

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

Stanisław Paweł Glinicki

FUNDAMENTOWANIE

Wydanie III
poprawione i rozszerzone

Białystok 1984

WYDAWNICTWA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Recenzent

prof. Roman Czarnota-Bojarski

Opracowanie redakcyjne

Jadwiga Żukowska

Opracowanie graficzne

Tadeusz Malewicz

Druk wykonano w Dziale Poligrafii Politechniki Białostockiej
Nakład 500 + 25 egz. Format B5 Ark.wyd.16,5 Ark.druk.21,5
Oddano do druku 17.05.1984 r. Druk ukończono 21.12.1984r.
Zamówienie Nr 25/84 Cena 100 zł M.5

SPIS TREŚCI

| | Strona |
|--|--------|
| OD AUTORA..... | 9 |
| 1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE..... | 11 |
| 1.1. Definicje i rodzaje fundamentów..... | 11 |
| 1.2. Dane do projektowania posadowień..... | 14 |
| 1.3. Głębokość posadowienia fundamentów bezpośrednich.... | 14 |
| 1.4. Obciążenia gruntem w projektowaniu fundamentów..... | 17 |
| 1.5. Wpływ warunków gruntowych na dylatacje budynku..... | 19 |
| 1.6. Ochrona podłoża fundamentów i pomieszczeń podziem- nych..... | 20 |
| 2. NORMOWE OBCIĄŻENIE PODŁOŻA GRUNTOWEGO. SPRAW- DZANIE STATECZNOŚCI BUDOWLI..... | 22 |
| 2.1. Obciążenie podłoża..... | 22 |
| 2.1.1. Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża..... | 22 |
| 2.1.2. Współczynnik materiałowy dla gruntu..... | 27 |
| 2.1.3. Stan graniczny nośności podłoża gruntowego..... | 28 |
| 2.2. Sprawdzanie stateczności budowli..... | 36 |
| 2.2.1. Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posado- wionej na gruntach piaszczystych..... | 36 |
| 2.2.2. Sprawdzanie możliwości obrotu budowli posado- wionej na słabych warstwach gruntów spoistych..... | 38 |
| 2.2.3. Sprawdzanie możliwości obrotu fundamentu posa- dowionego na skale lub gruntach spoistych zawar- tych i półzwarłych..... | 40 |
| 2.2.4. Sprawdzanie możliwości przesuwu poziomego..... | 40 |
| 2.2.5. Sprawdzanie stateczności zbocza..... | 42 |
| 2.2.6. Zapewnienie stateczności budowli i zboczy..... | 42 |

| | Strona |
|--|--------|
| 3. METODY BADAŃ GRUNTÓW W TERENIE..... | 43 |
| 3.1. Rodzaje badań polowych i ich programowanie..... | 43 |
| 3.2. Wiercenie badawcze..... | 44 |
| 3.3. Wykopy badawcze..... | 50 |
| 3.4. Sondowanie gruntu..... | 50 |
| 3.4.1. Sondowanie warstw o małej wytrzymałości..... | 51 |
| 3.4.2. Lekka sonda wbijana..... | 51 |
| 3.4.3. Sonda cylindryczna..... | 51 |
| 3.4.4. Sonda udarowo obrotowa..... | 52 |
| 3.5. Próbné obciążenie sztywną płytą..... | 54 |
| 3.6. Penetrometry..... | 56 |
| 3.7. Próbné obciążenie gruntu presjometrem..... | 58 |
| 3.8. Ustalanie parametrów geotechnicznych..... | 63 |
| 4. FUNDAMENTY POSADOWIONE BEZPOŚREDNIO NA GRUNCIE..... | 65 |
| 4.1. Projektowanie stóp fundamentowych..... | 65 |
| 4.1.1. Stopy z cegły lub kamienia..... | 70 |
| 4.1.2. Stopy betonowe..... | 70 |
| 4.1.3. Stopy żelbetowe..... | 71 |
| 4.2. Stopa obciążona grupą sił pionowych..... | 80 |
| 4.3. Fundamenty konstrukcji wsporczych..... | 81 |
| 4.4. Ławy fundamentowe..... | 86 |
| 4.5. Obliczanie zbrojenia w kierunku podłużnym ławy..... | 89 |
| 4.6. Fundamenty w sąsiedztwie istniejącego budynku..... | 91 |
| 4.7. Ruszty, płyty i skrzynie fundamentowe..... | 92 |
| 4.8. Fundamenty o rzucie kołowym..... | 95 |
| 4.9. Nośność podłoża pod fundamentami szeregowymi..... | 98 |
| 5. ŚCIANKI SZCZELNE..... | 106 |
| 5.1. Ścianki szczelne drewniane..... | 106 |
| 5.2. Ścianki szczelne stalowe..... | 111 |
| 5.3. Ścianki szczelne żelbetowe..... | 114 |
| 5.4. Obliczenia statyczne ścianek szczelnych..... | 117 |
| 5.4.1. Ścianki szczelne niezakotwione..... | 117 |
| 5.4.2. Ścianki szczelne zakotwione..... | 120 |
| 5.4.3. Zakotwienie ścianek szczelnych..... | 122 |
| 5.5. Metoda obliczania ścianek szczelnych wg M. i A. Reimbertów..... | 124 |

| | Strona |
|--|--------|
| 5.6. Kotwie gruntowe wiercone i wbijane..... | 126 |
| 5.7. Ścianki z pali żelbetowych..... | 129 |
| 5.8. Wykonywanie i projektowanie fundamentów szczelino- wych..... | 130 |
| 5.9. Nośność i osiadanie fundamentu obudowanego ścianką szczelną..... | 141 |
| 5.10. Nośność kotwi wierconych..... | 143 |
| 5.10.1. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu niespoistym..... | 143 |
| 5.10.2. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu spoistym..... | 145 |
| 6. FUNDAMENTY NA PALACH..... | 146 |
| 6.1. Ogólne warunki stosowania pali..... | 146 |
| 6.2. Klasyfikacja pali..... | 147 |
| 6.3. Dopuszczalna nośność pali pojedynczych..... | 149 |
| 6.4. Dopuszczalna nośność grupy pali..... | 152 |
| 6.5. Obliczanie przewidywanych osiadań fundamentów na palach..... | 155 |
| 6.6. Rozmieszczenie pali pod stopami, ławami i płytami..... | 156 |
| 6.7. Projektowanie stóp, ław lub płyt na palach..... | 158 |
| 6.8. Sprawdzanie udźwigu pali za pomocą wzorów dynamicz- nych..... | 159 |
| 6.9. Próbné obciążenie pali..... | 162 |
| 6.10. Wykonanie pali gotowych..... | 164 |
| 6.10.1. Pale drewniane..... | 164 |
| 6.10.2. Pale stalowe..... | 165 |
| 6.10.3. Pale żelbetowe prefabrykowane niesprężone..... | 166 |
| 6.10.4. Pale z betonu sprężonego..... | 168 |
| 6.10.5. Pale Raymonda..... | 169 |
| 6.10.6. Pale Mega..... | 170 |
| 6.11. Pale formowane w gruncie..... | 171 |
| 6.11.1. Pale Straussa..... | 171 |
| 6.11.2. Pale Wolfsholza..... | 172 |
| 6.11.3. Pale Franki..... | 172 |
| 6.11.4. Pale Simplex..... | 174 |
| 6.11.5. Pale "Vibro-L"..... | 174 |

| | |
|---|-----|
| 6.12. Pale o dużych średnicach..... | 174 |
| 6.12.1. Metoda Benoto..... | 175 |
| 6.12.2. Palownica uniwersalna PPF-2K "Kujawy" - ZREMB..... | 176 |
| 6.12.3. Pale HW (Hochstrasser-Weise)..... | 179 |
| 6.13. Mikropale..... | 181 |
| 6.14. Pale jako fundamenty ostrosłupowe wysokich budynków..... | 183 |
| 6.15. Sprzęt do robót palowych..... | 184 |
| 6.16. Wpukiwanie pali i kolejność ich wbijania..... | 188 |
| 7. STUDNIE OPUSZCZANE I KESONY..... | 193 |
| 7.1. Określenie i praca studni..... | 193 |
| 7.2. Zastosowanie studni..... | 194 |
| 7.3. Sposoby wykonania studni..... | 196 |
| 7.4. Opuszczanie studni..... | 199 |
| 7.5. Praktyczne wskazówki przy wykonaniu studni opuszczanych..... | 200 |
| 7.6. Kształt i zasady konstruowania studni..... | 203 |
| 7.7. Projektowanie studni..... | 204 |
| 7.8. Tabele pomocnicze do projektowania studni opuszczanych..... | 208 |
| 7.9. Kesony..... | 216 |
| 8. WYKOPY, BETONOWANIE I IZOLACJE FUNDAMENTÓW..... | 217 |
| 8.1. Ogólne wytyczne wykonawstwa robót ziemnych..... | 217 |
| 8.2. Wykonawstwo robót ziemnych podczas mrozów..... | 218 |
| 8.3. Wykopy otwarte..... | 223 |
| 8.4. Wykopy rozparte i podparte..... | 224 |
| 8.5. Ubezpieczenie wykopów klatkami stelażowymi..... | 234 |
| 8.6. Podwodne czerpanie gruntu..... | 236 |
| 8.7. Betonowanie podwodne..... | 237 |
| 8.8. Izolacja fundamentów..... | 239 |
| 9. OBNIŻENIE POZIOMU ZWIERCIADŁA WODY GRUNTOWEJ..... | 243 |
| 9.1. Sposoby odwodnienia wykopów fundamentowych..... | 243 |
| 9.2. Odwodnienie powierzchniowe..... | 248 |
| 9.3. Studnie z filtrami studziennymi..... | 256 |
| 9.4. Igłofiltry..... | 260 |

| | |
|--|-----|
| 9.5. Drenaż poziomy..... | 261 |
| 9.6. Pompy do odwodnienia wykopów..... | 267 |
| 9.7. Projektowanie studni rurowych..... | 268 |
| 10. WZMACNIANIE FUNDAMENTÓW I PODŁOŻA GRUNTOWEGO..... | 274 |
| 10.1. Sposoby wzmocnienia fundamentów..... | 274 |
| 10.2. Sztuczne wzmocnienie podłoża..... | 278 |
| 10.2.1. Zagęszczanie istniejącego gruntu..... | 278 |
| 10.2.2. Wymiana gruntu słabonośnego..... | 279 |
| 10.2.3. Wzmocnienie istniejącego podłoża..... | 281 |
| 10.3. Projektowanie poduszek piaskowych..... | 282 |
| 10.4. Projektowanie pali piaskowych..... | 287 |
| 10.5. Pale piaskowe o dużych średnicach..... | 292 |
| 10.6. Kolumny kamienne..... | 300 |
| 11. GRUNT ZBROJONY..... | 304 |
| 11.1. Podstawowe wiadomości o gruntach zbrojonych..... | 304 |
| 11.2. Materiały..... | 306 |
| 11.3. Trwałość konstrukcji z gruntu zbrojonego..... | 310 |
| 11.4. Wymiarowanie konstrukcji z gruntu zbrojonego..... | 314 |
| 11.5. Systemy konstrukcyjne..... | 323 |
| 11.6. Wytyczne i zalecenia do projektowania obiektów z gruntu zbrojonego..... | 327 |
| LITERATURA..... | 334 |
| Podręczniki i skrypty..... | 334 |
| Normy, normatywy i instrukcje..... | 336 |

OD AUTORA

Ten zaktualizowany skrypt jest trzecim wydaniem poprawionym i rozszerzonym. Przeznaczony jest on dla studentów studium dziennego i zaocznego na kierunku budownictwo.

W ostatnich latach inżynieria fundamentowania przeżywa niesłychanie interesujący rozwój. Wprowadzane są nowe metody projektowania i wykonywania fundamentów i robót fundamentowych, wynikające z rozwoju konstrukcji inżynierskich, z coraz trudniejszych warunków gruntowo-wodnych i skomplikowanych obciążeń (stale wzrastających). Zaostrzają się coraz bardziej wymagania dotyczące szybkości, bezpieczeństwa i ekonomii wykonania. Obecny postęp w inżynierii fundamentowania, pozwalający sprostać nowym wymaganiom jest możliwy dzięki:

- a) rozwojowi teorii mechaniki gruntów, która umożliwia lepsze zrozumienie zachowania się fundamentu pod różnymi obciążeniami,
- b) nowym metodom badań polowych podłoża, połączonym z najnowszymi zasadami interpretacji geotechnicznej,
- c) wprowadzeniu nowoczesnych maszyn i rozwojowi metod wykonania fundamentu,
- d) zastosowaniu nowych materiałów konstrukcyjnych i uzupełniających.

W niniejszym wydaniu skryptu został wprowadzony rozdział pt. "Grunt zbrojony". Grunt zbrojony jest materiałem utworzonym przez połączenie gruntu i zbrojenia. Dzięki ułożeniu zbrojenia w miejscach, w których grunt jest najłagodniejszy lub najbardziej obciążony, uzyskuje się pożądane efekty konstrukcyjne i ekonomiczne. Konstrukcje z gruntu zbrojonego, w zależności od ich minimalnego czasu użytkowania, dzieli się:

- na konstrukcje prowizoryczne - około 5 lat

- na konstrukcje trwałe - około 50 do 60 lat.

Dotychczas zrealizowano obiekty z gruntu zbrojonego w 30 krajach.

Udział tych konstrukcji w poszczególnych rodzajach budownictwa jest następujący:

- budownictwo transportowe - 83%,
- budownictwo przemysłowe - 12%,
- budownictwo mieszkaniowe i wiejskie - 5%.

1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE

1.1. Definicje i rodzaje fundamentów

Budynki i budowle 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 odkształceniu pod wpływem obciążenia fundamentem. Ta część podłoża jest zatem strefą czynną i musi być uznawana za element budowli.

Posadowienie budynku dostosowuje się do warunków hydrogeologicznych i cech podłoża gruntowego, rodzaju konstrukcji i charakteru użytkowania budynku lub urządzenia. Powinno ono zapewniać uniknięcie stanów granicznych nośności i użytkowania, przenoszenia wstrząsów i wibracji. Fundamenty wykonuje się tak, aby zapewnić ich trwałość i odporność na działanie agresywne środowiska. Przy projektowaniu fundamentów uwzględnia się różniące się cechy wytrzymałościowe materiałów fundamentu i podłoża gruntowego a ponadto dostosowuje się 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 od powierzchni istniejącego terenu. W odróżnieniu od fundamentów płytkich mamy fundamenty głębokie, których podstawy spoczywają 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 bezpośrednio, 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 mają długość 1,25 m - w przypadku ich pograżenia w gruncie niespoistym, i 2,5 m - w przypadku pograżenia w gruncie spoistym. Fundamenty głębokie bezpośrednio mają podstawy oparte 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. Elementami takimi mogą być pale o długości powszechnie stosowanej (około 15 m), studnie opuszczane, nawet do głębokości 50 m, kesony, filary budowane w wykopach rozpieranych i głębokie ściany fundamentowe.

Fundamenty teoretycznie 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 taśmowe, 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

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

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],
- d_F - wysokość fundamentu [m].

Według normy TGL (NRD) przyjmuje się: jako sztywny-fundament, dla którego współczynnik $\lambda < 100$, jako sprężysty, gdy $\lambda > 100$. Dla fundamentu sprężystego otrzymuje się krzywą osiadania zbudowaną na podstawie trzech punktów: punktu na krawędzi fundamentu, w środku i na jednej czwartej długości fundamentu (licząc wzdłuż osi głównej). Fundament sztywny nie ma krzywej osiadania. Dla fundamentu sztywnego o znacznej długości liczy się osiadanie w środku jego ciężkości. Dla fundamentu sztywnego i krótkiego (tj. gdy $L < 2B$) wskazane jest określić osiadanie w punkcie znamionym. Punkt znamionny położony jest w odległości $0,37L$ i $0,37B$ 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, płaskie i cienkie dna zbiorników posadowionych bezpośrednio na gruncie itp.

1.2. Dane do projektowania posadowień

Projektując posadowienia należy mieć dane o budowl i warunkach jej eksploatacji. Warunki te mogą dotyczyć niekorzystnych zjawisk i procesów, jak np. filtracji i dynamicznych działań wód w podłożu, wysuszenia, nawilgacania lub przemarzania podłoża, przenikania w podłoże substancji chemicznych itp. Nieraz dobiera się konstrukcję budynku do podłoża gruntowego.

Projektując posadowienie musi się 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 1.1, obrazują układ warstw gruntów różniących się genezą, rodzajami gruntów i ich stanami oraz podają 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 mogą obejmować prognozę okresowych zmian stanu gruntów i wód gruntowych.

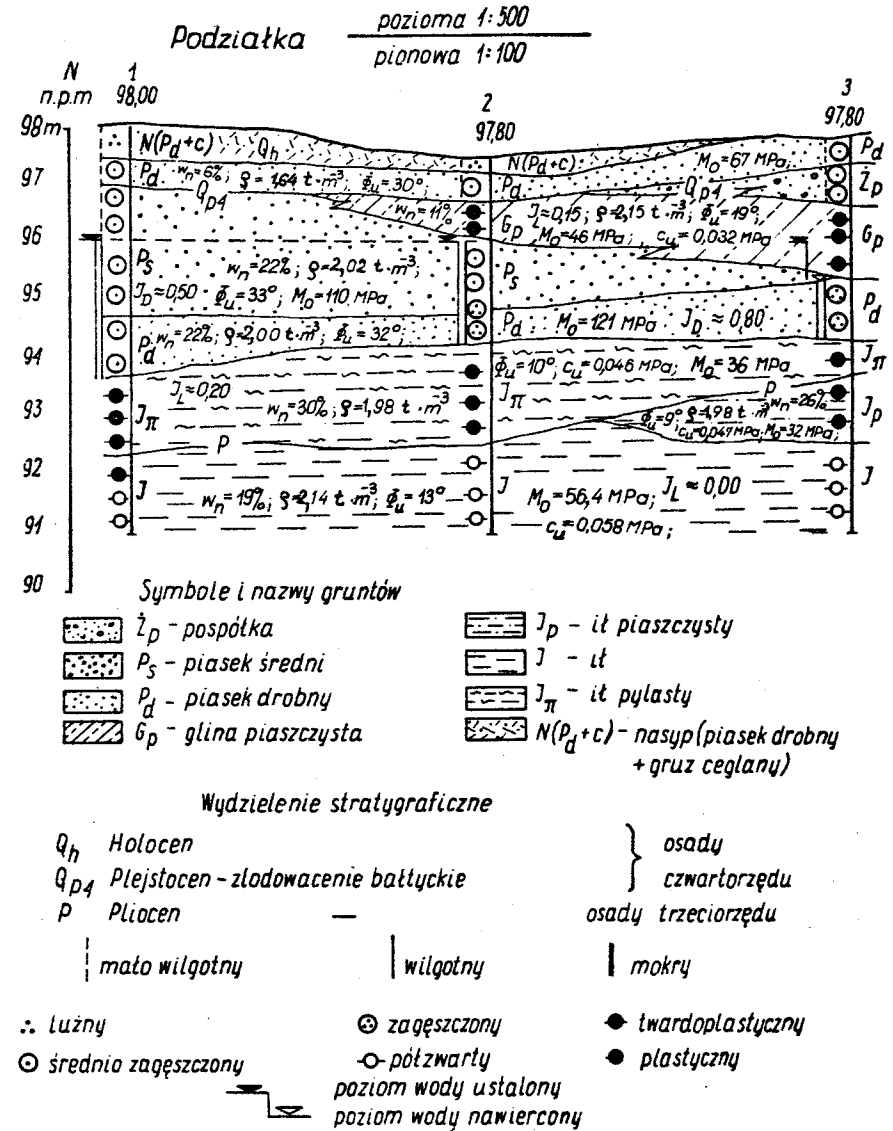
Wpływ na zaprojektowanie posadowienia fundamentów mają także warunki dotyczące możliwości wykonania przez przedsiębiorstwa. Nawet najbardziej ekonomicznie zaprojektowane posadowienie może okazać się nieosiągalne, gdy zabraknie wyspecjalizowanego wykonawcy.

1.3. Głębokość posadowienia fundamentów bezpośrednich

W ustalaniu poziomu posadowienia bierze się pod uwagę następujące czynniki:

- głębokość występowania poszczególnych warstw geotechnicznych,
- wody gruntowe i przewidywane zmiany ich stanów,
- występowanie gruntów pęczniejących, zapadowych, wysadzinowych,
- projektowaną niweletę powierzchni terenu w sąsiedztwie fundamentów, poziom posadzek pomieszczeń podziemnych, poziom rozmycia dna rzeki,
- głębokość posadowienia sąsiednich budowli,
- 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 głębokość umowna przemarzania w danej części kraju.

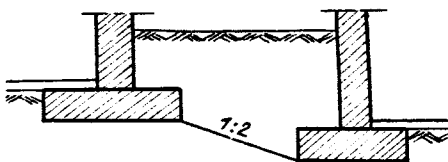


Rys.1.1. Przekrój geotechniczny

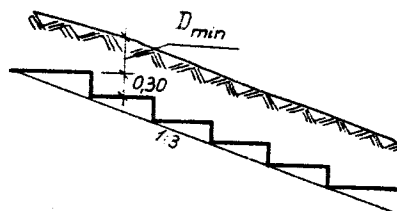
Warunek ten dotyczy zarówno poziomu terenu naturalnego, jak również obniżonego wskutek robót niwelacyjnych. W przypadku wymiany gruntu spoistego pod fundamentami budowli na dobrze zagęszczoną poduszkę z tłuczni, żwiru, pospółki lub piasku grubego i średniego bez zanieczyszczeń ilastych i pylastych, spód poduszki należy projektować głębiej niż wynosi głębokość przemarzania dla danej części kraju. Fundamenty wewnątrz budowli, gdzie grunt zabezpieczony jest od przemarzania, można posadzić płycej aniżeli na umowną głębokość przemarzania, pod warunkiem że w czasie wykonywania budowli również grunt będzie zabezpieczony od przemarzania. Jeśli budowla ma być posadowiona poniżej poziomu piezometrycznego wód gruntowych, to składowa pionowa ciśnienia spływowego nie powinna przekraczać $0,5(\rho_{sr} - \rho_w)g$,

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

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



Rys.1.2. Posadowienie fundamentu przy budynku sąsiednim

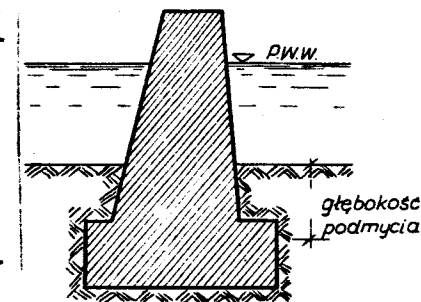


Rys.1.3. Posadowienie budynku na terenie pochyłym

Głębokość posadowienia budynku przy zbudowanym wcześniej, w stosunku do sąsiednich fundamentów, jest określona stosunkiem różnicy poziomów podstaw fundamentów do ich odległości pomiędzy fundamentami i wynosi najwyżej 1:2 (rys.1.2). Gdy budynek usytuowany jest prostopadłe do warstwic terenu, fundament wykonuje się stopniami (rys.1.3). Zaleca się przyjmować wysokość stopnia 0,30 m, a największy stosunek wysokości stopnia od jego szerokości 1:3. W budowlach wodnych istnieje niebezpieczeństwo podmycia fundamentów podczas zmian dna rzeki, wywołanych przepływem wody (rys.1.4);

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 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 masę zdatną do pokonania siły wypierającej, powstającej wskutek przewyciężenia oporu gruntu na ścinanie.

1.4. Obciążenia gruntem w projektowaniu fundamentów

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

Do obciążeń stałych należy między innymi, masa własna gruntu w stanie rodzimym, masa nasypów i zasypów oraz parcie z niej wynikające. Obciążenie gruntem ustala się zgodnie z normą PN-81/B-03020, określając schemat obliczeniowy podłoża i parametry geotechniczne. Jeśli wielkości charakterystyczne masy objętościowej gruntu nie zostały wyznaczone doświadczalnie, to przyjmuje się je według normy PN-82/B-02001. Wartości współczynnika obciążenia dla masy 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, jak:
 - obciążenie gruntem budowli zagłębionych w gruncie, ciśnienie górotworu,

- parcie wody charakteryzującej się stałym poziomem zwierciadła,
- b) obciążenia zmienne w części długotrwałe, jak:
 - masa 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, jak:
 - obciążenia od tymczasowo składanego gruntu, powstające w czasie wykonania i wznoszenia konstrukcji budowlanych,
 - obciążenia gruntem występujące doraźnie oraz w okresach 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 podłoża 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

| Lp. | Określenie budowli i pomieszczeń | Współczynnik redukcji dla obciążenia fundamentów |
|---|---|--|
| 1 | Domy mieszkalne, internaty, pensjonaty, schroniska turystyczne, szpitale, więzienia - bez pomieszczeń specjalnych (gdy powierzchnia obciążenia przekracza 18 m ²) | $0,3 + \frac{0,6}{\sqrt{m}}$, lecz nie mniej niż 0,5 |
| 2 | 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 m ²) | $0,5 + \frac{0,6}{\sqrt{m}}$, lecz nie mniej niż 0,75 przy m ≥ 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 wyjatkowych 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.

1.5. Wpływ warunków gruntowych na dylatacje budynku

Budynki, które są posadowione za pośrednictwem fundamentów bezpośrednich płytowych, mogą mieć dylatacje (ze względów termicznych) jedynie w części nadziemnej; dylatacje skonstruowane tak, jak przewidują to normy budowlane. 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",

b) przy zmianie sposobu fundamentowania, np. wtedy, kiedy jedna część budynku ma posadowienie bezpośrednie płytowe, a druga - palowe; obie części budynku powinny być wtedy oddzielone od siebie dylatacją. Wyjątkowo można od tej zasady odstąpić dla fun-

damentu budynku stanowiącego jedynie niewielką jego część. Na przykład, jeśli narożnik budynku spoczywa na nasypie z piasku luźnego lub na gruncie organicznym rodzimym, to można fundament ten oprzeć na palach lub studniach bez oddzielenia dylatacją od całości budynku. W tym przypadku należy jednak zabezpieczyć konstrukcję od spodziewanych rys,

c) gdy przyległe części budynku różnią się pomiędzy sobą zasadniczo pod względem obciążenia fundamentów, np. przy dużej różnicy wysokości dwóch części budynku. Dylatacja w fundamentach może być wskazana wówczas, gdy, przy tej samej wartości jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża, przyjęta szerokość fundamentu części wyższej będzie przekraczała dwukrotną szerokość fundamentu części niższej.

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 spójne o dużym zawilgoceniu, np. łył plastyczne.

1.6. Ochrona podłoża fundamentów i pomieszczeń podziemnych

Projektując fundamenty bezpośrednio 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.

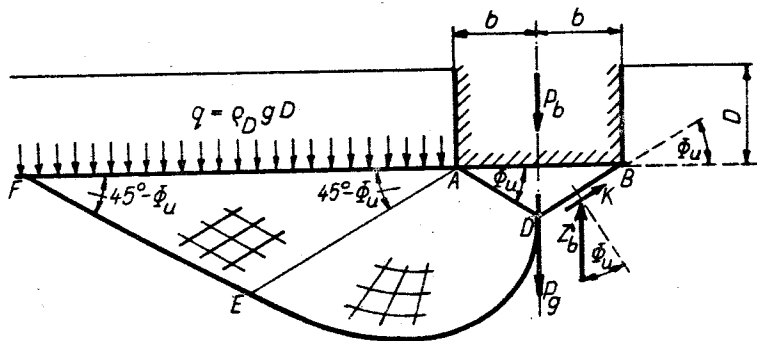
- zmiany chemiczne wód podziemnych wynikające z pionowych wahań, i ich wpływ na tempo korozji materiałów powszechnie stosowanych w budownictwie,
- ocenę wpływu projektowanych obiektów budowlanych (pojedyncza budowla, osiedle, strefa zabudowy, itp.) na stan wód gruntowych i ich chemizm,
- ocenę zmian 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. NORMOWE OBCIĄŻENIE PODŁOŻA GRUNTOWEGO. SPRAWDZANIE STATECZNOŚCI BUDOWLI

2.1. Obciążenie podłoża

2.1.1. Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża

Ogólne rozwiązanie nośności granicznej fundamentu bezpośredniego zostało podane przez Terzaghiego w 1943 roku. Szerokość badanego fundamentu ławowego - $2b$, głębokość 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 grun-

tu 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:

- obciążenia zewnętrznego od fundamentu P_b ,
- masy gruntu w trójkącie ABD, wynoszącej $P_g = \rho_B g b^2 \operatorname{tg} \phi_u$,
- pionowego oporu spójności równego

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

- pionowego oporu $2Z'_b$ powstałego wskutek parcia biernego na płaszczyznę klina ABD.

Sumując rzuty wymienionych sił na oś pionową otrzymano

$$P_b + \rho_B g b^2 \operatorname{tg} \phi_u - 2 b c_u \operatorname{tg} \phi_u - 2 Z'_b = 0$$

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

$$Z'_b = \frac{b}{\cos^2 \phi_u} (c_u \lambda_c + q \lambda_d) + \frac{1}{2} \rho_B g b^2 \frac{\operatorname{tg} \phi_u}{\cos^2 \phi_u} \lambda_b$$

Rozwiązując kolejno równanie sumy rzutów sił mamy:

$$P_b = 2 b c_u \left(\frac{\lambda_c}{\cos^2 \phi_u} + \operatorname{tg} \phi_u \right) + 2 b q \frac{\lambda_d}{\cos^2 \phi_u} + \rho_B g b^2 \operatorname{tg} \phi_u \left(\frac{\lambda_b}{\cos^2 \phi_u} - 1 \right)$$

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 , jak również odpowiednie N_C i N_D , można określić dla płaszczyzn poślizgu równaniem skończonym w postaci:

$$N_C = \operatorname{ctg} \phi_u \left[\frac{e^{\left(\frac{3}{2} - \phi_u\right) \operatorname{tg} \phi_u}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}\right)} - 1 \right] = \operatorname{ctg} \phi_u \left[N_D - 1 \right].$$

Graniczne obciążenie określa wzór:

$$P_b = 2bc_u N_C + 2bq N_D + 2b^2 \rho_E \leq N_B.$$

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

$$\sigma_{gr} = \frac{P_b}{BL} = c_u N_C + \rho_D g D N_D + \frac{1}{2} \rho_B g B N_B.$$

Ten wzór teoretyczny był podstawą do opracowania wszystkich dalszych wzorów na nośność podłoża gruntowego. Metody graficzne i analityczne badania zniszczenia podłoża opracowano znacznie później niż sposoby obliczeń statycznych podłoża gruntowego. Dopiero zaistniałe przypadki wyparcia gruntu spod fundamentów wielkich budowli, takich jak np. silosu zbożowego w Transcona, budynku młylna w Tunisie, spowodowały zwrócenie większej uwagi 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 obecnych badaniach nad wypieraniem gruntu uwzględnia się kształt powierzchni poślizgu, która składa się ze stref Rankina czynnej i biernej i strefy Prandtla leżącej pomiędzy 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 jej wytrzymałość na ścinanie.

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

$$N = B(c^r \lambda_C + \rho_D g D \lambda_D + \rho_B g B \lambda_B).$$

W nośności określonej tym wzorem udział mają masa własna bryty poślizgu, masa boczna gruntu i spójność gruntu, z czym przede wszystkim jest związany oczywisty błąd, który wzrasta wraz z powiększającym się kątem tarcia wewnętrznego gruntu.

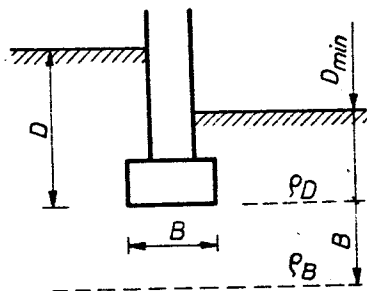
Na podstawie trójczłonowej postaci wzoru na opór podłoża gruntowego oraz na podstawie licznych badań i analiz został ustalony normą PN-81/B-03020 wzór na jednostkowy opór obliczeniowy podłoża. Wzór ma postać:

$$\begin{aligned} q_f = & (1 + 0,3 \frac{B}{L}) N_C c_u^{(r)} + (1 + 1,5 \frac{B}{L}) N_D D_{\min} \rho_D^{(r)} g + \\ & + (1 - 0,25 \frac{B}{L}) N_B \rho_B^{(r)} g, \end{aligned} \quad (2.1)$$

gdzie:

- B - szerokość prostokątnej podstawy fundamentu (wymiar krótszego boku) [m],
- L - długość prostokątnej podstawy fundamentu (wymiar dłuższego boku) [m] (rys.2.2),
- 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 gęstość objętościowa gruntów, i ewentualnie posadzki, powyżej poziomu posadowienia [$t \cdot m^{-3}$],
- $\rho_B^{(r)}$ - obliczeniowa średnia gęstość objętościowa gruntów zalegających poniżej poziomu posadowienia do głębokości równej B [$t \cdot m^{-3}$],
- g - przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$] (można przyjmować $g = 10 m \cdot s^{-2}$).



Rys. 2.2. Schemat fundamentu i oznaczenia do wzoru (2.1)

dla prostych przypadków posadowienia dopuszczają się sprawdzenie I stanu granicznego według wzorów:

$$q_{rs} \leq m q_f \quad \text{oraz} \quad q_{r \max} \leq 1,2 m q_f, \quad (2.2)$$

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,

Gdy nie występują wymienione niżej warunki,

- mimośród obciążenia wynosi $e_B \leq 0,035B$,
- 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,

- podłoże jednorodne, podłoże stanowiące jedną warstwę geotechniczną do głębokości równej co najmniej $2B$,
- podłoże warstwowe, podłoże, w którym do głębokości równej $2B$ poniżej poziomu posadowienia występuje więcej niż jedna warstwa geotechniczna.

2.1.2. Współczynnik materiałowy dla gruntu

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. Stosowane są trzy metody ustalania parametrów geotechnicznych (A, B, C).

Wartość charakterystyczną parametru geotechnicznego wyznaczonego metodą A szacuje się wzorem:

$$x^{(n)} = \frac{1}{N} \sum x_i, \quad (2.3)$$

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:

$$x^{(r)} = \delta_m x^{(n)}, \quad (2.4)$$

w którym: δ_m - współczynnik materiałowy.

Dla parametru oznaczonego metodą A współczynnik materiałowy δ_m oblicza się ze wzoru:

$$\delta_m = 1 \pm \frac{1}{x^{(n)}} \left[\frac{1}{N} \sum (x_i - x^{(n)})^2 \right]^{\frac{1}{2}}. \quad (2.5)$$

Spośród wartości obliczonych ze wzoru (2.5) przyjmuje się bardziej niekorzystną, która nie może przyjmować wartości δ_m bliższych jedności niż $\delta_m = 0,9$ i $\delta_m = 1,1$.

W przypadkach gdy współczynnik materiałowy γ_m jest dalszy od jednościci 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 $\gamma_m = 1,1$.

Zakres niezbędnych badań gruntu ustala się w zależności od:

- wyników prac rozpoznawczych,
- przewidywanej potrzeby sprawdzenia II stanu granicznego,
- przewidywanej metody ustalenia parametrów geotechnicznych dla poszczególnych warstw geotechnicznych schematu obliczeniowego podłoża.

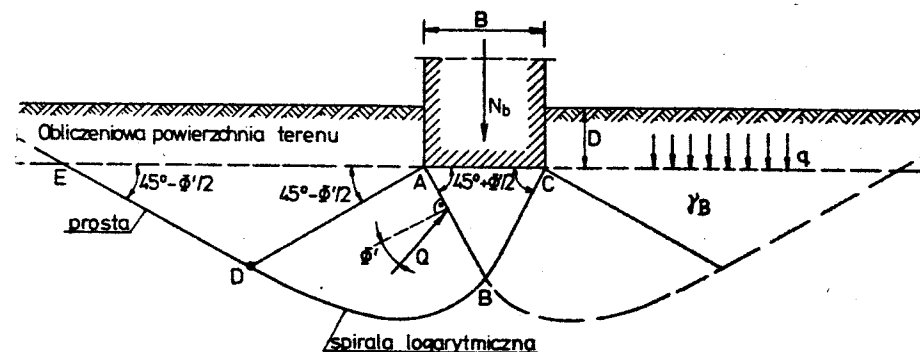
Wiercenia badawcze stosuje się wtedy, gdy zachodzi konieczność ustalania parametrów geotechnicznych metodą A na podstawie badań próbek gruntów; liczbę tych wierceń ogranicza się do liczby potrzebnej do pobrania niezbędnych próbek gruntów. We wszystkich innych przypadkach wskazane jest zastosowanie sondowania. Badania polowe podłoża gruntowego płytą sztywną lub świdrem talerzowym są dokonywane wówczas, gdy nie można zastosować edometrycznych badań próbek gruntu i gdy istnieje potrzeba sprawdzenia II stanu granicznego przy zastosowaniu metody A ustalania parametrów geotechnicznych.

2.1.3. Stan graniczny nośności podłoża gruntowego

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 $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ (rys.2.3).

Klin sztywny wywiera nacisk na graniczący obszar gruntu. 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 $45^\circ - \frac{\phi'}{2}$. Warstwa gruntu o 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.2.3. Powierzchnia obszarów zniszczenia podłoża

Jej wielkość będzie wzrastać tym bardziej, im będzie:

- większa głębokość posadowienia fundamentu i obciążenie działające na powierzchni terenu,
- szerszy fundament (ponieważ ze zwiększeniem szerokości głębiej rozciągają się w podłożu powierzchnie poślizgu i długości powierzchni 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.

Zgodnie z normą PN-81/B-03020 stan graniczny nośności podłoża gruntowego (I. stan graniczny) dotyczy:

- 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.

I. stan graniczny polega na sprawdzeniu warunku

$$Q_r \leq m Q_f, \quad (2.6)$$

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 (2.6), 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 sphywowego 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 I stanu, ustala się parametry gruntowe metodą A w przypadkach gdy:

- brak jest korelacji pomiędzy 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 przy sprawdzaniu nośności granicznej 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:

$$|\tau| = \tau_f, \quad (2.7)$$

w którym: $\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi'_u(r) + c'_u(r)$.

W przypadku jednak występowania gruntów spoistych nieskonsoolidowanych lub łąw, których stan jest gorszy niż

- plastyczny (dla gruntów mineralnych o $I_L > 0,5$),

- 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:

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi'(r) + c'(r), \quad (2.8)$$

gdzie efektywne parametry geotechniczne są ustalane metodą A. Wartość ciśnienia porowego na powierzchni poślizgu w gruncie ustala się metodami opartymi na teorii konsolidacji, uwzględniając prędkości 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 I stanu granicznego ma postać

$$N_r \leq m Q_{rNB}, \quad (2.9)$$

gdzie:

N_r - obliczeniowa wartość pionowej składowej obciążenia [kN],

Q_{rNB} - pionowa składowa obliczeniowego oporu granicznego podłoża gruntowego [kN].

Biorąc pod uwagę rysunek (2.4) wyznacza się wartość Q_{rNB} ze wzoru

$$Q_{rNB} = \bar{B}\bar{L} \left[\left(1 + 0,3 \frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right) N_C c_u^{(r)} i_c + \right. \\ \left. + \left(1 + 1,5 \frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right) N_D \cdot \rho_D^{(r)} g D_{\min} i_D + \right. \\ \left. + \left(1 - 0,25 \frac{\bar{B}}{\bar{L}}\right) N_B \rho_B^{(r)} g \bar{B} i_B \right], \quad (2.10)$$

w którym:

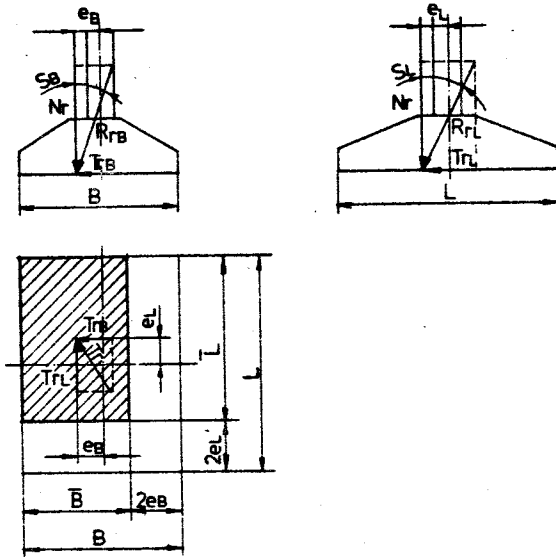
$$\bar{B} = .B - 2e_B; \bar{L} = L - 2e_L; \text{ przy czym } \bar{B} \leq \bar{L},$$

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

D_{\min} - głębokość posadowienia mierzona od najniższego poziomu terenu, np. od podłogi piwnicy lub kanału instalacyjnego (rys.2.1) [m],

N_C, N_D, N_B - współczynniki nośności, wyznaczone w zależności od wartości $\phi = \phi_u^{(r)}$ (lub $\phi = \phi^{(r)}$) z nomogramu lub tablicy wyż.wym. normy gruntowej, lub ze wzorów:

$$N_D = e^{\gamma \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\gamma}{4} + \frac{\phi}{2} \right),$$



Rys.2.4. Schemat działania obciążeń do obliczenia wartości Q_{rNB} oraz Q_{rNL}

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

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

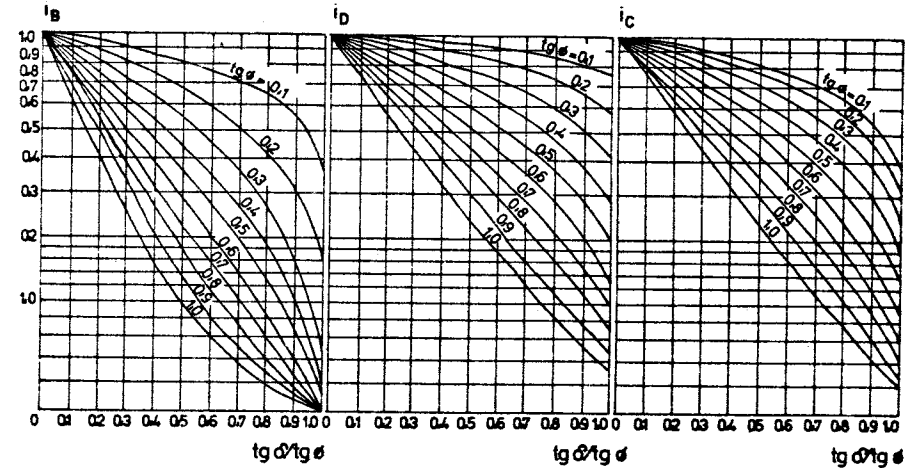
$c_u^{(r)}$ - obliczeniowa wartość spójności gruntu zalegającego bezpośrednio poniżej poziomu posadowienia [kPa],

i_C, i_D, i_B - współczynniki wpływu nachylenia wypadkowej obciążenia wyznaczone z nomogramów na rysunku 2.5 w zależności od δ_B i od $\phi = \phi_u^{(r)}$ (lub $\phi = \phi^{(r)}$),

δ_B - kąt nachylenia wypadkowej obciążenia [°],

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

gdzie T_{rB} - siła pozioma działająca równoległe 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 równoległe do dłuższego boku podstawy obowiązuje dodatkowe sprawdzenie czy spełniony jest, poza warunkiem (2,9), warunek

$$N_r \leq m Q_{rNL}, \quad (2.11)$$

w którym:

$$Q_{rNL} = \bar{B}\bar{L} \left[\left(1 + 0,3 \frac{\bar{B}}{\bar{L}} \right) N_C c_u^{(r)} i_C + \right. \\ \left. + \left(1 + 1,5 \frac{\bar{B}}{\bar{L}} \right) N_D \rho_D^{(r)} s D_{\min} i_D + \right. \\ \left. + \left(1 - 0,25 \frac{\bar{B}}{\bar{L}} \right) N_B \rho_B^{(r)} s \bar{L} i_B \right] \quad (2.12)$$

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)

$$\operatorname{tg} \delta_L = \frac{T_{rL}}{N_r} \text{ zgodnie z rysunkiem (2.4).}$$

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

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

We wzorach: (2.9) i (2.10) uwzględnia się:

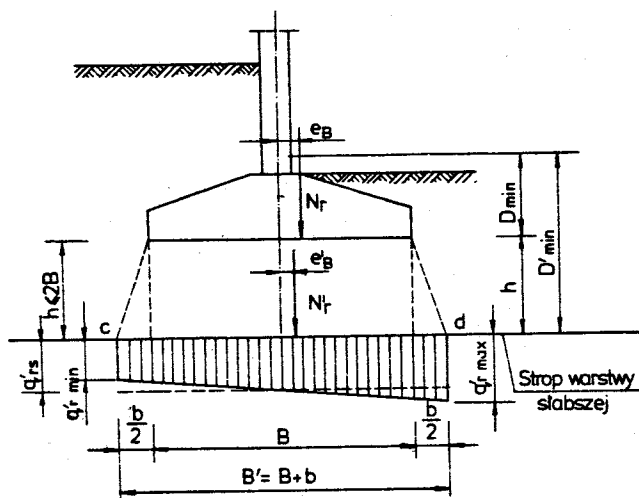
1) obciążenie

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

2) wielkości geometryczne

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

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



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

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

3) parametry geotechniczne

$\phi_u^{(r)}, c_u^{(r)}, \rho_B^{(r)}$ - dla słabej warstwy,

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

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

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

przy czym:

- dla gruntów spoiстых przy $h \leq B$ $b = \frac{h}{4}$

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

- dla gruntów niespoistych przy $h \leq B$ $b = \frac{h}{3}$

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

$$e'_B = \frac{N_r e_B + T_{rB} h}{N'_r}$$

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

T_{rB} i T_{rL} według rysunku (2.4)

h - zagłębienie stropu słabszej warstwy, mierzone od poziomu posadowienia rzeczywistego fundamentu [m].

2.2. Sprawdzenie stateczności budowli

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

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

Przy obliczaniu stateczności budowli należy przyjmować najniekorzystniejszy układ sił działających stale lub krótkotrwale.

Sprawdzenie stateczności polega na:

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

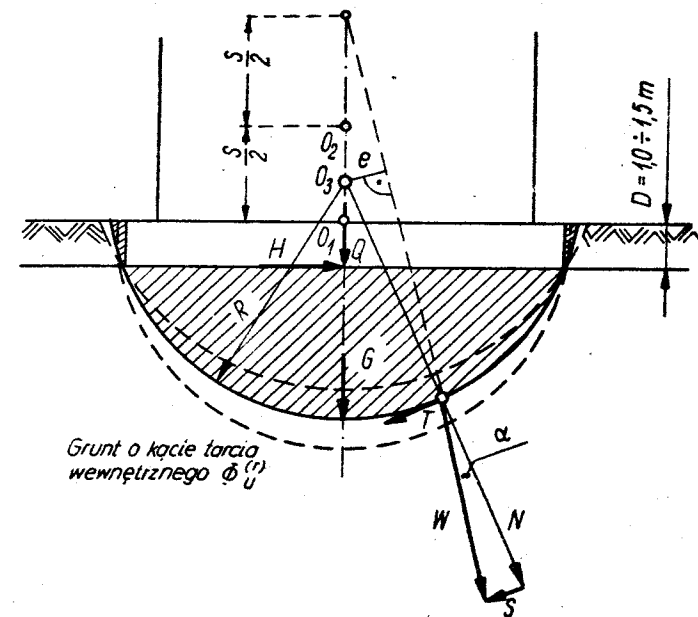
2.2.1. Sprawdzenie możliwości obrotu budowli posadowionej na gruntach piaszczystych

Przypadek ten ma zastosowanie dla budowli wolno stojącej, o niedużej szerokości fundamentu posadowionego na głębokości 1,0 - 1,5 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. Powierzchnie poślizgu wyznacza się w następujący sposób (rys.2.7):

- kreśli się półkole przechodzące przez krawędzie podstawy o środku w połowie podstawy (punkt O_1).
- drugą powierzchnię o przekroju łukowym kreśli się przez krawędzie podstawy, lecz środek obrotu leży na pionowej osi w połowie odległości pomiędzy punktem przecięcia osi z wypadkową, a pod-

stawą fundamentu (punkt O_2); wypadkową W wyznacza się ze wszystkich sił pionowych i poziomych działających na fundament łącznie z masą gruntu G .

- trzecią powierzchnię poślizgu otrzymuje się w podobny sposób, lecz ma ona środek obrotu w punkcie O_3 , dowolnie wybranym pomiędzy punktami O_1 i O_2 . Wypadkowa W uwzględnia masę gruntu objętą daną powierzchnią poślizgu. Kierunek działania wypadkowej przedłuża się do płaszczyzny poślizgu. Następnie wyznacza się kąt α , który znajduje się pomiędzy liniami działania wypadkowej W , a danym promieniem poślizgu.



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

W takim ujęciu obliczeniowy moment wywracający będzie się równał

$$M_w = W e = W R \sin \alpha ,$$

zaś moment utrzymujący

$$M_u = W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} R ,$$

gdzie:

- $\phi_u^{(r)}$ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
- R - promień powierzchni poślizgu

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

$$WR \sin \alpha \leq m W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} R, \quad (2.13)$$

w którym $m = 0,8$ - współczynnik korekcyjny.

2.2.2. Sprawdzenie możliwości obrotu budowli posadowionej na słabych warstwach gruntów spoistych

Przypadek ten może dotyczyć budowli o wysokości większej niż 25,0 m, posadowionej na płycie i podłożu uwarstwionym, zawierającym słabo-nośne warstwy gruntów spoistych, szczególnie plastycznych iłów (rys.2.13). Linie 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

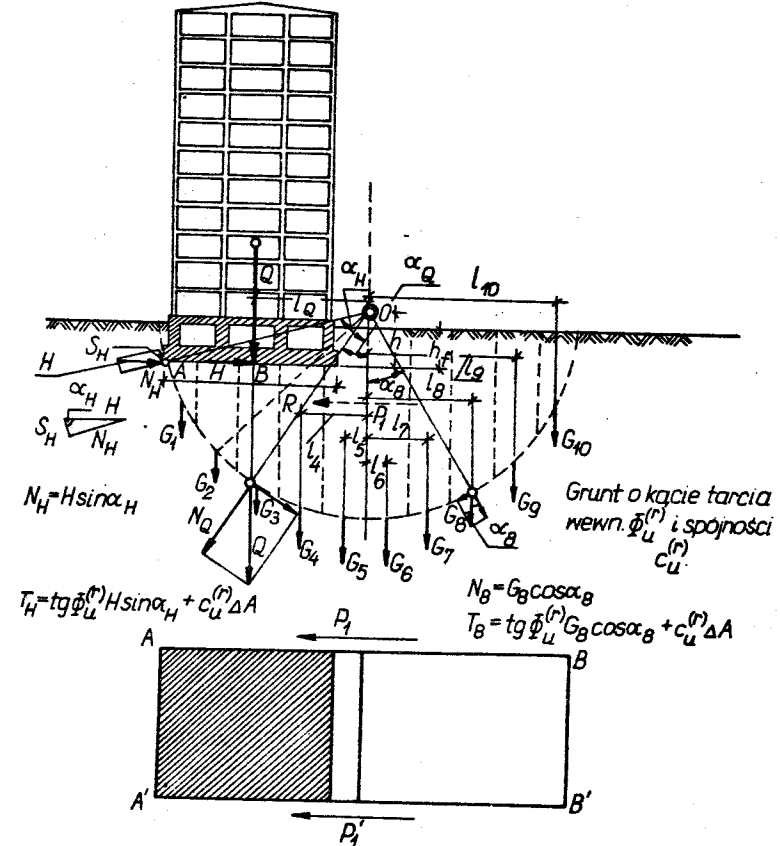
$$M_w \leq m M_u, \quad (2.14)$$

przy czym $m = 8$ - współczynnik korekcyjny.

O ile nie jest spełniony warunek (2.14), 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_i pomiędzy 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 O ,

- d) wszystkie siły działające na powierzchnię poślizgu rozkłada się w kierunku promienia i w kierunku prostym do promienia R .



Rys.2.8. Sprawdzenie stateczności budowli

Moment utrzymujący można obliczyć ze wzoru:

$$M_u = R \left[\operatorname{tg} \phi_u^{(r)} (Q \cos \alpha_Q + H \sin \alpha_H + \sum_{i=1}^{i=10} G_i \cos \alpha_i) + c_u^{(r)} A \right]. \quad (2.15)$$

gdzie:

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

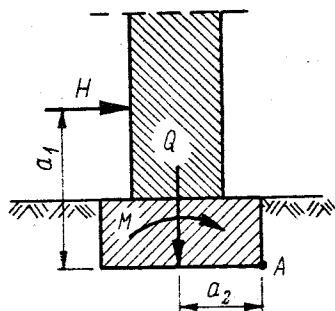
zaś obliczeniowy moment wywracający

$$M_w = Ql_Q + Hh + \sum_{i=1}^{i=5} G_{ii}^1 - \sum_{i=6}^{i=10} G_{ii}^1. \quad (2.16)$$

We wzorach tych poszczególne oznaczenia jak na rysunku 2.13.

2.2.3. Sprawdzenie możliwości obrotu fundamentu posadwionego na skale lub gruntach spoiстых zwartych i półzwardych

Możliwość obrotu sprawdza się względem jednej z dolnych krawędzi fundamentu. W tym przypadku (rys.2.9) musi być spełniony warunek



$$M_w \leq m M_u, \quad (2.17)$$

w którym:

M_w - wartość obliczeniowa działającego momentu wywracającego,

$m = 0,7$ - współczynnik korekcyjny,

M_u - wartość momentu utrzymującego.

Rys.2.9. Sprawdzenie fundamentu na obrót. Podłoże: skały lub grunty spoiyste zwarte

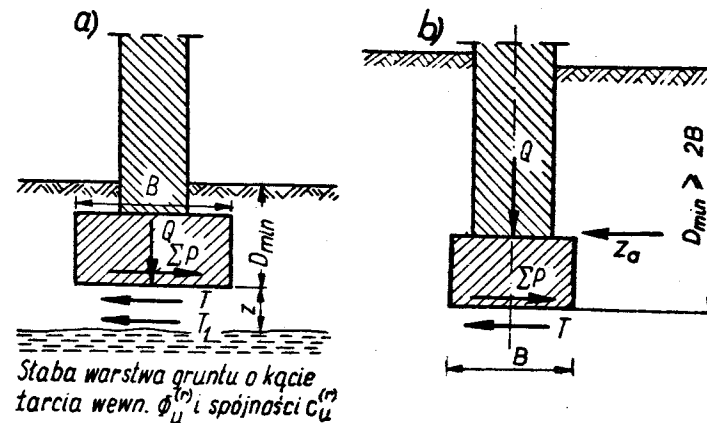
2.2.4. Sprawdzenie możliwości przesuwu poziomego

Sprawdzania tego dokonuje się, gdy na budowlę lub fundament działają siły mogące wywołać przesunięcie budowli w kierunku ich działania. Przesunięcie może nastąpić wówczas w płaszczyźnie podstawy fundamentu albo nieco głębiej ($z \leq \frac{B}{4}$), 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

$$T = Qf, \quad (2.18)$$

gdzie:

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



Rys.2.10. Sprawdzenie fundamentu na przesuw poziomy

Siła tarcia na pewnej głębokości w gruncie wynosi:

$$T_1 = Q \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} + A c_u^{(r)}, \quad (2.19)$$

gdzie:

- Q - obliczeniowa suma sił pionowych wraz z masą gruntu,
- A - powierzchnia podstawy fundamentu,
- inne oznaczenia jak poprzednio.

Warunki obliczeniowe wg Istanu granicznego oblicza się ze wzorów:

$$\sum P \leq mT \quad ; \quad \sum P_1 \leq mT_1, \quad (2.20)$$

w których:

$\sum P$ - wartość obliczeniowa sumy sił poziomych działających na płaszczyznę przesuwu,

$m = 0,8$ - współczynnik korekcyjny.

Przy głębokim posadowieniu ($D_{\min} \geq 2B$) można uwzględnić partie czynne gruntu, pod warunkiem, że dokładnie ubije się grunt obok fundamentu (rys. 2.10b).

2.2.5. Sprawdzanie stateczności zbocza

Przy projektowaniu budowli 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 "Mechanika gruntów" dla ustalenia równowagi zboczy w gruntach spoistych, z tym jednak, że powinien być spełniony warunek obliczeniowy wg I' stanu granicznego.

2.2.6. Zapewnienie stateczności budowli i zboczy

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

Stateczność budowli jest zapewniona do chwili osiągnięcia nośności granicznej fundamentu. Nośność graniczną fundamentu określa się jako obciążenie, przy którym następuje całkowite pokonanie oporu bocznych stref gruntu, wytworzenie się linii poślizgu sięgających powierzchni terenu i powstanie warunków umożliwiających przemieszczenia fundamentu bez zwiększenia obciążenia. Nośność fundamentu Q_f można między innymi ustalić jako różnicę pomiędzy wypadkową naprężeń wzdłuż granicznej linii poślizgu a masą "sztywnego klina" i stref wypieranych.

3. METODY BADAŃ GRUNTÓW W TERENIE

3.1. Rodzaje badań polowych i ich programowanie

Omówione w niniejszym rozdziale metody dotyczą gruntów mineralnych rodzimych. Metody badań polowych służą do ustalania parametrów podłoża budowlanego.

Rozróżnia się następujące rodzaje badań gruntów budowlanych: wiercenia badawcze, wykopy badawcze, sondy wciskane i wbijane (lekkie i ciężkie), sondy cylindryczne, sondy wkręcane, próbne obciążenia, ścinanie obrotowe i pomiary poziomu piezometrycznego wód gruntowych.

Badania polowe wykonuje się w trzech etapach:

- Prace rozpoznawcze umożliwiające sporządzenie programu badań polowych. Na tym etapie studia i badania wstępne obejmują analizę istniejących materiałów dotyczących rozpatrywanego terenu, map geologicznych, dokumentacji geologiczno-inżynierskiej dla zbadanych przyległych terenów oraz wizję lokalną terenu przewidywanego pod budowę. Jako badania wstępne można między innymi stosować: badania radioizotopowe, próbne pompowania wód gruntowych, wiercenia penetracyjne itp.
- Badania ogólne pozwalające na ustalenie obszarów najbardziej nadających się pod budowę. Na tym etapie badań wykonuje się wiercenia badawcze w regularnej siatce, co 50 do 150 m. Dokumentacja z tych badań podaje warunki wodno-gruntowe, morfologię terenu itp. Morfologia jest nauką o powstawaniu i przekształcaniu się form powierzchni Ziemi (łądy, góry, doliny itp.) i prawach rozwoju. Jeśli badanie to przeznaczone jest dla opracowań urbanistycznych, nosi nazwę fizjografii. Fizjografia jest to opis przyrodniczy

kraju, obejmujący geologię, morfologię, sieć rzeczna, klimat, gleby, roślinność i świat zwierzęcy.

- **Badania szczegółowe** przeprowadza się dla konkretnego obiektu budowlanego o ustalonej lokalizacji. Badania szczegółowe wymagają, aby ich zakres był ustalony programem. Programowanie badań polowych powinno uwzględniać następujące dane wyjściowe:

- wymiary projektowanego obiektu i jego przeznaczenie, warunki eksploatacji tego obiektu, przewidywane w nim pomieszczenia podziemne i ich przeznaczenie,
- ogólne dane geologiczne, o ile mogą być znane, określające: ukształtowanie terenu, występowanie wód gruntowych i powierzchniowych, pochodzenie i zmienność geologiczną gruntów, formy tektoniczne i zjawiska krasowe.

Sondy: wciskana, wbijana i cylindryczna programuje się w następujących przypadkach:

- do jakościowej oceny zmienności gruntów na różnych głębokościach w miejscu sondowania,
- do badań porównawczych w miejscach o znanych i nieznanach wartościach cech gruntów,
- do dokonania pomiarów oporów jakie stawiają sondy przy wciskaniu lub wbijaniu.

Próbne obciążenie sztywną płytą programuje się, jeśli obliczenia wymagają oznaczenia modułu podatności gruntu E_s w naturalnym podłożu, natomiast ścinanie obrotowe, gdy w podłożu zalegają grunty słabonośne, dla których kąt tarcia wewnętrzznego $\phi_u \approx 0$.

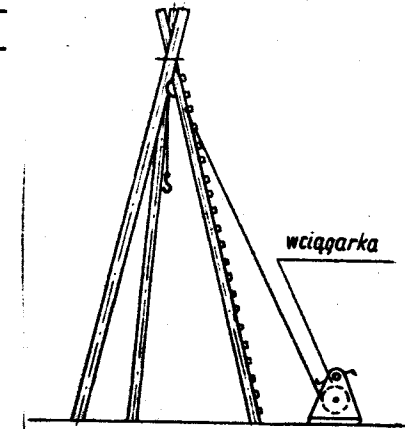
3.2. Wiercenia badawcze

Wiercenia badawcze stosowane w celu zbadania gruntów można wykonać powszechnie znanym sprzętem do głębokości 6 - 20 m i więcej oraz lekkim sprzętem ręcznym do głębokości 5,0 - 6,0 m.

Sprzęt do głębszych wierceń składa się z trójnogu lub czwór nogu, kompletu rur wiertniczych skręcanych na gwint i zespołu świderów takich jak: łyżka kłapowa, świder spiralny - do gruntów suchych zbitych, łyżka rurowa - do miękkich łąw i glin oraz gruntów różnych rodzajów, świder łyżkowy - do zwartych łąw i margli, dłuta

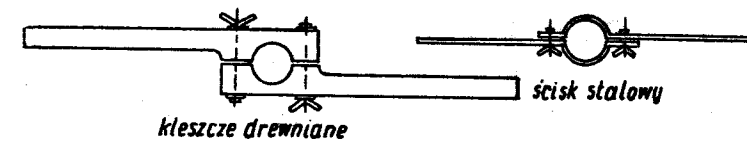
- do rozbijania i przewiercania skał oraz świdry, tzw. graj Cary - do wyciągania mniejszych kamieni. Trójnog (rys.3.1) tworzą 3 okrągłaki o długości 8 - 10 m, związane na górze za pomocą śruby.

W miejscu powiązania okrągłaków zamieszony 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 0,15 m, i zakłada na nią kleszcze drewniane



Rys.3.1. Trójnog

łączone śrubami (rys.3.2) 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.

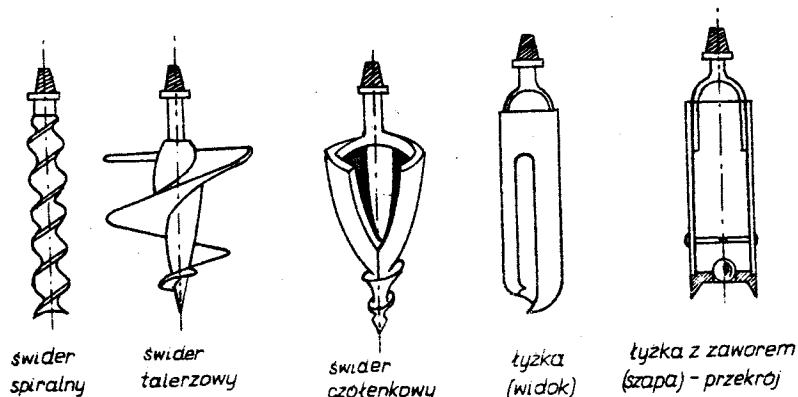


Rys.3.2. Kleszcze drewniane i ścisk stalowy

Przy obracaniu kleszczy 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 (rys.3.3).

Do głębokości około 5,0 m, a w pewnych przypadkach do 6,0 m, można, przy braku wody gruntowej, wykonać wiercenia nierurowane ręcznym świdrem, bez żadnych urządzeń pomocniczych i bez rur

oślonowych. Do tego rodzaju wierceń służy świder o średnicy 7,56 - 10,16 cm (rys.3.4), metrowe odcinki żerdzi z rur gazowych o średnicy 2,54 cm, łączone za pomocą gwintowanych łączników z otworami do wkładania pokrętła.



Rys.3.3. Rodzaje świderów

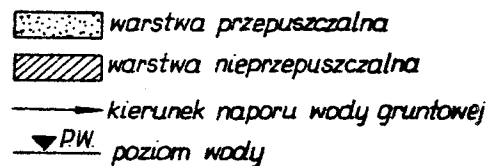
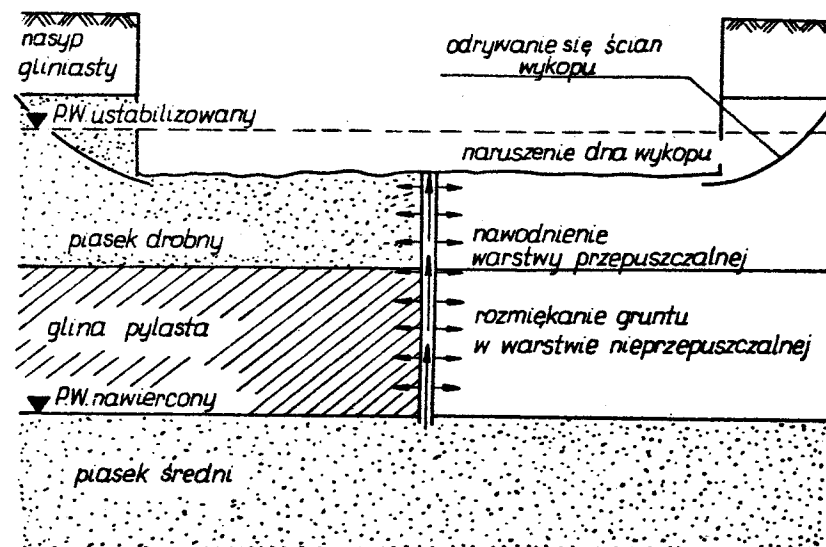
Na etapie badań do projektu fundamentowania obiektów, wiercenia rozmieszcza się na przemian wzdłuż ścian zewnętrznych, w odległości 20 - 50 m. W przypadku trudniejszych warunków gruntowych stosuje się odległości pomiędzy wierceniami 10 - 30 m. Otwory wiertnicze rozmieszcza się należy, w miarę możliwości, poza projektowanymi fundamentami, w odległości od nich 2 - 3 m. Po wywierceniu otworu badawczego i po pobraniu próbek należy go wypełnić gliną i dobrze ją ubijać, aby woda z warstw wodonośnych nie przeniknęła do wykopów fundamentowych (rys.3.5).



Rys.3.4. Pojedynczy element płytkich wierceń bez wieży

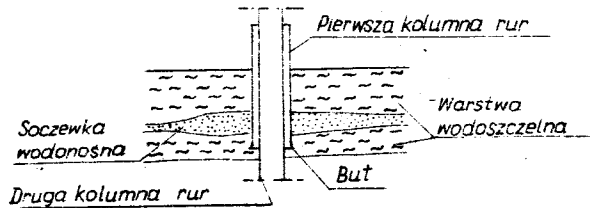
Gdy podczas wiercenia ukaże się w otworze woda, należy otwór pogłębić o 0,5 - 1,0 m, podciągnąć rury obsadowe do góry, wybrać szlamówką wodę, aby obniżyć jej poziom o 0,5 m i przeprowadzać pomiary poziomów podnoszącej się wody co 15 minut. Pierwsze cztery pomiary powinny być prowadzone co 15 minut, a następne co 30 minut. Dalsze wiercenia można rozpocząć, gdy ostatnie dwa poziomy nie różnią się więcej niż o 3 cm. Nawierconą wodę należy, o ile to możliwe, zamknąć, gdyż otwór powinien być

wykonany na sucho. Zamykanie wody przeprowadza się przez wciśnięcie rur (rys.3.6) lub przez łożowanie (rys.3.7). 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 łąch.

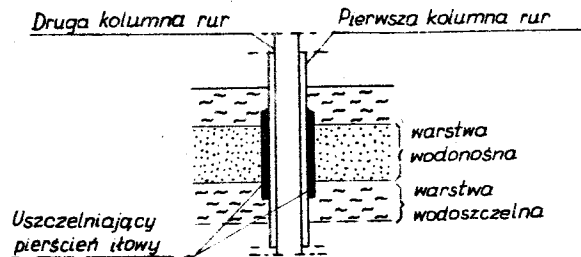


Rys.3.5. Skutki niewłaściwego zasypania otworu przy obecności wody gruntowej o napiętym zwierciadle

Zamykanie wody przez łożowanie polega na odizolowaniu warstwy wodonośnej łożem. Po przewierceniu warstwy wodonośnej i nieznacznym wejściu w niżej leżącą warstwę nieprzepuszczalną podciągają się rury i do otworu wrzucają się kule ulepione z łoża uplastycznionego wodą. Kule wrzucają się do wysokości 2,0 m od dna otworu i ubijają. Następnie dociska się rury i wówczas część łoża wciska się pomiędzy zewnętrzną ścianą otworu wiertniczego tworząc pierścień łożowy, część zaś korkuje wnętrze rury. Korek ten przewierca się świdrem o mniejszej średnicy. Wodę, która została na dnie otworu, wybiera się tyzką.



Rys.3.6. Zamykanie wody przez wciśnięcie rur



Rys.3.7. Zamykanie wody przez łutowanie

Z każdej warstwy wodonośnej pobiera się po dwie próbki wody do analizy chemicznej dla sprawdzenia agresywności i przydatności do robót budowlanych. Do jednej butelki z próbką wody wsypuje się 5 gramów proszku marmurowego w celu związania wolnego CO_2 . Butelki z próbkami wody należy zalakować i z protokołem przesać do laboratorium. Próbkę wody pobiera się wyłącznie w czasie przeprowadzania wierceń z otworów wiertniczych 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. Próbkę o naturalnym uziarnieniu (symbol NU) pobiera się z gruntu jednorodnego bez przewarstwień i umieszcza je w przedziałach skrzynek drewnianych. Próbkę o zachowanej naturalnej wilgotności (symbol NW) pobiera się z gruntów spoistych w otworach wiertniczych rurowych i umieszcza w słoikach szklanych szczelnie zamykanych. Próbkę 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 wg II. 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. Próbkę 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 (objektu) 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:

- 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 masa wyżej leżących warstw gruntu równoważyć się będzie z naporem wody,
- dla budynków ciężkich, których obliczeniowe obciążenie zastępcze wynosi więcej niż $5 \sigma_{z,q}$, głębokość wierceń nie powinna być mniejsza niż suma głębokości posadowienia budynku i jego szerokości w rzucie poziomym,
- 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; warunki przedstawione w punktach a, b i c muszą być znane z prac rozpoznawczych przeprowadzonych przed wykonaniem wierceń,
- 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) $\bar{\sigma}_{z,q}$ jest równe $0,3 \bar{\sigma}_{z,q}$.

Głębokość wierceń i ich liczbę powinien ustalać projektant-konstruktor.

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

3.3. Wykopy badawcze

Za pomocą wykopów badawczych określa się stopień spękania lub zwietrzenia skał litych. Używa się także wykopów badawczych przy 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 należy wykonać pionowo lub prawie pionowo; zorientować w stronę słońca. Zaleca się stosować uskoki - stopnie o wymiarach 0,5 x 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.

3.4. Sondowanie gruntu

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 wiercniczych lub też jako polowe badanie właściwości gruntów w trakcie wiercenia.

3.4.1. Sondowanie warstw o małej wytrzymałości

Do tego celu służy przedstawiony na rysunku 3.8 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 spagu warstwy.



Rys.3.8.
Pręt do sondowania

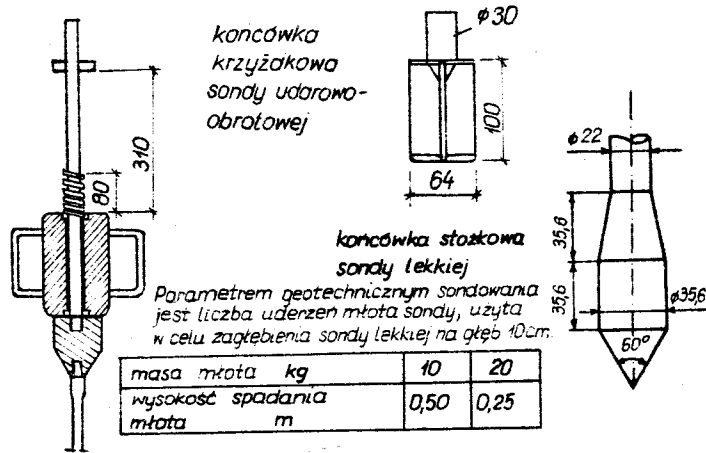
3.4.2. Lekka sonda wbijana

Lekka sonda wbijana (rys.3.9) 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 wępu sondy. Liczby uderzeń określa się począwszy od głębokości 1,0 m od powierzchni istniejącego terenu. W zależności od końcówki sondy (stożkowej, bądź krzyżakowej) i liczby uderzeń młota na 10 cm wępu sondy wyznacza się stopień zagęszczenia gruntów niespoistych na podstawie odpowiednich tabel. Nie uwzględnia się wyników sondowań w zakresie głębokości $\pm 1,0$ m w stosunku do poziomu zwierciadła wody gruntowej w gruntach niespoistych.

