^{-1}$ przy $t_i > 16°C$,
- $k_{g\,max} = 1{,}40\ W(m^2 \cdot K)^{-1}$ przy $4°C < t_i \leqslant 16°C$.

Powyższe wartości są wymagane dla ścian znajdujących się na głębokości tylko do 1 m poniżej poziomu terenu.

9. OBNIŻANIE POZIOMU ZWIERCIADŁA WODY GRUNTOWEJ

9.1. Sposoby odwodnienia wykopów fundamentowych

Ze względu na sposób ujmowania wody odróżnia się odwodnienie powierzchniowe i wgłębne. Odwodnienie powierzchniowe, zwane także bezpośrednim, polega na pompowaniu wody ujętej bezpośrednio z powierzchni dna wykopu fundamentowego. Podczas odwodnienia wgłębnego woda ujęta w głębi gruntu zostaje odprowadzona ze studni rurowych, wokół których wytwarza się lej depresyjny. O wyborze sposobu odwodnienia decydują miejscowe warunki wodno-gruntowe oraz porównania kosztów montażu i eksploatacji instalacji odwadniającej. Odwodnienia eksploatowane w okresie prowadzenia budowy nazywają się ***odwodnieniami budowlanymi.***

Podczas odwodnienia powierzchniowego następuje usuwanie z wykopu wody, która tymczasem napływa przez ściany i dno wykopu. W związku ze znaczną różnicą poziomów wody w wykopie i poza nim oraz w związku z zaleganiem w dnie wykopu gruntów niespoistych, takich jak piaski drobne i pylaste, dopływająca woda może spowodować rozluźnienie gruntu w dnie wykopu i wytworzenie się zjawiska kurzawki. Aby nie nastąpiło rozluźnienie gruntu, współczynnik bezpieczeństwa ciśnienia spływowego powinien, zależnie od stopnia wrażliwości obiektu, wynosić:

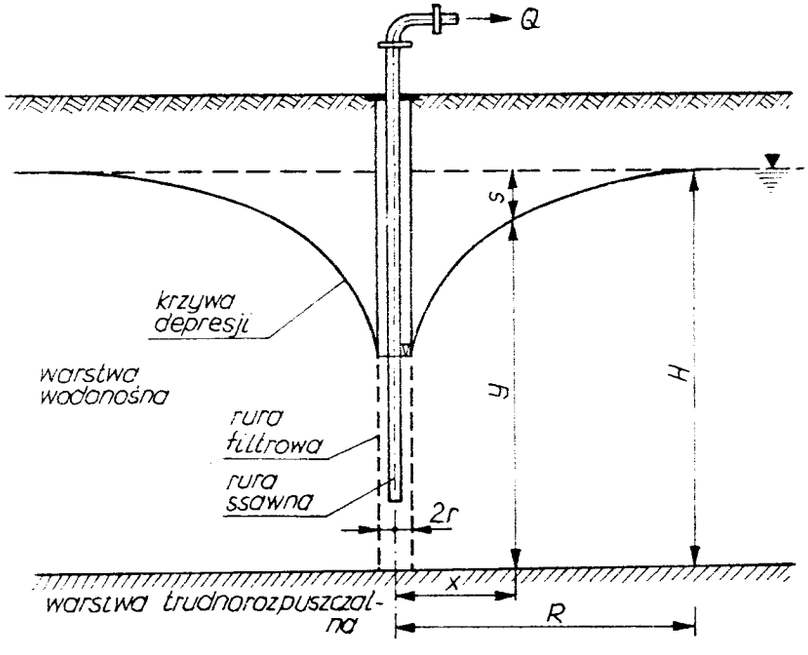
$$2{,}5 \geqslant F_{sp} = \frac{g(\rho_{sr} - \rho_w)}{j} \geqslant 1{,}5\,, \qquad (9.1)$$

gdzie:

F_{sp} – współczynnik bezpieczeństwa ciśnienia spływowego,

g – przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$],
($\rho_{sr} - \rho_w$) – gęstość objętościowa gruntu z uwzględnieniem wyporu wody [$t \cdot m^{-3}$],
$j = i\,\rho_w\,g$ – ciśnienie spływowe [$kN \cdot m^{-3}$],
i – gradient hydrauliczny.

Stosując odwodnienie wgłębne umieszcza się studnie rurowe w wykopie lub poza nim, pompuje się z nich wodę wytwarzając lej depresji i odprowadza wodę za pomocą instalacji depresyjnych (rys. 9.1).



Rys. 9.1. Studnia zupełna

Podczas obniżenia poziomu wody gruntowej i tworzenia się leja depresji następuje ruch wody z góry w dół, co sprzyja zagęszczeniu gruntu w podłożu. Projektując obniżenie zwierciadła wody gruntowej sposobem wgłębnym należy postępować tak, aby najwyższy punkt krzywej depresji znajdował się co najmniej 0,5 m poniżej projektowanego dna wykopu.

W praktyce spotyka się również sposób odwodnienia zwany mieszanym. Polega on na częściowym ujęciu wody z głębi gruntu i częściowym ujęciu bezpośrednio w wykopie.

Zakres stosowania jednego z wymienionych sposobów odwadniania zależy od warunków miejscowych, a mianowicie:
1) właściwości hydrogeologicznych podłoża, tj.: układu warstw gruntowych, ich wodoprzepuszczalności, zasilania wodą, właściwości chemicznych i bakteriologicznych wody oraz temperatury wody,
2) głębokości wykopów lądowych i projektowanego poziomu dna wykopu w stosunku do poziomu wód w warstwach wodonośnych,
3) warunków posadowienia budowli istniejących w zasięgu leja depresji,
4) rodzaju życia biologicznego w zasięgu leja depresji,
5) czasu trwania odwodnienia.

Odwodnienie wgłębne dzieli się:
a) ze względu na średnicę filtrów ujęć pionowych na:
   – igłofiltry (ϕ 30, 40, 50, 65 mm),
   – igłostudnie (ϕ 75, 100, 125, 150, 175 mm),
   – studnie depresyjne ($\phi \geqslant 200$ – zwane także studniami z filtrami studziennymi);
b) ze względu na sposób dopływu wody na: grawitacyjne, podciśnieniowe i elektroosmotyczne.

Podstawowe parametry pionowych ujęć depresyjnych są podane w tabeli 9.1.

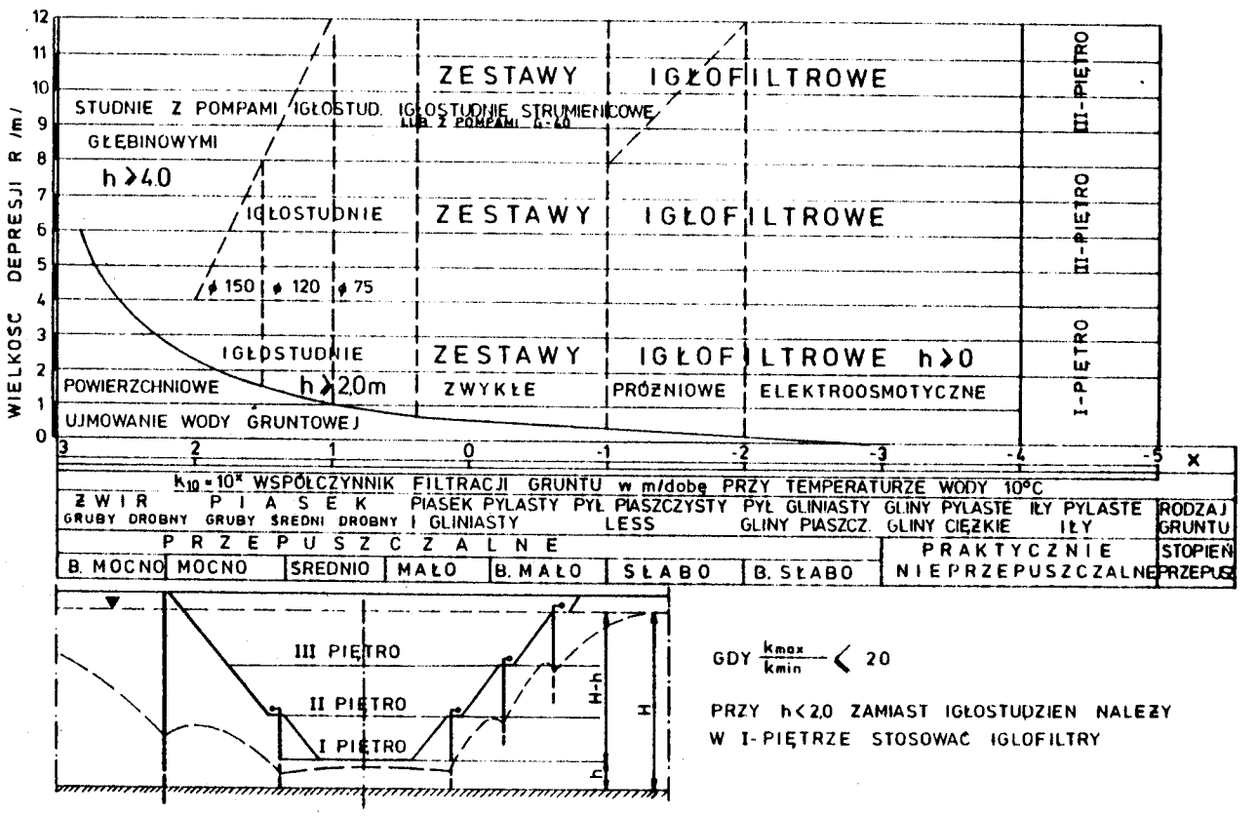
Ujęcia wgłębne dzieli się ze względu na:
1) głębokość – na płytkie, do 8,0 m, średnio głębokie, do 20,0 m i głębokie, ponad 20,0 m,
2) sposób budowy – na wykonywane urządzeniami wiertniczymi, hydromechanicznymi, wbijane, wkręcane, wykonywane sposobem kreciego drenowania i układane w wykopach otwartych (drenaż),
3) kierunek wbudowania – na pionowe, poziome i ukośne.

Rodzaj ujęcia wgłębnego zależy od współczynnika filtracji i od potrzebnej głębokości obniżenia zwierciadła wody. W zależności od współczynnika filtracji doboru studni rurowych dokonuje się następująco:
1) dla $k > 10^2$ $m \cdot 24h^{-1}$ – studnie depresyjne z pompami głębinowymi,
2) dla $10^2 > k > 5 \cdot 10^0$ $m \cdot 24h^{-1}$ – igłostudnie,
3) dla $5 \cdot 10^0 > k > 10^{-1}$ $m \cdot 24h^{-1}$ – igłofiltry z samozasysającymi agregatami pompowymi,
4) dla $10^{-1} > k > 10^{-2}$ $m \cdot 24h^{-1}$ – igłofiltry z agregatami pompowo-próżniowymi,
5) dla $10^{-2} > k > 10^{-4}$ $m \cdot 24h^{-1}$ – igłofiltry z elektroosmozą.

PODSTAWOWE PARAMETRY PIONOWYCH INSTALACJI DEPRESYJNYCH — TABELA 9.1

LP	Nazwa instalacji	średnice filtrów D_F /mm/ od	średnice filtrów D_F /mm/ do	długości filtrów H_F /m/ od	długości filtrów H_F /m/ do	średnice rur osłonowych lub płuczkowych D_R /mm/ od	średnice rur osłonowych lub płuczkowych D_R /mm/ do	średnice otworów depresyjnych D_o /mm/ od	średnice otworów depresyjnych D_o /mm/ do	głębokość otworów depresyjnych H /m/ od	głębokość otworów depresyjnych H /m/ do	liczba filtrów na 1 pompę n /szt./ od	liczba filtrów na 1 pompę n /szt./ do	odległość między filtrami l /m/ od	odległość między filtrami l /m/ do	wydajność 1 filtru q_F (l/min/ od	wydajność 1 filtru q_F (l/min/ do	wydajność instalacji na 1 pompę Q (l/min) od	wydajność instalacji na 1 pompę Q (l/min) do	sposób ujęcia wody przy filtrze
1.	Studnie depresyjne	200	500 >	2,0	10,0 >	300	600 >	300	1500 >	4,0	50,0 >	1	2 >	10	50 >	200	3000	200	6000 >	grawitacyjny /podciśnieniowy/
2.	Igłostudnie	75	175	1,0	3.0 >	—	—	200	400	3.0	30,0	1	8	3	20	50	800	50	2000 >	podciśnieniowy /próżniowy/
3.	Igłofiltry	30	65	0 1	1.0	100	150	200	400	2 0	8 0	5	40	0 5	5 0	0 5	100	10	2000 >	podciśnieniowy /próżniowy/, elektroosmotyczny
	ZAKRES STOSOWALNOŚCI																			
4.	Studnie depresyjne	Grunty jednorodne, jednowarstwowe o dużej i średniej przepuszczalności, wykopy małej głębokości nie dogłębiane, wykopy dużej i średniej głębokości nie dogłębione oraz dogłębione ale w pierwszym piętrze z igłofiltrami.																		
5.	Igłostudnie	Grunty jednowarstwowe, wielowarstwowe dużej, średniej i małej przepuszczalności, wykopy małej głębokości, nie dogłębione oraz wykopy średniej głębokości, ale z igłofiltrami w pierwszym piętrze w przypadku wykopów dogłębionych.																		
6.	Igłofiltry	Wszelkie warunki wymagające odwadniania, ale jako zastępstwo studzien depresyjnych i igłostudzien tylko w przypadku braku tych ostatnich.																		

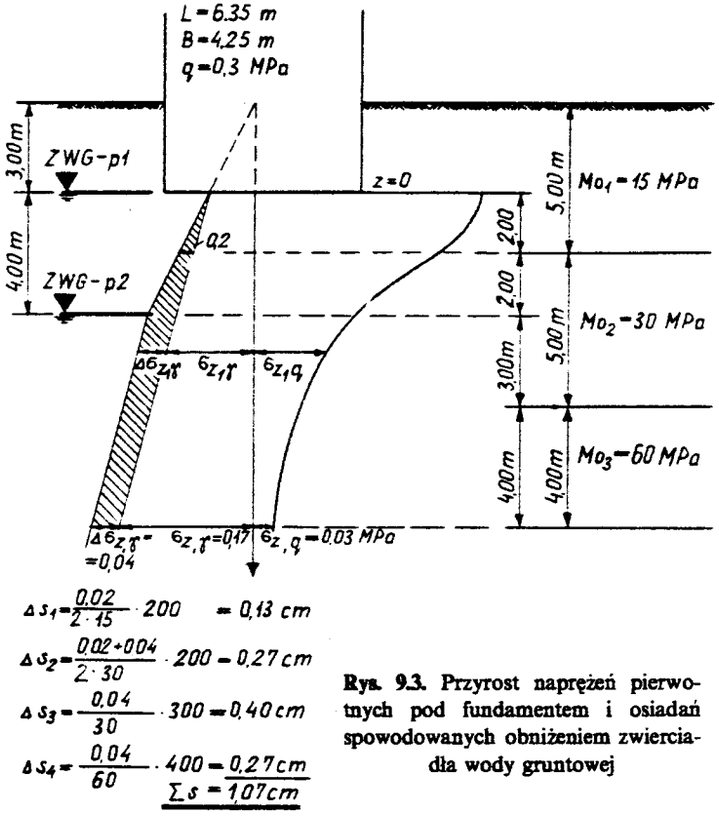
> oznacza, że parametry mogą być większe od podanych w tabeli



Rys. 9.2. Orientacyjny zakres stosowania różnych systemów odwadniania wykopów w gruntach jednorodnych

Wybierając sposób odwodnienia można posługiwać się wykresem (rys. 9.2).

Zmiana poziomu zwierciadła wody gruntowej spowodowana drogą naturalną lub w sposób umyślny ma wpływ na zwiększenie lub zmniejszenie działania wyporu wody, jak też na ściśliwość lub rozluźnienie warstw gruntu.



Rys. 9.3. Przyrost naprężeń pierwotnych pod fundamentem i osiadań spowodowanych obniżeniem zwierciadła wody gruntowej

Na rysunku 9.3 pokazano wzrost naprężeń pierwotnych pod fundamentem oraz obliczenie osiadań dodatkowych. Przypadek ten może mieć miejsce w praktyce, a powstałe dodatkowe osiadania mogą być przyczyną pojawienia się uszkodzeń konstrukcji budowli.

9.2. Odwodnienie powierzchniowe wykopów

Odwodnienie powierzchniowe stosuje się wtedy, gdy przy dowolnej głębokości obniżenia poziomu zwierciadła wody gruntowej nie występuje możliwość upłynnienia lub sufozji podłoża i skarp wykopu.

W praktyce odwodnienie to wykonuje się, gdy obniżenie zwierciadła wody gruntowej nie przekracza 3,0 m (licząc od nie obniżonego zwierciadła wody) w gruntach gruboziarnistych i żwirowych lub innych oraz gdy można dostępnymi środkami łatwo zapewnić niezbędną stateczność skarp i podłoża wykopu.

W zależności od położenia wykopu w stosunku do strefy zasilania wód gruntowych odróżnia się:

a) wykopy nurtowe – otoczone co najmniej z trzech stron wodą powierzchniową, która znajduje się w odległości mniejszej niż promień zasięgu depresji,

b) wykopy brzegowe, których tylko jedna krawędź położona jest w odległości mniejszej niż promień zasięgu depresji od granicy wód powierzchniowych,

c) wykopy lądowe, oddalone od wód powierzchniowych na odległość L_o, większą niż obliczony od środka wykopu zasięg depresji (rys. 9.4).

Ze względu na stosunek szerokości wykopu B do długości wykopu L odróżnia się:

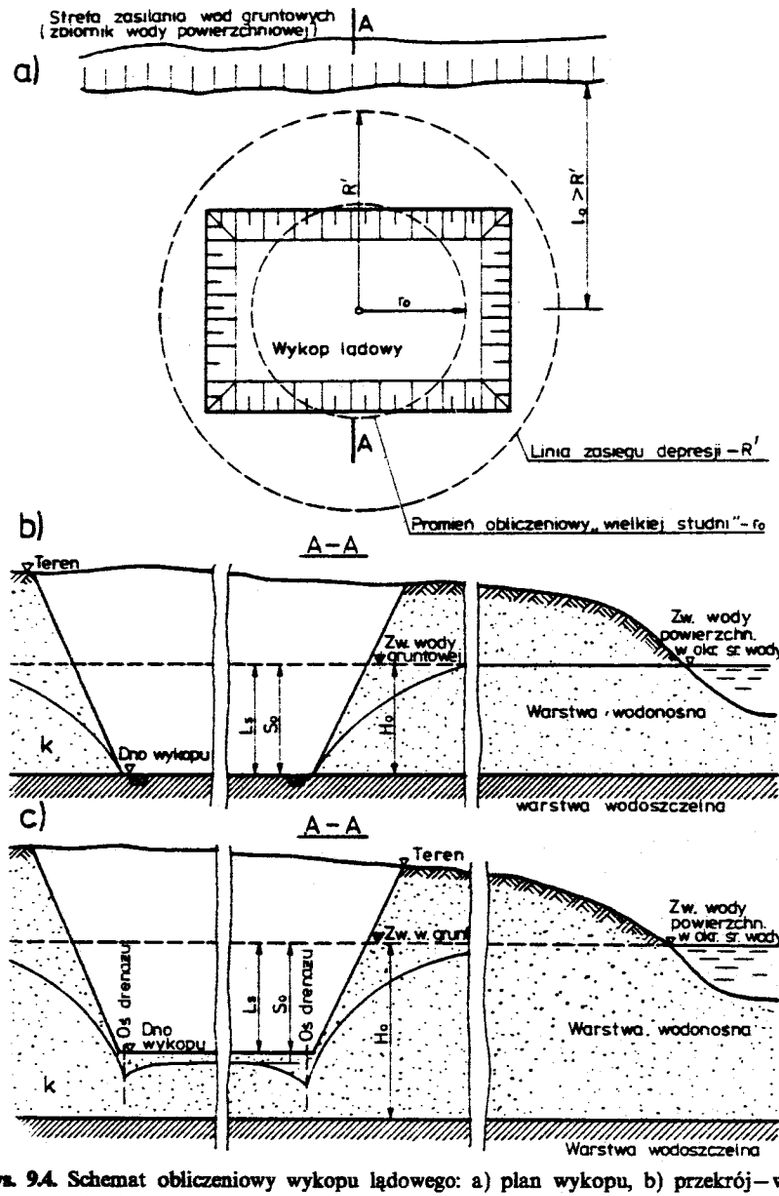
a) wykopy nieliniowe
   - wykopy nurtowe i brzegowe, długości nie większej niż potrójna wielkość ich szerokości ($L \leqslant 3B$),
   - wykopy lądowe krótkie lub wydłużone długości nie większej od pięciokrotnej szerokości ($L \leqslant 5B$),

b) wykopy liniowe długości $L > 5B$.