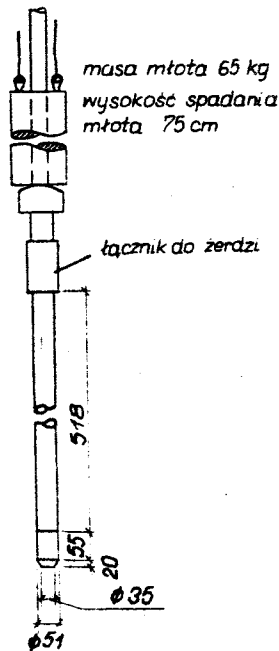
3.4.3. Sonda cylindryczna

Sondę cylindryczną stosuje się do ustalenia rodzaju gruntów zalegających w podłożu, stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych, stopnia plastyczności gruntów spoistych oraz litologii badanego terenu. Sonda cylindryczna (rys.3.10) jest sondą typu ciężkiego, współpracuje z zestawem wiercniczym. Można ją wbijać tylko w dno otworu wiercniczego 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.



Rys.3.9. Sonda stożkowa, krzyżakowa



Rys.3.10. Sonda cylindryczna

Początkowo należy ją wbić na głębokość 15 cm, a następnie liczyć uderzenia dokonane w celu jej wbicia na głębokość następną 30 cm. Po przejściu sondy na głębokość 45 cm należy ją wyciągnąć z rury ostonowej i odkręcić cylinder z pobraną próbką. Odpowiednie tabele dla danych wartości liczbowych pozwalają na ustalenie stanu gruntów.

3.4.4. Sonda udarowo-obrotowa

Sonda udarowo-obrotowa ma zastosowanie do badania stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych rodzimych i nasypowych, do badania oporu ścinania gruntów spoistych i mała 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 10cm 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 jest podobna do lekkiej sondy wbijanej, z tym że sonda udarowo-obrotowa ma ponadto drażki dźwigni obrotowej i dynamometry sprężynowe do pomiaru siły obrotu sondy. Ten rodzaj sondy stosuje się do badań w otworze wiertniczym lub do badań zastosowanych bezpośrednio z powierzchni lub z dna wykopu próbnego. Pomiaru siły potrzebnej do obrotu sondy można dokonywać jednym lub dwoma dynamometrami. W przypadku gruntów słabonośnych 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 182)

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

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 drażku dźwigni (stała) [m],
- b - wielkość podstawy trójkąta (zmienna) utworzonego przez ramiona dźwigni i dynamometr sprężynowy, zależna od wielkości sił naciągu dynamometru [m].

Wyniki ścinania mogą być zastosowane dla gruntów w stanie plastycznym i miękkoplastycznym, gdyż kąt tarcia wewnętrznego dla tych gruntów $\phi_u = 0^\circ$; można przyjąć $c_u = \tau_f$ (kPa). Z badania tego dla gruntów słabonośnych można obliczyć obciążenie dopuszczalne ze wzoru:

$$q_{dop} = \frac{1}{2} (6 \tau_f + \rho g H), \quad (3.2)$$

gdzie:

- H - głębokość posadowienia poniżej naziomu [m],
 ρ - gęstość objętościowa gruntu [$t \cdot m^{-3}$],
 τ_f - wytrzymałość na ścinanie gruntu spoistego w stanie plastycznym i miękkoplastycznym [kPa],
 q_{dop} - obciążenie dopuszczalne na grunt [kPa],
 g - przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$].

3.5. Próbne obciążenie sztywną płytą

Próbne obciążenie gruntu płytą sztywną stosuje się do oznaczenia modułu podatności gruntu E_G według PN-74/B-02480 na dnie wykopu badawczego. 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 o 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 okrągłą lub kwadratową o powierzchni 0,5 m². 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 ≤ 25 kPa. Na piaskach średniozagęszczonych i gruntach spoistych twardoplastycznych przyrosty obciążenia powinny wynosić 50 kPa, zaś na gruntach spoistych półzwarłych, 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 $\leq 0,1$ 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:

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

Otrzymane wyniki przedstawia się w postaci dwóch wykresów:

- zależności osiadania od obciążenia $u = f(\sigma)$,
- zależności osiadania od czasu każdego stopnia obciążenia $u = f(T)$.

Moduł ogólnego odkształcenia gruntu E_o oblicza się ze wzoru:

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

gdzie:

- ν - współczynnik Poissona,
- w - bezwymiarowy współczynnik zależny od kształtu podstawy płyty wynoszący dla kwadratu $w = 0,84$, dla koła $w = 0,79$,
- B - bok podstawy lub średnica płyty sztywnej,

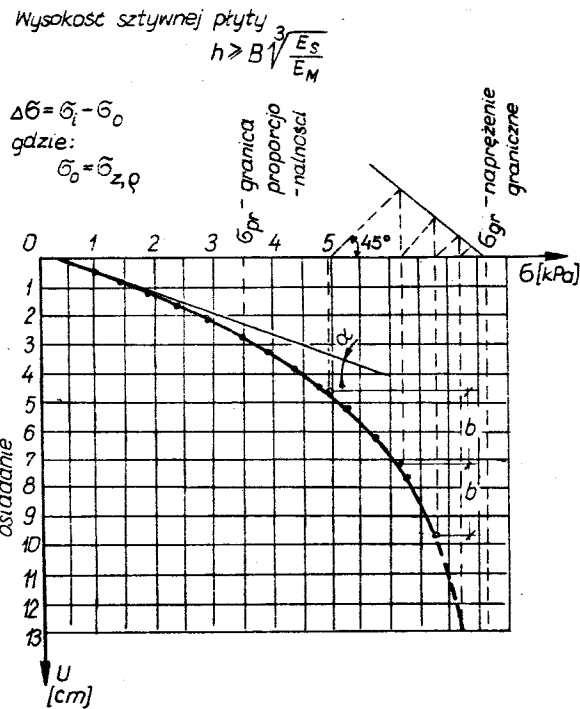
$$m = \operatorname{tg} \alpha; \alpha = \operatorname{arctg} \frac{N \sum u \sigma - \sum u \sum \sigma}{N \sum \sigma^2 - (\sum \sigma)^2} 10^2,$$

gdzie:

- u - wartości przemieszczeń płyty [cm];
- σ - wartości obciążeń jednostkowych [kPa],
- N - liczba punktów na wykresie (rys.3.11).

Przedstawiony na rysunku 3.11 odcinek krzywej dzielimy odcinkami b i z otrzymanych punktów wyprowadzamy proste pionowe. Z punktu przecięcia się tych prostych z osią odciętych wyprowadzamy proste pod $\angle 45^\circ$ do przecięcia się z pionowymi prostymi z punktów następnych. Otrzymane punkty łączy się prostą, która na osi odciętych wyznacza naprężenie graniczne gruntów σ_{gr} .

Zestaw urządzenia do próbnego obciążenia sztywną płytą oraz wymagania techniczne dotyczące konstrukcji obciążającej, balastu, obciążników i urządzeń do mierzenia nacisku i pomiarów osiadań są podane w Instrukcji ITB Nr 232:



Rys.3.11. Wykres przemieszczeń płyty sztywnej

3.6. Penetrometry

Penetrometry można stosować jako uzupełnienie badań doraźnych (makroskopowych) do określenia spójności gruntów spoiowych.

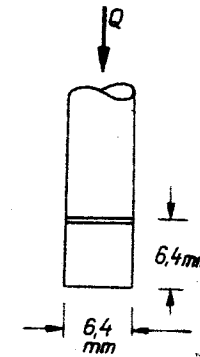
Penetrometr wciskany składa się z końcówki (rys.3.12) i urządzenia do pomiaru siły wciskanej. Na końcówce jest oznaczony trwały poziom, do którego wciska się ją w grunt. Wciskanie w wyrównaną powierzchnię gruntu powinno odbywać się powoli i równomiernie. Gdy końcówka zagłębi się w grunt do oznaczonego na niej poziomu, dokonuje się odczytu maksymalnej wartości c_u na podziałce pomiarowej.

Podziałka przyrządu pomiarowego powinna zawierać wartości c_u ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$) obliczone zgodnie ze wzorem

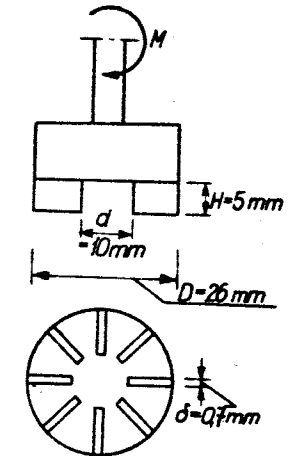
$$c_u = 6156 Q_f, \quad (3.4)$$

w którym:

- 6156 - współczynnik cechowania równy $\frac{1}{0,316 \cdot 5,14} \text{ cm}^{-2}$;
- A = 0,316 cm^2 - przekrój końcówki;
- $N_c = 5,14$ współczynnik nośności gruntu;
- Q_f - graniczna siła wciskana, [kN].



Rys.3.12. Końcówka penetrometru wciskanego



Rys.3.13. Końcówka skrzydełkowa ścinarki obrotowej

Innym rodzajem penetrometru jest ścinarka obrotowa. Składa się ona z końcówek skrzydełkowych (rys.3.13) i urządzenia do pomiaru momentu obracającego końcówkę. Końcówkę skrzydełkową wciska się w wyrównany grunt na głębokość równą wysokości skrzydełek H. Następnie obraca się końcówkę równomiernie, aż do osiągnięcia maksymalnego oporu gruntu, i dokonuje odczytu wartości c_u na podziałce pomiarowej. Podziałka urządzenia pomiarowego oznacza wartości c_u , które oblicza się za pomocą wzoru ($c_u - \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)

$$c_u = \frac{12}{\pi} \frac{1}{D^2(D+6H)} M_f, \quad (3.5)$$

gdzie:

D - średnica końcówki [m],

H - wysokość skrzydełek [m],

M_f - moment obracający końcówkę [kNm].

Penetrometry stosuje się na powierzchni ściany lub dna wykopu badawczego oraz do próbek gruntu o nienaruszonej strukturze i naturalnej wilgotności.

3.7. Próbné obciążenie gruntu presjometrem

Presjometr służy do oznaczania cech 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 wartości modułu pierwotnego odkształcenia gruntu (E_{Mo}), modułu wtórnego odkształcenia gruntu (E_M), kąta tarcia wewnętrzznego (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.3.14) składający się z sondy i urządzenia pomiarowego.

3. Płuczki z zawiesiny bentonitowej o masie objętościowej

$$\gamma_z = 11,0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$$

Próbné obciążenie gruntu presjometrem jest w świecie 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:

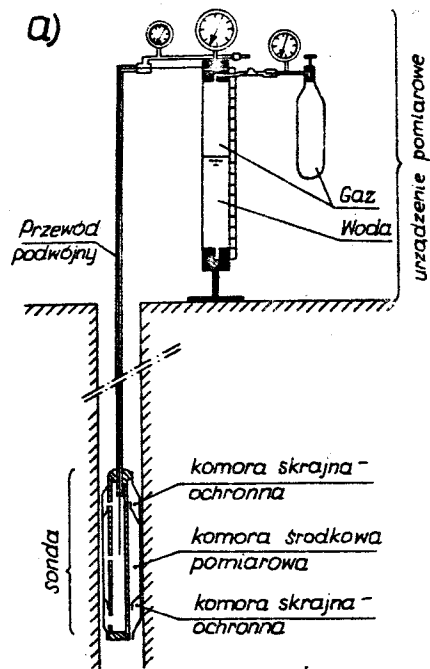
1. Sonda o bocznych ściankach gumowych, przekazująca parcie boczne na grunt, ma średnicę 60,64 lub 72 mm, składa się

z trzech komór - środkowej i dwóch skrajnych (rys.3.14b).

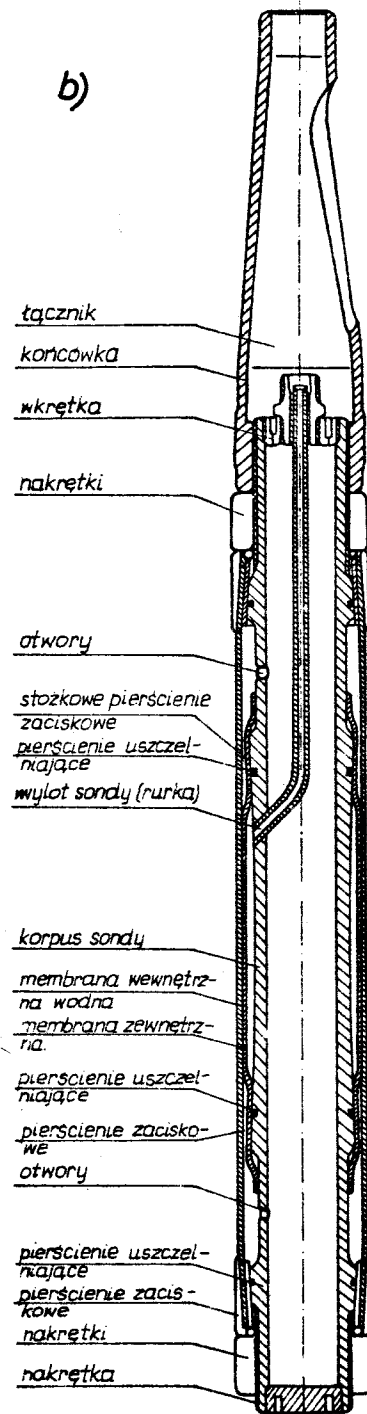
2. Komory skrajne przekazują parcie boczne o około 50 kPa mniejsze od komory środkowej i służą przede wszystkim jako zabezpieczenie przed wypieraniem gruntu znajdującego się pod obciążeniem przekazywanym przez komorę środkową.
3. Parcie zasadnicze na ścianki gruntu przekazywane jest przez ścianki komory środkowej.
4. Do komory środkowej sondy włączana jest pod ciśnieniem woda, a do komór skrajnych gaz (CO_2).
5. Wielkość odkształcenia gruntu określa się mierząc objętość wody włożonej do środkowej komory sondy.
6. W prostych warunkach geologicznych, kiedy ściany otworu są stateczne, nie zaciskają się i nie obsypują, wiercenie przeprowadza się świderem 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. Próbné obciążenie 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 wg instrukcji obsługi, a następnie ciśnienie zwiększa się stopniowo 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 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 terenie.



Rys.3.14. Presjometr: a) ogólny widok urządzenia, b) szczegóły sondy



3. Ciecz powoduje rozszerzenie się promieniowe komory środkowej. Zmianom objętości komory środkowej towarzyszy rozszerzenie 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 wtórnego odkształcenia gruntu E_M należy po osiągnięciu wartości $p_k = 1,5 \sigma_{z,q}$ ($\sigma_{z,q}$ - napężenie w gruncie po wykonaniu budowli) zmniejszać ciśnienie w sondzie stopniowo 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 zwięźło spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym oraz w gruntach organicznych $\Delta T = 180 \text{ s}$,
 - b) w badaniach szybkich dla pozostałych gruntów $\Delta T = 60 \text{ s}$.
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.3.15). 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 odkształcenia oblicza się ze wzoru:

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

gdzie:

R - promień otworu, w którym znajdowała się sonda presjometryczna poszerzonego ciśnieniem p_0 [m],

α - kąt nachylenia prostej (rys.3.15),

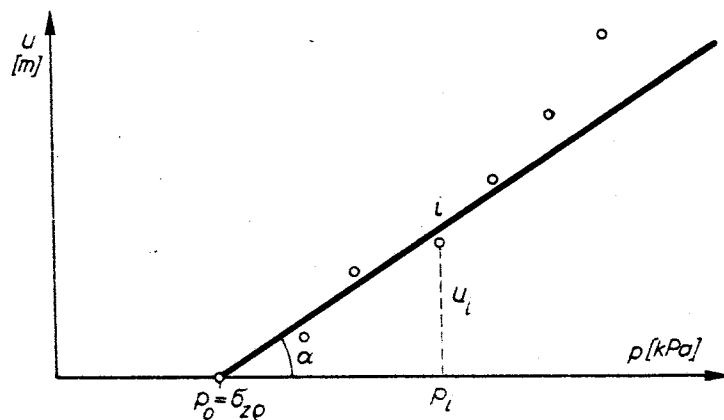
ν - współczynnik Poissona;

u - przemieszczenie gruntu [m],

przy czym

$$u = k(p - p_0); \quad k = \operatorname{tg} \alpha \text{ (m} \cdot \text{kPa}^{-1}\text{)}.$$

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



Rys.3.15. Liniowa aproksymacja odcinka krzywej presjometrycznej

3.8. Ustalanie parametrów geotechnicznych

Na podstawie badań gruntów i ich charakterystyki geologicznej należy podzielić podłoże na warstwy geotechniczne, przy czym jako podstawę podziału należy przyjąć wydzielenie geologiczne. Konieczność podziału podłoża na warstwy wynika z tego, że grunty w zależności od rozpatrywanego parametru geotechnicznego są w różnym stopniu niejednorodne. Dla każdej warstwy ustala się niezbędne wartości parametrów geotechnicznych.

Stosuje się trzy metody ustalania parametrów geotechnicznych. Metoda A polega na bezpośrednim oznaczaniu wartości parametrów za pomocą polowych i laboratoryjnych badań gruntu.

Metoda B polega na wyznaczeniu metodą A parametrów pozwalających wyznaczyć na ich podstawie niezbędne parametry, wykorzystując korelację pomiędzy nimi, podane w odpowiednich normach albo ustalone doświadczalnie. Parametry geotechniczne potrzebne do wykorzystania korelacji nazywa się wiodącymi.

Na ogół parametrami wiodącymi są rodzaj gruntu (nazwa, uziarnienie - d_{10} , d_{60}) i stan gruntu. Korelacje podane w normach nie wyczerpują problemu, gdyż dla różnych typów genetycznych gruntów prowadzone są ciągłe badania porównawcze i ustalane kolejne zależności. Z zależności tych można korzystać pod warunkiem sprawdzenia, że na rozpatrywanym terenie grunty mają tę samą charakterystykę geologiczną. Nie wyłącza się możliwości oznaczania parametrów wiodących metodami makroskopowymi, z tym że w przypadku gruntów spoistych trzeba zakwalifikować grunt do odpowiedniej grupy genetycznej.

Metoda C jest analogiczna do metody B, z tym że w metodzie C stosuje się wartości pozostałych parametrów wynikające z praktycznych doświadczeń budownictwa na innych podobnych terenach, uzyskanych dla budowli o podobnej konstrukcji i zbliżonych obciążeniach.

Odróżnia się następujące grupy genetyczne:

- A - grunty spoiste morenowe, skonsolidowane,
- B - inne grunty spoiste skonsolidowane i grunty spoiste morenowe nieskonsolidowane,
- C - inne grunty spoiste nieskonsolidowane,
- D - ły, niezależnie od genezy.

Klasyfikację tę powinni przeprowadzać w zasadzie geolodzy.

Ustalenie parametrów geotechnicznych jest potrzebne między innymi do opracowania opinii geotechnicznej. Opinia geotechniczna, która jest częścią dokumentacji projektowej inwestycji budowlanej, zawiera:

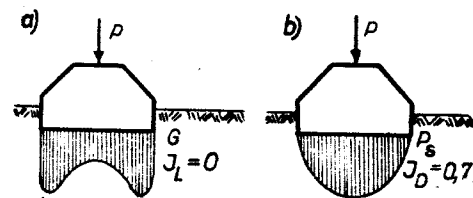
1. geotechniczną ocenę lokalizacji sytuacyjno-wysokościowej projektowanych obiektów ze wskazaniem na celowość ewentualnych zmian optymalizujących zakres robót fundamentowych, organizację i koszty, zużycie materiałów itp.;
2. optymalne sposoby posadowienia budowli, przy uwzględnieniu istniejących i przewidywanych szkodliwych wpływów i oddziaływań,
3. metody wykonania makroniwelacji terenu,
4. sposoby przygotowania podłoża gruntowego pod fundamentey budowli, drogi itp.;
5. sposoby zabezpieczania zboczy naturalnych i skarp wykopów;
6. sposoby odwodnień terenu i wykopów budowlanych;
7. sposoby przeciwdziałania pęcznieniu, rozmywaniu, rozmakaniu i wysuszeniu podłoża budowli,
8. zakres wymaganych badań kontrolno - pomiarowych w okresie realizacji i eksploatacji obiektów.

4. FUNDAMENTY POSADOWIONE BEZPOŚREDNIO NA GRUNCIE

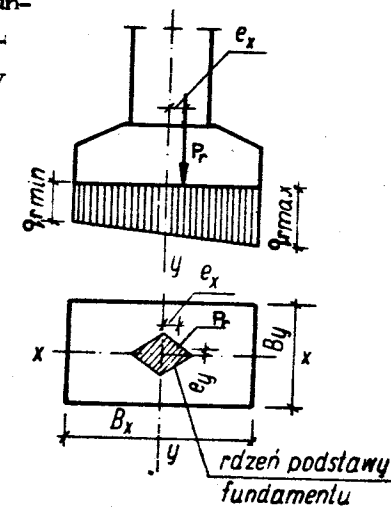
4.1. Projektowanie stóp fundamentowych

Fundamenty bezpośrednie przekazują obciążenie budowli na podłoże przez swoją podstawę. Podstawa może spoczywać na sztucznej warstwie z betonu, żwiru, pospółki lub grubego czy średniego piasku, stosuje się ją w miejsce usuniętego słabonośnego gruntu rodzimego.

Słupy konstrukcji budynków szkieletowych opierają się na stopach betonowych i żelbetonowych. W budynkach mieszkalnych (do dwóch kondygnacji) i w budowlach tymczasowych stosuje się 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 $q_f \geq 0,2 \text{ MPa}$.



Rys.4.1. Rozkład naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia sztywnego bloku fundamentowego; a) podłoże stanowi glina półzwarda, b) podłoże stanowi piasek



Rys.4.2. Mimośrodowe obciążenie fundamentu

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 4.1. 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:

$$q_r = \frac{P_r}{A} \quad (4.1)$$

gdzie:

$P_r = Q_k + Q_f$ - obliczeniowy nacisk pionowy fundamentu,

Q_k - obciążenie zewnętrzne od konstrukcji budynku,

Q_f - masa własna fundamentu i gruntu nad fundamentem.

Wyznaczając odpór gruntu wywołujący naprężenia w materiale stopy fundamentowej przyjmuje się nacisk pionowy Q_k od konstrukcji, pomija się natomiast masę własną fundamentu i gruntu 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.4.2)

$$q_{r \max} = \frac{P_r}{A} + \frac{M_{rx}}{W_x} + \frac{M_{ry}}{W_y} \quad (4.2)$$

gdzie:

M_{rx} i M_{ry} - suma momentów wszystkich sił działających na fundament względem osi x-x i y-y przechodzących przez środek ciężkości podstawy fundamentu;

$$M_{rx} = P_r e_y, \quad M_{ry} = P_r e_x,$$

P_r - obliczeniowa wartość wypadkowej sił pionowych,

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

$$e_x = \frac{M_{ry}}{P_r} \leq \frac{B_x}{6}, \quad e_y = \frac{M_{rx}}{P_r} \leq \frac{B_y}{6},$$

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

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

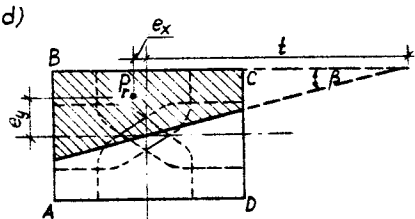
Wzory na określenie maksymalnych naprężeń w gruncie pod narożem prostokątnej podstawy fundamentu, przy działaniu siły skupionej i momentów w obu kierunkach, podano w tabeli 4.1, dla różnych położen wypadkowej sił działających na podstawę fundamentu,

Tabela 4.1.

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

| | |
|--|---|
| | <p>Podział podstawy stopy fundamentowej do określenia położenia wypadkowej sił działających na fundament (obszar V - rdzeń podstawy)</p> |
| | <p>Wypadkowa sił przechodzi przez obszar I $q_{r \max} = \frac{3P_r}{\left(\frac{B_x}{2} - e_x\right)\left(\frac{B_y}{2} - e_y\right)}$</p> |
| | <p>Wypadkowa sił przechodzi przez obszar II</p> $s = \frac{B_y}{12} \left(\frac{B_y}{e_y} + \sqrt{\frac{B_y}{e_y} - 12} \right)$ $\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{2} \frac{B_x - 2e_x}{s + e_y}$ $q_{r \max} = q_{rB} = \frac{12P_r}{B_y \operatorname{tg} \alpha} \frac{B_y + 2s}{B_y^2 + 12s^2}$ |

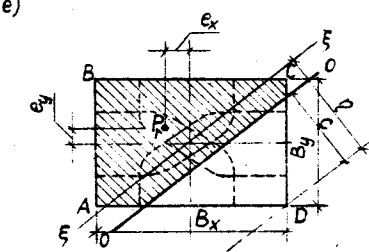
Wypadkowa siła przechodzi przez obszar III

d) 
$$t = \frac{B_x}{12} \left(\frac{B_x}{e_x} + \sqrt{\frac{B_x^2}{e_x^2} - 12} \right)$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{3}{2} \frac{B_y - 2e_y}{t + e_x}$$

$$q_{r\max} = q_{rB} = \frac{12 P_r}{B_x \operatorname{tg} \beta} \frac{B_x + 2t}{B_x^2 + 12t}$$

Wypadkowa siła przechodzi przez obszar IV

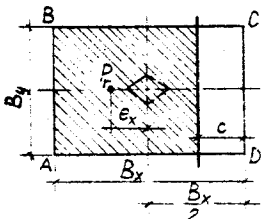
e) 
$$q_{r\max} = q_{rB} = \frac{P_r}{B_x B_y} \alpha [12 - 3,9(6\alpha - 1)(1 - 2\alpha)(2,3 - 2\alpha)]$$

$$\alpha = \frac{e_x}{B_x} + \frac{e_y}{B_y};$$

$$c \leq \frac{\eta}{2}$$

prosta $\xi - \xi$ równoległa do osi objętej 0-0

Jednokierunkowe zginanie; wypadkowa siła znajduje się na osi symetrii podstawy

f) 
$$q_{r\max} = q_{rA} = q_{rB} = \frac{2P_r}{3\left(\frac{B_x}{2} - e_x\right)B_y}$$

wg normy - od obciążeń stałych i zmiennych działających poza rdzeniem podstawy fundamentu

$$c \leq \frac{B_x}{4}$$

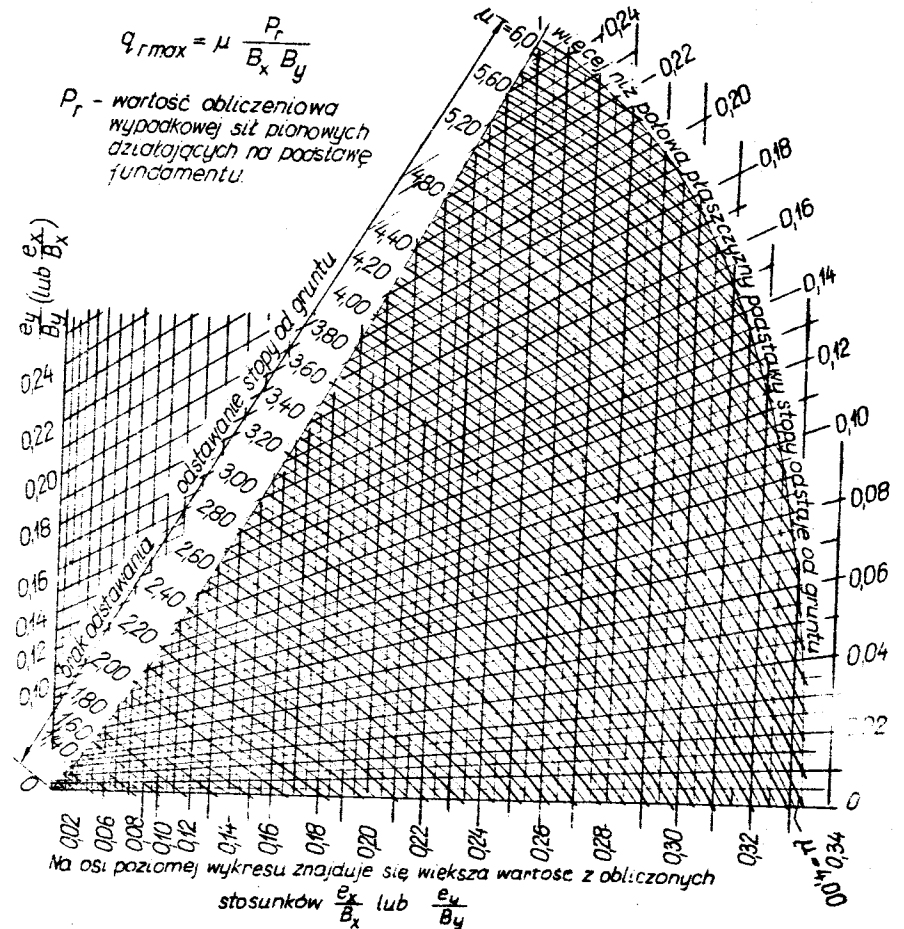
Opracowany nomogram (rys.4.3) ułatwia obliczenia, z których wynika, że:

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

gdzie:

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

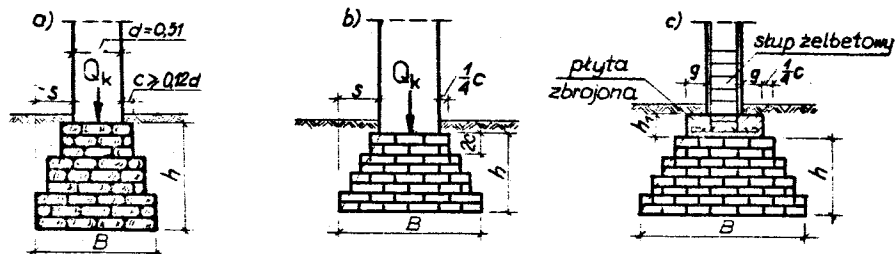
Z nomogramu na rysunku 4.3 można korzystać również przy jednokierunkowym zginaniu.



Rys.4.3. Nomogram do określenia wartości μ w zależności od $\frac{e_x}{B_x}$ i $\frac{e_y}{B_y}$

4.1.1. Stopy z cegły lub kamienia

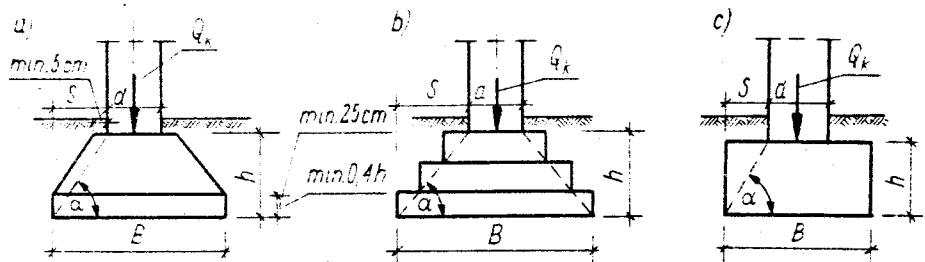
Stopy z cegły lub kamienia mają w przekroju pionowym kształt schodkowy (rys.4.4). Zależność pomiędzy wysokością stopy "h" a odsadzką "s" jest uwarunkowana dla stóp ceglanych rodzajem zaprawy użytej do murowania. Przy zaprawie cementowo-wapiennej $h : s \geq 3$, przy cementowej $h : s \geq 2$. Dla stóp kamiennych $h : s \geq 2$. Stopy ceglane i kamienne nie powinny być stosowane, gdy powyżej poziomu posadowienia występuje woda gruntowa.



Rys.4.4. Stopy z kamienia i cegły: a) stopa z kamienia pod słup ceglany $h : s \geq 2$, b) stopa z cegły na zaprawie cementowej $h : s = 2$, c) stopy z cegły z płytą zbrojoną pod słup żelbetowy ($h_1 \approx g$)

4.1.2. Stopy betonowe

Słupy niskich jedno lub dwukondygnacyjnych budynków, przy niewielkich obciążeniach i przy posadowieniu na gruntach o jednostkowym oporze obliczeniowym podłoża $q_f \geq 0,15$ MPa, mogą opierać się na stopach betonowych (rys.4.5).



Rys.4.5. Stopy betonowe i żelbetowe: a) stopa piramidalna, b) stopa schodkowa, c) stopa płytowa

Wartości stosunku $h:s$ dla stóp betonowych podaje tabela 4.2. Prostopadły 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.4.4c). Przyjmuje się, że grubość płyty h_1 równa się występowi płyty poza lico słupa. Grubość płyty powinna wynosić co najmniej 25 cm. Zbrojenie powinno być w postaci siatki z 3 prętów $\phi 8 - 10$ 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 MPa | Klasa betonu w stopie | | U w a g i |
|--|-----------------------|------|---|
| | 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 | |

4.1.3. Stopy żelbetowe

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

$$0,3(B_x - d) \leq h \leq 0,5(B_x - d) .$$

Przy wartości jednostkowej oporu obliczeniowego podłoża $q_f > 0,25$ MPa wysokość można przyjmować orientacyjnie:

a) dla stopy obciążonej osiowo

$$h \geq 0,4(B_x - d),$$

b) dla stopy obciążonej mimośrodkowo

$$h \geq 0,45(B_x - d),$$

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 nachylnego pod kątem 45° . Pomija się przy tym wpływ zbrojenia podłużnego. Obliczeniową nośność elementu na przebicie sprawdza się z warunku

$$P_r \leq R_{bz} h_o u_p \quad (4.4)$$

gdzie:

- P_r - obliczeniowa siła przebijająca,
- h_o - wysokość obliczeniowa rozpatrywanego przekroju,
- u_p - średnia arytmetyczna obwodu figury geometrycznej, na której działa obciążenie i średnia arytmetyczna obwodu podstawy bryły powstałej przy założeniu, że rozkład sił następuje pod kątem 45° (rys.4.6); podstawa bryły rozkładu sił powinna pokrywać się z płaszczyzną zbrojenia głównego.

Za wartość obliczeniowej siły przebijającej należy uważać wartość maksymalnego obciążenia obliczeniowego, przekazywanego na stopę fundamentową, zmniejszoną o wartość oporu gruntu przyłożonego bezpośrednio na podstawę bryły rozkładu sił, przyjmowanej do wyznaczania obwodu u_p .

W przypadku stopy fundamentowej obciążonej osiowo (rys.4.6a) obliczeniowa siła przebijająca określona jest wzorem:

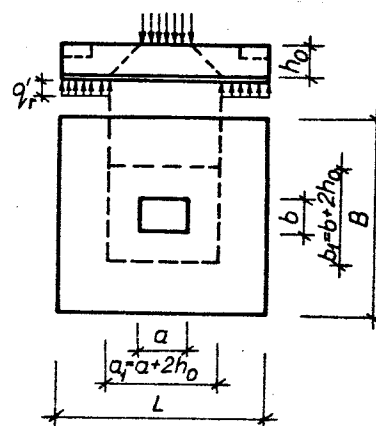
$$P_r = (LB - a_1 b_1) q_r',$$

gdzie q_r' - odpór gruntu.

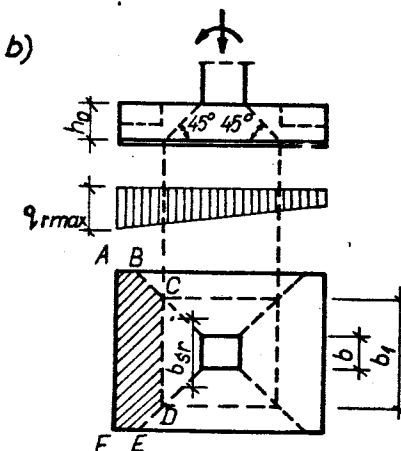
Wartość u_p w tym przypadku odpowiada wyrażeniu:

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

a)



b)



Rys.4.6. Schematy do obliczenia stóp fundamentowych na przebicie: a) stopa obciążona osiowo, b) stopa obciążona mimośrodkowo

Sprawdzając stopy obciążone mimośrodkowo na przebicie przeprowadza się obliczenia dla najniekorzystniej obciążonej krawędzi ostrosłupa podanego na rysunku 4.6b korzystając ze wzoru:

$$P_r = A q_{rmax} \leq R_{bz} h_o b_{sr},$$

w którym:

- A - powierzchnia wielokąta ABCDEF wg rysunku 4.6b,
- q_{rmax} - największe krawędziowe naprężenie w gruncie obliczone z uwzględnieniem działania momentu,
- b_{sr} - uśredniona szerokość stopy obliczona wg wzoru:

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

w którym: b i b_1 wg rysunku 4.6b,

R_{bz} - wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie.

Przybliżone momenty zginające stopę przy obciążeniu osiowym wynoszą (rys.4.7):

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

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

Zbrojenie stopy przy obciążeniu osiowym można wyznaczyć ze wzorów:

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

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

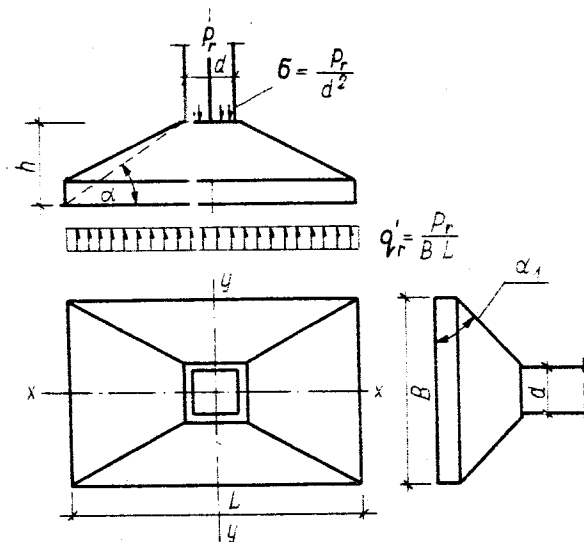
gdzie:

ζ - stosunek $z:h_o$,

h_o - wysokość obliczeniowa przekroju,

R_a - wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojeniowej na rozciąganie,

z - odległość prętów zbrojenia podłużnego i poprzecznego od środka ciężkości strefy ściskanej w przekroju normalnym.



Rys.4.7. Stopa obciążona osiowo

Przy mimośrodowym obciążeniu stopy, gdy jej osie pokrywają się w rzucie z osiami słupa, maksymalny moment zginający w przekroju poprzecznym stopy, powstały od oporu gruntu w kształcie trapezu lub trójkąta, można obliczyć ze wzoru (rys.4.8):

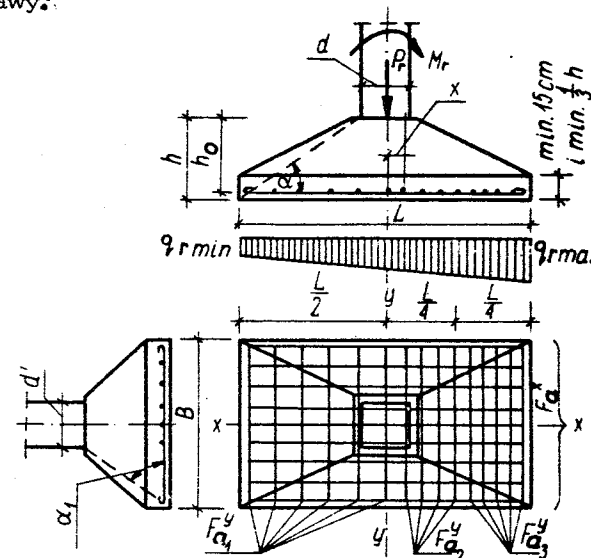
$$M_{\max} = P_r L \xi, \quad (4.5)$$

gdzie:

P_r - siła w słupie,

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

ξ - współczynnik wg nomogramu z rysunku 4.9, w którym $\beta = e_o/L$, przy czym $e_o = \frac{M_r}{P_r}$; d - wymiar słupa odpowiadający wymiarowi stopy L ; M_r - moment sił zewnętrznych działających na stopę względem środka ciężkości podstawy.



Rys.4.8. Stopa obciążona mimośrodowo. Zbrojenie stopy przy jednokierunkowym zginaniu

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

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

przyjmując $z = h_o$.

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

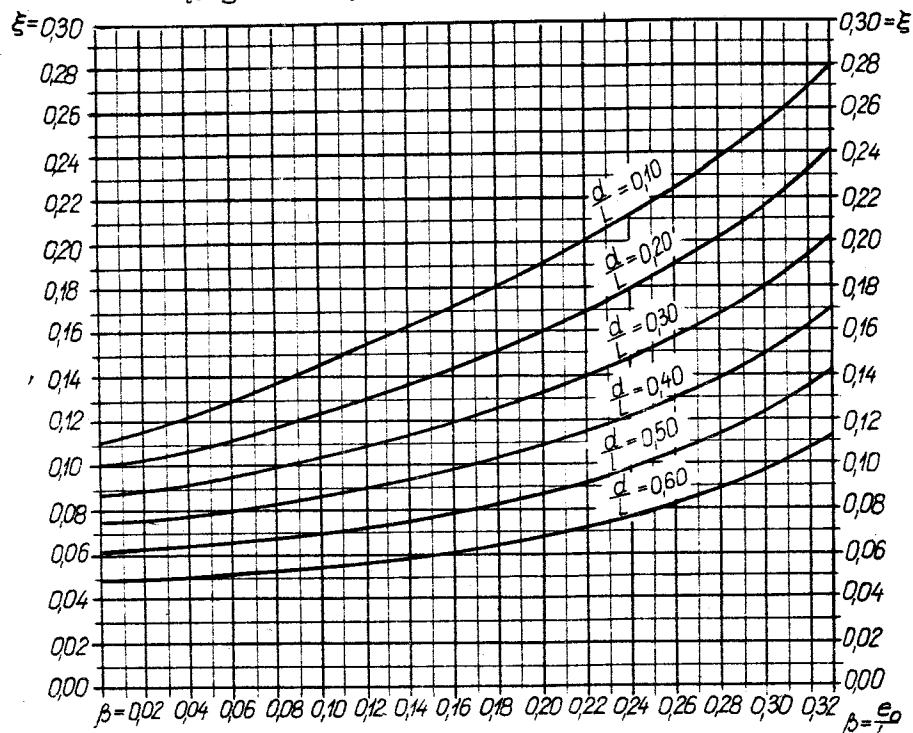
$$F_a^y = \frac{P_r z}{8 R_a h_o} \quad (4.7)$$

gdzie:

$$P_z = BL \frac{q'_{rmax} + q'_{rs}}{2}$$

B i L - wymiary podstawy,

q'_{rmax} , q'_{rs} - naprężenia w podstawie stopy (maksymalne i w osi stopy) obliczone przy pominięciu masy własnej stopy i gruntu leżącego na niej.



Rys.4.9. 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.4.8) zbrojenie w kierunku prostopadłym do kierunku działania tego momentu:

$$F_{a1}^y = 0,08 P_r \operatorname{ctg} \alpha (1 - 3 \beta), \quad (4.8)$$

$$F_{a2}^y = 0,04 P_r \operatorname{ctg} \alpha (1 + 2 \beta),$$

$$F_{a3}^y = 0,04 P_r \operatorname{ctg} \alpha (1 + 4 \beta), \quad (4.8)$$

gdzie:

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

B - wymiar podstawy stopy prostopadły do kierunku działania momentu,

d' - wymiar przekroju poprzecznego słupa odpowiadający bokowi "B",

h - wysokość całkowita stopy.

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

Tabela 4.3.

Współczynniki zmniejszające do obliczenia zbrojenia stóp żelbetowych

| Wysokość stopy \ Rodzaj gruntu | Żwiry, pospółki, piaski grube i średnie, niezależnie od wilgotności, piaski drobne, mało wilgotne, grunty spoiście półzwarne | Piaski drobne i pylaste mokre i wilgotne, grunty spoiście twardoplastyczne | Grunty spoiście plastyczne |
|-----------------------------------|--|--|----------------------------|
| $h > 0,4(L - d)$ | 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 |

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 pomiędzy 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 Lebellego, która uwzględnia przestrzenność 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. Nacisk ten wywołany jest przez wyodrębniony element dD , działający na powierzchni podłogi stopy $dx dy$ (rys.4.10) o składowych:

- pionowej $dN = \frac{N}{B^2} dx dy$,

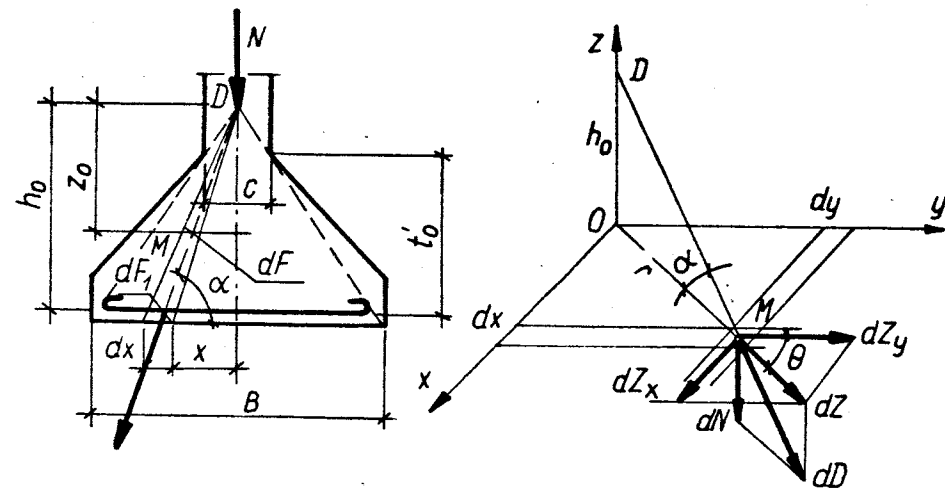
- poziomej $dZ = \frac{N r}{B^2 h_0} dx dy$.

Składowa dZ_y , działająca równoległe do osi y , wynosi:

$$dZ_y = dZ \cos \theta = \frac{N r \cos \theta}{B^2 h_0} dx dy = \frac{N y}{B^2 h_0} dx dy.$$

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

$$Z_y = \int_{-B/2}^{B/2} \int_0^{B/2} \frac{N y}{B^2 h_0} dx dy = \frac{N B}{8 h_0} = \frac{N(B-c)}{8 t'_0}.$$



Rys.4.10. Schemat obliczeniowy kwadratowej stopy fundamentowej w układzie przestrzennym

Na podstawie badań Lebellego nie musi się sprawdzać stopy na ścisnienie i przebicie; można obliczyć tylko naprężenia przyczepności. Siła przyczepności na jednostkę długości pręta wynosi:

$$\frac{d Z_y}{dx} = \frac{N y}{B^2 h_0} dy.$$

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

$$\frac{d Z_y}{dx} = \frac{N(B-c)}{2 B^2 t'_0},$$

stąd naprężenia przyczepności oblicza się ze wzoru:

$$\tau_p = \frac{N(B-c)}{2 B^2 t'_0 u},$$

gdzie: u - suma obwodów prętów w stopie na jednostkę szerokości.

Według Lebell'a dla stóp prostokątnych można postąpić się następującymi wzorami:

a) siła rozciągająca zgodna z kierunkiem osi x

$$Z_x = \frac{N(L-d)}{8h}$$

b) siła rozciągająca zgodna z kierunkiem osi y

$$Z_y = \frac{N(B-c)}{8h}$$

c) naprężenia przyczepności:

$$\tau_1 = \frac{N(L-d)}{8hL^2 u_1}$$

$$\tau_2 = \frac{N(B-c)}{8hB^2 u_2}$$

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 B i L na jednostkę szerokości stopy,

h - wysokość stopy mającej podstawę o kształcie prostokąta,

x, y - kierunki osi fundamentu, jak na rysunku 4.10.

4.2. Stopa obciążona grupą sił pionowych

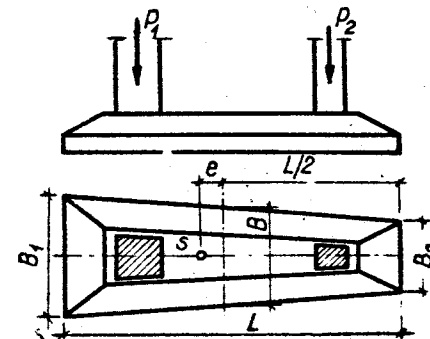
Stopę obciążoną grupą sił pionowych (rys.4.11) projektuje się, gdy słupy przenoszą duże obciążenie, stoją blisko siebie i jednostkowy opór obliczeniowy podłoża jest stosunkowo mały. W celu uzyskania równomiernego rozkładu nacisku na grunt, przy różnych wartościach sił przenoszonych przez słupy, środek 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 stopy obciążone grupą sił pionowych rozpatruje się jako odwrócone belki z wystającymi wspornikami, oparte na słupach jako podporach obciążonych czynnym oddziaływaniem gruntu o wartości:

$$q_f = \frac{P_1 + P_2}{L B}$$

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

$$B L q_f = P_1 + P_2 + G$$



Rys.4.11. Stopa dwusłupowa trapezowa

Od strony działania większej siły (P_1) szerokość podstawy będzie większa aniżeli od strony działania siły mniejszej (P_2). Stopy obciążone siłami skupionymi wykonuje się z żelbetu. Wysokość tych stóp i ilości 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 o strukturze naturalnej lub naruszonej, oraz na gruntach nasypanych. Przyjmuje się, że najmniejsze zagłębienie w gruncie tych fundamentów wynosi 1,4 m. Obliczenia statyczne przeprowadza się zgodnie z normą PN-80/B-03322 wg I. stanu granicznego, przy czym powinien być spełniony warunek:

$$f_n Q_f \leq m Q_f \quad (4.9)$$

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 , moment M_r , siła pionowa V_r),

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, zakłóceń lub montażowej. Przy ustalaniu obciążeń obliczeniowych fundamentu przyjmuje się następujące współczynniki obciążenia:

- | | |
|------------------------------|-----------|
| a) masa słupa | 1,1 (0,9) |
| b) obciążenie sadią 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).

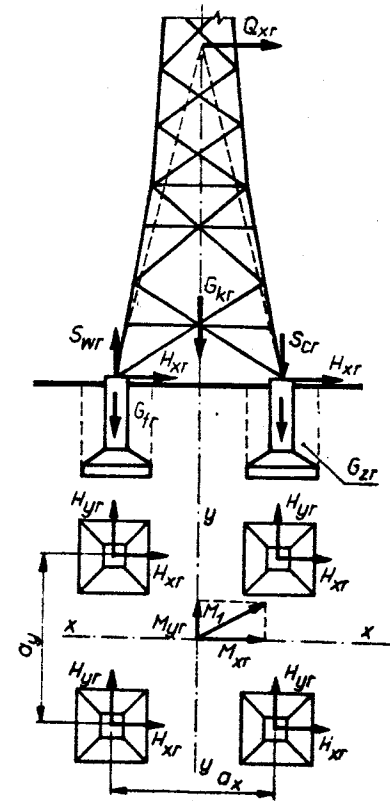
Wartości podane w nawiasach stosuje się dla fundamentów wyciąganych

Fundamenty konstrukcji wsporczych wykonuje się jako czterostopowe (rys.4.12), progowe (rys.4.13), słupowe i blokowe oraz płytowe (rys.4.14). 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

$A \leq 0,25 \text{ m}^2$ oraz szerokość względna $\beta = \frac{b}{D} \leq 0,5$; gdzie b - wymiar fundamentu, D - zagłębienie fundamentu od poziomu terenu. Fundamenty te mogą być wzmocnione poprzecznymi płytami lub belkami.

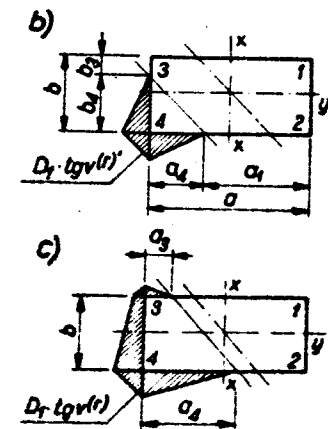
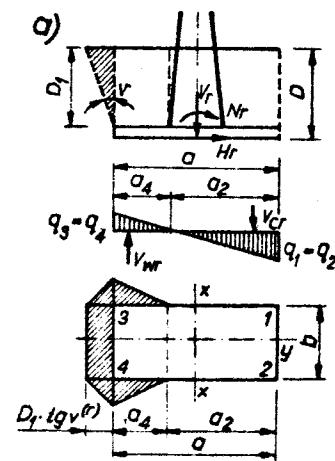
Fundamenty blokowe są to fundamenty o powierzchniach podstawy

$A > 0,25 \text{ m}^2$ i szerokościach względnych $\beta = \frac{b}{D} > 0,5$.



Rys.4.13. Schemat obciążeń fundamentu progowego

Rys.4.12. Schemat obciążeń fundamentu czterostopowego

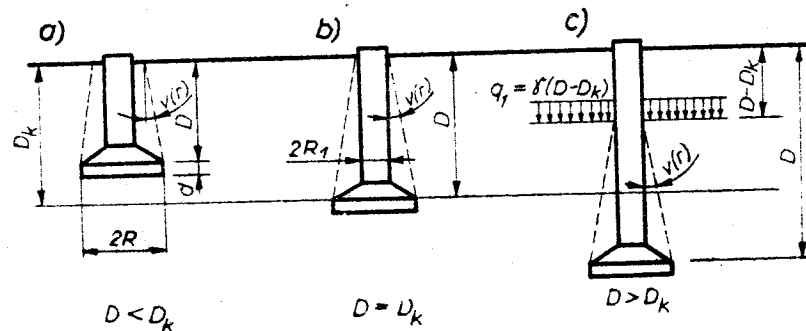


Rys.4.14. Schematy wyznaczania obciążeń działających na fundament płytowy i sił utrzymujących V_{wf} działających na krawędziach fundamentu

Współczynnik korekcyjny m przyjmuje się w zależności od rodzaju fundamentu i rodzaju ośrodka gruntowego, zgodnie z tabelą 4.4. 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. Dla fundamentów czterostopowych wyróżnia się schematy pracy fundamentu w zależności od wytrzymałości mechanicznej ośrodka gruntowego. Dla gruntów o małej wytrzymałości mechanicznej $\phi_u^{(r)} < 15^\circ$ występują dwa podstawowe schematy pracy, zależne od zagłębienia fundamentu D , przedstawione na rysunku 4.15. W gruntach o średniej i dużej wytrzymałości mechanicznej ($\phi_u^{(r)} > 15^\circ$) bryła gruntu wyciągana wraz z fundamentem ma kształt odwróconego ostrosłupa ściętego (rys.4.16).

Tabela 4.4.

| Rodzaj fundamentu | Rodzaj pracy fundamentów | Rodzaj gruntu | Współczynnik korekcyjny |
|-------------------------|--------------------------|----------------------|-------------------------|
| czterostopowe i progowe | wciskane | niespoisty | 0,75 |
| | | spoisty | 0,85 |
| Płytowe | wyciągane | niespoisty i spoisty | 1,0 |
| | wciskane | niespoisty i spoisty | 0,9 |
| 1,0 | | | |
| Słupowe i blokowe | wywracane | niespoisty | 0,8 |
| | | spoisty | 0,7 |

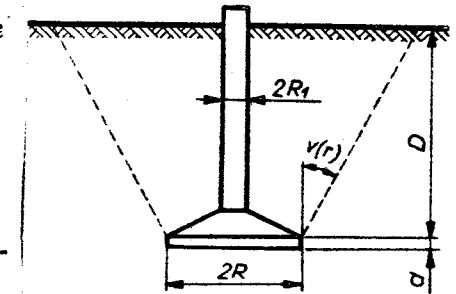


Rys.4.15. Schemat pracy fundamentu w ośrodku gruntowym o małej wytrzymałości mechanicznej

Graniczny opór podłoża gruntowego na wciskanie wyznacza się dla fundamentów progowych tak jak dla fundamentów wciskanych o podstawie prostokątnej, przyjmując do obliczeń wymiary fundamentu odpowiadające obrysowi. Płytę fundamentu progowego traktuje się jako płytę jednolitą o wymiarach $a \cdot b$ (rys.4.13).

Wyznaczając graniczny opór podłoża gruntowego dla fundamentów blokowych o poszerzonej podstawie określa się wysokość odsadzki d (rys.4.17) z warunków wytrzymałościowych; do obliczeń bierze się naprężenie obliczeniowe przekazywane przez podstawę fundamentu. 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:

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



Rys.4.16. Schemat pracy fundamentu w ośrodku gruntowym o średniej i dużej wytrzymałości mechanicznej

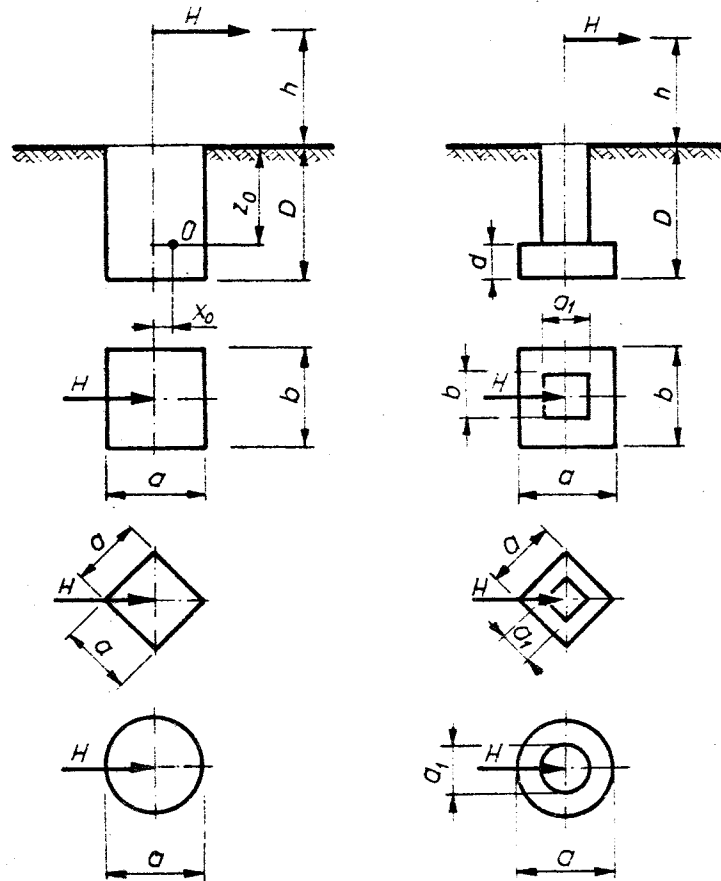
w którym:

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 posadzone na fundamentach palowych. W tym przypadku dopuszczalne obciążenie pala oblicza się według normy PN-69/B-02482.



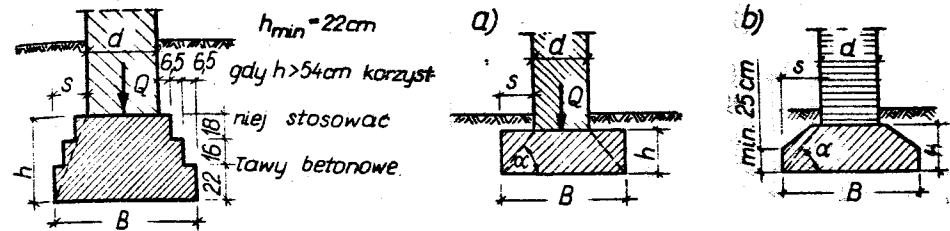
Rys.4.17. Schematy oznaczeń dla fundamentu blokowego

4.4. Ławy fundamentowe

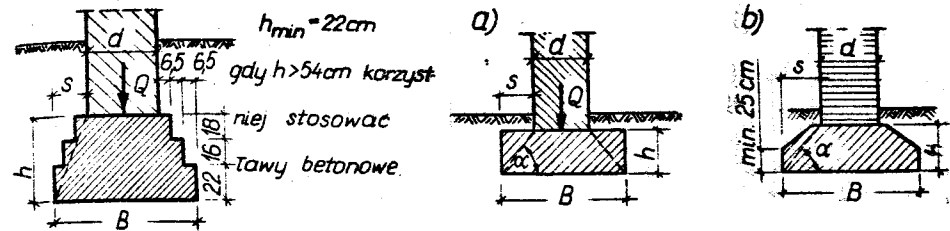
Ławy ciągłe stosuje się pod ścianami budynków (do 11 kondygnacji nadziemnych) lub pod szeregiem słupów, przy jednostkowym obliczeniowym oporze podłoża $q_f \geq 0,15$ MPa. Można również zaprojektować ławę na stopach, wówczas w obliczeniach obciążenia na stopy przyjmuje się tylko masę muru ograniczoną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

Ławy ceglane stosowano dawniej 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 $R_c \geq 7,5$ MPa oraz zaprawy cementowej o wytrzymałości $R_z \geq 3$ MPa lub cementowo-wapiennej 1:1. Najmniejsza wysokość ławy ceglanej powinna mieć 3 warstwy cegły ułożonej na płask, tj. $h_{\min} = 22$ cm (rys.4.18).



Rys.4.18. Ława ceglana



Rys.4.19. Ławy betonowe o przekroju: a) prostokątnym, b) trapezowym

Ława betonowa może być stosowana, gdy wysokość ławy ceglanej wynosi więcej niż 54 cm albo spód fundamentów znajduje się poniżej poziomu wody gruntowej (rys.4.19). 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.

Dla ław o kształcie trapezowym lub płytowym największy moment zginający oblicza się ze wzoru (rys.4.20):

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

gdzie:

Q - 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

$$M_{\max} = \frac{Q}{8} (B - b_0),$$

gdzie:

b_0 - szerokość żebra ławy teowej [m].

Ponadto dla ław teowych należy obliczyć moment na skraju żeber

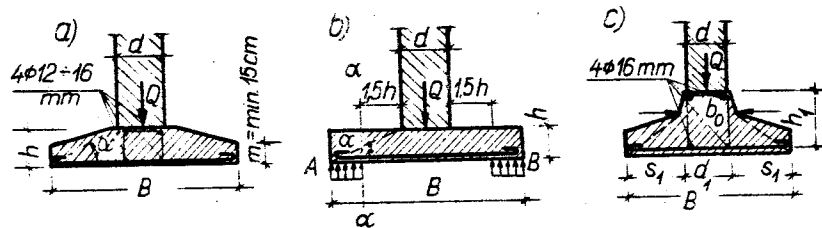
$$M = \frac{Q}{2B} s_1^2,$$

gdzie:

s_1 - długość jednostronna półki przekroju teowego ławy [m].

Zbrojenie poprzeczne ław oblicza się ze wzoru:

$$F_a = \frac{M}{\zeta h_0 R_a}.$$



Rys.4.20. Ławy żelbetowe pod ściany murowane

Ławy fundamentowe przewidziane pod budynki dłuższe niż 50 m zaleca się dylatować. Szczeliny dylatacyjne są konieczne w przypadku spodziewanych znacznych różnic osiadań poszczególnych części budynku, wynikających z niejednorodnego, znacznie się różniącego pod względem ściśliwości podłoża lub w przypadku, gdy na wspólnej ławie posadawia się części budynku o różnych wysokościach. 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, nacisk na ławę i reakcje podłoża nie są zrównoważone. Powoduje to zazwyczaj przekroczenie naprężeń rozciągających w betonie. Odcinek takiej ławy należy zazbroić na moment $pl^2:12$, gdzie: $l = 1,05 l_0$; l_0 - rozpiętość otworu, p - obciążenie działające na ławę.

4.5. Obliczanie zbrojenia w kierunku podłużnym ławy

W gruntach słabonośnych 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:

$$\alpha = \frac{M_{o \max}}{M_{o \min}} \quad (4.11)$$

Siły przekrojowe w ławie oblicza się ze wzorów:

a) największy moment zginający

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

b) największa siła poprzeczna

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

Największe ugięcie budowli można określić wzorem:

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

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:

- $b_s = 0,6b$ - 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 odpowiednio 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 $\frac{l}{h}$ ^{x/} | | | | | |
|---|---|---------|---------|---------|--------|--------|
| | 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 |

^{x/} l - długość budynku; h - wysokość budynku.

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

$$F_a = \frac{M_{\max}}{h_o R_a} \quad (4.15)$$

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:

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{F_c} \quad (4.16)$$

gdzie:

- F_c - powierzchnia przekroju fundamentu i międzypiętrowych pasów murowych.

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

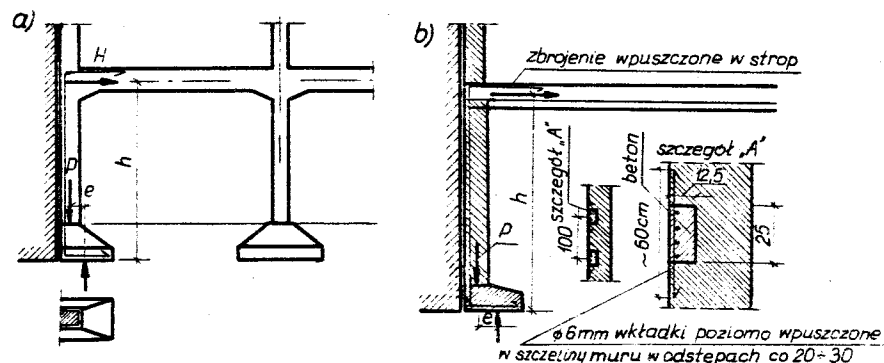
4.6. Fundamenty w sąsiedztwie istniejącego budynku

W przypadku wznoszenia budowli przy istniejącym budynku, dąży się do zaprojektowania słupów lub ścian nośnych bezpośrednio przy ścianie istniejącej, aby nie utracić powierzchni przeznaczonej do budowy. Wówczas można natrafić przy konstruowaniu posadowienia nowo wznoszonej budowli na trudności wynikające z obciążenia mimośrodowego. Należy więc dążyć przy projektowaniu do zmniejszenia wpływu tego obciążenia. Czasem możliwe jest, dla konstrukcji szkieletowej, odsunięcie słupów dolnej kondygnacji od ściany budynku istniejącego na taką odległość, aby można było ukształtować stopę obciążoną osiowo. Istnieje jednak tu potrzeba utworzenia wsporników 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 $M = P e$. Wówczas w stopie lub żelbetowych podciągach dochodzących do słupa powstaje siła rozciągająca pozioma $H = \frac{P e}{h}$ (rys.4.21a). Ścianę murowaną przy istniejącym budynku, posadowioną na ławie, wzmacnia się konstrukcją zespoloną (rys.4.21b).

Wielkość zbrojenia pionowego w bruzdach oblicza się z momentu $M = P e$.

Z innych rozwiązań można wymienić zakotwienie ściany przy istniejącym budynku w ścianie równoległej. Fundamenty budynku wznieszonego przy istniejącym mogą być posadawione na tym samym poziomie lub na różnych poziomach. Jeśli istniejący fundament budynku posadawiony jest na głębokości większej aniżeli nowo projektowany i różnica poziomów posadawienia jest równa głębokości potrzebnej ze względu na wypieranie gruntu spod fundamentu, to można roboty fundamentowe prowadzić bez zabezpieczenia.



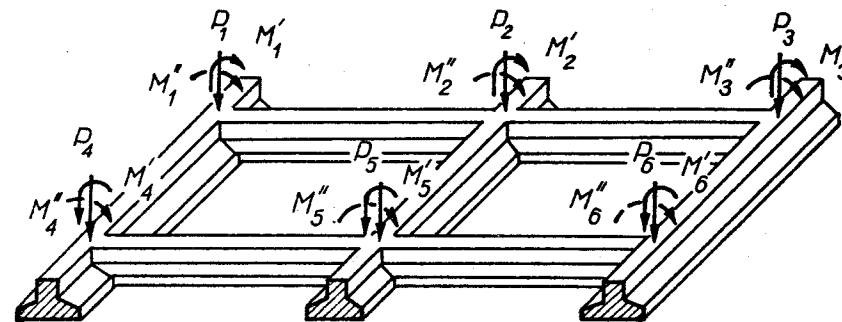
Rys. 4.21. Zastosowanie konstrukcji przeciwdziałającej obrotowi stopy: a) powiązanie stopy ze słupem i podciągami, b) powiązanie stropu dolnej kondygnacji ze ścianą i ławą fundamentową

Jeśli natomiast posadawienie budynku istniejącego jest płytsze lub równe głębokości wykopu pod nowy budynek, to należy roboty fundamentowe wykonać odcinkami (1,0 - 1,5 m), przy czym należy jednocześnie zachować pomiędzy 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 posadawienia konstrukcji szkieletowych. Ten rodzaj fundamentu projektuje się w przypadku, gdy grunt w podłożu jest słabszy

i niejednorodny ($q_f = 0,10 \div 0,15$ MPa) oraz gdy ławy pod szeregiem 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 przenieszone przez słupy oraz momenty zginające powstałe wskutek monolitycznego powiązania słupów z fundamentem (rys. 4.22). Ponadto skrajne belki doznają skręcania. Przy obliczeniach rusztu fundamentowego należy uwzględnić odkształcalność podłoża gruntowego.

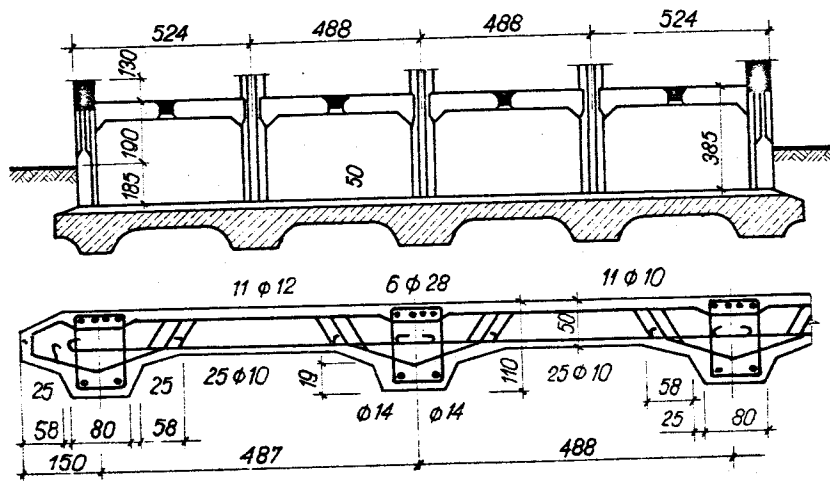


Rys. 4.22. Fundament w postaci rusztu

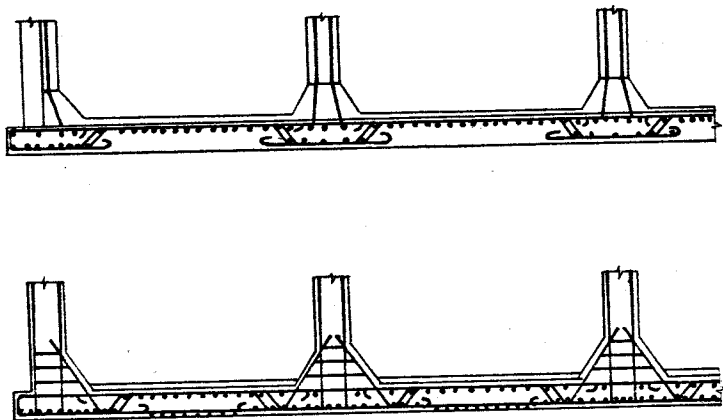
Płyty fundamentowe stosuje się na gruntach słabonośnych o $q_f \leq 0,10$ MPa lub w przypadku wysokich budowli od 8 do 15 kondygnacji, a także przy istnieniu podpiwniczenia budowli poniżej poziomu wody gruntowej. Jednak w tym przypadku należy zabezpieczyć budowlę przed zalewaniem wodą przez powiązanie płyty ze ścianami, a tym samym wytworzenie wodoszczelnej skrzyni. Następuje wówczas wypór wody i istnieje możliwość wypłynięcia dolnej części budowli w trakcie jej wykonania. Aby uniknąć tego zjawiska, trzeba, aby najmniejsza możliwa masa budowli przewyższała co najmniej o 15% największy możliwy wypór. Stosowane płyty fundamentowe są gładkie, o jednakowej grubości, lub żebrowe. Płyta z żebrami ku dołowi (rys. 4.23) może być wykonana na gruncie spoistym i nienawodnionym. Boki żeber o odpowiednim nachyleniu nie wymagają wówczas deskowania. 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 pomiędzy słupami nie przekracza 5,0 m. Grubość płyty pomiędzy głowicami nie powinna być mniejsza niż 40 cm (rys. 4.24).

Płytę fundamentową oblicza się jako:

- a) płytę opartą na ścianach budynku i obciążoną od dołu reakcją podłoża, lecz zmniejszoną o masę własną płyty,
- b) odwrócony strop grzybkowy,
- c) płytę na sprężystym podłożu.

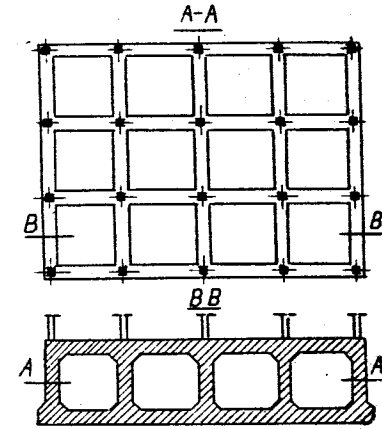


Rys.4.23. Fundament płytowo-żebrowy z żebrami wystającymi od dołu



Rys.4.24. Fundament w postaci stropu grzybkowego

Fundamenty w postaci skrzyni sztywnej żelbetowej (rys.4.25) stosuje się dla budynków wysokich, większych niż 15 kondygnacyjne 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, zaś ściany podłużne i poprzeczne - grubość 0,6 - 1,0 m. Obliczenia fundamentów skrzyniowych dokonuje się na podstawie teorii sprężystości.