Dopływ wody do wykopów nieliniowych można obliczyć na podstawie nomogramów zakładając schemat obliczeniowy „wielkiej studni", przy czym powinny być rozpatrywane następujące przypadki:

a) przypadek normalnej eksploatacji, występujący wtedy, gdy w czasie budowy obliczeniowe zwierciadło wody gruntowej znajduje się na średnim rocznym poziomie, ustalonym w założeniu przepływu wody w gruncie,

b) przypadek początkowego odwodnienia ma miejsce wtedy, gdy obliczeniowa wartość poziomu zwierciadła wody gruntowej znajduje się

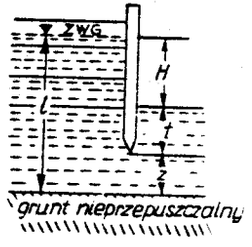


Rys. 9.4. Schemat obliczeniowy wykopu lądowego: a) plan wykopu, b) przekrój – wykop zupełny, zwierciadło wody gruntowej swobodne, c) przekrój – wykop nie dogłębiony, zwierciadło wody gruntowej swobodne

na poziomie średnim w stosunku do poziomów przewidzianych w harmonogramie, w przypadku początkowego odpompowywania dla nieustalonego przepływu wody w gruncie,

c) przypadek nadzwyczajny występuje w okresie najwyższego położenia poziomu wysokości obliczeniowej zwierciadła wody gruntowej w strefie zasilania, gdy założy się nieustalony przepływ wody w gruncie.

Odwodnienie powierzchniowe wykopów fundamentowych bez ich ogrodzenia ścianką szczelną stosuje się wtedy, gdy poziom wody gruntowej trzeba obniżyć do 1,0 m. Jeśli obniża się poziom głębiej niż na 1,0 m, stosuje się rozwiązania ze ścianką szczelną (rys. 9.5). W takim przypadku całkowita ilość wody (zależy również od rodzaju gruntu), którą należy odpompować w ciągu godziny, wyniesie:



Rys. 9.5. Schemat do obliczania dopływu wody z jednorodnego podłoża o grubości z

– gdy warstwa nieprzepuszczalna zalega na dużej głębokości

$$Q = k\,B\,L\frac{H}{H + 2t + \frac{\pi B}{4}} \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.2)$$

– gdy warstwa nieprzepuszczalna znajduje się płytko $\left(z < \frac{B}{2}\right)$

$$Q = 2k\,z(B + L)\frac{H}{H + 2t + \pi\frac{z}{2}} \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.3)$$

gdzie:

k – współczynnik filtracji $[m \cdot h^{-1}]$,
B – szerokość wykopu [m],
L – długość wykopu [m],
t – głębokość wbicia ścianki szczelnej [m],
H – różnica naporów [m],
z – różnica poziomów między dolnym końcem ścianki szczelnej a stropem warstwy nieprzepuszczalnej.

Ilość wody dopływającej do wykopu – dla wykopów, których dno dochodzi do warstwy nieprzepuszczalnej, mających kształt kwadratu czy też zbliżony do kwadratu lub mających kształt prostokąta, o stosunku

boków mniejszym niż 10:1, nie zabezpieczonych ścianką szczelną, można obliczyć ze wzorów:

a) w przypadku napiętego zwierciadła wody gruntowej

$$Q = \frac{1{,}37\,k(2H - m)m}{\lg(R + r_o) - \lg r_o} \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \tag{9.4}$$

b) w przypadku swobodnego zwierciadła wody gruntowej

$$Q = \frac{1{,}37\,k H^2}{\lg(R + r_o) - \lg r_o} \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \tag{9.5}$$

gdzie:

k – współczynnik filtracji $[m \cdot h^{-1}]$,

H – wysokość piezometryczna słupa wody [m],

m – miąższość warstwy wodonośnej [m],

R – promień zasięgu obniżenia poziomu zwierciadła wody, gdy się wodę odpompowuje z wykopu, liczony od granicy dolnej wykopu [m],

r_o – sprowadzony promień zastępczy liczony według następujących zasad [m]:

dla wykopów prostokątnych

$$r_o = \mu \frac{a' + b'}{4}, \tag{9.6}$$

dla wykopów w kształcie według rysunku 9.6a

$$r_o = \sqrt{\frac{F_1}{\pi}}, \tag{9.7}$$

dla wykopów w kształcie według rysunku 9.6b

$$r_o = \sqrt{\frac{F_2}{\pi}}, \tag{9.8}$$

dla wykopów w kształcie według rysunku 9.6c

$$r_o = \sqrt{\frac{F_3}{\pi}}, \tag{9.9}$$

gdzie:

μ – współczynnik kształtu według tabeli 9.2,

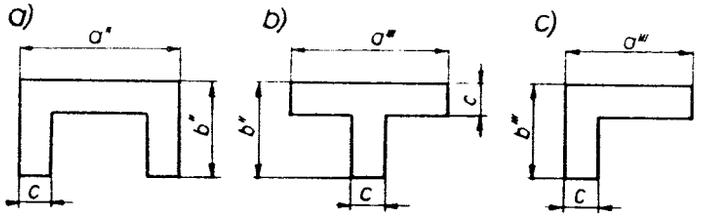
a' – szerokość prostokąta,

b' – długość prostokąta,

$F_1 = a'' b''$,

$F_2 = a''' c + (b'' - c)c + \frac{(a''' - c)(b'' - c)}{2}$,

$F_3 = (a''' + b''' - c)c + \frac{(a''' - c)(b''' - c)}{2}$.



Rys. 9.6. Schematy obliczeniowe do sprowadzonego promienia zastępczego

Tabela 9.2

Wartości współczynników kształtu powierzchni budowy

$\frac{b'}{a'}$	0,1	0,2	0,3	0,6–1,0
μ	1,00	1,12	1,16	1,18

Dla wykopów, które mają dno w gruntach przepuszczalnych (wykop niezupełny), o stosunku boków 10:1 i większym, nie zabezpieczonych ścianką szczelną, ilość dopływającej wody z jednej strony wykopu na jednostkę długości oblicza się ze wzoru:

$$q = \frac{k}{2R}(H^2 - h^2) \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \tag{9.10}$$

gdzie:

H – poziom wód gruntowych przed wykonaniem wykopu [m],

h – poziom wód gruntowych w wykopie mierzony od stropu warstwy podpierającej nieprzepuszczalnej [m].

Dla wykopu jak wyżej, lecz po wykonaniu wykopu, gdy woda do niego napływa z dwu stron, ilość wody na jednostkę długości wykopu obliczamy ze wzoru

$$q = \frac{k}{R}(H^2 - h^2) \quad [m^3 \cdot h^{-1}]. \tag{9.11}$$

Wartość

$$\frac{H^2 - h^2}{R} = (H+h)\frac{(H-h)}{R} = (H+h)\, I_{sr}. \tag{9.12}$$

Wyrażenie

$$\frac{H - h}{R} = I_{sr}$$

traktuje się jako średni spadek zwierciadła wody na odcinku R. Wartości liczbowe I_{sr} podaje tabela 9.3.

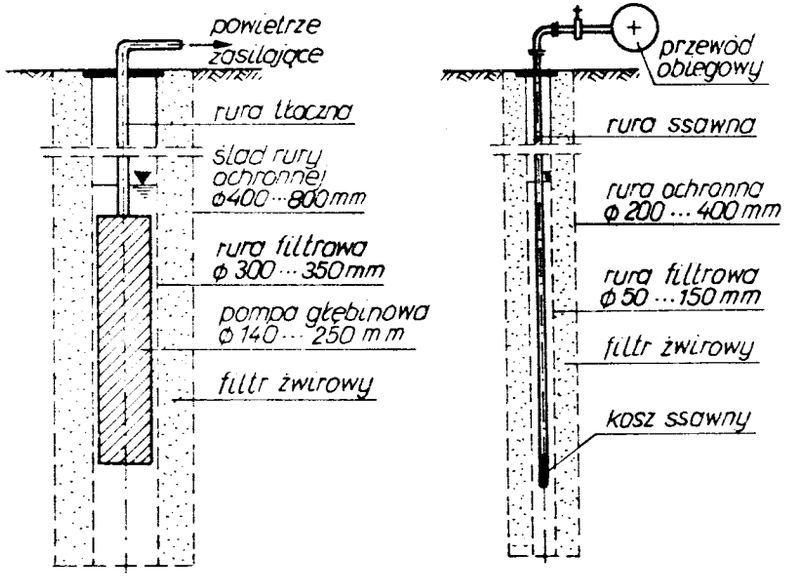
Tabela 9.3.

Wartości spadku średniego I_{sr} przy dopływie wody do rowów

Rodzaje gruntów	I_{sr}
z grubego piasku i żwiru	0,003 – 0,005
piaszczyste	0,005 – 0,015
piaszczyste z domieszką gliny	0,03
gliniasto-piaszczyste	0,05 – 0,10
gliniaste	0,15

9.3. Studnie z filtrami studziennymi (studnie depresyjne)

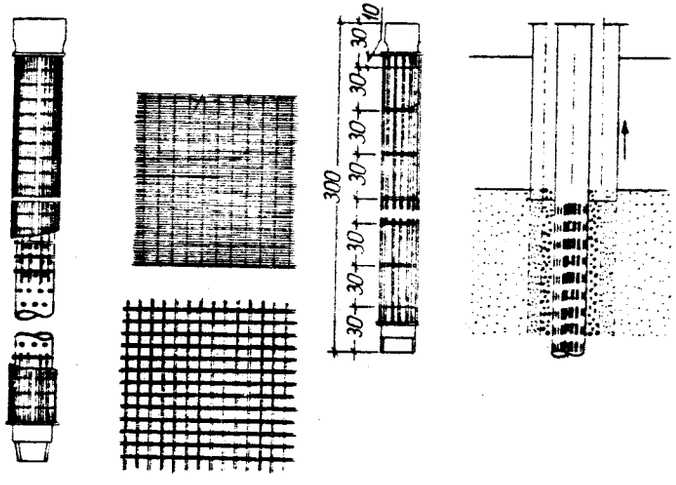
Sposobem wiertniczym wprowadza się w grunt rurę ochronną o średnicy 200 do 400 mm. Do niej wpuszcza się rurę z filtrem, która tworzy kolumnę filtrową (rys. 9.7). W przypadku gruntów w stanie płynnym można zapuścić w grunt rurę z filtrem bez rury ochronnej. Rura ochronna ma średnicę wewnętrzną o 5 do 7 cm większą od średnicy zewnętrznej rury z filtrem. Do wnętrza rury z filtrem wprowadza się rurę o średnicy wynikającej z obliczenia, służącą do wyciągania wody do pompy.



Rys. 9.7. Rodzaje studni: a) głęboka studnia depresyjna, b) płytka studnia – igłostudnia

Rura odprowadzająca wodę ma swój koniec na poziomie 20 do 40 cm powyżej spodu filtra. Na zewnątrz wykopu montuje się pompę oraz instalację do odprowadzania wody. W razie zastosowania pomp głębinowych opuszcza się je do rury z filtrem. Instalacja do odprowadzania wody łączy szereg studzien z pompą. Studnie rurowe można zakładać poza obrysem wykopu lub wprowadzać do wykopu zabezpieczonego ścianką szczelną. Rozstaw filtrów zależy od obliczenia i waha się w granicach 5 – 10 m (niekiedy największy rozstaw dochodzi do 14 – 15 m).

Kolumna filtrowa składa się z rury nadfiltrowej, filtru i rury podfiltrowej. Kolumna filtrowa wykonana jest ze stali konstrukcyjnej zwykłego przeznaczenia, grubości 2 – 4 mm, zabezpieczonej przed korozją. Rura podfiltrowa średnicy 20 – 25 cm ma długość około 0,5 m i zamykana jest od dołu blaszanym denkiem. Gdy rury mają średnicę większą niż 35 cm, długość części podfiltrowej wynosi około 1,5 m i zamiast zamykania ich od dołu wypełnia się je żwirem na długości około 1,0 m.



Rys. 9.8. Filtry studzienne

Rura filtrowa jest perforowana. Długość jej wynosi w praktyce 3,0 m do 10,0 m, a zazwyczaj 4,0 do 5,0 m. Otwory mogą być okrągłe (o średnicy około 20 mm, rozstawione w szachownicę lub „w kwadrat" co 40 do 50 mm) albo szczelinowe. Szerokość szczelin przyjmuje się około $(3-4)d_{60}$, gdzie d_{60} jest średnicą ziaren odpowiadającą 60% zawartości na krzywej uziarnienia gruntu. Długość szczeliny wynosi od 5 do 15 cm, w zależności od grubości blachy (rys. 9.8). Rurę filtrową obwija się spiralą z drutu średnicy 3 – 4 mm, a następnie otacza siatką, którą co 30 cm umocowuje się pierścieniem z płaskownika. Używa się niekiedy siatki mosiężnej lub siatki z krzemowego brązu. W przypadku braku takich siatek można założyć stalową ocynkowaną, ulegającą jednak szybkiemu zniszczeniu, lub siatkę z tworzyw sztucznych. Stosuje się siatki tkane

– o splocie krytym, lub plecione – o splocie kwadratowym. Siatkę dobiera się do uziarnienia gruntu tworzącego warstwę wodonośną. Gdy w gruncie znajdują się cząstki bardzo drobne, które mogłyby zamulać filtr, stosuje się obsypki żwirowe. Obsypka żwirowa może być wykonana z jednej frakcji lub 2 – 3 warstw różnej granulacji, przy czym od strony rury perforowanej układa się frakcje grubsze. Obsypka żwirowa powinna sięgać poniżej rury perforowanej na głębokość co najmniej 30 cm.

Piaski i żwiry filtracyjne przeznaczone do wykonania obsypki powinny być dobierane według PN-88/B-06715. Zamiast filtrów rurowych można stosować filtry prętowe wykonane z pionowych prętów stalowych średnicy 12 – 16 mm i ramek poziomych z prętów 10 mm, rozstawionych co 30 cm.

Średnicę zewnętrzną filtra (D_f) można obliczyć ze wzoru

$$D_f = \frac{Q}{\pi \, v \, l_f \, e_1}, \tag{9.13}$$

w którym:

- Q – wydajność studni, $[m^3 \cdot s^{-1}]$; wydajność albo natężenie wypływu objętości wody wypływającej,
- e_1 – współczynnik przepustowości filtra wyrażony w liczbach dziesiętnych; współczynnik przepustowości filtra jest to stosunek powierzchni czynnej do całej powierzchni filtra. Przyjmuje się, że współczynnik ten jest równy:
  - 0,20 – 0,28 dla filtrów dziurkowanych,
  - 0,07 – 0,40 dla filtrów szczelinowych bez siatek i żwiru,
  - do 0,65 dla filtrów prętowych.

  Duży współczynnik przepustowości filtra przedłuża czas użytkowania studni, jeżeli woda powoduje zarastanie filtra.
- l_f – długość filtra [m],
- v – prędkość wody wpływającej do filtra $[m \cdot s^{-1}]$, według tabeli 9.4; jeżeli zastosuje się w studni pompę wirową głębinową, to prędkość wody należy przyjąć poniżej pompy.

Po wykonaniu studni depresyjnych montuje się instalację ssącą. Do każdej studni wstawia się rurę ssawną. Rury ssawne łączy się z rurą poziomą zbiorczą, prowadzącą do pomp. W każdej rurze ssawnej zaleca się umieszczenie zaworu dla jej wyłączenia w razie potrzeby. Na ciągu rur zbiorczych instaluje się pompy, przy czym przewiduje się pompy zapasowe, które można natychmiast włączyć. Do obliczenia instalacji

przyjmuje się wydatek z pewnym zapasem, a mianowicie:

$$Q' = (1{,}5 - 2{,}0)Q_w ,$$

gdzie Q_w – wydatek „wielkiej studni" odpowiadający łącznemu wydatkowi wszystkich studni otaczających wykop.

Tabela 9.4

Wartości liczbowe prędkości wody w zależności od uziarnienia warstwy wodonośnej

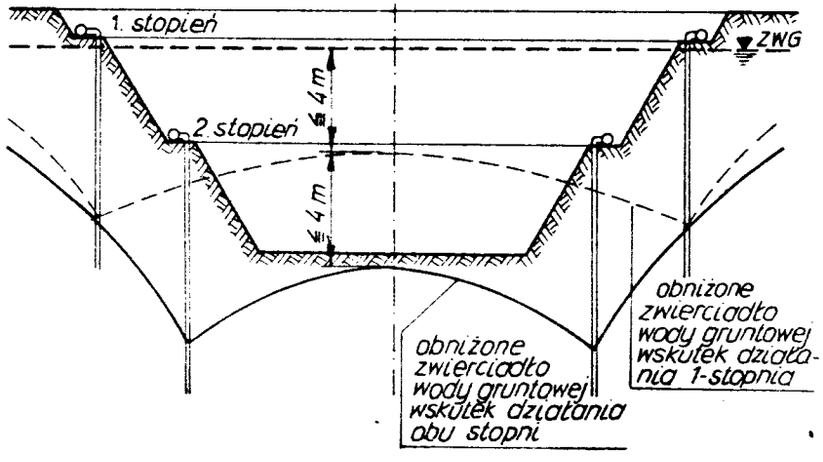
Średnice uziarnienia warstwy wodonośnej [mm]	Prędkość wody wpływającej do filtru v [$m \cdot s^{-1}$]
0,10 – 0,25	0,0018
0,25 – 0,5	0,0030
0,5 – 1,0	0,0035
1,0 – 2,0	0,0060

Od odwadnianego wykopu można odprowadzać wodę rurami, korytami drewnianymi lub rowami. Wysokość podnoszenia wody w rurze przez zassanie odpowiada ciśnieniu atmosferycznemu i wynosi 10,0 m. W związku z potrzebą pokonywania oporów ruchu wody w przewodach, pompie, przy przepływie przez filtr itd., wysokość ssania pompy nie powinna przekraczać 6 – 7 m. Wobec tego można obniżyć poziom wody gruntowej w obrysie wykopu do 3,5 – 4,5 m. Pompy należy ustawiać nisko, w wykopie wykonanym do około 0,5 m, ponad zwierciadłem wody gruntowej. W razie potrzeby większego obniżenia poziomu wody stosuje się jeden z podanych niżej sposobów.

P i e r w s z y sposób polega na wytworzeniu depresji dwu- lub więcej stopniowej dzięki zastosowaniu pomp ssawnych. Każdy obwód studni może obniżyć wodę do 4,0 m. Szeregi studzien rozstawia się w odstępach 5 – 10 m, nie przerywając pompowania (rys. 9.9).

D r u g i sposób polega na wprowadzeniu jednego szeregu studzien i, po osiągnięciu obniżenia poziomu wody o około 3,0 m, przełożeniu (o tyleż niżej) zbiorczych rur poziomych. Zabieg ten powtarza się

parokrotnie w ten sposób, że co druga studnia otrzymuje niższe połączenie z rurą poziomą zbiorczą, podczas gdy inne studnie połączone wyżej nie przerywają pompowania.

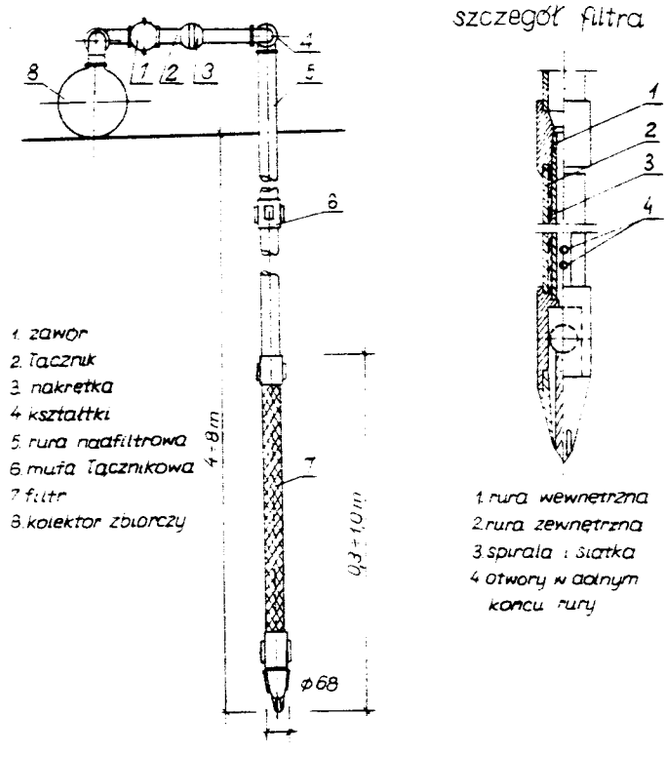


Rys. 9.9. Wielostopniowe wytwarzanie depresji

Jako t r z e c i sposób stosuje się pompy głębinowe (rys. 9.7a). Jest to typ pomp, zawierający w jednej szczelnej obudowie pompę odśrodkową i silnik elektryczny. Wadą trzeciego sposobu jest to, że należy przewidzieć studnie rurowe o większej średnicy i użycie tylu pomp, ile jest studzien. Zachodzi też możliwość uszkodzenia pomp. Depresja wytworzona podczas zastosowania pomp głębinowych może sięgać na znacznie większą odległość niż w przypadku pomp ssawnych i wpłynąć niekorzystnie na sąsiednie budynki, gdyż odwodnienie gruntu pod ich fundamentami może spowodować dodatkowe osiadanie i w następstwie spękanie ścian.

9.4. Igłofiltry

Igłofiltry są to studzienki (ϕ 30, ϕ 40, ϕ 50, ϕ 65 mm), rozstawione na obwodzie wykopu (rys. 9.10). Długość ich waha się od 4 do 8 m, a ekonomiczny rozstaw przyjmuje się z obliczenia.



Rys. 9.10. Igłofiltr

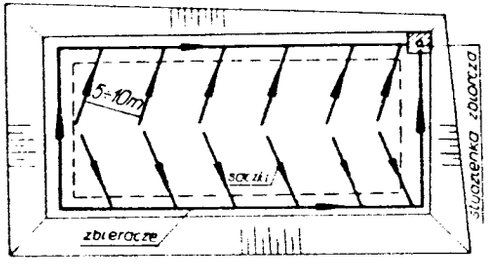
Igłofiltry zaopatrzone są u dołu w filtry o średnicy od ϕ 30 do ϕ 65 mm. Filtry mają długość 0,3 do 1,0 m. Igłofiltry mają do odciągania wody pionowe rury, złączone mufami, o średnicy np. 38 mm. Taki igłofiltr składa się z dwóch rur; wewnętrznej, o średnicy 38 mm, i zewnętrznej, o średnicy 51 mm. W niektórych typach igłofiltrów rura wewnętrzna ma u dołu 4 do 6 otworów. Rura zewnętrzna studni stanowi właściwy filtr. Jest ona perforowana i owinięta siatką nałożoną na spiralę. U dołu filtr zaopatrzony jest w klapę zwrotną z kulką drewnianą w powłoce gumowej. Igłofiltry pogrąża się w grunt przez wpłukiwanie strumieniem wody. Górą łączy się studzienki rurami poziomymi, których średnica wynika z obliczenia, odprowadzającymi wodę do pomp. Zalety igłofiltrów są następujące:

- pracują one wytwarzając podciśnieniowy dopływ wody do filtrów, mogą zatem odbierać wodę z gruntów mało przepuszczalnych,
- rozstaw ich jest niewielki, wobec czego można obniżyć wodę bardziej niż przy studniach z filtrami studziennymi,
- przy ssaniu wody w igłofiltrach wytwarza się podciśnienie, które daje zwiększony gradient hydrauliczny, a przez to i większy dopływ wody $\left(i' = \frac{h+p}{l}\right)$.

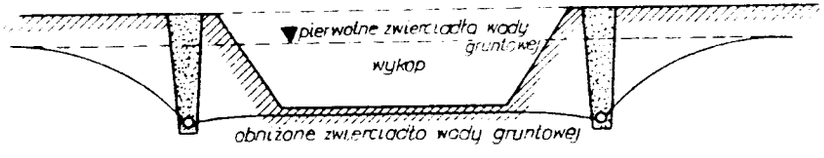
9.5. Drenaż poziomy

Przez drenaż poziomy rozumie się osuszanie gruntu za pomocą kanałów otwartych, wypełnionych materiałem gruboziarnistym lub za pomocą rur z materiałów porowatych. Podstawowymi elementami drenażu poziomego są: rurociągi sączkowe, studzienki zbiorcze i kontrolne oraz kolektory. Przy drenażu poziomym wody odsączają się do sączków, a te za pośrednictwem zbieraczy lub bezpośrednio odprowadzają wodę do kolektorów. W dalszej kolejności wody te są odprowadzane grawitacyjnie lub przez odpompowywanie do rowu otwartego czy kanalizacji miejskiej. Rozróżnia się drenowanie poziome systematyczne, warstwowe i pierścieniowe (albo opaskowe). Drenaż systematyczny poziomy składa się z równolegle ułożonych sączków z gliny wypalonej. Woda z tych sączków dopływa do zbieraczy, a następnie kierowana jest do kolektora (rys. 9.11). Drenaż warstwowy polega na ułożeniu warstwy żwiru i grubego piasku na styku z pogrążoną w wodzie gruntowej częścią budowli. Przy tym drenażu krzywa depresyjna przebiegająca stromo w gruntach spoistych łagodnie wyprostowuje się pod dnem budowli. W dolnej warst-

wie tego drenażu układa się rurki sączkowe prowadzące do studzienki zbiorczej, skąd wodę odprowadza się do kolektora. Drenowanie poziome pierścieniowe lub opaskowe jest najbardziej znane w robotach budowlanych. Dookoła odwadnianego obiektu układa się ciągi drenarskie połączone ze studzienkami kontrolnymi i studzienką zbiorczą. Jest to czynna ochrona budowli.



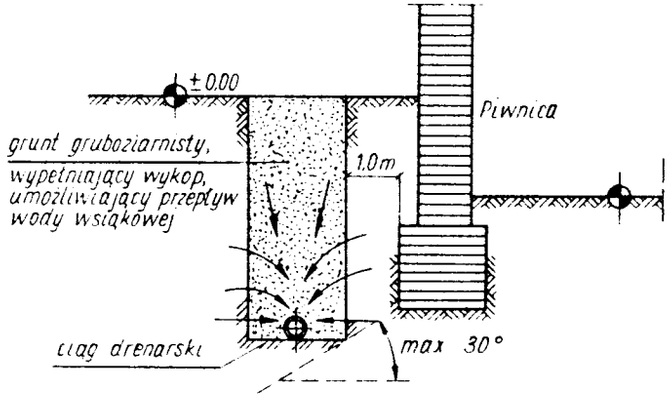
Rys. 9.11. Drenaż systematyczny



Rys. 9.12. Drenaż opaskowy

Drenaż opaskowy może być ułożony przy zewnętrznej ścianie budowli lub poniżej podstawy fundamentu, ale w odległości zapewniającej stateczność podłoża budowlanego (rys. 9.12).

Zasadą drenowania podłoża pod budynkiem jest największe zbliżenie ciągów do budynku. Dzięki temu przestrzeń drenowana i wydatek wody osiągają minimum, co ma znaczenie przy odprowadzaniu wody do kolektora. Poza tym zbliżenie pierścienia drenażu poziomego do ścian zewnętrznych nie wymaga dodatkowych wykopów dla ciągów drenarskich ani nadmiernego rozszerzania wykopu budowlanego. Pionowa warstwa filtracyjna sprzyja swobodnemu spływowi wody do drenażu (rys. 9.13) i zapobiega spiętrzeniu się wody w warstwach górnych.



Rys. 9.13. Ułożenie drenażu przy budynku

Odległość l od krawędzi dna wykopu drenażu poziomego do pionowej ściany fundamentu budynku posadowionego powyżej dna wykopu a sąsiadującego z nim, jeżeli brak specjalnych zabezpieczeń, nie powinna być mniejsza od obliczonej w metrach według wzoru:

$$l \geqslant \frac{H - h + 0{,}3}{\operatorname{tg} \Phi_u} + 0{,}5 \qquad (9.14)$$

w którym:

- H – głębokość wykopu drenażu liczona od rzędnej terenu do rzędnej dna wykopu [m],
- h – głębokość fundamentu budynku sąsiadującego liczona od rzędnej terenu do rzędnej posadowienia fundamentu budynku [m],
- Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu zalegającego na głębokości H – h [°].

W obrębie klina odłamu ściany wykopu drenażu niedopuszczalna jest komunikacja po drodze publicznej. Odległość b krawędzi wykopu drenażu mierzona w planie od przyległej krawędzi jezdni powinna być

nie mniejsza od obliczonej ze wzoru

$$b \geqslant \frac{H}{\operatorname{tg} \Phi_u} + 0{,}5 \quad , \tag{9.15}$$

w którym oznaczenia jak we wzorze (9.14).

Odległość d (w planie) między przyległymi równoległymi krawędziami dna jednocześnie wykonywanych sąsiadujących ze sobą wykopów, głębszych niż 1 m, nie powinna być mniejsza od obliczonej według wzoru

$$d \geqslant \frac{H-1}{\operatorname{tg} \Phi_u}, \tag{9.16}$$

w którym:

H – głębokość wykopu głębszego, liczona od rzędnej terenu do rzędnej dna wykopu [m],

Φ_u – jak we wzorze (9.15).

Drenaż poziomy bez względu na rodzaj gruntu powinien być dostosowany:

a) w środowisku gruntowo-wodnym agresywnym, przy przewidzianym stałym obniżeniu zwierciadła wody gruntowej poniżej projektowanych fundamentów pod obiekty i podłoża przewodów, dla zapewnienia skutecznej ochrony przewodu i obiektów na przewodzie,
b) w środowisku gruntowo-wodnym, przy przewidzianym stałym, częściowym lub całkowitym obniżeniu zwierciadła wody gruntowej, dla zmniejszenia lub likwidacji naporu wody.

Ostatnia rurka drenarska powinna być wpuszczona do rury ochronnej długości 1 – 2 m w przypadku wylotu drenażu do odbiornika.

W gruntach małonośnych ciągi drenarskie wymagają sztucznego fundamentowania; rosną wymagania w stosunku do obsypek filtrujących. W gruntach niespoistych grubość obsypki przyjmuje się 15 cm. W gruntach mniej przepuszczalnych obsypkę układa się na pełną szerokość wykopu drenarskiego i nad rurą daje się obsypkę grubości 15 – 20 cm, a wyżej, do połowy wysokości stanu wód gruntowych przed ich obniżeniem, należy przewidzieć pionową warstwę materiału filtracyjnego szerokości 25 cm. Graniczna głębokość ułożenia drenów wynosi 7 do 8 m, przy czym do 4 m stosuje się dreny wypalone z gliny, a przy głębokości większej – dreny betonowe lub kamionkowe.

Najmniejsza średnica drenu wynosi 10 cm. Jako minimalne spadki przyjmuje się:

dla rur o średnicy 10 do 15 cm – 0,005,
dla rur o średnicy 15 do 20 cm – 0,005 do 0,003,
dla rur o średnicy 20 do 30 cm – 0,003 do 0,002.

W drenażach budowlanych poziomych mogą być stosowane rury drenarskie, karbowane z nieplastyfikowanego polichlorku winylu. Ze względu na odporność chemiczną rury z PCV w drenażu budowlanym układa się również w warunkach wodno-gruntowych określanych jako agresywne, niezależnie od stopnia agresywności, oraz na gruntach skażonych chemicznie. Rury drenarskie, karbowane z PCV mają ograniczone zastosowanie:

a) na terenach o stałym wysokim poziomie wody gruntowej,
b) na gruntach kwaśnych organogenicznych lub na gruntach lekkich (pH $\leqslant$ 5), zawierających substancje organiczne,
c) w gruntach zawierających substancje organiczne oraz Fe_2O_3, w ilości większej niż 4 – 6% w przypadku gruntów piaszczystych i pyłowych, jak również w gruntach gliniastych i ilastych zawierających Fe_2O_3 w ilości większej niż 5 – 8%.

Ze względu na dopuszczalne obciążenie rury drenarskie z PCV mogą być układane najgłębiej na 5,0 m. Prędkość wody w rurociągach drenarskich przyjmuje się co najmniej 0,20 $m \cdot s^{-1}$, a wyjątkowo 0,15 $m \cdot s^{-1}$. Jako najmniejsze spadki rurociągów z PCV stosuje się:

a) dla przewodów o średnicy 20 cm – 0,002 w gruntach gliniastych – – 0,003 w gruntach pylastych i piaszczystych,
b) dla przewodów o średnicy 20 – 30 cm – 0,0015,
c) dla przewodów o średnicy 30 cm – 0,005.

Największe dopuszczalne prędkości wody w drenach przyjmuje się do 1,0 $m \cdot s^{-1}$. W zależności od lokalizacji rur drenarskich w stosunku do warstwy nieprzepuszczalnej drenaż określa się jako:

a) zupełny, tzn. doprowadzony do warstwy nieprzepuszczalnej,
b) niezupełny, tzn. ułożony w warstwie wodonośnej na pewnej wysokości od warstwy nieprzepuszczalnej.

W technice odwadniania terenów i budowli rozróżnia się pojęcia:

a) *podtopienie terenu lub budowli*, gdy zwierciadło wody gruntowej występuje poniżej powierzchni terenu,
b) *zabagnienie terenu*, gdy zwierciadło to układa się powyżej terenu lub blisko tej powierzchni.

Drenowanie opaskowe, przecinając dopływ wody gruntowej z zewnątrz, jak również nie dopuszczając do podnoszenia zwierciadła wody między drenami, powoduje utrzymywanie się krzywej depresji między nimi prawie poziomo (rys. 9.12). Dlatego też rozpowszechnione w praktyce mniemanie, że drenaż opaskowy należy układać na nieprzepuszczalnej warstwie gruntu, nie jest uzasadnione.

Rurki ceramiczne układa się z szparami na stykach szerokości 0,5 – – 1,0 mm. Szpary przykrywa się paskami papy asfaltowej szerokości 10 cm, aby nie dopuścić do przenikania gruntu do przewodu.

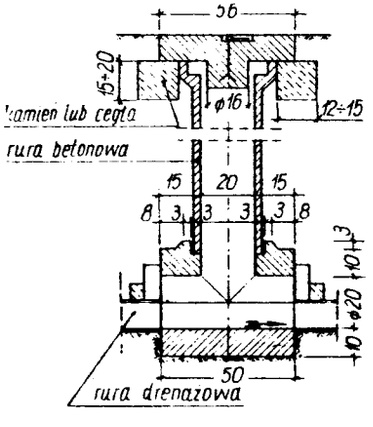
Jeżeli w projekcie przewiduje się odwodnienie terenu przez drenaż, np. dla ochrony podziemi przed zalewaniem wodą, wskazane jest wykonać drenaż przed rozpoczęciem głębienia wykopu pod budynek. Sączek drenarski powinien mieć obsypkę, którą dobieramy w następujący sposób: robimy wykres uziarnienia gruntu wodonośnego, w którym ma się znajdować sączek (dotyczy to również rury filtrowej studni); dobrana obsypka sączka drenarskiego (a także obsypka żwirowa rury filtrowej studni) powinna spełniać warunek

$$(4 \div 5)d_{85} > D_{15} > (4 \div 5)d_{15}\,, \qquad (9.17)$$

gdzie:

D – średnica ziaren obsypki,

d – średnica ziaren gruntu otaczającego sączek lub studnię.



Rys. 9.14. Studzienka szeregowa

Trasa drenażowa powinna mieć co 33 do 50 m studzienki szeregowe o średnicy do 30 cm (rys. 9.14) i studzienki węzłowe o średnicy 80 do 100 cm. Obsypki do drenów nie powinny być zapylone. Wykonuje się je z piasków grubych, średnich i ze żwiru lub pospółki, po odsianiu piasków drobnych. Dla gruntów gliniastych konieczna jest obsypka dwuwarstwowa, przy czym każda z warstw powinna mieć grubość 15 cm.

Jeśli ciąg drenarski ułożony jest na podłożu nieprzepuszczalnym (rys. 9.15) i istnieje poziom wody gruntowej nienaporowej, to wydatek na

1 m długości drenu oblicza się ze wzoru

$$q_o = k\,\frac{H^2 - h_o^2}{2R} \quad [m^2 \cdot h^{-1}]\,, \qquad (9.18)$$

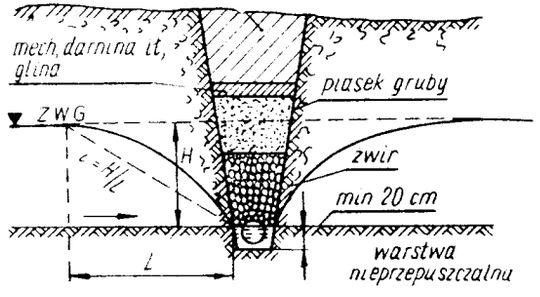
gdzie:

k – współczynnik filtracji $[m \cdot h^{-1}]$,

H – miąższość warstwy wodonośnej [m],

h_o – wysokość wypełnienia sączka wodą [m],

R – promień zasięgu działania drenu [m].



Rys. 9.15. Konstrukcja drenu do odwodnienia terenu

Wydatek drenu o długości ciągu L wynosi

$$Q = q_o\,L \quad [m^3 \cdot h^{-1}]\,. \qquad (9.19)$$

Gdy brak innych danych, zasięg działania drenu można obliczyć ze wzoru empirycznego

$$R = 10\sqrt{k}\,s\,, \qquad (9.20)$$

gdzie:

k – współczynnik filtracji $[m \cdot 24h^{-1}]$,

s – obniżenie poziomu wód [m], licząc od stanu nie obniżonego do poziomu wody w rurze sączka.

Położenie dowolnego punktu na krzywej depresji w odległości x od osi ciągu drenażu opaskowego można obliczyć ze wzoru:

$$H_x = \sqrt{\frac{x}{R}(H^2 - h_o^2) + h_o^2}, \qquad (9.21)$$

gdzie H_x – wzniesienie krzywej depresji nad dnem ciągu drenarskiego, w odległości x [m].

Jeśli sączek drenarski znajduje się w podłożu przepuszczalnym, to wydatek wody z 1 m drenu oblicza się ze wzoru

$$q_o = 0{,}7\,\frac{3{,}14\,k(H_1 - h_o)}{2\ln\frac{R}{r_o}} \quad [m^2 \cdot h^{-1}], \qquad (9.22)$$

gdzie:

r_o – promień rurki drenarskiej [m],

H_1 – głębokość założenia ciągu drenarskiego w warstwie wodonośnej [m].