Rys.4.25. Fundament skrzyniowy

4.8. Fundamenty o rzucie kołowym

Fundamenty o rzucie kołowym projektuje się dla posadowienia kominów fabrycznych, pieców hutniczych, wież ciśnieniowych, 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 obliczeniami statycznymi. Na obciążenie fundamentu komina ma dominujący wpływ rola sił poziomych wiatru, które wywołują nierównomierne naciski na podłożu 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 o wysokości $h \leq 25$ 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 min. 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 warunków miejscowych. 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 skrócić 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 płaszczyznę ściętą 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

$$q_{r \max} \leq q_f \quad (4.16)$$

- b) stosunek maksymalnego krawędziowego obliczeniowego obciążenia jednostkowego podłoża pod fundamentem $q_{r \max}$ do minimalnego $q_{r \min}$, z wyjątkiem gruntów skalistych, powinien spełniać warunek

$$\frac{q_{r \max}}{q_{r \min}} \leq 4 \quad (4.17)$$

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

$$q_{r \min} > 0 \quad (4.18)$$

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 ścisłości oblicza się przyjmując:

- a) działanie całkowitego obciążenia stałego,
b) stałe występowanie maksymalnych naprężeń na podłożu z uwzględnieniem działania wiatru.

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

$$\frac{s_b - s_a}{d} \leq \frac{1}{200} \quad (4.19)$$

gdzie: d - średnica płyty fundamentowej.

Często okoliczności czy też jakość podłoża gruntowego sprawiają, że nie buduje się komina na płycie fundamentowej opartej na grun-

cie, lecz na palach lub studniach. Jeśli jest konieczne posadowienie fundamentu komina na studniach, to lepiej jest zastosować jedną studnię, a nie cały układ studzienny.

4.9. Nośność podłoża pod fundamentami szeregowymi

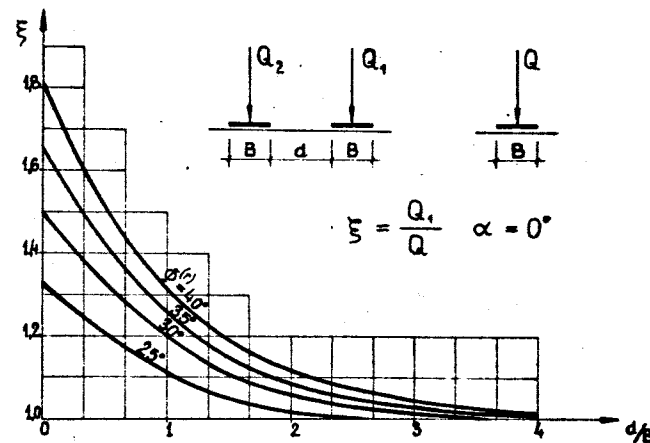
W praktyce budowlanej spotykamy fundamenty szeregowo, które wykonuje się jako fundamenty pod duże magazyny, bunkry, słupy estakad, budynki mieszkalne, a także jako fundamenty posadowione blisko budowli sąsiedniej. Podano tu wzór do obliczenia nośności jednorodnego podłoża niespoistego obciążonego dwoma i trzema fundamentami. Stan graniczny dla całego układu w przyjętym schemacie polega na zróżnicowaniu sił czynnych i biernych w układzie końcowym, który stanowi początek fazy kinematycznej. Siły czynne i biernie wyznacza się wzdłuż doświadczalnych kształtów linii poślizgu, stanowiących granice stanu sprężystego i plastycznego. Wyznaczenia nośności granicznej podłoża pod fundamentami szeregowymi dokonać można metodą sił, przy założeniu, że znany jest z doświadczeń kształt linii poślizgu. Nośność graniczną podłoża pod fundamentami szeregowymi obciążonymi pionowo i ukośnie określa się klasycznym wzorem dla fundamentu pojedynczego, przez wprowadzenie współczynników ξ i ξ_D charakteryzujących wzrost nośności podłoża

$$Q_f = LB(0,5 N_B \gamma_B^{(r)} B \xi + p N_D \xi_D), \quad (4.20)$$

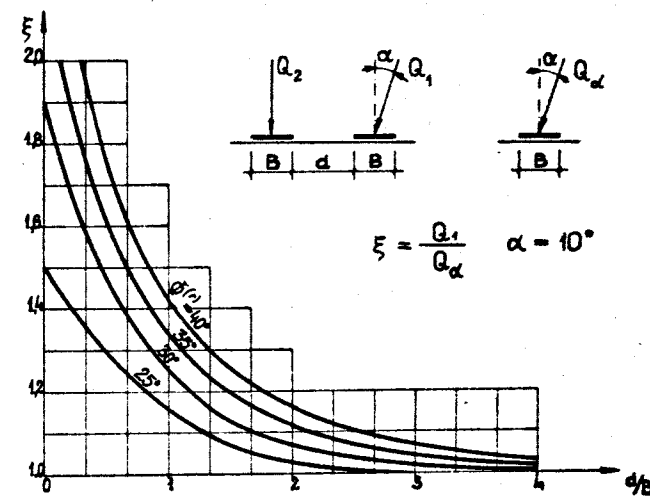
gdzie:

- $\gamma_B^{(r)}$ - masa objętościowa gruntu $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$,
- B - szerokość podstawy fundamentu $[\text{m}]$,
- L - długość fundamentu $[\text{m}]$,
- p - obciążenie naziomu $[\text{m}]$,
- N_B, N_D - współczynniki nośności dla pojedynczego fundamentu,
- ξ, ξ_D - współczynniki nośności charakteryzujące wzrost nośności podłoża jako funkcje kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi^{(r)}$ i rozstawu względnego d/B .

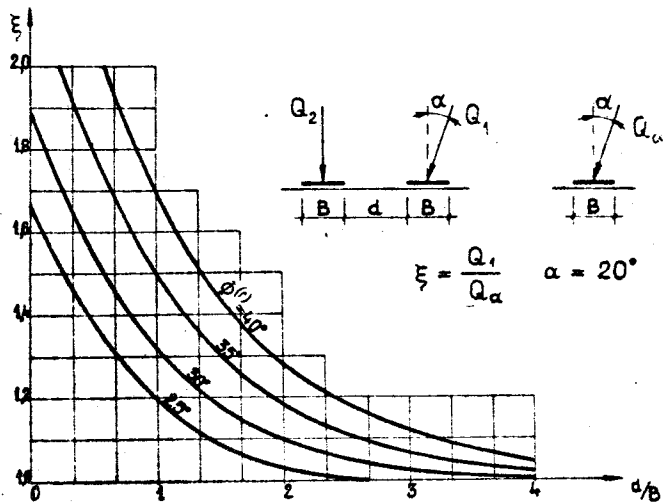
Współczynniki ξ , dla dwóch i trzech fundamentów przedstawiono, według W.Mrozka, na rysunkach 4.26 - 4.36, natomiast współczynniki ξ_D , według Stuarta i Westa, przedstawia rysunek 4.37.



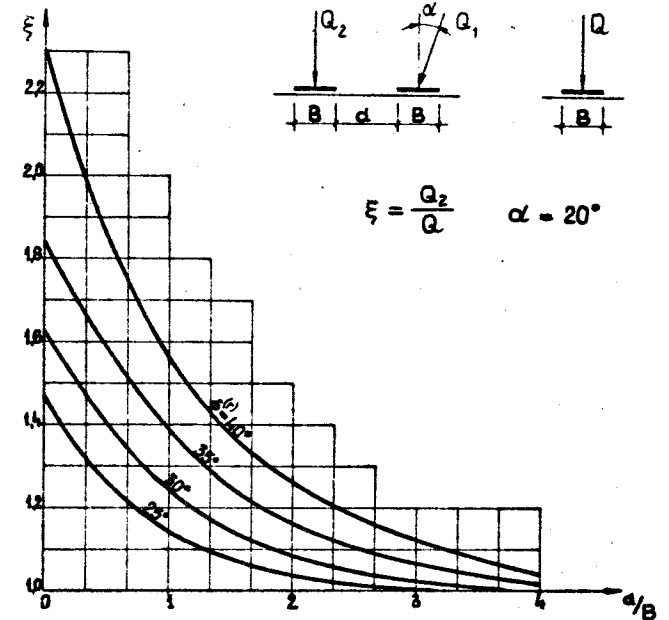
Rys.4.26. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi^{(r)}$



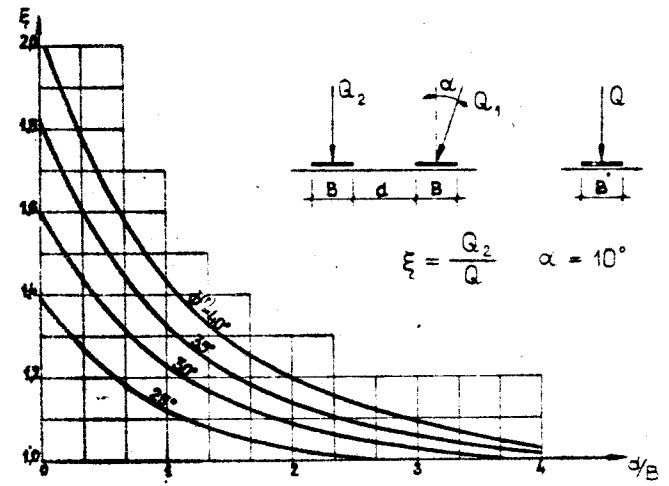
Rys.4.27. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi^{(r)}$



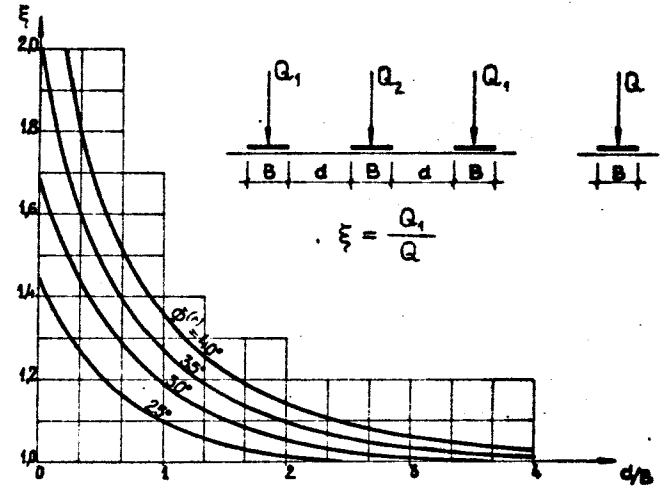
Rys.4.28. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi(r)$



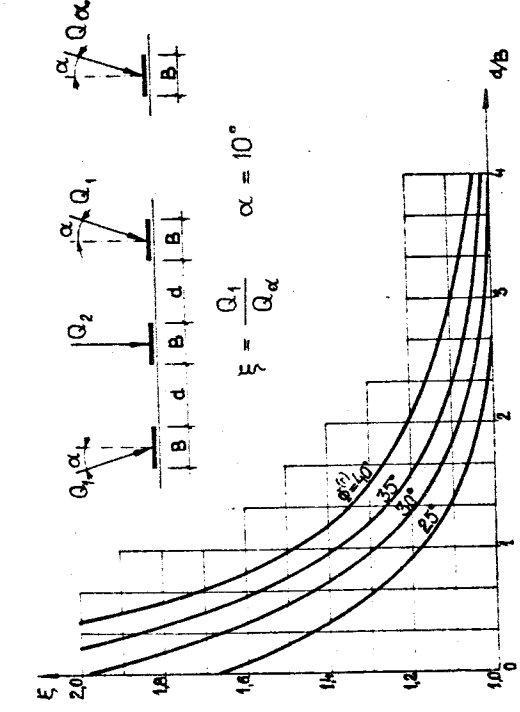
Rys.4.30. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi(r)$



Rys.4.29. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi(r)$

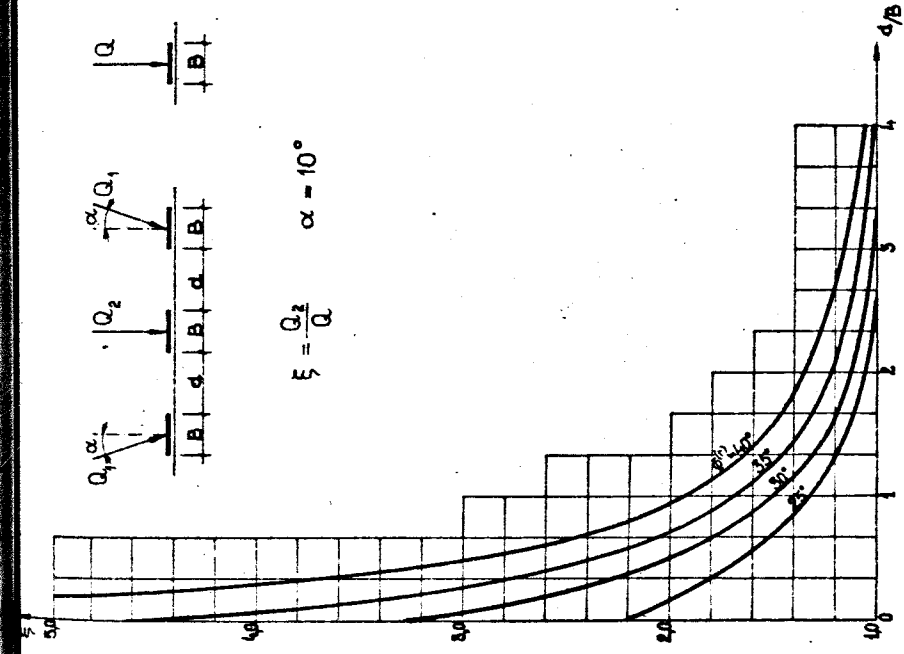
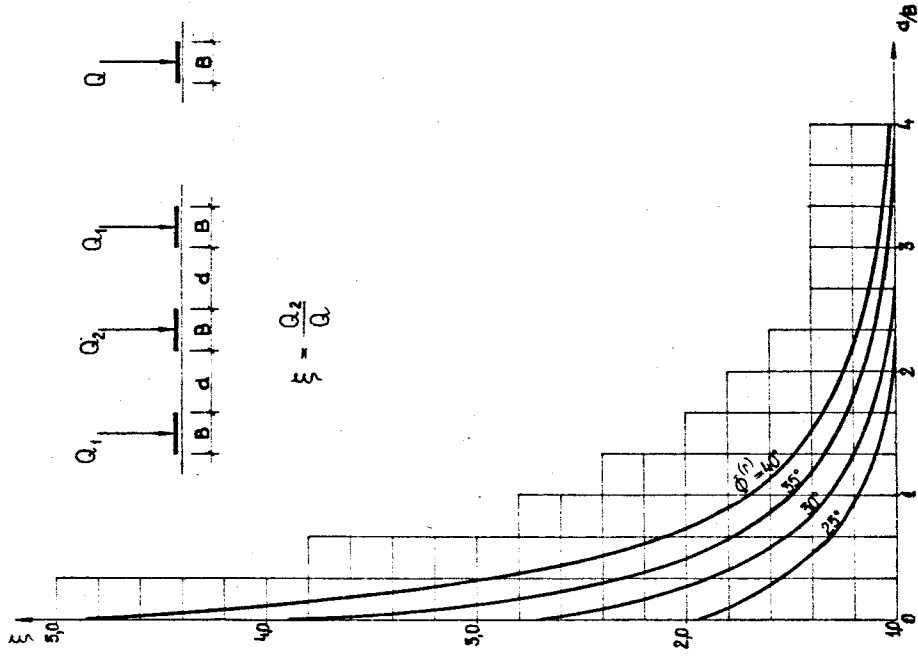


Rys.4.31. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi(r)$

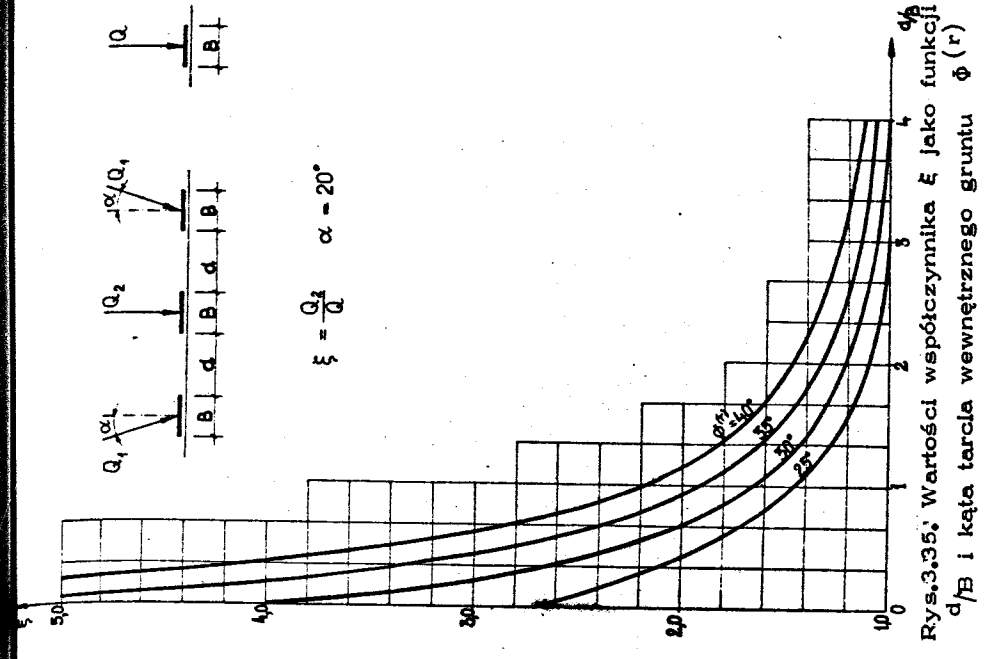


Rys.4.32. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrzznego gruntu $\phi(r)$

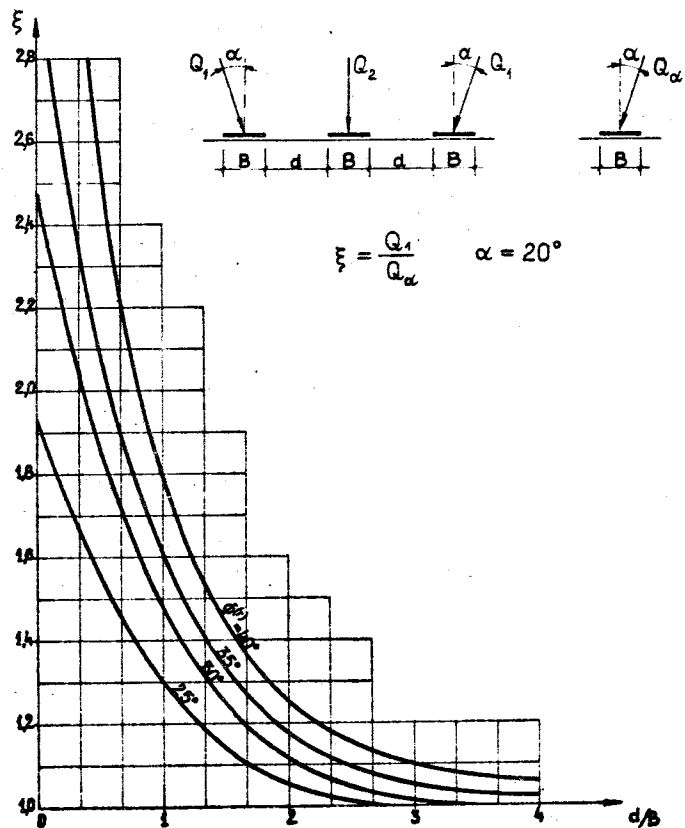
Rys.4.33. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrzznego gruntu $\phi(r)$



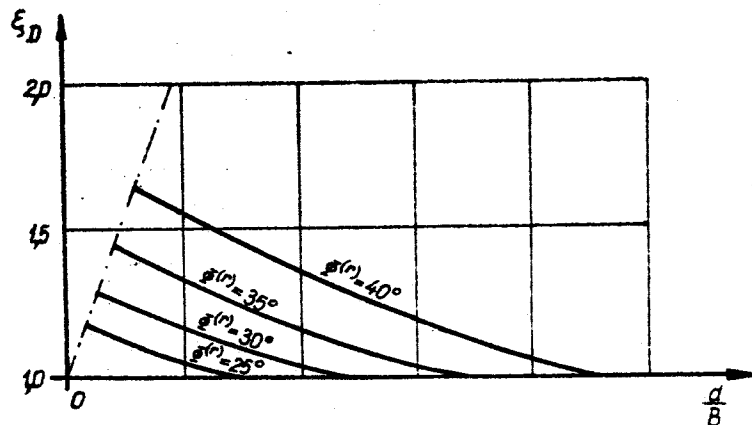
Rys.4.34. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrzznego gruntu $\phi(r)$



Rys.3.35. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrzznego gruntu $\phi(r)$



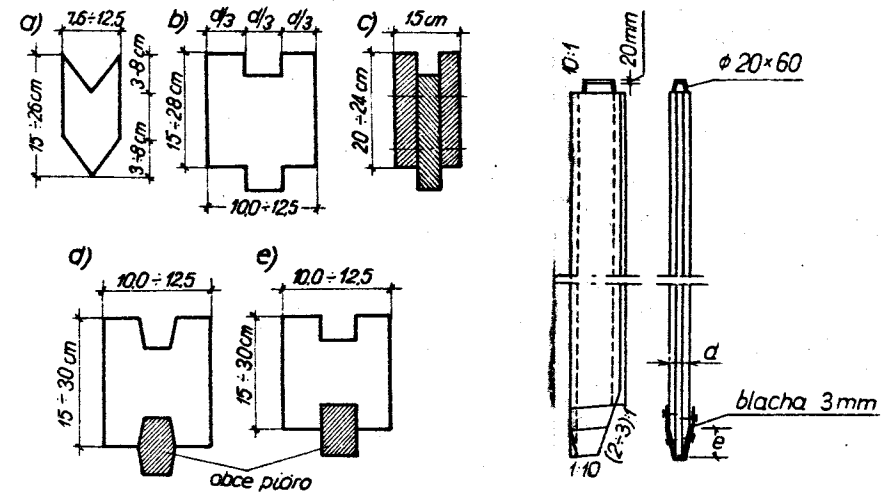
Rys.4.36. Wartości współczynnika ξ jako funkcji d/B i kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\phi(r)$



Rys.4.37. Współczynniki ξ_D wg Stuarta i Westa

Dla stosowanych w praktyce względnych rozstawów fundamentów szeregowych wyraźne efekty wzrostu uzyskuje się dla gruntów niespoistych zagęszczonych i średnio zagęszczonych, mających kąty tarcia wewnętrznego gruntu powyżej 30° . Dla małych kątów tarcia wewnętrznego i małych wartości stopnia zagęszczenia gruntu należy pomijać wzrost nośności podłoża pod fundamentami szeregowymi. Dla dążących do zera rozstawów względnych należy sprawdzić czy zmiana nośności granicznej podłoża pod fundamentami szeregowymi nie przekracza nośności granicznej podłoża fundamentu o szerokości równej sumie szerokości wszystkich fundamentów znajdujących się w grupie, łącznie z odległościami pomiędzy fundamentami.

$d = 7,6 \text{ cm}$; do $5,0 \text{ m}$ - $d = 10,0 \text{ cm}$; przy głębokościach większych niż $5,0 \text{ m}$ do grubości $d = 10,0 \text{ cm}$ dodaje się $1,5 \text{ cm}$ na każdy dodatkowy metr pogłębienia ścianki w grunt. Głowicę brusa należy starannie obciąć prostopadłe do jego osi i zabezpieczyć od rozbijania młotem płaskownikiem stalowym o przekroju $20 \times 60 \text{ mm}$.



Rys.5.1. Przekroje brusów drewnianych Rys.5.2. Widok pojedynczego brusa drewnianego

5. ŚCIANKI SZCZELNE

5.1. Ścianki szczelne drewniane

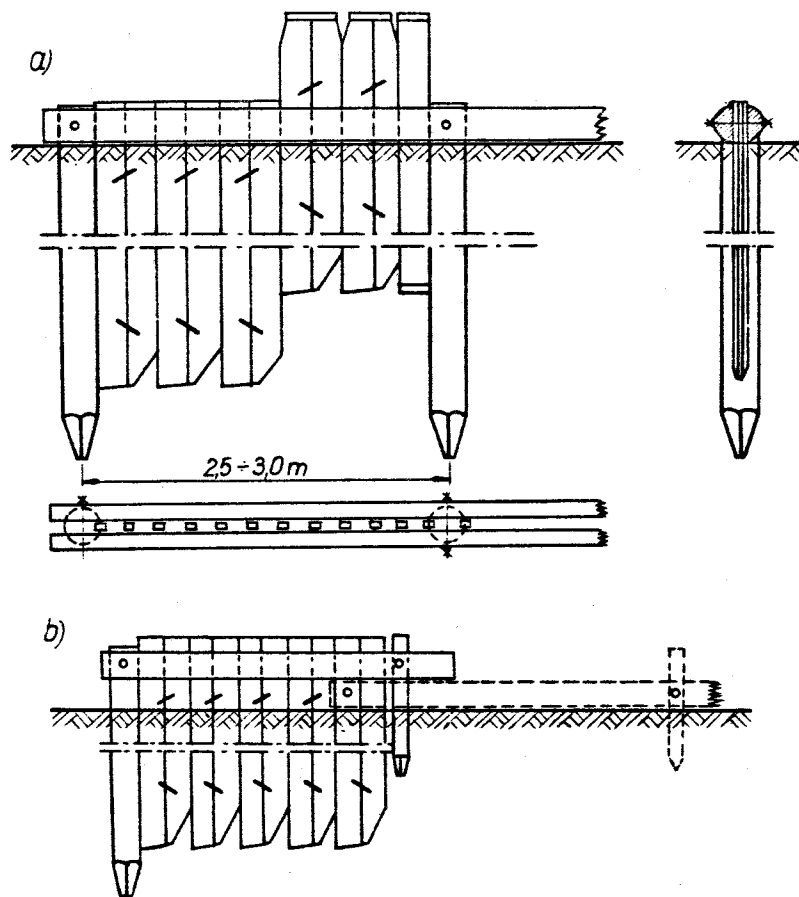
Ścianka szczelna zapuszczona w grunt przed wykonaniem projektowanego wykopu stanowi jego obudowę zabezpieczającą przed napływem wody. Odróżnia się ścianki szczelne drewniane, stalowe i żelbetowe. Istnieje również podział na ścianki szczelne czasowe i stałe. Ścianki szczelne czasowe stosuje się przy wykonaniu wykopów ponżej 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, zapuszczają się ściśle jeden obok drugiego. Wbijają się pionowo lub z nieznacznym nachyleniem 40:1 do 10:1.

Ścianki szczelne wytwarza się przez wbicie bali odpowiednio obrobionych w celu uszczelnienia (rys.5.1). Najcieńsze ścianki stosuje się zazwyczaj z bali o grubości $7,6 \text{ cm}$, obrobionych na wpust i grzebień trójkątny (rys.5.1a). Przy większych grubościach bali wykonuje się wpusty prostokątne (rys.5.1b). Stosuje się również połączenia na "obce" pióro (rys.5.1d,e). W przypadku braku bali o odpowiedniej grubości potrzebny przekrój uzyskuje się z połączenia śrubami trzech desek (rys.5.1c). Długość brusów drewnianych waha się praktycznie około $3,0 - 8,0 \text{ m}$. Szerokość brusów waha się w granicach $15 - 30 \text{ cm}$. Grubość brusów zależy od głębokości ich pograżenia w grunt. Brusy pograżone na głębokość do $3,0 \text{ m}$ mogą mieć grubość

Wskazane jest nabijać na bal pierścień podgrzany, który stygnąc zaciśnie włókna drewna. Pierścień powinien wystawać ponad wierzch głowicy bala około 20 mm . Dolny koniec brusa jest zaokrąglony i, w zależności od rodzaju gruntu, do którego ma być wbity, może być zaopatrzony w "trzewik" z blachy o grubości 3 mm (rys.5.2). Jednostronne zaokrąglenie na szerokości brusa umożliwia jego docisk do brusa uprzednio wbitego. Wysokość zaokrąglenia "e" przyjmuje się następująco: przy gruntach zwartych $e = (1,0 \div 1,5)d$, przy gruntach zaś luźniejszych $e = 2,0 d$. Kolejność wykonania ścianki szczelnej drewnianej o grubości $10,0 \div 12,5 \text{ cm}$ jest następująca (rys.5.3):

a) Na obrysie przyszłego wykopu w narożach i pośrednio co $2,5 \div 3,0 \text{ m}$ wbijają się pale kierunkowe z wyciosanymi wpustami i wbitymi w nie listwami. Po wbiciu pali obrabia się odpowiednio ich głowice, przy czym grubość czopa jest równa grubości brusa. Pale kierunkowe powinny mieć średnicę $20 \div 25 \text{ cm}$ i długość od $0,5 \div 1,0 \text{ m}$ większą od przewidywanej długości brusów.

b) Po wbiciu pali kierunkowych łączy się je parą kleszczy. Kleszcze powinny być możliwie długie. Do wykonania kleszczy używa się połowizn drewna okrągłego o średnicach $22 \div 25$ cm. Kleszcze przymocowuje się do pali kierunkowych śrubami Me 19. Na palu naróżnym umocowuje się dwie pary kleszczy w dwóch kierunkach i w dwóch poziomach.



Rys.5.3. Ścianka szczelna drewniana: a) z pojedynczymi palami kierunkowymi, b) bez pali kierunkowych

c) Pomiędzy kleszcze ustawia się brusy ścianki na całej długości pomiędzy palami kierunkowymi. W celu należytego dociśnięcia brusów ustawia się w środku pomiędzy palami kierunkowymi specjal-

ny brus klinowy. Brus klinowy ustawia się jako ostatni w każdym odstępie pomiędzy palami kierunkowymi. Szerokość tego brusa 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 $2,5 \div 3,0$ m, wbija się zazwyczaj ręcznie krótki pal lub brus o długości 1,5 m, a w gruntach luźniejszych o 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 obję ją wokół brusami. Wykonując ściankę zaleca się wbijanie brusów "grzebieniem w przód", tzn. wbijanie w pierwszej kolejności brusa z grzebieniem i nasadzenie nań wpustu brusa następnego. Przy kolejności odwrotnej grunt wypełnia wpust brusa wbijanego, co uniemożliwia właściwe wprowadzenie grzebienia, powoduje rozsuniecie 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 wplukiwać, co ułatwia nie tylko pograżenie ich w grunt, ale także pozwala stosować cieńsze elementy.

Przy pęknięciu podłużnym powstałym podczas wbijania należy brus uszkodzony wyciągnąć i na jego miejsce wbić nowy. Jeżeli uszkodzenie nie jest zauważone do czasu wykonania wykopu i na wymianę brusa jest za późno, to na pęknięcie dochodzące do głowicy należy nabić listwę lub deskę, uszczelniając jej styki pakietami namoczonymi w smole lub innymi środkami uszczelniającymi. Jeśli złamany poprzednio brus udaje się dobić do przewidzianej głębokości, to można go uszczelnić po wykonaniu wykopu do głębokości złamania w taki sposób jak przy pęknięciu podłużnym brusa. Jeśli odłamana część brusa wysunie się z płaszczyzny ścianki, trzeba go wyciągnąć, gdy spostrzeże się uszkodzenie po wykonaniu wykopu, należy obok niego, w "dotyk", wzdłuż ścianki wbić brus nowy i szerszy, zasadniczo od strony zewnętrznej. Styki tego nowego brusa wymagają uszczelnienia jak poprzednio. Jeśli nastąpi wyłamanie ściany grzebienia lub ściany wpustu i brus nie wystąpi z płaszczyzny ściany, to należy wykonać uszczelnienie. Jeśli brus wysunie się z płaszczyzny w przeciwną stronę wykopu, na skutek niejednakowego oporu gruntu, powstaną szpary klinowe pomiędzy krawędziami brusa i płaszczyzną ścianki i wówczas szpary te zamyka się przez wbicie brusa 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 rozstartego pyłu, gliny lub itu. 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 pakiet smolowanych 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,

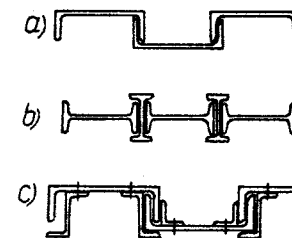
- małe zniszczenie w przypadku użycia ich na stałe poniżej zwierciadła wody.

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.

5.2. Ścianki szczelne stalowe

Początkowo używano do wykonania ścianek szczelnych walcowanych profili w kształcie ceowników i dwuteowników (rys. 5.4a,b). Wobec niewystarczającej szczelności wprowadzono przekroje nitowane z kształtowników budowlanych (rys. 5.4c). Dążąc do zmniejszenia ilości zużycia stali wprowadzono specjalne walcowane profile (rysunek 5.5). U nas w powszechnym użyciu znajdują się profile Larsena i Arbed, które są stosowane w budownictwie wodnym.



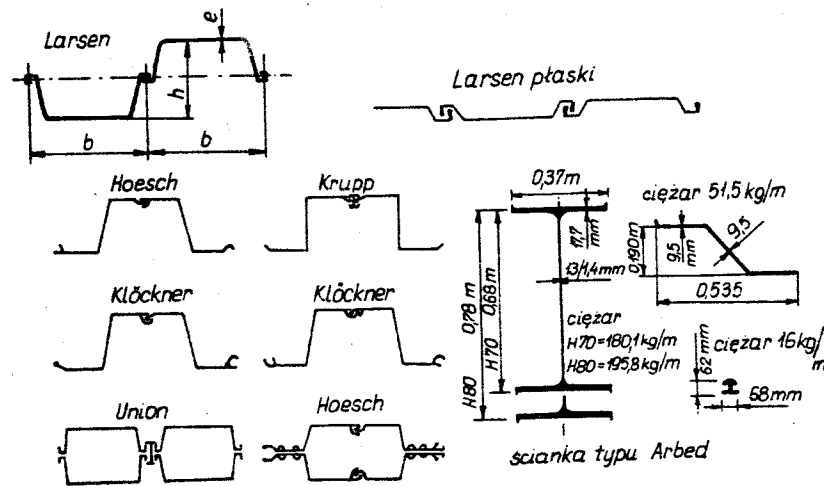
Rys. 5.4. Profile stalowej ścianki szczelnej z kształtowników

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 III n od 70 do 100 lat,
- profile III, III n, IV i IV n 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 197 do 1060 $N \cdot m^{-1}$, 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 .



Rys.5.5. Stalowe profile walcowane ścianek szczelnych

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.

Wbijanie stalowej ścianki szczelnej odbywa się podobnie jak drewnianej. Do wbijania można łączyć stalowe brusy po dwa przez zaciśnięcie zamków prasą lub zespawanie odcinkowe. Wbijając należy "grzebieniem w przód", aby grunt i kamyczki nie wypełniały wpustu. Dla ochrony górnej krawędzi blachy od rozbijania młotem stosuje się specjalne hełmy. Przy wbijaniu ścianek stalowych używa się kleszczy drewnianych lub kleszczy z belek stalowych. Kleszcze przymocowuje się do palików wbitych na zewnątrz o 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. Jeśli ścianka wychyliła się z jej płaszczyzny wskutek różnicy nacisku po obu stronach lub niewłaściwego prowadzenia, to można zapobiec temu 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, to 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 zagłębienia ścianek szczelnych stalowych w grunty spoiste jest właczanie 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 $R \geq 2,5 + 3,0$ m).

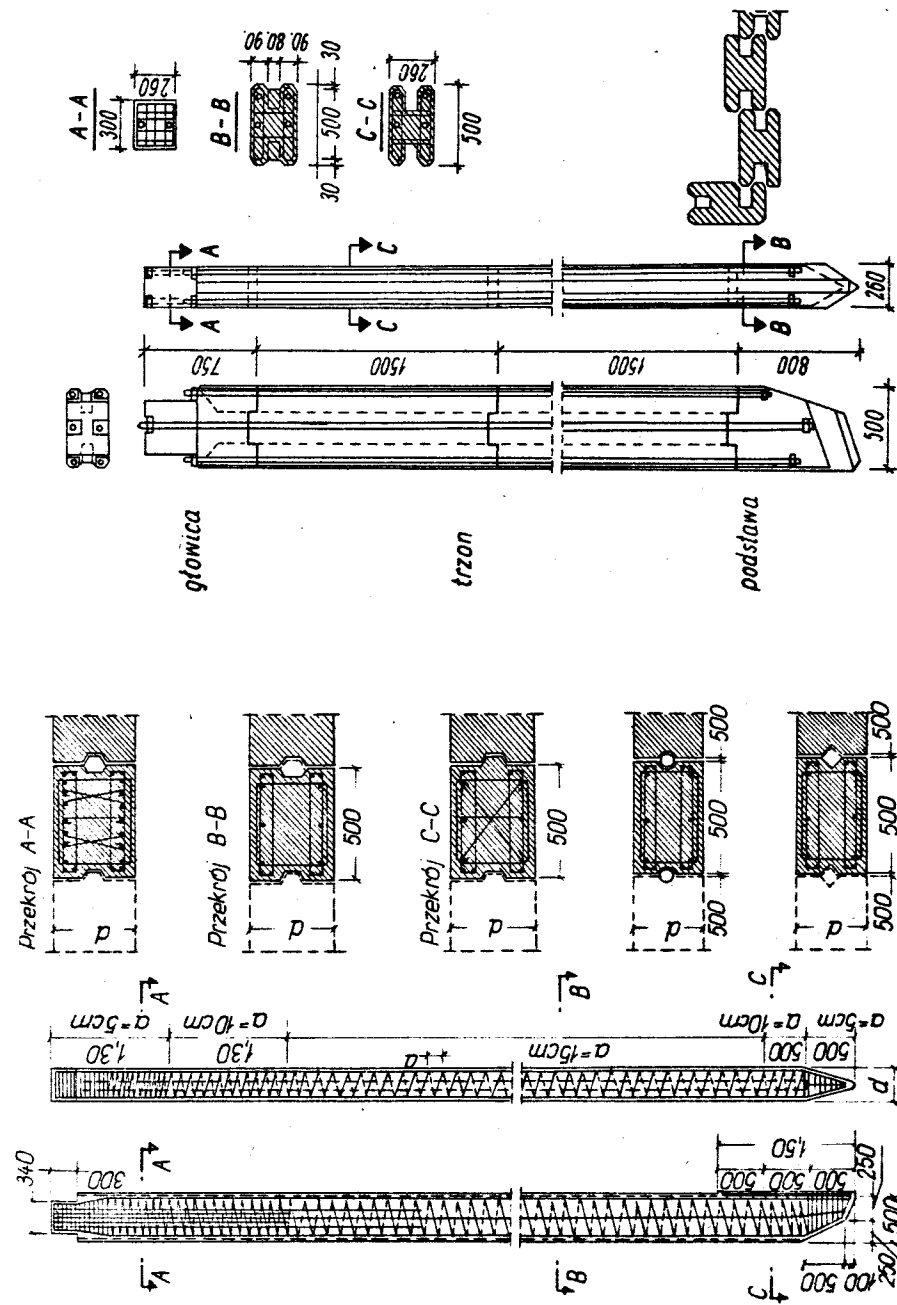
Wady tych ścianek są następujące:

- są droższe aniżeli drewniane,
- mają mniejszą szczelność w początkowym okresie pracy w porównaniu ze ściankami drewnianymi; po pewnym jednak 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;

5.3. Ścianki szczelne żelbetowe

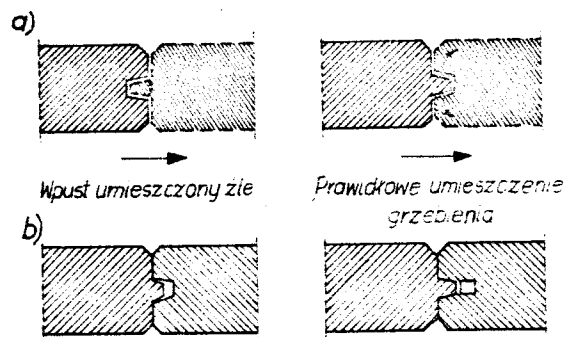
Brusy żelbetowe mają ograniczoną masę ze względu na transport i wbijanie. Zatem przy dużych szerokościach wypadają wąskie. W praktyce spotyka się brusy o szerokości 50 - 60 cm, grubości 11 - 50 cm i długości zazwyczaj 15,0 m, a w przypadku wyjątkowych do 20,0 m. Zbrojenie główne wykonuje się z wkładek $\phi 14 - 40$ mm, strzemiona zaś zasadnicze $\phi 5$ 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 ÷ 5 strzemion przy głowicy należy ustawiać w odstępach co 5 cm (rys.5.6). Brusy ścianek żelbetowych mogą być również wykonane z betonów sprężonych (rys.5.7). 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 spoiстых z żwiru i żwirów ostrze wyrobione w postaci klina musi być zabezpieczone "trzewikiem" z blachy o 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, pęczniąc 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. W celu wypłukania gruntu dostającego się do otworu, obustronny wpust przemywa się strumieniem wody i stwarza odpowiednie uszczelnienie.



Rys.5.6. Przekroje brusa żelbetowego

Rys.5.7. Brus z betonu sprężonego

Przekroje brusów powinny być dostosowane do masy 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 założonej masy. 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. Przy wbijaniu ścianki szczelnej należy zwracać uwagę na właściwe umieszczenie grzebienia w stosunku do kierunku postępu robót (rys.5.8a).



Rys.5.8. Połączenia brusów żelbetowych: a) połączenie 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 5.8b.

Zalety ścianek żelbetowych szczelnych:

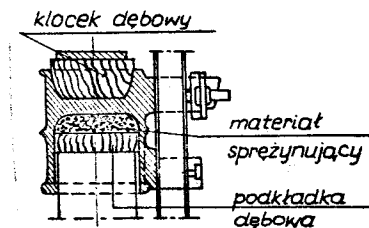
- mniejsze zużycie stali niż w przypadku ścianek stalowych,
- ścianki żelbetowe szczelne mogą przenosić również obciążenie pionowe,

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 przy transporcie i przy wbijaniu,
- są bardzo ciężkie w stosunku do uzyskiwanej wytrzymałości,

- szczelność zamka jest bardzo różna i zależy od jego konstrukcji,
- wymagają dużo miejsca do produkcji prefabrykatów.

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.5.9).



Rys.5.9. Hełm nakładany na głowicę brusa żelbetowego

5.4. Obliczenia statyczne ścianek szczelnych

W obliczeniach statycznych ścianek szczelnych należy rozwiązać następujące zagadnienia:

- określić głębokość wbicia ścianek w grunt; obliczeniową głębokość wbicia ścianki t_0 należy zwiększyć o 20 - 25%, $t = 1,25 t_0$,
- obliczyć wartość siły w kotwi,
- wyznaczyć maksymalny moment zginający, potrzebny do wymiarowania przekroju ścianki.

5.4.1. Ścianki szczelne niezakotwione

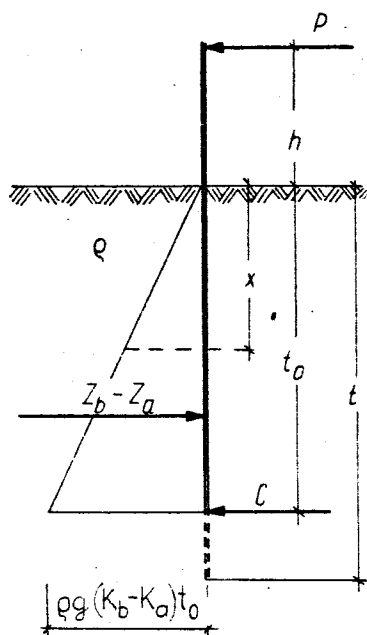
Ścianki szczelne niezakotwione oblicza się jako wspornik utwierdzony dolnym końcem w gruncie. Należy wówczas wyznaczyć maksymalny moment zginający i głębokość utwierdzenia ścianki. Ścianki te mogą być obciążone poziomą siłą skupioną w górnym końcu lub obciążone w sposób rozłożony, np.: parciem gruntu, 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:

$$z_b - z_a = C, \quad (5.1)$$

gdzie:

- z_b - odpór gruntu przed ścianką,
 - z_a - parcie czynne gruntu,
 - C - zastępczy odpór gruntu skupiony u spodu ścianki (rys.5.10).
- Odpór (C) działający po przeciwnej stronie zastępuje się siłą skupioną zaczepioną w dolnym końcu ścianki.



Rys.5.10. 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_0 , to na głębokości t_0 należy z lewej strony zakończyć wykres odporu. Wówczas równanie momentów względem dolnego skrajnego punktu ścianki będzie miało postać

$$P(h + t_0) - \rho g (K_b - K_a) t_0^3 \frac{b}{6} = 0,$$

stąd

$$t_0^3 - \frac{6P}{\rho g (K_b - K_a) b} t_0 - \frac{6P h}{\rho g (K_b - K_a) b} = 0, \quad (5.3)$$

gdzie:

b - szerokość ścianki,

Jednostkowe parcie gruntu wzdłuż wysokości ścianki określają zależność:

$$z_b = \rho g t_0 K_b \quad (5.2)$$

$$z_a = \rho g t_0 K_a$$

gdzie:

$$K_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2} \right);$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right);$$

K_b, K_a - współczynniki odporu i parcia gruntu,

ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu,

ρ - gęstość objętościowa gruntu,

t_0 - minimalna głębokość wbicia ścianki,

g - przyspieszenie ziemskie.

Z równania (5.3) można wyznaczyć głębokość wbicia ścianki t_0 . Moment zginający w dowolnym przekroju ścianki wynosi:

$$M_x = P(h + x) - \frac{1}{6} \rho g (K_b - K_a) x^3 b.$$

Przyrównując pochodną wartości momentu zginającego względem dowolnej wartości zagłębienia ścianki do zera otrzymamy:

$$\frac{dM_x}{dx} = P - \frac{1}{2} \rho g (K_b - K_a) x^2 b = 0,$$

stąd

$$x = \sqrt{\frac{2P}{\rho g (K_b - K_a) b}},$$

zatem

$$M_{\max} = P \left(h + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2P}{\rho g (K_b - K_a) b}} \right). \quad (5.4)$$

Wzór (5.4) służy do wymiarowania ścianki szczelnej.

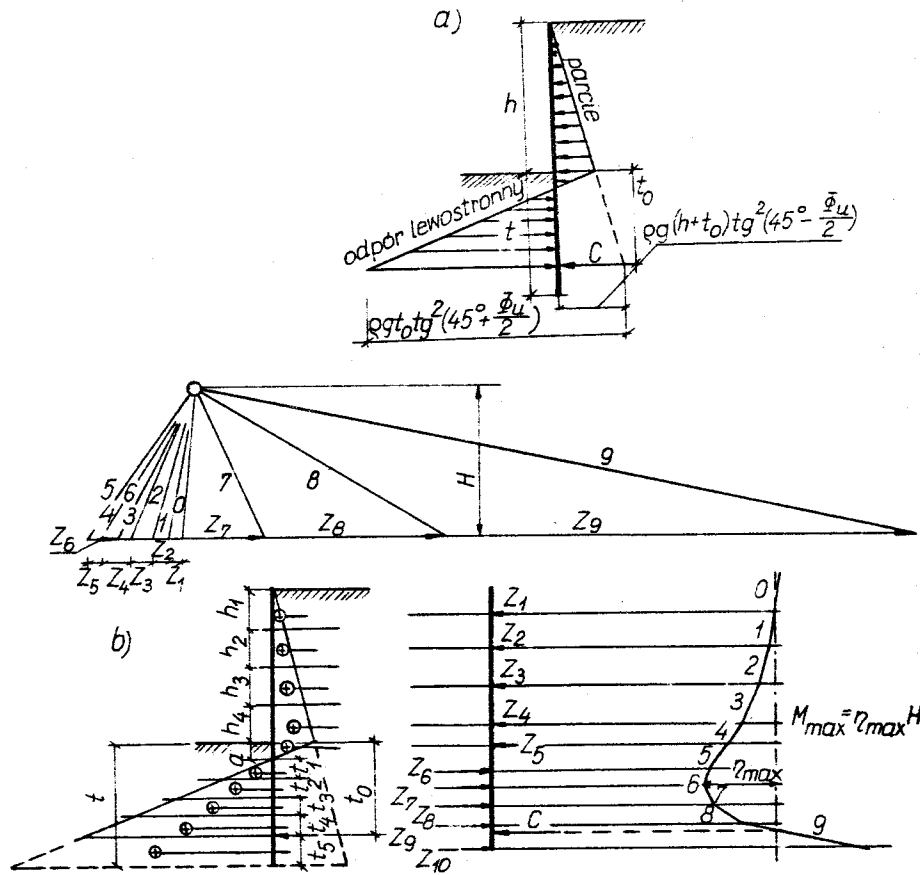
W przypadku obciążenia parciem gruntu, ścianki niezakotwione stosuje się tylko przy niedużych różnicach wysokości terenu (3 ÷ 4 m). Wartość odporu jednostkowego na głębokości t_0 wynosi wówczas:

$$\rho g t_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2} \right) - \rho g (h + t_0) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right),$$

gdzie

h - różnica wysokości terenu (rys.5.11a).

Zastępujemy w tym przypadku obciążenie ciągłe siłami skupionymi i wykreślamy wielobok sznurowy oraz wykres momentów (rys.5.11b). Moment zerowy w dolnej części wykresu wyznacza głębokość t_0 .



Rys.5.11. Ścianka niezakotwiona obciążona parciem gruntu

5.4.2. Ścianki szczelne zakotwione

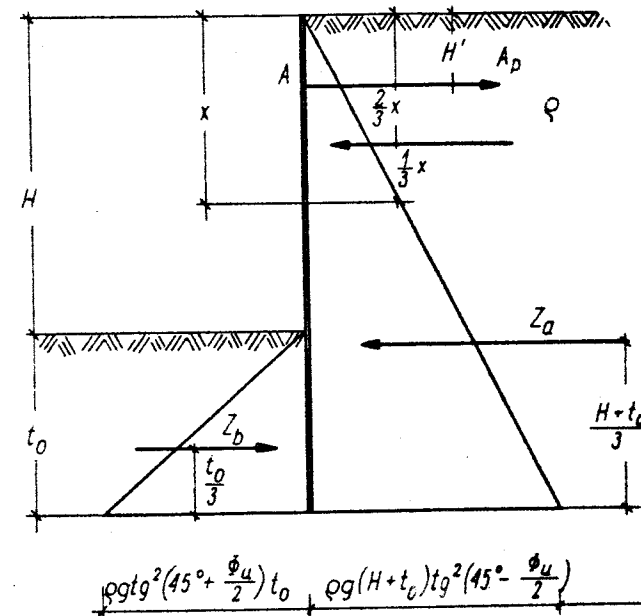
Ścianki szczelne zakotwione obciążone masą rozłożoną mogą być:

- a) o schemacie statycznym - górną wolno podpartą, dołem utwierdzone
- b) o schemacie statycznym - górną i dołem wolno podpartą.

Obliczenie ścianki górną wolno podpartą i dołem utwierdzonej jest skomplikowane, wobec tego nie podaje się go. Obliczenia statyczne o schemacie wymienionym w punkcie b) przeprowadza się przy następujących założeniach:

- ścianka szczelna jest pionowa,
- nie uwzględnia się tarcia pomiędzy ścianką a gruntem,
- powierzchnia naziomu jest płaska i pozioma,
- nie uwzględnia się pionowej reakcji gruntu przypadającej na jednostkę długości dolnej krawędzi ścianki.

Warunki pracy ścianki zakotwionej górną różnią się od warunków pracy ścianki wolno stojącej tym, że przesunięcia górnego końca ścianki są ograniczone. Analityczna metoda obliczania ścianki górną i dołem wolno podpartą przebiega w sposób następujący. Aby cały układ (rys.5.12) pozostawał w równowadze, suma rzutów sił na oś poziomą musi być równa zero i suma momentów statycznych względem punktu A też musi być równa zero.



Rys.5.12. Schemat do obliczania ścianek zakotwionych

W związku z tym otrzymamy:

$$A_p + Z_b - Z_a = 0, \quad (5.5)$$

$$M_A = Z_a \left[\frac{2}{3} (H + t_0) - H' \right] - Z_b \left(H - H' + \frac{2}{3} t_0 \right) = 0 \quad (5.6)$$

gdzie:

$$Z_a = \frac{1}{2} \rho g (H + t_o)^2 K_a,$$

$$Z_b = \frac{1}{2} \rho g t_o^2 K_b.$$

Z równania (5.5) można określić wartość siły w kotwi, z równania (5.6) głębokość wbicia t_o , po uprzednim podstawieniu do tego równania wartości Z_a i Z_b . Po przekształceniach otrzyma się wyrażenie:

$$\frac{\frac{2}{3} (H + t_o)^3 - (H + t_o)^2 H'}{(H - H' + \frac{2}{3} t_o) t_o^2} = \text{tg}^4(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}). \quad (5.7)$$

Wzór (5.7) pozwala określić metodą prób wartości t_o .

Moment zginający w dowolnym miejscu wynosi:

$$M_x = A_p (x - H') - \frac{1}{6} \rho g x^3 \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}).$$

Przyrównując pierwszą pochodną do zera mamy:

$$\frac{dM}{dx} = A_p - \frac{1}{2} \rho g x^2 \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) = 0,$$

stąd

$$x = \sqrt{\frac{2A_p}{\rho g \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2})}}.$$

5.4.3. Zakotwienie ścianek szczelnych

Przekrój ściągu można wyznaczyć z zależności:

$$A_s = \frac{A_p a}{R}, \quad (5.8)$$

gdzie:

A_p - siła w ściągu kotwiącym liczona na 1 m długości ścianki szczelnej,

a - odstęp pomiędzy ściągami,

R - wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie dla materiału, z którego ma być wykonany ściąg.

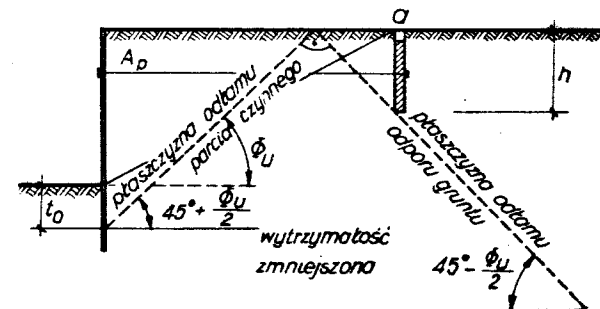
Ściąg kotwiący przymocowuje się do płyty, ściany lub belki kotwiącej. Odległość umieszczenia płyty kotwiącej określa punkt a podany na rysunku 5.13. Jeśli płyta kotwiąca stanowi ścianę ciągłą równoległą do ścianki szczelnej, do której przymocowane są kotwie, to jej wysokość h , sięgająca do powierzchni terenu oblicza się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{2A_p}{\rho g (\frac{1}{F} K_b - K_a)}}, \quad (5.9)$$

gdzie:

F - współczynnik bezpieczeństwa równy $2 \div 3$.

Zazwyczaj ściągi wykonuje się ze stali o średnicy minimum 30 mm. Można również wykonać ściągi żelbetowe. Ściągi kotwiące rozmieszcza się w odstępach $1,5 \div 2,0$ m, zabezpieczając je od różnych obciążeń naziomu przez umieszczenie ich w rurach betonowych lub żelbetowych. Zamocowania ściągow w ściankach szczelnych dokonuje się w oczkach lub kleszczach, które są mocno przytwierdzone do brusów ścianki.



Rys.5.13. Przyłożenie płyty kotwiącej

Przedstawione w (5.5) klasyczne 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

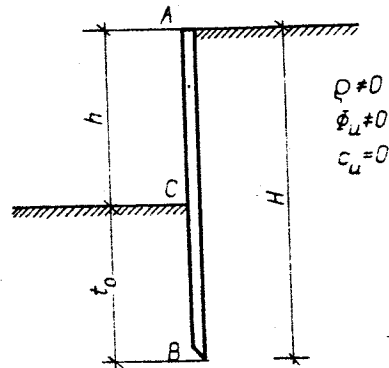
ścianek na zginanie. Metody klasyczne obliczenia ścianek szczelnych mają zastosowanie przy pogrążaniu ich również w podłoże uwarstwione lub w grunty niespoiste luźniejsze.

5.5. Metoda obliczania ścianek szczelnych wg M. i A. Reimbertów

Nowa propozycja Reimbertów służy do ekonomicznego wymiarowania ścianek szczelnych pogrążonych w jednorodnym podłożu gruntowym. Przy obliczaniu parcia i oporu gruntu wg tej metody nie uwzględnia się spójności gruntu z uwagi na małą stabilność ścianki szczelnej. Wartości maksymalnego momentu zginającego, siły w ściąganiu oraz głębokość wbicia ścianki uzyskane tą metodą są nieco mniejsze niż uzyskane klasyczną metodą obliczeń.

Ścianka niezakotwiona

Maksymalne całkowite parcie czynne gruntu działające na ściankę wynosi (rys. 5.14):



Rys. 5.14. Schemat obliczeniowy ścianki niezakotwionej

$$Z_a = \frac{\rho g H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} \right)^2 \quad (5.10)$$

Minimalne całkowite parcie bierne gruntu na głębokości t_0 oblicza się ze wzoru:

$$Z_b = \frac{\rho g t_0^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} \right)$$

Suma momentów statycznych względem punktu B określa warunek zerowania

$$Z_b \frac{t_0}{3} - Z_a \frac{H}{3} = 0,$$

z którego oblicza się głębokość wbicia ścianki szczelnej w grunt po podstawieniu wartości Z_a i Z_b

$$t_0 = H \sqrt[3]{\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u}} \quad (5.11)$$

Ponieważ

$$\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_u}{3} \right)$$

oraz $H = h + t_0$,

zastępuje się wzór (5.11) wyrażeniem $t_0 = hk$, gdzie k jest współczynnikiem wynoszącym

$$k = \frac{1}{\operatorname{tg}^{2/3} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_u}{3} \right) - 1}$$

Moment zginający w punkcie C oblicza się ze wzoru:

$$M_C = \frac{\rho g h^3}{6} \left(\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} \right) \quad (5.12)$$

Siła normalna działająca na ściankę wynosi:

$$N = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{tg} \delta,$$

gdzie δ - kąt tarcia gruntu o ściankę.

Ścianka zakotwiona ze ściągami ułożonymi poziomo na głębokości d od wierzchołka ścianki

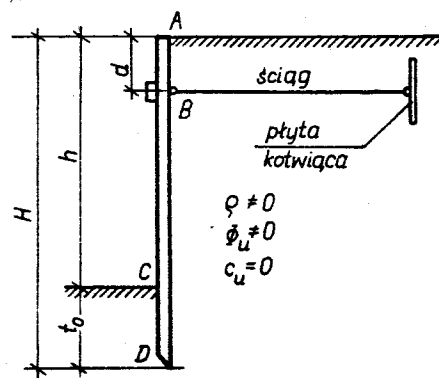
Głębokość wbicia ścianki w grunt oblicza się ze wzoru (rys. 5.15):

$$(h + t_0)^2 \left(\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} \right)^2 \left[\frac{2(h + t_0)}{3} - d \right] - t_0^2 \left(\frac{2}{3} t_0 + h - d \right) = 0 \quad (5.13)$$

Siła w ściąganiu wynosi:

$$A_p = \frac{\rho g (h + t_0)^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_u}{\pi + 2\phi_u} \right)^2 - \frac{\rho g t_0^2}{2} \quad (5.14)$$

Momenty zginające i siły normalne oblicza się w dwóch punktach:



- w punkcie B, na głębokości założenia ściągu

$$M_B = \frac{\rho g d^3}{6} \left(\frac{\gamma - 2\phi_u}{\gamma + 2\phi_u} \right)^2$$

$$N = \frac{\rho g d^2}{2} \left(\frac{\gamma - 2\phi_u}{\gamma + 2\phi_u} \right)^2 \operatorname{tg} \delta$$

- w punkcie C, położonym na dnie wykopu

Rys.5.15. Schemat obliczeniowy ścianki zakotwionej

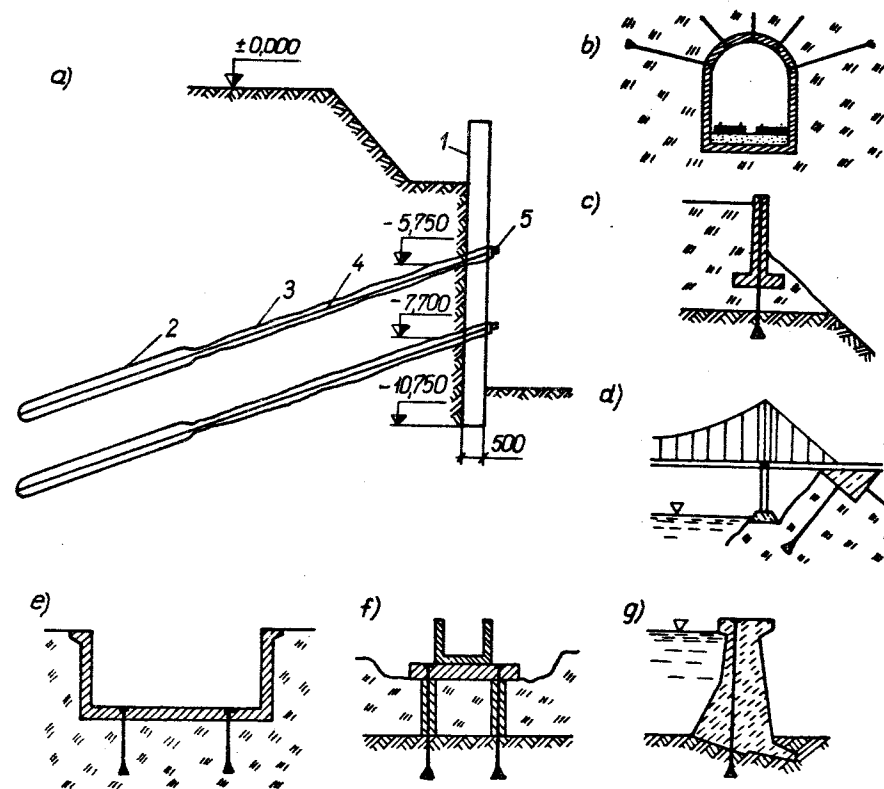
$$M_C = (h - d) \left[\frac{\rho g}{2} \left(\frac{\gamma - 2\phi_u}{\gamma + 2\phi_u} \right)^2 \left(h^2 - hd - \frac{d^2}{2} \right) - A_p \right] \quad (5.15)$$

$$N = \frac{\rho g h^2}{2} \left(\frac{\gamma - 2\phi_u}{\gamma + 2\phi_u} \right)^2 \operatorname{tg} \delta$$

5.6. Kotwie gruntowe wiercone i wbijane

Kotwie gruntowe wiercone mogą mieć średnicę od 5 do 20 cm. Są one stosowane w gruntach i skałach. 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

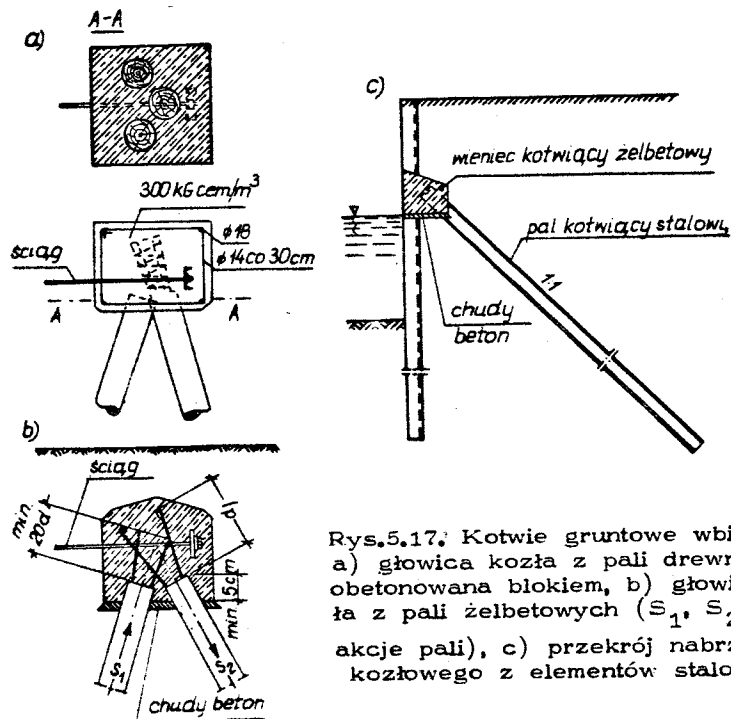
zastrzykowy, który wyposażony jest w uszczelnienie umożliwiające cofnięcie się zastrzyku w kierunku wylotu otworu. Ciśnienie zastrzyku osiąga 2,0 ÷ 3,0 MPa. Właczając zaczyn cementowy uzyskuje się zwiększenie średnicy otworu. W piaskach grubych oraz żwirach zaczyn przenika w otoczeniu otworu i zesypa 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 włacza się zaczyn w pozostałą część otworu, zabezpieczając cięgno na tym odcinku osłoną z tworzywa sztucznego.



Rys.5.16. 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

Zabezpieczenie to chroni ciągnio 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.5.16).

Wbijane kotwie gruntowe mogą być wykonywane w postaci kozłów palowych. 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). 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.5.17a).



Rys.5.17. 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

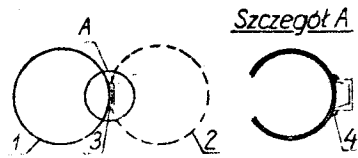
Jeśli kozioł wystaje ponad zwierciadło wody gruntowej należy jego głowicę obetonować blokiem. Przy zastosowaniu pali żelbetowych należy rozkuć głowice pali wyciąganych a następnie wkładki z nich wypuścić na długość (l_p) potrzebną dla przeniesienia sił przez przyczepność (rys.5.17b). Pale kotwiące stalowe stosuje się przy ściankach szczelnych stalowych. Zakotwienie można zaprojektować jako zakotwienie współpracujące ze ścianką. Wówczas zakotwienie właściwe stanowi rząd pali stalowych (rys.5.17c), 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 pomiędzy palem a brusami odpowiadające ściśle projektowi. Z tych względów stosuje się więc żelbetowe, dostosowane pod względem wymiarów i zbrojenia do rzeczywistego położenia wbitych elementów.

5.7. 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 należyte ubity. Do tego rodzaju ścianek szczelnych stosowane są pale Franki lub Wolfsholza.

Wykonanie ścianki szczelnej z pali Franki różni się od sposobu wykonania pali pojedynczych tym, że nie wykonuje się rozszerzonej podstawy pala. Wbijanie pali Franki w bezpośrednim sąsiedztwie może spowodować uszkodzenia uprzednio wbitych i niestwardniałych pali. 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 1,0m, następnie wlewa się do niej wodę i przez uderzenia młota zmięcza grunt wtłoczony do rury przy jej wciskaniu. Równocześnie ze zmiękczeniem gruntu następuje zagłębienie rury pod wpływem uderzeń młota w korek gruntowy. Młot nie powinien wychodzić z rury poniżej jej dolnej krawędzi, gdyż w takim przypadku można by spodziewać się uszkodzeń sąsiednich pali. Przy tym sposobie wykonawstwa koniecz-

ne jest uszczelnienie ścianki. Wykonuje się to za pomocą ceownika przyspawanego do rury na całej jej długości (rys. 5.18).



Rys. 5.18. Ceownik żłobiący wpust w sąsiednim pału do wykonania ścianki z pali Franki: 1- rura obsadowa, 2- pał sąsiedni (wykonany), 3- ceownik przyspawany do rury, 4- spoina

W czasie zagłębiania rury kieruje się ceownik tak, aby żłobił wpust w sąsiednim uprzednio wykonanym pału. W czasie betonowania pała wypełnia się wpust betonem, który tworzy połączenie pała betonowego z pałem 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 dla pali pośrednich i również pozostawia w nich rury. Betonowanie rozpoczyna się od pali kierunkowych. W czasie betonowania pała porusza się sąsiednie rury, aby zapobiec ich związaniu z wykonanym pałem. Przy długich ściankach szczelnych nawiercanie wszystkich otworów jest niepraktyczne, wobec czego wierci się równocześnie dwa sąsiednie otwory a następnie betonuje pierwszy pał przy poruszaniu rury pała 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 wiercecie otworu.

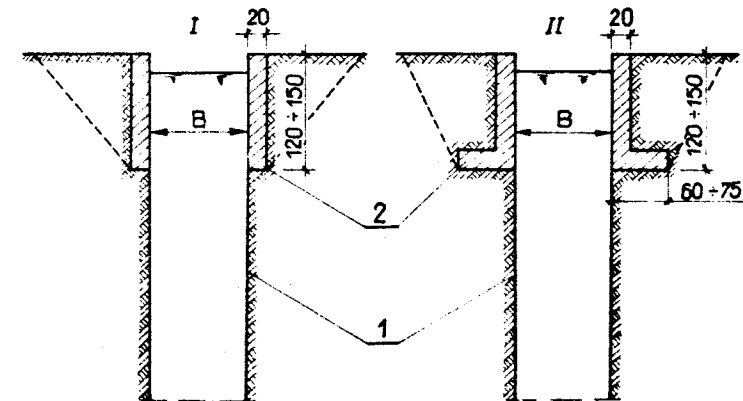
5.8. Wykonywanie i projektowanie fundamentów szczelinowych

Fundamentami "szczelinowymi" są fundamenty formowane przez wypełnienie betonem wąskoprzestrzennych wykopów (szczelin), głębionych przy zastosowaniu zawieszin 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 ra-

nie konieczności uzyskania bardzo wysokiej nośności, bądź konieczności przejmowania sił poziomych.

Wykonywanie fundamentów szczelinowych obejmuje następujące etapy:

- wykonanie ścianek prowadzących (rys.5.19), wyznaczających oś fundamentu i zabezpieczających stateczność ścian wykopu w strefie przypowierzchniowej, jeśli występują tam grunty niespoiste,
- głębianie wykopu pomiędzy ściankami prowadzącymi, aż do projektowanej głębokości H, przy równoczesnym wypełnianiu wykopu zawiesziną tiksotropową,
- opuszczenie zbrojenia do wykopu oraz rury do betonowania metodą Contraktor,
- wypełnienie wykopu mieszanką betonową, wypierającą zawiesziną,
- roboty wykończeniowe, polegające na usunięciu wierzchniej warstwy betonu, który uległ zanieczyszczeniu zawiesziną, oraz na odpowiednim ułożeniu warstwy świeżej mieszanki betonowej.



Rys.5.19. Ścianki prowadzące (tawy)

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. chwytała), służącego do głębienia wykopów. Szerokości wykopów wahają się od 50 do 80 cm. Wysokość ścianek ogra-

niczona jest do 20 - 30 m, zależnie od typu maszyn stosowanych do głębienia wykopów. Zawiesina tiksotropowa stosowana przy wykonywaniu szczelin powinna spełniać następujące warunki:

- mieć dostateczną gęstość właściwą, aby parcie hydrostatyczne zawiesiny przewyższyło parcie czynne ośrodka gruntowego i parcie hydrostatyczne wody gruntowej;
- mieć dostatecznie wysoką wytrzymałość strukturalną (τ_s) niezbędną dla:
 - 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;
- odznaczać się dostateczną stabilnością, to znaczy odpornością na zmiany gęstości właściwej, wynikające z sedymentacji i koagulacji cząstek.

Należy odróżniać:

- 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 być spełniony przez zawiesinę wypełniającą wykop.

Dla zapewnienia stateczności ścian wykopów powinien być spełniony warunek równowagi granicznej

$$p_g + p_w + p_d - p_z = 0, \quad (5.16)$$

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:

$$p_g = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}\right) \left[\rho_g h_w + (\rho_{sr} - \rho_w) g (h_x - h_w) \right], \quad (5.17)$$

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 danego gruntu [$^\circ$],

g - przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$].

Wartość jednostkowego parcia hydrostatycznego wody wynosi:

$$p_w = \rho_w g (h_x - h_w), \quad (5.18)$$

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:

$$p_z = p_{zh} + p_{zb} = \rho_z g (h_x - h_z), \quad (5.19)$$

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 ($h:L \geq 2$), ze względu na tworzenie się poziomych "sklepień odciążających", zmniejszających wielkość parcia szkieletu gruntowego, jednostkowe parcie czynne oblicza się według wzoru:

$$p_g = a \left[1 - \left(1 - \frac{\rho_{sr} - \rho_w}{\rho} \right) \beta \right] h_x \rho g t g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right), \quad (5.20)$$

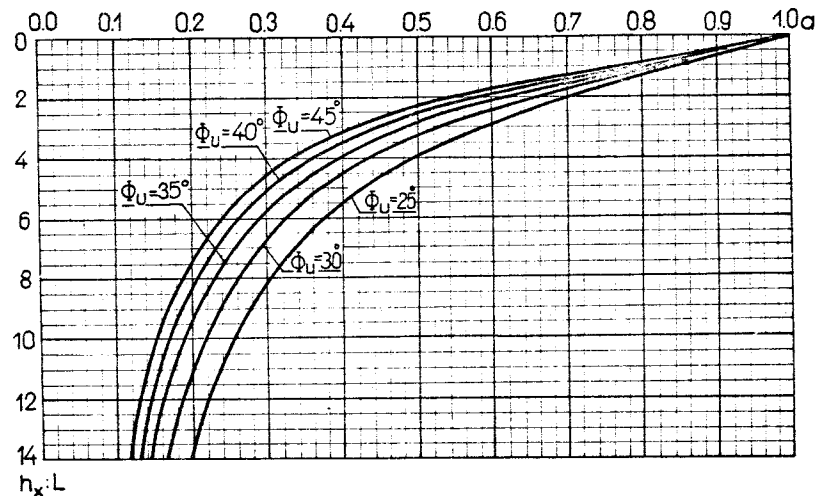
w którym:

a - współczynnik ustalany za pomocą nomogramu (rys.5.20),

β - współczynnik równy zero przy $h_x \leq h_w$, 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].



Rys.5.20. Nomogram do ustalania współczynnika a, dla wartości ze wzoru (5.20)

Czynnikami wpływającymi na stateczność ścian wykopów są:

- gęstość właściwa zawiesziny wypełniającej wykop ρ_z [$t \cdot m^{-3}$],
- poziom zwierciadła zawiesziny h_z , który nie powinien opadać poniżej 0,5 m od powierzchni terenu [m],
- poziom zwierciadła wód gruntowych h_w [m],
- długość wykopu L [m].

Szczegóły dotyczące ustalenia składu zawiesziny roboczej i problemy przygotowania aktywowanych zawieszin ilowych zostały omówione w pracach prof. A. Piaskowskiego z Instytutu Techniki Budowlanej.

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 wąskoprzeźrennych 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 zawieszinę roboczą świeżą lub generowaną w ten sposób, aby poziom zawiesziny w wykopie nie opadał więcej niż 0,5 m w stosunku do powierzchni terenu. Poziom zawiesziny 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, zaś do strzemion pręty o przekrojach 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 słabych, 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 pomiędzy 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 mimośrodku,
 - 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 $350 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ mieszanki betonowej, zaś stosunek w/c nie powinien przekraczać 0,6. Ścianki betonuje się według metody Contractor. Betonowanie wykonuje się używając zawiesziny tiksotropowej, wykazującej wyższy niż woda opór przy wypieraniu przez mieszankę betonową. Należy dokładnie wykonać korki opuszczalne do rur w celu zapobieżenia mieszanemu się betonu z zawiesziną. 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.5.21).

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 , spełniająca warunek:

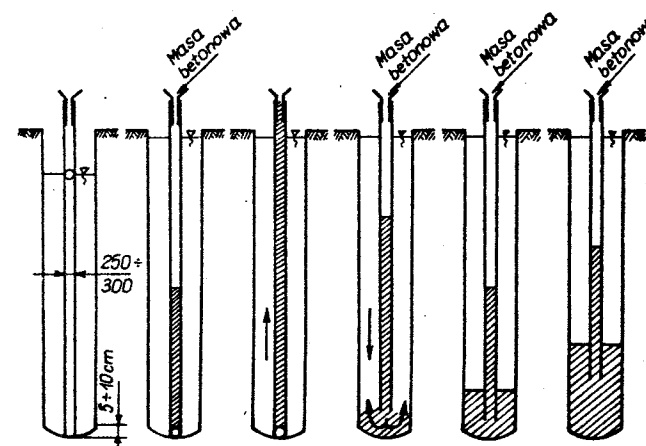
$$h_c \geq \frac{L}{B} + 0,2 \text{ m}, \quad (5.21)$$

gdzie:

L - długość betonowanego odcinka wykopu, przy założeniu że rura wlewowa znajduje się w jego środku,

W przypadku gdy ścianki fundamentowe stanowią równocześnie szczelną konstrukcję, należy dobrać odpowiedni typ ścianki oraz uformować szczelne złącze pomiędzy poszczególnymi odcinkami roboczymi. Przy wykonaniu złączy rozróżnia się następujące sposoby:

- a) formowanie złączy za pomocą opuszczanych do wykopu kolumn rur szablonych o odpowiedniej średnicy,
- b) stosowanie opuszczanych do wykopu prefabrykowanych brusew żelbetonowych,
- c) wbijanie prostopadle do osi wykopów brusew Larsena z płaskownikami przyspawanymi przy obu zamkach.



Rys.5.21. Kolejne fazy betonowania metodą Contractor

Obliczenia statyczne fundamentów szczelinowych przeprowadza się według I, oraz II, stanu granicznego. Niżej podane wytyczne nie dotyczą:

- pali o dużych średnicach ($D \geq 0,6 \text{ m}$), wykonywanych przy użyciu zawieszin,
- 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:

$$d_w \leq 2 \sum_{i=1}^k h_i \operatorname{tg} \alpha_i, \quad (5.22)$$

w którym:

d_w - wewnętrzny promień fundamentów typu III lub szerokość czy długość pola wewnętrznych fundamentów typu III [m],

h_i - grubość poszczególnych warstw geotechnicznych, przy czym

$$D = \sum_{i=1}^k h_i, \text{ gdzie } D \text{ jest głębokością posadowienia, wzięta}$$

od najmniejszego przyległego naziomu [m],

α_i - wartości kątów przyjmowane według tablicy 4 Instrukcji ITB Nr 230.

Według I. stanu granicznego przyjmuje się

$$Q_r = \gamma_f Q_n, \quad (5.23)$$

gdzie:

Q_n - wartość normowa obciążeń [kN],

γ_f - współczynnik obciążenia.

We wszystkich przypadkach powinien być spełniony warunek:

$$Q_r \leq m Q_f \quad (5.24)$$

w którym:

m - współczynnik korekcyjny równy 0,9,

Q_f - graniczny opór podłoża [kN].

Przeprowadzając obliczenie według II. stanu granicznego uwzględnia się wartości normowe Q_n ; wartości te oblicza się według prawej strony wzoru (5.23), przy założeniu $\gamma_f = 1,2$.

Według II. stanu granicznego we wszystkich przypadkach powinien być spełniony warunek:

$$[S] \leq [S]_{\text{dop}}, \quad (5.25)$$

przy czym:

$[S]$ S - symbol przemieszczeń obliczony według PN-81/B-03020,

$[S]_{\text{dop}}$ - 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 (5.25) nie jest spełniony należy przyjąć jedną z następujących możliwości:

- zwiększyć wysokość fundamentu szczelinowego na całej długości lub dla odpowiednich jego odcinków,
- zwiększyć grubość ściany (B),
- zastosować fundamenty typu II lub III,
- ustawić dodatkowe odcinki ściany w kierunku prostopadłym do osi fundamentu i zastosować odpowiednie ich zwieńczenia.

Graniczny opór podłoża oblicza się ze wzoru:

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2}, \quad (5.26)$$

gdzie:

Q_{f1} - graniczny opór podłoża w poziomie posadowienia [kN],

Q_{f2} - graniczny opór wynikający z sił tarcia pomiędzy fundamentem a otaczającym go gruntem [kN].

Dla ścianek o podstawie prostokątnej wartość Q_{f1} oblicza się ze wzoru:

$$Q_{f1} = BL \left[\left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) C_u^{(r)} N_c + \rho_D^{(r)} g D N_D + \right. \\ \left. + \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) B N_B \rho_B^{(r)} g + \varepsilon N_D \rho_D^{(r)} g (D - D') \right], \quad (5.27)$$

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 $D \leq 10B$, $D' = 10B$, gdy $D > 10B$,

ε - współczynnik równy 0,25 dla gruntów spoistych 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' [$\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$],

$\rho_B^{(r)}$ - gęstość j.w. dla gruntu zalegającego poniżej poziomu D [$\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$],

N_C, N_D, N_B - współczynniki przyjmowane według rysunku Z1-1 normy PN-81-B-03020.

Wzór (5.27) 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 pomiędzy fundamentem a otaczającym go gruntem oblicza się ze wzoru:

$$Q_{f2} = \sum_{i=1}^r t_i Q_i \quad (5.28)$$

w którym:

t_i - obliczeniowa wartość oporu tarcia na powierzchniach bocznych fundamentu w i -tej warstwie gruntu [kPa],

Q_i - powierzchnia ścian fundamentu w obrębie i -tej warstwy gruntu [m^2].

Obliczając wartości Q_{f2} uwzględnia się jedynie grunty zalegające poniżej najniższego przylegającego naziemu. Wartości t_i są podane w tabelicy 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.

5.9. Nośność i osiadanie fundamentu obudowanego ścianką szczelną

Fundament ze ścianką szczelną wbitą kafarem:

- zmniejsza boczne przemieszczenia podłoża do minimum,
- 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.5.22). Oznacza to, że w przypadku jednorodnego podłoża zwiększa się naprężenie graniczne o wartość:

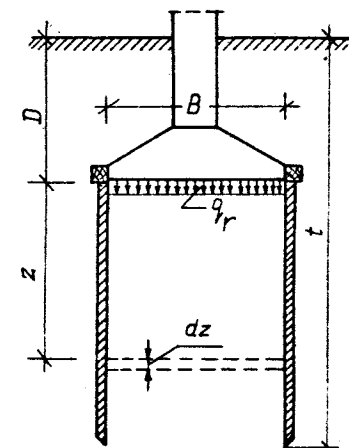
$$\Delta \sigma_{gr} = \omega (t - D) \rho g N_D \quad (5.29)$$

w której:

- ω - współczynnik kształtu fundamentu,
- ρ - średnia masy objętościowej gruntu,
- N_D - współczynnik nośności,
- g - przyspieszenie ziemskie.

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 .

Nie ma oceny tak jednoznacznej jeśli chodzi o zmianę osiadania. Masa gruntowa zawarta pomiędzy ściankami szczelnymi powoduje powstawanie sklepienia. Pionowe naprężenia, we-



Rys.5.22. Schemat obliczeniowy fundamentu ze ścianką szczelną

dług powszechnie akceptowanej teorii parcia na ścianę silosu, pod ławą fundamentową o szerokości B , na głębokości z , wynoszą:

$$\sigma_z = q_r e^{\frac{2(-K \operatorname{tg} \varphi) z}{B}}, \quad (5.30)$$

gdzie:

q_r - obliczeniowe obciążenie jednostkowe 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

$$E_z = \int_0^z \sigma_z dz = \int_0^z q_r e^{-Az} dz = \frac{q_r}{A} (1 - e^{-Az}).$$

Na podstawie badań określono, że współczynnik hydrostatyczny

$K = \sigma_x : \sigma_z$ zmienia się pomiędzy wartościami:

$$K_{\min} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right); \quad K_{\max} = 1.$$

Dzieląc zsumowane naprężenia E_z przez $q_r B : 2$ oraz przyjmując

$\varphi = 0,8 \phi_u$ otrzymamy następujący wzór:

$$E = \frac{2 E_z}{q_r B} = \frac{1 - e^{\frac{-2K \operatorname{tg}(0,8\phi_u)z}{B}}}{K \operatorname{tg}(0,8\phi_u)}.$$

Mając wartość dla E można obliczyć osiadanie bryły fundamentowej ze wzoru:

$$S = \frac{q_r B}{2} \frac{E}{M_o} = \frac{E z}{M_o}, \quad (5.31)$$

w którym

M_o - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej (ogólnej),

5.10. 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:

- metody wykonania,
- wymiary kotwi wierconej,
- utrzymanie równowagi podłoża przy przekazaniu sił na podłoże z bryły wciśniętej.

5.10.1. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu niespoistym

Z rozwiązań doświadczalnych lub geostatycznych wymienić należy opracowanie Zwecka, który podał wzór na nośność kotwi wierconej:

$$A = \pi d l_o \frac{1 + K_o}{2} \rho g h \operatorname{tg} \phi', \quad (5.32)$$

w którym:

A - nośność kotwi wierconej [kN],

d - średnica otworu wiertniczego kotwi [m],

l_o - długość nośna (rys. 5.23) [m],

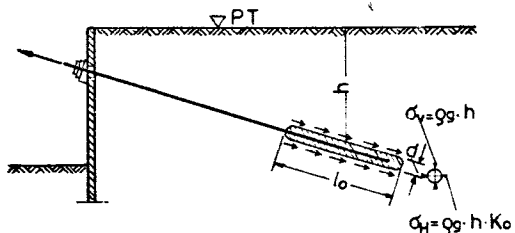
K_o - współczynnik rozporu gruntu,

ρ - gęstość objętościowa gruntu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],

g - przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$],

h - średnia wysokość nadkładu gruntu [m],

ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].



Rys.5.23. Schemat działania naprężeń na bryłę wciśniętą

Bendel wyprowadzając wzór na nośność kotwi wierconych uwzględnia nacisk pochodzący od nadkładu gruntu oraz stan ścinania podłoża. Wzór sformułowany przez Bendela ma postać:

$$A = A_G + A_P = q(F_G \cdot \bar{N}_q + \lambda F_P \operatorname{tg} \phi'), \quad (5.33)$$

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 wciśniętą [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
- F_G - rzeczywisty przekrój głowicy [m^2],
- F_P - rzeczywisty przekrój pobocznicy kotwi [m^2],
- $\bar{N}_q = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) e^{2\pi \operatorname{tg} \phi'}$; współczynnik według Meyerhofa,
- $\lambda = 0,5$ do $1,0$ w zależności od efektywnego kąta tarcia wewnętrzznego gruntu (ϕ').

Wzór na nośność kotwi wierzonej podaje również Lendi z tym że uwzględnia on nachylenie kotwi do poziomu. Jego wzór ma postać:

$$A = A_G + A_P = q_0 F_G T_q + \frac{q F_P \operatorname{tg} \phi'}{\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha (1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi') + 2 \sin \alpha \cos \alpha} \quad (5.34)$$

gdzie:

- q_0 - nacisk nadkładu gruntu na głowicę bryły wciśniętej [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
- α - kąt nachylenia kotwi do poziomu [$^\circ$].

Współczynnik nośności T_q jest identyczny ze współczynnikiem \bar{N}_q według Meyerhofa, z tym że Lendi stosuje go do swojego wzoru dla $\phi' > 20^\circ$.

5.10.2. Obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu spójnym

Według Bendela nośność kotwi wierzonej można obliczyć ze wzoru (5.33); uwzględnić należy jednak spójność gruntu. Rozbudowany przez niego wzór ma postać:

$$A = A_G + A_P = F_G (q \bar{N}_q + c' \bar{N}_c) + F_P (q \operatorname{tg} \phi' + c' \cos^2 \phi'), \quad (5.35)$$

gdzie:

$$\bar{N}_c = \operatorname{ctg} \phi' \left[\operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) e^{2\pi \operatorname{tg} \phi'} - 1 \right], \text{ współczynnik według Meyerhofa.}$$

Uwzględniając spójność gruntu Lendi podaje następujący wzór na nośność kotwi wierconych:

$$A = A_G + A_P + A_C = F_G (q_0 T_q + c' T_c) + \frac{c F_P \operatorname{tg} \phi'}{\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha (1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi') + 2 \sin \alpha \cos \alpha} + F_P c' \cos^2 \phi' \quad (5.36)$$

Współczynniki nośności T_q oraz T_c są identyczne z podanymi przez Meyerhofa, przy czym dla $\phi > 20^\circ$ zmniejszają one wartości poszczególnych członów wzoru (5.36).

6. FUNDAMENTY NA PALACH

6.1. Ogólne warunki stosowania pali

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

Pale mogą być ponadto zastosowane w następujących przypadkach obciążeń statycznych:

a) gdy budowla położona jest w pobliżu skarpy i gdy należy zapewnić stateczność skarpy przed powstaniem osuwiska (rys.6.1);

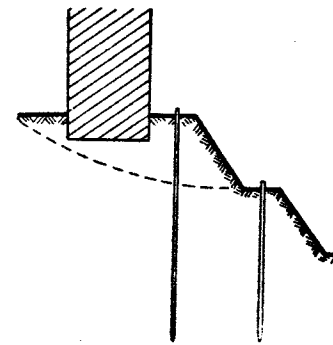
b) gdy ściana oporowa nie może być utrzymana w równowadze przez odpór podłoża, w którym zalegają grunty słabonośne i gdy jednocześnie na ścianę oporową działają duże siły poziome (rys.6.2);
W tym przypadku zaleca się zastosować pale ukośne.

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.6.3).

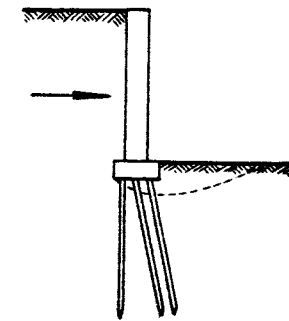
Można stosować pod maszyny fundamenty palowe gdy:

- 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,

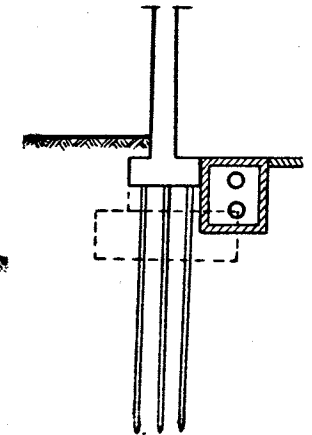
- b) piasków luźnych, dla których wielkość krytycznego przyspieszenia (wg PN-80/B-03040 punkt 1.3.9) przy statycznym obciążeniu eksploatacyjnym jest mniejsza niż $1m \cdot s^{-2}$,
 - c) gruntów spoistych o wskaźniku porowatości: dla piasków gliniastych $e > 0,7$, dla glin $e > 1,0$ i dla iltów $e > 1,1$,
 - d) gruntów spoistych w stanie płynnym ($I_L > 0,50$),
 - e) miękkoplastycznych glin i iltów o module podatności $E_s < 15$ MPa,
 - f) namulów i torfów,
- 3) ze względu na grubość warstwy słabonośnych gruntów i wielkość oraz 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.6.1. Zabezpieczenie przed powstaniem osuwiska



Rys.6.2. Zastosowanie pali pod murem oporowym



Rys.6.3. Pale pod silnie obciążone budowlę przemysłową

6.2. Klasyfikacja pali

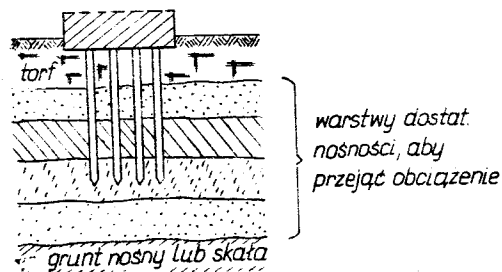
Klasyfikację pali można przeprowadzić w zależności od następujących charakterystycznych cech:

- rodzaju pracy pali "zawieszonych" lub "stojących" w podłożu,

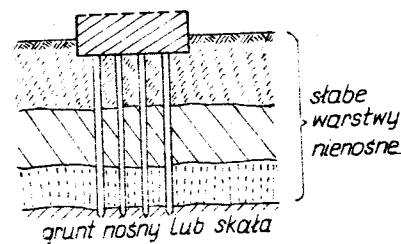
a) gdy warstwa gruntu nośnego (lub skały) zalega tak głęboko, że podstawy pali nie mogą do niej sięgnąć, pale wówczas są jakby "zawieszane" w gruncie (rys.6.4) zdolnym do przeniesienia obciążenia; pale zawieszane powinny mieć długość równą lub większą od szerokości płyty fundamentowej;

b) gdy warstwa gruntu nośnego (lub skały) zalega na takiej głębokości, że można oprzeć na niej podstawę pala; w otoczeniu jednak trzonu pala są warstwy słabonośne (rys.6.5); w takim przypadku pale pracują jako pale "stojące", z tym jednak że wyboczenie umożliwia górne, nawet słabonośne warstwy gruntu; warstwa nośna może zalegać na głębokości 10 ± 15 m,

- rodzaju materiału (drewno, 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 itp.).



Rys.6.4. Pale zawieszane



Rys.6.5. Pale stojące

Wśród pali gotowych, wykonywanych na placu budowy (prefabrykacji), odróżniamy pale: wbijane (ale nie betonowe), wwiercane (albo wkręcane), wciskane, wiercone, wwbrowywane i wptukiwane. Palami wbijanymi mogą być pale drewniane, żelbetowe, stalowe i mieszane. Wwiercanymi palami mogą być pale stalowe. Pale wciskane i wwbrowywane 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 odróżniamy pale: Straussa, Wolfsholza, Franki i pale o dużych średni-

cach (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 6.1, która obejmuje większą część stosowanych rodzajów pali. Mogą one różnić się jednak niektórymi szczegółami wykonania i często mają nazwy patentowe.

6.3. Dopuszczalna nośność pali pojedynczych

Na wyboczenie należy sprawdzać pale ściskane, które przechodzą przez grunty spoiste w stanie płynnym, przez młode torfy o dużej ściśliwości oraz przez grunty mogące ulec rozmyciu. Długość wybozeniową przyjmuje się w zależności od sposobu i głębokości utwierdzenia pala w warstwach nośnych gruntu i w fundamencie.

Dopuszczalną nośność osiową pali pojedynczych, uwarunkowaną właściwościami gruntu wyznacza się wzorem empirycznym zgodnie z normą PN-69/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. Udzwig (U) lub uciąg (U_c) odosobnionych pali pojedynczych można obliczać wg wzorów:

$$U = s_a a A + s_b \sum b_i B_i \quad (6.1)$$

$$U_c = s_b \sum b_i B_i \quad (6.2)$$

gdzie:

- A - pole przekroju poprzecznego pala bezpośrednio powyżej jego podstawy [m^2],
- B_i - pole poboczniczy pala na grubości h jednej z warstw i , w których pal jest pograżony [m^2],
- a - jednostkowe dopuszczalne obciążenie gruntu bezpośrednio pod dolnym końcem pala,
- b_i - jednostkowe dopuszczalne obciążenie gruntu na ścinanie wzdłuż poboczniczy pala w obrębie danej warstwy i ,
- s_a, s_b - współczynniki zależne od rodzaju pala i sposobu wprowadzenia go w grunt.

| PALE WYPIERAJĄCE GRUNT (wciskane, wibrowane, wbijane) | | MONOLITYCZNE | |
|--|---|---|---|
| PREFABRYKOWANE (gotowe do zapuszczenia) | W osłonie stałej | W osłonie czasowej | |
| żelbetowe żelbetowo-segmentowe sprężone stalowe-rurowe stalowe-profilowe drewniane | 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 WERCONE | | | |
| (świdrami lub wybierakami, wszystkie betonowane na miejscu) | | Wiercone-injektowane | |
| Bez osłony | Z osłoną czasową | Przy użyciu bentonitu | |
| o kształcie prostym wiert- cone udarowo lub obro- towo o powiększonej podsta- wie, wiercone udarowo lub obrotowo na ogół wypełniane beto- nem (tylko w gruntach spoj- stych zwartych) | segmentowa osłona wpro- wadzana w trakcie wier- cenia otworu segmentowa osłona (oscy- lująca) podczas wiercenia otworu osłona wibrowywana lub wciskana przed wykona- niem otworu; otwór wypeł- niony betonem (rura, jeśli pod wodą) | trzpieniem obrotowym z odwrótnym obiegamiem z obiegami prostym Beton wprowadzany rurą | przez ciągły świder - zaczyn cementowy zastępuje usuwany utorok mieszany przez świder z dodatkami chemicznymi łączącymi z utorkiem |

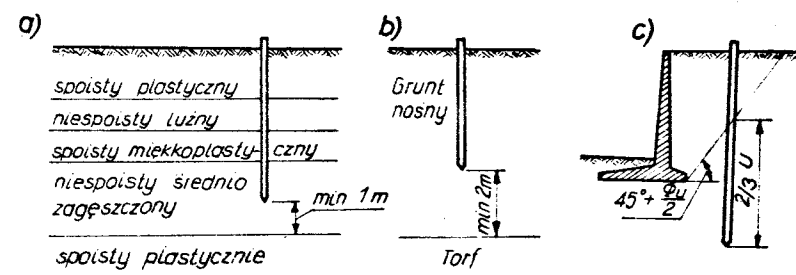
Udźwig i uciąg pali, o minimalnym pochyleniu 1:1, można obliczać jak udźwig i uciąg pali pionowych. Wartości współczynników a i b przyjmuje się z tabeli wyżej wymienionej normy, przez interpolację, zależnie od stopnia zagęszczenia lub plastyczności danego gruntu.

Przy projektowaniu udział oporu podstawy pala w stosunku do oporu pobocznic osiąga wartość średnio 40%. Gdy pal opiera się swoją podstawą o skałę lub grunt kamienisty, należy wartość współczynnika a określić metodą próbnych obciążeń lub laboratoryjnie.

Jeśli w podłożu, w którym ma tkwić pal, występują warstwy gruntów nieskonsolidowanych lub świeże nasypy, ulegające osiadaniom pod własnym lub dodatkowym obciążeniem, to może powstać zjawisko tarcia ujemnego. W takich przypadkach przyjmuje się dla tych warstw wartość współczynnika b ujemną, współczynniki zaś a i b dla niżej leżących warstw gruntu nośnego oblicza się od poziomu spągu warstw gruntów wywołujących tarcie ujemne. Tarcie ze znakiem ujemnym przyjmuje się również dla warstw wierzchnich nie ulegających odkształceniom, jeśli zalegają one na podścielających warstwach, które osiadają.

Współczynniki s_a i s_b przyjmuje się z tabeli normy palowej.

Jeśli w obliczonym (ze wzoru 6.1) udźwigu składnik $s_a a > 0,5U$, to pal powinien tkwić w warstwie gruntu, dla którego określono współczynnik "a", co najmniej na głębokości 1,0 m. Na rysunku 6.6 pokazane są warunki dodatkowe pali pograżonych na przemian w gruntach spojstych i niespojstych oraz znajdujących się obok konstrukcji oporowych.



Rys. 6.6. Warunki dodatkowe

Dla jednego pala obciążonego siłą poziomą wartość dopuszczalnego obciążenia można określić z tabeli normy, jednak przy równoczesnym spełnieniu następujących warunków:

- pale powinny być zagłębione pionowo lub ukośnie, minimum 5:1, w grunt nośny głębiej niż 5,0 m,
- dopuszczalne poziome przesunięcie pala w poziomie gruntu nośnego (lub podstawy fundamentu) nie może być większe niż 10 mm,
- pal musi wchodzić w skład fundamentu zagłębionego w grunt; w przeciwnym zaś razie siła pozioma nie może być zaczepiona powyżej poziomu powierzchni terenu więcej niż 30 cm,
- w podłożu, w którym tkwi pal, nie mogą zalegać grunty spoiste miękkie plastyczne lub płynne, namuły i torfy,
- pale muszą być żelbetowe, drewniane lub stalowe.

6.4. Dopuszczalna nośność grupy pali

Projektując fundamenty na palach przyjmuje się do obliczeń następujące założenia:

- nośność fundamentu na palach zależy od sumy obciążeń złożonej z obciążenia przypadającego na fundament, obciążenia własnego fundamentu oraz obciążenia od pali,
- dopuszczalna nośność fundamentu na palach zależy od nośności grupy pali podtrzymujących fundament,
- jeśli pale pracują w podłożu jako pale "stojące" oparte swoimi podstawami o skałę lub grunty żwirowe czy gruboziarniste bardzo zagęszczone, albo spoiste zwarte o wytrzymałości mechanicznej większej od wytrzymałości warstw otaczających poboczną pali, to w obliczeniu dopuszczalnej nośności fundamentu na palach przyjmuje się udźwig każdego z tych pali w pełnej wysokości. W takim przypadku udźwig grupy pali jest równy sumie udźwigów wszystkich pali pojedynczych, niezależnie od ich rozstawu,
- jeśli pale mają tkwić całkowicie w luźnym piasku drobnym lub średnim i są to pale Franki lub Vibro, albo wbijane bez wptukiwania, to można również udźwig grupy pali obliczać jako sumę udźwigów pali pojedynczych,
- w przypadku innych rodzajów gruntów zalegających w podłożu, aniżeli wymienione w punktach powyżej, należy przy obliczaniu nośności grupy pali brać pod uwagę strefy naprężeń powstających dookoła pali.

Strefy naprężeń w gruntach jednorodnych dla pali wciskanych wyznacza się w sposób pokazany na rysunku 6.7. Kąt α przyjmuje się z tabeli normy. Promień podstawy strefy naprężeń wynosi:

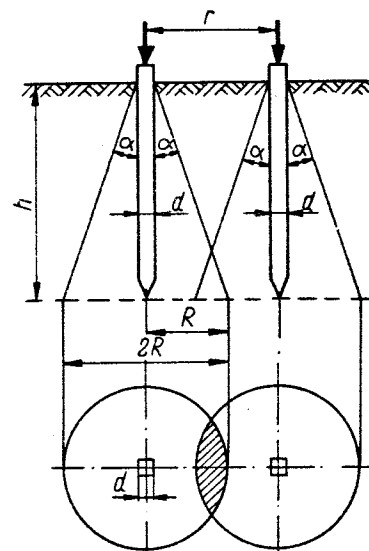
$$R = \frac{d}{2} + h \operatorname{tg} \alpha,$$

gdzie:

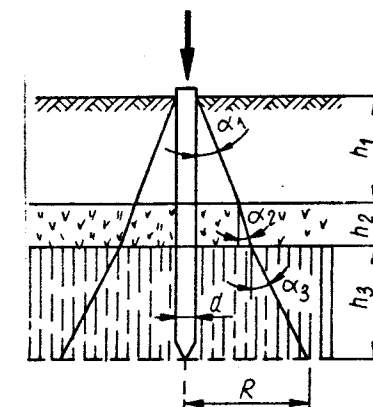
d - średnica lub długość boku przekroju pala [m].

W gruntach uwarstwionych granice strefy naprężeń w otoczeniu pala przyjmuje się według rysunku 6.8, natomiast promień tej strefy oblicza się ze wzoru:

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



Rys.6.7. Strefa naprężeń wokół pala w gruntach jednorodnych



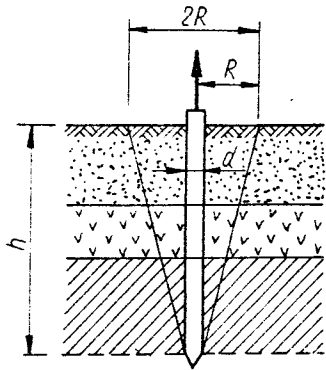
Rys.6.8. Strefa naprężeń wokół pala w gruntach niejednorodnych

Strefę naprężeń wokół pala, w przypadku pali wyciąganych, uwidacznia rysunek 6.9, przy czym w przybliżeniu

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

gdzie:

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



Rys.6.9. Strefa naprężeń w gruncie wokół pala wyciąganego

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

$$U = s_a a A + m s_b \sum b_i B_i, \quad (6.3)$$

$$U_c = m s_b \sum b_i B_i. \quad (6.4)$$

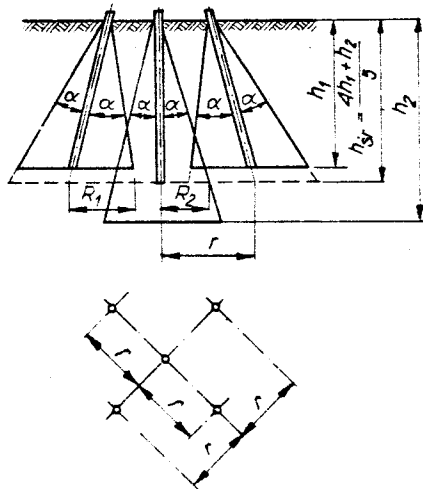
Wartości współczynnika m podaje norma dotycząca fundamentów palowych.

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].



Odległość osiową r pomiędzy palami w przypadku ich różnej odległości i pochylenia wyznacza się wg rysunku 6.10.

Jeśli w grupie pali występuje tarcie ujemne, należy sprawdzić czy obliczone obciążenie wywołane tarciem ujemnym nie przekracza obciążenia od bryły gruntu warstw nieskonsolidowanych lub osiadających, objętych strefą naprężeń wokół grupy pali.

Rys.6.10. Odległość osiowa pomiędzy palami

Obciążenie dodatkowe pali w takim przypadku stanowić będzie obciążenie mniejsze z obu obliczonych.

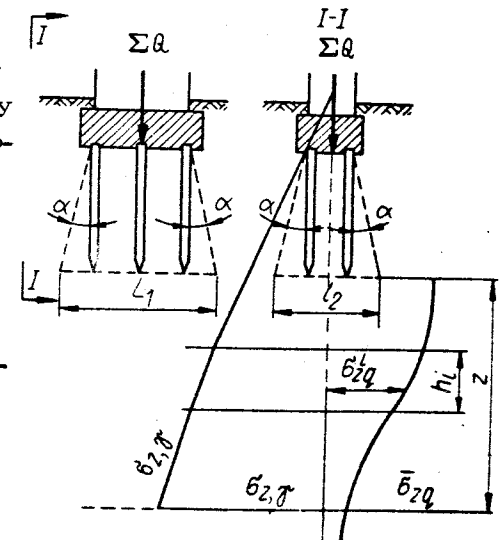
6.5. Obliczanie przewidywanych osiadań fundamentów na palach

Osiadania fundamentów na palach oblicza się gdy:

- warstwy gruntów o konsystencji miękkoplastycznej lub płynnej, albo też warstwy torfów, leżą na głębokości takiej, której przekroczenie przez pale sprawia trudności techniczne, a pomiędzy podstawami pali a stropem tych warstw jest warstwa gruntu nośnego o grubości co najmniej 2,0 m (rys.6.6b),
- pale pogrążone są na całej swej długości (łącznie z podstawą) w gruntach spoiowych o konsystencji plastycznej, a także w innych gruntach, gdy poniżej podstaw pali zalegają warstwy gruntów o wytrzymałości mniejszej niż wytrzymałość warstw otaczających pal,
- wymiary poziome płyt lub stóp fundamentowych przekraczają długość nosną pali a podstawy pali nie opierają się na skałach, gruntach kamienistych lub na zagęszczonych żwirach i pospółkach,
- budowla posadowiona na palach jest wrażliwa na nierównomierne osiadanie.

Aby obliczyć osiadania fundamentu na palach, trzeba wyznaczyć strefę naprężeń wokół pali. Sposób wyznaczania tej strefy pokazano na rysunku 6.11. Metody obliczenia osiadań omówione w skrypcie "Mechanika gruntów" stosuje się do obliczeń osiadania fundamentów na palach. Dodatkowe obciążenie jednostkowe w poziomie podstaw pali $\bar{\sigma}_d$ wyznacza się ze wzoru:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{\sum Q}{l_1 l_2}, \quad (6.5)$$



Rys.6.11. Strefa naprężeń w gruncie wokół grupy pali

gdzie:

$\sum Q$ - pionowa składowa wszystkich sił obciążających fundament wraz z obciążeniem własnym fundamentu i obciążeniem 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],

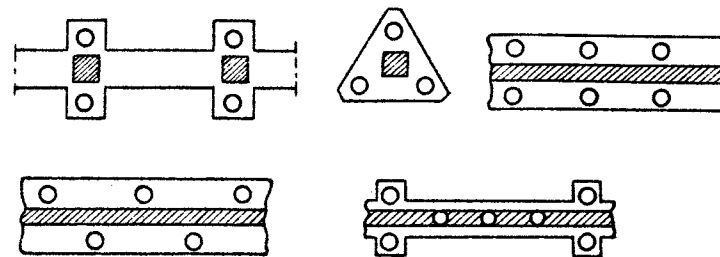
Obliczając osiadania pojedynczego fundamentu na palach należy uwzględnić wpływ sąsiednich fundamentów. Obliczone spodziewane osiadanie fundamentu na palach nie powinno być większe od dopuszczalnego osiadania dla konstrukcji wzniesionej na tym fundamencie.

Jeśli na fundament na palach działają, oprócz sił pionowych, również siły poziome lub ukośne, to składowe poziome tych obciążeń są przenoszone przez pale pochyłe. Wielkość sił osiowych w tych palach wyznacza się na podstawie jednej ze znanych metod statyki budowli. W przypadku gdy w skład grupy pali obciążonych siłami poziomymi wchodzi tylko pale pionowe lub tylko pale ukośne, o nachyleniu jednakowym, nie większym niż 1:5, nośność fundamentu na siły poziome jest równa sumie nośności bocznych pojedynczych pali.

6.6. 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 sto-

pami i ławami pokazano na rysunku 6.12. Jeśli stopa lub ława ma dużą sztywność, to pale rozkłada się równomiernie pod ich całą podstawą.



Rys. 6.12. Rozmieszczenia pali pod stopami i ławami

Przy mniejszych sztywnościach stóp, ław lub płyt pale można skupić pod bezpośrednim ich obciążeniem, przy czym należy w tym przypadku dążyć do możliwie jednakowego nacisku na pale.

Najmniejszy rozstaw pomiędzy 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, natomiast w gruntach spoistych wzajemne oddziaływanie rozpoczyna się od rozstawu pali pomiędzy osiami równego 6 średnicom pala.

Dla obciążeń statycznych najbardziej dotychczas powszechnie przyjmowany jest rozstaw pomiędzy osiami pali około 3,5 średnic pala, i nie mniej niż 1,0 m.

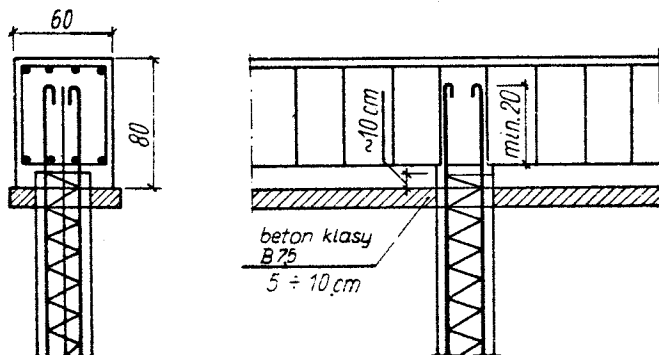
Odległość osi pala od krawędzi ławy, stopy lub płyty nie powinna być mniejsza od jego średnicy. Głowicę pala drewnianego zabetonuje się w elementach wiążących pale na głębokość 20 - 30 cm, głowice pala żelbetowego prefabrykowanego wpuszcza się w beton tych elementów na 30 cm albo rozkuwa się głowicę 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.

6.7. Projektowanie stóp, ław lub płyt na palach

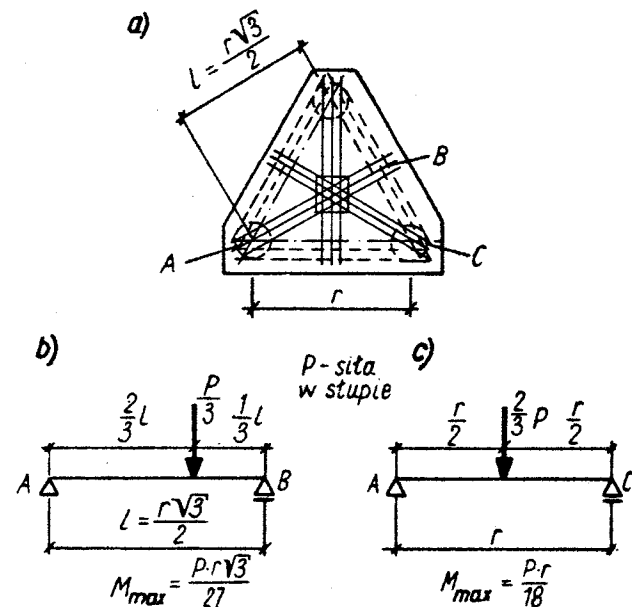
Projektując stopy, ławy lub płyty na palach należy przestrzegać następujących zasad:

- 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 6.13.



Rys. 6.13. Zakotwienie pali w ławie żelbetowej

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. 6.14). 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, góra i dół, bez odginania prętów. W przypadku jednak gdy na ławę na palach działają większe miejscowe naciski, trzeba wprowadzać pręty odgięte w celu przyjęcia sił ścinających.



Rys. 6.14. Stopa na trzech palach: a) zbrojenie, b) schemat statyczny belki AB, c) schemat statyczny belki AC

6.8. Sprawdzanie udźwigu pali za pomocą wzorów dynamicznych

Wzory dynamiczne umożliwiają wyznaczenie udźwigu pala na podstawie obserwacji jego zagłębienia 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 uwzględ-

nienia 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 angielski Brix

$$P = \frac{h Q^2 q}{F_d e (Q + q)^2}, \quad (6.6)$$

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 niemiecki Eytelweina

$$P = \frac{h Q^2}{F_d e (Q + q)} + \frac{(Q + q)}{F_d}, \quad (6.7)$$

lub po odrzuceniu drugiego składnika otrzymuje się tzw. wzór holenderski. Współczynnik bezpieczeństwa we wzorze (6.7) przyjmuje się 6 - 10.

Wzór zalecany w normie PN-82/B-02482

$$U = p U_d = p \frac{s E}{(e + e_1) F_d}, \quad (6.8)$$

gdzie:

p - współczynnik cechowania, wyznaczony na podstawie obciążenia próbnego pala wbijanego;

$$p = \frac{U_{pr}}{U_d}, \quad U_{pr} - \text{udźwig statyczny pala poddanego próbnemu obciążeniu,}$$

U_d - udźwig dynamiczny obliczony ze wzoru (6.8),

s - współczynnik wyzyskania energii wbijania pala,

$$s = 0,7 \frac{Q + 0,15 G}{Q + G}$$

G - masa pala (lub wbijanej rury obsadowej z korkiem betonowym) [kg],

Q - masa młota [kg],

E - energia ostatniego uderzenia (lub ostatniej serii 5 - 10 uderzeń) [kJ],

$$E = Q h,$$

h - wysokość opadania młota [m],

e - trwałe osiadanie (wpęd) pala pod wpływem ostatniego uderzenia młota (lub ostatniej serii 5 - 10 uderzeń) [m],

e_1 - odkształcenia sprężyste pala, gruntu i podkładki podczas ostatniego uderzenia [m].

Gdy pal wbijany jest przez podkładkę, to e_1 przyjmuje się w granicach:

a) w łatwych warunkach wbijania (grunty luźne lub miękkie)

$$e_1 = 0,05e + 0,1 \text{ cm.}$$

b) w trudnych warunkach wbijania (grunty kamieniste albo zagęszczone lub zwarte)

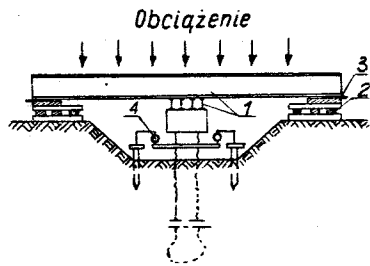
$$e_1 = 0,1e + 0,5 \text{ cm.}$$

W przypadku gdy nie wykonuje się próbnego obciążenia pala, wartość współczynnika cechowania przyjmuje się równą 1,0. Współczynnik bezpieczeństwa F_d przyjmuje się dla budownictwa lądowego i wodnego 1,6, gdy odległość pomiędzy skrajnymi palami w grupie objętej tym samym współczynnikiem cechowania wynosi 10 m, oraz 1,8, gdy odległość wynosi 50 m. W przypadku gdy nie wykonuje się próbnego obciążenia pala, przyjmuje się współczynnik bezpieczeństwa równy 3.

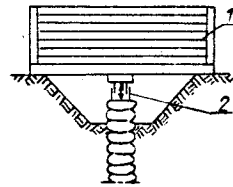
6.9. Próbné obciążenie pali

W praktyce spotykane są następujące sposoby próbnego obciążenia:

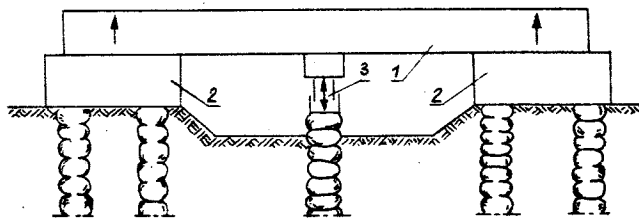
- obciążenie bezpośrednio pala balastem (rys.6.15) - sposób najbardziej kłopotliwy;
- obciążenie dźwignikiem hydraulicznym umieszczonym pomiędzy głowicą pala i balastem (rys.6.16);
- obciążenie dźwignikiem hydraulicznym umieszczonym pomiędzy głowicą pala a konstrukcją zastępującą balast (rys.6.17).



Rys.6.15. Bezpośrednie obciążenie pala balastem. 1 - dźwigary, 2 - klatki z podkładów kolejowych lub bali przejmują ewentualne obciążenie mimośrodowe, 3 - kliny zapobiegające osiowemu działaniu obciążenia, 4 - czujniki



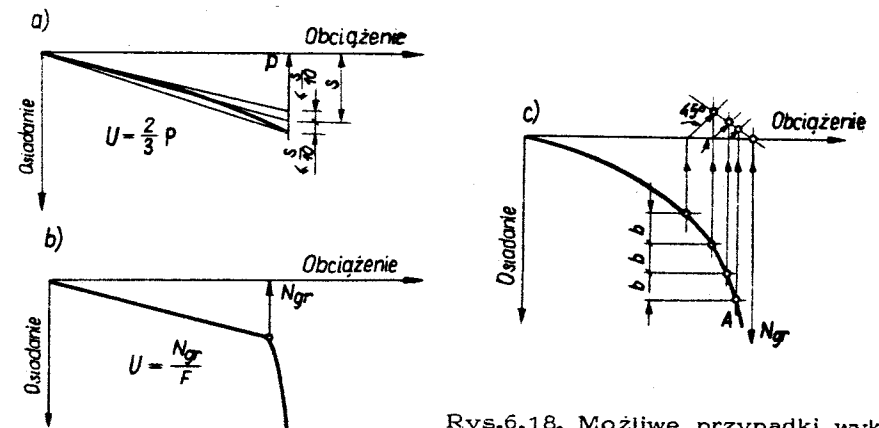
Rys.6.16. Schemat obciążenia dźwignikiem umieszczonym pomiędzy obciążeniem i głowicą pala. 1 - obciążenie, 2 - dźwignik hydrauliczny



Rys.6.17. Obciążenie dźwignikiem hydraulicznym umieszczonym pomiędzy konstrukcją oporową a głowicą pala. 1 - konstrukcja oporowa umocowana do sąsiednich fundamentów, 2 - blok na 4 palach, 3 - dźwignik

Sposób ten można zastosować, gdy w bliskim sąsiedztwie istnieją konstrukcje czy urządzenia, do których można przymocować konstrukcję przejmującą skierowane do góry siły wywołane dźwignikiem hydraulicznym.

Projekt palowania powinien zawierać projekt próbnego obciążenia pali w terenie. Jeśli układ warstw gruntów pod budowlę jest w zasadzie jednakowy, to należy poddać próbnemu obciążeniu do najmniej 2 pale, gdy w skład fundamentów wchodzi do 100 pali, oraz co najmniej 1 pal na każde rozpoczęte dalsze 100 pali. W przypadku gdy podłoże uda się podzielić na różne strefy geotechniczne, próbnemu obciążeniu powinien być poddany w każdej strefie co najmniej 1 pal, zagłębiony w miejscu najniekorzystniejszym pod względem gruntowym. Gdy budowla posadowiona jest na małych wiązkach palowych (do 4 pali) i obciążenie na pal przypada do 250 kN, zaleca się przeprowadzać próbné obciążenie całej wiązki pali. Wykonując fundamenty pod precyzyjne urządzenia o małych dopuszczalnych osiadałach należy poddać próbnemu obciążeniu chociaż 1 pal znajdujący się pod danym fundamentem. Używając pali Franki i Wolfsholza można liczbę pali próbnie obciążonych zmniejszyć o 50%. W przypadku wyznaczania nośności pali pozostałych po wyburzonych budowlach lub pali wykorzystanych po okresie paroletniej przerwy od czasu zapuszczenia ich w grunt, próbnemu obciążeniu poddaje się w miejscach występowania najniekorzystniejszych warunków gruntowych i największych przewidywanych obciążeń.



Rys.6.18. Możliwe przypadki wykorzystania krzywej zależności osiadań pala od obciążenia

W takich przypadkach liczba pali powinna być co najmniej 1 pal na każde rozpoczęte 500 m² powierzchni większej niż 900 m². Odstęp wzajemny pali badanych nie powinien być mniejszy niż 3,0 m. Urządzenia obciążające projektuje się tak, aby wzbudzały siłę 3 razy większą od przewidywanej nośności dopuszczalnej badanego pala. Jeśli zastosujemy pale kotwiące, ich liczba powinna być taka, aby mogły one przenieść siłę wyrwającą co najmniej 2 razy większą od przewidywanego udźwigu pala.

Po przeprowadzeniu próbnego obciążenia pala sporządza się wykres wyrażający zależność osiadań pala od obciążenia, przy czym mogą być trzy przypadki wykorzystania tego wykresu:

- krzywa wykazuje proporcjonalność osiadania i obciążenia (rys.6.18a), wówczas $U = \frac{2}{3} P$,
- na krzywej jest wyraźny załom linii osiadania ku dołowi (rys.6.18b), wtedy $U = \frac{U}{F} gr$,
- gdy krzywa nie ma wyraźnego załomu, to nośność graniczną wyznacza się w sposób wykreślny (rys.6.18c), wówczas $U = \frac{U}{F} gr$.

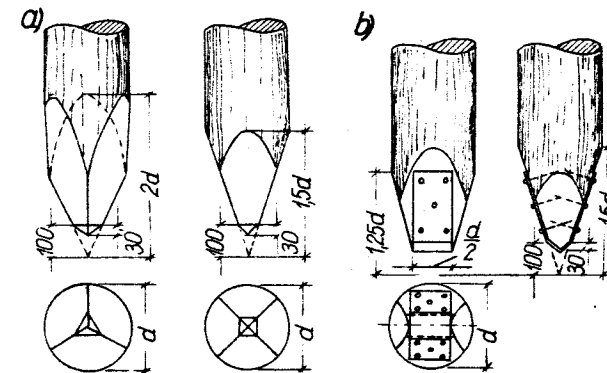
Osiadanie pala przy ustalonym udźwigu powinno być mniejsze od osiadania dopuszczalnego dla danej budowli. Należy przyjmować wartość współczynnika bezpieczeństwa 2, w warunkach zaś optymalnych 1,5.

6.10. Wykonanie pali gotowych

6.10.1. Pale drewniane

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 6.19. Przy wbijaniu pali w grunty żwirowe lub gliniaste, z pewną ilością kamieni, dolny koniec pala wzmacnia

się grotem stalowym z blachy o 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 ją o 1,5 - 2,5 cm. Przyjmuje się nośność pali drewnianych do 250 kN. Pale drewniane dają się łatwo obrabiać, mają niedużą masę objętościową. Wśród wad zaś wymienia się krótki okres trwałości w przypadku posadowienia powyżej zwierciadła wody, możliwość zniszczenia trzonu pala przy wbijaniu i deficyt drewna. Przy wbijaniu pali drewnianych stosunek masy młota do masy pala powinien być nie mniejszy niż 1,5; zaleca się jednak 2,0.



Rys.6.19. Zaostrzony koniec drewnianego pala:
a) w gruntach luźnych, b) w gruntach twardych

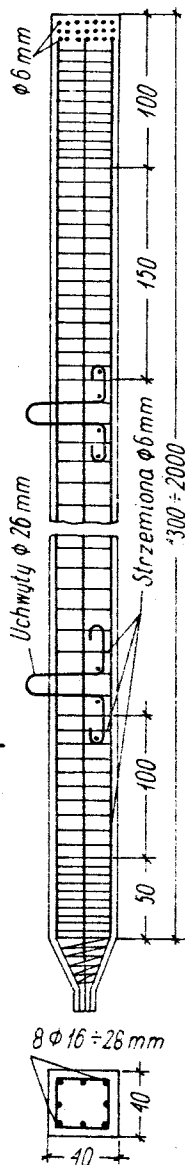
6.10.2. Pale stalowe

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 specjalnych profili. Pale stalowe mają zastosowanie przede wszystkim w przypadkach przejścia przez grunty, w których mogą być przeszkody w postaci kamieni, gruzu lub starych fundamentów. 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.

6.10.3. Pale żelbetowe prefabrykowane niesprężone

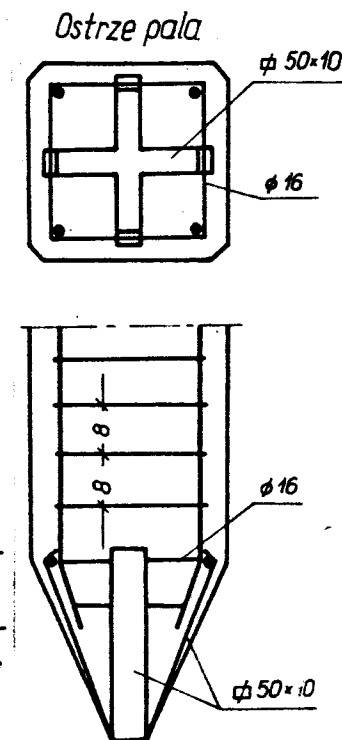
Pale żelbetowe wykonuje się jako pale o przekroju kwadratowym lub prostokątnym, z lekko ściętymi narożami, o bokach 20 - 40 cm. Klasa stosowanego betonu wibrowanego w palach powinna być co najmniej od B20 do B25. Orientacyjnie można przyjąć, że przekrój poprzeczny wkładek stalowych powinien wynosić 2 - 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 młota kafarów (rys.6.20). Obciążenie własne od pojedynczego pala nie powinno przekraczać udźwigu wciągarek stosowanych kafarów. W naszych warunkach uważa się obecnie, że 6000 kg stanowi górną granicę masy pala. Dla ułatwienia zabierania pali z placu i ustawiania przy kafarze wyposaża się pale w 2 uchwyty ze stali okrągłej o przekroju zależnym od masy pala. Po ustawieniu pala przy kafarze uchwyty 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



Rys.6.20. Pal żelbetowy prefabrykowany

do siebie kierunkach, po 5 sztuk przy czym górna kratka ma wąsy o długości 25 cm, potrzebne do silnego utwierdzenia w trzonie betonowym. Przed rozpoczęciem wbijania nasadza się na pal hełm ochronny, pokazany na rysunku 5.9. Jako materiał sprężynujący 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 szereg wzmocnień ostrza pala. Często wzmocnia się ostrze przez skupienie w nim dolnych końców wkładek narożnych i ich zespawanie. Niekiedy stosuje się wzmocnienie ostrzy za pomocą grotów z płaskowników lub grotów żeliwnych, które łączy się z wkładkami podłużnymi przez dopasowanie. Można również w sposób dogodny wykonać wzmocnienie z płaskowników, 10 x 50 mm, zespawanych na dolnym skrzyżowaniu. Płaskowniki tworzą spłaszczone ostrze o przekroju 5 x 5 cm. Są one ponadto powiązane przez spawanie z obręczą z pręta stalowego o średnicy 16 mm (rys.6.21).

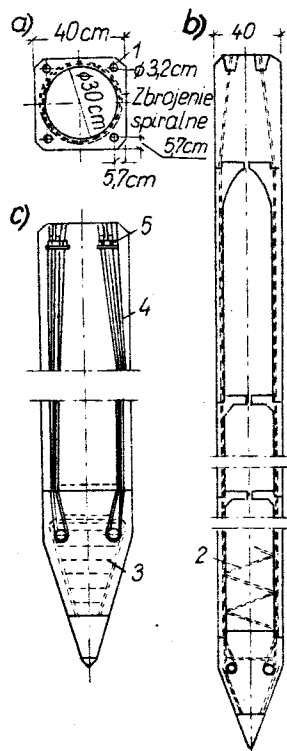
Orientacyjnie nośność pali żelbetowych może być wyznaczona ze wzoru $U = 12 \cdot b$, w kiloniutonach, gdzie b - jest większym wymiarem przekroju pala, podawanym w centymetrach. Skutecznie można wbić pal prefabrykowany żelbetowy spełniając jednocześnie trzy warunki: masa młota powinna stanowić 0,85 - 1,00 masy pala, energia wbijania, czyli $E = Q h \geq 20$ kNm oraz wstęp $e \leq 3$ mm. Nośność pali żelbetowych waha się od 300 do 600 kN. Pale żelbetowe mogą pracować poniżej poziomu wody, istnieje możliwość dobrania przekroju, a więc i nośności, do przewidywanych obciążeń oraz możliwość dokładnego wykonania i zachowania kształtu pala podczas wbijania. Pale żelbetowe trudno jest skracać a jeszcze trudniej przedłużać; niełatwo się je transportuje, powodują wstrząsy gruntu i obiektów znajdujących się w pobliżu wbijanego pala.



Rys.6.21. Wzmocnienie ostrza pala płaskownikami

6.10.4. Pale z betonu sprężonego

Pale tego typu można podzielić na następujące grupy: strunobetonowe, sprężone stalą prętową i kablobetonowe.



Rys. 6.22. Pal kablobetonowy: a) przekrój poprzeczny, b) widok boczny, c) przekrój podłużny. 1 - kanaliki, 2 - spiralne strzemiona, 4 - kable, 5 - płytki kotwiące

tów 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 ok. 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.

Zbrojenie podłużne pali strunobetonowych stanowią struny rozmieszczone w całym przekroju lub wiązki strun umieszczone w narożach pala. 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 przyspawana się "trzewik".

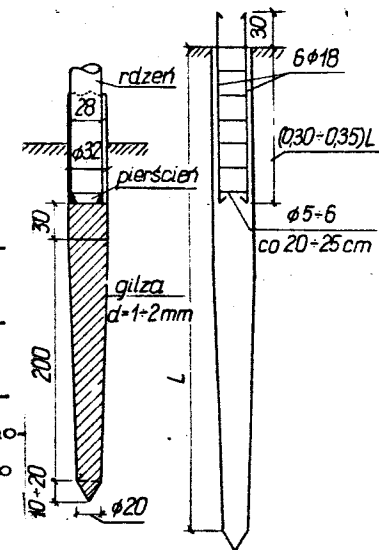
Pale sprężone stalą prętową zbrojone są podobnie jak pale prefabrykowane niesprężone. Zbrojenie główne składa się z 4 prętów o średnicy 12 - 32 mm umieszczonych w narożach pala. Gdy istnieje potrzeba zastosowania większej liczby wkładek, należy wkładki umieścić na obwodzie pala. Ostrze pala formuje się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

Pale kablobetonowe (rys. 6.22) spręża się kablami splecionymi z dru-

6.10.5. 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 o grubości 0,75 mm; ma spiralne wyżłobienie, do którego wtłoczony jest drut. Średnica płaszczka w dolnym końcu wynosi 20 cm dla pali o 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 (rysunek 6.23). Po przygotowaniu gilzy wypełnia się ją w dolnej części betonem, tj. na długość stożka i przynajmniej na 30 cm części



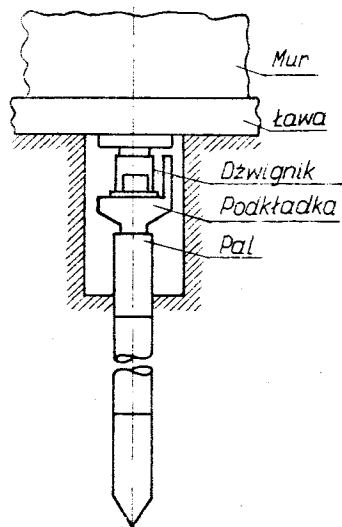
Rys. 6.23. Pal Raymonda

walcowej. Po stwardnieniu betonu wprowadza się do gilzy dębowy rdzeń o średnicy 28 - 29 cm, o 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.

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 trwałe pal żelbetowy mający podczas wbijania masę niewiele większą 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 zgniecia gilzy i powstania wstrząsów przy wbijaniu.

6.10.6. Pale Mega

Pale odcinkowe Mega należą do pali wciąganych w grunt. Składają się one z odcinków o długości 60,80 lub 100 cm, o przekroju kołowym lub kwadratowym z otworem w środku. Każdy odcinek może być



wykonany jako betonowy, w gilzie blachy stalowej o grubości 1 - 1,5 mm, albo jako żelbetowy, uzbrojony 4 prętami o średnicy 12 - 16 mm, powiązаныmi 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 kołnierзовymi występami blachy. W palach z otworami w środku wprowadza się w otwór pręt stalowy, po czym po zakończeniu wciągania otwór z prętem zapenia się zaprawą. Pale tego typu stosuje się w przypadku wzmocnienia istniejących fundamentów, ponieważ

Rys.6.24. Wykonanie pala Mega

istnieje możliwość oparcia dźwignika hydraulicznego (rys.6.24). 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 dźwignik 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 dźwignik, ustawia dalsze dolne podkładki i powtarza się zabieg aż do wciągania odcinka pala. Po wciąganiu odcinka pala zwalnia się dźwignik i ustawia następny odcinek itd. Po osiągnięciu przewidzianego nacisku zaklinowuje się poszerzoną podkładkę z górną żelbetową płytą i następnie zwalnia się i wyjmuje dźwignik. Na miejsce usuniętego dźwignika ustawia się klocek betonowy i zaklinowuje go do górnej żelbetowej płyty. Po tym zaklinowaniu zwalnia się zaklinowanie poprzednie.

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 pograżenia. 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.

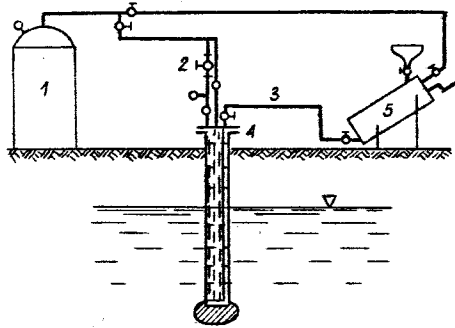
6.11. Pale formowane w gruncie

6.11.1. Pale Straussa

Pale rosyjskiego inżyniera Straussa zalicza się do pali wierconych. Otwory w gruncie dla pali wykonuje się metodami stosowanymi w wiertnictwie. Rury obsadowe o średnicy 30 - 40 cm stosuje się w odcinkach 2 - 3 m, łączonych na gwint. Konieczne jest dolewanie wody do rury podczas wykonywania pala w gruntach niespoistych nawodnionych. Gdy rura osiągnie żadaną głębokość, zakłada się zbrojenie, zwykle z 6 prętów o średnicy 14 - 16 mm, uzwojonych drutem o średnicy 5 - 6 mm o skoku 15 cm. Następnie kubełkiem z otwartym dnem wprowadza się do rury beton i ubija się go ubijakiem, o obciążeniu 0,6 - 20 kN, spadającym z wysokości do 1,0 m. Wykonując pale poniżej zwierciadła wody gruntowej, w przypadku gruntów mało przepuszczalnych, przed rozpoczęciem betonowania należy wypompować wodę. W gruntach o dużym współczynniku filtracji przeprowadza się betonowanie pod wodą. Betonując podciąga się rurę skokami po 15 - 20 cm. Ubijak w tym czasie powinien nieruchomo obciążać beton. Stopniowe podnoszenie rury musi być wykonane tak, aby słup betonu pozostawiony w rurze miał wysokość 30 - 40 cm. Po zabetonowaniu całego otworu rurę usuwa się. Można przyjmować nośność pali do 250 kN. Zaletą stosowania pali tego typu jest to, że pale wykonuje się łatwo. Używając tych pali unika się niebezpieczeństwa wstrząsów, ponieważ masa ubijaka jest niewielka. Wadą pala jest brak wytrzymałości na rozzerwanie trzonu podczas wyciągania rury i skomplikowany proces wykonania w gruntach słabonośnych nawodnionych.

6.11.2. Pale Wolfsholza

Pale Wolfsholza są udoskonaloną formą pali Straussa. Otwory wiertnicze wykonuje się używając rur o średnicy 30 - 50 cm. Po zagłębieniu rury w grunt na żadaną 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.6.25). Początkowo do rury obsadowej jest tłoczono przez rurę kontrolną sprężone powietrze, w celu usunięcia znajdującej się w niej wody. Następnie przewodem (3) tłoczy się do rury beton pod ciśnieniem 500 - 700 kN·m⁻². Początkowo z betonu tworzy się korek, który



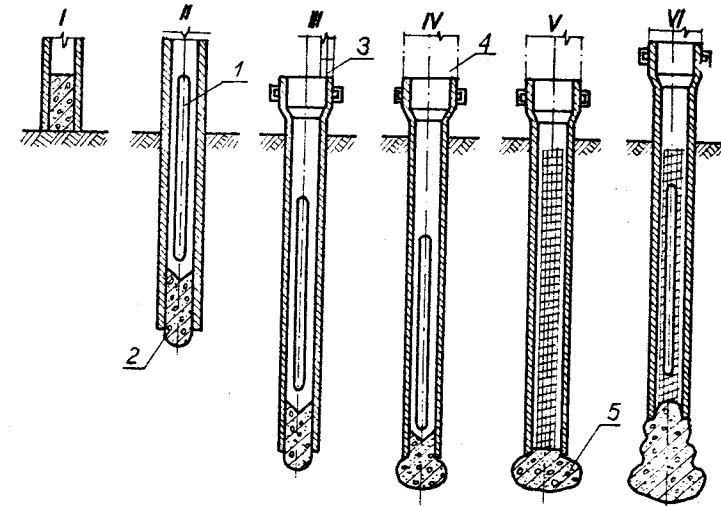
Rys.6.25. Schemat wykonania pali Wolfsholza, 1 - sprężarka, 2 - zawór redukcyjny, 3 - przewód dostarczający beton, 4 - dławiki w czapce, 5 - inżektor

się słup zbrojony z 4 - 8 prętów o średnicy 14 - 16 mm, powiązany strzemionami, o średnicy 5 - 6 mm w ostępach 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 ukończenia 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.

6.11.3. 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 ma-

łej zawartości wody (rys.6.26). Przez uderzenie ubijaka stalowego o obciążeniu 30 - 40 kN beton zostaje ubity w rurze i tworzy się korek związany z nią przez tarcie.



Rys.6.26. Schemat wykonania pali Franki, 1 - ubijak, 2 - korek betonowy, 3 - łąta pomiarowa, 4 - liny wyciągowe, 5 - podstawa pala

Podczas dalszych uderzeń korek posuwa się w głąb gruntu i pociąga za sobą rurę. Gdy pomiar wępudy wykaże, że podstawa pala doszła do gruntu o wystarczającej wytrzymałości mechanicznej, wówczas liny, które dotychczas były luźno doczepione do uchwyty rury, zostają mocno naciągnięte, i rura obsadowa unosi się do góry, a korek betonowy zostaje wypchnięty z rury pod uderzeniami ubijaka. 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 charakteryzują się dużym udźwigniem, dobrze zagęszczają grunt, można je szybko wykonać i można wielokrotnie użyć rur obsadowych. Użycie tych pali ma także złe strony;

istnieje możliwość powstawania silnych wstrząsów, może łatwo dojść do przerwania trzonu pala i zniszczenia zbrojenia przez opadający z wysokości 3 - 8 m ubijak. Może też wdrzeć się woda gruntowa do rury i uniemożliwić dalsze wykonanie pala.

6.11.4. Pale Simplex

Wykonuje się je ubijając beton w rurze obsadowej i jednocześnie podciągając rurę do góry. Różnica pomiędzy palem Simplex a palem Franki polega na tym, że rurę wbija się młotem, 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 kubelkiem z otwartym dnem i ubijany ubijakiem 2,5 - 3,0 kN. 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.

6.11.5. Pale "Vibro-L"

Rurę stalową o średnicy 420 mm i długości do 10 m, ustawioną na ostrzu, wbija się w grunt. Do wbijania rury stosuje się młot. Po wbiciu rury do ustalonego wpędu wprowadza się zbrojenie pala i wypełnia rurę obsadową betonem. Zaleca się zbrojenie od 4 do 6 prętów o średnicy 16 mm ze strzemionami o średnicy 6 mm, co 15 cm. Podczas wyciągania rury przymocowany do niej wibrator powoduje zagęszczenie betonu i gruntu. Stal zbrojeniowa chroni pal przed jego przerwaniem przy podrywaniu rury obsadowej. Nośność pali tego typu dochodzi do 600 kN.

6.12. 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.

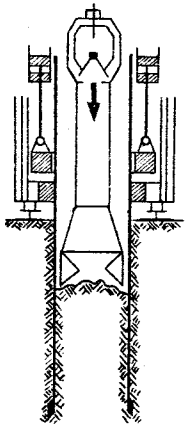
Obliczeń nośności pionowej i bocznej, osiadania oraz konstruowania fundamentów na palach o średnicach 60 do 150 cm, formowanych metodami wiertniczymi, można dokonać na podstawie "Wytycznych techniczno-budowlanych projektowania i wykonywania pali wielkośrednicowych w obiektach mostowych" Ministerstwa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

6.12.1. Metoda Benoto

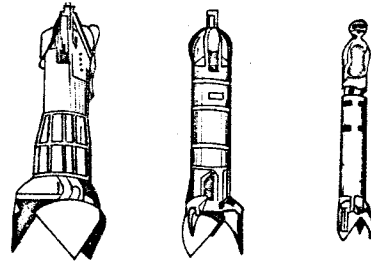
Pale wykonane metodą Benoto mają średnice od 0,6 do 1,5 m i długość dochodzącą nawet do 100 m. W wyniku współpracy francuskich przedsiębiorstw robót fundamentowych i zakładu budowy maszyn Benoto wyprodukowano maszynę całkowicie mechanizującą wiercenie pali fundamentowych w gruncie. Kafary - wiertnice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

Pograżanie rury w grunt następuje pod wpływem masy rury oraz dzięki ruchom obrotowym nadawanym rurze przez maszynę. W potrzebie można stosować nacisk 100 - 120 kN za pomocą dźwigników. Pod równoczesnym działaniem zmiennego ruchu obrotowego oraz dźwigników dolny uzębiony odcinek rury przecina podłoże powodując pograżanie rury obsadowej. W zależności od wytrzymałości mechanicznej podłoża, grunt wchodzi do wnętrza rury na głębokość od kilku centymetrów do kilku metrów (rys.6.27). Do wydobywania urobku z rury służą specjalne chwytaki przystosowane do pracy w każdym gruncie (rys.6.27a). Chwytnak zawieszony na linie wbija się w grunt opadając na dno własnym obciążeniem. Po napełnieniu chwytaka jest on wyciągany do góry. Po wywierceniu otworu na żadaną głębokość wypełnia się rurę betonem plastycznym; jednocześnie wyciąga się rurę nadając jej ruch obrotowy. Świeży beton wywiera ciśnienie na grunt, przez co beton zespała się dobrze z gruntem. Ponieważ średnica pala jest duża i masa betonu jest duża

nie należy obawiać się przerwania pała i nie należy wprowadzać zbrojenia podłużnego. Zbrojenie to należy założyć w górnej części pała, w celu powiązania z konstrukcją nadziemną. Nośność tych pali wynosi od 3,0 do 7,0 MN.



Rys.6.27. Schemat czepaka Benoto podczas wybierania urobku



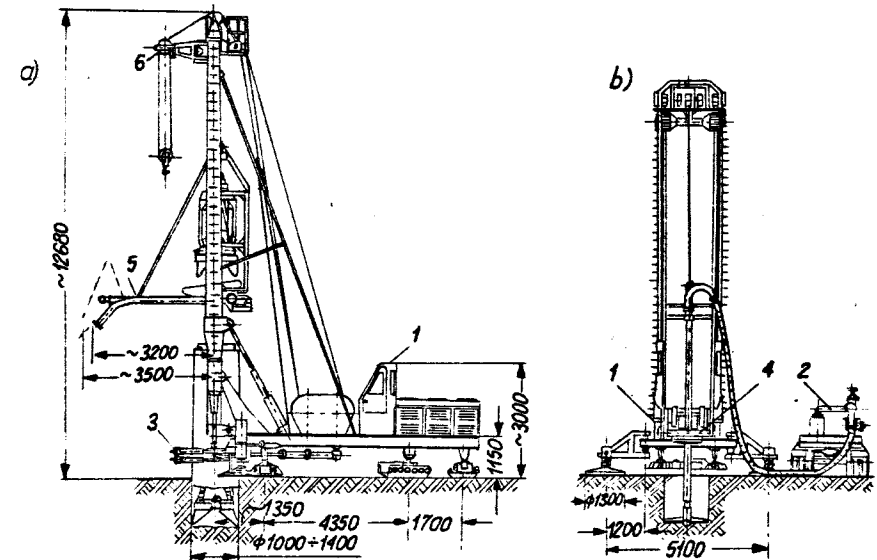
Rys.6.27a. Chwytyki Benoto

Zalety metody są następujące: duża nośność pała, łatwość poruszania się maszyny Benoto, łatwość i szybkość montażu i demontażu maszyny, możliwość osiągnięcia dobrego gruntu pod podstawą pała, ograniczenie pracy ręcznej do minimum oraz możliwość pracy w pobliżu istniejących obiektów. Wadami metody Benoto są: duża masa karczawo-wiertnicy, wysoka cena maszyny, niemożność wykonania otworów bez rurowania. Pale Benoto nie są w Polsce stosowane.