9.6. Pompy do odwodnienia wykopów budowlanych

Po obliczeniu ilości wody, którą należy usunąć z wykopu fundamentowego, dobiera się pompę korzystając z katalogu pomp. Do dokładnego wyboru pompy służy tzw. charakterystyka pompy, to jest wykres przedstawiający zależności między wielkościami:

$$H = f(Q), \quad N = f(Q), \quad \eta = f(Q) \quad \text{oraz} \quad H_s = f(Q).$$

Symbole oznaczają:

H – ogólna wysokość podnoszenia,

N – moc potrzebnego silnika,

η – sprawność pompy,

H_s – wysokość ssania.

Aby korzystać z określonej charakterystyki pompy, trzeba znać wysokość podnoszenia pompy H_c. Wysokość ta składa się z geometrycznej wysokości podnoszenia i strat wysokości wywołanych przepływem wody w przewodach. Odkładamy wielkość H_c na osi pionowej wykresu; przecięcie z krzywą $H = f(Q)$ wyznaczy wydajność pompy. Ponadto należy sprawdzić, czy w tych warunkach pompa jest sprawna. Sprawność pompy przy jej zmiennym wydatku i wysokości podnoszenia określa się korzystając z krzywej $\eta = f(Q)$. Dobrze dobrana pompa, służąca do celów budowlanych, powinna mieć sprawność znajdującą się w obszarze wierzchołka krzywej sprawności, w granicach $\Delta\eta = 10 - 15\%$. Straty ciśnienia od tarcia w przewodach oblicza się według odpowiednich tabel.

Do odwadniania wykopów stosuje się pompy ssące i ssąco-tłoczące. Z pomp ssących korzysta się, gdy wysokość ssania nie przekracza 7,0 m. Pompy takie są najczęściej przeponowe, zwane żabkami. Pompy przeponowe są napędzane za pomocą silników elektrycznych lub spalinowych, a przy małych ilościach wody niekiedy ręcznie. Spośród pomp ssąco-tłoczących stosuje się pompy wirowe z napędem elektrycznym. Z pompą ssąco-tłoczącą sprzężony jest silnik. Pompy wirowe wymagają, aby przy ich uruchomieniu wirnik był zalany wodą. Wysokość ssania pompy wirowej wynosi 7,0 do 8,0 m. Podczas prowadzenia robót odwadniających na budowie musi być zapas pomp wynoszący 25 – 33% liczby pomp czynnych, ze względu na konieczność zmian pomp uszkodzonych. Specjalny rodzaj pomp stanowią pompy głębinowe, które mają silnik sprężony w osi pionowej z pompą. Pompę taką opuszcza się w głąb studni filtrowej aż do filtru. Silnik elektryczny tej pompy jest stale zanurzony w wodzie i musi być odpowiednio izolowany.

Głębokość posadowienia pompy w studni (H_p) określa się przyjmując najniższe możliwe położenie dynamicznego zwierciadła wody z uwzględnieniem:

a) dla pomp wirowych głębinowych – minimalnej wysokości słupa wody określonej przez dostawcę pompy,

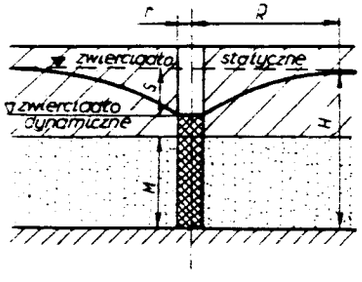
b) dla pomp napędzanych z powierzchni ziemi – wielkości $\geqslant 0{,}5$ m.

9.7. Projektowanie studni rurowych

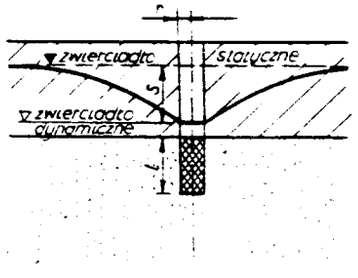
Do obliczenia ilości wody dla pojedynczych studni korzystamy z następujących wzorów.

1. *Dla studni zupełnej, której filtr ma wysokość nie mniejszą niż warstwa wodonośna, a zwierciadło wody jest napięte (rys. 9.16).*

$$Q = \frac{2{,}73\ k\ M\ s}{\lg R - \lg r} \quad [m^3 \cdot s^{-1}]. \tag{9.23}$$



Rys. 9.16. Schemat do obliczania wydatku wody w studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest napięte



Rys. 9.17. Schemat do obliczania wydatku wody w studni niezupełnej o nieograniczonej miąższości warstwy wodonośnej

2. *Dla studni niezupełnej, gdy warstwa wodonośna ma nieograniczoną miąższość, a zwierciadło wody jest napięte (rys. 9.17)*

$$Q = \frac{2{,}73\ k\ l\ s}{\lg(1{,}47 \cdot l) - \lg \varepsilon\ r} \quad [m^3 \cdot s^{-1}] \tag{9.24}$$

Przyjmuje się następujące wartości współczynnika ε:

a) $\varepsilon = 1$, dla czynnej części filtru, przylegającej do stropu lub spągu warstwy wodonośnej,

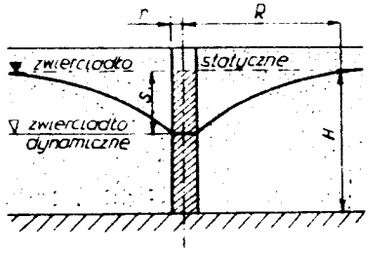
b) $\varepsilon = 2$, dla czynnej części filtru, oddalonej od stropu i od spągu warstwy wodonośnej.

3. *Dla studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne (rys. 9.18)*

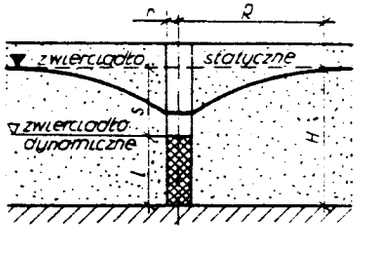
$$Q = \frac{1{,}366\ k\ s(2H - s)}{\lg R - \lg r} \quad [m^3 \cdot s^{-1}] \tag{9.25}$$

4. *Dla studni niezupełnej z filtrem przyległym do spągu warstwy wodonośnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne (rys. 9.19)*

$$Q = \frac{2{,}73\ k\ l\ s}{\lg(1{,}32\ l) - \lg\ r} \quad [m^3 \cdot s^{-1}] \tag{9.26}$$



Rys. 9.18. Schemat do obliczania wydatku wody w studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne



Rys. 9.19. Schemat do obliczania wydatku wody w studni niezupełnej z filtrem przyległym do spągu warstwy wodonośnej

5. *Dla studni niezupełnej z filtrem przyległym do hydrostatycznego zwierciadła wody w warstwie wodonośnej o nieograniczonej miąższości, gdy zwierciadło wody jest swobodne (rys. 9.20)*

$$Q = \frac{2{,}73\ l\ k\ s}{\lg(1{,}47\ l) - \lg \xi\ r} \quad [m^3 \cdot s^{-1}], \tag{9.27}$$

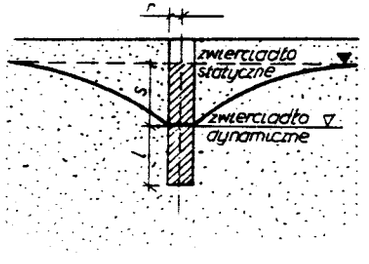
gdzie:

$\xi = 1{,}0$, gdy czynna część filtru przylega do hydrostatycznego zwierciadła wody,

$\xi = 2{,}0$, gdy czynna część filtru jest oddalona od hydrostatycznego zwierciadła wody.

Oznaczenia we wzorach (9.23) – (9.27):

H – pionowa odległość od hydrostatycznego poziomu zwierciadła wody do spągu warstwy wodonośnej [m],
k – współczynnik filtracji [$m \cdot s^{-1}$],
l – długość czynnej części filtru [m],
M – miąższość warstwy wodonośnej o napiętym zwierciadle wody [m],
R – promień depresji [m],
s – depresja obliczeniowa w studni [m],
r – promień studni [m],
ε – współczynnik zależny od położenia czynnej części filtru w warstwie wodonośnej.



Rys. 9.20. Schemat do obliczania wydatku wody dla studni niezupełnej z filtrem przyległym do hydrostatycznego zwierciadła

W przypadku swobodnego zwierciadła wody, gdy znana jest miąższość warstwy wodonośnej, promień depresji oblicza się ze wzoru empirycznego

$$R = 575\, s\sqrt{Hk}\,. \qquad (9.28)$$

W przypadku swobodnego zwierciadła wody, gdy miąższość warstwy wodonośnej nie jest znana, lub w przypadku napiętego zwierciadła wody, promień depresji oblicza się ze wzoru empirycznego

$$R = 3000\, s\sqrt{k}\,. \qquad (9.29)$$

Według Sichardta maksymalny gradient hydrauliczny wynosi $i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}}$, stąd wydatek pojedynczej studni zupełnej będzie:

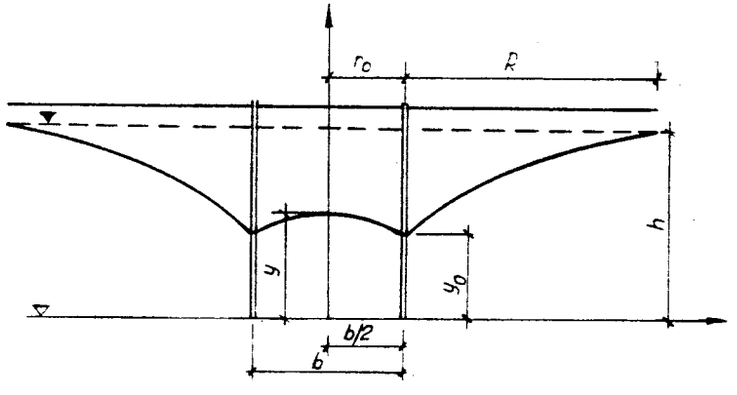
$$Q_{max} = 2\pi R \frac{H}{15}\sqrt{k}\,. \qquad (9.30)$$

Studnie rozstawia się na zewnątrz obrysu wykopu fundamentu w odległości 1,0 metra. Jeżeli wodę będziemy pompować z zespołu studzien, to wytworzymy tzw. „wielką studnię". Równanie krzywej depresyjnej dla „wielkiej studni" ma postać (rys. 9.21)

$$h^2 - y^2 = \frac{Q_w}{\pi k}\ln(R + r_o) - \ln r_o \qquad (9.31)$$

gdzie:

h – odległość od poziomu zwierciadła wody gruntowej do spodu studni [m],
y – poziom wody w środku obwodu spowodowany przez depresję [m],
Q_w – wydatek „wielkiej studni", odpowiadający łącznemu wydatkowi wypompowanemu przez wszystkie otaczające studnie [$m^3 \cdot s^{-1}$],
r_o – promień „wielkiej studni" [m], wynoszący $r_o = \sqrt{\frac{a\,b}{\pi}}$, gdzie a i b wymiary obrysu wykopu powiększone o 2,0 m.



Rys. 9.21. Schemat do obliczania krzywej depresji dla „wielkiej studni"

Przyjmuje się, że wymiar y wynosi 0,5 m (poniżej dna wykopu). Po obliczeniu potrzebnego wydatku wody Q_w i przyjęciu liczby studzien oraz ich rozstawieniu określamy potrzebny wydatek pojedynczej studni $Q = \frac{Q_w}{n}$, gdzie n – liczba studni. Następnie sprawdzamy, czy wydatek można osiągnąć dla przyjętej pojedynczej studni, po czym projektujemy średnicę filtra, rurę ochronną oraz siatkę filtrową. W dalszym ciągu obliczeń sprawdza się układ depresji na podstawie wzoru (rys. 9.21)

$$y^2 - y_o^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{b}{2r}, \qquad (9.32)$$

gdzie:

$\frac{b}{2}$ – odległość między rzędnymi y i y_o [m],

r – promień studni [m].

Jeżeli ze wzoru (9.32) otrzymamy $y - y_o = (0{,}5 \div 1{,}0)$ m, to będzie oznaczało, że instalacja jest zaprojektowana dobrze. Następnie należy sprawdzić, czy obniżenie poziomów wody gruntowej będzie wystarczające w najniekorzystniej położonych punktach w stosunku do rozmieszczenia studzien. W tym celu korzysta się ze wzoru:

$$y_A^2 - h_o^2 = \frac{Q_w}{\pi k}\left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \ldots x_n - \ln r\right), \qquad (9.33)$$

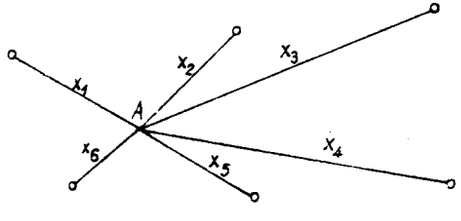
gdzie:

y_A – poziom wody w punkcie A, wywołany przez depresję, liczony od spodu studni [m],

h_o – poziom wody, który według obliczeń wynosiłby w jednej studni o średnicy 2r, gdyby z niej wypompować wodę, Q_w [$m^3 \cdot s^{-1}$]. Poziom h_o określa wzór

$$h^2 - h_o^2 = \frac{Q_w}{\pi k}(\ln R - \ln r)$$

$x_1, x_2 \ldots x_n$ – odległości według rysunku 9.22.



Rys. 9.22. Szkic położenia najniekorzystniejszego punktu w stosunku do rozmieszczenia studzien

Jeśli ze wzoru (9.33) otrzymamy dla y^2 wartość liczbową ujemną, to stosujemy wzór

$$h^2 - h_A^2 = \frac{Q_w}{\pi k}\left(\ln R - \frac{1}{n} x_1, x_2 \ldots x_n\right). \qquad (9.34)$$

Średnice rur użytych w instalacji do odprowadzenia wody należy dobierać tak, aby prędkość wody mieściła się w granicach $0{,}5 - 1{,}0$ m $\cdot s^{-1}$. Długość przewodu zbiorczego tej instalacji nie powinna przekraczać 100 m. Pochylenie przewodu zbiorczego powinno być w górę $1 - 3‰$ w kierunku pompy, aby pęcherzyki powietrza, czy innego gazu, wydobywającego się z wody przesuwały się do góry nie gromadząc się w rurze. W przypadku zastosowania kilku pomp wskazane jest ustawienie ich, w miarę możliwości, w jednym miejscu ze względu na stałą obsługę.

Opracowując projekt odwodnień trzeba mieć następujące materiały:

- mapy sytuacyjno-wysokościowe (w podziałce 1:5000, 1:1000 i 1:250) terenu, który obejmie zasięg leja depresji,
- dokumentacje konstrukcyjno-budowlane i technologiczne do ustalenia obrysów odwadnianych obiektów,
- dane o wrażliwości konstrukcji na nierównomierne osiadanie,
- projekty organizacji lub wytyczne wykonania robót budowlanych i inne dane, takie jak: możliwości zasilania placu budowy w energię elektryczną, dane o ujęciach wodnych znajdujące się w zasięgu depresji leja oraz dane o poziomach i wahaniach wód gruntowych, kierunku przepływu wody gruntowej i wielkości opadów.

10. WZMACNIANIE FUNDAMENTÓW I PODŁOŻA GRUNTOWEGO

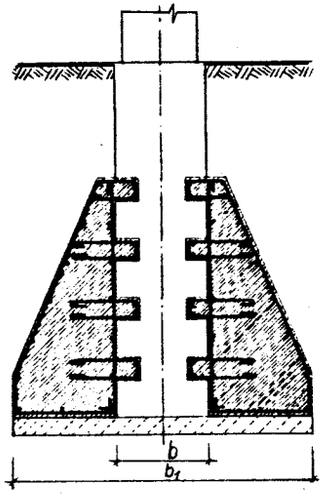
10.1. Sposoby wzmacniania fundamentów budynków

Potrzeba wzmacniania fundamentów wynika stąd, że istnieją usterki w projektowaniu czy w wykonawstwie, zdarza się niewłaściwa eksploatacja budowli, zmieniają się warunki pracy fundamentów w stosunku do przyjętych w projekcie. Ogólnie znane sposoby wzmocnienia fundamentów to: poszerzanie i pogłębianie fundamentów, wymiana zniszczonych odcinków fundamentów i przekazanie obciążenia od fundamentów na pale lub studnie.

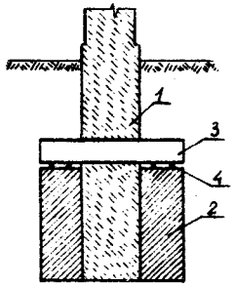
Poszerzanie fundamentów przez dobudowę żelbetowej osłony (rys. 10.1) może mieć miejsce w przypadku występowania wody gruntowej poniżej poziomu posadowienia fundamentów.

Drugim sposobem może być dobudowa nowych odcinków do istniejącego fundamentu (rys. 10.2). W tym przypadku należy najpierw założyć w otworach wykutych w starym murze belki stalowe w odstępach od 1,0 do 3,0 m, w zależności od wartości obciążenia i rodzaju konstrukcji muru. Następnie wykonuje się z obu stron nowe dodatkowe bloki betonowe. Z początku poziom powierzchni górnej tych bloków nie może dochodzić do spodu stopek belek stalowych; pozostawia się przestrzeń około 30 cm wysokości na ustawienie siłowników hydraulicznych między blokami i belkami. Działające siłowniki komprymują swym ciśnieniem grunt pod nowymi blokami. Ciśnienie wytworzone przez siłowniki musi być dobrane do jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża i do wytrzymałości muru nadfundamentowego. Nacisk wywarty przez siłowniki spowoduje wciśnięcie bloków bocznych w grunt, gdy fundament

istniejący pozostanie w swoim położeniu. Następnie obok pracujących siłowników trzeba ustawić małe bloczki betonowe i zaklinować je w przestrzeń między ich górną powierzchnią a spodem belek stalowych.



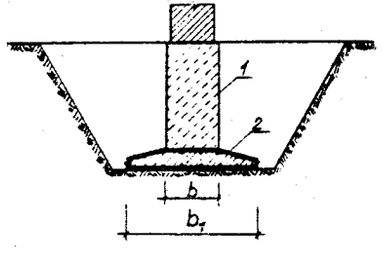
Rys. 10.1. Poszerzenie fundamentu za pomocą ław betonowych



Rys. 10.2. Poszerzenie fundamentu przez oparcie na blokach za pomocą belek stalowych: 1 – mur istniejący, 2 – bloki betonowe, 3 – belki stalowe, 4 – kliny

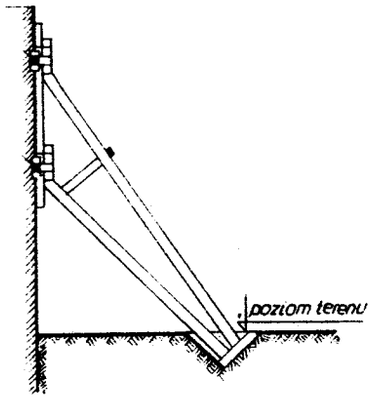
Po ustabilizowaniu się osiadania, gdy małe boczne bloczki betonowe wywrą ciśnienie, należy usunąć siłowniki i zabetonować, betonem ubijanym w stanie lekko wilgotnym, przestrzeń między małymi bloczkami, dużymi blokami a belkami stalowymi.