6.12.2. Palownica uniwersalna PPF-2K "Kujawy" - ZREMB

W Polsce opracowano kilka rodzajów sprzętu wiertniczego do budowy fundamentów. Jednym ze sprzętów jest palownica uniwersalna PPF-2K "Kujawy" - ZREMB. Jest ona przeznaczona do budowy pali (stupów fundamentowych) o średnicach 80 - 140 cm, zagłębionych w grunt do 30 m. Uniwersalność maszyny polega na przystosowaniu do wiercenia czterema metodami: uderową, obrotową z lewą i prawą płuczką oraz z okresowym usuwaniem urobku świdrem. Daje to możliwość wyboru metody posadowienia stupów najbardziej odpowiedniej dla miejscowych warunków hydrogeologicznych. Równocześnie z wierce-

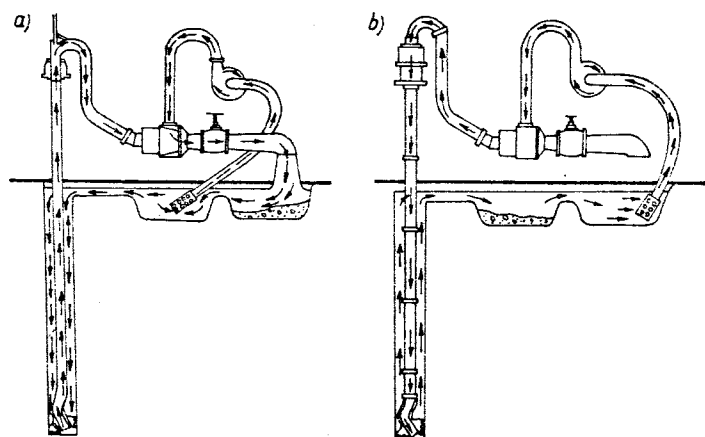
niem można, mechanicznie rurować otwór, a przy formowaniu pała odzyskiwać rurę. Palownica składa się z maszyny podstawowej i osprzętów wiertniczych (rys.6.28). Maszyna podstawowa ma następujące zespoły: podwozie kroczące, wieżę, układy napędowe i kabinę operatora. Na osprzęty wiertnicze składają się: osprzęt do wierceń uderowych, osprzęt do wierceń obrotowych z płuczką i osprzęt do wierceń obrotowych, w trakcie których usuwa się urobek świdrem. Osprzęt do wierceń uderowych składa się z mechanizmu rurowania, wybieraków dłuższych; łyżek ziemnych, dłu, 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 i prawej płuczki".



Rys.6.28. Palownica uniwersalna PPF-2K "Kujawy", ZREMB, Polska: a) palownica z osprzętem do wierceń uderowych, b) palownica z osprzętem do wierceń obrotowych z płuczką (widok od przodu). 1 - maszyna podstawowa, 2 - strumiennica, 3 - mechanizm rurowania, 4 - stół obrotowy, 5 - mechanizm odprowadzania urobku, 6 - żuraw.

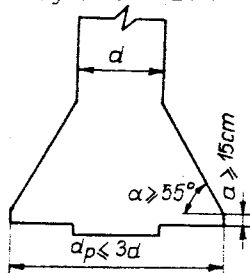
Podczas wiercenia otworów o dużych średnicach podstawowy jest "lewy" obieg. "Prawy" natomiast jest przydatny do wiercenia otworów o mniejszych średnicach oraz do wypychania, płuczką pod ciśnieniem,

przedmiotów, które zablokują przewód w czasie wiercenia metodą "lewej płuczki". Rolę płuczki spełnia woda lub zawiesina. Kiedy stosuje się metodę "lewej płuczki", zwaną metodą obrotowo-ssącą, ciecz ze zwiercinami zasysana jest z dna otworu i przez żerdź oraz głowicę płuczkową kierowana jest do odstożników, z których po sedymentacji urobku powtórnie jest wprowadzana do wierzonego otworu (rys.6.29). 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 odstożników i tłoczona przez żerdź, wypływa pod dużym ciśnieniem na dno otworu, unosi z niego zwierciny i wypływając na zewnątrz z otworu wraca do odstożników.



Rys.6.29. Schematy przepływu płuczki podczas wiercenia metodą obrotową: a) "lewą płuczką", b) "prawa płuczką"

Osprzęt do wierzeń obrotowych, podczas których okresowo usuwa się świdrem urobek składa się ze stołu obrotowego, teleskopowej żerdzi, świdrów talerzowych i kubkowych, rozszerzaka podstaw słupów fundamentowych i mechanizmu odprowadzania urobku. Kształt świdra dobiera się do warunków gruntowych.



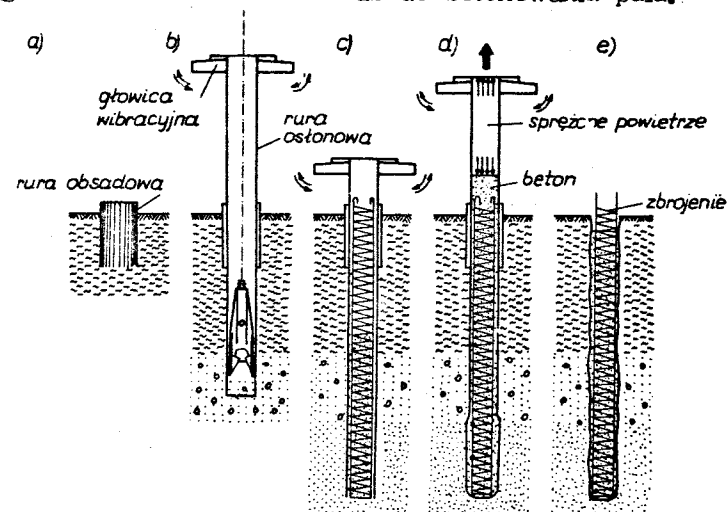
Rys.6.30. Wymiary powiększonej podstawy

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 twar doplastycznej ($J_L \leq 0,25$) 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.6.30):

- stosunek średnicy podstawy do średnicy trzonu $d_p : d \leq 3$;
- kąt nachylenia do poziomu tworzącej części stożkowej pala $\alpha > 55^\circ$,
- wysokość części walcowej $a \geq 15 \text{ cm}$.

6.12.3. 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.6.31). Urządzenie do wykonania pali HW składa się z zestawu służącego do wiercenia otworu oraz do betonowania pala.



Rys.6.31. 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 wyciągnięcie rur, e) wykonany pal

Zestaw do wiercenia stanowią głowica, rury, urządzenia wiertnicze, dźwig i sprężarka. Najistotniejszą częścią jest głowica, która jest płaska, podłużną platformą, zaopatrzoną na obu końcach w bloki zamachowe o łącznej masie 3900 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. Działająca w tym samym czasie masa 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 wydłuża 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, uszczelkek gumowych i specjalnego zamka.

Sprężarka włącza powietrze wytwarzające nadciśnienie $\sim 0,6 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-2}$. Równocześnie wprawia się głowicę w ruch obrotowy i rury wiertnicze są wypychane do góry pod działaniem wibracji i sprężonego powietrza.

Zalety wykonania pali HW są następujące: prostota urządzeń i odporność ich na jakiegokolwiek 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.

6.13. Mikropale

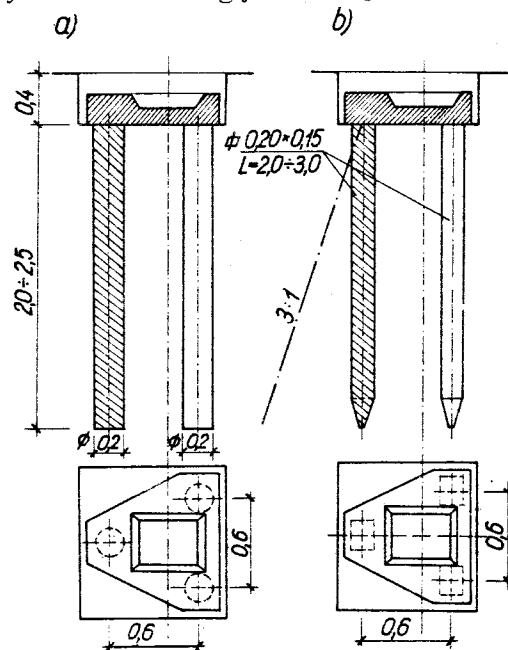
Mikropale wykonuje się w fundamentach przeznaczonych dla systemów konstrukcyjno-montażowych z lekkich elementów prefabrykowanych stosowanych w budownictwie rolniczym. W systemach Fermstal, BHL, Fermbet i BHD, jako konstrukcjach o schemacie układu hali, obciążenia na stopy są przenoszone przez słupy. Wartości statyczne, potrzebne do projektowania fundamentów, zależą od rozpiętości hali, wysokości technologicznej oraz 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 ($q_f = 0,1 - 0,3 \text{ MPa}$) i głębokości posadowienia powierzchni 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 mikropalonych 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.6.32). Istotną zaletą mikropali betonowanych w gruncie jest możliwość wyko-

nania otworów lekkimi wiertnicami i małe zużycie betonu. Mikropale betonowe (niezbrojone, rys.6.32a) mają opartą na nich prefabrykowaną podstawę słupa. Objętość betonu w tych palach wynosi od 0,19 do 0,24 m³. Mikropale wbijane mają tę zaletę, że łatwo są wbijane w grunt i jest możliwość stosowania pali ukośnych. Na rysunku 6.32b 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 m³.

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 zmiennej stopień plastyczności lub zagęszczenia.



Rys.6.32. Mikropale: a) betonowane w gruncie; b) wbijane

Jeśli zamierza się zaprojektować fundamenty na mikropalach, to warstwa przypowierzchniowa zbudowana na ogół z gruntów słabonasympowych 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.

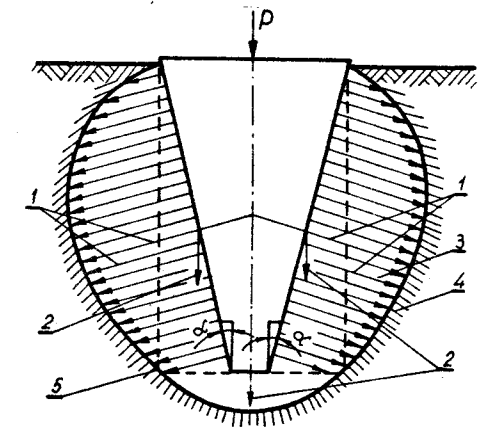
6.14. Pale jako fundamenty ostrosłupowe wysokich budynków

W celu maksymalnego wyzyskania nośności podłoża gruntowego, w przypadku potrzeby stosowania fundamentów palowych, można zastąpić pale (graniastopowe lub wałcowe 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 rozpięcie w układzie klinowym (rysunek 6.33). Pale tego rodzaju spełniają dwie funkcje:

- 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),
- przenoszą za pośrednictwem powierzchni bocznej niewielkie naciski normalne od obciążenia zewnętrznego.

Pale ostrosłupowe stosuje się pod budynki wysokie od 5 do 15 kondygnacji. Pale wykonane jako przykładowe

miały wymiary: przekrój poprzeczny - 0,7 x 0,7 m w górnej części i 0,1 x 0,1 m w dolnej części; długość 3,4 m. Pale wbijano w grunt za pomocą spalinowego młota kafarowego z elementem uderowym o obciążeniu 18 kN. Średnia liczba uderzeń młota przypadająca na jeden pał wynosiła 140 do 150.

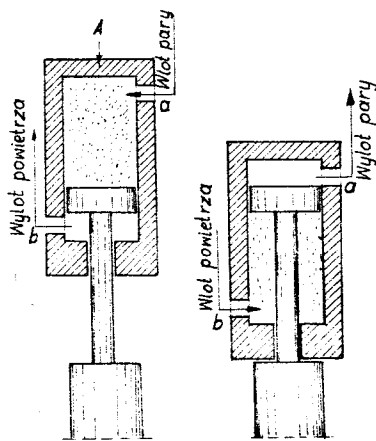


Rys.6.33. Rozkład sił wywieranych na podłożę gruntowe przez obciążony ostrosłupowy pał fundamentowy: 1 - ciśnienie normalne, 2 - kierunek osiadania pala, 3 - strefa odkształceń, 4 - granica strefy odkształceń, 5 - rzut powierzchni głowicy pala, P - obciążenie zewnętrzne

Zastosowanie wiszących pali ostrostupowych zamiast graniastopowych pozwala skrócić czas wbijania pali oraz wpływa na zmniejszenie zużycia stali i betonu.

6.15. Sprzęt do robót palowych

Do wbijania pali używa się kafarów o napędzie mechanicznym. Kafar mechaniczny składa się z dwóch części, z młota będącego właściwym elementem wbijającym pal oraz wieży zmontowanej na odpowiedniej podstawie lub podwoziu. Ponadto kafar jest wyposażony w niezbędne urządzenia do uruchomienia młotów, a także do podnoszenia i prowadzenia pali. Kafary mogą być wciągarkowe z młotem wolnospadowym, którym jest blok stalowy, podnoszony za pomocą liny przy użyciu wciągarki o napędzie spalinowym, parowym lub elektrycznym. Pal wbi-ja się opuszczając swobodnie młot podniesiony na pewną wysokość ponad głowicę pala. Często stosowane są kafary z młotami będącymi jednocześnie silnikami spalinowymi, których ruchoma część cylindra w miarę zasilania silnika w paliwo porusza się ruchem rytmicznym, po-bijając głowicę pala (tabela 6.2).



Rys. 6.34. Młot kafara parowego

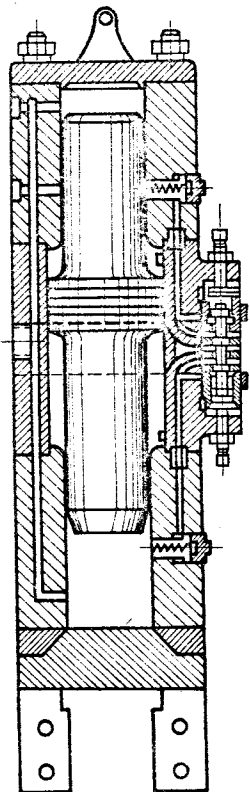
otwór a znów podniesie cylinder do góry. Czynność ta będzie się stale powtarzać. Cylinder, mający w dolnej części ciężki odlew, spadając uderza w pal i zagłębia go w grunt.

Bardzo sprawnym urządzeniem do wbijania pali są młoty parowe. Młot parowy (rys. 6.34) 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

| K A F A R Y | | TABELA 6.2 | | | | | | |
|-----------------|--|-----------------------------|------------------|------------------------------|------------------|----------------------|---------------------------------|--|
| Dane techniczne | PRZEZNACZENIE | Maksymalna długość pala (m) | Masa pala (kg) | Zakres pochyle- nia wieży | Moc maszyni (kW) | Masa młota (kg) | Masa kafara z osprzę- tem (kg) | |
| Symbol | | | | | | | | |
| KP-11 (parowy) | Wbijanie pali prefabrykowanych, wbi- janie ścianek szczelnych żelbeto- wych, stalowych: wyrywanie ścianek stal | 18 | 6000 | 14° do przodu do 45° do tyłu | 26 | 3000 | 41000 | |
| KPO | Wbijanie pali prefabrykowanych, wbi- janie ścianek szczelnych sta- lowych (grodziec) | 12 | 4000 | — | 30 napęd elektr. | 2200 | 11800 | |
| KP-31 | Wbijanie pali prefabrykowanych, grodziec stalowych i ścianek szcze- lnich betonowych | 12 | 4000 | 18° do tyłu | 45 | 2200 | 16000 | |
| KPF-24 | Do formowania w gruncie pali be- tonowych, zwykłych lub zbrojonych za pomocą rur obsad. 620, 508, 406mm | 16-22 | nośność pala 150 | do 14° | 110 | 4200 3600 2500 | 33000 bez rury obsad. i młota | |
| KPF-31K | Do formowania w gruncie pali be- tonowych zwykłych lub zbrojonych (średnica pali 406 lub 356 mm) | 9 | do 60 | do 18° | 55 | 2500 1800 | 18000 bez mło- ta i rury obsad. | |
| KPF-22GH | Do formowania pali betonowych zwykłych lub zbrojonych (średnica pali 508 lub 406 mm) | 12-18 | do 150 | do 14° | 110 | 3000 2500 | 44000 bez mło- ta i rury obsad. | |
| KPF-31S | Do formowania w gruncie pali zwykłych lub zbrojonych o sre- dnicy 406 mm | 9 (12) | do 60 | do 14° | 44 | 2500 | 19000 bez mło- ta i rury obsad. | |
| KPF-22HK | Do formowania pali zwykłych lub zbrojonych o średnicach 508 lub 406 mm | 12-18 | do 150 | do 14° | 110 | 3000 2500 | 34000 bez rury obsad. i młota | |

Istnieją również młoty parowe o podwójnym działaniu umożliwiające wprowadzenie pary kolejno po obu stronach tłoka, co zwiększa energię uderzenia. Działanie tych młotów (rys.6.35) wykorzystywane jest nie tylko do podnoszenia części uderzającej, lecz także do jej spadania. Liczba uderzeń dochodzi do 150 na minutę i więcej. Młoty



Rys.6.35. Młot parowy podwójnego działania

parowe o podwójnym działaniu można stosować do wbijania pali pod wodą. Można używać tych metod także do wyciągania pali, nie wyposażając ich w tym celu w żadne dodatkowe elementy. Wymieniając cechy charakterystyczne młotów parowych podajemy: energię uderzenia w niutonometrach, obciążenie części uderzającej w kiloniutonach, wysokość opadania w metrach, ogólną masę młota w kilogramach i wymiary gabarytowe w metrach.

Energię uderzenia młota o pojedynczym działaniu oblicza się, uwzględniając straty, ze wzoru:

$$E = Q H k ,$$

gdzie:

- Q - obciążenie uderzającej części młota [kN];
- H - wysokość opadania części uderzającej [m];
- k - współczynnik sprawności, który dla młotów o pojedynczym działaniu wynosi 0,8 - 0,9.

Energię uderzenia młota o podwójnym działaniu określa się, uwzględniając straty, ze wzoru:

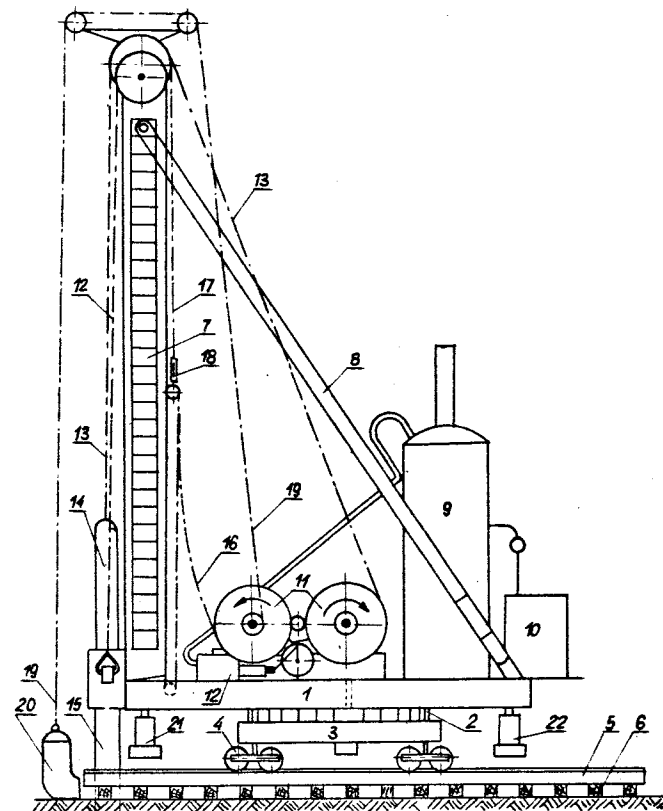
$$E = (0,9 Q + p a) H ,$$

w którym:

- H - wysokość przesunięcia tłoka [m],
- p - ciśnienie pary (sprężonego powietrza) [kPa],
- a - powierzchnia tłoka [m²],
- Q - obciążenie uderzającej części młota [kN].

Minimalna energia uderzeń młota 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 słabonośny.

Do wbijania pali Franki stosuje się kafary skonstruowane specjalnie odpowiednie dla dużych sił, potrzebnych do wbijania i wyciągania rury obsadowej (rys.6.36). Obecnie używa się często młotów szybkoударowych pneumatycznych. Energia kinetyczna części spadającej tych młotów powiększona jest o energię rozprężania się powietrza.



Rys.6.36. Schemat kafary 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 ubijaka), 14 - ubijak, 15 - rura obsadowa, 16 - lina do zblocza, 17 - lina wyciągowa, 18 - pajak, 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 "Larsen" jest także wibromłot eliminujący ciężką pracę ręczną i pozwalający zmechanizować różne roboty inżynierskie w sposób optymalny. W zależności od rodzaju podłoża gruntowego i sposobu wbijania czy wyciągania elementu dobiera się odpowiedni typ wibromłota. Wibromłot ustawia się bezpośrednio na palu. Pale wbijane najkorzystniej można zastosować w gruntach niespoistych nawodnionych i zagęszczonych, najtrudniej zaś w łach plastycznych (tabela 6.3).

6.16. 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 pograża się w podłoże bez wbijania własną masą i ewentualnie masą pozostawionego na nim młota. Po zaprzestaniu włączania wody, grunt z powrotem zasysa się 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.

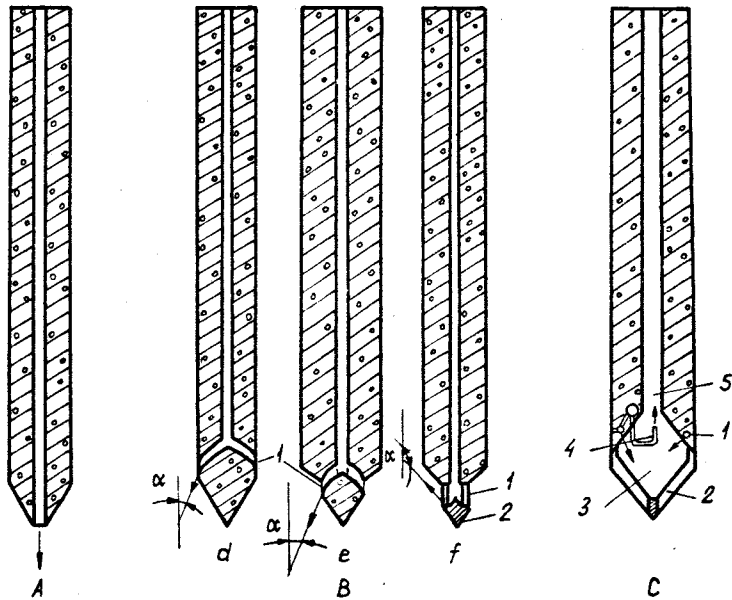
Pal żelbetowy, przystosowany do wpłukiwania, ma umieszczoną w trzonie rurkę stalową o średnicy od 37 do 106 mm, którą doprowadza się wodę pod ciśnieniem od 0,4 do 1,5 MPa, zależnie od rodzaju gruntu. Woda, wytryskująca przez osiowo usytuowany otwór w palu (rys. 6.37A), rozmywa grunt i powoduje zmniejszenie 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 6.37B są przedstawione schematy konstrukcyjne podstawy pali żelbetowych dla nowej technologii wpłukiwania. Z rozwiązań tych widać, że inne jest współdziałanie gruntu z podstawą pala w czasie jego pograżenia a inne po wpłukiwaniu. Zgodnie z rysunkami 6.37B,e woda wytryskuje przez otwór 1 nie wzdłuż osi pala, lecz po obwodzie jego podstawy.

WIBROMŁOTY I ZESTAWY DO POGRAŻANIA I WYRYWANIA GRODZIC

| Dane techniczne | | PRZEZNACZENIE | Moc silników (kW) | Liczba uderzeń (1/min) | Energia jednego uderzenia (J) | Masa (kg) | Współpraca z zura-wiem |
|--------------------------|--------|--|----------------------|------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Symbol | Symbol | | | | | | |
| WM-40 | | Do pograżania i wyrywania z gruntu różnych elementów, głównie grodziec o grubości 10mm i długości do 6,0m | 2 x 22 (elektryczne) | 1300/min | 190 | 286 z uchwytem | samojezdycznym o udźwigu 500 kg |
| BC-91VS | | Do wbijania i wyrywania: rur ostro-nowych-w badaniach izotopowych gruntu, rur-w procesach zeskalania gruntu, szpilek igłofiltrowych, Do wykonywania badań za pom. sond | 2,95 (spalinowy) | 1000-1400 /min | 100 | 100 | " Z-2 " |
| ZU-20 zestaw uniwersalny | | Do wbijania i wyrywania grodziec i belek stalowych; do wbijania lekkich, prefabrykowanych pali żelbetowych. | 2 x 10 (elektryczne) | 325/min | 2450-4000 | 2700 | o udźwigu 10-15 t |
| ZP-10D do pograżania | | Do wbijania grodziec GZ-4, KS-7, Przy wykonywaniu wykopów liniowych, do wbijania kształtowników o masie do 600 kg | 10 (elektryczny) | 367/min | 1000 | 1031 (z uchwytem) | samocho-dowym o udźwigu 4000 kg |
| ZW-10D do wyrywania | | Do wyrywania grodziec GZ-4, KS-7, stanowiących obudowę wykopów liniowych. Do wyrywania innych kształtown. o masie do 600kg | 10 (elektryczny) | 735/min | 800 | 1087 (z uchwytem) | samocho-dowym o udźwigu min. 4000kg |

Według schematu na rysunku 6.37B,f woda przepływa rurką wzdłuż osi pała i zostaje wyciśnięta wokół małej podstawy pała w górę lub w dół, zależnie od ukierunkowania otworów w okuciu siatkowym 2. Ponieważ rozmiary podstawy pała są małe, w czasie wplukiwania pał łatwo pogrąża się w grunt.



Rys.6.37. Przekroje pałi żelbetowych wplukiwanych: A - pałi zwyczajowo wplukiwany, B - pałi wplukiwane konstrukcji nowej (d,e,f), C - pał z okuciem siatkowym, 1 - otwory do wytrysku wody, 2 - okucie siatkowe, 3 - komora do spulchniania gruntu, 4 - eżektor, 5 - kanał centralny

Jeśli zastosujemy odpowiednie kształty podstawy pała, według schematów na rysunku 6.37B, strumień wody nie naruszy struktury gruntu pod pałem, lecz rozluźni grunt wokół jego podstawy w pobliżu otworu 1. Zaletą tych udoskonaleń jest zwiększenie nośności gruntu i pała od 50 do 200% oraz możliwość zastosowania wplukiwania w gruntach spoiстых, ponieważ grunt pod podstawą pała nie nasycy się wodą. Ponadto proces wytwarzania pałi metodą wplukiwania wymaga mniej energii (z 200 - 500 kWh do 30 - 50 kWh na jeden pał). Nie ma też potrzeby prostowania pałi.

Na rysunku 6.37C przedstawiono jeszcze inną, nową, technologię

wplukiwania pała żelbetowego. Podczas wplukiwania tą metodą woda nie jest wyciskana na zewnątrz do otaczającego pał gruntu, lecz wykorzystywana wielokrotnie do wplukiwania grupy pałi. Podstawa pała jest zakończona specjalnym okuciem siatkowym 2, które stanowi obudowę komory 3. W komorze tej grunt jest spulchniany wodą tłoczoną przez otwory 1, a następnie odprowadzany 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 wielokrotnia działanie przy pogrążaniu pała w grunt.

Najbardziej celowe jest stosowanie wplukiwania podczas pogrążania pałi 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 słabonośnych gruntach gliniastych, gdy długość pałi wynosi 10 - 12 m, możliwe jest pogrążanie pałi za pomocą wplukiwania, bez potrzeby wbijania młotami.

Wartości określające ilość i ciśnienie wody potrzebnej do wplukiwania żelbetowych pałi prefabrykowanych są podane w tabeli 6.4. (tabela uwzględnia też rodzaje gruntu i głębokości pogrążania pała).

Wbijanie większej liczby pałi, zaprojektowanych jako pałi znajdujące się pod płytą, należy rozpoczynać od pałi w części środkowej i przesuwac się ku skrajnym. Taka kolejność wbijania nie spowoduje dużego zagęszczania gruntu, które mogłoby uniemożliwić wbijanie pała do należytej głębokości. Wbijając pałi nad rzeką należy przesuwac się z biegiem rzeki. Praca w odwrotnym kierunku może spowodować odchylenie od pionu w stosunku do pałi wbitych na początku.

Wydatki i ciśnienie wody, wymagane przy wpułkiwaniu pali do rozwiązania na rysunkach 6.37

| Nazwa gruntu | Głębokość pograżenia pala w grunt (m) | Ciśnienie wymagane na wylocie rurki stalowej (MPa) | 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 twardeplastyczne 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 |

U w a g a: Mysłnikiem oddzielone są wartości wydatków wody dla minimalnych i maksymalnych głębokości pograżania pala.

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. Studnia opuszcza się pod własnym obciążeniem 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 pograżeniu studni do projektowanej rzędnej, betonuje się jej dno na suchym gruncie lub pod wodą, w zależności od warunków wodno-gruntowych.

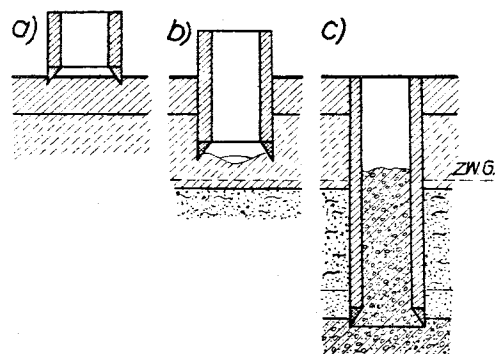
Studnia przekazuje na grunt obciążenia zewnętrzne, pochodzące od konstrukcji nadziemnej, przez swoją podstawę. Projektując pomija się niekiedy opór tarcia na poboczniczy studni. Pominięcie tego oporu jest uzasadnione w studniach o ściankach zbieżnych lub w studniach z odsadzkami na powierzchni zewnętrznej. Opór tarcia na poboczniczy można uwzględnić, 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 gruntu, na którym będzie posadowiona studnia. 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 wyko-

pu; możliwe jest opuszczanie studni bez potrzeby obniżania wody gruntowej, nawet przy jej wysokim poziomie. Studnię trudno opuszczać, gdy napotka się głazy, pnie drzew itp; podczas budowy studni trzeba zatrudnić odpowiednio kwalifikowany, doświadczony personel.

7.2. Zastosowanie studni

Studnie opuszczane stosuje się jako fundamenty budowli, ujęcia wody, pomieszczenia podziemne i szyby.

Zastosowanie studni jako fundamentów budowli (rys.7.1) może



Rys.7.1. Fazy wykonania fundamentu jako studni opuszczanej. a) - położenie początkowe, b) - studnia w trakcie opuszczania, c) - zakończenie opuszczania studni

mieć miejsce w przypadkach gdy:

- 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

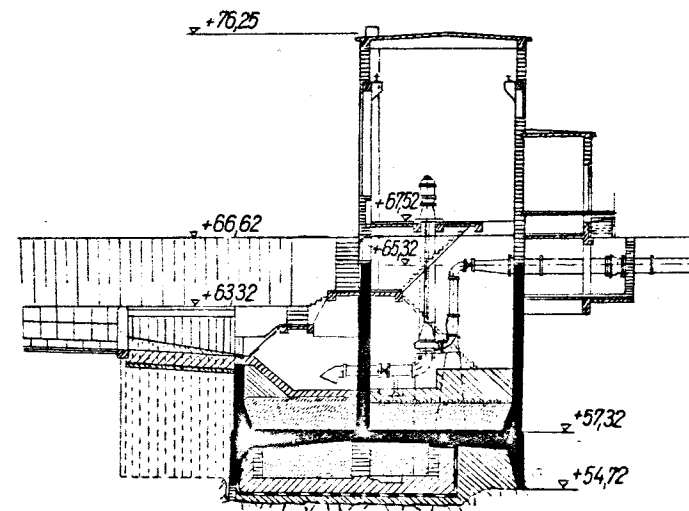
istnieje taki układ warstw gruntów, w którym nie zachodzi potrzeba odpompowywania wody z wykopu otwartego za pomocą studni depresyjnych;

- w warstwach zalegających powyżej warstwy nośnej nie ma dużych kamieni, kłód drewna, starych fundamentów i innych przeszkód uniemożliwiających opuszczanie studni;
- obecność wody gruntowej czy powierzchniowej nie zezwala na dojście do warstwy nośnej, leżącej nawet stosunkowo płytko, za pomocą wykopu otwartego;
- obciążenie jest tak duże, że nie można pomieścić potrzebnej liczby pali pod fundamentem i należałoby powiększyć podstawę do rozmieszczenia tych pali;

- 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 jako fundamenty stosuje się 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 pomiędzy 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 ujęcia wody, zasługują na uwagę z punktu widzenia informacji materiałowych oraz techniki ich wykonania.

Studnie opuszczane, forma konstrukcji podziemnych, mogą służyć jako przepompownie (rys.7.2), osadniki, oczyszczalnie, garaże podziemne, schrony itp. Studnie tego typu, mające najczęściej plan koła, mogą mieć średnice do około 50 m.



Rys.7.2. Przepompownia

Cechy charakterystyczne tych studni są następujące:

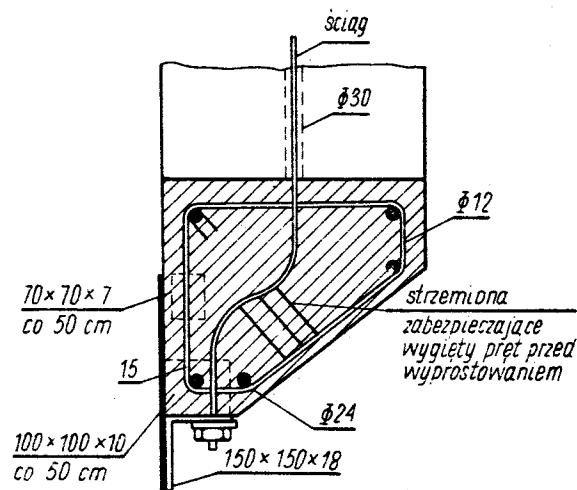
- zagłębione poniżej zwierciadła wody gruntowej muszą mieć właściwą izolację,

- budowle tego typu należy sprawdzać na działanie wyporu wody gruntowej.

Studnie w postaci szybów głębinowych są stosowane w budownictwie górniczym, komunikacyjnym podziemnym i podczas budowy innych urządzeń podziemnych. Metoda technologiczna stosowana w budowie szybów polega na stopniowym wykonaniu obudowy studni na powierzchni terenu i stopniowym zagłębianiu studni w gruncie. Stosowane w tej metodzie studnie żelbetowe mają zwykle noże żelbetowe, zaopatrzone w ostrze ze stali profilowej.

7.3. Sposoby wykonania studni

Kołowe studnie murowane mają średnicę do 6,0 m, i są wykonane z cegły, klinkieru lub kształtek betonowych spajanych zaprawą cementową. Studnie murowane z kamienia spotykane są rzadko, ponieważ trudno je wykonać. Dolna część studni murowanej zakończona jest nożem żelbetowym ze wzmacniającym stalowym ostrzem (rys.7.3). Co 1,5 - 2,0 m przedziela się studnie wieńcami żelbetowymi. Nóż łączy się ze ścianami pewną liczbą ściągów stalowych, zakotwionych w najwyższej położonym wieńcu.



Rys.7.3. Nóż studni murowanej

Liczbę ściągów ustala się ze wzoru:

$$n = \frac{4P}{\pi d^2 R} \quad (7.1)$$

gdzie:

P - obliczeniowa siła rozrywająca równa połowie obciążenia studni [kN],

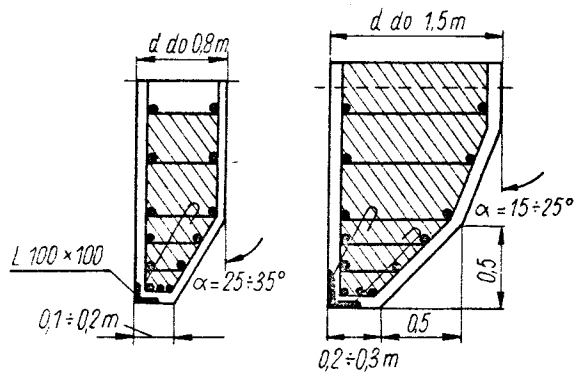
d - średnica pręta ściągu [m],

R - wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie stali, z której ma być wykonany ściąg [kPa].

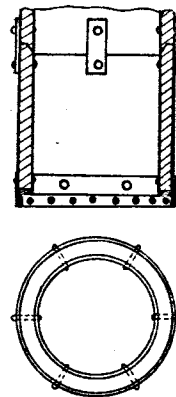
Pręty ściągu rozstawia się na obwodzie studni w odstępach nie większych niż 0,75 - 1,0 m i wiąże się w pionie co 1,5 - 2,0 m z płaskownikami umieszczonymi poziomo wzdłuż obwodu studni murowanej z cegły. Budując studnie murowane, po założeniu prętów zbrojenia pionowego betonuje się nóż. Studnie murowane 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 o 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 płaszczu 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 potrzebnej masy dla przewyciężenia oporu bocznego, ściany studni muszą być odpowiednio grube. Jeśli przewiduje się opuszczanie studni z otoczeniem jej płaszczu z ichtu tiksotropowego, to studnia powinna mieć ściany znacznie cieńsze. W tych warunkach powinno się dokonać obliczeń statycznych konstrukcji kołowej studni i zaprojektować konstrukcję w żelbecie. Jeśli przyjmuje się dla konstrukcji kształt kwadratu lub prostokąta, 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 murowanych), lecz wyrobiony jest przez ukształtowanie i uzbrojenie dolnej części płaszczu (rys.7.4).

Studnie opuszczane wykonane z kręgów betonowych mają średnicę 0,9 do 1,0 m (rys.7.5).



Rys.7.4. Przykłady konstrukcji noża studni betonowych i żelbetowych



Rys.7.5. Kręgi betonowe zapuszczane na wieńcu nożowym i połączone ze sobą klamrami i śrubami

Kręgi u góry i u dołu są zakończone wpustem i wypustem, co ma na celu zapewnienie lepszego ich połączenia. Podczas budowania studni kręgi ustawia się tak, aby występ na górnej krawędzi 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 pomiędzy 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 się, stosuje się czasami łączenie kręgów za pomocą klamer skręcających śrubami.

7.4. Opuszczanie studni

Monolityczne studnie wykonuje się bezpośrednio w miejscu ich pograżania, na uprzednio przygotowanym gruncie nie zalanym wodą. Jeśli jest możliwość, 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 $0,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$), 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 na tych samych zasadach, jak przy pracy na lądzie.

W miejscu przeznaczonym do wykonania studni należy podłoże starannie wyrównać i wypoziomować, aby wykluczyć możliwość przechylenia 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, 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 betonowany 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 wysokie-

go podnoszenia gruntu wyjmowanego ze środka studni. Po uzbrojeniu polegającym na wpuszczeniu prętów dla związania z następnym odcinkiem, betonuje się studnię i pozostawia ją na podkładach 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 pobiera 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 masą własną lub za pomocą urządzeń mechanicznych albo hydraulicznych, wreszcie - specjalnych koparek łyżkowych.

Opuszczając studnie w gruntach nawodnionych niespójnych nie należy wody wypompowywać ze środka studni. Pompowanie wody powoduje powstanie ciśnienia sphywowego, 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 spójnych 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.

7.5. Praktyczne wskazówki przy wykonaniu studni opuszczanych

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 płaszczka jest najmniejsza. W przypadku potrzeby projektowania studni mającej w rzucie kształt kwadratu lub prostokąta, naroża studni należy zaokrąglić szczególnie w płaszcach 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 płaszczka studni należy przyjąć jako zasadę, że obciążenie własne studni musi być większe od siły tarcia, działającej na zewnętrznej powierzchni płaszczka studni. Obliczenie obciążenia własnego studni musi uwzględniać wypór wody gruntowej. Po przyjęciu wymiarów zewnętrznych studni w planie, jej głębokości i wartości siły tarcia na jednostkę powierzchni, oblicza się całkowitą siłę tarcia na pobocznicy studni. Następnie projektuje się grubość płaszczka studni uwzględniając w obliczeniach, że obciążenie własne studni powinno przekraczać spodziewaną wielkość siły tarcia 1,2 - 1,3 krotnie.

Poza właściwie dobraną masą studni należy stosować dla pokonania siły 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 spójnym, 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 płaszczka 50 : 1 do 20:1 w stosunku do pionu, zależnie od głębokości studni. Można również rozszerzyć podstawę studni nadając pochyłość dolnej części płaszczka lub wykonując odsadzki. Podstawa płaszczka studni tworzy nóż, który dla ułatwienia głębienia zakańcza się ostrzem stalowym o różnych konstrukcjach. Wymiary podstawy noży oraz ich nachylenia uwidacznia rysunek 7.4. W gruntach piaszczystych lub spójnych o małym oporze należy projektować nóż o szerszej podstawie. W gruntach zaś bardziej spójnych nóż może mieć przekrój klinowy lub z niewielką podstawą poziomą. Kształt noża powinien być

dobrany tak, aby nóż stopniowo pograżał się w grunt a nie wcinął zbyt głęboko, gdyż wówczas nie można byłoby nadażyć z wybieraniem gruntu z wnętrza studni.

Zewnętrzną powierzchnię płaszcz 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 zawieszinę ilową, ułatwiającą pokonanie tarcia przy opuszczaniu studni. Pomiędzy pobocznice studni i grunt wprowadza się zawieszinę przez rurki. Zawieszina ilowa 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 płaszcz. 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 dźwignikiem hydraulicznym oraz jednostronne obciążenie.

Jeśli studnia znajduje się w położeniu pionowym, lecz nie pograża się, można stosować dodatkowe obciążenie, układając balast na zbudowanym rusztowaniu wspornikowym.

W pewnych przypadkach można ułatwić pograżanie studni stosując niektóre środki pomocnicze. Pierwszy z nich ma zastosowanie, gdy studnia nie daje się pograżać w piaskach nawodnionych. Wówczas obniża się nieco poziom wody w studni przez pompowanie wody ze środka studni. Pod nożem powstaje ruch filtracyjny wody, ciśnienie sphywowe wyniesie spod noża nieco piasku, studnia opuści się. Inny sposób polega na wbudowaniu jednej lub dwu studni depresyj-

nych 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.

7.6. Kształt i zasady konstruowania 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 załamania, 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 przegradami, 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 płaszcz.

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. Szerokości odsadzek wahają się w granicach 5 - 10 cm. W celu połączenia płyty dennej studni z jej ścianą wykonuje się w ścianach jedną lub kilka bruzd o 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.

7.7. Projektowanie studni

Projektowanie studni obejmuje następujące etapy:

- określenie geometrycznych wymiarów studni;
- określenie sił działających na poszczególne elementy studni,
- sprawdzenie płaszcza studni na zginanie w płaszczyźnie pionowej; płaszczyzna 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 (tabela 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; (tabele 7.3 i 7.4);
- projektowanie noża, korka i płyty dennej studni (tabele 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, obok studni trzeba wykonać co najmniej trzy otwory badawcze.

Grubość płaszcza studni opuszczanej wyznacza się w zależności od całkowitej masy studni, która musi być większa od siły tarcia (T) na zewnętrznej powierzchni studni. W dowolnym czasie musi być spełniony warunek:

$$Q - W > T,$$

gdzie:

- Q - całkowite obciążenie od studni opuszczanej,
- W - obciążenie od wody wypartej przez ściany studni,
- T - całkowita siła tarcia studni o grunt.

Całkowitą siłę tarcia oblicza się ze wzoru:

$$T = U(H - 1,5) f_0, \quad (7.2)$$

przy czym:

- U - zewnętrzny obwód studni [m],
- H - całkowita wysokość studni [m],
- f_0 - średnia ważona wartość jednostkowej siły tarcia, [kN·m²].

Wartości jednostkowe siły tarcia f_0 podaje tabela 7.1.

Siły tarcia gruntu o boczną powierzchnię płaszcza studni wzrastają liniowo począwszy od zera na powierzchni terenu a skończywszy na głębokości 3,0 m; przyjmuje się, że głębiej siły tarcia mają wartości stałe.

Współczynnik opuszczania studni $\xi_0 = \frac{Q - W}{T} \geq 1,2 - 1,3$ na ogół zapewnia 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 $S_r < 1,0$)

$$z_a = \rho gh \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}), \quad (7.3)$$

dla gruntów nawodnionych (przy $S_r = 1,0$)

$$z_a = \rho' gh \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_{un}}{2}) + \rho_w gh; \quad (7.3a)$$

dla gruntów mało przepuszczalnych

$$z_a = \rho gh \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) + h_w \left[1 - m \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) \right], \quad (7.3b)$$

gdzie:

- ρ - gęstość objętościowa gruntu,
- h - grubość warstwy gruntu,

- ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
 ρ' - gęstość objętościowa gruntu uwzględniająca wypór wody,
 ρ_w - gęstość objętościowa wody,
 ϕ_{u_n} - kąt tarcia wewnętrznego gruntu nawodnionego,
 h_w - głębokość poziomu obliczeniowego poniżej poziomu wody,
 g - przyspieszenie ziemskie,

$$m = \frac{100 \rho}{(100 + w) \rho_s} \quad (7.4)$$

- ρ_s - gęstość właściwa gruntu,
 w - wilgotność gruntu.

Trzeba również uwzględnić nierównomierność rozkładu parcia. Sprawdzenie na obciążenie od nierównomiernego rozkładu parcia gruntu obowiązuje studnie o średnicy większej niż 6,0 m, przy czym powstają w tym przypadku momenty zginające (tabela 7.3)

W celu wykonania obliczenia dzieli się studnię na kilka sekcji o wysokości 3 - 4 m i w każdej sekcji projektuje się dolne pasmo o 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 0,65H 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 który może być zaopatrzona półka noża.

Tabela 7.1.

Tarcie jednostkowe obudowy studni opuszczanej
o grunt ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)

| Materiał ścian studni | Rodzaj gruntu | Jednostkowa siła tarcia "f _o " w $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ |
|--|--|--|
| 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 |
| jw. | il, il piaszczysty, il z domieszką żwiru, gliny piaszczyste i pylaste zwięzłe (zależnie od konsystencji) | 25 - 30 |
| jw. | piasek pylasty i pył | 12 - 25 |
| jw. | piasek drobny | 15 - 20 |
| jw. | piasek średni | 20 - 25 |
| jw. | żwir | 20 |
| jw. | pospółka | 30 |
| jw. | grunty tzw. "kurzawkowe" | 12 - 25 |

W przypadku obudowy z powierzchnią wygładzoną, siły podane w tabeli 7.1 można zmniejszyć o 30%.

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 gruntu. 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 korek o odpowiedniej grubości. 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 masy studni i, ewentualnie, masy nadbudowy. Dla studni, jako pomieszczenia użytkowego, ważne jest dobre uszczelnienie przeciw przenikaniu wody. Korek można traktować jako płytę lub sklepienie oparte na skosach noża, (tabela 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 masy studni i urządzeń oraz od obciążeń użytkowych, ale nie od masy płyty dennej. Należy również sprawdzić czy wypór wody nie uniesie pustej studni.

7.8. Tabele pomocnicze do projektowania studni opuszczanych

Tabela 7.2. Obciążenie obliczeniowe działające na różne elementy studni opuszczanej.

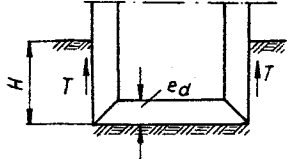
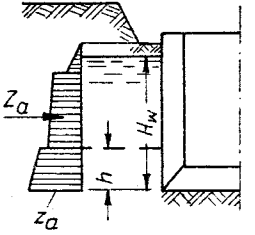
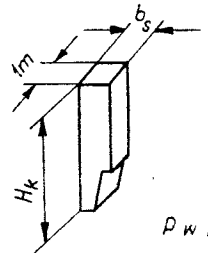
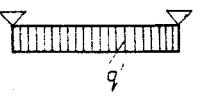
Tabela 7.3. Wzory do obliczania wytrzymałości ściany studni opuszczanej, na planie koła.

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 obciążenia własnego (M_1), obciążenia 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.

| Schemat | Wzory do obliczania |
|--|--|
| <p>Siła tarcia przy opuszczaniu studni T w kN</p>  | $T = (H - 1,5) U f_0$ <p>gdzie:</p> $f_0 = \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + \dots + f_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}$ |
| <p>Poziome parcie gruntu i wody na ścianę studni opuszczanej.</p>  | <p>Z_a - całkowite parcie czynne, z_a - jednostkowe parcie czynne.</p> <p>Dla gruntów spoiowych i niespoicznych o naturalnej wilgotności - jednostkowe parcie czynne</p> $z_a = \rho g h K_a$ <p>g - przyspieszenie ziemskie</p> <p>Dla gruntów niespoicznych przy zsumowaniu ciśnienia gruntu i wody - jednostkowe parcie czynne</p> $z_a = \rho' g h K_a + H_w$ <p>gdzie: $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2})$ $\delta' = \rho' g$ $\delta' = \bar{m}(\delta'_s - 1)$; $\bar{m} = 1 - \frac{n}{100}$</p> |
| <p>Masa 1m studni opuszczanej.</p>  | $P = H_k b_s \delta'_z$ <p>δ'_z - masa objętościowa materiału, z którego zbudowana jest studnia</p> |
| <p>Obciążenie na płytę denną (korek betonowy) w kN·m²</p>  | $q' = \delta'_w H_w - e_d \delta'_z \quad \text{przy } z \leq 0$ $q' = \frac{G_k + Q - 0,5T}{A} \quad \text{przy } z > 0$ <p>gdzie</p> $z = \frac{G_k + Q - 0,5T}{A} - H_w \delta'_w + e_d \delta'_z$ <p>A - powierzchnia studni opuszczanej liczona po zewnętrznej części noza, w m²</p> |

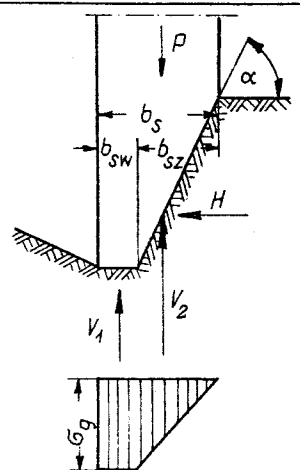
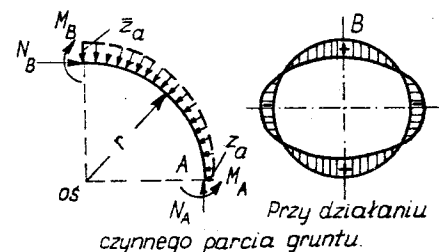
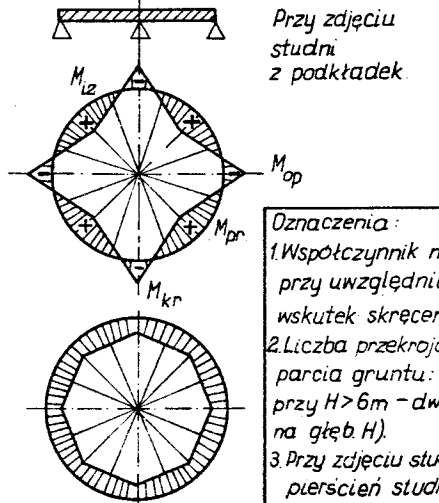
| Schemat | Wzory do obliczania |
|--|--|
|  | $G_g = \frac{p}{b_{sw} + 0,5 b_{sz}}$ $V_1 = G_g b_{sw}$ $V_2 = 0,5 G_g b_{sz}$ $H = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \phi_u)$ |
| <p>Oznaczenia: W tabeli przyjęto następujące oznaczenia oprócz pokazanych na schematach: p - gęstość objętościowa gruntu, n - porowatość, ρ' - gęstość objętościowa gruntu pod wodą, ϕ_u - kąt tarcia wewnętrzznego gruntu dla danej warstwy, G_k - obciążenie konstrukcji budowl. opartej na ścianie</p> | |

Tabela 7.3.

| Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Wzory do obliczania momentów zginających i sił podłużnych. |
|--|--|
|  <p>Przy działaniu czynnego parcia gruntu.</p> | $M_A = -0,1488 z_a r^2 (K_n - 1)$ $M_B = 0,1366 z_a r^2 (K_n - 1)$ <p>przy nierównomiernym rozkładzie parcia $\frac{z_a}{z_a} = K_n$</p> $N_A = z_a r [1 + 0,7854 (K_n - 1)]$ $N_B = z_a r [1 + 0,5 (K_n - 1)]$ <p>z_a - jednostkowe parcie czynne gruntu i wody</p> |
|  <p>Przy zdjęciu studni z podkładek.</p> | $M_{op} = -0,215 P r^2$ $M_{pr} = 0,1103 P r^2$ $M_{kr} = 0,0297 P r^2$ <p>P - obciążenie 1m ściany studni opuszczanej.</p> |
| <p>Oznaczenia:</p> <ol style="list-style-type: none"> Współczynnik nierównomierności $K_n = 1 + 2$ wchodzi do obliczeń przy uwzględnieniu długotrwałych obciążeń powstających wskutek skrócenia i przechyłki przy opuszczaniu studni. Liczba przekrojów obliczeniowych przy działaniu czynnego parcia gruntu: przy $H < 6m$ - jeden przekrój (na głęb. np. 0,6 H), przy $H > 6m$ - dwa przekroje (jeden na głęb. np. 0,6 H, a drugi na głęb. H). Przy zdjęciu studni z podkładek oblicza się studnię jako pierścień studni podparty w czterech punktach. | |

| Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Obliczeniowy moment w kNm | Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Obliczeniowy moment w kNm |
|---|--|---|---|
| | $M_{AB, CD, AC, BD} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{1}{x+1}$ $M_{A, B, C, D} = \frac{z_a A^2}{24} \cdot \frac{3x+1}{x+1}$ | | $M_{A, C, E, F, AC, EF} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{1}{2x+1}$ $M_{B, D} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{3x+1}{2x+1}$ $M_{BD} = 0$ |
| | $M_{A, B, C, D, AB, CD} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{x}{x+1}$ $M_{AC, BD} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{2x+3}{x+1}$ | | $M_{A, C, E, F} = \frac{z_a B^2}{6} \cdot \frac{x}{2x+1}$ $M_{B, D} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{x}{2x+1}$ $M_{BD} = 0$ |

| Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Obliczeniowy moment w kNm | Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Obliczeniowy moment w kNm |
|---|--|---|---|
| | <p>Dla $A \neq B$</p> $M_{A, C, E, F} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{1+2\beta^2 x}{1+2x}$ $M_{B, D} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{1+(3-\beta^2)x}{1+2x}$ $M_{AC, EF} = 0,125 z_a B^2 + M_{AC, E, F}$ <p>gdzie $\beta = \frac{B}{A}$</p> <p>Dla $A = B$</p> $M_{A, B, C, D, E, F} = -0,08333 z_a A^2$ $M_{AC, EF} = -0,04166 z_a A^2$ | | $M_{A, D, E, H, AE, HD} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{3x+1}{2x+1}$ $M_{B, F}^I = M_{C, G}^I = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{6x^2+6x+1}{2x+1}$ $M_{B, F, C, G} = \frac{z_a A^2}{12} \cdot \frac{x}{2x+1}$ <p>gdzie $M_B^I = M_B^I - M_{BF}$ $M_C^I = M_C^I - M_{CG}$ $M_F^I = M_F^I - M_{FB}$ $M_G^I = M_G^I - M_{GC}$; $\xi = 5x^2 + 5x + 1$</p> |
| | $M_{A, D, E, H} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{5x+2}{\xi}$ $M_{B, C, F, G} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{x+1}{\xi}$ $M_{B, F, C, G} = \frac{z_a B^2}{12} \cdot \frac{1}{\xi}$ <p>gdzie $\xi = 5x^2 + 5x + 1$</p> | | <p>Oznaczenia:</p> <p>1. Studnie opuszczone na planie postakąta rozpatruje się jako jedną, dwu lub trzyprzęstową zamkniętą ramy o wysokości segmentu. Obliczeniowy segment opuszczanej.</p> <p>2. Wielkość $x = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{B}{A}$</p> |

Tabela 7.5.

| Studnia prostokątna z dwoma wewnętrznymi przegrodami. | Studnia prostokątna z wewnętrzną przegrodą. | Studnia prostokątna |
|--|---|---|
| | | |
| $M_{pod} = -\frac{Pl^2}{2} - P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)\left(l - \frac{b_s}{2}\right)$ $M_p = \frac{Pl^2}{8} + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)(0,33A - l) - M_{pod}$ $Q_A^I = Q_B^I = Pl + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)$ $Q_A^D = Q_B^D = \frac{1}{2}Pl + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)$ | $M_{pod} = -\frac{Pl^2}{2} - P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)\left(l - \frac{b_s}{2}\right)$ $M_p = \frac{Pl^2}{8} + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)\frac{L}{4} - M_{pod}$ $Q_A^I = Q_B^I = Pl + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)$ $Q_A^D = Q_B^D = \frac{1}{2}Pl + \frac{1}{2}P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)$ | $M_{pod} = -\frac{Pl^2}{2} - P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)\left(l - \frac{b_s}{2}\right)$ $M_p = \frac{Pl^2}{8} - M_{pod}$ $Q_A^I = Q_B^I = Pl + P\left(\frac{B}{2} - b_s\right)$ $Q_A^D = Q_B^D = \frac{1}{2}Pl$ |

Tabela 7.6.

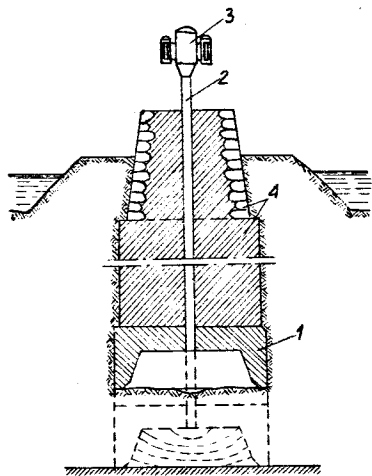
| Schemat obliczeniowy i wykresy momentów. | Obliczeniowy moment M w kNm i obliczeniowa siła poprzeczna N w kN |
|--|---|
| | $M_1 = \frac{P_w(B - 2b_s)^2}{8}$ $M_2 = \frac{q'A(B - 2b_s)^2}{8} - M_1$ $M_3 = N\left(\frac{2}{3}H - \frac{h}{2}\right)$ $N = \frac{1}{2}p_e HA,$ <p>gdzie p_e - intensywność obciążenia dla zamiennego wykresu sumarycznego ciśnienia wody i gruntu. P_w - obciąż. własne przegrody studni, liczone na 1m.</p> |

Tabela 7.7.

| Schemat obliczeniowy i wykresy momentów | Obliczeniowy moment M w kNm i obliczeniowa siła poprzeczna Q_r w kN |
|---|--|
| | <p>Moment promieniowy</p> $M_p = \frac{qP}{16\pi} (3 + \nu)(1 - \rho)^2$ <p>Moment styczny</p> $M_T = \frac{qP}{16\pi} [3 + \nu - (1 + 3\nu)\rho^2]$ $Q_r = \frac{qP}{2\pi r}$ <p>gdzie $qP = q'\pi r^2$</p> |
| <p>Płyty prostokątne należy rozpatrywać według znanych metod ($\nu = 0,167$ dla żelbetu)</p> | |

7.9. Kesony

Keson jest to szczelna skrzynia ustawiona do góry dnem (rys. 7.6), służąca do wybudowania na niej fundamentu pod ciężką budowlę, posadowionego na warstwie nośnej zalegającej nie głębiej niż 35,0 m



Rys. 7.6. Schemat wykonania kesonu. 1 - komora robocza, 2 - rury szybowe, 3 - śluza, 4 - nadbudowa kesonu

od poziomu zwierciadła wody gruntowej lub powierzchniowej. Kesony wykonuje się ze stali lub żelbetu. Wykonuje się 2 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, przedział materiałowy śluzie i przedział osobowy śluzie. Wodę z komory roboczej wypiera się za pomocą sprężonego powietrza. Po wypchnięciu wody schodzą do kesonu robotnicy, z odpowiednimi narzędziami, i wybierają grunt z jego dna, dzięki czemu keson zagłębia się w podłoże. Urobek gruntu wyprowadzany jest z komory przez rurę szybową. W miarę zagłębiania się kesonu nadbudowuje się na jego stropie część fundamentu. Po zagłębieniu kesonu do właściwego poziomu wewnątrz komory wypełnia się betonem, tworząc w ten sposób podstawę fundamentu. Organizm ludzki może pracować przy nadciśnieniu do ok. 0,4 MPa, co jest równoważne ciśnieniu słupa wody o 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.

8. WYKOPY, BETONOWANIE I IZOLACJE FUNDAMENTÓW

8.1. Ogólne wytyczne wykonawstwa robót ziemnych

Najtaniej i najprościej można posadzić 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 utrwalą się na ławach kierunkowych, ustawionych w pewnej odległości od budowli. Ławy kierunkowe wykonuje się ze słupków drewnianych wbitych w grunt i do nich przybija się deski o grubości 50 mm. W deski wbija się pionowo gwoździe na liniach przedłużenia krawędzi elementów fundamentowych. Pomiędzy gwoździami naciąga się druty wyznaczające obrysy fundamentów. Po wytyczeniu przystępuje się do robót ziemnych, które rozpoczyna się od miejsc najgłębszych. Wykopy szerokoprzestrzenne, do głębokości 2,0 m, można wykonać ręcznie. Przy głębokości do 4,0 m zaleca się użycie koparki. Od głębokości powyżej 4,0 m wykopy wykonuje się piętrami, pamiętając, że każde piętro powinno mieć wyjazd dla środków transportowych. W takim przypadku należy również przewidzieć sposób odprowadzenia wody, uniemożliwiający spływanie jej na stopnie niższe. Wykonać wykop poniżej poziomu wód gruntowych, bez odwodnienia wgłębnego, można tylko do głębokości 1,0 m.

Wykop należy wykonać tak, aby nie naruszyć naturalnej struktury gruntu dna wykopu. Należy pamiętać, że w porównaniu do projek-

owanego poziomu pozostawia się nie wybraną warstwę gruntu o grubości co najmniej 20 cm. Warstwa ta chroni grunt przed rozmyciem lub wysuszeniem właściwego podłoża. 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 geologiczno-inżynierskiej.

8.2. Wykonawstwo robót ziemnych podczas mrozów

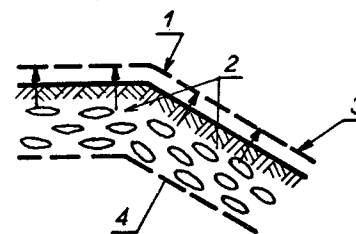
Jeśli przewiduje się wykonywanie robót ziemnych w warunkach zimowych, należy przed nastaniem mrozów powierzchnię terenu zabezpieczyć przed zamarzaniem gruntów. Dobre wyniki otrzymuje się przez przeoranie gruntu na głębokość 25 - 30 cm i następnie zabronowanie oraz przykrycie powierzchni gruntu tanimi materiałami izolacyjnymi.

Bez wstępnego rozluźnienia można wykonywać roboty ziemne koparkami przedsięwziętymi, w zależności od grubości zamarzniętej warstwy gruntu, jego rodzaju oraz pojemności łyżki. Koparki przedsięwzięte, o pojemności 0,5 - 1,0 m³, mogą pracować przy grubości zamarzniętej warstwy gruntu spoistego od 15 do 25 cm. Koparek zbierakowych, o pojemności 0,4 - 1,0 m³, używa się 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 rezerwy. 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.

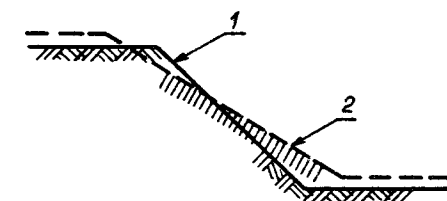
Jeśli pomiędzy zakończeniem wykonania wykopu i betonowaniem fundamentu lub ułożeniem rurociągu ma nastąpić przerwa, należy wykonany wykop zabezpieczyć przed przemarzaniem. W przypadku pozostawienia na dnie wykopu nie wybranej warstwy gruntu, należy ją usunąć bezpośrednio przed betonowaniem fundamentu 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 gruntów spoistych, makroporowatych i organicznych.

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.8.1 i rys.8.2).



Rys.8.1. Pęcznienie skarpy: 1 - wysadzina, 2 - kierunek przesuwania się soczewek lodu, 3 - górna granica przemarzania, 4 - dolna granica przemarzania

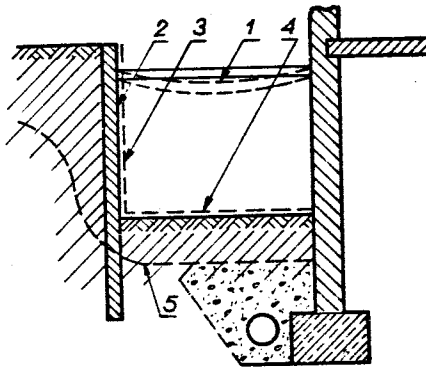


Rys.8.2. Zmiana nachylenia skarpy: 1 - przed zamarzaniem, 2 - po zamarznięciu

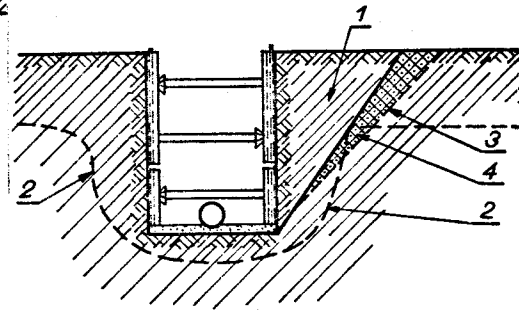
W wykopach zamarzniętych tworzą się soczewki lodu powodujące zwiększone obciążenie obudowy podtrzymującej masy ziemi oraz wzrasta parcie na obudowę na skutek zmiany nachylenia klina odłamu gruntu, co może doprowadzić do wybożenia się obudowy i zawalenia się wykopu, zwłaszcza podczas roztopów wiosennych (rysunki 8.3 i 8.4).

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 podłoża betonowe w pomieszczeniu piwnicznym, zagrożenie zniszczenia obudowy studzienek podokien-

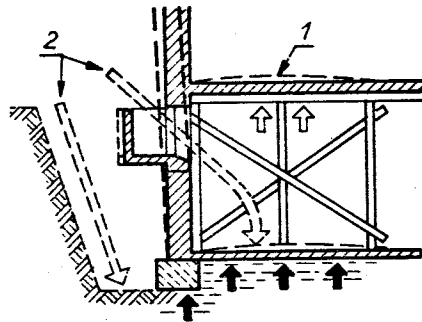
nych i schodów piwnicznych i zarysowanie murów. Przykłady tych uszkodzeń ilustrują rysunki 8.5, 8.6, 8.7, 8.8 i 8.9.



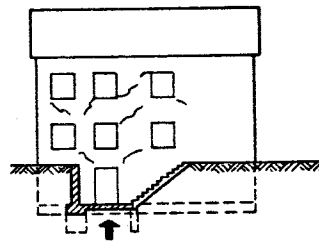
Rys. 8.3. Obciążenie obudowy wykopu przemarzniętym gruntem: 1 - wyboczenie, 2 - obudowa przed zamrażnięciem, 3 - obudowa po zamrażnięciu, 4 - pęcznienie gruntu, 5 - linia przemarzania



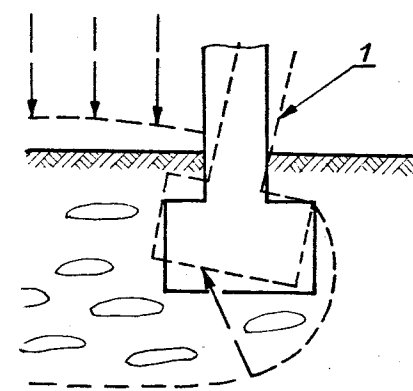
Rys. 8.4. Obciążenie obudowy przy rozmrażaniu: 1 - obciążenie krawędzi wykopu podczas przemarzania, 2 - linia przemarzania, 3 - zwiększone parcie ziemi po zamrażnięciu, 4 - zmiana nachylenia klina odłamu gruntu



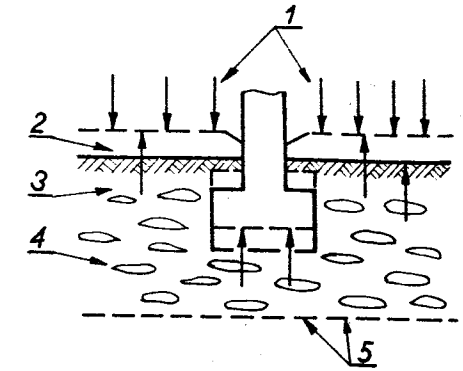
Rys. 8.5. Ruchy fundamentów i odeskowania stropu nad piwnicą: 1 - uszkodzenie świeżego betonu przez zwiększone obciążenie obudowy, 2 - chłodne powietrze



Rys. 8.6. Wysadzenie płytkiego fundamentu przy wejściu do piwnicy



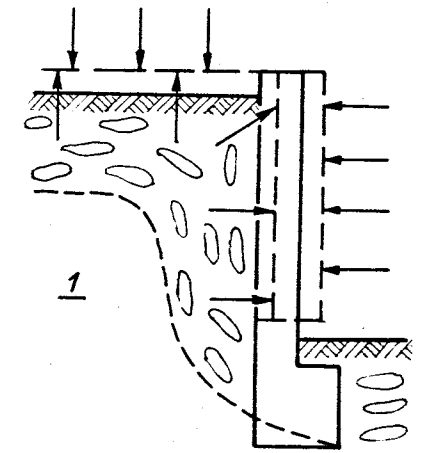
Rys. 8.7. Przechyl fundamentu: 1 - strona ciepła



Rys. 8.8. Wysadzenie fundamentu: 1 - granica przemarzania, 2 - wysadzina, 3-4 soczewki lodowe poniżej linii przemarzania, 5 - kierunek przemieszczenia się soczewek

Szkodom, wywołanym przemarzaniem w czasie wykonywania robót ziemnych, można zapobiegać w następujący sposób:

- wykopów obudowanych nie należy zostawiać na zimę w stanie otwartym; przy robotach specjalnych należy liczyć się z koniecznością ogrzewania tych wykopów w okresie zimowym,
- skarpy wykopu należy zabezpieczyć przed obsuwaniem się,
- należy ograniczyć parcie na ścianki obudowy wykopu,
- należy przykrywać otwarte wykopy folią lub cienką powłoką z mleka cementowego;

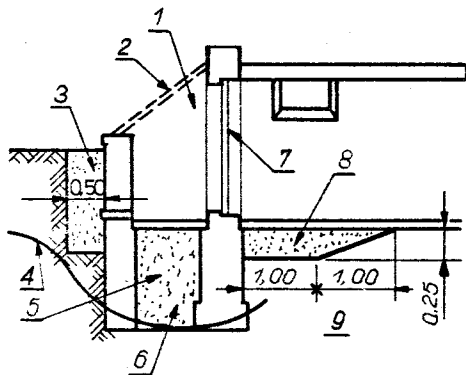


Rys. 8.9. Poprzeczne przesunięcie fundamentu: 1 - grubość warstwy izolującej

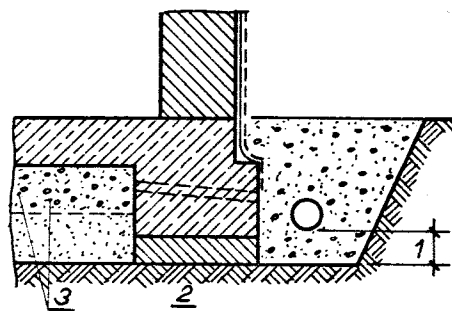
Roboty budowlane można ustrzec przed szkodami poprzez:

- oślanianie na zimę otworów w piwnicy,

- b) przykrywanie otwartych fundamentów warstwą żwiru o grubości około 30 cm, w przypadku gruntów niespoistych, lub ułożenie drenaży o ϕ 100 i 150 mm w przypadku gruntów spoistych; najwyższy punkt drenażu nie może znajdować się powyżej górnej krawędzi fundamentu,
- c) przewidywanie w piwnicy powłoki bitumicznej w miejscu styku podłoża z fundamentem,
- d) założenie głębszych fundamentów,
- e) wymianę gruntu wrażliwego na zamarzanie na bardziej odporny,
- f) obniżenie poziomu wody gruntowej poprzez drenaż (rysunki 8.10 i 8.11),
- g) utrzymanie podłoża fundamentu w stanie suchym,
- h) obserwowanie ewentualnych ruchów budynku na podstawie gipsowych łał kontrolnych.



Rys. 8.10. Prawidłowe rozwiązanie wejścia do piwnicy: 1 - strefa przemarzania, 2 - przykrycie tymczasowe nakładane, 3 - mrozoodporny materiał ziemny, 4 - linia przemarzania, 5 - mrozoodporny materiał ziemny, 6 - strefa nie zagrożona przemarzaniem, 7 - drzwi do piwnicy, 8 - jak 5, 9 - podłoże mrozoodporne



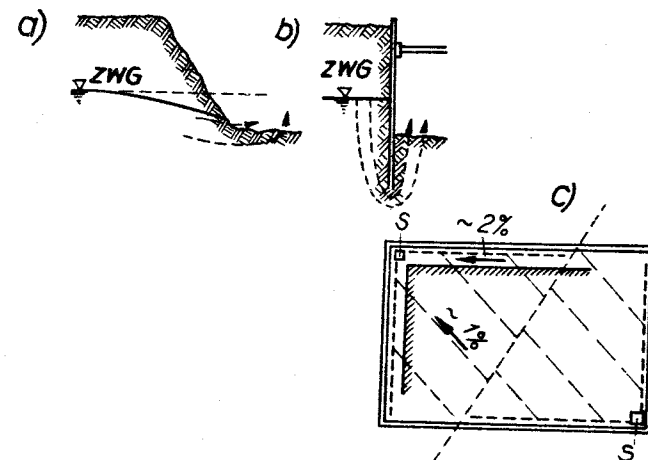
Rys. 8.11. Prawidłowe rozwiązanie fundamentu nie zagrożonego podtopieniem: 1 - grubość podłoża, 2 - grunt spoisty, 3 - warstwa filtrująca

8.3. Wykopy 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 posadowienia 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.

Ściany wykopu utrzymuje się pionowo w skałach, natomiast prawie pionowo w glinach i łąłach, jeżeli tylko ich konsystencja jest zwarła lub półzwarta. Grunty spoiste o tej konsystencji przechodzą w stan miękkoplastyczny bądź płynny pod wpływem silnego zawilgocenia spowodowanego opadami atmosferycznymi.



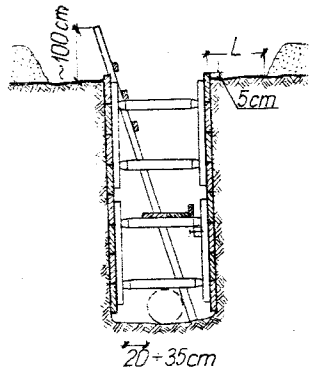
Rys. 8.12. Studzienki z kanalikami w wykopie fundamentowym

Podobnie ma się rzecz ze zboczami w łupkach łąłowych, 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 pod kątem znacznie większym od kąta tarcia wewnętrznego, dzięki spójności pozornej. Wykonując wykopy należy przestrzegać następujących zaleceń:

- chronić wykopki od napływu wód i usuwać wody możliwie szybko; pompując wodę z dołu fundamentowego czerpie się ją ze studzienki, do której powinna być doprowadzana kanalikami (rys.8.12),
- gruntu wybrany z wykopu można odkładać tylko poza powierzchnią poślizgu, należy odprowadzać od wykopu wodę powierzchniową.

8.4. Wykopki rozparte i podparte

W wykopkach wąskich i głębokich wykonuje się zazwyczaj ściany pionowe i odpowiednio się je zabezpiecza (rys.8.13).



Rys.8.13. Wykopki rozparte z obudową poziomą

W skład najprostszycch umocnień wchodzi: bale (o grubości minimum 50 mm) lub dyły ułożone poziomo, przyjmujące parcie gruntu, pionowe nakładki podtrzymujące ściankę z desek poziomych i rozpory dociskające nakładki. Rozpory mogą być drewniane lub metalowe - śrubowe.

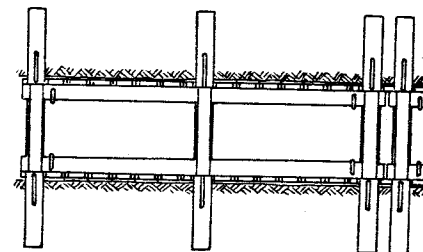
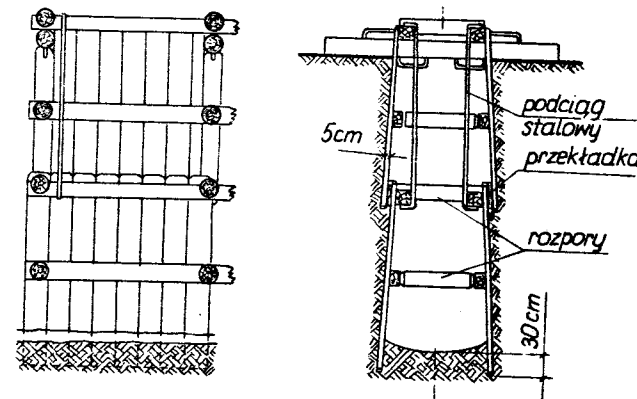
Wykonując wykopki głębokie, w którym nie ma wody gruntowej, stosuje się obudowę pionową (rys.8.14). Składa się ona z dyli pionowych, poziomych bali i poprzecznych rozpór. W miarę pogłębiania wykopu obudowę pionową opuszcza się

przez pobijanie pionowych dyli za pomocą ręcznych młotów.

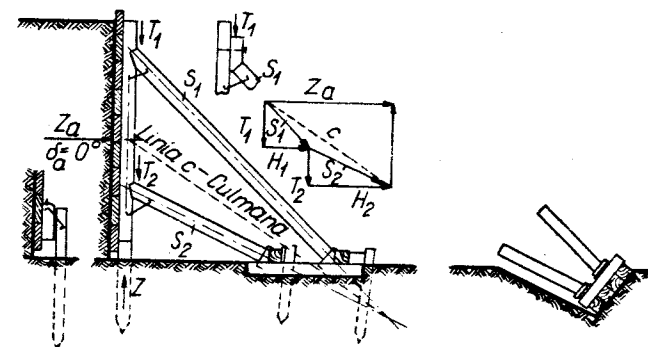
Obudowa pionowa pokazana na rysunku 8.14 jest opłacalna tylko przy bardzo sypkich, suchych gruntach drobnoziarnistych, gdy nie można utrzymać pionowej ściany wykopu nawet na wysokości równej szerokości bala poziomego.

Wymienione obudowy (pozioma i pionowa) wykopków rozpartych mogą być ażurowe lub zwarte. Obudowy ażurowe stosuje się w gruntach spoistych. W gruntach piaszczystych oraz w przypadkach występowania wody gruntowej obudowa powinna być zwarta ze względu na trwałość umocnienia ścian wykopu i bezpieczeństwo pracujących. Gdy wykopki jest bardzo głębokie 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 wykopkach szerokich nie zawsze daje się umieścić rozpory wewnętrzne. W takich przypadkach stosowane są umocnienia pokazane na rysunkach 8.15 i 8.16.



Rys.8.14. Wykopki rozparte z obudową pionową



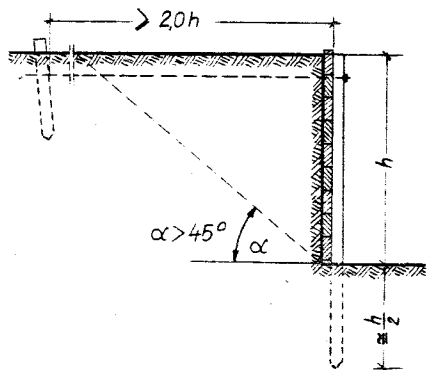
Rys.8.15. Zabezpieczenie ściany wykopu szerokiego za pomocą zastrzałów

Dla wykopów 3,0 - 4,0 m (o płaskim naziomiu) wykresy parcia gruntu na prowizoryczne urządzenia zabezpieczające przyjmuje się według rysunku 8.17. Przyjmuje się, że parcie jednostkowe w gruntach niespoistych (rys. 8.17a) wynosi:

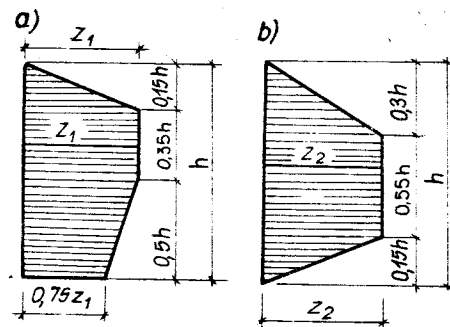
$$z_1 = 0,6 \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right)$$

w gruntach spoistych (rys. 8.17b) parcie wynosi:

$$z_2 = \gamma h$$



Rys. 8.16. Zabezpieczenie ściany zakotwieniem



Rys. 8.17. Wykresy parcia gruntu na prowizoryczne urządzenia zabezpieczające

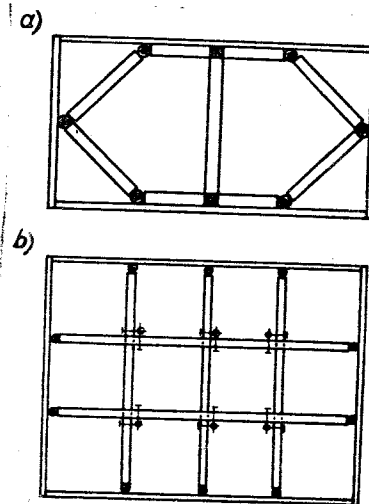
Dla wykopów płytszych aniżeli 3,0 m można przyjmować wartości z_1 i z_2 stałe na całej głębokości h .

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 nieznaną siłą powstającą przy parciu gruntu na ściany wykopów.

Zabezpieczenie ścian wykopu pokazane na rysunku 8.15 ma zastosowanie w przypadku wykopów o szerokościach większych 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. 8.18). Dwukierunkowe rozpory ze słupkami podtrzymującymi charakteryzują się tym, że długość rozpór jest znaczna; istnieje konieczność wprowadzenia rozpór podłużnych i poprzecznych. Rozpory o 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

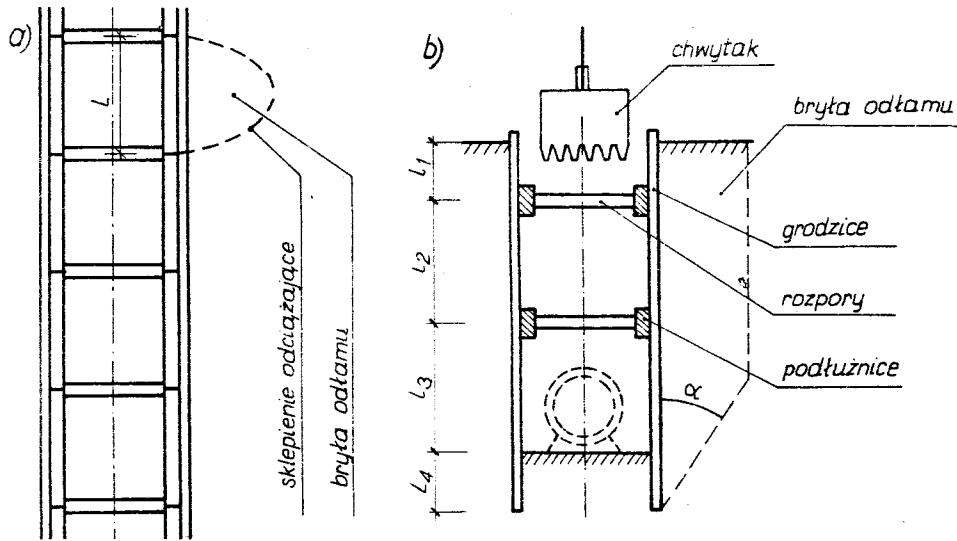
ochrony końców rozpory od miążdżenia i rozczepiania włókien stosuje się stożkowe ścięcia końców i okucie blachą. Rozpory prostopadłe do siebie (poprzeczne i podłużne) układa się w jednej płaszczyźnie lub jedna nad drugą przepuszczając je w dwóch poziomach. Każde lub co drugie skrzyżowanie podpira się słupkiem, pod który na dnie wykopu podkłada się kawałek bala dla zwiększenia powierzchni oparcia.



Rys. 8.18. Umocnienia wykopów szerokich

Wykopy rozpięte wąskie mogą mieć wbijaną obudowę ścian. Obudowa przedstawiona na rysunku 8.19 w postaci bruzów pionowych (np. grodzic) wbijana jest na głębokość do 8,0 m, a następnie podpierana, w miarę głębienia wykopu pomiędzy obudową, za pomocą podłużnic rozpiętych podporami (rys. 8.19a). 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.



Rys. 8.19. Obudowa wbijana ścian wykopu. a) wykop w planie, b) przekrój wykopu z obudową

Dla każdej warstwy geotechnicznej należy wykonać co najmniej 5 oznaczeń rodzaju i stanu gruntu (uziarnienie, w_n , w_p , w_L , I_D , L) dla każdego 100 m trasy wykopu. W przypadku zalegania gruntów organicznych należy oznaczać laboratoryjnie: masę objętościową, kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność. Dla łąk, w których występują powierzchnie zlustrzeń powstałe wskutek glacytektoniki lub dawnych procesów osuwiskowych, zaleca się przyjmować $\phi_u^{(n)} = 5^\circ$ oraz $c_u^{(n)} = 20$ kPa. Jednostkowe parcie czynne, na głębokości z od poziomu terenu, wyznacza się dla obudowy wbijanej według wzoru:

$$z_a = (q + \bar{\gamma} z) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\phi}_u}{2} \right), \quad (8.1)$$

w którym:

- q - obciążenie jednostkowe naziomu,
- $\bar{\gamma}$ - średnia ważona masy objętościowej gruntu,
- $\bar{\phi}_u$ - średnia ważona kąta tarcia wewnętrznego gruntu.

Parcie na obudowę ścian wykopu wyznacza się przy założeniu powstawania w gruncie poziomych sklepień odciażających (rys. 8.19a). W tym przypadku jednostkowe parcie czynne zredukowane, na głębokości z od powierzchni terenu, wyznacza się według wzoru:

$$z_a' = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\phi}_u}{2} \right) + K_a' \bar{\gamma} z, \quad (8.2)$$

w którym:

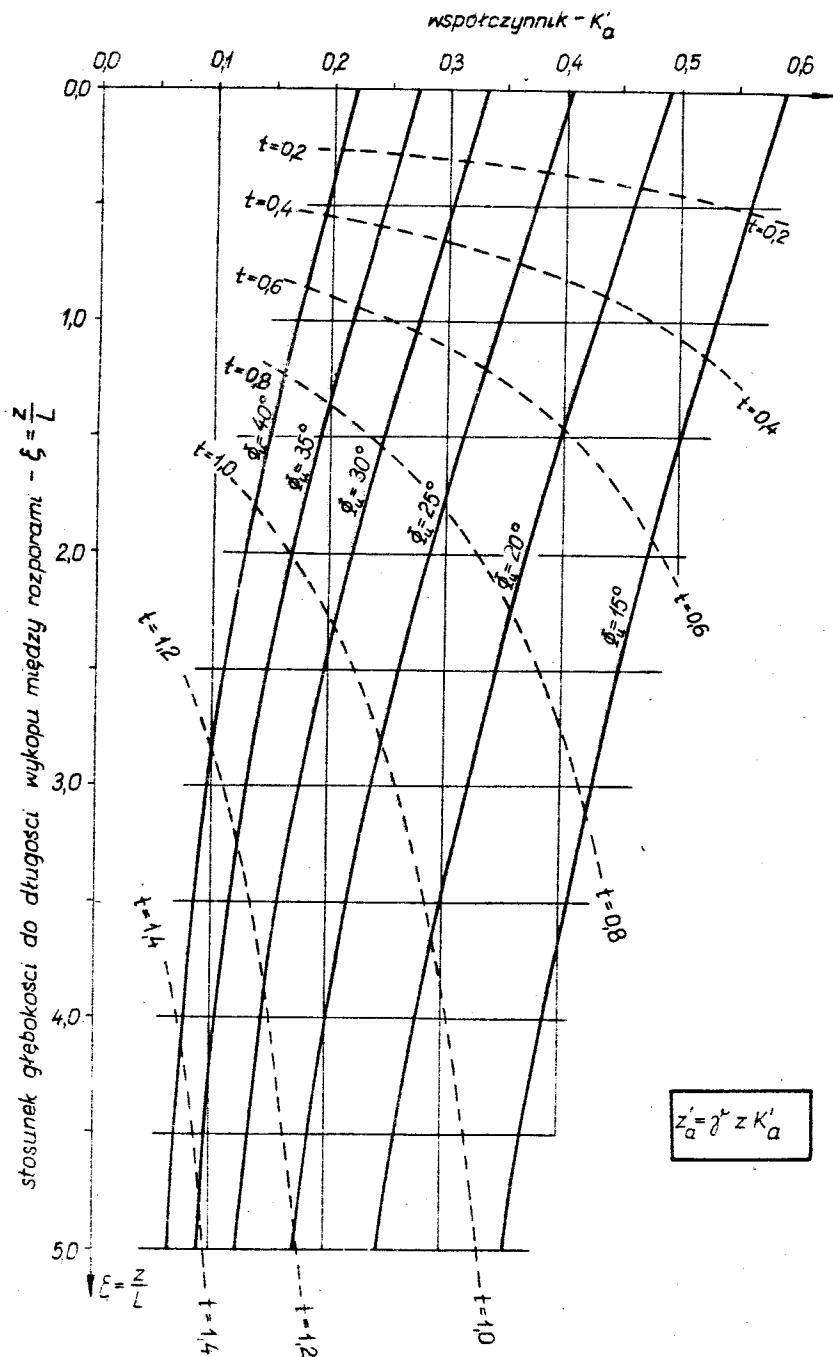
- $q, \bar{\phi}_u, \bar{\gamma}$ - oznaczenia jak we wzorze (8.1),
- K_a' - zredukowany współczynnik parcia czynnego, zależny od średniej ważonej kąta tarcia wewnętrznego gruntu i od $\xi = z : L$,
gdzie L - pozioma odległość pomiędzy pionowymi rzędami rozpór.

Dla jednorodnych gruntów niespoistych można posługiwać się nomogramem (rys. 8.20), który służy do wyznaczania wartości współczynnika K_a' . Jako parametr pomocniczy podano na rysunku 8.20 minimalną głębokość wbicia grodzic - t . Jeśli dla danego typu obudowy ustalony jest poziomy rozstaw (L) rzędów rozpór, to na podstawie nomogramu na rysunku 8.20 sporządza się nomogram przedstawiający rozkłady parć jednostkowych z_a' , w zależności od głębokości z oraz kąta tarcia wewnętrznego $\bar{\phi}_u$ i masy objętościowej gruntu (rys. 8.21). 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. 8.22). Wytwarza się grodzice o długościach 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 wodno-inżynierskich. Grodzice obudowy oblicza się jako pionowe pręty przyrządkowe, obciążone parciem czynnymi i biernymi gruntu oraz reakcją podłużnicy w przypadku obudowy z rozporami (rys. 8.19b).

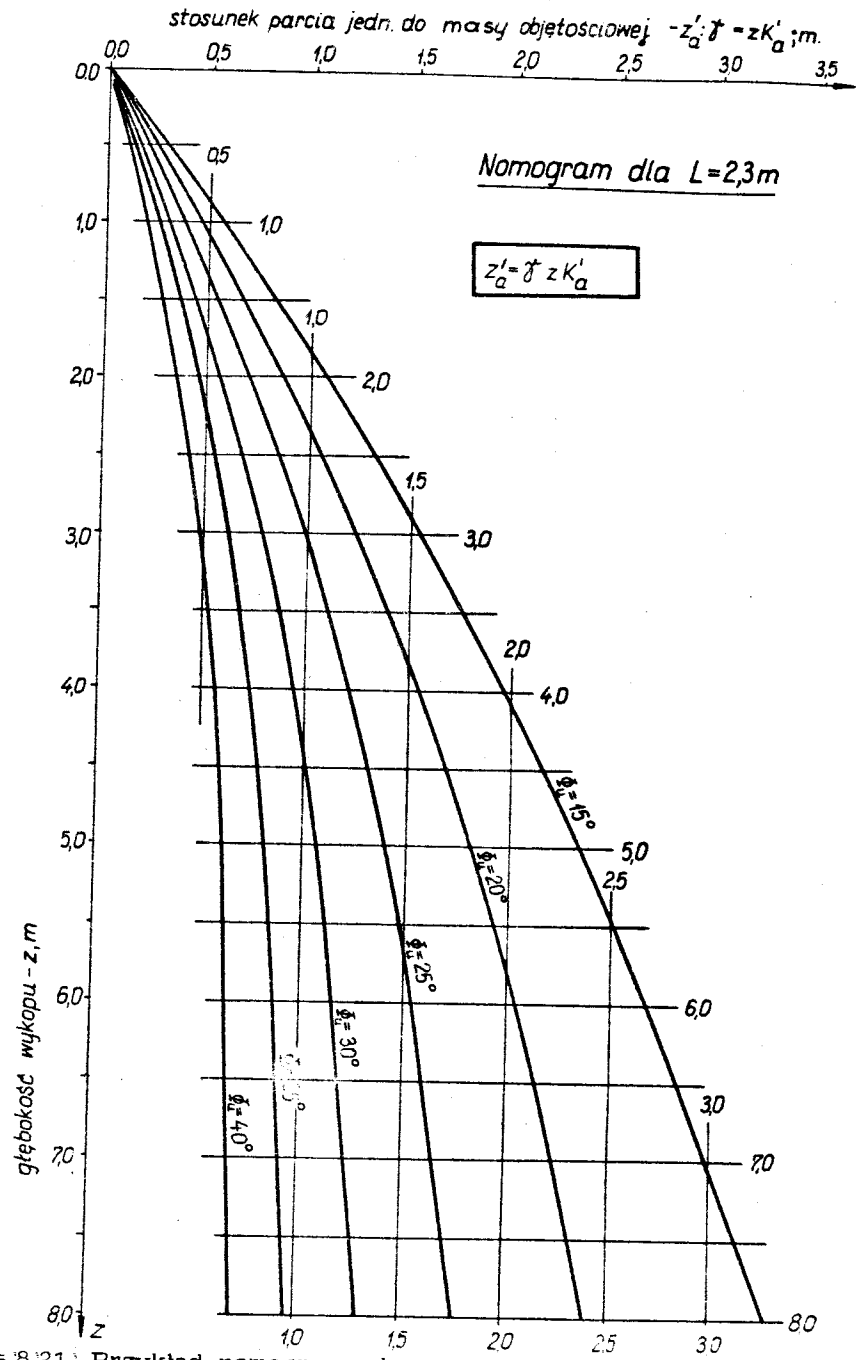
Minimalną głębokość wbicia grodzic t wyznacza się z warunków równowagi parć gruntu działających na obudowę:

$$\sum X = 0 \text{ (suma rzutów sił na oś poziomą),}$$

$$\sum M_o = 0 \text{ (suma momentów statycznych względem dolnego końca grodzicy - na głębokości } t \text{).}$$



Rys.8.20. Nomogram do wyznaczania wartości współczynników K'_a



Rys.8.21. Przykład nomogramu do wyznaczania parę jednostkowych dla $L = 2,3$ m

Tabela 8.1.

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

$$\delta_f M_{\max} \leq \delta_m m R W_{\min} \quad (8.3)$$

w którym:

M_{\max} - maksymalny moment zginający,

δ_f - współczynnik obciążenia $\delta_f = 1,1$,

W_{\min} - mniejsza wartość wskaźnika wytrzymałości przekroju,

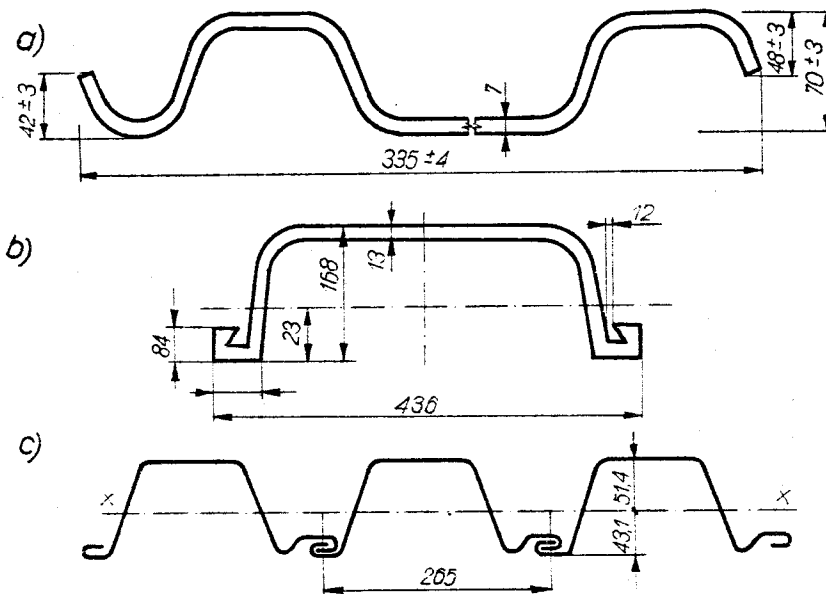
δ_m - współczynnik materiałowy dla gruntu,

m - współczynnik korekcyjny,

$\delta_m = 0,9$,

R - wytrzymałość obliczeniowa stali przy zginaniu, według PN-80/B-03200.

Podłużnicę oblicza się jak belkę jednoprzęstową wolno podpartą o rozpiętości L i obciążeniu równomiernym q_p od grodzic, równym reakcji.



Rys.8.22. Grodzice: a) KS-7, b) G-1, c) GZ-4

Parametry techniczne grodzic

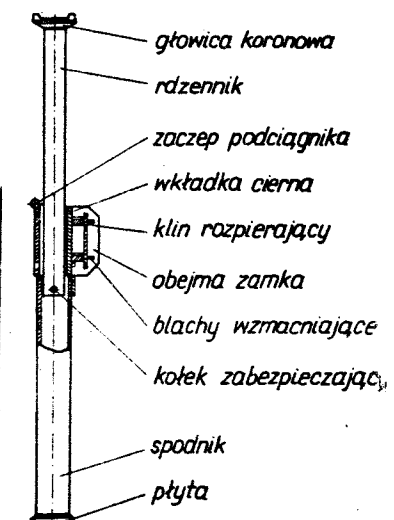
| Nazwa profilu | Oznaczenie | Parametry | | | | | | | Wielkości statyczne | | Rotacja grodzic |
|---------------|------------|--------------|-------------|----------------|---|------------------------|---------------|----------------------------------|--|----------------------------------|-----------------|
| | | grubość (mm) | długość (m) | szerokość (mm) | powierzchnia przekroju (cm ²) | szerokość robocza (mm) | masa 1 m (kg) | masa 1m ² ściany (kg) | W _x (dla 1 grodzicy cm ³) | W _{x1} (dla 1 m ściany) | |
| 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 |

Tabela 8.2.

Parametry techniczne rozpór

| Lp. | Typ rozpory | Nr | Rozpiętość (m) | | Nośność użyteczna kN | Masa jednej sztuki kg |
|-----|-------------|----|----------------|------------|----------------------|-----------------------|
| | | | minimalna | maksymalna | | |
| 1 | Tagor | 1 | 0,70 | 1,11 | 200 | 29,3 |
| 2 | SNP 20/I | 5 | 1,04 | 1,80 | 200 | 38,5 |
| | | 10 | 1,72 | 3,15 | 200 | 58,5 |

U w a g a: Siła niszcząca przy ściskaniu osiowym wynosi 320 kN.



Rys.8.23. Rozpora typu Tagor

Wytrzymałość podłużnicy sprawdza się według warunku

$$\delta_f \frac{1}{8} q_p L^2 \leq \delta_m m R W_{\min} \quad (8.4)$$

przy czym można przyjmować $\delta_f = 1,1$ oraz $\delta_m = 0,9$.

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

$$\gamma_f P < \gamma_m R A \beta, \quad (8.5)$$

gdzie:

A - pole przekroju poprzecznego rozporu,

β - współczynnik wyboczeniowy,

R - wytrzymałość obliczeniowa stali na ściskanie,

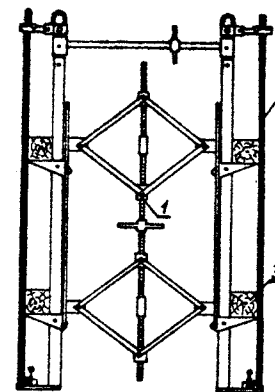
$$\gamma_f = 1,1; \gamma_m = 0,8.$$

Jako rozporu obudowy wbijanej ścian wykopu można stosować stalowe stojaki natychmiastrozporowe typu TAGOR (rys.8.23). Umożliwiają one rozparcie wykopów o szerokości od 0,90 m do 3,50 m. Są one proste w obsłudze i konserwacji, umożliwiają szybkie rozparcie oraz mają małą masę (Tabela 8.2).

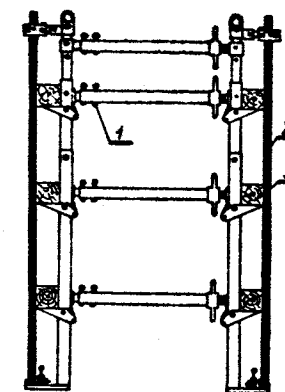
8.5. Ubezpieczenie wykopów kłatkami stelażowymi

Kłatki stelażowe służą do obudowy wykopów liniowych w gruntach spoistych. Jest to szybka i zmechanizowana metoda umożliwiająca umieszczenie w wykopie elementów obudowy, tj. deskowania, rozpór i podłużnic w układzie przestrzennym gotowym do natychmiastowego rozparcia. Zastosowanie metody oznacza również zmechanizowanie czynności wykonywanych podczas likwidacji obudowy wykopu.

Rozróżniamy dwa typy kłatek stelażowych: typ Ho (rys.8.24) i typ KDU (rys.8.25). Klatkę stelażową stanowi stalowa konstrukcja szkieletowa o regulowanej szerokości i wysokości. Klatka składa się z dwóch prostokątnych ram połączonych śrubami nastawczymi. Konstrukcja ram umożliwia wstawienie w nie elementów obudowy - deskowania, rozpór i podłużnic. Zestaw sprzętu do wykopów liniowych jest następujący: klatka stelażowa o parametrach podanych w tabeli 8.3, koparka hydrauliczna z osprzętem przedsięwziębiernym, wyposażona w hak dźwigowy oraz żuraw samochodowy w przypadku kłatek o znacznych wymiarach i masie.



Rys.8.24. Klatka typu Ho:
1 - śruby nastawcze,
2 - deskowanie, 3 - podłużnice



Rys.8.25. Klatka typu KDU:
1 - śruby nastawcze,
2 - deskowanie, 3 - podłużnice

Tabela 8.3.

Parametry techniczne kłatek stelażowych

| Typ | Model | Zakres szerokości wykopu (cm) | Zakres głębokości wykopu (cm) | Długość jedno-razowo ubezpieczonego odcinka wykopu (cm) | Masa 1 szt. netto (kg) |
|-----|-------|----------------------------------|----------------------------------|--|---------------------------|
| KDU | 450 | 120 - 350 | 300 - 450 | 250 - 500 | ok. 550 |
| | 550 | 140 - 350 | 350 - 550 | 250 - 500 | ok. 700 |
| | 660 | 140 - 350 | 400 - 600 | 250 - 500 | ok. 900 |
| Ho | 200 | 80 - 160 | < 200 | 250 - 400 | ok. 400 |
| | 350 | 80 - 160 | 200 - 350 | 250 - 400 | ok. 500 |
| | 450 | 80 - 160 | 250 - 450 | 250 - 400 | ok. 600 |

Wykonanie obudowy wykopów ma następujący przebieg:

- wykonanie przez koparkę odcinka wykopu o pionowych równoległych ścianach,
- montaż elementów obudowy na klatce,
- podwieszenie klatki na haku koparki lub żurawia i ustawienie jej na dnie wykopu,

- d) ręczne rozparcie deskowania w chronionym przez klatkę wykopie,
- e) wyjęcie z wykopu uwolnionej z obudowy klatki,
- f) wykonanie następnego odcinka wykopu, założenie obudowy na klatkę itd.

8.6. 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 na "sucho", a trzeba prowadzić prace pod wodą. Prace te obejmować mogą zarówno roboty ziemne jak też budowę fundamentów betonowych.

Przyrządy, urządzenia i maszyny do wydobywania gruntu spod wody zostały wyszczególnione w rozdziale poprzednim. Niektóre z nich zostaną omówione tutaj.

Wyciąganie gruntu odbywa się sprawnie za pomocą zwykłego wyciągu korbowego z nawiniętą liną i za pomocą dwóch czerpaków kulebkowych. Czerpak kulebkowy 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.

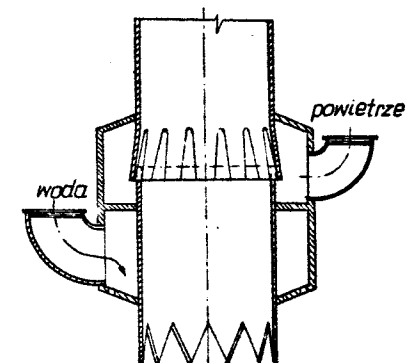
Świder workowy składa się ze świdra wiertniczego oraz z przymocowanych do jego trzona dwóch obręczy stalowych zaopatrzonych w noże lub zęby. Do obręczy stalowych przyszywa się, z dwóch przeciwnych stron, worki jutowe. Praca świdra polega na tym, że po wbiciu ostrza w grunt i nadaniu mu ruchu obrotowego obręcze stalowe zbierają grunt do worków. Następnie wyciąga się worki wzdłuż drążka w górę i opróżnia.

Świder szerokotalerzowy działa na podobnej zasadzie, z tym jednak że pojemnik może przesuwać się po trzonie. Po napełnieniu pojemnika wyciąga się go, a świder pozostaje w gruncie.

Specjalnym urządzeniem jest wymulacz (eżektor) (rys. 8.26), który służy do wydobywania spod wody gruntów piaszczystych. 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 połączona, przez co two-

rzą się otwory łączące wnętrza rur 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 o ciśnieniu 0,6 - 0,7 MPa; powietrze trafia do otworów w fałdach rury górnej i pokrywa wodę wraz z rozmulonym gruntem.



Rys. 8.26. Wymulacz

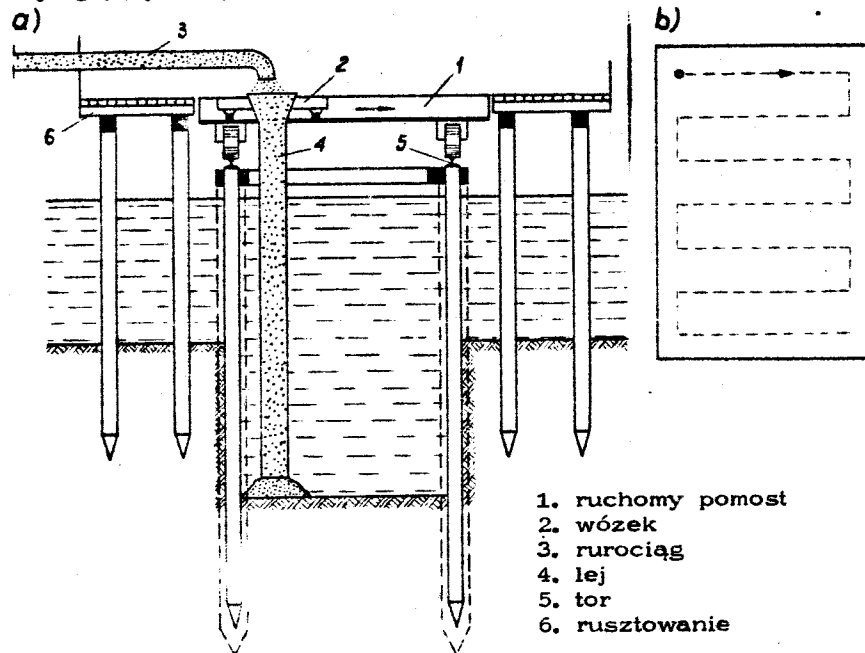
Niektóre rodzaje koparek stosowanych do masowych robót ziemnych, podwodnych zostały wymienione w punkcie 7.4.

8.7. Betonowanie podwodne

Istnieje wiele metod układania konstrukcji betonowych pod wodą. Można podzielić je na dwie grupy: układanie elementów przygotowanych wcześniej i układanie świeżej masy betonowej. Gotowe bloki betonowe różnej wielkości układa się, bez wiązania zaprawą, na dnie wykopu albo na narzucie kamiennym.

Świeżą masę betonową można ułożyć pod wodą stosując metodę leja ruchomego lub stałego (rys. 8.27). Lej wykonuje się z blachy o grubości 2 - 3 mm, o średnicy 15 - 30 cm. W górnej części lej jest stożkowo rozszerzony dla ułatwienia wypełniania go masą 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 rurciągiem napełnia się lej masą betonową. Przesuwając lej poziomo i dodając stałe mieszanki w miarę jej wypływu, otrzymuje się wałek, o grubości około 30 cm, ułożony wzdłuż drogi leja. Ponieważ beton w rurze leja

nie styka się z wodą, cement nie jest wypłukiwany. Po dojściu do końca wykopu przesuwają się lej o szerokość wałka i przesuwając wózek z lejem po pomoście w stronę przeciwną kładzie się wałek przylegający do pierwszego itd.



1. ruchomy pomost
2. wózek
3. rurociąg
4. lej
5. tor
6. rusztowanie

Rys. 8.27. Betonowanie za pomocą leja ruchomego: a) urządzenie do betonowania; b) ślad leja

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 rozpląwa 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 beton. W ten sposób z wodą styka się tylko górna powierzchnia masy betonowej. Otrzymany beton jest stosunkowo dobrze zagęszczony, dzięki

ciśnieniu jego słupa w leju. Na stykach poszczególnych stożków betonu otrzymuje się słabsze powiązanie. Do betonowania używa się masy betonowej o konsystencji półciekłej.

8.8. Izolacja fundamentów

Wykonując izolację powyżej zwierciadła wody gruntowej trzeba przestrzegać następujących zasad:

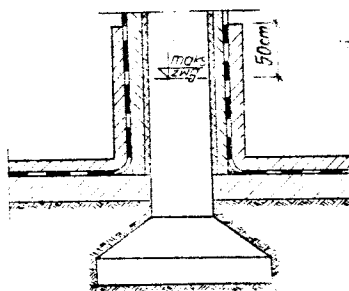
- 1) Izolacje poziome fundamentów i ścian budynków niepodpiwniczonych układa się na wysokości 15 - 30 cm ponad poziom terenu.
- 2) Izolacje poziome fundamentów i ścian budynków podpiwniczonych należy układać co najmniej w dwu poziomach: dolnym, powyżej posadzki piwnicznej i górnym, ponad poziomem terenu. Kiedy strop piwnicy znajduje się poniżej poziomu terenu, wówczas trzeba ułożyć warstwę izolacji 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:

- 1) Obiekt posadowiony poniżej zwierciadła wody gruntowej trzeba zabezpieczyć od niej na czas wykonania izolacji przeciwwodnych i związania 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 od strony gruntu osłonić ścianką ceglana o grubości 6,5 - 12 cm, lub warstwą narzutu cementowego lub ubitej gliny; pozioma warstwa betonu o 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.



Rys.8.28. Przykładowe rozwiązanie przejścia słupa przez warstwę izolacji przeciwwodnej

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 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 wprost tej 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 postąpić się przy wyborze liczby warstw wkładek następującym wzorem:

$$n = 2 + 0,20 h^2,$$

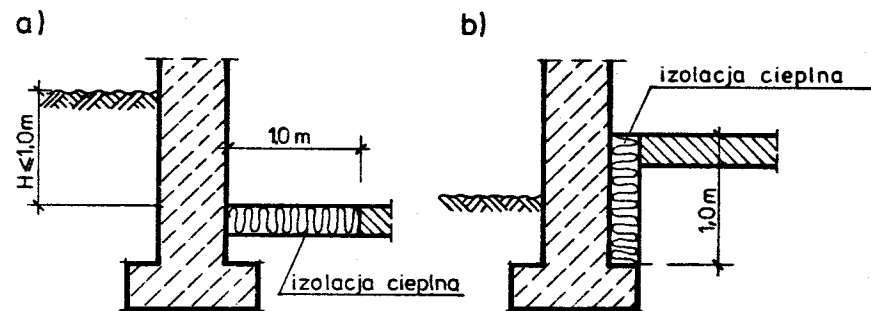
gdzie:

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 $15 \text{ [kg}\cdot\text{m}^{-2}]$. Materiałem do izolacji przeciwwilgociowych i wodoszczelnych jest papa asfaltowa, odpowiadająca wymogom normy PN-79/B-27617.

Podłoga na gruncie w pomieszczeniu ogrzewanym powinna mieć izolację cieplną. Izolację tę wykonuje się na szerokości 1,0 m wzdłuż styku 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 $k_g \text{ [W}\cdot\text{(m}^2\cdot\text{K)}^{-1}]$ tej części podłogi nie powinna być większa niż:

$$- k_{g \text{ max}} = 0,60 \text{ W}\cdot\text{(m}^2\cdot\text{K)}^{-1} \text{ przy } t_i > 16^\circ\text{C},$$

$$- k_{g \text{ max}} = 0,90 \text{ W}\cdot\text{(m}^2\cdot\text{K)}^{-1} \text{ przy } 4^\circ\text{C} < t_i \leq 16^\circ\text{C},$$

gdzie t_i - temperatura obliczeniowa powietrza po cieplejszej stronie przegrody, [$^\circ\text{C}$].

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:

$$- k_{g \max} = 1,00 [\text{W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}] \text{ przy } t_i > 16^\circ\text{C},$$

$$- k_{g \max} = 1,40 [\text{W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}] \text{ przy } 4^\circ\text{C} < t_i \leq 16^\circ\text{C}.$$

Powyższe wartości są wymagane dla ścian znajdujących się na głębokości tylko do 1 m poniżej poziomu terenu.

9. OBNIŻENIE 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 wgłębne go 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 wody z wykopu, 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 sphywowego powinien, zależnie od stopnia wrażliwości obiektu, wynosić:

$$2,5 \geq F_{sp} = \frac{g (q_{sr} - q_w)}{j} \geq 1,5, \quad (9.1)$$

gdzie:

F_{sp} - współczynnik bezpieczeństwa ciśnienia sphywowego,

g - przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$],

$(\rho_{sr} - \rho_w)$ - gęstość objętościowa gruntu uwzględniająca wypór wody, $[t \cdot m^{-3}]$,
 $j = i \rho_w g$ - ciśnienie sphywowe $[kN \cdot m^{-3}]$.

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. 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 wgłębny należy tak postępować, 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:
 - igłofiltr (Ø 40, 50, 65 mm),
 - igłostudnie (Ø 75, 100, 125, 150, 175 mm),
 - studnie depresyjne (Ø ≥ 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.

TABELA 9.1
 PODSTAWOWE PARAMETRY PIONOWYCH INSTALACJI DEPRESYJNYCH

| LP | Nazwa instalacji | średnice filtrów | | średnica rur ostojowych lub pionów czkowych | | średnie otworów depresyjnych | | średnie otworów depresyjnych | | głębokość otworów depresyjnych | | liczba filtrów na 1 pompe | | liczba filtrów na 1 pompe | | wydajność instalacji | | wydajność 1 filtru | | wydajność 1 pompe | | sposób ujęcia wody przy filtrze |
|-----------------------------|--------------------|---|----------|---|----------|------------------------------|----------|------------------------------|--------|--------------------------------|----------|---------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|----------------------|------|--------------------|----|-------------------|----|--|
| | | DF/mm/od | DF/mm/do | DR/mm/od | DR/mm/do | Do/mm/od | Do/mm/do | H/m/od | H/m/do | n/szt/od | n/szt/do | l/m/od | l/m/do | Q _F (l/min)/od | Q _F (l/min)/do | od | do | od | do | od | do | |
| 1. | Studnie depresyjne | 200 | 500 | 300 | 600 | 300 | 1500 | 4,0 | 50,0 | 1 | 2 | 10 | 50 | 200 | 3000 | 200 | 6000 | | | | | grawitacyjny / podciśnieniowy |
| 2. | Igłostudnie | 75 | 150 | — | — | 200 | 400 | 3,0 | 300 | 1 | 8 | 3 | 20 | 50 | 800 | 50 | 2000 | | | | | podciśnieniowy / próżniowy |
| 3. | Igłofiltr | 30 | 50 | 100 | 150 | 200 | 400 | 2,0 | 80 | 5 | 40 | 0,5 | 50 | 100 | 10 | 2000 | | | | | | podciśnieniowy / próżniowy / elektroosmotyczny |
| ZAKRES STOSOWALNOŚCI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4. | Studnie depresyjne | Grunty jednorodne, jednowarstwowe o dużej i średniej przepuszczalności, wykopy monej głębokości niedogłębione, wykopy dużej i średniej głębokości niedogłębione oraz dogłębione ale w pierwszym piętrze z igłofiltrami. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5. | Igłostudnie | Grunty jednowarstwowe, wielowarstwowe dużej, średniej i monej przepuszczalności, wykopy monej głębokości, niedogłębione oraz wykopy średniej głębokości, ale z igłofiltrami w pierwszym piętrze w przypadku wykopów dogłębionych. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6. | Igłofiltr | 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

Ujęcia wgłębne dzieli się ze względu na:

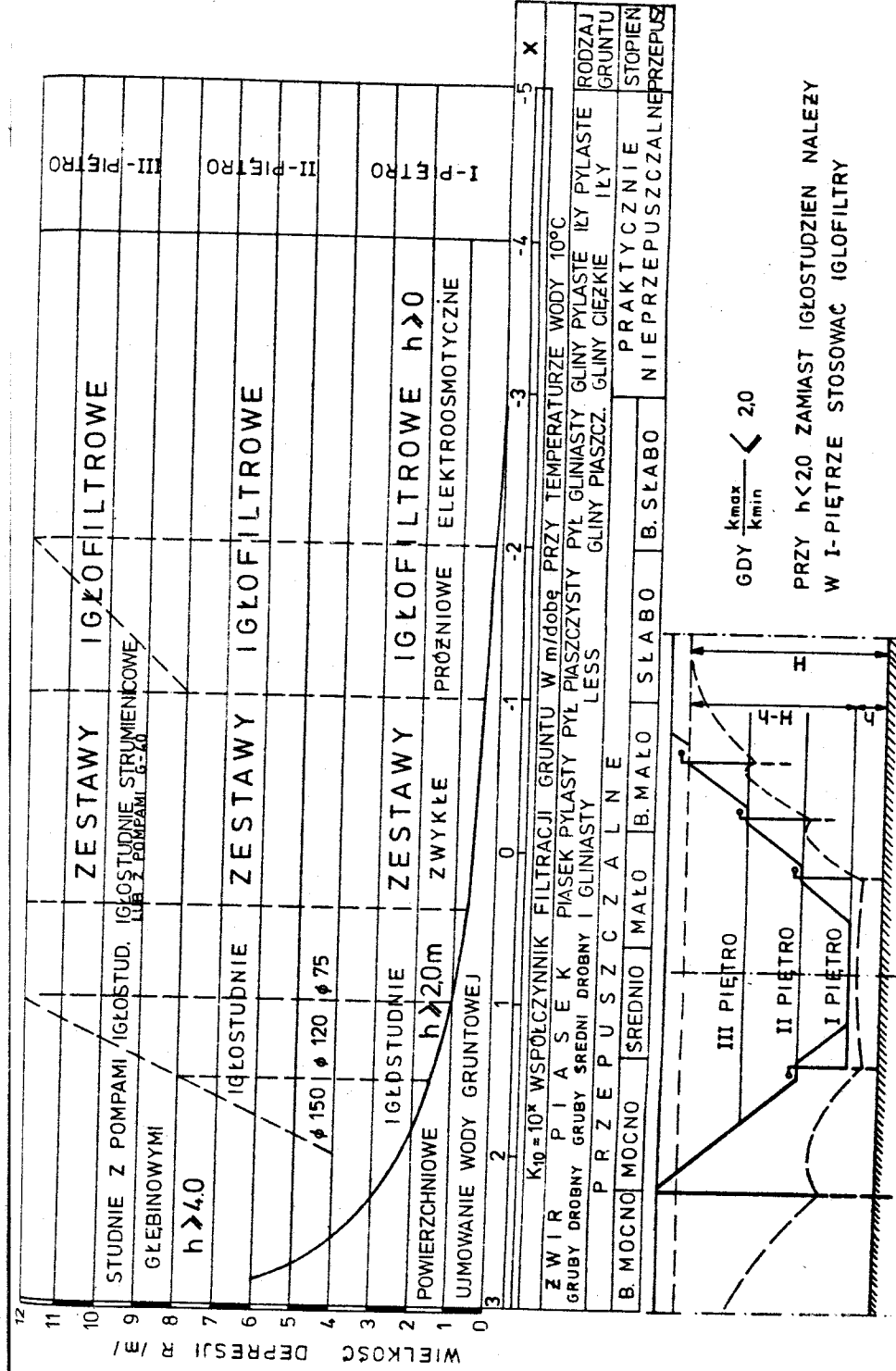
- 1) głębokość - na płytke do 8,0 m, średnio głębokie do 20,0 m i głębokie ponad 20,0 m,
- 2) sposób budowy - na wykonywane urządzeniami wiertniczymi, hydro-mechanicznymi, wbijane, wkręcane, wykonywane sposobem kreciego drenowania i układane w wykopach otwartych (drenaż),
- 3) kierunek wbudowania - na pionowe, poziome i skośne.

Rodzaj ujęcia wgłębne zależy od współczynnika filtracji i od potrzebnej głębokości obniżenia zwierciadła wody. W zależności od współczynnika filtracji doboru studni rurowych dokonuje się następująco:

- 1) dla $k > 10^2 \text{ m} \cdot 24\text{h}^{-1}$ - studnie depresyjne z pompami głębinowymi,
- 2) dla $10^2 > k > 5 \cdot 10^0 \text{ [m} \cdot 24\text{h}^{-1}]$ - igłostudnie,
- 3) dla $5 \cdot 10^0 > k > 10^{-1} \text{ [m} \cdot 24\text{h}^{-1}]$ - igłofiltry z samozasysającymi agregatami pompowymi,
- 4) dla $10^{-1} > k > 10^{-2} \text{ [m} \cdot 24\text{h}^{-1}]$ - igłofiltry z agregatami pompowo-próżniowymi,
- 5) dla $10^{-2} > k > 10^{-4} \text{ [m} \cdot 24\text{h}^{-1}]$ - igłofiltry z elektroosmozą.

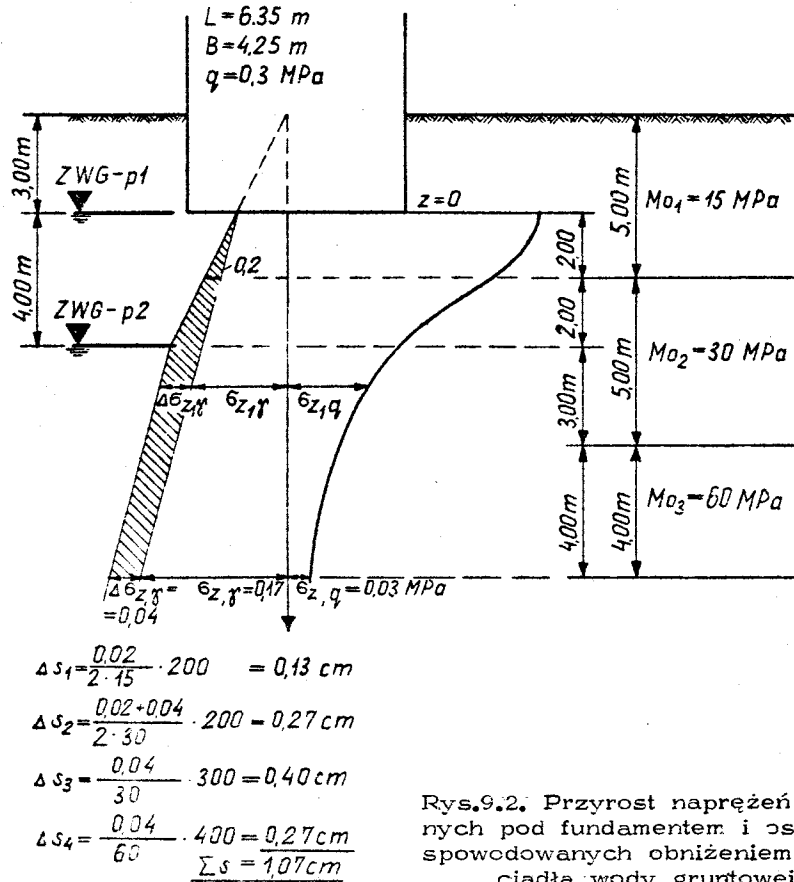
Wybierając sposób odwodnienia można posługiwać się wykresem (rys.9.1).

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.9.1. Orientacyjny zakres stosowania różnych systemów odwadniania wykopów w gruntach jednorodnych

Na rysunku 9.2. 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

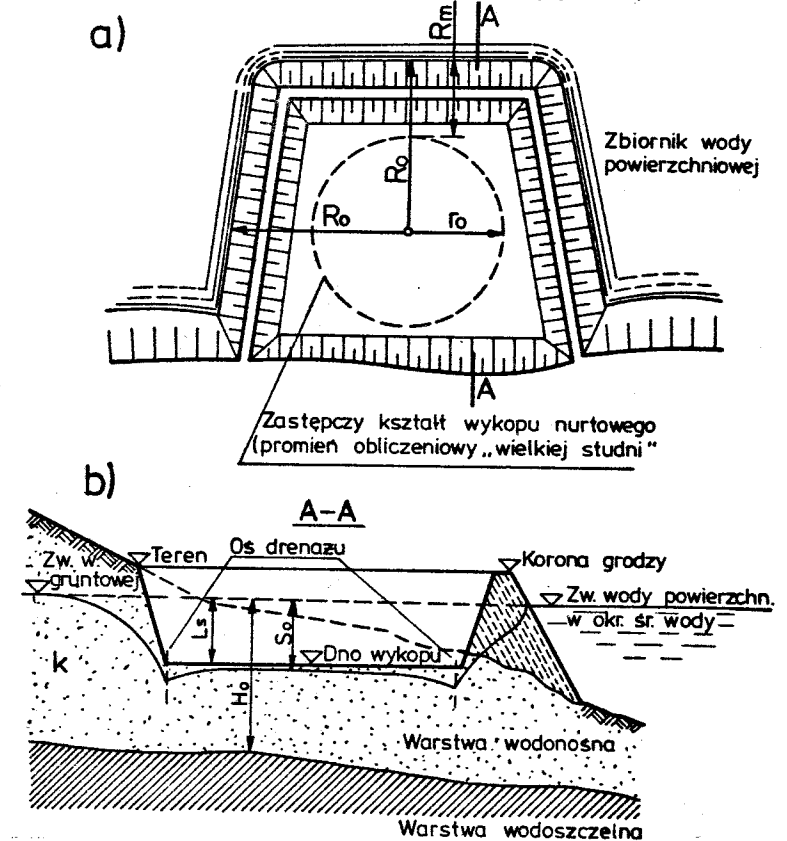
Odwodnienie powierzchniowe stosuje się wtedy, gdy przy dowolnej głębokości obniżenia poziomu zwierciadła wody gruntowej nie występuje możliwość upłynięcia lub sufozji podłoża i skarp wykopu.

W praktyce odwodnienie to wykonuje się, gdy obniżenie zwierciadła wody gruntowej nie przekracza 3,0 m (licząc od nie obniżone-

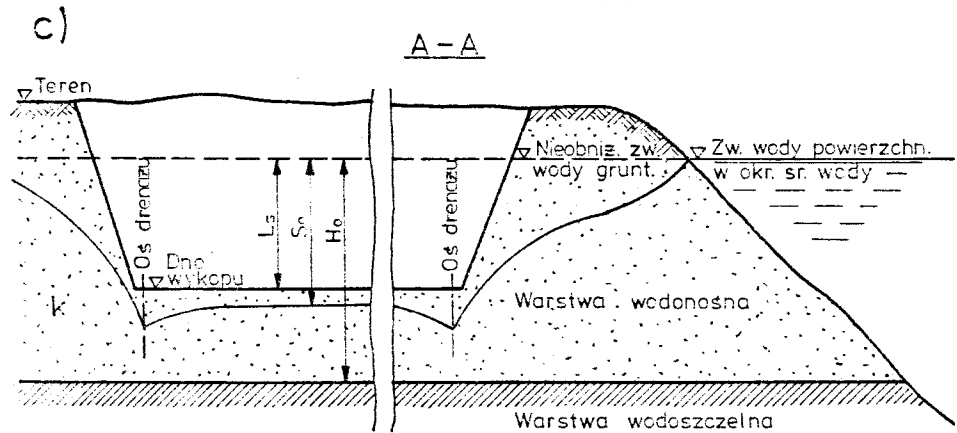
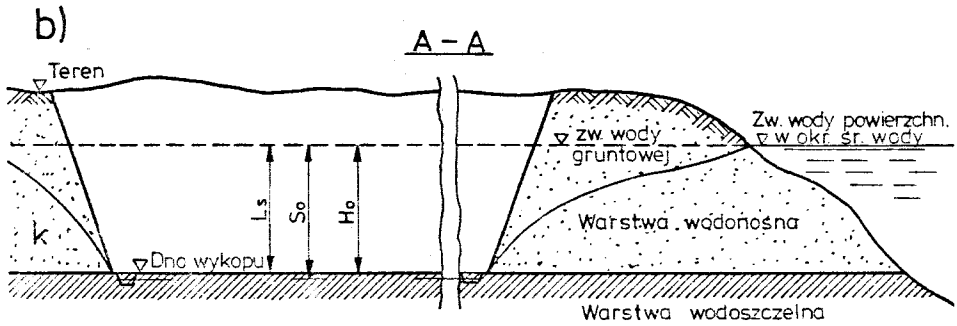
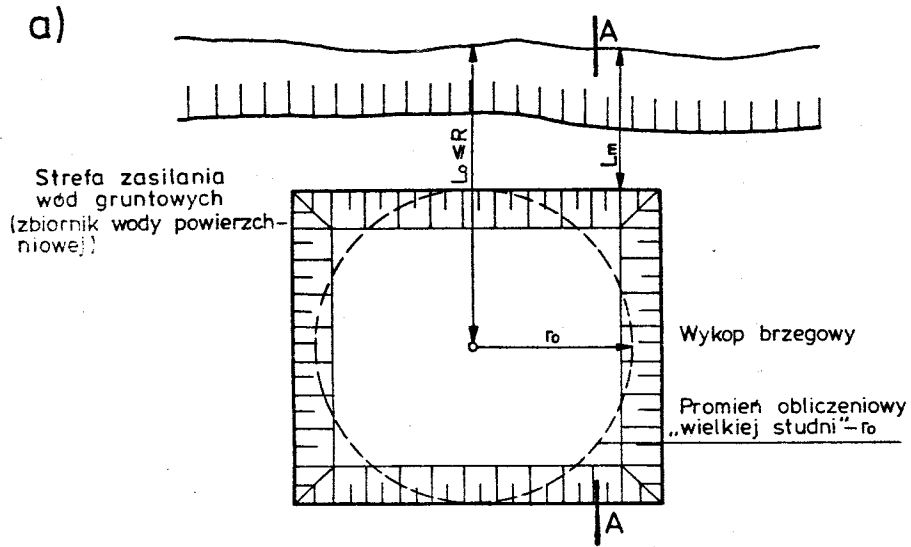
go zwierciadła wody) w gruntach gruboziarnistych i żwirowych lub innych oraz gdy można dostępnymi środkami łatwo zapewnić niezbędną stateczność skarp i podłoża wykopu.

W zależności od położenia wykopu w stosunku do strefy zasilenia wód gruntowych odróżnia się:

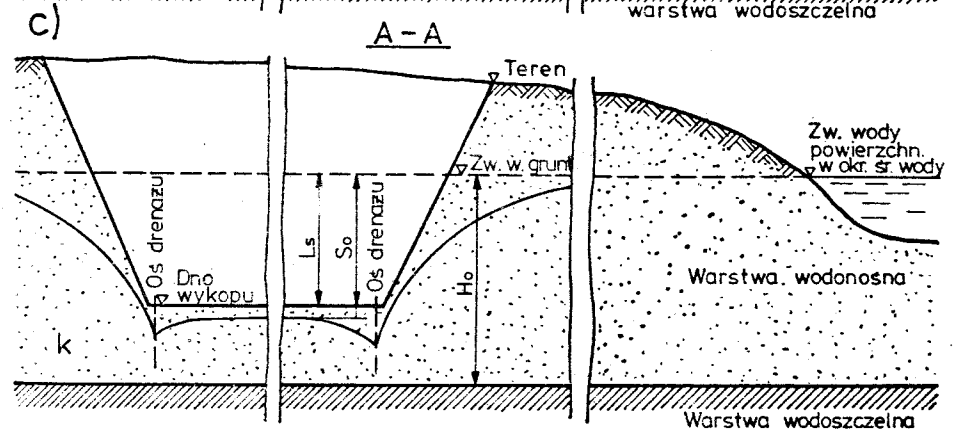
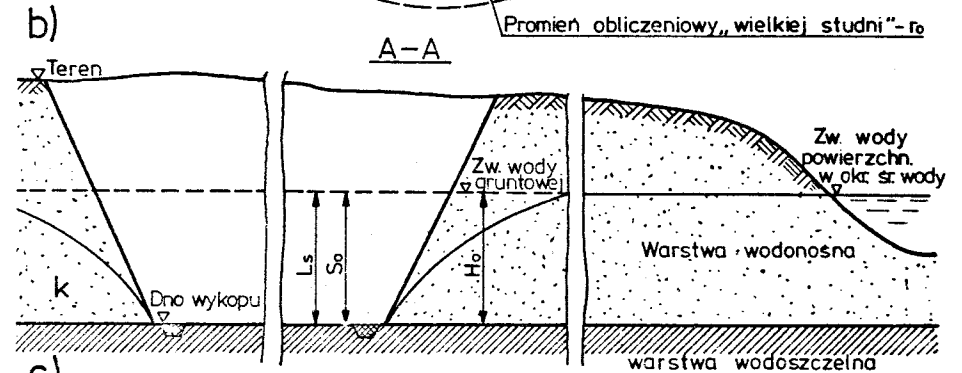
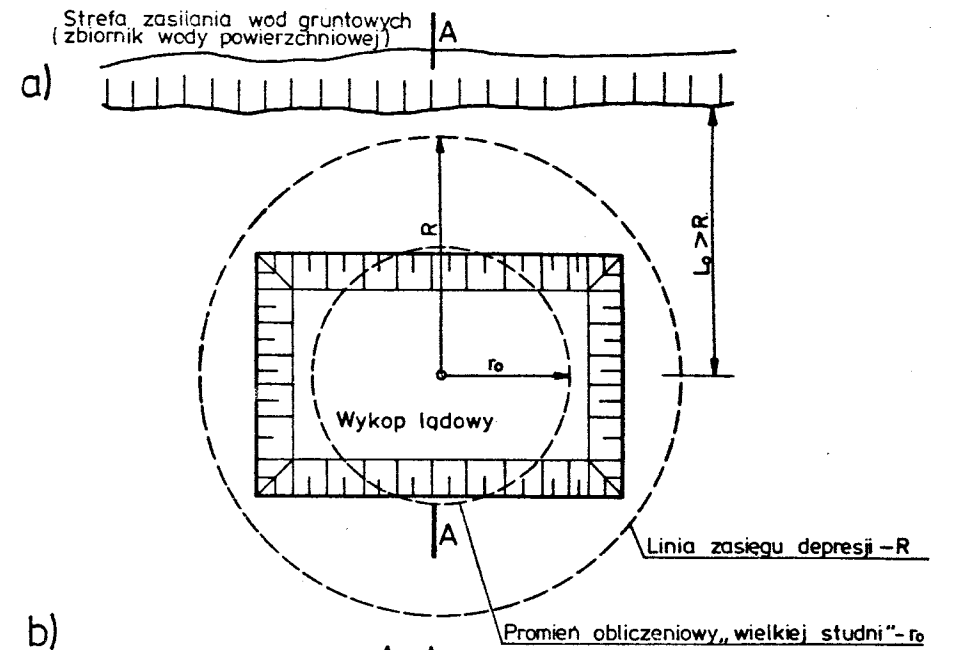
- wykopy nurtowe - otoczone co najmniej z trzech stron wodą powierzchniową, która znajduje się w odległości mniejszej niż promień zasięgu depresji (rys.9.3),
- wykopy brzegowe, których tylko jedna krawędź położona jest w odległości mniejszej niż promień zasięgu depresji od granicy wód powierzchniowych (rys.9.4),
- wykopy lądowe, oddalone od wód powierzchniowych na odległość większą niż obliczony zasięg depresji (rys.9.5).



Rys.9.3. Schemat obliczeniowy wykopu nurtowego; a) plan wykopu, b) przekrój wykopu - wykop nie dogłębiony do warstwy wodoszczelnej, zwierciadło wody gruntowej swobodne



Rys.9.4. Schemat obliczeniowy wykopu brzegowego: a) plan wykopu, b) przekrój - wykop dogłębiony zwierciadło wody gruntowej swobodne, c) przekrój - wykop nie dogłębiony zwierciadło wody gruntowej swobodne



Rys.9.5. Schemat obliczeniowy wykopu łądowego: a) plan wykopu, b) przekrój - wykop dogłębiony, zwierciadło wody gruntowej swobodne, c) przekrój - wykop nie dogłębiony, zwierciadło wody gruntowej swobodne

Ze względu na stosunek szerokości wykopu B do długości wykopu L odróżnia się:

- a) wykopy nieliniowe
 - wykopy nurtowe i brzegowe, o długości nie większej niż potrójna wartość ich szerokości ($L \leq 3B$),
 - wykopy lądowe krótkie lub wydłużone o długości nie większej od pięciokrotnej szerokości ($L \leq 5B$),
- b) wykopy liniowe o długościach $L > 5B$.

Dopływ wody do wykopów nieliniowych można obliczyć na podstawie nomogramów opracowanych przez Z.K. Paćzka. Obliczenia te wykonuje się zakładając schemat obliczeniowy "wielkiej studni", przy czym powinny być rozpatrywane następujące przypadki:

- a) przypadek normalnej eksploatacji, występujący, 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 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, jeśli poziom wody gruntowej trzeba obniżyć do 1,0 m (rys.8.12a). Jeśli obniża się poziom głębiej niż na 1,0 m, stosuje się rozwiązania ze ścianką szczelną (rys.9.6). W takim przypadku całkowita ilość wody (zależy również od rodzaju gruntu), którą należy odpompować w ciągu godziny, wyniesie:

gdy warstwa nieprzepuszczalna zalega na dużej głębokości

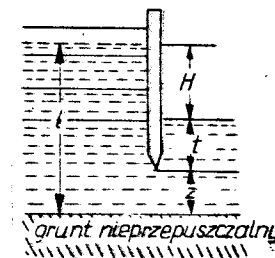
$$Q = k B L \frac{H}{H + 2t + \frac{\pi B}{4}} [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.2)$$

gdy warstwa nieprzepuszczalna znajduje się płytko ($z < \frac{B}{2}$)

$$Q = 2k z (B + L) \frac{H}{H + 2t + \pi \frac{z}{2}} [m^3 \cdot h^{-1}] \quad (9.3)$$

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 pomiędzy dolnym końcem ścianki szczelnej, a stropem warstwy nieprzepuszczalnej.



Rys.9.6. Schemat do obliczenia dopływu wody z jednorodnego podłoża o grubości z

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

$$Q = \frac{1,37 k (2H - m) m}{\lg(R + r_0) - \lg r_0} [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.4)$$

- b) w przypadku swobodnego zwierciadła wody gruntowej

$$Q = \frac{1,37 k H^2}{\lg(R + r_0) - \lg r_0} [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.5)$$

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],

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, o stosunku boków 10:1 i większym, nie zabezpieczonych ścianką szczelną, ilość doptywającej wody z jednej strony wykopu na jednostkę długości oblicza się ze wzoru:

$$q = \frac{k}{2R} (H^2 - h^2) \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.10)$$

gdzie:

H - poziom wód gruntowych przed wykonaniem wykopu [m],

h - poziom wód gruntowych w wykopie mierzony od stropu warstwy podpierającej nieprzepuszczalnej [m].

Dla wykopu jw., lecz po wykonaniu wykopu, gdy woda do niego napływa z dwu stron, ilość wody na jednostkę długości wykopu obliczamy ze wzoru

$$q = \frac{k}{R} (H^2 - h^2) \quad [m^3 \cdot h^{-1}] \quad (9.11)$$

Wartość

$$\frac{H^2 - h^2}{R} = (H + h) \frac{(H - h)}{R} = (H + h) I_{sr} \quad (9.12)$$

Wyraz

$$\frac{H - h}{R} = I_{sr}$$

traktuje się jako średni spadek zwierciadła wody na odcinku R. Wartości liczbowe I_{sr} podaje tabela 9.3.

r_o - sprowadzony promień zastępczy liczony wg następujących zasad [m]:

dla wykopów prostokątnych

$$r_o = \mu \frac{a' + b'}{4} \quad (9.6)$$

dla wykopów w kształcie wg rysunku 9.7a

$$r_o = \sqrt{\frac{F_1}{\pi}} \quad (9.7)$$

dla wykopów w kształcie wg rysunku 9.7b

$$r_o = \sqrt{\frac{F_2}{\pi}} \quad (9.8)$$

dla wykopów w kształcie wg rysunku 9.7c

$$r_o = \sqrt{\frac{F_3}{\pi}} \quad (9.9)$$

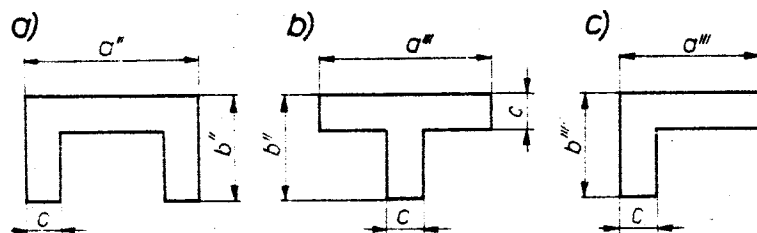
gdzie:

 μ - współczynnik kształtu wg 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. 9.7. Schematy obliczeniowe do sprowadzonego promienia zastępczego

Tabela 9.3.

Wartości spadku średniego I_{sr} przy dopływie wody do rowów

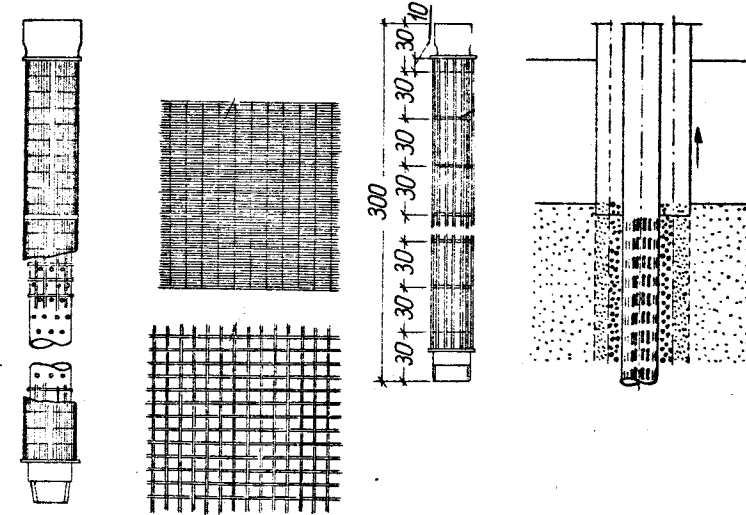
| Rodzaje gruntów | I_{sr} |
|-------------------------------|---------------|
| z grubego piasku i żwiru | 0,003 - 0,005 |
| piaszczyste | 0,005 - 0,015 |
| piaszczyste z domieszką gliny | 0,03 |
| gliniasto-piaszczyste | 0,05 - 0,10 |
| gliniaste | 0,15 |

9.3. Studnie z filtrami studziennymi

Sposobem wiertniczym wprowadza się w grunt rurę ochronną o średnicy 30 do 50 cm. Do niej wpuszcza się rurę z filtrem. 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. 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 szeregi 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).

Rura z filtrem z blachy stalowej o grubości 2 - 4 mm składa się z rury nadfiltrowej i podfiltrowej. Rura podfiltrowa o średnicy 20 - 35 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. Rura filtrowa jest perforowana. Długość jej wynosi w praktyce 3,0 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 o średnicy 3 - 4 mm, a następnie otacza siatką, którą co 30 cm umocowuje się pierścieniem z płaskownika.



Rys.9.8. Filtry studzienne

Używa się siatki mosiężnej lub siatki z krzemowego brązu. W przypadku braku takich siatek można założyć stalową ocynkowaną, ulegającą jednak szybkiemu zniszczeniu. 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. Zamiast filtrów rurowych można stosować filtry prętowe wykonane z pionowych prętów stalowych o średnicy 12 - 16 mm i ramek poziomych z prętów 10 mm, rozstawionych co 30 cm.

Średnicę filtru oblicza się ze wzoru:

$$D = \frac{Q}{\varphi \pi l v} \quad (9.13)$$

gdzie:

- D - średnica rury filtrowej [m],
- Q - wydajność studni [$m^3 \cdot s^{-1}$],
- φ - współczynnik przepuszczalności filtru, który jest stosunkiem powierzchni czynnej do całej powierzchni filtru. 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 przepuszczalności przedłuża czas użytkowania studni, jeżeli woda powoduje zarastanie filtru,
- l - długość filtru [m],
- v - prędkość wody wpływającej do filtru [$m \cdot s^{-1}$] wg tabeli 9.4.