Trzeci sposób poszerzania stosowany w gruntach suchych polega na podbudowaniu żelbetowej płyty odcinkami co 1,0 do 2,0 m (rys. 10.3). Fundamenty można pogłębiać bez zabezpieczenia ścian, jeśli tylko mury są w dobrym stanie, nie są spękane i mają niewielkie obciążenie przypadające na 1 m ściany. Pogłębia się fundamenty odcinkami 1,0 – 1,5 m, przy czym nie wolno jednocześnie podkopywać więcej niż 20% powierzchni fundamentu.

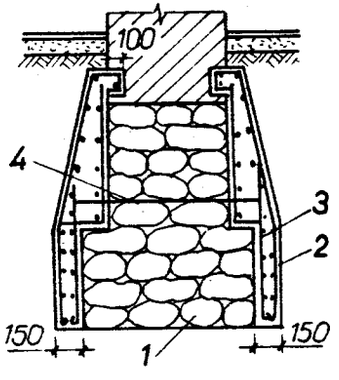


Rys. 10.3. Poszerzenie fundamentu za pomocą podsuwanej płyty żelbetowej: 1 – mur istniejący, 2 – płyta żelbetowa

Pogłębianie odbywa się zwykle bez rozbierania starej ławy fundamentowej. Zdarzają się jednak przypadki konieczności usunięcia starego fundamentu. Wówczas zaleca się podeprzeć mur nad rozbieraną ławą przy pomocy bali z rozpórkami (rys. 10.4). Podpierając ścianę trzeba powiązać podporę ze ścianą w ten sposób, aby pochylenie podpory nie było duże, a oparcie jej na gruncie dogodne. Podpory tymczasowe ścian trzeba poddać przybliżonym obliczeniom wytrzymałościowym.



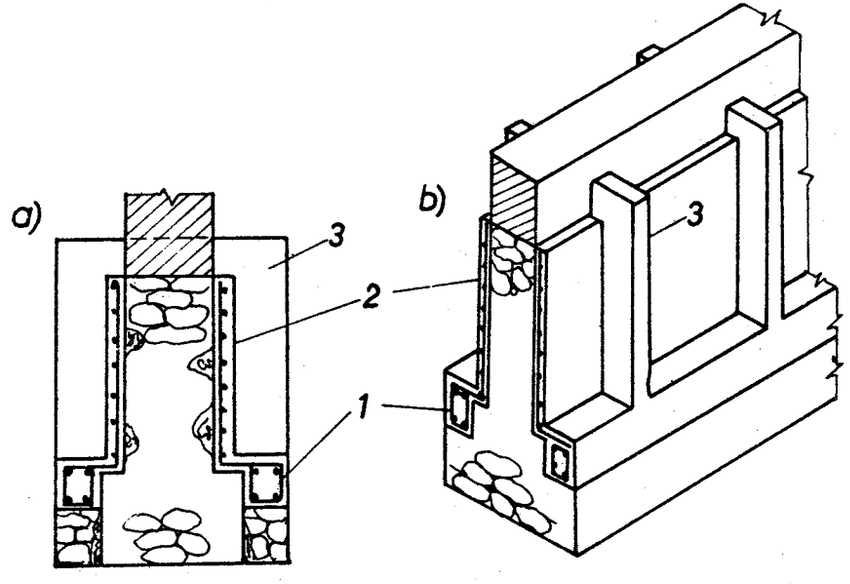
Rys. 10.4. Podparcie ściany



Rys. 10.5. Wzmocnienie fundamentu pasmowego za pomocą żelbetowej obejmy: 1 – fundament z kamienia, 2 – żelbetowa obejma, 3 – szkielet zbrojeniowy, 4 – kotew łącząca obejmy

Fundamenty z kamienia łamanego (polnego) występujące w wielu przypadkach w starych domach, tracą pod wpływem różnych czynników zwartość i tworzą zespół pojedynczych kamieni. Prostym wzmocnieniem fundamentu jest w tym przypadku stosowanie zastrzyków z zaczynu cementowego, o stosunku 1:1 (cement – woda), który wstrzykuje się za pomocą urządzeń zastrzykowych (inżektorów) założonych w murze. Roboty cementowania zastrzykami pod ciśnieniem 0,2 – 0,5 MPa wykonuje się odcinkami długości 2 – 2,5 m. Rurki zastrzykowe o średnicy 25 mm rozstawia się w fundamencie w odstępach 50 – 100 cm. Trzeba jednak zwrócić uwagę na trudności, które napotykamy stosując zastrzyki. Jeśli istnieje choćby najmniejsze przesączanie się wody z gruntu, to świeżo wtłoczony zaczyn osłabia się i może być zniszczony cały zabieg. Poza tym istnieje trudność w wykuciu lub wywierceniu otworów o takim rozstawie, aby można było wypełnić dokładnie wszystkie przestrzenie między kamieniami. Jeśli zastosujemy za duże ciśnienie, zaczyn może przedostawać się do podłoża gruntowego.

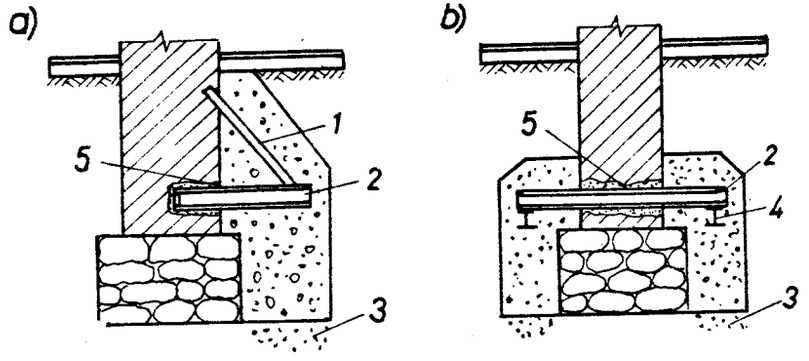
W przypadku utraty zwartości kamieni w ławie fundamentowej wzmacnia się fundament za pomocą obejm żelbetowych (rys. 10.5). Fundament pasmowy z kamienia osłabiony spękaniami może być wzmocniony żelbetową osłoną z żebrami (rys. 10.6). Wzmocnienie fundamentów kamiennych, dla których konieczne jest poszerzenie podstawy, przedstawia rysunek 10.7.



Rys. 10.6. Fundament pasmowy z widocznymi spękaniami: a) przekrój fundamentu, b) aksonometria. 1 – żelbetowa belka fundamentowa, 2 – żelbetowa osłona, 3 – żebra żelbetowe

Wzmocnienie fundamentu za pomocą pali wtłaczanych w grunt omówiono w punkcie 5.11.5. Spośród innych sposobów zabezpieczenia należy wymienić oparcie budowli na palach zagłębionych po obu stronach ławy fundamentowej (rys. 10.8). Zamiast pali można również zastosować studnie po obu stronach ściany. Z reguły studnie wypełnia się betonem klasy B7,5 i łączy belką żelbetową wieńczącą lub sklepieniem. Rozstaw studzien powinien wynikać z obliczeń statycznych. Wzmocnienie

fundamentów istniejących za pomocą pali lub studni może mieć miejsce głównie w gruntach nawodnionych, gdzie obniżenie poziomu wód gruntowych jest z różnych względów niemożliwe.

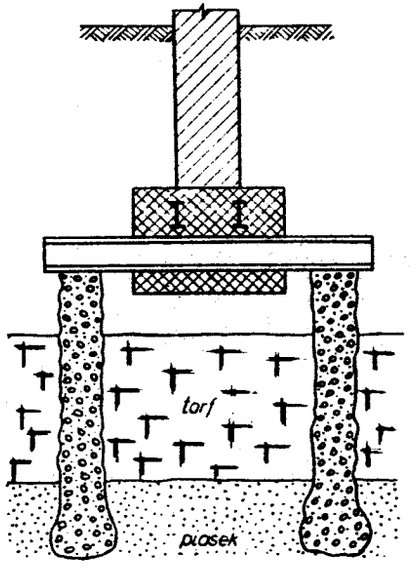


Rys. 10.7. Wzmocnienie fundamentu z poszerzeniem podstawy: a) jednostronne poszerzenie, b) dwustronne poszerzenie; 1 – podparcie, 2 – belka obciążająca, 3 – podkład ze żwiru, 4 – podpory belek, 5 – zapełnienie zaprawą cementową

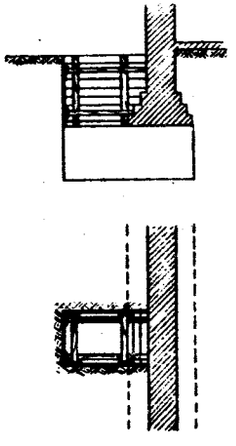
W praktyce stosowane jest podmurowywanie fundamentów (podbijanie). Aby można było wykonać podmurowanie, trzeba podzielić podbudowywaną ścianę na odcinki długości około 1,0 m i podkopać na tej długości fundament. Jeśli grunt ma chociażby niedużą spójność, można wykop, poniżej spodu fundamentu, pozostawić bez rozparcia. Przy braku spójności gruntu wykop obok fundamentu, bez względu na jego zagłębienie, trzeba umocnić przez odeskowanie i przez rozparcie. Odeskowanie może być szczelne lub ażurowe, zależnie od rodzaju gruntu i jego stanu (rys. 10.9). Jednocześnie można podkopać co piąty odcinek. Fundament podmurowuje się na głębokość nie większą niż 1,0 m. Jeśli jest potrzeba podmurowania na głębokość większą niż 1,0 m, to przeprowadza się je pasami poziomymi pod całym budynkiem. Wysokość pasa poziomego nie powinna przekraczać 1,0 m; unika się wówczas rozpierania wykopów.

Układając plan wykonania podbicia trzeba narożniki ścian pozostawić na koniec robót. Narożniki fundamentu przy podkopaniu pracują jako wsporniki i jest rzeczą pożądaną zmniejszać długość odcinków narożnych. Do podmurowania stosuje się cegłę dobrze wypaloną, o małej nasiąkliwości i dobrej wytrzymałości. Murowanie trzeba wykonać na zaprawie cementowej, a spoiny poziome powinny być możliwie cienkie

(do 1,0 cm). Przed przystąpieniem do podmurowania spód fundamentu należy oczyścić i wyrównać zaprawą cementową. Podmurowanie nowego odcinka fundamentu kończy się w odległości 5 – 7 cm od starego fundamentu. W wytworzoną szczelinę wbija się kliny stalowe i podbija starannie wilgotną (nie płynną) zaprawą cementową. Mimo przedsięwzięcia środków zapobiegawczych trzeba liczyć się z osiadaniem gruntu w granicach 1 – 3 mm.



Rys. 10.8. Wzmocnienie fundamentów budynku istniejącego przez wykonanie pod nim pali



Rys. 10.9. Rozparcie wykopu przy podmurowaniu

10.2. Wzmacnianie podłoża gruntowego przez wibrowanie

Wzmacnianie podłoża gruntowego może być dokonane przez wibrowanie powierzchniowe i wgłębne.

Wibrowanie powierzchniowe ma zastosowanie w przypadku potrzeby zagęszczenia gruntu, który był uformowany warstwami w miejsce wymienionych gruntów słabonośnych lub małonośnych i w przypadku budowy nasypów drogowych, kolejowych lub budowlanych. Przez grunt słabonośny rozumie się grunt organiczny, natomiast przez grunt małonośny – grunt mineralny, np. piasek w stanie luźnym lub grunty spoiste w stanie plastycznym lub miękkoplastycznym. Do powierzchniowego zagęszczania gruntów w nasypach budowlanych mogą być zastosowane wibratory płytowe, które są wymienione w tabeli 10.1 oraz walce wibracyjne drogowe przeznaczone do zastosowania w budowie dróg i ulic oraz w budowie torowisk. Wymiana gruntu słabonośnego na zagęszczony grunt mineralny tworzący nasyp budowlany (nB) może mieć zastosowanie do głębokości 3,0 m od powierzchni terenu.

Wibrowanie wgłębne stosuje się do zagęszczenia gruntów małonośnych, przy czym zagęszczania przez wibrowanie dokonywano już w praktyce do głębokości 5,0 m. Do bardziej głębokiego zagęszczania gruntów są stosowane, wśród innych urządzeń, także igły wibracyjne (wibroskrzydła). Te urządzenia wibracyjne wywołują zarówno ruchy pionowe jak i poziome. Niektóre igły wibracyjne mogą powodować poziome siły odśrodkowe wynoszące 220 kN przy 30 Hz i 16 mm amplitudzie. Pionowy system wibracyjny urządzenia może ograniczać częstotliwość do 20 Hz, a ciężar wibratora może wzrastać nawet do 70 kN. Jako igły do wibracji poziomej zwracają uwagę urządzenia „Franki – Y – needle" firmy "Frankipfahl". Zagęszczony grunt sposobem wibrowania wgłębnego tworzy kolumny dobrze zagęszczonego gruntu, które rozstawia się w planie w trójkącie równobocznym. Przypowierzchniowa warstwa gruntu zagęszczonych kolumn nie ma na ogół wysokiego wskaźnika zagęszczenia i dlatego na końcach kolumn rozmieszcza się warstwę podsypki około 0,6 – 0,9 m, którą zagęszcza się metodami powierzchniowymi.

Podłoże zagęszczone warstwami przez wibrację powierzchniową stanowi nasyp kontrolowany (nB), którego jakość wykonania powinna być oceniona przez oznaczenie wskaźnika zagęszczenia (I_s) według BN-77/8931-12.

Tabela 10.1.

Zagęszczarki

Dane techniczne / Symbol	Przeznaczenie	Moc silnika [kW]	Wydajność [m³/h]	Głębokość zagęszczania [m]	Powierzchnia robocza płyty [m²]	Masa zagęszczarki [kg]
1	2	3	4	5	6	7
AWZK – 10	do zagęszczania gruntów niespoistych i małospoistych, takich jak: piaski, żwiry oraz piaski gliniaste; stosowana przy budowie dróg, boisk, nasypów i wałów; pracuje na powierzchniach poziomych i pochyłych do 30°; poziom wymuszonych drgań 10 – 15 Hz	13,5 (spalinowy)	215	~ 0,85	0,90	2900
ZUB – 40	do zagęszczania gruntów niespoistych, takich jak: żwiry, piaski oraz materiały drobnoziarniste; żużel, tłuczeń itp.; stosowana przy budowie dróg, boisk, bieżni, nasypów, wałów itp.; pracuje w poziomie z maksymalnym odchyleniem do 5°; poziom wymuszonych drgań 25 – 41 Hz	7,7 (spalinowy)	195 (po 3 przejściach)	do 0,65 (po 3 przejściach)	~ 0,32	500

cd. tabeli 10.1.

1	2	3	4	5	6	7
ZWZ – 63 (zestaw)	do wgłębnego zagęszczania gruntów metodą wibroflotacji oraz wibrowymiany; do pracy zestawu niezbędny żuraw o udźwigu 60 kN i wysokości podnoszenia 14 m przy maksymalnej głębokości zagęszczania 12 m oraz pompa do wody o parametrach: Q = 500 l/min i H = 85 m słupa wody, Częstotliwość drgań 24 Hz.	30 (zagęszczarki) 20 (pompy wodnej)	100	do 12,0	–	1200 – – 1850

Dopuszczalny wskaźnik zagęszczania (I_s) stosowany tylko dla gruntów sztucznie zagęszczonych podany jest:

a) w PN-68/B-06050 dla robót ziemnych budowlanych, zależnie od głębokości zalegania warstwy zagęszczonej,
b) w BN-88/8932-02 dla robót ziemnych podtorzy i podłoży kolejowych, zależnie od części podtorza,
c) w BN-72/8932-01 dla robót ziemnych budowli drogowych, w zależności od poziomu zalegania warstw i intensywności przewidywanego ruchu,
d) w BN-83/8836-02 dla robót ziemnych dla posadowienia przewodów wodociągowych, kanalizacyjnych, gazowych i ciepłowniczych.

10.3. Zagęszczanie podłoża gruntowego udarami, wibroflotacja i wibrowymiana

Potrzeby budowlane spowodowały, że wzrosło zainteresowanie problematyką modyfikacji gruntów w celu uzyskania podłoża nadającego się do bezpośredniego posadowienia budynków. Modyfikując grunt doprowadzamy do zmniejszenia osiadania budynku, zwiększenia nośności zmodyfikowanego podłoża oraz zmniejszenia jego wodoprzepuszczalności. Modyfikacja gruntów obejmuje następujące zabiegi:

1) konsolidacja wstępna gruntów (prekonsolidacja, statyczne przeciążenie) uzyskiwana przez zastosowanie nasypów przeciążających lub zbiorników wodnych przeciążających bez przyspieszenia konsolidacji lub z przyspieszeniem za pomocą pionowych drenów piaskowych lub drenów taśmowych,
2) zeskalanie gruntów: zastrzyki cementowe i bentonitowe, chemiczne, wapienne oraz metoda elektrokinetyczna,
3) zagęszczanie udarowe,
4) wibroflotacja i wibrowymiana.

Budowa obiektów przemysłowych na terenach byłych składowisk różnego pochodzenia wymaga wnikliwej oceny ich przydatności pod względem geotechnicznym. W każdym takim przypadku podejście do zagadnień geotechnicznych jest różne i wymaga specjalnej metody badawczej do oceny parametrów tych podłoży. Poprawa parametrów geotechnicznych podłoży omawianych wyżej może nastąpić przez zagęszcze-

nie metodami udarowymi. Działanie to polega na opuszczaniu z wysokości $H = 5{,}0 - 30{,}0$ m ciężaru od 20 kN do 400 kN o powierzchni $A = 1 - 5$ m^2. Na jakość zagęszczenia udarami wpływa wilgotność i skład uziarnienia gruntu. Powierzchnia zagęszczanego podłoża (A_{pz}) powinna być większa od powierzchni fundamentu. Warunek ten spełnia zależność:

$$A_{pz} = 1{,}4\ B(L + 0{,}4\ B) \tag{10.1}$$

gdzie B,L – szerokość i długość obrysu wznoszonej budowli.

Wartość projektowanego obniżenia powierzchni (z) podłoża zagęszczanego udarami można obliczyć według wzoru:

$$z = \frac{e_n - e_{sr}}{1 + e_n} h \tag{10.2}$$

w którym:

e_n – wskaźnik porowatości naturalnej (gruntu „in situ"),
e_{sr} – średnia wartość wskaźnika porowatości warstw zagęszczanych,
h – miąższość warstw zagęszczanych,

$$e_{sr} = 0{,}5(e_{max} + e_{min}),$$

e_{max} – wartość wskaźnika porowatości przy stropie warstwy zagęszczanej,
e_{min} – wartość wskaźnika porowatości przy spągu warstwy zagęszczanej.

Wartość energii uderzeń potrzebnej do zagęszczania podłoża określa zależność empiryczna

$$QH > \xi h^2 \tag{10.3}$$

w której:

Q – ciężar bijaka [kN],
H – wysokość opadania [m],
h – miąższość warstw zagęszczanych [m],
ξ – współczynnik empiryczny, $\xi = 10$ kN·m^{-1}.

Na podstawie doświadczeń stwierdzono, że wzmocnienie podłoża sięga do głębokości 20 m. Po zagęszczeniu podłoża udarami należy dokonać pomiaru zmian ciśnienia porowego i pomiaru osiadań powierzchni zagęszczanej. W trakcie udarów bijakami dokonuje się pomiaru amplitudy fali powierzchniowej za pomocą geofonów i sejsmografów. Pomiar ten umożliwi określenie odległości od miejsca uderzenia, na której drgania nie są dla obiektów groźne. Zagęszczenie uzyskuje się w wyniku kilkakrotnego uderzenia w miejscach tworzących siatkę o boku kilku metrów, tak aby na 1 m^2 powierzchni terenu przypadały 2 lub 3 uderzenia.

Do wgłębnego zagęszczania gruntów metodą wibroflotacji lub wibrowymiany może być zastosowany zestaw ZWZ-63, który jest wyszczególniony w tabeli 10.1.