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 |

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.

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 pod zwierciadłem wody gruntowej. W razie potrzeby większego obniżenia poziomu wody stosuje się jeden z podanych niżej sposobów.

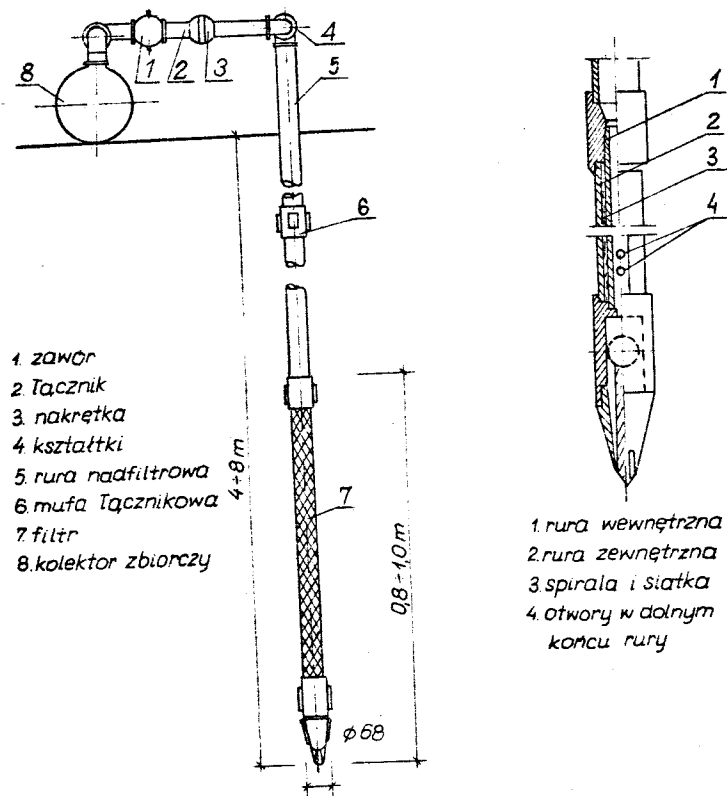
Pierwszy sposób polega na wytworzeniu depresji dwu- lub więcej - stopniowej dzięki zastosowaniu pomp ssawnych. Każdy obwód studni może obniżyć wodę o 4,0 m. Szeregi studzien rozstawia się w odstępach 5 - 10 m, nie przerywając pompowania.

Drugi 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.

W trzecim sposobie stosuje się pompy głębinowe. Jest to typ pompy zawierający w jednej szczelnej obudowie pompę odśrodkową i silnik elektryczny. Wadą trzeciego sposobu jest to, że należy przewidzieć studnie rurowe większej średnicy i potrzeba użyć tyle pomp, ile jest studzien. Zachodzi też możliwość uszkodzenia pomp. Depresja wytworzona podczas zastosowania pomp głębinowych może sięgać na znacznie większą odległość niż przy pompach 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

Są to małe studzienki (ϕ 40, 50, 65 mm), rozstawione na obwodzie wykopu (rysunek 9.9). Długość ich waha się od 4 do 8 m, a ekonomiczny rozstaw przyjmuje się z obliczenia.



1. zawór
2. Tącznik
3. nakrętka
4. kształtki
5. rura nadfiltrowa
6. mufa Tącznikowa
7. filtr
8. kolektor zbiorczy

1. rura wewnętrzna
2. rura zewnętrzna
3. spirala i siatka
4. otwory w dolnym końcu rury

Rys.9.9. Studnia z filtrem igłowym

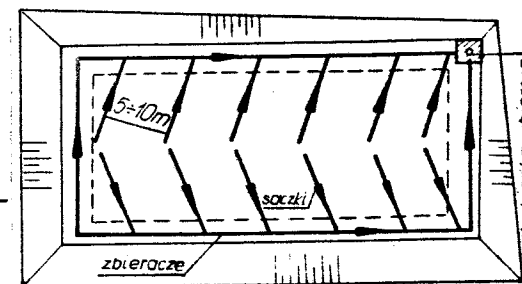
Zaopatrzone są u dołu w filtry o średnicy mającej mniej niż 50 mm i długości 0,8 do 1,0 m. Do odciągania wody mają one pionowe, złączone mufami rury o średnicy np. 38 mm. Igłofiltr taki składa się z dwóch rur; wewnętrznej o średnicy 38 mm i zewnętrznej o średnicy 51 mm. W niektórych typach filtrów igłowych 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 zaopatrzone jest w klapę zwrotną z kulą drewnianą w powłoce gumowej. Igłofiltry pogrąża się w grunt przez wplukiwanie strumieniem

wody. Górą łączy się studzienki rurami poziomymi, których średnica wynika z obliczenia, odprowadzającymi wodę do pomp. Zalety igłofiltrów są następujące:

- pracują one w reżimie podciśnieniowego dopływu wody do filtrów, zatem mogą 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 spadek hydrauliczny, a przez to i większy dopływ wody ($i' = \frac{h+p}{l}$).

9.5. Drenaż poziomy

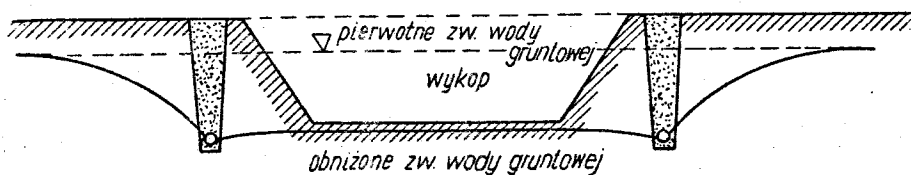
Przez drenaż poziomy rozumie się osuszanie gruntu za pomocą kanałów otwartych, wypełnionych materiałem gruboziarnistym lub za pomocą rur z materiałów porowatych. Podstawowymi elementami drenażu poziomego są: rurociągi sączkowe, studzienki zbiorcze i kontrolne oraz kolektory. Przy drenażu poziomym wody 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 równoległe ułożonych sączków z gliny wypalanej. Woda z tych sączków dopływa do zbieraczy, a następnie kierowana jest do kolektora (rys.9.10). 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 stromą w gruntach spoiwstych łagodnie wyprowadza się pod dnem budowli. W dolnej warstwie tego drenażu układa się rurki sączkowe prowadzące do studzienki zbiorczej, skąd wodę odprowadza się do kolektora. Drenowanie poziome pierścieniowe lub opas-



Rys.9.10. Drenaż systematyczny

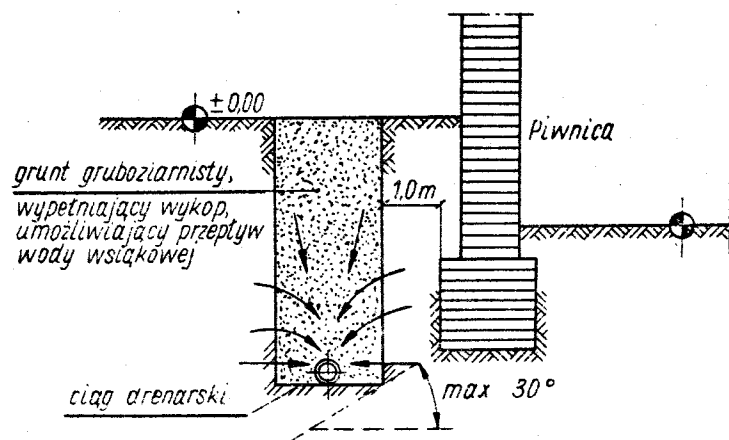
kowe jest najbardziej znane w robotach budowlanych. Dookoła odwadnianego obiektu układa się ciągi drenarskie połączone ze studzienkami kontrolnymi i studzienką zbiorczą. Jest to czynna ochrona budowli.

Drenaż opaskowy może być ułożony przy zewnętrznej ścianie budowli lub poniżej podstawy fundamentu, ale w odległości zapewniającej stateczność podłoża budowlanego (rys.9.11).



Rys.9.11. Drenaż opaskowy

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.9.12) i zapobiega spiętrzeniu się wody w warstwach górnych.



Rys.9.12. Ułożenie drenażu przy budynku

Minimalną odległość od osi drenażu do ściany budynku można określić wzorem

$$l_{\min} = s + \frac{b}{2} + \frac{H - h}{\operatorname{tg} \phi_u}, \quad (9.14)$$

gdzie:

- s - odsadzka fundamentu [m],
- b - szerokość wykopu drenarskiego [m],
- H - głębokość założenia drenażu [m],
- h - głębokość posadowienia fundamentu [m],
- ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].

W gruntach słabonośnych ciągi drenarskie wymagają sztucznego fundamentowania; rosną wymagania w stosunku do obsypki 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 o szerokości 25 cm. Graniczna głębokość ułożenia drenaży wynosi 7 do 8 m, przy czym do 4 m stosuje się drenaże wypalane z gliny, a przy głębokości większej drenaże betonowe lub kamionkowe. Najmniejsza średnica drenażu 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 gruntach skażonych chemicznie. Rury drenarskie, karbowane z PCW mają ograniczone zastosowanie:

- a) na terenach o stałym wysokim poziomie wody gruntowej,
- b) na gruntach kwaśnych organogenicznych lub na gruntach lekkich ($\text{pH} \leq 5$), 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 PCW mogą być układane na największej głębokości 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 PCW stosuje się:

- dla przewodów o średnicy 20 cm - 0,002 w gruntach gliniastych - 0,003 w gruntach pylastych i piaszczystych,
- dla przewodów o średnicy 20 - 30 cm - 0,0015,
- 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:

- zupełny, tzn. doprowadzony do warstwy nieprzepuszczalnej,
- niezupełny, tzn. ułożony w warstwie wodonośnej na pewnej wysokości od warstwy nieprzepuszczalnej.

W technice odwadniania terenów i budowli rozróżnia się pojęcia:

- podtopienie terenu lub budowli, gdy zwierciadło wody gruntowej występuje poniżej powierzchni terenu,
- zabagnienie terenu, gdy zwierciadło to układa się powyżej terenu lub blisko tej powierzchni.

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 w górę 1 - 3% w kierunku pompy. W przypadku zastosowania kilku pomp, wskazane jest ustawienie ich, w miarę możliwości, w jednym miejscu, ze względu na stałą obsługę.

Tok postępowania przy doborze średnicy siatek filtru i obsypki jest następujący:

- robimy wykres uziarnienia gruntu wodonośnego, w którym ma znajdować się rura filtrowa (rys.9.13),
- dobieramy doświadczalnie gęstość siatki do filtru; szerokość oczek siatki powinna spełniać warunek $b_s \approx d_{50}$, jeśli jednak więcej niż

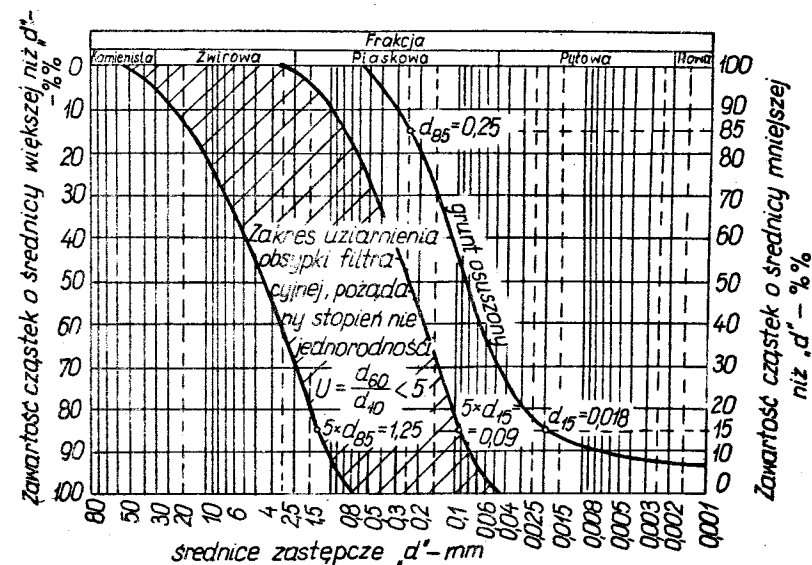
50% ziaren przechodzi przez siatkę filtrową, to poza siatką należy dać obsypkę żwirową,

- dobrana obsypka żwirowa filtru powinna spełniać warunki

$$(4 \div 5)d_{85} > D_{15} > (4 \div 5)d_{15} ,$$

gdzie:

- D - średnica ziaren obsypki,
- d - średnica ziaren gruntu otaczającego studnię.



Rys.9.13. Dobór uziarnienia obsypki filtracyjnej

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 zapyłone. Wykonuje się je z piasków grubych, średnich i 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

$$q_0 = k \frac{H^2 - h_0^2}{2R} [m^3 \cdot h^{-1}] , \quad (9.15)$$

gdzie:

H - miąższość warstwy wodonośnej [m],

h_0 - wysokość wypełnienia sącza wodą [w],

R - promień zasięgu działania drenu [m].

Wydatek drenu o długości ciągu L wynosi

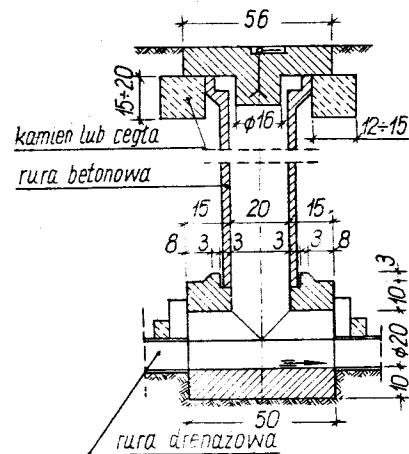
$$Q = q_0 L \quad (9.16)$$

Gdy brak innych danych, zasięg działania drenu można obliczyć ze wzoru

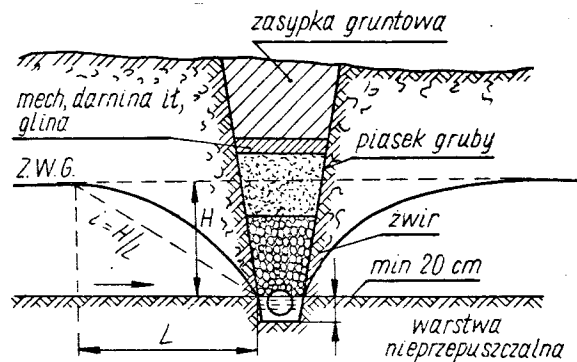
$$R = 10 \sqrt{k s}, \quad (9.17)$$

gdzie k - współczynnik filtracji [$m^2 24h^{-1}$],

s - obniżenie poziomu wód [m], licząc od stanu nie obniżonego do poziomu wody w rurze sącza.



Rys.9.14. Studzienka szeregową



Rys.9.15. Konstrukcja drenu do odwodnienia terenu

Położenie dowolnego punktu na krzywej depresji w odległości x od osi ciągu drenażu opaskowego można obliczyć ze wzoru:

$$H_x = \sqrt{\frac{x}{R} (H^2 - h_0^2) + h_0^2}, \quad (9.18)$$

gdzie

H_x - wzniesienie krzywej depresji nad dnem ciągu drenarskiego, w odległości x , m.

Jeśli sącze drenarski znajduje się w podłożu przepuszczalnym, to wydatek wody z 1 m drenu oblicza się ze wzoru

$$q_0 = 0,7 \frac{3,14 k (H_1 - h_0)}{2 \ln \frac{R}{r_0}} \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (9.19)$$

gdzie:

r_0 - promień rurki drenarskiej [m],

H_1 - głębokość założenia ciągu drenarskiego w warstwie wodonośnej [m].

9.6. Pompy do odwodnienia wykopów

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, tj. wykres przedstawiający zależności pomiędzy 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 wykreślonej 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 wg odpowiednich tabel.

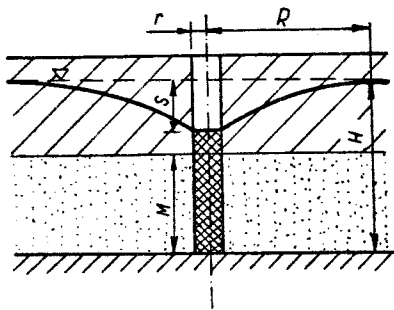
Do odwadniania wykopów stosuje się pompy ssące i ssąco-tłoczące. Z pomp ssących korzysta się, gdy wysokość ssania nie przekracza 7,0 m. Pompy takie są najczęściej przeponowe, zwane żabkami. Pompy przeponowe są napędzane za pomocą silników elektrycznych lub spalinowych, a przy małych ilościach wody niekiedy ręcznie. Z 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 sprzężony 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.

9.7. Projektowanie studni rurowych

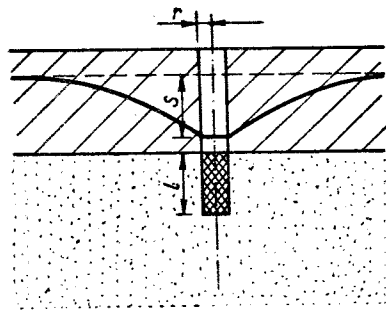
Do obliczenia ilości wody dla pojedynczych studni korzystamy z następujących wzorów:

1. Dla studni zupełnej, której filtr ma wysokość nie mniejszą niż warstwa wodonośna, a zwierciadło wody jest napięte (rys.9.16)

$$Q = \frac{2,73 \cdot k \cdot M \cdot s}{\lg R - \lg r} \quad (9.20)$$



Rys.9.16. Schemat do obliczenia wydatku wody w studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest napięte



Rys.9.17. Schemat do obliczenia 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)

$$Q = \frac{2,73 \cdot k \cdot l \cdot s}{\lg(1,47 \cdot l) - \lg \xi \cdot r} \quad (9.21)$$

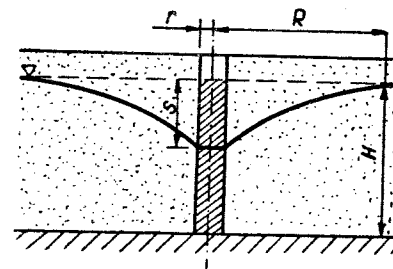
Przyjmuje się następujące wartości współczynnika ξ :

- a) $\xi = 1$, dla czynnej części filtru, przylegającej do stropu spągu warstwy wodonośnej,
 - b) $\xi = 2$, dla czynnej części filtru, oddalonej od stropu i spągu warstwy wodonośnej.
3. Dla studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne (rys.9.18)

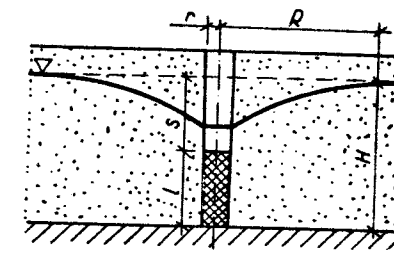
$$Q = \frac{1,366 \cdot k \cdot s (2H - s)}{\lg R - \lg r} \quad (9.22)$$

4. Dla studni niezupełnej z filtrem przyległym do spągu warstwy wodonośnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne (rys.9.19)

$$Q = \frac{2,73 \cdot k \cdot l \cdot s}{\lg(1,32 \cdot l) - \lg r} \quad (9.23)$$



Rys.9.18. Schemat do obliczenia wydatku wody w studni zupełnej, gdy zwierciadło wody jest swobodne



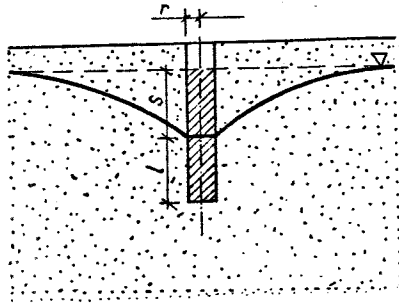
Rys.9.19. Schemat do obliczenia wydatku wody w studni niezupełnej z filtrem przyległym do spągu warstwy wodonośnej

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)

$$Q = \frac{2,73 \cdot l \cdot k \cdot s}{\lg(1,47 \cdot l) - \lg \xi \cdot r} \quad (9.24)$$

gdzie:

- $\xi = 1,0$, gdy część czynna filtru przylega do hydrostatycznego zwierciadła wody lub spągu warstwy wodonośnej,
 $\xi = 2,0$, gdy czynna część filtru jest oddalona od hydrostatycznego zwierciadła wody i spągu warstwy wodonośnej.



Rys.9.20. Schemat do obliczania wydatku wody dla studni niezupełnej z filtrem przyległym do hydrostatycznego zwierciadła

- Oznaczenia we wzorach (9.20) - (9.24):
 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],
 Q - wydatek pojedynczej studni [$m^3 \cdot s^{-1}$],

s - depresja obliczeniowa w studni [m],

r - promień studni [m],

ξ - współczynnik zależny od położenia czynnej części filtru w warstwie wodonośnej.

W przypadku swobodnego zwierciadła wody, gdy znana jest miąższość warstwy wodonośnej, promień depresji oblicza się

$$R = 575 s \sqrt{Hk} \quad (9.25)$$

W przypadku swobodnego zwierciadła wody, gdy miąższość warstwy wodonośnej nie jest znana lub w przypadku napiętego zwierciadła wody, promień depresji oblicza się

$$R = 3000 s \sqrt{k} \quad (9.26)$$

Według Sichardta maksymalny spadek hydrauliczny wynosi $i_{\max} = \frac{1}{15 \sqrt{k}}$, stąd wydatek pojedynczej studni zupełnej będzie

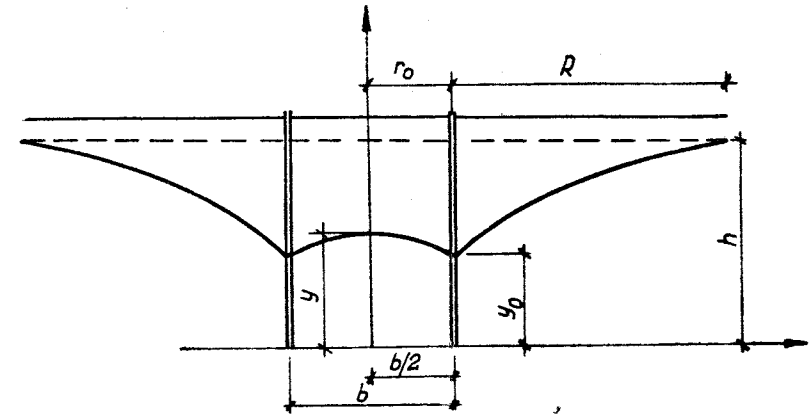
$$Q_{\max} = 2 \pi R \frac{H}{15} \sqrt{k} \quad (9.27)$$

Studnie rozstawia się na zewnątrz od obrysu wykopu fundamentu w odległości 1,0 metra. Jeżeli wodę będziemy pompować z zespołu studzien, to wytworzony tzw. "wielką studnię". Równanie krzywej depresyjnej dla "wielkiej studni" ma postać (rys.9.21)

$$h^2 - y^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln(R + r_0) - \ln r_0 \quad (9.28)$$

gdzie:

- h - poziom wody gruntowej ponad spodem otaczających studni,
 y - poziom wody w środku obwodu spowodowany przez depresję,
 Q_w - wydatek "wielkiej studni" odpowiadający łącznemu wydatkowi wypompowanemu przez wszystkie otaczające studnie,
 r_0 - promień "wielkiej studni", wynoszący $r_0 = \sqrt{\frac{a b}{\pi}}$, 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)

$$y^2 - y_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{b}{2r}, \quad (9.29)$$

gdzie:

$\frac{b}{2}$ - odległość pomiędzy rzędnymi y i y_0 ,
 r - promień studni.

Jeżeli ze wzoru (9.29) otrzymamy $y - y_0 = (0,5 \div 1,0)m$, 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

$$y_A^2 - h_0^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right), \quad (9.30)$$

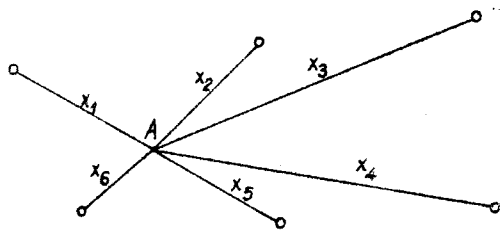
gdzie:

y_A - poziom wody w punkcie A, wywołany przez depresję, liczony od spodu studni,

h_0 - poziom wody, który wg obliczeń wynosiłby w jednej studni, o średnicy $2r$, gdyby z niej wypompać wodę w ilości $Q_w [m^3 \cdot s^{-1}]$. Poziom h_0 określa wzór

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q_w}{\pi k} (\ln R - \ln r)$$

x_1, x_2, \dots, x_n - odległości wg rysunku 9.22.



Jeśli ze wzoru (9.30) otrzymamy dla y^2 wartość liczbowa ujemną, to stosujemy wzór

$$h^2 - h_A^2 = \frac{Q_w}{\pi k} (\ln R - \frac{1}{n} x_1 x_2 \dots x_n) \quad (9.31)$$

Rys.9.22. Szkic położenia najniekorzystniejszego punktu w stosunku do rozmieszczenia studzien

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, dokumentację 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 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. WZMACNIACZE FUNDAMENTÓW I PODŁOŻA GRUNTOWEGO

10.1. Sposoby wzmocnienia fundamentów

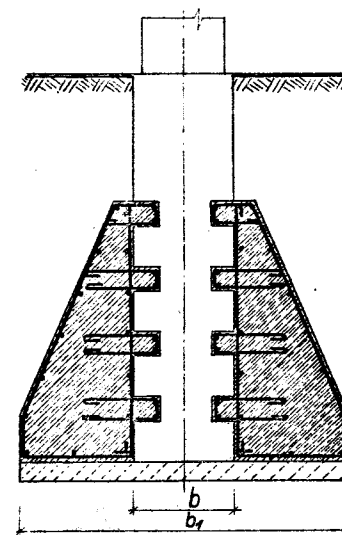
Potrzeba wzmocnienia fundamentów wynika stąd, że istnieją usterki w projektowaniu, w wykonawstwie, zdarza się niewłaściwa eksploatacja budowli, zmieniają się warunki pracy fundamentów w stosunku do przyjętych w projekcie. Ogólnie znane sposoby wzmocnienia fundamentów to: poszerzanie i pogłębianie fundamentów, wymiana słabych odcinków fundamentów i przekazywanie obciążenia od fundamentów na pale lub studnie.

Poszerzanie fundamentów przez dobudowę żelbetowej osłony (rys.10.1) może mieć miejsce w przypadku występowania wody grunтовой poniżej poziomu posadowienia fundamentów.

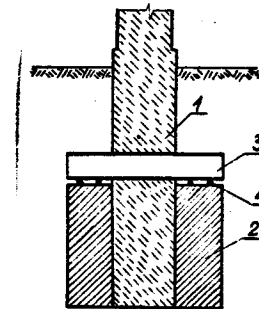
Drugim sposobem może być dobudowa nowych odcinków do istniejącego fundamentu (rys.10.2). W tym przypadku należy najpierw założyć w otworach wykutych w starym murze belki stalowe w odstępach od 1,0 do 3,0 m, w zależności od wielkości obciążenia i rodzaju konstrukcji muru. Następnie wykonuje się z obu 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 dla ustawienia pras hydraulicznych pomiędzy blokami i belkami. Działające prasy ciśnieniem swym komprymują grunt pod nowymi blokami. Ciśnienie wywierane przez prasy musi być dobrane do jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża, ze współczynnikiem maksimum 1,5, i do wytrzymałości muru nadfundamentowego. Nacisk wyarty przez prasy spowoduje wciśnięcie bloków bocznych w grunt, gdy fundament istniejący pozostanie w swoim położeniu. Następnie obok pracujących pras trzeba ustawić małe bloczki

betonowe i zaklinować je w przestrzeń pomiędzy ich górną powierzchnią i spodem belek stalowych. Po ustabilizowaniu się osiadania, gdy

małe boczne bloczki betonowe wywrą ciśnienie, należy usunąć prasy i za-betonować betonem, ubijanym w stanie lekko wilgotnym przestrzeń pomiędzy małymi bloczkami, dużymi blokami i belkami stalowymi.

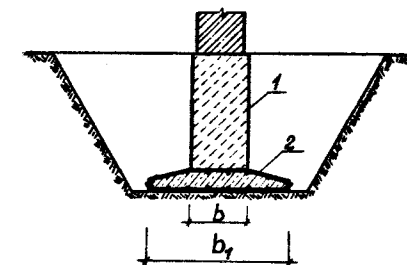


Rys.10.1. Poszerzenie fundamentu za pomocą ław betonowych



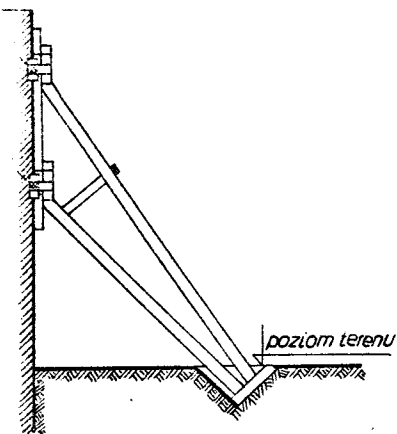
Rys.10.2. Poszerzenie fundamentu przez oparcie na blokach za pomocą belek stalowych: 1 - mur istniejący, 2 - bloki betonowe, 3 - belki stalowe, 4 - kliny

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. Zazwyczaj pogłębianie odbywa się bez rozbierania starej ławy fundamentowej. Zdarzają się jednak przypadki konieczności usunięcia starego fundamentu. Wówczas zaleca się pode-



Rys.10.3. Poszerzenie fundamentu za pomocą podsuwanej płyty żelbetowej. 1 - mur istniejący, 2 - płyta żelbetowa

przeć mur nad rozbieraną łąwą 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.



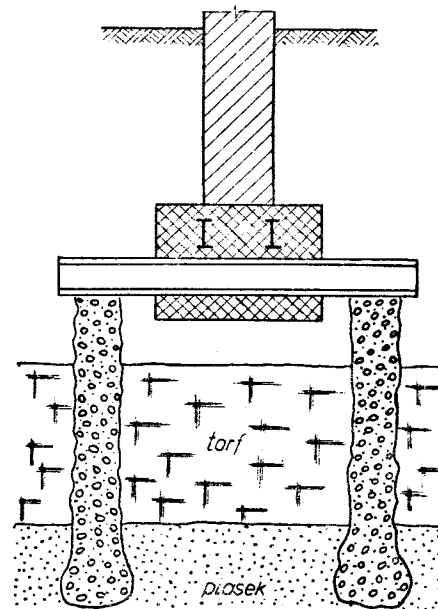
Rys.10.4. Podparcie ściany

Fundamenty z kamienia łamanego, występujące w wielu przypadkach w starych domach, tracą pod wpływem różnych czynników zwartość i tworzą zespół pojedynczych kamieni. Prosty wzmacnieniem fundamentu jest w tym przypadku stosowanie zastrzyków cementowych, które wstrzykuje się za pomocą urządzeń zastrzykowych (injektatorów) założonych w murze. Trzeba jednak zwrócić uwagę na trudności, które napotykamy stosując zastrzyki. Jeśli istnieje choćby najmniejsze przesączanie się wody, to świeżo wtloczona zaprawa 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 pomiędzy kamieniami. Jeśli zastosujemy duże ciśnienie zaprawa może przedostawać się do podłoża gruntowego.

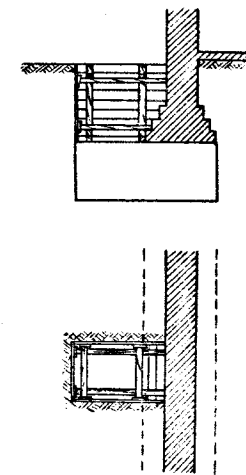
Wymiana słabych odcinków fundamentów wymaga odstąpienia fundamentu do podłoża i dokładnego zbadania przyczyn uszkodzenia. Długość wzmacnienia odcinka nie powinna przekraczać 1,5 m. Stary uszkodzony odcinek łąwy należy rozebrać i wymienić na nowy, z cegły lub betonu. Jeśli nad fundamentem podlegającym wymianie znajduje się ściana o nie wystarczającej wytrzymałości, to należy ją zabezpieczyć za pomocą belek opaskowych.

Wzmacnienie fundamentu za pomocą pali wtlaczanych w grunt omówiono w punkcie 6.10.6. Spośród innych sposobów zabezpieczenia należy wymienić oparcie budowli na palach zagłębionych po obu stronach łąwy fundamentowej (rys.10.5). Zamiast pali można również zastosować studnie po obu stronach muru. Z reguły studnie wypełnia się betonem klasy B7,5 i łączy belką żelbetową wieńczącą lub sklepieniem. Rozstaw studzien powinien wynikać z obliczeń statycznych.

Wzmacnienie 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.10.5. Wzmacnienie fundamentów budynku istniejącego przez wykonanie pod nim pali



Rys.10.6. Rozparcie wykopu przy podmurowaniu

Najczęściej stosowane jest w praktyce podmurowywanie fundamentów (podbijanie). Aby można było wykonać podmurowanie, trzeba podzielić podbudowywaną ścianę na odcinki o długości około 1,0 m i podkopać na tej długości fundament. Jeśli grunt ma chociażby nie-dużą spójność, można wówczas wykop, poniżej spodu fundamentu, pozostawić bez rozparcia. Jednak w tym przypadku wykop obok fundamentu, ze 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.10.6). 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 rozpięcia wykopów.

Układając plan wykonania trzeba narożniki pozostawić w kolejności na koniec robót. Narożniki fundamentu przy podkopaniu pracują jako wsporniki i jest rzeczą pożądaną zmniejszać długość odcinków narożnych. Przy podmurowaniu 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 muru w granicach 1 - 3 mm.

10.2. Sztuczne wzmocnianie podłoża

10.2.1. Zagęszczanie istniejącego gruntu

Istnieje szereg sposobów wzmocniania podłoża, których zastosowanie jest uzależnione od rodzaju gruntu, możliwości technicznych wykonania i ekonomicznych rozważań.

Zagęszczenie wszelkich słabonośnych gruntów o miąższości około 2,0 m osiąga się przez wykonanie pali piaskowych. Sposób ten polega na wykonaniu otworu w gruncie przez wbicie rury zakończonej u dołu butem. Następnie zapełnia się ten otwór piaskiem. Rurę wbija się w grunt za pomocą kafara. Jej średnica powinna być mniejsza od średnicy buta o około 10 cm. Rozstaw pali można ustalić doświadczalnie stosując rozmieszczenie w "kwadrat" lub "trójkąt".

Jeśli w podłożu nasypowym zalega piasek w stanie luźnym, to można go zagęścić przez wibrowanie. Do tego celu służą wibratory wciągane oraz rury z otworami w dolnej części, którymi pod ciśnieniem od 0,1 do 0,2 MPa tłoczy się strumień wody. Rurę z otworami w jednym końcu wbija się w grunt i tłoczy przez nią wodę. Z chwilą dostatecznego nawodnienia gruntu ustawia się na powierzchni wibrator, który podczas pracy "tonie" w gruncie pod własnym obciążeniem. Zagęszczania przez wibrowanie podłoża piaszczystego nasypow-

wego dokonywano już w praktyce do głębokości 5,0 m. Wibratory gruntowe o masie 300 kg mogą pracować, gdy zastosuje się trójnog i winę. Stanowiska wibratora umieszcza się w odstępach co 1,0 m.

Grunty w nasypach lub zasypach wykopów w stanie luźnym, jak piaski, piaski gliniaste i grunty lessowe mało wilgotne można wzmocnić przez ubijanie, wałowanie i wibrowanie powierzchniowe. Grubość warstwy zagęszczanego gruntu powinna być dobrana do zastosowanego urządzenia. W przypadku zagęszczania gruntu niespoistego, przy jednoczesnej kontroli laboratoryjnej, wskaźnik zagęszczenia gruntu (I_g) nie powinien być mniejszy niż: 0,95 - dla górnych warstw nasypu zalegających na głębokość do 1,2 m, 0,90 - dla warstw nasypu zalegających poniżej 1,2 m. Do zagęszczenia uformowanego nasypu służą zagęszczarki zestawione w tabeli 10.1.

Jeśli w dnie wykopu fundamentowego występują powierzchniowe warstwy łąw, glin i pyłów w stanie plastycznym, o grubości do 30 cm, to warstwę tę można wzmocnić przez wbijanie tłucznia.

W piaskach pylastych w stanie luźnym, nawodnionym oraz w glinach i łąwach w stanie plastycznym, o grubości warstwy około 4,0 m, wzmocnienie podłoża można uzyskać przez wbicie ścianki szczelnej wokół budowli (porównaj punkt 5,9).

Torf zagęszcza się przez jego obciążenie. Pomocne tu mogą być dreny pionowe piaskowe.

10.2.2. Wymiana gruntu słabonośnego

Grunty torfowe pod nasypy kolejowe lub drogowe można wymienić na piasek stosując wybuchy pod nasypem wałem. Wskutek wybuchu następuje przerwanie warstwy torfu i dzięki wstrząsom zasypanie piasku do utworzonej wolnej przestrzeni.

Jeśli w podłożu zalegają torfy, namuły, gliny i łąy w stanie płynnym lub miękkoplastycznym oraz piaski pylaste nawodnione (również grunty, w których możliwe jest powstawanie "zjawiska kurzawki"), o grubości warstwy ok. 2,0 m (maksimum do 5,0 m), to może opłacić się wymiana tych gruntów na tzw. poduszkę piaskową lub żwirową. Poduszki z gruntów piaszczystych powinny być wykonane z piasku grubego i średniego.

| Z A G E S Z C Z A R K I | | TABELA 10.1 | | | | |
|--------------------------------|---|---------------------|------------------------------|------------------------------|--|--------------------------------|
| Dane techniczne | PRZEZNACZENIE | Moc silnika (kW) | Wydajność m ³ /h | Głębokość zagęszczenia (m) | Powierzchnia robocza - boczna płyty (m ²) | Masa zagęszczonej cząstki (kg) |
| Symbol | | | | | | |
| ZUB-10 (wibrodzierz-niowa) | Do warstwowego zagęszczania drobnoziarnistych zwirow, piasków i piasków gliniastych. Pracuje w poziomie i na stokach o pochylności do 15°. Wilgotność zagęszczanego gruntu < wópt. | 3,0 (spalinowy) | 70 | 0,5 (po 3-ch przejściach) | ~0,23 | 170 |
| ZUB-32A (wibrodzierz-niowa) | Do warstwowego zagęszczania zwirow drobnoziarnistych, piasków i piasków gliniastych w nasypach drogowych, kolejowych, pod tawy fund., pasy startowe lotnisk. Pracuje na stokach o max. poch. 15°. | 5,9 (spalinowy) | 90 (po 3-ch przejściach) | 0,6 (po 3-ch przejściach) | 0,32 | 600 (bez zestawu kotowego) |
| WZE-2a | Do warstwowego zagęszczania zwirow i piasków po ułożeniu sieci uzbrojonej podziemnej a także powierzchni znieolowanego terenu. Zagęszczarki nie powinny pracować na twardej powierzchni. | 0,85 2,1 | 25 45 | max 0,3 max 0,4 | 0,15 0,30 | 1/2 194 |
| WZK-10 | Do zagęszczania drobnoziarnistych zwirow i piasków. Mechanizm kroczenia pozwala na pracę w gruncie wilgotnym i na skarpach o pochyleniu do 30°. Nie może pracować w sąsiedztwie wyk. otwart. | 14,0 (spalinowy) | 100 (po 3-ch przejściach) | 1,0 (po 3-ch przejściach) | 0,94 | 2400 |
| ZWZ-63 (zestaw) | Do głębokiego zagęszczania gruntów. Do pracy zestawu niezbędny jest zurow o udźwigu 6000 kg i wysokości podnoszenia 14 m oraz pompa do wody (Q=500l/min i H=85m stupa wody) | 300 | 100 | do 120 | ~ 0,13 (pole prze-kroju poprzecz-nego zagęszczonej cząstki) | 1200-1500 |

Jeśli pod warstwą usuwaną występuje podłoże o nośności większej od nośności poduszki piaskowej, to wówczas grubość tej poduszki równa jest odległości pomiędzy podstawą fundamentu a stropem warstwy o dużej nośności. Jeżeli natomiast pod warstwą powierzchniową ze słabonośnego gruntu zalega grunt o nośności co najwyżej poduszki piaskowej, to grubość poduszki musi być dobrana tak, aby obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża w stropie warstwy rodzimej było mniejsze od jednostkowego oporu obliczeniowego dla warstwy gruntu rodzimego. Wykonując poduszkę należy przestrzegać następujących zasad:

- szerokość poduszki powinna być większa od szerokości fundamentu,
- jeśli poduszka ma być poniżej zwierciadła wody gruntowej, to można piasek sypać wprost do wody i wykonany nasyp zawibrować wibratorem wgłębnym,
- przy sypaniu piasku na "sucho" należy układać go warstwami i ubijać polewając ewentualnie wodą tylko wtedy, jeśli jest możliwy odpływ wody,
- po wykonaniu poduszki piaskowej sprawdza się sondą jej stopień zagęszczenia i ewentualnie koryguje szerokość fundamentu.

10.2.3. Wzmocnienie istniejącego podłoża

Znane są następujące sposoby wzmocnienia istniejącego podłoża:

- cementowanie, dla spękanego podłoża skalistego,
- zastrzyki cementowe dla gruntów niespoistych, jak żwiry, piaski grube i średnie,
- zastrzyki szkła wodnego i chlorku wapnia, dla piasków drobnych o współczynniku filtracji od 2 do 80 [m·24h⁻¹],
- zastrzyki szkła wodnego i kwasu fosforowego, dla piasków pylastych o współczynniku filtracji od 0,5 do 5,0 [m·24h⁻¹],
- zastrzyki szkła wodnego, dla gruntów lessowych o współczynniku filtracji od 0,1 do 2,0 [m·24h⁻¹],
- elektropetryfikacja dla piasków pylastych, glin piaszczystych, glin i ilów w stanie miękkoplastycznym o współczynniku filtracji mniejszym 0,1 [m·24h⁻¹].

Cementowanie polega na wtłaczaniu w grunt, przez specjalne otwory, rzadkiej zaprawy cementowej o stosunku 1:1 lub 1:3. Zaprawę tłoczy się pod ciśnieniem 0,3 - 0,6 MPa. Według doświadczeń cementowanie udaje się, jeśli średnica porów (wolnych przestrzeni) pomiędzy ziarnami gruntu wynosi więcej niż 0,1 mm.

Zastrzyki chemiczne, wymienione wyżej, wykonuje się przy użyciu rur stalowych (inżektorów) o średnicy 35 mm wbitych w grunt. Rura ma na dole ostrze, ponad którym znajdują się liczne otwory (o średnicy 2 mm), przez które wstrzykuje się płyn w grunt. Po wstrzyknięciu następuje reakcja nawet przy przepływających wodach gruntowych. Wprowadzanie roztworów zeskalających przy użyciu prądu stałego o napięciu 40 V nazywa się elektropetryfikacją. Stały prąd elektryczny wywołuje ruch wody w gruncie od anody do katody. Anodami są inżektory, natomiast katodami - pręty stalowe o średnicy 25 mm, wbite w grunt.

Do uszczelnienia luźnych żwirów i spękanego podłoża skalistego stosuje się bitumizację. Podczas bitumizacji wtłacza się w grunt ciekły bitum (asfalt, emulsja asfaltowa) na zimno lub gorąco. Zasięg bitumizacji jest dość ograniczony, grunt uszczelniony przez bitumizację jest słabszy od wzmacnianego cementowaniem. Bitumizację stosuje się przede wszystkim w gruntach z zawartością wód agresywnych.

10.3. Projektowanie poduszek piaskowych

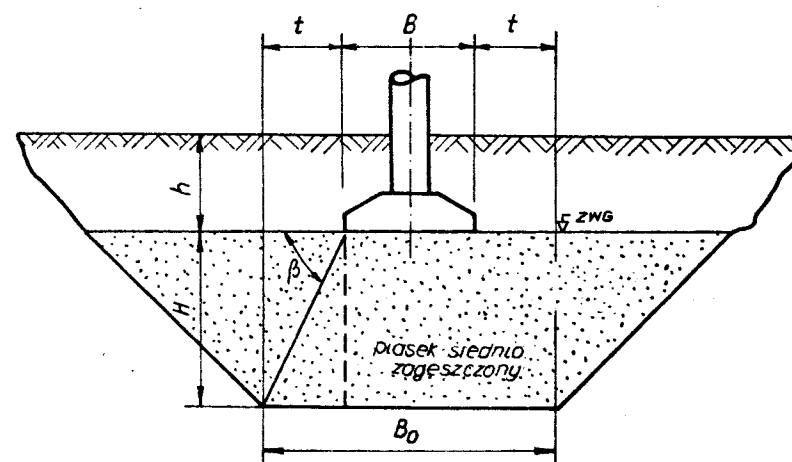
Poduszka piaskowa zwiększa stateczność fundamentu a także pełni rolę warstwy filtrującej wodę gruntową. Obliczeniowe obciążenie jednostkowe w podstawie poduszki może być mniejsze niż w podstawie fundamentu, zależy to od grubości warstwy poduszki piaskowej. Gdy grubość poduszki piaskowej jest niewielka, obciążenie może być nawet takie same. Osiadanie fundamentu zmniejsza się ze względu na to, że wartość modułu ściśliwości (E_0) gruntu poduszki piaskowej jest znacznie większa niż wartość gruntu spoistego stanowiącego słabonące podłoże.

Przyjmuje się taką grubość i szerokość poduszki, aby obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża nie przewyższało obliczeniowego oporu jednostkowego gruntu rodzimego. Wymaganą wysokość poduszki pod ławę fundamentową można określić ze wzoru

$$H = \frac{\frac{N}{q_f} - B}{2} \operatorname{tg} \beta, \quad (10.1)$$

w którym:

- N - całkowite obliczeniowe obciążenie podłoża na 1 m długości ławy łącznie z masą poduszki,
- q_f - obliczeniowy opór jednostkowy podłoża rodzimego,
- B - szerokość ławy fundamentowej,
- β - kąt nachylenia do poziomu płaszczyzny łączącej krawędź podstawy fundamentu z krawędzią podstawy poduszki piaskowej (rys.10.7).



Rys.10.7. Określenie szerokości poduszki piaskowej

Istnieje również zależność, która pozwala określić wysokość poduszki piaskowej ze wzoru

$$H = K_1 B. \quad (10.2)$$

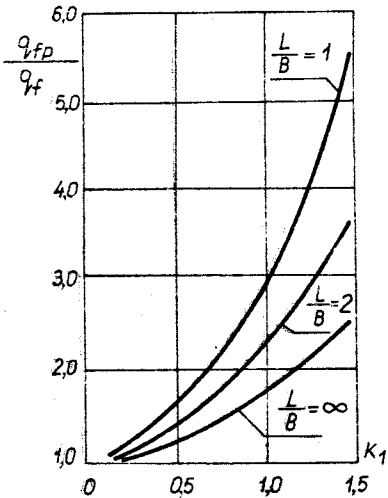
Współczynnik (K_1) wyznacza się z wykresu na rysunku 10.8 dla stosunków

$$q_{fp} : q_f \quad \text{oraz} \quad L : B$$

gdzie:

- q_f - obliczeniowy opór jednostkowy podłoża rodzimego,
- q_{fp} - obliczeniowy opór jednostkowy dla poduszki z piasku,
- B, L - szerokość i długość fundamentu.

Szerokość poduszki wynosi $B_0 = B + 2t$, przy czym $t = (0,1 \text{ do } 0,3)B$, 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 obciążenia w poziomie rodzimego podłoża gruntowego zalegającego pod poduszką, a także na sprawdzeniu stateczności poduszki przy działaniu sił poziomych i pionowych.



Rys.10.8. Wykresy określające wysokość poduszki piaskowej

Stateczność poduszki jest zachowana, gdy spełniona jest równość

$$Z_b = (1,20 \text{ do } 1,50)Z_a, \quad (10.3)$$

gdzie:

- Z_a - całkowite parcie czynne gruntu,
- Z_b - całkowite parcie bierne gruntu,

Zakłada się, że pomiędzy poduszką piaskową i gruntem otaczającym poduszkę znajduje się sztywna pionowa ściana oporowa o wysokości H (rys.10.9). Na tę ścianę działają z jednej strony siły całkowitego parcia czynnego piasku (Z_a), z drugiej zaś siły całkowitego parcia biernego (Z_b) 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 pomiędzy sobą jest równy zero. 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_0) z równości

$$\gamma_2 h_0 = \gamma_1 h + \gamma_b h_b \quad (10.4)$$

w której:

- γ_2 - masa objętościowa gruntu otaczającego poduszkę piaskową,
- γ_1 - masa objętościowa gruntu zalegającego nad poduszką piaskową,
- h - rzeczywista grubość gruntu nad poduszką piaskową,
- γ_b - masa objętościowa betonu stanowiącego posadzkę,
- h_b - grubość posadzki betonowej.

Wprowadzając obliczeniową wysokość zastępczą (h_0) przyjmuje się do obliczenia współczynnika parcia wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu otaczającego poduszkę piaskową (ϕ_{u2}).

2) Z rysunku 10.9 widać, że $Z_b = Z_{b1} + Z_{b2}$, zatem

$$Z_b = \gamma_2 H (h_0 + 0,5H) \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_{u2}}{2} \right). \quad (10.5)$$

Założenie występowania parcia i oporu gruntu na wyobraźlną ścianę oporową jest uproszczeniem. Takie założenie jest korzystne ze względów na bezpieczeństwo.

Parcie czynne składa się z trzech sił i wynosi $Z_a = Z'_a + Z''_a$, przy czym siła $Z'_a = Z'_{a1} + Z'_{a2}$ pochodzi od obciążenia znajdującego się nad poduszką i od obciążenia użytkowego posadzki, siła zaś Z''_a - od obciążenia fundamentem posadowionym na poduszce.

Żeby wyznaczyć siłę Z'_a , trzeba określić obliczeniową wysokość zastępczą (h'_0) z równości

$$\gamma_p h'_0 = \gamma_1 h + \gamma_b h_b + q, \quad (10.6)$$

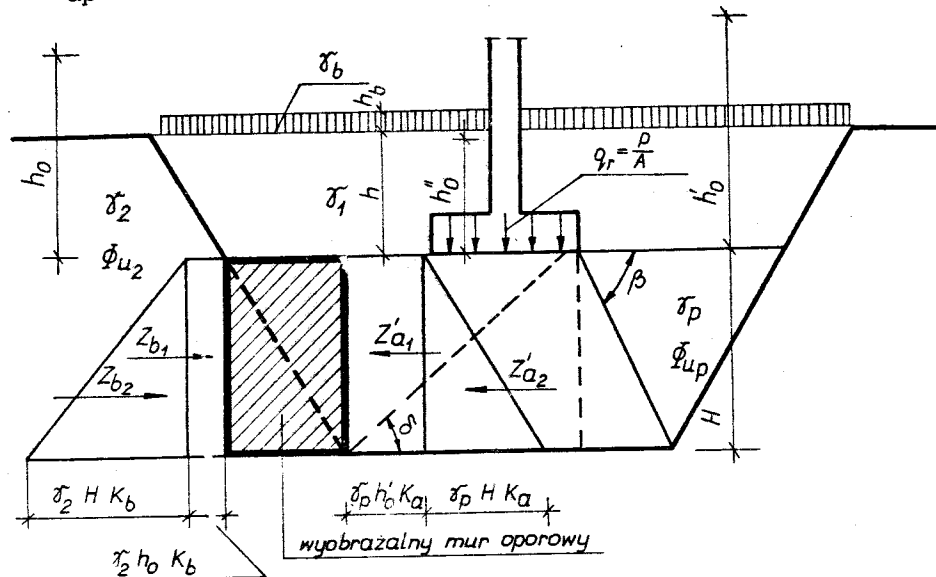
gdzie:

- q - jednostkowe obciążenie użytkowe posadzki,
- γ_p - masa objętościowa gruntu stanowiącego poduszkę.

Analogicznie jak we wzorze 10.5 całkowane parcie czynne Z'_a wyniesie

$$Z'_a = \gamma_p H (h'_o + 0,5H) \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_{up}}{2}) \quad (10.7)$$

gdzie:
 ϕ_{up} - kąt parcia wewnętrznego gruntu stanowiącego poduszkę.



Rys.10.9. Schemat do obliczania parcia czynnego i biernego

Określając Z'_a przyjęto na całej szerokości poduszki obciążenie warstwą gruntu i posadzką betonową, znajdującą się nad poduszką oraz obciążenie użytkowe posadzki. Dlatego też przy określeniu Z''_a należy obliczeniową wysokość zastępczą (h''_o) zmniejszyć albo zwiększyć (zależnie od wartości bezwzględnych) o wartość $(q_r - \sigma_b h_b - q): \sigma_p$, w której q_r oznacza obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem. Otrzymuje się więc wysokość równoważnej warstwy gruntu wynoszącą

$$h''_o = h'_o - (q_r - \sigma_b h_b - q): \sigma_p$$

Wartość Z''_a przyjęto w postaci

$$Z''_a = 0,5 \gamma_p H^2 (1 + \frac{2h''_o}{H}) \lambda_a \quad (10.8)$$

gdzie:

$$\lambda_a = \frac{\text{tg} \delta - A}{\text{tg}(\delta - \phi_{up})}$$

$$A = \frac{2 t h'_o}{H(H + 2h'_o)}$$

$$\text{tg} \delta = - \text{tg} \phi_{up} + \sqrt{(1 + \text{tg}^2 \phi_{up})(1 + \frac{A}{\text{tg} \phi_{up}})}$$

t - odległość jak na rysunku 10.7,

δ - kąt nachylenia powierzchni poślizgu do poziomu,

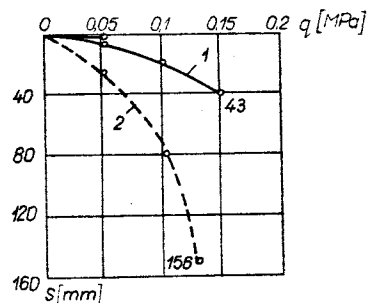
Do wzoru (10.8) bierze się różne wysokości zastępcze h''_o na szerokości klina odłamu.

10.4. Projektowanie pali piaskowych

Zwiększenie nośności podłoża gruntowego może nastąpić po gęszczeniu gruntu zalegającego pod podstawą fundamentu. Nośność podłoża można zwiększyć przez uformowanie pali piaskowych. Wykres na rysunku 10.10 pokazuje zmianę ścisłości gruntu przed i po wykonaniu pali piaskowych.

Zagęszczenie gruntu spoistego o $J_L > 0,25$ 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 słabonośnego 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 $J_L = 0,75$). Spostrzeżenie to jest słuszne, jeśli pale nie osiadają, a ława lub płyta wiążąca je jest również odpowiednio sztywna. Natomiast moduł pala piaskowego E_p wynosi od 30 do 55 MPa, przy stopniu zagęszczenia $J_D = 0,20$, i różni się niewiele od modułu pierwotnego odkształcenia otaczającego go gruntu słabonośnego. Przyjmuje się ma-

te moduły pierwotnego odkształcenia pali piaskowych, ponieważ na ogół nie ubijamy piasku w palach. Pale piaskowe przenoszą obciążenie we współpracy z otaczającym je gruntem. Innymi słowy fundament



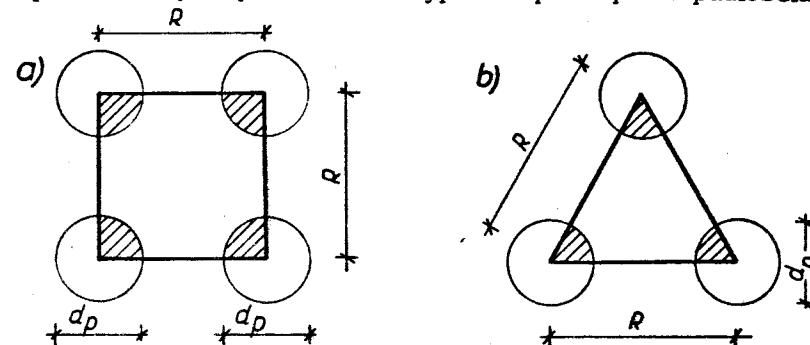
Rys.10.10. Zmiana ścisłości podłoża gruntowego po wykonaniu pali piaskowych. 1 - grunt po zagęszczeniu, 2 - grunt przed zagęszczeniem

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 zagęszczonego 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 słabonośny 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_0 wzrasta zaś kilkakrotnie. Przez trzon pala piaskowego woda odsączy się, ale projektując nie uwzględnia się wpływu czasu odsączania.

Rozstaw pali oraz ich średnice powinny być ustalone w zależności od wymaganego modułu (E_0) podłoża po zagęszczeniu gruntu. Pale rozmieszcza się w planie "kwadratu" lub "trójkąta", przy czym odległości pomiędzy 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 $0,1B$, 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.10.11a). 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 pominiemy częściowe ich wyparcie poza prostopadłościan.



Rys.10.11. Rozstawienie pali: a) w "kwadrat", b) w "trójkąt"

Niezmiennosc objętości szkieletu gruntowego w prostopadłościanie wynosi:

$$\frac{R^2 h}{1 + e_n} = \frac{(R^2 - \frac{\pi d_p^2}{4}) h}{1 + e_z} \quad (10.9)$$

gdzie h jest długością pali,

Po rozwiązaniu otrzymamy

$$R = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_p \sqrt{\frac{1 + e_n}{e_n - e_z}} \quad (10.9a)$$

gdzie:

e_n - wskaźnik porowatości gruntu rodzimego przed zagęszczeniem,

e_z - wskaźnik porowatości gruntu rodzimego po zagęszczeniu,

d_p - średnica pala piaskowego.

Masę objętościową gruntu zagęszczonego za pomocą pali piaskowych określa wzór:

$$\gamma_z = \frac{\gamma_s}{1 + e_z} (1 + 0,01 w) \quad (10.10)$$

gdzie:

γ_s - masa właściwa gruntu [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$],

w - wilgotność naturalna gruntu słabonośnego przed zagęszczeniem [%];

Masa objętościowa gruntu słabonośnego przed zagęszczeniem wynosi analogicznie

$$\gamma = \frac{\gamma_s}{1 + e_n} (1 + 0,01 w) . \quad (10.11)$$

Podstawiając zależności określone wzorami (10.10) i (10.11) do wzoru (10.9a) otrzymamy:

$$R = 0,886 d_p \sqrt{\frac{\gamma_z}{\gamma_z - \gamma}} . \quad (10.11a)$$

We wzorze (10.10) "w" jest wilgotnością gruntu przed zagęszczeniem i oznacza to, że po zagęszczeniu wilgotność nie zmienia się, a więc ilość wody zawartej w porach gruntu również nie ulega zmianie. Takie założenie powstało, gdy wprowadzona została do wzoru (10.10) masa właściwa gruntu γ_s zamiast masy objętościowej szkieletu gruntowego γ_d . Przyjęto w tym objętość wyciętej próbki gruntu $V = 1,0 \text{ cm}^3$, w której zakłada się niezmienną objętość szkieletu gruntowego $V_s = \text{const}$. 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, odległość pali piaskowych, przy ich rozstawieniu w "trójkąt" (rys.10.11b), można wyrazić zależnością

$$\frac{\frac{\sqrt{3}}{4} R^2 h}{1 + e_n} = \frac{(\frac{\sqrt{3}}{4} R^2 - \frac{\pi d_p^2}{8})h}{1 + e_z} , \quad (10.12)$$

skąd

$$R = 0,952 d_p \sqrt{\frac{1 + e_n}{e_n - e_z}} , \quad (10.12a)$$

a po podstawieniu wartości określonych wzorami (10.10) i (10.11) otrzymuje się:

$$R = 0,952 d_p \sqrt{\frac{\gamma_z}{\gamma_z - \gamma}} .$$

Zakładając niewielką dokładność obliczenia, wynikającą z uproszczenia założeń, można w wyrażeniach na R (wzory 10.11a i 10.12a) przyjąć jednakowy współczynnik liczbowy 0,9.

Pole przekroju poprzecznego pracujących pali piaskowych można określić ze wzoru

$$A_p = A_o \frac{e_n - e_z}{1 + e_z} = A_o \Omega , \quad (10.13)$$

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 fundamentów, uwzględniającego nieprzekroczenie dopuszczalnego osiadania budowli, rozstaw pali piaskowych oblicza się ze wzoru:

$$R = \left(\frac{3 S_{\text{dop}}}{S} + 1 \right) d_p , \quad (10.14)$$

gdzie:

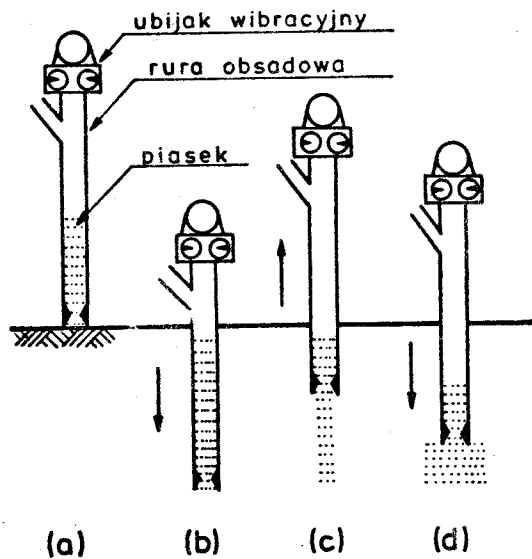
S_{dop} - dopuszczalna, określona normą, wartość osiadania fundamentu,

S - obliczeniowa wartość spodziewanego osiadania.

Podany sposób posadowienia za pomocą pali piaskowych prowadzi bezpośrednio do zwiększenia nośności podłoża gruntowego.

10.5. Pale piaskowe o dużych średnicach

Proces formowania pala piaskowego o dużej średnicy w słabonośnym podłożu gruntowym pokazano na rysunku 10.12.



Rys.10.12. Proces formowania pala piaskowego

Rura obsadowa wprowadzana jest w grunt przez ubijak wibracyjny (a). Po zagłębieniu rury na żadaną głębokość wypełnia się ją piaskiem przez lej wsepowy (b). Następnie rurę obsadową podciąga się trochę i formuje pal piaskowy (c) używając sprężonego powietrza. Powtórnie 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.

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 tej metody użyć jako sposobu wymiarny słabonośnego gruntu podłoża przez formowanie pali piaskowych.

Podczas obciążania fundamentu posadowionego na palach piaskowych pojawiają się koncentracje naprężeń rosnące w miarę osiadania

fundamentu, ponieważ istnieje duża różnica pomiędzy odkształcalnością pala piaskowego i podłoża z gliny plastycznej. Jak pokazano na rysunku 10.13 współczynnik koncentracji naprężeń ma postać $m = \sigma_s : \sigma_c$, natomiast współczynnik zastąpienia gruntu $a_s = A_s : (A_s + A_c)$. Z warunków równowagi sił otrzymuje się następujące równania:

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (10.15)$$

$$\sigma_c = \sigma : [1 + (m - 1)a_s] = \mu_c \sigma \quad (10.16)$$

$$\sigma_s = m\sigma : [1 + (m - 1)a_s] = \mu_s \sigma, \quad (10.17)$$

gdzie:

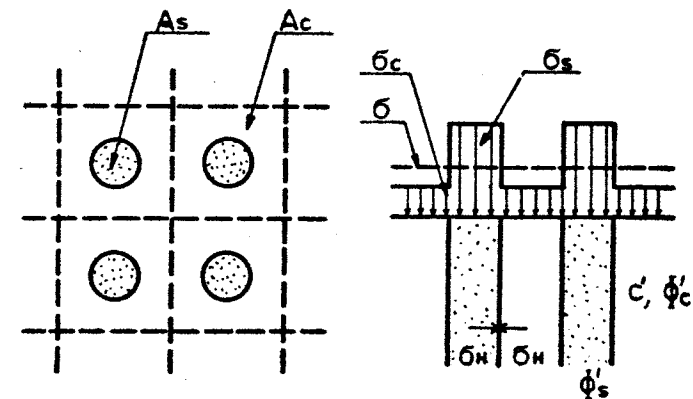
μ_c i μ_s - stosunek naprężeń w glinie i w piasku w porównaniu do średniego obciążenia σ ,

A_s - pole powierzchni przekroju poprzecznego pala piaskowego,

A_c - pole powierzchni przekroju poprzecznego podłoża z gliny, przypadającego na jeden pal piaskowy,

σ - średnie obciążenie fundamentu lub naziomu,

σ_s, σ_c - naprężenia odpowiednio w piasku i w glinie.



Rys.10.13. 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.

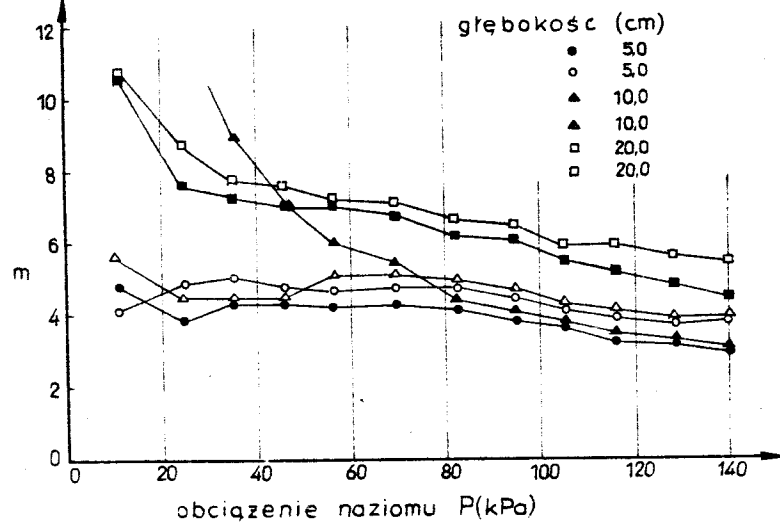
Równanie (10.15) otrzymuje się z badań obciążenia modelu fundamentu na palach piaskowych przeprowadzonych w warunkach bez odpływu. Do badań modelowych można przyjąć zbiornik o średnicy 60 cm i wysokości 45 cm, wypełniony gliną rozrobioną z olejem (lub ropą) i wykonać w nim pięć pali piaskowych o średnicy 5 cm rozstawionych co 7,0 cm. Obciążenie przekazuje się przez płytę o średnicy 22,5 cm umieszczoną w środku modelu. W piasku i w glinie na różnych głębokościach mierzy się zmiany ciśnienia w gruncie. Otrzymane zależności pomiędzy m i obciążeniem naziomu P pokazano na rysunku 10.14.

Z warunku plastyczności dla piasku i gliny otrzymuje się odpowiednio dwa następujące równania:

$$1 \leq \frac{\sigma_s}{\sigma_H} \leq \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \quad (10.18)$$

$$\sigma_H \leq \sigma_c + 2c \quad (10.19)$$

gdzie: σ_H - naprężenie poziome działające na granicy gliny i pala piaskowego.

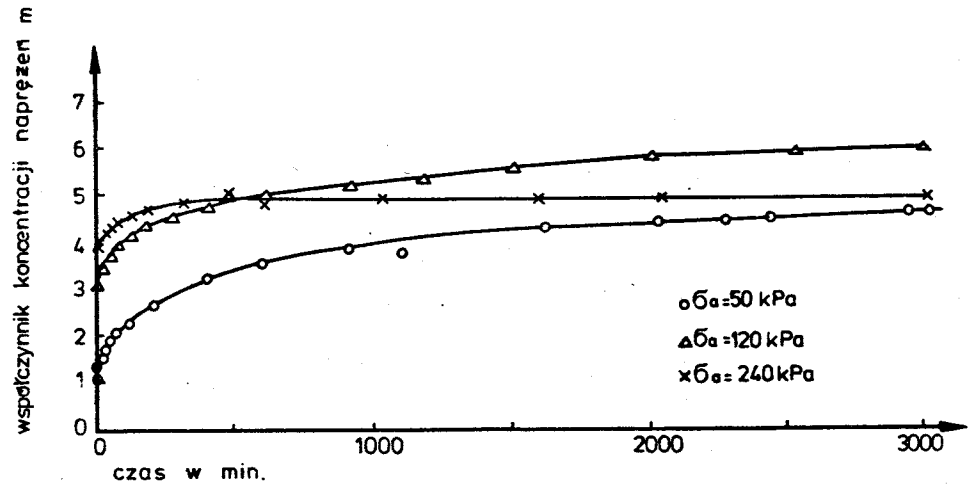


Rys.10.14. Zależność pomiędzy m i P z badań obciążenia modelu fundamentu na palach piaskowych

Z równań (10.18) i (10.19) wynika, że m_y , czyli m przy płynieciu, ograniczone jest następującą nierównością:

$$m_y \leq \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \left(1 + \frac{2c}{\sigma_c} \right) \quad (10.20)$$

Zależność (10.16) 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_c i σ_s mierzone są czujnikami sił w podstawie. Obciążenie osiowe σ_a wzrasta co 5000 min. Zmiany wielkości współczynnika m w czasie ilustruje rysunek 10.15.



Rys.10.15. Zależność współczynnika koncentracji naprężeń od czasu (współczynnik m podczas konsolidacji)

Warunek płyniecia dla piasku jest wyrażony wzorem (10.18), natomiast z warunków równowagi granicznej dla gliny, badanej w warunkach z odpływem, otrzymuje się.

$$1 \leq \frac{\sigma_H}{\sigma_c} \leq \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (10.21)$$

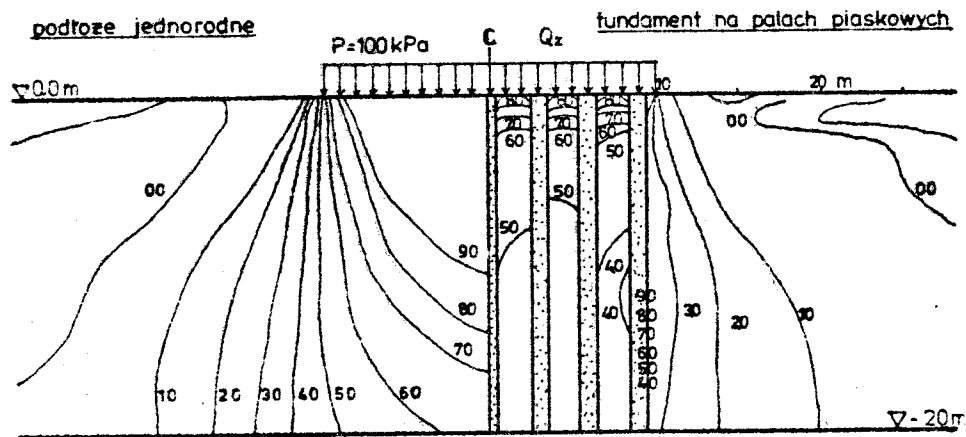
gdzie: ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznej gliny.

Z równań (10.18) i (10.21) otrzymujemy zależność:

$$\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \leq m_y \leq \frac{1 + \sin \phi'_s}{1 - \sin \phi'_s} \quad (10.22)$$

Tuż 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_y , 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 (10.18), (10.20) i (10.22) użyć parametru wytrzymałości residualnej ϕ_{sr} zamiast ϕ_s .

Rysunek 10.16 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.



Rys.10.16. Rozkład naprężeń pod fundamentem na palach piaskowych oraz w podłożu jednorodnym

Obliczenia wykonano przyjmując: $q_u = 40$ kPa, $E_o = 5$ MPa, $\nu = 0,499$ i $E = E_o \left\{ 1 - \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_u} \right]^2 \right\}$ dla gliny oraz $\phi_{sr} = 40^\circ$, $E_o = 25$ MPa. (E - moduł liniowej odkształcalności) $\nu = 0,499$ i $E = E_o \left\{ 1 - \left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) - 1 \right] : \left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{max} - 1 \right] \right\}^2$ dla piasku,

używając prostokątnych elementów skończonych. Rysunek 10.16 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 pod działaniem obciążenia P można określić następująco:

$$S = m_v PH, \quad (10.23)$$

gdzie:

m_v - współczynnik zmiany objętości,

$$m_v = (e_o - e) : [(1 + e_o)\Delta\sigma']$$

H - grubość warstwy.

Uwzględniając efekt redukcji naprężeń w glinie, opisany za pomocą równania (10.16), można określić osiadanie S fundamentu na palach piaskowych:

$$S = m_v(\mu_c P)H \quad (10.24)$$

Porównując równania (10.23) i (10.24) otrzymujemy wskaźnik redukcji osiadań jako równy μ_c

$$\beta = \mu_c = 1 : [1 + (m - 1) a_s] \quad (10.25)$$

W dalszej kolejności są rozpatrywane dwa mechanizmy zniszczenia fundamentu posadowionego na palach piaskowych. Jeden mechanizm opiera się na założeniu, że masa gruntu ślizga się wzdłuż kołowej linii poślizgu. Przy takim założeniu nośność graniczną określa się sumując opór ścinania τ_s pali piaskowych i opór ścinania τ_c 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 w fundamencie 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 niż w przypadku podłoża jednorodnego. Badania 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. Ponadto, wpływ pali piaskowych na przyspieszenie konsolidacji może być prawie taki sam jak wpływ drenów piaskowych. Dzięki tym właściwościom fundament na palach piaskowych może przenosić większe obciążenia konstrukcji w krótszym czasie niż przenosi to podłoże pierwotne lub podłoże z drenami piaskowymi.