W procesie wibroflotacji, tj. wgłębnego zagęszczania gruntu niespoistego małonośnego, wykorzystuje się zjawisko upłynnienia gruntu spowodowane poziomą wibracją wprowadzanej w grunt zagęszczarki wgłębnej. Wibracja ta powoduje zagęszczenie gruntu wokół wibratora wskutek usunięcia wody i powietrza przez ziarna gruntu dążące do zajęcia położenia najniższego. Skompletowany zestaw wibroflotacyjny wraz z instalacją wodną i elektryczną stanowi urządzenie do wgłębnego zagęszczania gruntu. Z tego zestawu zagęszczarka podwieszona na wysięgniku żurawia jest zagłębiona w grunt po otwarciu przepływu wody i uruchomieniu silnika. Ilość wody dostarczonej do dolnej dyszy wibratora jest taka, że część wody wydostaje się na powierzchnię terenu. W trakcie pogrążania się zagęszczarki w grunt powstaje **wstępne zagęszczenie gruntu**, a wokół kolumny rurowej tworzy się często lej. Po pogrążeniu się zagęszczarki na wymaganą głębokość przełącza się wypływ wody z dyszy dolnej na wypływ przez otwory górne. Od tego momentu rozpoczyna się **efektywna praca zagęszczarki**. Woda wypływająca z górnych otworów oraz praca wibratora powodują upłynnianie się gruntu i jego zagęszczanie, które wzrasta w górę od dolnej części wibratora. Po osiągnięciu maksymalnego zagęszczenia następuje spadek mocy pobieranej przez wibrator, wówczas podciąga się zagęszczarkę do góry o 0,7 – 1,0 m. Ten cykl jest powtarzany aż do całkowitego wyciągnięcia zagęszczarki z gruntu. Do leja, który powstał wokół kolumny rurowej, dosypuje się w sposób ciągły piasek, żwir, pospółkę, tłuczeń itp. Ten dosypany materiał miesza się z gruntem rodzimym i po zagęszczeniu tworzy kolumnę gruntu. Strefa zagęszczona uzyskiwana wskutek wibroflotacji sięga od 1,5 do 4 m od osi działania wibroflota i zależy od rodzaju gruntu i mocy wibratora.

Wzmocnienia małonośnych gruntów spoistych można dokonać metodą wibrowymiany. Za pomocą wymuszonych drgań mechanicznych wibratora nie można zagęścić gruntów spoistych z dwóch powodów:
- znacznego tłumienia drgań,
- utrudnionego przepływu wody, która jest wyciskana przy zmniejszaniu się porowatości gruntów w czasie ich zagęszczania.

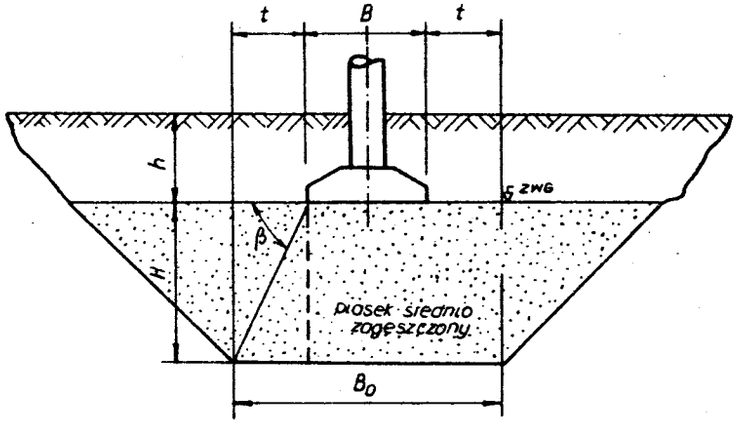
Wzmacnianie gruntów spoistych polega na formowaniu w nich kolumn z zagęszczonego kruszywa. Kolumny te uzyskują tak wysoki wzrost wytrzymałości na ściskanie, że zostaje wyeliminowane niebezpieczeństwo ścinania nawet przy naprężeniach, które mogą kilkakrotnie przewyższać opór jednostkowy gruntu nie poddanego modyfikacji. Uformowane kolumny zagęszczonego kruszywa spełniają funkcję drenów a przez to obniżają ciśnienie wody w porach odciążonego gruntu spoistego i przyspieszają jego proces konsolidacji oraz wzrost dopuszczalnej wytrzymałości gruntu na ścinanie. Dokonując wibrowymiany wpuszcza się zagęszczarkę w grunt. Dostarczana przez dolną dyszę woda, w niewielkiej ilości, wypływa i porywa najdrobniejsze frakcje gruntu. Efekt wymywania frakcji gruntowych bywa spotęgowany przez równoczesne wtłaczanie powietrza. Po osiągnięciu przez zagęszczarkę wymaganej głębokości podaje się w wykonany otwór drobne kruszywo. Kruszywo podlega procesowi wibroflotacji, a zagęszczaniu towarzyszy jego rozprzestrzenianie się w gruncie rodzimym. Średnica wytworzonych kolumn wynosi około 1,0 m, a głębokość sięga do 6,0 m. Wzmocnienie podłoża przez wibrowymianę nie powoduje należytego zagęszczania przypowierzchniowej warstwy gruntu o miąższości około 0,7 m. Warstwa ta powinna być usunięta lub dogęszczona wibratorem płytowym.

10.4. Projektowanie poduszek piaskowych

Poduszka piaskowa zwiększa stateczność fundamentu, a także spełnia rolę warstwy filtrującej wodę gruntową. Potrzebną wysokość poduszki piaskowej pod fundament pasmowy można obliczyć ze wzoru:

$$H = \frac{\frac{N_r}{q_f} - B}{2} \operatorname{tg} \beta , \qquad (10.4)$$

w którym:
- N_r – całkowite obliczeniowe obciążenie podłoża na 1 m długości ławy łącznie z ciężarem poduszki [kN·m^{-1}],
- q_f – jednostkowy obliczeniowy opór graniczny podłoża rodzimego [kPa],
- B – szerokość ławy fundamentowej [m],
- β – kąt nachylenia do poziomu płaszczyzny łączącej krawędź podstawy fundamentu z krawędzią podstawy poduszki piaskowej (rys. 10.10) [°].



Rys. 10.10. Schemat do obliczenia wysokości poduszki piaskowej

Istnieje również zależność, która pozwala określić wysokość poduszki piaskowej ze wzoru

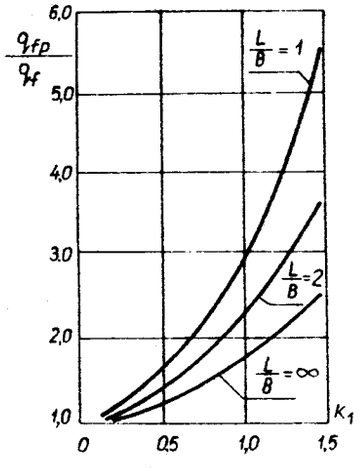
$$H = K_1 B . \qquad (10.5)$$

Współczynnik (K_1) wyznacza się z wykresu na rysunku 10.11 dla stosunków

$$q_{fp}:q_f \quad \text{oraz} \quad L:B$$

gdzie:
- q_f – jednostkowy obliczeniowy opór graniczny podłoża rodzimego,
- q_{fp} – jednostkowy obliczeniowy opór graniczny dla poduszki z piasku,
- B, L – szerokość i długość fundamentu.

Szerokość poduszki wynosi $B_o = B + 2t$, przy czym $t = (0{,}1$ do $0{,}3)B$, ale nie mniej niż 0,50 m. Wymiar 0,1 B czy 0,3 B zależy od obliczeniowego obciążenia fundamentu na poduszkę. Pełne wymiarowanie poduszki polega na określeniu jej wymiarów oraz na sprawdzeniu pierwszego stanu granicznego dla podłoża gruntowego zalegającego pod poduszką, a także na sprawdzeniu stateczności poduszki przy działaniu sił poziomych i pionowych.



Rys. 10.11. Wykresy umożliwiające określenie wysokości poduszki piaskowej

Stateczność poduszki jest zachowana, gdy spełniona jest równość

$$E_p = (1{,}20 \text{ do } 1{,}50)E_a, \qquad (10.6)$$

gdzie:

E_a – całkowite parcie czynne gruntu,

E_p – całkowite parcie bierne gruntu.

Zakłada się, że między poduszką piaskową a gruntem otaczającym poduszkę znajduje się sztywna pionowa ściana oporowa wysokości H (rys. 10.12). Na tę ścianę działają z jednej strony siły całkowitego parcia czynnego piasku (E_a), z drugiej zaś siły całkowitego parcia biernego (E_p) gruntu rodzimego otaczającego poduszkę. W rzeczywistości nie ma sztywnej ściany oporowej i w płaszczyźnie założonej ściany wykopu przylegają do siebie ziarna lub cząstki gruntu. W celu uproszczenia zagadnienia przyjęto, że w tej płaszczyźnie kąt tarcia ziarn między sobą jest równy zeru. W związku z tym uproszczeniem przyjmuje się, że siły całkowitego parcia czynnego i biernego są poziome. Również nie uwzględnia się wpływu momentu statycznego pochodzącego od parć całkowitych działających na różnych poziomach.

Obliczenie parcia biernego przedstawia się następująco.

1) Określamy obliczeniową wysokość zastępczą (h_o) z równości

$$\gamma_2 h_o = \gamma_1 h + \gamma_b h_b, \qquad (10.7)$$

w której:

γ_2 – ciężar objętościowy gruntu otaczającego poduszkę piaskową,

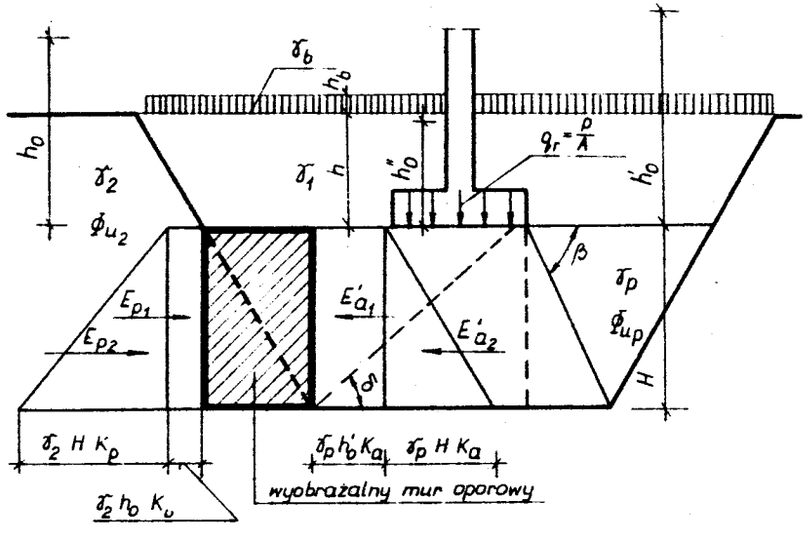
γ_1 – ciężar objętościowy gruntu zalegającego nad poduszką piaskową,

h – rzeczywista grubość gruntu nad poduszką piaskową,

γ_b – ciężar objętościowy betonu stanowiącego posadzkę,

h_b – grubość posadzki betonowej.

Wprowadzając obliczeniową wysokość zastępczą (h_o) przyjmuje się do obliczenia współczynnika parcia wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu otaczającego poduszkę piaskową (Φ_{u2}).



Rys. 10.12. Schemat do obliczania parcia czynnego i biernego

2) Z rysunku 10.12 widać, że $E_p = E_{p1} + E_{p2}$, zatem

$$E_p = \gamma_2 H(h_o + 0{,}5\,H)\,\mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi_{u2}}{2}\right). \qquad (10.8)$$

Założenie występowania parcia i odporu gruntu na wyobrażalną ścianę oporową jest uproszczeniem. Takie założenie jest korzystne ze względów na bezpieczeństwo.

Parcie czynne składa się z trzech sił i wynosi $E_a = E'_a + E''_a$, przy czym siła $E'_a = E'_{a1} + E'_{a2}$ pochodzi od obciążenia znajdującego się nad poduszką i od obciążenia użytkowego posadzki, siła zaś E''_a – od obciążenia fundamentem posadowionym na poduszce.

Żeby wyznaczyć siłę E'_a, trzeba określić obliczeniową wysokość zastępczą (h'_o) z równości

$$\gamma_p h'_o = \gamma_1 h + \gamma_b h_b + q , \tag{10.9}$$

gdzie:

q – jednostkowe obciążenie użytkowe posadzki,

γ_p – ciężar objętościowy gruntu stanowiącego poduszkę.

Analogicznie jak we wzorze (10.8) całkowite parcie czynne E'_a wyniesie

$$E'_a = \gamma_p H(h'_o + 0{,}5\ H)\ \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi_{up}}{2}\right), \tag{10.10}$$

gdzie Φ_{up} – kąt tarcia wewnętrznego gruntu stanowiącego poduszkę.

Określając E'_a przyjęto na całej szerokości poduszki obciążenie warstwą gruntu i posadzką betonową, znajdującą się nad poduszką oraz obciążenie użytkowe posadzki. Dlatego też przy określeniu E''_a należy obliczeniową wysokość zastępczą (h'_o) zmniejszyć albo zwiększyć (zależnie od wartości bezwzględnych) o wartość $(q_r - \gamma_b h_b - q):\gamma_p$, w której q_r oznacza obciążenie jednostkowe działające na podstawę fundamentu. Otrzymuje się więc wysokość równoważnej warstwy gruntu wynoszącą

$$h''_o = h'_o - (q_r - \gamma_b h_b - q):\gamma_p .$$

Wartość E''_a przyjęto w postaci

$$E''_a = 0{,}5\ \gamma_p H^2\left(1 + \frac{2h'_o}{H}\right)\lambda_a , \tag{10.11}$$

gdzie:

$$\lambda_a = \frac{\mathrm{tg}\,\delta - A}{\mathrm{tg}(\delta - \Phi_{up})},$$

$$A = \frac{2t h'_o}{H(H + 2h'_o)},$$

$$\mathrm{tg}\,\delta = -\mathrm{tg}\,\Phi_{up} + \sqrt{(1 + \mathrm{tg}^2\,\Phi_{up})\left(1 + \frac{A}{\mathrm{tg}\,\Phi_{up}}\right)},$$

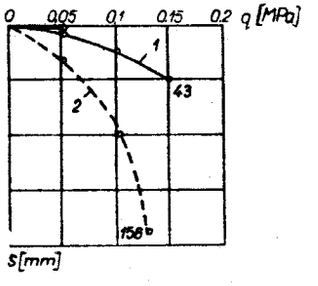
t – odległość jak na rysunku 10.10,

δ – kąt nachylenia powierzchni poślizgu do poziomu (rys. 10.12).

Do wzoru (10.11) bierze się różne wysokości zastępcze h''_o na szerokości klina odłamu.

10.5. Projektowanie pali piaskowych

Zwiększenie nośności podłoża gruntowego może nastąpić po zagęszczeniu gruntu zalegającego pod podstawą fundamentu. Nośność podłoża można zwiększyć przez uformowanie pali piaskowych. Wykres na rysunku 10.13 pokazuje zmianę ściśliwości gruntu przed i po wykonaniu pali piaskowych.



Rys. 10.13. Zmiana ściśliwości podłoża gruntowego po wykonaniu pali piaskowych: 1 – grunt po zagęszczeniu, 2 – grunt przed zagęszczeniem

Zagęszczenie **gruntu spoistego** o $I_L > 0{,}25$ za pomocą pali piaskowych różni się zasadniczo od zagęszczania, w którym pale wykonane są w sposób tradycyjny. Wokół pala wykonanego tradycyjnie, np. poprzez wbicie w grunt metalowej rury z zamkniętym dnem lub poprzez wbicie pala żelbetowego, wytwarza się również strefa zagęszczenia gruntu. Różnica polega na tym, że po przyłożeniu obciążenia zewnętrznego rozkłada się ono na wszystkie sztywne pale i jest przez nie przenoszone, gdyż moduł sprężystości pala E i moduł pierwotnego odkształcenia gruntu małonośnego są zasadniczo różne co do wartości (np. dla pala żelbetowego E = 23000 MPa, dla gruntu zaś E_o = od 5,0 do 11,5 MPa, przy stopniu plastyczności I_L = = 0,75). Spostrzeżenie to jest słuszne, jeśli pale nie osiadają, a ława lub płyta wiążąca je jest również odpowiednio sztywna. Moduł pala piaskowego E_{up} wynosi od 30 do 55 MPa, przy stopniu zagęszczenia $I_D = 0{,}20$, i różni się niewiele od modułu pierwotnego odkształcenia otaczającego go gruntu małonośnego. Przyjmuje się małe moduły pier-

wotnego odkształcenia pali piaskowych, ponieważ na ogół nie ubijamy piasku w palach. Pale piaskowe przenoszą obciążenie we współpracy z otaczającym je gruntem. Innymi słowy fundament posadowiony na podłożu wzmocnionym za pomocą pali piaskowych należy obliczać tak, jak fundament na rzeczywistym podłożu zalegającym pod nim, ale przy przyjęciu modułu pierwotnego odkształcenia gruntu już zagęszczonego. Po wbiciu w podłoże metalowej rury z zamkniętym dnem powstają w zagęszczonej strefie duże naprężenia. Na wodę zawartą w porach gruntu zagęszczanego wywierane jest ciśnienie, powodujące wypchnięcie jej do pala piaskowego, którego współczynnik filtracji jest znacznie większy niż gruntu rodzimego otaczającego pal. Należy zaznaczyć, że podczas wbicia pala sztywnego w małonośny grunt spoisty, silnie nasycony wodą, na pal działa również duże ciśnienie wody, która może się odsączyć wzdłuż powierzchni styku z palem. Podczas wykonania pali piaskowych zagęszczenie gruntu spoistego nasyconego wodą następuje znacznie szybciej niż podczas wykonania pali żelbetowych; moduł pierwotnego odkształcenia E_o wzrasta zaś kilkakrotnie. Przez trzon pala piaskowego woda odsączy się, ale projektując pal nie uwzględnia się wpływu czasu odsączania na jego nośność.

Rozstaw pali oraz ich średnice powinny być ustalone w zależności od wymaganego modułu (E_o) podłoża po zagęszczeniu gruntu. Pale rozmieszcza się w planie „kwadratu" lub "trójkąta", przy czym odległości między palami powinny być jednakowe. Liczba projektowanych szeregów pali piaskowych, zarówno w kierunku podłużnym jak też poprzecznym, powinna wynosić nie mniej niż 3. Oś skrajnego szeregu pali piaskowych powinna być oddalona od krawędzi bocznej fundamentu na odległość 0,1 B, gdzie (B) oznacza szerokość fundamentu, wynoszącą nie mniej niż 0,5 m.

Odległość R pali piaskowych, gdy rozstawiamy je w planie kwadratu, oblicza się następująco (rys. 10.14a). Przyjmuje się, że objętość gruntu w obrysie prostopadłościanu o podstawie kwadratowej zmniejszy się po zagęszczeniu o objętość pala o średnicy d_p. Można również uznać, że objętość cząstek mineralnych gruntu nie zmieni się, jeśli pominie się częściowe ich wyparcie poza prostopadłościan. Niezmienność objętości szkieletu gruntowego w prostopadłościanie wynosi:

$$\frac{R^2 h}{1+e_n} = \frac{\left(R^2 - \frac{\pi d_p^2}{4}\right) h}{1+e_z}, \qquad (10.12)$$

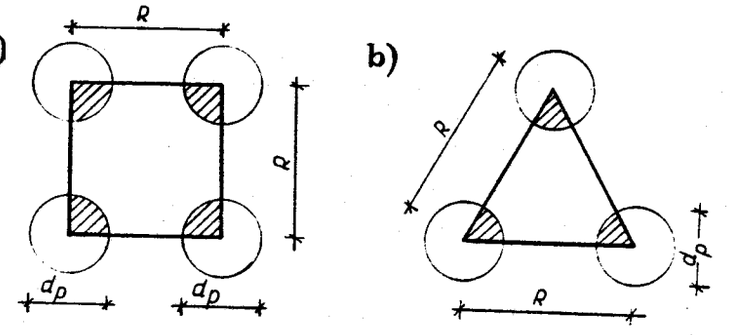
gdzie h jest długością pali.

Po rozwiązaniu otrzymamy

$$R = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_p \sqrt{\frac{1+e_n}{e_n - e_z}}, \qquad (10.13)$$

gdzie:

e_n – wskaźnik porowatości gruntu rodzimego przed zagęszczeniem,
e_z – wskaźnik porowatości gruntu rodzimego po zagęszczeniu,
d_p – średnica pala piaskowego.



Rys. 10.14. Rozstawienie pali: a) w „kwadrat", b) w „trójkąt"

Ciężar objętościowy gruntu zagęszczonego za pomocą pali piaskowych określa wzór:

$$\gamma_z = \frac{\gamma_s}{1+e_z}(1 + 0{,}01\ w) \qquad (10.14)$$

gdzie:

γ_s – ciężar właściwy gruntu [$kN \cdot m^{-3}$],
w – wilgotność naturalna gruntu małonośnego przed zagęszczeniem [%].

Ciężar objętościowy gruntu małonośnego przed zagęszczeniem wynosi analogicznie

$$\gamma = \frac{\gamma_s}{1+e_n}(1 + 0{,}01\ w). \qquad (10.15)$$

Podstawiając zależności określone wzorami (10.14) i (10.15) do wzoru (10.13) otrzymamy:

$$R = 0{,}886\, d_p \sqrt{\frac{\gamma_z}{\gamma_z - \gamma}}. \qquad (10.16)$$

We wzorze (10.14) „w" jest wilgotnością gruntu przed zagęszczeniem i oznacza to, że po zagęszczeniu wilgotność nie zmieni się, a więc ilość wody zawartej w porach gruntu również nie ulega zmianie. Takie założenie powstało, gdy wprowadzony został do wzoru (10.14) ciężar właściwy gruntu γ_s zamiast ciężaru objętościowego szkieletu gruntowego γ_d. Przyjęto w tym objętość wyciętej próbki gruntu $V = 1{,}0\ cm^3$, w której zakłada się niezmienność objętości szkieletu gruntowego $V_s = const$. Wobec tego przyjmuje się, że w objętości wyciętej próbki jest grunt nawodniony i pory są wypełnione częściowo drobnymi pęcherzykami powietrza. Podczas zagęszczenia gruntu pozostaje w porach ta sama objętość wody, wskutek sprężenia powietrza zmniejsza się objętość porów.

Biorąc pod uwagę warunki określone wyżej, można odległość pali piaskowych, przy ich rozstawieniu w „trójkąt" (rys. 10.14b), wyrazić zależnością

$$\frac{\frac{\sqrt{3}}{4} R^2 h}{1 + e_n} = \frac{\left(\frac{\sqrt{3}}{4} R^2 - \frac{\pi d_p^2}{8}\right) h}{1 + e_z}, \qquad (10.17)$$

skąd

$$R = 0{,}952\, d_p \sqrt{\frac{1 + e_n}{e_n - e_z}}. \qquad (10.18).$$

Po podstawieniu wartości określonych wzorami (10.14) i (10.15) otrzymuje się:

$$R = 0{,}952\, d_p \sqrt{\frac{\gamma_z}{\gamma_z - \gamma}}. \qquad (10.19)$$

Zakładając niewielką dokładność obliczenia, wynikającą z uproszczenia założeń, można w wyrażeniach na R (wzory (10.16) i (10.19)) przyjąć jednakowy współczynnik liczbowy 0,9.

Pole przekroju poprzecznego pracujących pali piaskowych można określić ze wzoru

$$A_p = A_o \frac{e_n - e_z}{1 + e_z} = A_o\, \Omega, \qquad (10.20)$$

w którym:

A_o – pole powierzchni gruntu zagęszczonego za pomocą pali piaskowych: $A_o = R^2 - \frac{\pi d_p^2}{4}$,

Ω – stosunek powierzchni przekroju pali piaskowych A_p do pola powierzchni zagęszczonego podłoża gruntowego A_o.

Długość pali nie powinna być mniejsza niż 2 szerokości fundamentu prostokątnego lub 3 do 4 szerokości ławy fundamentowej.

W przypadku projektowania fundamentu, uwzględniającego nieprzekroczenie dopuszczalnego osiadania budowli, rozstaw pali piaskowych można także obliczyć ze wzoru:

$$R = \left(\frac{3\, S_{dop}}{S} + 1\right) d_p, \qquad (10.21)$$

gdzie:

S_{dop} – dopuszczalna, określona normą, wartość osiadania fundamentu,

S – obliczeniowa wartość spodziewanego osiadania.

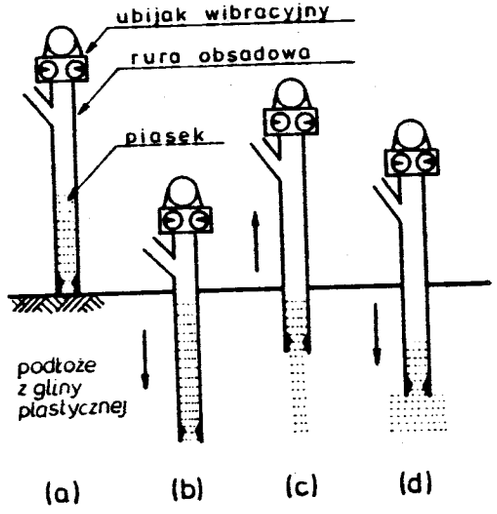
Podany sposób posadowienia za pomocą pali piaskowych prowadzi bezpośrednio do zwiększenia nośności podłoża gruntowego.

10.6. Pale piaskowe o dużych średnicach

Proces formowania pala piaskowego o dużej średnicy w małonośnym podłożu gruntowym pokazano na rysunku 10.15.

Rura obsadowa wprowadzana jest w grunt przez bijak wibracyjny (a). Po zagłębieniu rury na żądaną głębokość wypełnia się ją piaskiem przez lej wsypowy (b). Następnie rurę obsadową podciąga się trochę i formuje pal piaskowy (c) używając sprężonego powietrza. Powtórne wprowadzenie rury obsadowej w grunt powoduje zwiększenie średnicy pala i dobre zagęszczenie piasku (d). Gotowy pal piaskowy otrzymuje się

w wyniku wielokrotnego powtórzenia czynności (c) i (d). W taki sposób można wykonać pale o średnicy 60 – 80 cm, a czasami nawet 200 cm.



Rys. 10.15. Proces formowania pala piaskowego

W przypadku ekstremalnym, gdy pale rozdzielone są dość grubą otuliną gruntu podłoża, opisana metoda podobna jest do metody drenów piaskowych. W innym przypadku, ekstremalnym, można użyć tej metody jako sposobu wymiany małonośnego gruntu podłoża przez formowanie pali piaskowych.

Podczas obciążenia fundamentu posadowionego na palach piaskowych pojawiają się koncentracje naprężeń rosnące w miarę osiadania fundamentu, ponieważ istnieje duża różnica między odkształcalnością pala piaskowego a odkształcalnością podłoża z gliny plastycznej. Jak pokazano na rysunku 10.16 współczynnik koncentracji naprężeń ma postać $m = \sigma_p : \sigma_g$, natomiast współczynnik zamiany gruntu $a_p = A_p : (A_p + A_g)$. Z warunków równowagi sił otrzymuje się następujące równania:

$$\sigma = \sigma_p a_p + \sigma_g (1 - a_p) , \tag{10.22}$$

$$\sigma_g = \sigma : [1 + (m - 1) a_p] = \mu_g \sigma , \tag{10.23}$$

$$\sigma_p = m\sigma : [1 + (m - 1) a_p] = \mu_p \sigma , \tag{10.24}$$

gdzie:

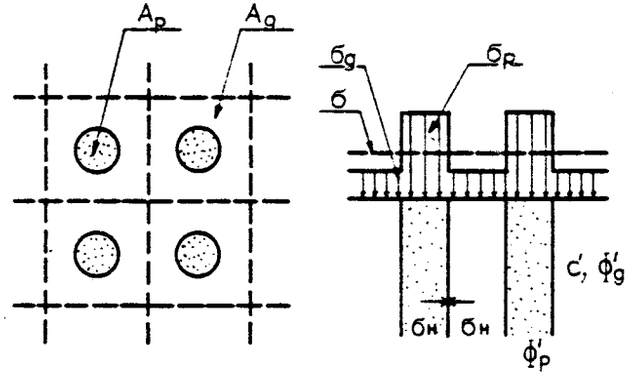
μ_g i μ_p – stosunek naprężeń w glinie i w piasku w porównaniu do średniego obciążenia σ,

A_p – pole powierzchni przekroju poprzecznego pala piaskowego,

A_g – pole powierzchni przekroju poprzecznego podłoża z gliny, przypadającego na jeden pal piaskowy,

σ – średnie obciążenie od fundamentu lub naziomu przekazywane na podłoże,

σ_p, σ_g – naprężenia odpowiednio w piasku i w glinie.



Rys. 10.16. Schemat fundamentu na palach piaskowych

Na podstawie dwóch różnych wyjaśnień tego mechanizmu koncentracji naprężeń otrzymuje się dwa równania określające współczynnik koncentracji naprężeń (m) i parametry wytrzymałościowe.

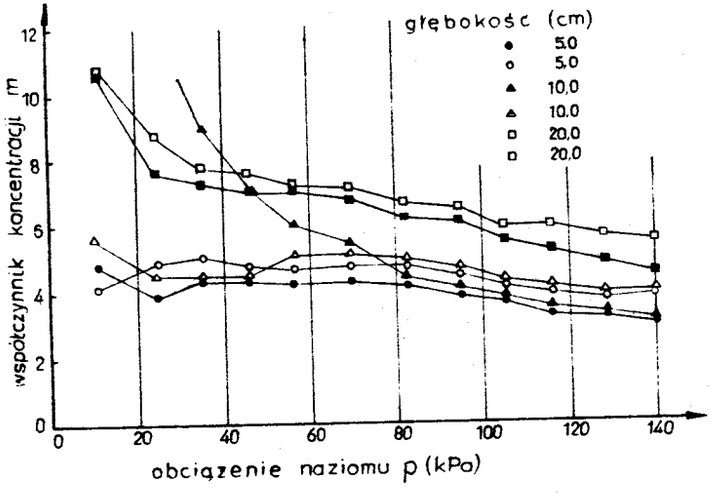
Równanie (10.22) otrzymuje się z badań obciążenia modelu fundamentu na palach piaskowych przeprowadzonych w warunkach bez odpływu. Do badań modelowych można przyjąć zbiornik o średnicy 60 cm i wysokości 45 cm, wypełniony gliną rozrobioną z olejem (lub ropą) i wykonać w nim pięć pali piaskowych o średnicy 5 cm, rozstawionych co 7,0 cm. Obciążenie przekazuje się przez płytę o średnicy 22,5 cm umieszczoną w środku modelu. Zmiany naprężenia w gruncie, w piasku i w glinie, mierzy się na różnej głębokości. Otrzymane zależności między m a obciążeniem naziomu p pokazano na rysunku 10.17.

Z warunku plastyczności dla piasku i gliny otrzymuje się odpowiednio dwa następujące równania:

$$1 \leqslant \frac{\sigma_p}{\sigma_H} \leqslant \frac{1+\sin \Phi_p'}{1-\sin \Phi_p'} , \tag{10.25}$$

$$\sigma_H \leqslant \sigma_g + 2\,c' , \tag{10.26}$$

gdzie σ_H – naprężenie poziome działające na granicy gliny i pala piaskowego (rys. 10.16).

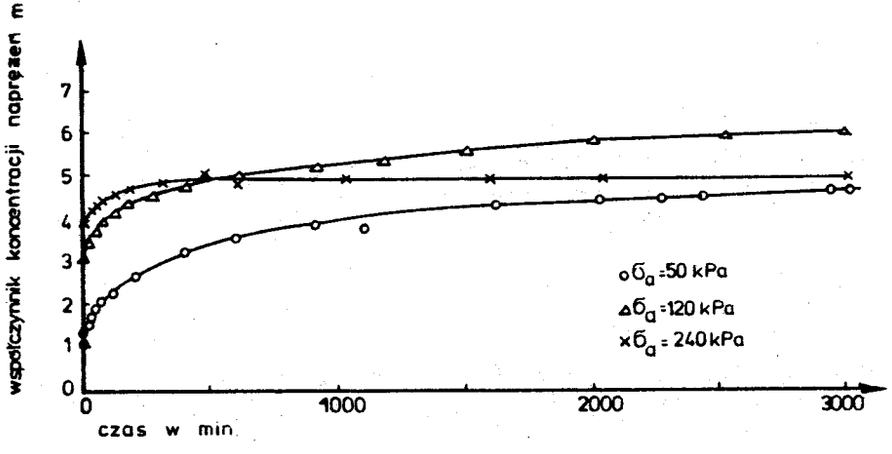


Rys. 10.17. Zależność między m a p z badań obciążenia modelu fundamentu na palach piaskowych

Z równań (10.25) i (10.26) wynika, że m_y, czyli m przy płynięciu, ograniczone jest następującą nierównością:

$$m_y \leqslant \frac{1+\sin \Phi_p'}{1-\sin \Phi_p'}\left(1+\frac{2\,c'}{\sigma_g}\right) . \tag{10.27}$$

Zależność (10.23) otrzymuje się w wyniku badania konsolidacji próbek gliny o wymiarach: wysokość 14,7 cm, średnica – 14,4 cm, po uformowaniu pali piaskowych o średnicy 5 cm w środku tych próbek. Wartości σ_g i σ_p mierzone są czujnikami sił w podstawie tych próbek. Obciążenie osiowe σ_a wzrasta co 500 minut. Zmiany wielkości współczynnika m w czasie ilustruje rysunek 10.18.



Rys. 10.18. Zależność współczynnika koncentracji naprężeń od czasu (współczynnik m podczas konsolidacji)

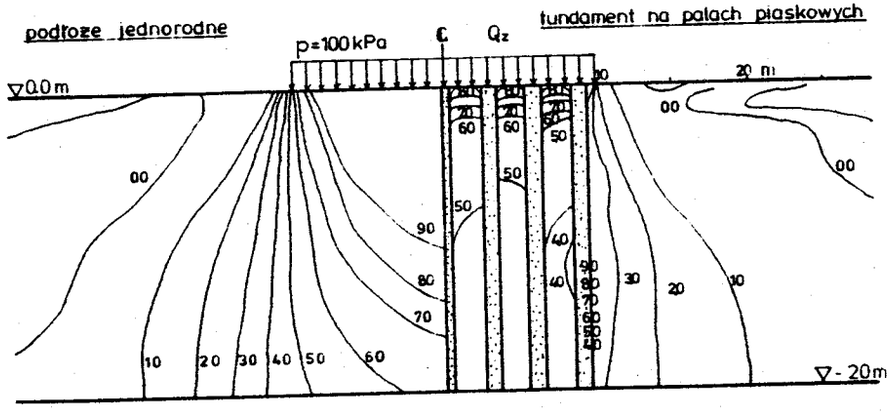
Warunek płynięcia dla piasku jest wyrażony wzorem (10.25); z warunku równowagi granicznej dla gliny, badanej w warunkach z odpływem, otrzymuje się:

$$1 \leqslant \frac{\sigma_H}{\sigma_g} \leqslant \frac{1+\sin \Phi_g'}{1-\sin \Phi_g'} , \tag{10.28}$$

gdzie Φ_g' efektywny kąt tarcia wewnętrznego gliny.
Z równań (10.25) i (10.28) otrzymujemy zależność:

$$\frac{1+\sin \Phi_p'}{1-\sin \Phi_p'} \leqslant m_y \leqslant \frac{1+\sin \Phi_p'}{1-\sin \Phi_p'}\,\frac{1+\sin \Phi_g'}{1-\sin \Phi_g'} . \tag{10.29}$$

Po chwili obciążenia fundamentu posadowionego na palach piaskowych, w warunkach konsolidacji, m równa się jedności, w dalszym procesie konsolidacji współczynnik m osiąga wkrótce wartość m_v, utrzymując stałą wartość aż do zakończenia osiadania konsolidacyjnego. Biorąc pod uwagę fakt, że odkształcenia piasku w stanie granicznym są zazwyczaj dużo mniejsze niż odkształcenia gliny, można by w zależnościach (10.25), (10.27) i (10.29) użyć parametru wytrzymałości residualnej Φ_R' (resztkowy kąt tarcia wewnętrznego piasku) zamiast Φ_p'.



Rys. 10.19. Rozkład naprężenia pod fundamentem na palach piaskowych oraz w podłożu jednorodnym z gliny

Rysunek 10.19 pokazuje przykładowe wyniki obliczeń rozkładu naprężeń pod fundamentem posadowionym na palach piaskowych, otrzymane przy zastosowaniu metody elementów skończonych, i porównanie ich z rozkładem naprężeń pod fundamentem w podłożu jednorodnym.

Obliczenia wykonano przyjmując: $q_u = 40$ kPa, $E_{o,g} = 5$ MPa, $\nu = 0{,}499$ i $E = E_{o,g}\{1 - [(\sigma_1 - \sigma_3):q_u]^2\}$ dla gliny oraz $\Phi_R' = \Phi_p' = 40°$, $E_{op} = 25$ MPa, (E – moduł liniowej odkształcalności), $\nu = 0{,}499$ i $E = E_{op}\{1 - [(\sigma_1:\sigma_3) - 1]:[(\sigma_1:\sigma_3)_{max} - 1]\}^2$ dla piasku; (q_u – obciążenie użytkowe podłoża spoistego) i stosując metodę elementów skończonych. Rysunek 10.19 wyraźnie pokazuje znaczne koncentracje naprężeń wzdłuż pali piaskowych.

Pale piaskowe pod fundamentem powodują przyspieszenie konsolidacji podłoża z gliny, podobnie jak w przypadku drenów piaskowych. Jednakże fundament na palach piaskowych scharakteryzowany jest wpływem na zmniejszenie osiadań przy konsolidacji. Osiadanie S podłoża z gliny (bez pali piaskowych) pod działaniem obciążenia p można określić następująco:

$$S = m_v\, pH\,, \tag{10.30}$$

gdzie:

m_v – współczynnik zmiany objętości $[m^2 \cdot kN]^{-1}$,
$m_v = (e_o - e):[(1 + e_o)\,\Delta\sigma']$,
H – grubość warstwy [m],
p – obciążenie fundamentem budowli [kPa].

Uwzględniając efekt redukcji naprężeń w glinie, opisany za pomocą równania (10.23), można obliczyć osiadanie S′ fundamentu na palach piaskowych w sposób następujący:

$$S' = m_v(\mu_g\, p)\, H\,. \tag{10.31}$$

Porównując równania (10.30) i (10.31) otrzymujemy wskaźnik redukcji osiadań równy

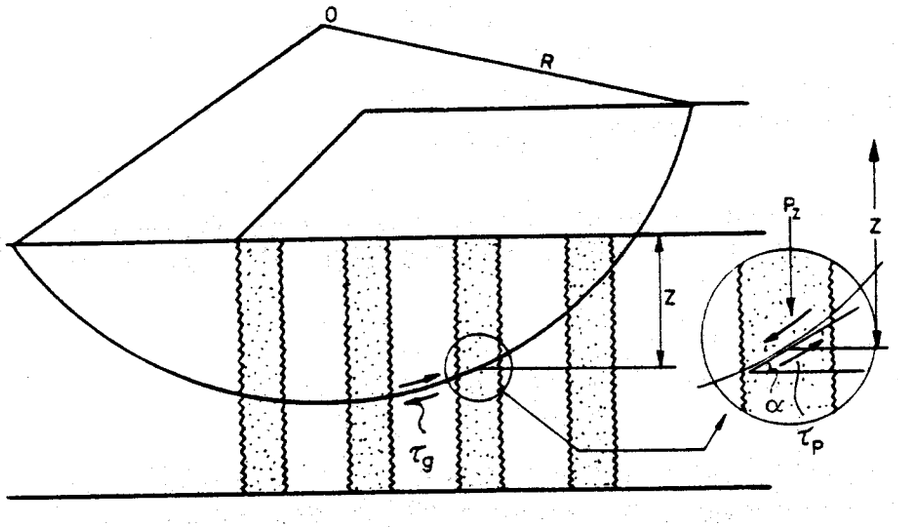
$$\beta = 1 \cdot \mu_g = 1:[1 + (m - 1)\, a_p]\,. \tag{10.32}$$

W dalszej kolejności są rozpatrywane ***dwa mechanizmy zniszczenia fundamentu posadowionego na palach piaskowych***. Jeden mechanizm opiera się na założeniu, że obszar gruntu ślizga się wzdłuż kołowej linii poślizgu. Przy takim założeniu nośność graniczną określa się sumując opór ścinania τ_p pali piaskowych i opór ścinania τ_g podłoża z gliny wzdłuż powierzchni poślizgu. Założenie przyjęte do takiego określenia nośności granicznej fundamentu na palach piaskowych jest niezgodne z obserwowanym sposobem zniszczenia, ale jest wygodne do stosowania w praktyce i daje wyniki gwarantujące bezpieczeństwo.

Drugi mechanizm zniszczenia uwzględnia rozkład naprężeń, które koncentrują się wzdłuż pali piaskowych. Ze względu na koncentrację naprężeń pod fundamentem na palach piaskowych następuje zniszczenie podczas ściskania, podobnie jak w przypadku próbki poddanej ściskaniu w aparacie trójosiowym. Zniszczenie następuje i rozwija się w głębszych warstwach gruntu bardziej niż w przypadku podłoża jednorodnego. Ba-

dania modelowe potwierdziły możliwość istnienia mechanizmu zniszczenia fundamentu na palach piaskowych, ale nie ustaliły ilościowego oszacowania nośności granicznej przy takim sposobie zniszczenia.

Koncentracje naprężeń w obszarze pali piaskowych uformowanych w podłożu z gliny powodują redukcję osiadań przy konsolidacji i podwyższenie nośności fundamentu w porównaniu z podłożem pierwotnym. Wpływ pali piaskowych na przyspieszenie konsolidacji może być prawie taki sam jak wpływ drenów piaskowych. Dzięki tym właściwościom fundament na palach piaskowych może przenieść większe obciążenia konstrukcji w krótszym czasie niż przenosi to podłoże pierwotne lub podłoże z drenami piaskowymi.



Rys. 10.20. Schemat obliczeniowy metody kołowej linii poślizgu

Projektując nasyp na palach piaskowych określa się współczynniki bezpieczeństwa metodą kołowej linii poślizgu. Rysunek 10.20 wskazuje, że opór ścinania τ otrzymuje się w wyniku dodania oporu ścinania gliny (τ_g) i piasku (τ_p) wzdłuż linii poślizgu

$$\tau = (1 - a_p)\,\tau_g + a_p\,\tau_p \cos\alpha\,, \tag{10.33}$$

gdzie α jest kątem między styczną do linii poślizgu w rejonie każdego pala piaskowego a poziomem.

Wartość τ_g równa się wytrzymałości na ścinanie gliny w warunkach bez odpływu. Wartość τ_p otrzymuje się z następującego równania:

$$\tau_p = p_z \operatorname{tg} \Phi_R' \cos\alpha\,, \tag{10.34}$$

gdzie p_z jest naprężeniem pionowym działającym na linii poślizgu, obliczonym w następujący sposób:

$$p_z = \gamma_p' z + \sigma_z \mu_p\,, \tag{10.35}$$

przy czym:

$\gamma_p' z$ – naprężenie efektywne od ciężaru kolumny piaskowej,

$\sigma_z \mu_p$ – wzrost naprężenia od obciążenia nasypem.

Przyjmuje się, że rozkład σ_z w podłożu jest taki jak w materiale sprężystym jednorodnym (bez pali piaskowych). Powyższe założenie jest korzystniejsze ze względu na bezpieczeństwo, bowiem pomijane są efekty koncentracji naprężeń (porównaj z rys. 10.18).

Jak wspomniano, wielkość osiadań fundamentu na palach piaskowych można oszacować ze wzoru (10.31). W przypadku gdy wartość a_p wynosi znacznie więcej niż 0,3 równanie to zawyża wartości osiadań, ponieważ efekt zastąpienia podłoża gruntowego przez pale piaskowe nie może być pominięty. Rozważając stateczność nasypu, w przypadku gdy obciążenie przykłada się stopniowo w kilku etapach, należy wziąć pod uwagę wzrost oporu ścinania na skutek konsolidacji. Wzrost ten w określonym czasie oszacować można równaniem

$$\Delta C_t = \sigma_z\,\mu_g \frac{c'}{p}\,U_t\,, \tag{10.36}$$

gdzie:

U_t – stopień konsolidacji w określonym czasie,

p – obciążenie fundamentem budowli (rys. 10.19),

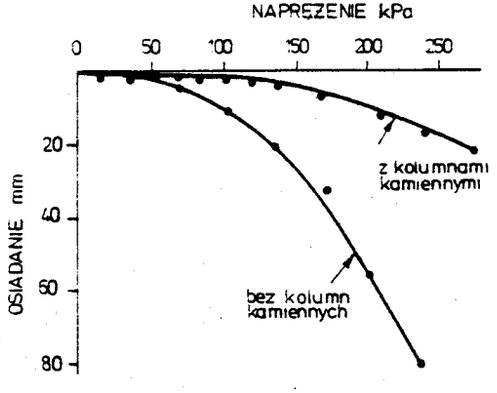
σ_z – naprężenie od obciążenia zewnętrznego.

10.7. Kolumny kamienne

Metoda konstruowania kolumn kamiennych, służących do wzmocnienia podłoża z gliny plastycznej jest techniką nową. Metoda ta polega na drążeniu w gruncie pionowych otworów, które wypełnia się skruszonym materiałem skalnym formując w ten sposób kolumny lub „pale" otoczone gruntem. Kolumny kamienne spełniają funkcję dwojakiego rodzaju:

- stanowią zbrojenie wzmacniające grunt,
- działają jako dreny pionowe umożliwiające szybką konsolidację gruntu pod obciążeniem powierzchniowym.

Ze względu na stosunkowo wysoki moduł odkształcenia kolumn duża część obciążenia pionowego działającego na powierzchnię gruntu przekazywana jest na kolumny. Korzyści płynące z zastosowania kolumn kamiennych w plastycznym podłożu gliniastym ilustruje rysunek 10.21.

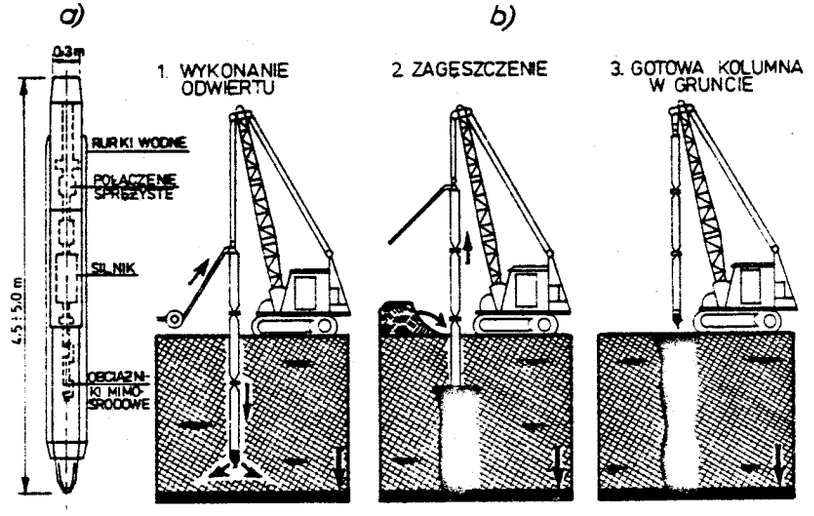


Rys. 10.21. Efektywność wzmocnienia małonośnego podłoża gliniastego przy użyciu kolumn kamiennych

Na rysunku tym pokazano charakterystykę obciążenie-osiadanie w przypadku podłoża w stanie naturalnym (bez kolumn kamiennych) i wzmocnionego kolumnami kamiennymi.

Konstruowanie kolumn kamiennych przebiega w dwóch etapach. Używając świdra wibracyjnego, składającego się ze stożka długości

2 – 5 m i średnicy 0,3 – 0,4 m, wykonuje się odwiert do założonej głębokości (rys. 10.22a). Poprzez obciążniki umieszczone wewnątrz świdra stożek poddany jest wibracji w płaszczyźnie poziomej i pogrążany jest silnikiem elektrycznym lub wtryskiem cieczy. Taki świder zagłębia się pod ciężarem własnym, czemu towarzyszy często wtryskiwanie wody (rys. 10.22b).



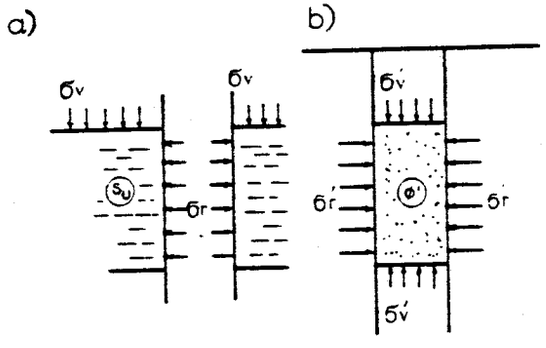
Rys. 10.22. Osprzęt i sposób wykonania kolumn kamiennych: a) świder, b) wykonanie kolumn

Średnica wykonanego w ten sposób otworu zależna jest od konsystencji gruntu spoistego, ale nie przekracza na ogół 0,7 – 0,9 m. Po wyciągnięciu świdra otwór wypełnia się tłuczniem. Ten sam świder używany jest do zagęszczania kolumn (warstwami). Wielkość obciążenia, jakie może przenieść pojedyncza kolumna kamienna zależy od średnicy kolumny i materiału, z jakiego jest wykonana oraz od podatności podłoża gruntowego. Zakres dopuszczalnych obciążeń waha się zazwyczaj od 100 – 300 kN.

Kolumna kamienna pracuje w stanie naprężenia bardzo zbliżonym do stanu trójosiowego ściskania podczas standardowego badania tego rodzaju (rys. 10.23).

Pionowe naprężenie efektywne σ_v' powstaje od obciążenia powierzchni gruntu, natomiast promieniowe naprężenie efektywne σ_r' pochodzi od reakcji poziomej gruntu.

Parametrami zachowania się spoistego podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami kamiennymi są:
- wytrzymałość na ścinanie gliny w warunkach bez odpływu wody,
- naprężenia promieniowe w gruncie spoistym „in situ",
- charakterystyka naprężenie promieniowe-odkształcenie gruntu spoistego,
- wymiary kolumny kamiennej,
- charakterystyka naprężenie-odkształcenie i kąt tarcia wewnętrznego Φ' materiału kamiennego.



Rys. 10.23. Naprężenia działające na kolumnę: a) naprężenia działające na podłoże gliniaste, b) naprężenia przenoszone przez kolumnę kamienną

Pomija się efekt konsolidacji gruntu na skutek obciążenia przyłożonego na powierzchni. Maksymalne pionowe naprężenie efektywne $\sigma'_{v,max}$ przenoszone przez kolumnę jest osiągnięte wówczas, gdy grunt ulega promieniowemu zniszczeniu na skutek osiągnięcia maksymalnego naprężenia promieniowego $\sigma'_{r,max}$.

Warunek zniszczenia, który uzależnia naprężenia pionowe i promieniowe jest następujący:

$$\sigma'_{v,max} = \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}\,\sigma'_{r,max}\,. \tag{10.37}$$

Wartość $\sigma'_{r,max}$ można wyrazić przez wstępne naprężenia promieniowe $\sigma'_{r,o}$ następująco:

$$\sigma'_{r,max} - \sigma'_{r,o} = K\,s_u\,,$$

co daje

$$\sigma'_{v,max} = \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}\,(\sigma_{r,o} - u + K\,s_u)\,, \tag{10.38}$$

gdzie:

s_u – wytrzymałość gliny na ścinanie w warunkach bez odpływu,
$\sigma_{r,o}$ – całkowite wstępne naprężenie promieniowe,
u – ciśnienie porowe,
φ' – kąt tarcia wewnętrznego materiału kamiennego.

Wykonane za granicą badania (w skali naturalnej), przeprowadzone na glinach wzmocnionych kolumnami kamiennymi, pozwoliły na oszacowanie współczynnika K, równego w przybliżeniu 4,0, oraz potwierdziły niezawodność równania (10.38) jako kryterium wymiarowania.

Obciążenie, jakie kolumna kamienna może przenieść, zależy od oporu gruntu spoistego (małonośnego) przeciwstawiającego się promieniowym (bocznym) odkształceniom kolumny, oraz od wytrzymałości na ścinanie materiału kolumny.

LITERATURA

1. **Bączek Z.K.:** Nomogramy do odwodnień powierzchniowych. Arkady. Warszawa 1975.
2. **Biernatowski K., Dembicki E. i inni:** Fundamentowanie. (Projektowanie i wykonawstwo, 2 tom, posadowienie budowli). Arkady, Warszawa 1988.
3. **Bobe R., Göbel C.:** Grundbaustatik in Lehrprogrammen und Beispielen. VEB Verlag für Bauwesen – Berlin 1977.
4. **Brand E.W., Brenner R.P.:** Soft clay engineering. Elsevier scientific publishing company. Amsterdam – Oxford – New York 1981.
5. **Cassan M.:** Aide – memoire d'hydraulique souterraine, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1986.
6. **Chwaściński B.:** Projektowanie palowań fundamentowych. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa 1977.
7. **Costet L., Sanglerat G.:** Mechanika gruntov. Praktičeskij kurs. Perevod z francuskogo. Moskva – Strojizdat 1981.
8. **Czarnota – Bojarski R., Lewandowski J.:** Fundamenty budowli lądowych. Przykłady obliczeń. Arkady, Warszawa 1978.
9. **Darve F.:** Geomaterials; constitutive equations and modelling. Elsevier Applied Science, London and New York, 1989.
10. **Dec T.:** Mechanika gruntów. Wzmacnianie gruntów w budownictwie wojskowym. Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa 1984.
11. **Dec T., Glinicki S.P.:** Obliczanie fundamentów pasmowych opartych na podłożu sprężystym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1991.

12. **Dembicki E.:** Parcie, odpór i nośność gruntu. Arkady, Warszawa 1979.
13. **Dembicki E., Tejchman A.:** Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa – Poznań 1981.
14. **Glinicka M.J.:** Zagęszczalność gruntów przy użyciu pulsatora. Biblioteka Główna Politechniki Warszawskiej (praca doktorska). Warszawa 1988.
15. **Glinicki S.P.:** Geotechnika budowlana. Część I. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1990.
16. **Glinicki S.P., Glinicki A.M., Sobczyk Z., Stegawski M.:** Maszyny i urządzenia w budownictwie drogowym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1982.
17. **Glinicki S.P., Mrozek W.:** Elementy geotechniki w inżynierii sanitarnej. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1983.
18. **Gorbunov – Posadov M.J., Malikova T.A.:** Raščot konstrukcji na uprugom osnovanii. Moskva – Strojizdat 1973.
19. **Hanna T.H.:** Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. Trans Tech Publications, 1985.
20. **Keźdi A.:** Handbuch der Bodenmechanik, Band I – 1969, Band II – 1970, Band III – 1973, Band – 1976, VEB Verlag für Bauwesen. Berlin.
21. **Kolymbas D.:** Pfahlgründungen. Springer – Verlag 1989.
22. **Knabe W., Przewłócki J.:** Probabilistyczna ocena stateczności zboczy. Prace Instytutu Budownictwa Wodnego PAN, nr 18, Gdańsk 1990.
23. **Knaupe W.:** Baugrubensicherung und Wasserhaltung. VEB Verlag für Bauwesen. Berlin 1979.
24. **Lambe T.W., Whitman R.V.:** Mechanika gruntów, t. I – 1977, t. II – – 1978. Arkady, Warszawa.
25. **Lang H.J., Huder J.:** Bodenmechanik und Grundbau. Springer – – Verlag 1990.
26. **Magnan J.P., Guilloux A.:** La methode des elements finis dans les projets de geotechnique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1989.

27. **Pisarczyk St.:** Zagęszczalność gruntów gruboziarnistych i kamienistych. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii – Instytut Dróg i Mostów. Warszawa 1977.

28. **Rodriguez A.R., del Castillo H., Sowers G.F.:** Soil Mechanics in Highway Engineering, Trans Tech Publications, 1988.

29. **Richart Ir.F.E., Hall Ir. IR., Woods R.D.:** Vibrations of soils and foundations. Prentice–Hall, New Jersey 1970.

30. **Sanglerat G.:** The penetrometr and soil exploration. Elsevier scientific publishing company. Amsterdam–Oxford–New York 1972.

31. **Sanglerat G., Olivari G., Cambou B.:** Practical problems in soil mechanics and foundation engineering, 2, Elsevier, 1985.

32. **Schubert K.:** Böschungen Dämme–Halden–Kippen. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.

33. **Schlosser F.:** Excercices de mécanique des sols, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussèes, 1989.

34. **Sobolewski J.A.:** Vodonasyščennyje atkosy i osnovanija, Izdatelstvo „Vyšejšaja škoła", Mińsk 1975.

35. **Stein D., Möllers K., Bielecki R.:** Leitungstunnelbau. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin 1988.

36. **Studer J.A., Ziegler A.:** Bodendynamik. Springer–Verlag 1986.

37. **Śniadkowski Z.:** Maszyny do zagęszczania podłoża (maszyny do robót ziemnych). Wydawnictwa Naukowo-Techniczne. Warszawa 1987.

38. **Van Impe W.F.:** Soil Improvement Techniques and their Evolution. A.A. Balkema (Rotterdam/Brookfield), 1989.

39. **Weissenbach A.:** Baugruben. Teil I, II. Verlag von W. Ernst u.Sohn, Berlin–München–Düsseldorf 1975.

40. **Wiłun Z.:** Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 1987.

41. **Wu T.:** Soil Mechanics. Allyn and Bacon. Inc.–Boston, London, Sydney 1976.

42. **Zeevaert L.:** Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Company, 1973.

PRZEDSIĘBIORSTWO ROBÓT INŻYNIERYJNYCH BUDOWNICTWA PRZEMYSŁOWEGO

P R I B P

BIAŁYSTOK ul. Kombatantów 4 wykonuje:

- oczyszczalnie ścieków–roboty inżynieryjne i technologiczne,
- ujęcia i stacje uzdatniania wody,
- przepompownie ścieków,
- magistrale wodociągowe,
- kolektory sanitarne i kanały tłoczne,
- sieci zewnętrzne wodociągowo-kanalizacyjne i technologiczne,
- przejścia pod drogami i torami metodą przewiertową (rurami ϕ 600–800–1000–1200 mm) bez naruszania nawierzchni–wiertnicą poziomą,
- umacnianie wykopów ściankami stalowymi (grodzice, larseny),
- odwodnienie igłofiltrami i studniami depresyjnymi,
- roboty palowe.

Zapraszamy
do korzystania z naszych usług
☎ 750–753, 753–473
Tx 852397