Projektując nasyp na palach piaskowych otrzymuje się współczynniki bezpieczeństwa metodą kołowej linii poślizgu. Rysunek 10.17 wskazuje, że opór ścinania τ otrzymuje się w wyniku dodania oporu ścinania gliny (τ_c) i piasku (τ_s) wzdłuż linii poślizgu

$$\tau = (1 - a_s) \tau_c + a_s \tau_s \cos \alpha \quad (10.26)$$

gdzie α jest kątem pomiędzy styczną do linii poślizgu w rejonie każdego pala piaskowego, a poziomem.

Wartość τ_c równa się wytrzymałości na ścinanie gliny w warunkach bez odpływu. Wartość τ_s otrzymuje się z następującego równania:

$$\tau_s = P_z \operatorname{tg} \phi_{sr} \cos \alpha \quad (10.27)$$

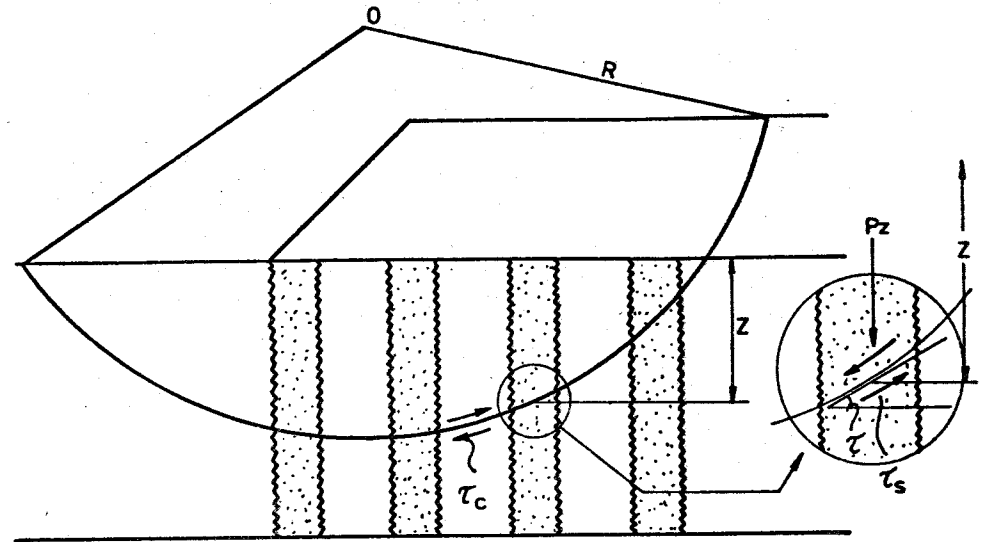
gdzie P_z jest naprężeniem pionowym działającym na linii poślizgu, obliczonym w następujący sposób:

$$P_z = \gamma'_s Z + \bar{\sigma}_z \mu_s \quad (10.28)$$

przy czym:

$\gamma'_s Z$ - efektywny naddatek ciśnienia wynikający z masy pala piaskowego,

$\bar{\sigma}_z \mu_s$ - wzrost naprężenia od obciążenia nasypem.



Rys.10.17. Schemat obliczeniowy metody kołowej linii poślizgu

Przyjmuje się, że rozkład $\bar{\sigma}_z$ 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 rys.10.15).

Jak wspomniano, wielkość osiadań fundamentu na palach piaskowych można oszacować ze wzoru (10.24). W przypadku gdy wartość a_s wynosi znacznie więcej niż 0,3, równanie to zawyża wartości osiadań, ponieważ efekt zastąpienia gruntu podłoża 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

$$\Delta C_t = \bar{\sigma}_z \mu_c \frac{\tau_c}{P} U_t \quad (10.29)$$

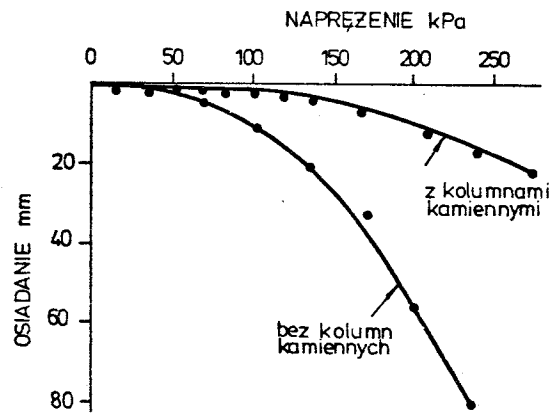
gdzie U_t oznacza stopień konsolidacji w określonym czasie.

10.6. Kolumny kamienne

Metoda konstruowania kolumn kamiennych, służących do wzmocnienia podłoża z gliny plastycznej jest techniką raczej nową, wprowadzoną po raz pierwszy w latach sześćdziesiątych. Metoda ta polega na drażeniu 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 10.18.

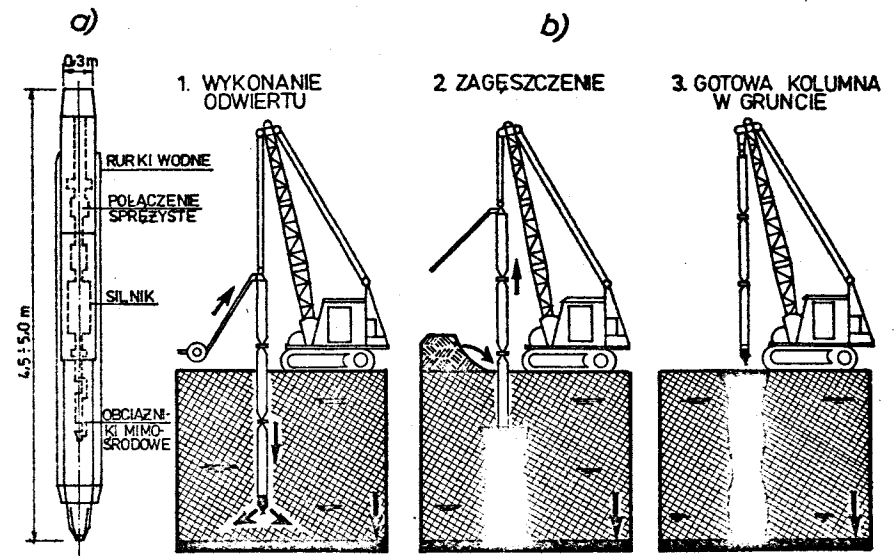


Rys.10.18. Efektywność wzmocnienia słabonośnego podłoża gliniastego przy użyciu kolumn kamiennych

Na rysunku tym pokazano charakterystyki 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 o długości 2-5 m i średnicy 0,3 - 0,4 m, wykonuje się odwiert do założonej głębokości (rys.10.19a).

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 masą własną, czemu towarzyszy często wtryskiwanie wody (rys.10.19b).



Rys.10.19. Osprzęt i sposób wykonania kolumn kamiennych: a) świder, b) wykonanie kolumn

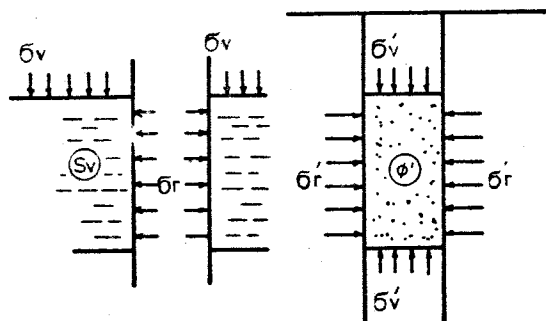
Wymiary wykonanego w ten sposób otworu zależne są od konsystencji gruntu spoistego, ale nie przekraczają na ogół 0,7 - 0,9 m. Po wyciągnięciu świdra otwór wypełnia się tłuczniem. Ten sam świder używany jest do zagęszczania kolumn (warstwami). Wielkość obciążenia, jakie może przenieść pojedyncza kolumna 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.10.20).

Pionowe naprężenie efektywne σ'_v pochodzi od obciążenia powierzchni gruntu, natomiast promieniowe naprężenie efektywne σ'_r pochodzi od reakcji poziomej gruntu.

Parametrami zachowania się podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami kamiennymi są:

- wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu wody,
- naprężenia boczne w gruncie "in situ",
- charakterystyka promieniowa naprężenie-odkształcenie gruntu,
- wymiary kolumny,
- charakterystyka naprężenie-odkształcenie i kąt tarcia wewnętrznego φ' materiału kamiennego.



Rys.10.20. Naprężenia działające na kolumnę kamienną

Pomija się efekt konsolidacji gruntu na skutek obciążenia przyłożonego na powierzchni. Maksymalne pionowe naprężenie efektywne, $\sigma'_{v,max}$, które może przenieść kolumna jest osiągnięte wówczas, gdy grunt ulega promieniowemu zniszczeniu na skutek osiągnięcia maksymalnego naprężenia promieniowego $\sigma'_{r,max}$ dopuszczalnego dla gruntu. Warunek zniszczenia, który uzależnia naprężenia pionowe i promieniowe jest następujący:

$$\sigma'_{v,max} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_{r,max} \quad (10.30)$$

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

$$\sigma'_{v,max} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} (\sigma'_{r,o} - u + K s_u) \quad (10.31)$$

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 (10.31) jako kryterium wymiarowania.

11. GRUNT ZBROJONY

11.1. Podstawowe wiadomości o gruntach zbrojonych

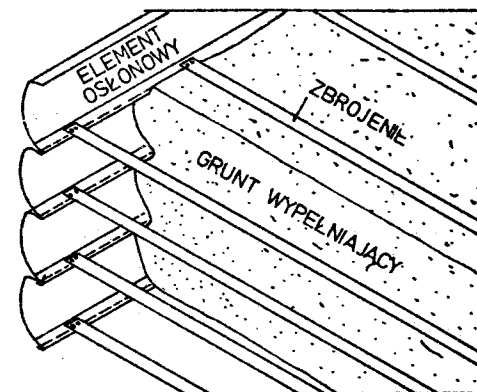
Grunt zbrojony jest kompozytowym materiałem konstrukcyjnym, który w ostatnich latach znalazł szerokie zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej. Jest to materiał utworzony przez połączenie gruntu i zbrojenia ułożonego w miejscach, gdzie grunt jest najłabszy lub najbardziej obciążony. Współpraca gruntu i zbrojenia zapewniona jest dzięki występowaniu tarcia pomiędzy tymi materiałami. Naprężenia rozciągające, które pojawiają się w gruncie, przyjmowane są przez zbrojenie o znacznej wytrzymałości na rozciąganie i stosunkowo małej odkształcalności, zatem materiał wykazuje cechy spójności w kierunku ułożenia zbrojenia. Dzięki temu grunt zbrojony ma duże zalety konstrukcyjne i ekonomiczne w porównaniu z gruntem w stanie naturalnym, podobnie jak żelbet w porównaniu z betonem niezbrojonym. Na rysunku 11.1 pokazano trzy zasadnicze części składowe z gruntu zbrojonego, są to:

- grunt wypełniający, na ogół wyselekcjonowany grunt niespoisty,
- zbrojenie, na ogół w formie taśm metalowych układanych warstwami poziomymi,
- element osłonowy, połączony z taśmami metalowymi.

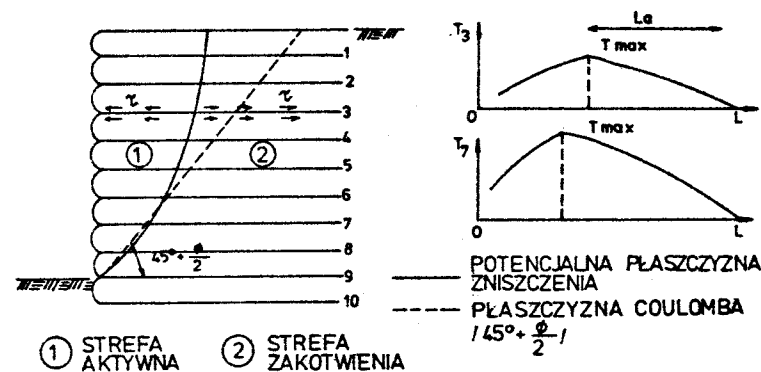
Twórcą omówionej koncepcji zbrojenia gruntu cięgnami metalowymi był francuski inżynier Henri Vidal, który opatentował swój wynalazek na początku lat sześćdziesiątych. Pierwszymi konstrukcjami inżynierskimi z gruntu zbrojonego były mury oporowe.

Badania doświadczalne przeprowadzone na konstrukcjach tego rodzaju wykazały, że siła rozciągająca przenoszona przez warstwy

zbrojenia wzrasta wraz ze wzrostem zagłębienia warstwy. Ponadto, w pojedynczym pasku zbrojenia, siła rozciągająca zmienia się wzdłuż jego długości, osiągając wartość największą w pewnej odległości od lica muru (rys.11.2).



Rys.11.1. Elementy składowe konstrukcji z gruntu zbrojonego



Rys.11.2. Schemat muru oporowego z gruntu zbrojonego - rozkład sił rozciągających w warstwach zbrojenia

Punkt, w którym siła rozciągająca w pasku zbrojenia jest największa, wyznacza granicę pomiędzy dwiema strefami gruntu zaznaczonymi na rysunku 11.2. Strefa 1 umiejscowiona w pobliżu lica muru zwana jest strefą aktywną lub strefą parcia. Utrzymywana jest przez zbrojenie zamocowane w strefie 2, czyli tzw. strefie zakotwienia lub oporu.

Jeśli zbrojenie nie ulega zniszczeniu, obie strefy pozostają ze sobą związane i zapewniają wewnętrzną spójność całej konstrukcji. Linia graniczna, będąca miejscem geometrycznym największych sił rozciągających w warstwach zbrojenia, wyznacza potencjalną powierzchnię załamania masywu z gruntu zbrojonego.

11.2. Materiały

Zbrojenie współpracuje z gruntem dzięki występowaniu tarcia, dlatego grunt wypełniający powinien charakteryzować się dużym kątem tarcia wewnętrznego. Zatem stosuje się w zasadzie tylko grunty niespoiste, tj. żwiry, pospółki i piaski. Według przepisów obowiązujących w Wielkiej Brytanii grunt niespoisty powinien spełniać następujące kryteria uziarnienia:

Tabela 11.1.

| Wymiar sita (BS) ^x | 125 | 90 | 10 | 600 | 63 |
|---|-----|-------------|-------------|------------|----------|
| | mm | | | µm | |
| Masa przechodząca przez sito [%] | 100 | 85- -100 | 25- -100 | 10- -65 | 0- 10 |
| (BS) ^x - British Standard: według norm brytyjskich | | | | | |

Wspomniane przepisy dopuszczają również stosowanie gruntów spoistych, wykazujących tarcie wewnętrzne, które spełniają następujące wymagania:

- zawartość procentowa cząstek o wymiarach 2µm i drobniejszych $\leq 10\%$ w stosunku masowym,
- uziarnienie drobniejsze niż podano w tabeli 11.2,
- granica płynności $w_L \leq 0,45$ i wskaźnik plastyczności $I_p \leq 0,20$ określone dla gruntu przechodzącego przez sito o wymiarze 425 µm według norm brytyjskich.

Zaleca się, aby wartość kąta tarcia wewnętrznego nie była mniejsza niż 25°, w przypadku gruntu niespoistego, i 20° w przypadku gruntu spoistego, wykazującego tarcie wewnętrzne.

Ponadto wymagane jest, aby grunt współpracujący ze zbrojeniem nie zawierał domieszek organicznych. Wskaźnik różnoziarnistości gruntu powinien wynosić $U \geq 5$.

Tabela 11.2.

| Wymiar sita (BS) ^x | 125 | 90 | 10 | 600 | 63 |
|----------------------------------|-----|----|----|-----|----|
| | mm | | | µm | |
| Masa przechodząca przez sito [%] | 100 | 85 | 25 | 10 | 10 |

Właściwości użytkowe gruntu powinny umożliwiać dobre zagęszczenie. Ze względu na niebezpieczeństwo korozji zbrojenia w gruncie, w przypadku stosowania zbrojenia metalowego, idealnie dobrany grunt wypełniający powinien cechować się następującymi właściwościami:

- wysoką wartością oporu elektrycznego właściwego,
- wysoką wartością potencjału redox (utleniająco-redukcyjnego),
- małą wilgotnością naturalną,
- obojętnym odczynem pH (wykładnik stężenia jonów wodorowych) wody związanej fizycznie z ziarnami gruntu.

Dodatkowym kryterium wyboru rodzaju gruntu wypełniającego jest odległość występowania złóż odpowiedniego gruntu od miejsca budowy.

Dla porównania przepisy obowiązujące we Francji zalecają stosowanie wyłącznie gruntów niespoistych, zawierających nie więcej niż 15% masy ziaren drobniejszych niż 80 µm. Największy wymiar ziaren ograniczony jest do 350 mm, a zawartość frakcji 150 - 350 mm nie może być większa od 25%. Zaleca się, aby wartość współczynnika tarcia pomiędzy zbrojeniem i gruntem wypełniającym nie była mniejsza niż 0,35.

Jako zbrojenie gruntów można stosować taśmy, pręty, arkusze, siatki lub maty wykonane z materiałów cechujących się odpornością na korozję w gruncie. Właściwości materiałów powinny umożliwiać przenoszenie sił rozciągających i przeciwstawienie się odkształceniom masy gruntu. Najczęściej stosowane są taśmy ze stali galwanizowanej, stali nierdzewnej, stopu aluminium lub miedzi. Elementy zbrojenia to płaskowniki o szerokości 40 - 120 mm przewiercone w jednym końcu w celu zamocowania do elementów osłonowych. W przypadku dwukierunkowego działania naprężeń poziomych w masie gruntu sto-

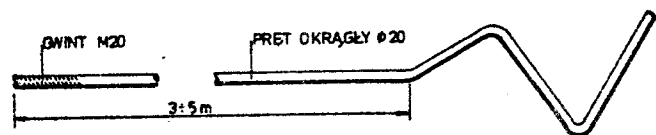
suje się zbrojenie w postaci arkuszy lub siatek z metali. Właściwości metali dopuszczonych do wykonania elementów zbrojenia według przepisów brytyjskich podano w tabeli 11.3.

Znajomość bezwymiarowego współczynnika α pozwala na oszacowanie dla celów projektowych wartości współczynnika tarcia pomiędzy gruntem i zbrojeniem (f) według następującego wzoru:

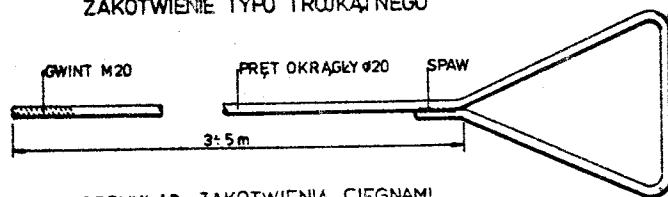
$$f = \alpha \operatorname{tg} \phi .$$

Istnieje możliwość zwiększenia tarcia pomiędzy tymi materiałami przez żłobienie elementów zbrojenia lub zdeformowanie kształtu. Istotnym osiągnięciem w tym zakresie jest stosowanie elementów z zakotwieniami typu trójkątnego i typu "Z" (rys.11.3).

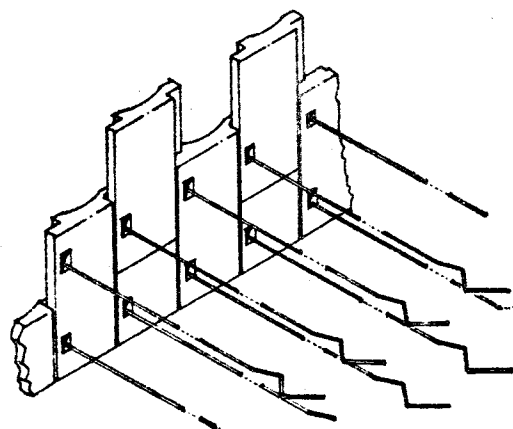
ZAKOTWIENIE TYPU „Z”



ZAKOTWIENIE TYPU TRÓJKĄTNEGO



PRZYKŁAD ZAKOTWIENIA CIĘGNAMI



Rys.11.3. Cięgna zbrojeniowe z zakotwieniami

Tabela 11.3.

Właściwości materiałów zbrojenia

| Materiał | Wytrzymałość na rozciąganie | Granica plastyczności | Moduł Younga | Dopuszczalne naprężenie rozciągające | Wydłużenie przy obciążeniu użytkowym | Masa względna na jednostkę siły | Współczynnik α |
|---|-----------------------------|-----------------------|--------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| | MPa | MPa | GPa | MPa | % | - | - |
| Stal galwanizowana miękka (BS 1449, Pt 1: KHR 34/20P) | 340 | 200 | 200 | 120 | 0,06 | 100 | 0,50 |
| Stal galwanizowana o wysokiej granicy plastyczności (BS 1449, Pt 1: KHR 54/35P) | 540 | 350 | 200 | 190 | 0,10 | 69 | 0,50 |
| Stal nierdzewna walcowana na zimno (BS 1449, Pt 2: 316S16) | 540 | 400 | 200 | 220 | 0,11 | 44 | 0,46 |
| Stal nierdzewna hartowana (BS 1449, Pt 2: 316S16) | 1150 | 800 | 200 | 440 | 0,22 | 24 | 0,46 |
| Stop aluminium (BS4300) 8: | 270 | 200 | 70 | 120 | 0,17 | 27 | 0,46 |
| Miedź (BS 2870:C101, $\frac{1}{2}$ H) | 245 | 180 | 125 | 110 | 0,09 | 97 | 0,46 |
| Plastyk zbrojony włóknami szklanymi - "Fibretain" | - | - | 40 | 80 | 0,20 | 37 | - |

Zbrojenia układa się w taki sposób, aby płaszczyzna zakotwie-
nia była pozioma.

Spośród niemetałów stosowanych do wykonania cięgien zbrojenio-
wych na uwagę zasługują materiały kompozytowe, takie jak np. plas-
tyk zbrojony włóknami szklanymi. Niektóre właściwości takiego tworzy-
wa znanego w Wielkiej Brytanii pod handlową nazwą "Fibretain" po-
dano w tabeli 11.3. Jak wykazały badania doświadczalne materiał ten
charakteryzuje się wyższym współczynnikiem tarcia o grunt niż me-
tale. Podstawową zaletą plastyku uzbrojonego włóknami szklanymi
jest duża odporność na korozję w gruncie, co umożliwia stosowanie
tego materiału w przypadku gruntów wypełniających o znacznej agre-
sywności. Główną jego wadą okazuje się dość wysoka cena. W tym
kontekście należy wymienić inne materiały, tanie i odporne na korozję
w gruncie, jakimi są włókna techniczne produkowane z nylonu, po-
liestru, polipropylenu lub polietylenu. Właściwości włókien zależą w
dużej mierze od sposobu produkcji. Istotną wadą włókien jest nad-
mierna odkształcalność, co w konsekwencji uniemożliwia pełne wyko-
rzystanie wytrzymałości materiału na rozciąganie i grozi niedopusz-
czalnymi dużymi przemieszczeniami konstrukcji z gruntu zbrojonego.

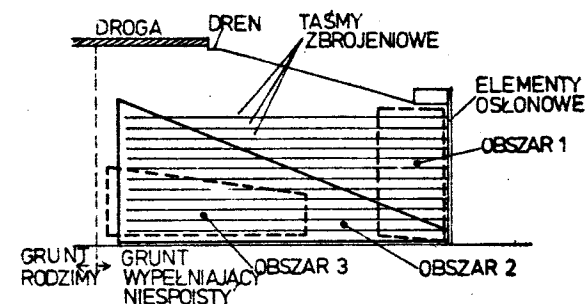
Jako elementy osłonowe stosuje się płyty żelbetowe (prefabryko-
wane lub betonowane na miejscu), kształtowniki wykonane ze stali
galwanizowanej czy też nierdzewnej albo z kompozytów betonopodob-
nych.

11.3. Trwałość konstrukcji z gruntu zbrojonego

Trwałość konstrukcji z gruntu zbrojonego zależy od odporności
elementów zbrojenia, osłon i połączeń na korozję w gruncie. Problem
trwałości nabiera szczególnego znaczenia w przypadku stosowania
elementów metalowych, których odporność na korozję uzależniona
jest od ich właściwości chemicznych i elektrochemicznych na styku
z ziarnami gruntu. Najważniejszymi czynnikami wpływającymi na szyb-
kość korozji elementów metalowych w gruncie są: wilgotność i jedno-
rodność gruntu, stopień zagęszczenia gruntu i odwodnienie. Wilgot-
ność gruntu jest czynnikiem bardzo ważnym - grunt suchy nie jest
korozyjny. Cechy korozyjności gruntu pojawiają się od wilgotności
5%; korozyjność wzrasta ze wzrostem wilgotności. Maksimum korozyj-

ności przypada w zakresie wilgotności 30 - 60%. Poniżej wilgotności
30% i powyżej 60% pojawiają się przeważnie wżery korozyjne. Jedno-
rodność gruntu jest istotna, aby zapobiec miejscowej korozji zbroje-
nia, np.: niewielka zawartość frakcji ilowej w gruncie niespoistym może
spowodować powstanie głębokich wżerów. Wzrost stopnia zagęszcze-
nia gruntu implikuje generalnie obniżenie jego agresywności. Badania
doświadczalne wykazały, że np. wzrost wilgotności zwiększa korozję
metali w gruncie luźnym. W gruncie o tej samej wilgotności, lecz za-
gęszczonym, korozja się zmniejsza.

Na rysunku 11.4 zilustrowano schematycznie niebezpieczeństwo ko-
rozji w różnych strefach konstrukcji z gruntu zbrojonego.



Rys.11.4. Obszary istnienia niebezpieczeństwa
korozji w konstrukcji z gruntu zbrojonego

Obszar 1 jest strefą gruntu mniej zagęszczonego i jednocześnie
strefą, w której znajdują się połączenia zbrojenia i osłon. Spływ wo-
dy z jezdni, opady deszczu na elementy osłonowe i ewentualny prze-
pływ wody z uszkodzonych drenaży spowodują wielokrotnie powtarza-
jące się nawodnienie i osuszenie tej strefy. Obszar 2 jest obszarem
przepływu wody gruntowej z rejonów zalegania gruntu rodzimego.
Przeptywająca woda przynosi sole i obniża oporność właściwą grun-
tu wypełniającego. Jeśli grunt rodzimy zawiera bakterie, to do strefy
w obszarze 2 mogą być przyniesione związki organiczne przyspie-
szające korozję. W obszarze 3 istnieje duże prawdopodobieństwo
korozji mikrobiologicznej z powodu nasycenia gruntu wodą stojącą.

Problem korozji w gruncie jest przedmiotem wielu badań ze wzglę-
du na swoją złożoność. W Wielkiej Brytanii projektując konstrukcje
z gruntu zbrojonego korzysta się z tabeli 11.4.

Tabela 11.4.

| Materiał zbrojenia | Właściwości gruntu wypełniającego | | | | | | |
|--------------------------|-----------------------------------|----------|---|--|-----------------------------------|--------------------------------|----------|
| | pH | | Maksymalna zawartość jonów chlorków [%] | Maksymalna zawartość siarczków SO ₃ [%] | Minimalna oporność właściwa [Ωcm] | Minimalny potencjał redoks [V] | |
| | minimum | maksimum | | | | niespoisty | spoiisty |
| Stop aluminium | 6 | 8 | 0,05 | 0,5 | 3000 | 0,4 | 0,43 |
| Miedź | 5 | 9 | 0,05 | 0,5 | 2000 | 0,25 | 0,25 |
| Stal cynkowana na gorąco | 6 | 9 | 0,05 | 0,5 | 5000 | 0,4 | 0,43 |
| Stal nierdzewna | 5 | 10 | 0,05 | 0,5 | 3000 | 0,3 | 0,35 |

W tabeli zestawiono dane dotyczące wyboru rodzaju metalu na elementy zbrojeniowe w zależności od następujących parametrów gruntu wypełniającego: wskaźnika pH wody związanej fizycznie z ziarnami gruntu, zawartości jonów chlorków, zawartości SO₃, oporności właściwej i potencjału redox.

Ze względu na niebezpieczeństwo korozji zbrojenia w gruncie należy zwiększyć grubość elementów zbrojenia, wynikającą z obliczeń, o dodatkową grubość warstwy ochronnej, którą określa się według tabeli 11.5.

Tabela 11.5.

| Materiał zbrojenia | Dodatkowa grubość ochronna na każdą powierzchnię wystawioną na korozję [mm] | |
|--------------------|---|----------------|
| | grunt niespoisty | grunt spoiisty |
| Stop aluminium | 0,15 | 0,3 |
| Miedź | 0,15 | 0,3 |
| Stal galwanizowana | 0,75 | 1,25 |
| Stal nierdzewna | 0,1 | 0,2 |

Tabela 11.6.

| Właściwości gruntu | Stal miękka | Stal galwanizowana | Stal inagnilowana | Stal otowiana | Stal niskostopowa | Stal wysokostopowa | Alumini-um i stopy alumi-nium | Plastyk zbrojony włóknami szklanymi | Miedź | Stal miedziowa |
|---|-------------|--------------------|-------------------|---------------|-------------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------|----------------|
| | Materiał | | | | | | | | | |
| Oporność właściwa [Ωcm] | xx | x | x | 0 | xP | 0 | xx | 00 | 0 | x |
| Potencjał redox [mV] NHE | 00 | x | xx | x | 00 | 00 | 00 | 00 | 00 | 00 |
| Zasolenie (ogólnie) Chlorki | x | x | x | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | x | x |
| Wilgotność [%] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Odczyn pH: kwaśny < 6 obojętny 6-8 zasadowy > 8 | x | xx | xx | 0 | x | 0 | 00 | 00 | 00 | 00 |
| Kwasy organiczne | x | x | x | xx | 0 | 0 | 0 | 00 | xx | xx |

powłoka nienaruszona

Oznaczenia: 00 - czynnik nie wpływa na korozję
 0 - czynnik nieznacznie wpływa na korozję
 x - czynnik wyraźnie wpływa na korozję
 xx - czynnik bardzo istotnie wpływa na korozję
 P - wżery korozyjne, ? - brak danych.

Podane w niej informacje dotyczą konstrukcji trwałych, których projektowany okres użytkowania wynosi według przepisów brytyjskich, 120 lat. Zaleca się ponadto, aby wszystkie elementy metalowe w gruncie, tj. zbrojenie, łączniki, zaczepy i, ewentualnie, osłony wykonane były z materiałów o jednakowych właściwościach elektrolitycznych. Jeśli jest to niemożliwe, należy zapewnić izolację elektryczną materiałów o różnych właściwościach (tabela 11.6).

11.4. Wymiarowanie konstrukcji z gruntu zbrojonego

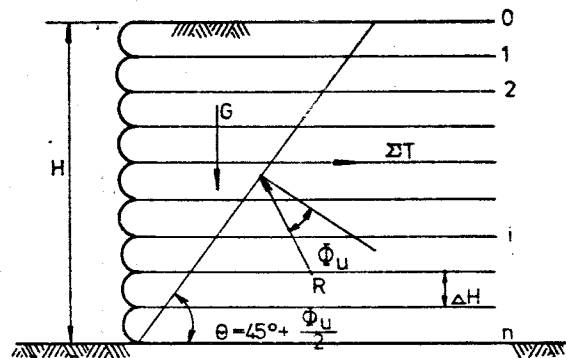
Wymiarowanie konstrukcji z gruntu zbrojonego przeprowadza się etapami, wykonuje się t.j.w. wymiarowanie wewnętrzne i wymiarowanie zewnętrzne.

Wymiarowanie wewnętrzne polega na określeniu następujących parametrów zbrojenia: przekroju elementów zbrojenia, długości i rozstawu zarówno pionowego jak i poziomego, wytrzymałości materiału zbrojenia oraz współczynnika tarcia o grunt, koniecznych dla zapewnienia równowagi wewnętrznej konstrukcji.

Badania doświadczalne ujawniły dwa charakterystyczne rodzaje zniszczenia wewnętrznej konstrukcji z gruntu zbrojonego:

- zniszczenie na skutek zerwania zbrojenia,
- zniszczenie na skutek poślizgu zbrojenia.

Wymiarowanie wewnętrzne konstrukcji wymaga zatem sprawdzenia możliwości każdego z tych rodzajów zniszczenia. Poniżej przedstawiono podstawowe wzory do wymiarowania murów oporowych z gruntu zbrojonego, bowiem zachowanie się takich konstrukcji poznano dotychczas najlepiej.



Rys.11.5. Metoda równowagi sił Coulomba

Na rysunku 11.5 pokazano schemat okonstrukcji, o wysokości H, z (n+1) warstwami zbrojenia, rozmieszczonego w równych odległościach pionowych ΔH . Zakłada się, że grunt pomiędzy warstwami zbrojenia jest w stanie granicznym, a naprężenia główne skierowane są równoległe i prostopadle do lica muru. Ponadto przyjmuje się, że parcie boczne gruntu działające na mur wzrasta liniowo ze wzrostem zagłębienia, zatem na dowolnej głębokości y poniżej naziomu wynosi:

$$\sigma_x = K_a \gamma y,$$

gdzie $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2})$ oznacza współczynnik parcia czynnego gruntu niespoistego.

Obliczenie sił rozciągających w zbrojeniu można przeprowadzić różnymi metodami. Poniżej omówiono tylko metody klasyczne, które są najbardziej rozpowszechnione.

Według metody równowagi sił Coulomba przyjmuje się, że masyw gruntu zbrojonego odcinany jest płaszczyzną zniszczenia nachyloną pod kątem θ do poziomu (rys.11.5).

Wówczas równowaga klina gruntu zbrojonego na lewo od płaszczyzny zniszczenia określona jest równowagą sumy sił rozciągających w zbrojeniu ΣT i masy klina G. Jeżeli założyć, że w zbrojeniu siły rozciągające wzrastają liniowo wraz ze wzrostem głębokości oraz przyjąć zerową siłę rozciągającą w najwyższej warstwie zbrojenia, to największa siła rozciągająca, powstająca w najniższej warstwie zbrojenia, na metr bieżący długości muru wyraża się wzorem:

$$T_{\max} = T_{i=n} = \frac{n}{n+1} K_a \gamma H \Delta H \quad (11.1)$$

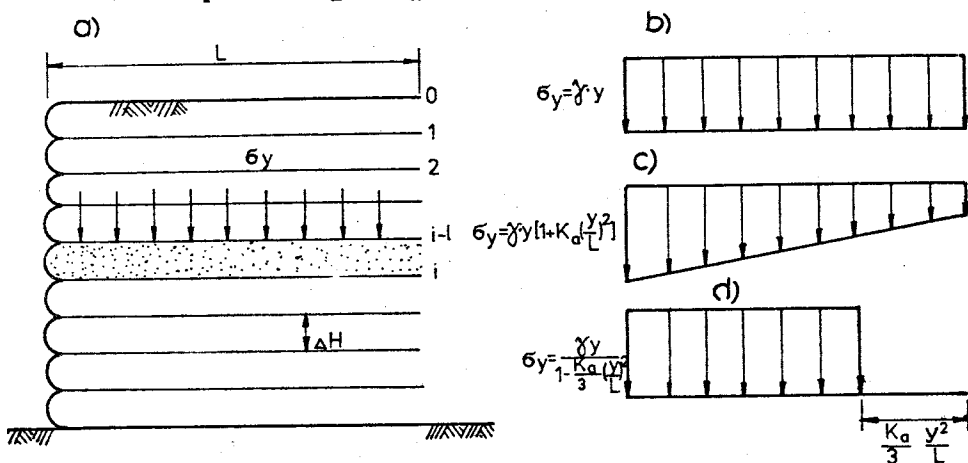
Jednocześnie siłę rozciągającą w i-tej warstwie zbrojenia, tj. na głębokości $y = i \Delta H$, na metr bieżący długości muru określa wzór:

$$T_i = \frac{i}{n+1} K_a \gamma H \Delta H \quad (11.2)$$

Inną metodą obliczeniową jest metoda Rankine'a, bazująca na założeniu, że i-ta warstwa zbrojenia utrzymuje napór boczny gruntu na rząd elementów osłonowych zawartych pomiędzy (i-1)-tą oraz i-tą warstwą zbrojenia (rys.11.6a).

Przyjmując, że (i-1)-ta warstwa poddana jest pionowemu naciskowi równomiernie rozłożonemu $\sigma_y = (i-1)\gamma\Delta H$ otrzymuje się

$$T_i = (i - \frac{1}{2}) K_a \gamma (\Delta H)^2. \quad (11.3)$$



Rys. 11.6. Schemat obliczeniowy i rozkłady naprężeń. a) metoda Rankine'a, b) równomierny rozkład naprężeń σ_y , c) rozkład trapezowy, d) rozkład Meyerhofa

Największa siła rozciągająca występuje w najniższej warstwie zbrojenia i określona jest następująco na metr bieżący długości muru

$$T_{\max} = T_{i=n} = (n - \frac{1}{2}) K_a \gamma (\Delta H)^2. \quad (11.4)$$

W zagadnieniach praktycznych, kiedy wartość n jest duża w stosunku do jedności, wzory (11.1) i (11.4) określają w przybliżeniu taką samą siłę, tj.

$$T_{i=n} = K_a \gamma H \Delta H. \quad (11.5)$$

Powyższy wzór można zapisać w formie bardziej ogólnej

$$T_{i=n} = K_a \sigma_y \Delta H, \quad (11.6)$$

gdzie σ_y oznacza naprężenie pionowe w gruncie, które można również określić inaczej niż, jak poprzednio, przy założeniu rozkładu

równomiernego na całej długości L zbrojenia. Przyjmując trapezowy rozkład naprężeń σ_y (rys. 11.6c) otrzymuje się

$$\sigma_y = \gamma H \left[1 + K_a \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right] \quad (11.7)$$

Biorąc inny rozkład naprężeń σ_y - rozkład Meyerhofa (rys. 11.6d) otrzymuje się:

$$\sigma_y = \gamma H \frac{1}{1 - \frac{K_a}{3} \left(\frac{H}{L} \right)^2}. \quad (11.8)$$

Oba powyższe wzory określają naprężenie pionowe na poziomie podstawy muru o wysokości H i mogą być podstawione do wzoru (11.6) w celu obliczenia siły rozciągającej w najniższej warstwie zbrojenia na metr bieżący długości muru. W przypadku pośrednich warstw zbrojenia σ_y wyznacza się ze wzorów (11.7) i (11.8), zastępując H przez grubość warstwy gruntu nad poziomem rozważanej warstwy, i na podstawie wzoru (11.6) oblicza się siłę rozciągającą T_i .

Warunek zapewniający wewnętrzną stateczność konstrukcji ze względu na zerwanie zbrojenia jest następujący:

$$T_i < k_a a_i = k_a N a_{si} \quad (11.9)$$

gdzie:

- k_a - naprężenie dopuszczalne na rozciąganie dla materiału, z którego ma być wykonane zbrojenie,
- a_i - pole przekroju poprzecznego i-tej warstwy zbrojenia na metr bieżący długości muru,
- N - liczba elementów zbrojeniowych (np. taśm) w i-tej warstwie na metr bieżący długości muru,
- a_{si} - pole przekroju poprzecznego pojedynczego cięgna w i-tej warstwie.

Zamiast k_a należy według norm polskich zastosować wartość obliczeniową wytrzymałości na rozciąganie z cząstkowym współczynnikiem bezpieczeństwa.

Powyższy warunek powinien być spełniony dla każdej warstwy zbrojenia.

Analizując możliwość lokalnego zniszczenia muru z gruntu zbrojonego na skutek poślizgu zbrojenia należy sprawdzić, czy długość zakotwienia zbrojenia L_a jest dostateczna, aby opór tarcia zbrojenia o grunt wypełniający zrównoważył największą siłę rozciągającą w zbrojeniu. Oznaczając współczynnik tarcia pomiędzy gruntem i zbrojeniem jako f oraz szerokość pojedynczego cięgna zbrojeniowego jako b , nośność zakotwienia i -tej warstwy zbrojenia T_{ki} określamy

$$T_{ki} = \int_0^{L_a} 2Nbf \sigma_y \cdot dL \quad (11.10)$$

Zakładając równomierny rozkład nacisków jednostkowych na długości zbrojenia w i -tej warstwie $\sigma_y = \gamma y$ otrzymuje się następujący warunek graniczny:

$$T_i = T_{ki} = 2Nbf \gamma y L_a \quad (11.11)$$

W przypadku określenia siły rozciągającej w zbrojeniu T_i , według hipotezy Rankine'a, długość zakotwienia zbrojenia oblicza się następująco:

$$L_a = \frac{K_a \Delta H}{2Nbf} F_\phi \quad (11.12)$$

gdzie F_ϕ oznacza współczynnik bezpieczeństwa ze względu na poślizg zbrojenia. Aby wyznaczyć całkowitą potrzebną długość L zbrojenia, należy długość zakotwienia zwiększyć o szerokość strefy aktywnej na danym poziomie. Ponieważ zazwyczaj stosuje się cięgna o jednakowej długości, w najwyższej warstwie wystąpi stan krytyczny, bowiem na tym poziomie długość elementów zbrojenia w strefie zakotwienia jest najmniejsza. W tym przypadku całkowitą długość cięgien można oszacować według wzoru:

$$L = \frac{H}{\text{tg } \theta} + L_a \quad (11.13)$$

Dokładniejsze określenie długości L możliwe jest na podstawie doświadczalnego wyznaczenia rzeczywistego kształtu potencjalnej płasz-

czyzny poślizgu. Dla porównania, obliczając T_i , przy założeniu rozkładu Meyernofa, otrzymuje się następujący wzór na długość zakotwienia:

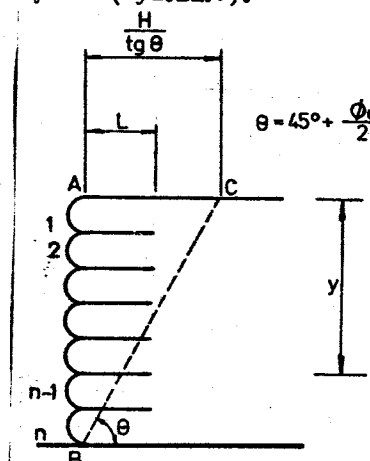
$$L_a = \frac{K_a \Delta H}{2Nbf \left[1 - \frac{K_a}{3} \left(\frac{y}{L} \right)^2 \right]} F_\phi \quad (11.14)$$

Jak widać długość strefy zakotwienia zależy od zagłębienia rozpatrywanej warstwy poniżej naziomu i całkowitej długości zbrojenia.

Wartość współczynnika bezpieczeństwa F_ϕ podanego wzorami (11.12) i (11.14) można również obliczyć stosując metodę równowagi sił Coulomba. W tym przypadku nie jest konieczne, aby wszystkie warstwy zbrojenia rozciągały się poza płaszczyznę zniszczenia, ponieważ sumowanie sił oporu tarcia wykonuje się tylko dla tych warstw zbrojenia, które rozciągają się poza linię BC (rys.11.7).

Całkowita nośność zakotwienia, w przypadku gdy wszystkie cięgna są jednakowej długości, przy czym tylko część z nich rozciąga się poza BC, obliczana jest ze wzoru:

$$\begin{aligned} \sum T_{ki} = 2Nbf \gamma \Delta H \left[\sum_{i=m}^n i \left[L - \right. \right. \\ \left. \left. - (n-i) \Delta H \text{tg} (45^\circ - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{\phi_u}{2} \right) \right] \right], \quad (11.15) \end{aligned}$$



Rys.11.7. Oznaczenia do obliczenia nośności zakotwienia metodą Coulomba

w którym indeks sumowania i , oznaczający kolejne numery warstw zbrojenia, przyjmuje wartości od m do n , natomiast m oznacza numer najwyższej warstwy przecinającej powierzchnię zniszczenia. Porównując całkowitą nośność zakotwienia do całkowitej siły parcia czynnego gruntu, otrzymuje się następujące określenie współczynnika bezpieczeństwa ze względu na poślizg zbrojenia

$$F_{\phi} = \frac{4Nbf \Delta H}{K_a H^2} \sum_{i=m}^{11} i \left[L - (n-i) \Delta H \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) \right]. \quad (11.16)$$

Wymaganą długość zbrojenia, dla założonej wartości współczynnika bezpieczeństwa F_{ϕ} , można szybko określić stosując próbne podstawienia do wzoru (11.16).

Omówione wzory do wymiarowania wewnętrznego ograniczone były do prostego przypadku muru oporowego (rys.10.5), niemniej zakres stosowalności przedstawionych metod analizy, w szczególności metody Coulomba, można łatwo rozszerzyć na przypadki nachylonej ściany osłonowej, pochylonego lub obciążonego naziomu, zmiennej długości i rozstawu zbrojenia itp.

W przypadku stosowania zasypki z gruntu spoistego należy odpowiednio zmodyfikować wzór (11.6) na siłę rozciągającą w i-tej warstwie zbrojenia na metr długości muru.

$$T_i = (K_a \bar{\sigma}_y - 2c' \sqrt{K_a}) \Delta H, \quad (11.17)$$

gdzie:

c' - spójność efektywna gruntu,

$\bar{\sigma}_y$ - określone jest dla poziomej rozpatrywanej warstwy zbrojenia.

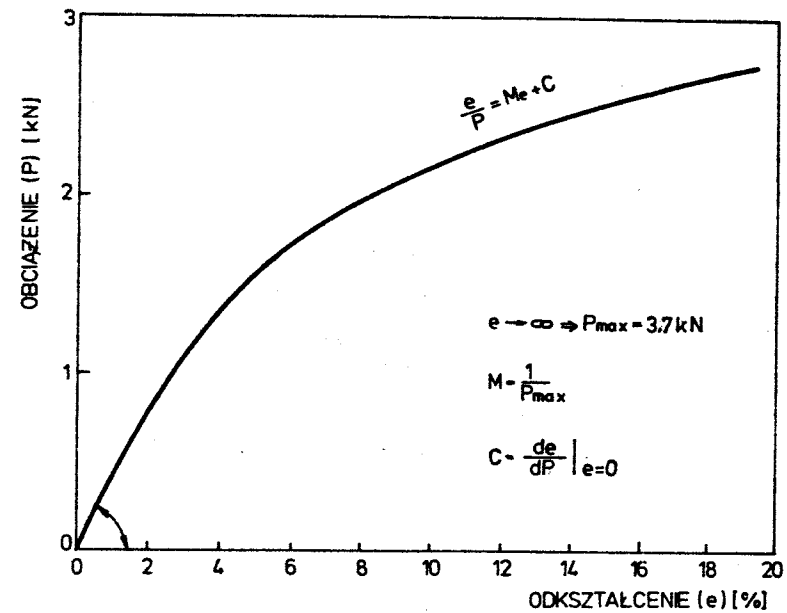
Ponadto należy uzupełnić wzór (11.11) na nośność zakotwienia o składnik pochodzący od spójności w następujący sposób

$$T_{ki} = 2N_b L (f \gamma_y + c'_f), \quad (11.18)$$

gdzie c'_f oznacza efektywną spójność pomiędzy gruntem i zbrojeniem.

Konwencjonalne mury oporowe z gruntu zbrojonego wykonuje się stosując zbrojenia o małej odkształcalności (metale), zatem odkształcenia zbrojenia są tak małe w porównaniu z odkształceniami gruntu, że dla celów projektowania przyjmuje się pełne wykorzystanie wytrzymałości zbrojenia. Stosując włókny techniczne lub inne materiały o dużej odkształcalności należy wziąć pod uwagę fakt, że odkształcenia takiego zbrojenia, odpowiadające osiągnięciu jego wytrzymałości, mogą przekraczać wielkości potrzebne do wywołania plastycznych

deformacji gruntu. W wielu przypadkach tak duże przemieszczenia konstrukcji są niedopuszczalne. Z tego powodu tylko względnie mała część wytrzymałości włókny może być wykorzystana. Zatem omówione poprzednio kryteria równowagi wewnętrznej konstrukcji należy uzupełnić, w przypadku zbrojenia o dużej odkształcalności, obliczeniem wydłużenia elementów zbrojeniowych. Sposób obliczania przedstawiono poniżej na przykładzie konstrukcji, pokazanej na rysunku 11.7, zbrojonej warstwami włókny technicznej rozstawionymi co $\Delta H = 0,25$ m. Charakterystyka włókny, w formie wykresu zależności: obciążenie (P) - odkształcenie (e), dana jest na rysunku 11.8.



Rys.11.8. Przykładowa zależność obciążenie-odkształcenie charakterystyczna dla włókny technicznej

Przyjmując wyjściowe parametry gruntu wypełniającego:

$\gamma = 20$ kN/m³, $K_a = 0,25$ oraz długość zbrojenia $L = 3$ m obliczymy wydłużenie δ_x warstwy włókny na głębokości $y = 1,75$ m.

Na podstawie analizy liniowej otrzymujemy:

$$\delta_x = \frac{\eta L e}{2 P}$$

gdzie:

$$\eta = K_a \gamma y \Delta H = 0,25 \cdot 20 \cdot 1,75 \cdot 0,25 = 2,2 \text{ kN/m długości muru,}$$

z rysunku 11.8 odczytujemy nachylenie siecznej do wykresu P - e w zakresie 0 - 2,2 kN; $\frac{e}{P} = 0,04$,

$$\text{zatem } \delta_x = \frac{2,2 \cdot 3 \cdot 0,04}{2} \cdot 100 = 148 \text{ mm.}$$

Uwzględnienie nieliniowości materiału włókniny prowadzi do bardziej realistycznego oszacowania δ_x . Aproxymując wykres P - e hiperbolą otrzymujemy

$$\delta_x = - \frac{CL}{M} \left[1 + \frac{1}{M\eta} \ln(1 - M\eta) \right].$$

gdzie: $\eta = 2,2 \text{ kN/m długości muru}$, stałe M i C odczytujemy z wykresu P - e; $M = 0,27$, $C = 0,018$,

$$\text{zatem } \delta_x = - \frac{0,018 \cdot 3000}{0,27} \left[1 + \frac{1}{0,27 \cdot 2,2} \ln(1 - 0,27 \cdot 2,2) \right] = 104 \text{ mm}$$

Kiedy wielkości δ_x są znane dla różnych warstw zbrojenia, można porównać je z dopuszczalnymi przemieszczeniami lica muru dla konkretnego przypadku. W celu zapobieżenia ewentualnym nadmiernym przemieszczeniom konstrukcji wprowadzić należy poprawki projektowe, takie jak np. powiększenie ilości warstw zbrojenia lub zaproponowanie sposobu wykonania konstrukcji z pewną swobodą przemieszczeń lica muru, aby pod obciążeniem użytkowym konstrukcja zajęła wymaganą pozycję.

Wymiarowanie zewnętrzne polega na sprawdzeniu stateczności całej konstrukcji oporowej z gruntu zbrojonego, traktowanej jak masywna ściana oporowa. Zatem stosując konwencjonalne metody obliczeniowe, używane w geotechnice, należy zbadać następujące możliwości utraty stateczności ogólnej masywu z gruntu zbrojonego:

- wypieranie gruntu spod konstrukcji,
- przesuw boczny w poziomie podstawy konstrukcji,
- wywrócenie konstrukcji,
- poślizg (osunięcie się) całej konstrukcji.

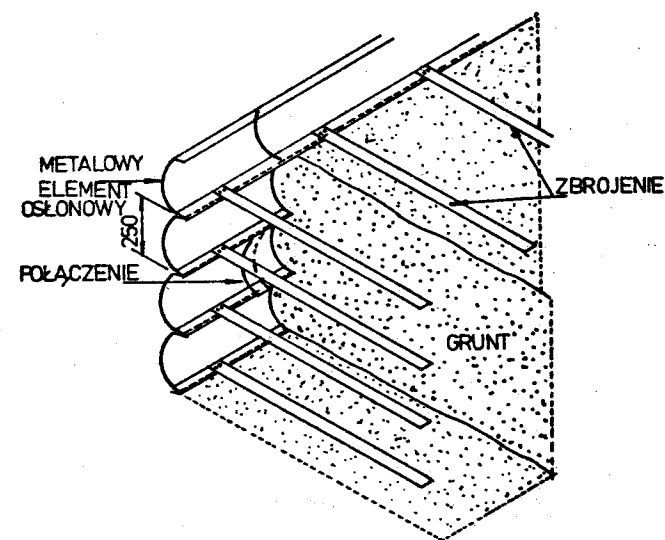
Ponadto należy obliczyć różnice osiadań wzdłuż lica muru oporowego i sprawdzić czy nie przekraczają one wartości dopuszczalnych ze względu na niebezpieczeństwo uszkodzenia elementów ostonowych.

11.5. Systemy konstrukcyjne

Obecnie stosowane są na świecie trzy systemy konstrukcyjne murów oporowych z gruntu zbrojonego, tj.:

- metoda "harmonijkowa" - H.Vidala,
- metoda "lunetkowa" - H.Vidala,
- metoda "York" - C.I.F.P. Jonesa.

Zasadnicze elementy konstrukcyjne występujące podczas zastosowania metody harmonijkowej pokazano na rysunku 11.9.

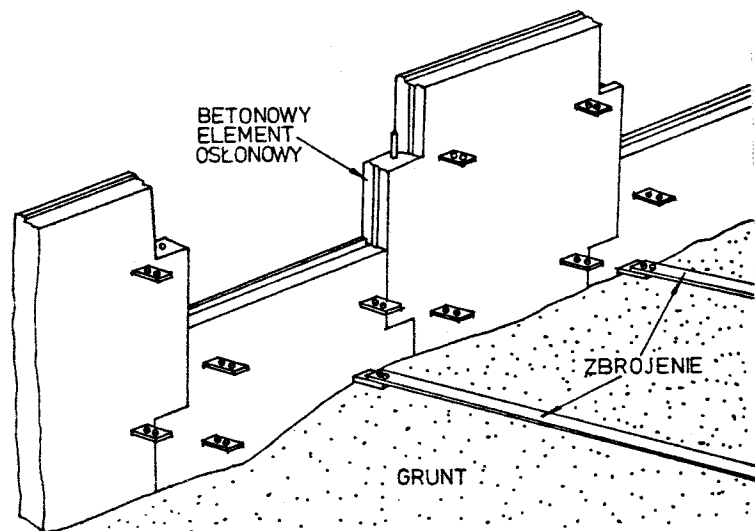


Rys.11.9. Konstrukcja z gruntu zbrojonego wykonana przy użyciu metalowych elementów ostonowych ("metoda harmonijkowa")

Elementy ostonowe o przekroju półeliptycznym mają rowek, wzdłuż dolnej krawędzi, ułatwiający ustawienie. Taśmy zbrojeniowe łączone są z ostonami na śruby, przechodzące przez zbrojenie i końce obu sąsiednich oston. Typowe elementy ostonowe mają 10 m długości, natomiast ich masa wynosi 115 kg. Wykonuje się je zazwyczaj ze stali mięk-

kiej lub stali miękkiej galwanizowanej. Grubość osłon, od 1,5 mm do 3,0 mm, odpowiada ich pionowej sztywności zezwalającej na zginanie pod obciążeniem działającym pionowo. W przypadku osiadania masy wraz ze zbrojeniem, osłony ściskają się jak harmonijka, umożliwiając w ten sposób powstanie dużych naprężeń na złączach zbrojenia na skutek nierównych osiadań gruntu i osłon.

Układ elementów tworzących konstrukcję z gruntu zbrojonego wzniesioną metodą "lunetkową" pokazano na rysunku 11.10.



Rys.11.10. Elementy konstrukcji z gruntu zbrojonego wykonanej metodą "lunetkową"

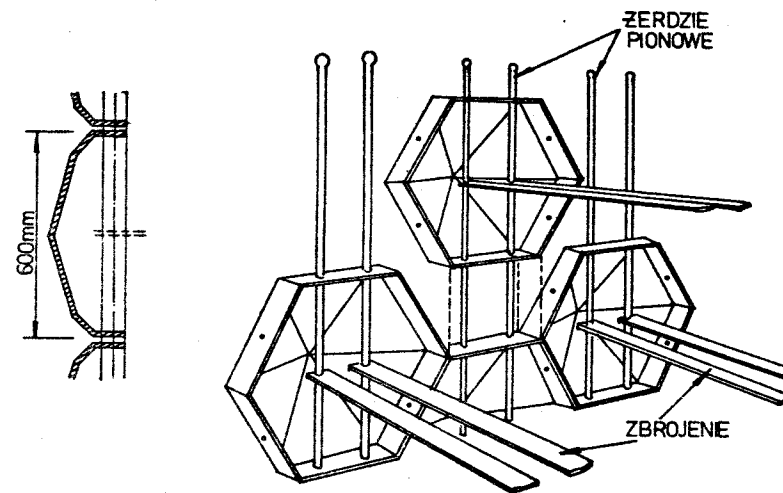
Płyty osłonowe w kształcie krzyża są prefabrykatami betonowymi o wymiarach 1,5 m x 1,5 m i grubości 180 mm. Masa typowej płyty wynosi 1,0 t. Każdy element osłonowy ma cztery wbetonowane zaczepy z otworami na śruby mocujące taśmy zbrojeniowe.

Na krawędziach osłon uformowane są wręgi ułatwiające montaż. Dodatkowym ułatwieniem montażu są pionowe kołki, rozciągające się pomiędzy górną i dolną krawędzią płyt, które zapewniają też ciągłość ściany osłonowej nawet w przypadku znacznych różnic osiadań.

W obu powyższych systemach konstrukcyjnych stosuje się zbrojenie w postaci taśm ze stali, zazwyczaj galwanizowanej. W dotychczas wzniesionych konstrukcjach używano na ogół taśm gładkich o szerokości

kości 60 mm lub 80 mm i grubości 3 mm, a także taśm zbrojonych o szerokości 40 mm lub 60 mm i grubości 5 mm.

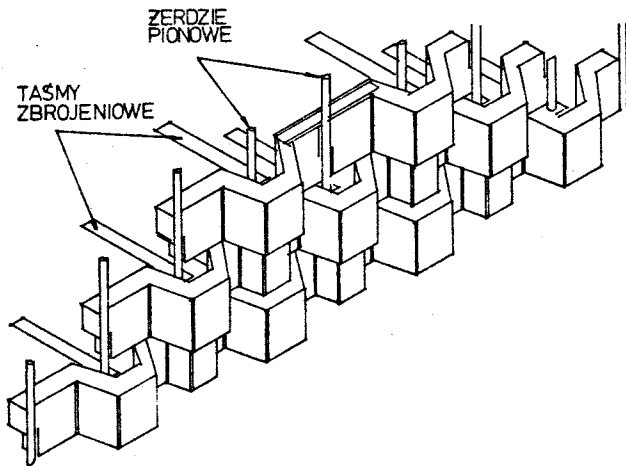
W systemie konstrukcyjnym York stosuje się lekkie elementy osłonowe wykonane z betonu uzbrojonego włóknami szklanymi. Osłony mają kształt ostrosłupa o podstawie sześciokątnej (rys.11.11). Masa pojedynczej osłony wynosi 18 kg. Obie przeciwległe stopki osłony mają otwory, przez które przewleka się pionowe żerdzie, jak pokazano na rysunku 11.11. Żerdzie spełniają funkcję pionowego zbrojenia lica, wykonuje się je z połączonych rurek o średnicy 35 mm z polichlorku winylu.



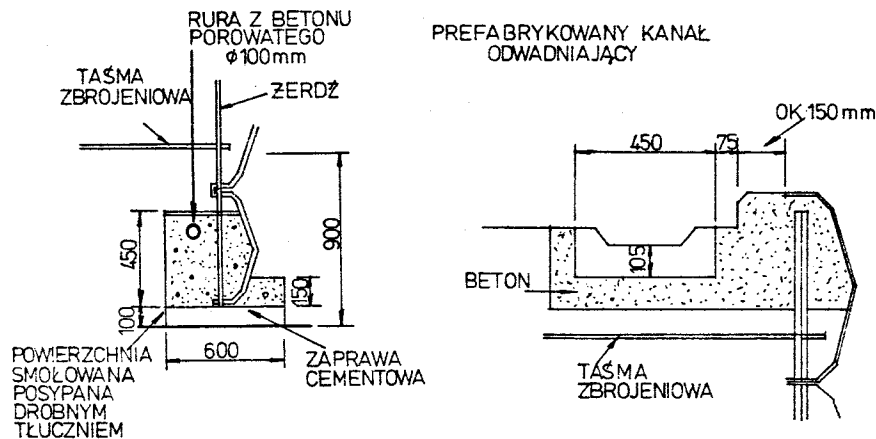
Rys.11.11. Elementy konstrukcyjne metody York

W końcowym etapie wznoszenia konstrukcji żerdzie zbroi się prętami stalowymi i zatorkretowuje (rzadką zaprawą cementową), dzięki czemu żerdzie uzyskują dużą sztywność. Zbrojenie zazwyczaj w kształcie taśm metalowych, z otworem na końcu taśmy, nawleka się na pionowe żerdzie zachowując wymagany pionowy rozstaw.

W przypadku osiadania masy gruntu zbrojonego "nawleczony" koniec każdej taśmy zbrojeniowej zsuwa się wzdłuż żerdzi, co zapobiega powstawaniu dodatkowych naprężeń, spowodowanych osiadaniem w tym połączeniu. W omówionym systemie konstrukcyjnym stosuje się także alternatywne elementy osłonowe z żelbetu lub fibrobetonu, pokazane na rysunku 11.12.



Rys.11.12. Alternatywne elementy osłony stosowane w metodzie York



Rys.11.13. Szczegóły odwodnienia konstrukcji wykonanej metodą York

Szczegóły rozwiązania problemu odwodnienia konstrukcji wykonanej metodą York pokazano na rysunku 11.13.

6.11. Wytyczne i zalecenia do projektowania obiektów z gruntu zbrojonego

Możliwości zastosowania gruntu zbrojonego w budownictwie lądowym i wodnym są bardzo szerokie. Stosuje się go począwszy od osłon reaktorów jądrowych a skończywszy na osiedlach mieszkaniowych budowanych na tarasach z gruntu zbrojonego ("Architerra"). Rozwiązując konkretny problem geotechniczny wybieramy konstrukcję z gruntu zbrojonego, która musi być wypadkową równowagi estetyki, oszczędności i aspektu technicznego.

Poniżej podano zalecenia do projektowania murów oporowych, nasypów, skarp i przyczółków mostowych przyjmując grunt zbrojony na podstawie przepisów obowiązujących w Wielkiej Brytanii.

Układ elementów zbrojenia konstrukcji oporowej powinien być dobrany tak, aby odpowiadał wymiarom i kształtom elementów osłonowych. W celu uproszczenia można stosować równomierny rozkład identycznych elementów zbrojeniowych na całej wysokości konstrukcji. W pewnych przypadkach korzystne może być podzielenie wysokości muru na strefy i projektowanie zbrojenia dla każdej strefy oddzielnie. Wymaga się, aby długość zbrojenia L nie była mniejsza od większego z dwóch następujących wymiarów: $0,8 H$, 5 m .

Równowagę wewnętrzną konstrukcji należy sprawdzić dwiema metodami:

- metoda równowagi lokalnej poszczególnych warstw zbrojenia,
- metoda równowagi klinów odłamu gruntu zbrojonego.

W praktyce projektowej zbrojenie wymiaruje się metodą równowagi lokalnej, która jest szybka i daje się łatwo stosować; wyniki sprawdza się metodą równowagi klinów i wprowadza ewentualne poprawki.

Analizując równowagę lokalną poszczególnych warstw zbrojenia należy rozważyć obciążenia pokazane na rysunku 11.14.

Wartość całkowitą siły rozciągającej T_{hi} w i -tej warstwie zbrojenia na metr bieżący długości muru określa się ze wzoru

$$T_{hi} = T_i + T_{qi} + T_{si} + T_{Fi} + T_{Mi} \quad (11.19)$$

który jest słuszny dla gruntów niespoistych jak też spoistych.

Poniżej podano wyjaśnienie poszczególnych składników wzoru (11.19):

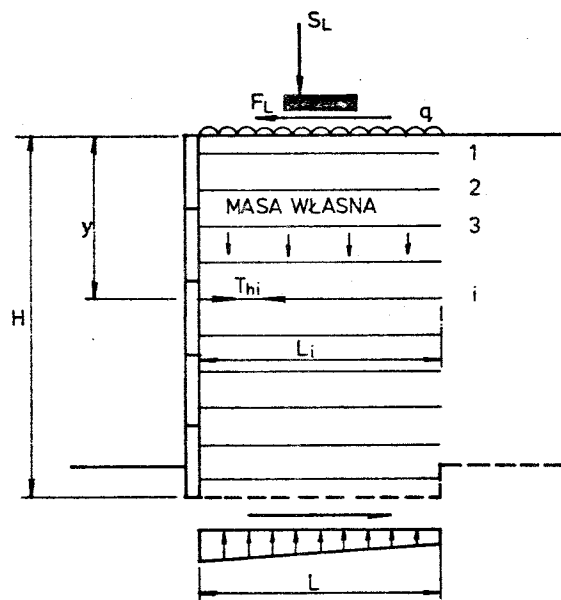
- T_i składnik ten pochodzi od masy gruntu powyżej warstwy zbrojenia; określają go podane poprzednio wzory: (11.6) - grunt niespoisty i (11.17) - grunt spoisty,

- składnik T_{qi} pochodzi od równomiernego obciążenia naziomu;

$$T_{qi} = K_a q \Delta H ,$$

U w a g a: w przypadku gruntu spoistego powinno być

$$T_i + T_{qi} \geq 5 \Delta H \left(y + \frac{q}{f} \right) .$$



Rys.11.14. Lokalna równowaga wewnętrzna (efekty do rozważenia)

- składnik T_{si} pochodzi od pionowego obciążenia działającego na powierzchni pasma o szerokości b_s (rys.11.15);

$$T_{si} = K_a \Delta H \frac{S_L}{D_i} \left(1 + \frac{6e_s}{b_s^2} \right) , \quad (11.20)$$

gdzie:

$$D_i = (y + b_s) \text{ jeśli } y \leq 2d_s - b_s$$

$$D_i = d_s + \frac{1}{2}(y + b_s) \text{ jeśli } y > 2d_s - b_s$$

-składnik T_{Fi} pochodzi od poziomego obciążenia działającego stycznie do powierzchni pasma o szerokości b_F (rys.11.16);

$$T_{Fi} = 2 \Delta H F_L Q (1 - yQ) , \quad (11.21)$$

gdzie:

$$Q = \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)}{d_F + \frac{b_F}{2}}$$

- składnik T_{Mi} pochodzi od momentu zginającego M_i , wywołanego obciążeniem zewnętrznym muru

$$T_{Mi} = \frac{6 K_a \Delta H M_i}{L_i^2} . \quad (11.22)$$

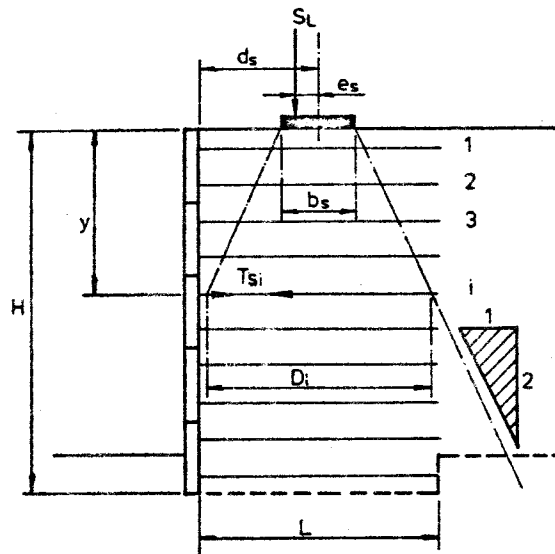
Pole przekroju poprzecznego i obwód zbrojenia na metr bieżący długości muru określa się ze wzorów:

$$a_i = \frac{T_{hi}}{K_a} , \quad (11.23)$$

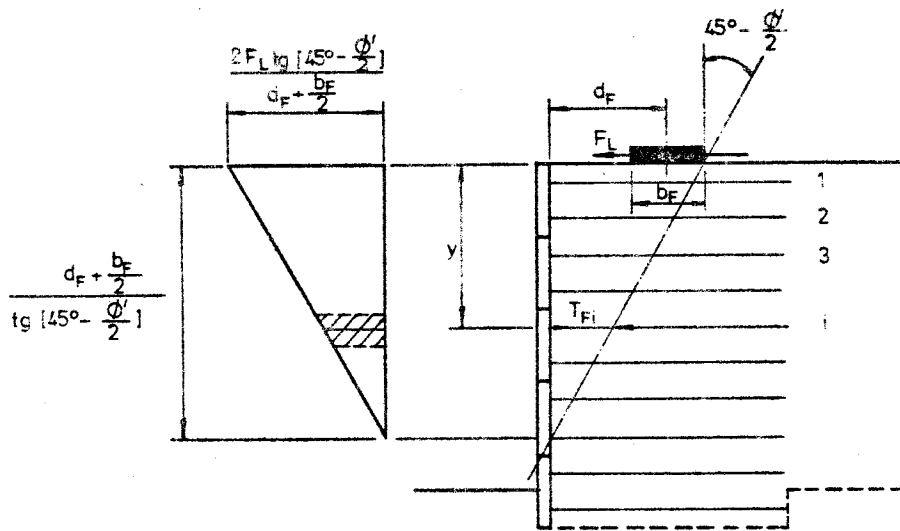
$$b_i = \frac{T_{hi}}{\frac{f L_i}{2} (\delta y + q) + \frac{c'_r L_i}{2}} . \quad (11.24)$$

We wzorze (11.24) wprowadzony jest współczynnik bezpieczeństwa 2,0, w celu zapewnienia dobrej przyczepności pomiędzy zbrojeniem i otaczającym gruntem. Wartości f i c'_r są bowiem wartościami granicznymi, określonymi na podstawie badań na ścinanie w aparacie skrzynkowym, lub ewentualnie wartościami wziętymi z tabel.

Analizując równowagę klina odłamu gruntu zbrojonego należy uwzględnić działanie sił pokazanych na rysunku 11.17.



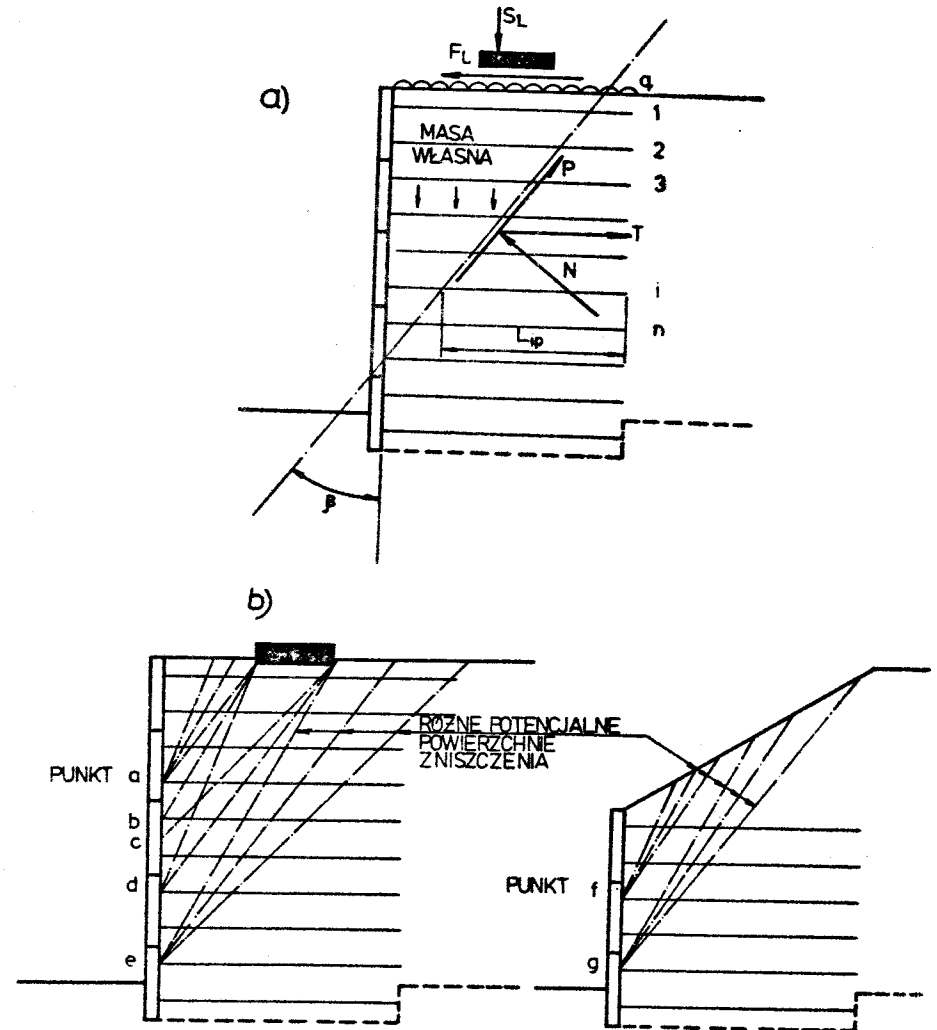
Rys.11.15. Rozkład obciążenia pionowego w masie gruntu zbrojonego



Rys.11.16. Rozkład obciążenia poziomego w masie gruntu zbrojonego

Na rysunku tym oznaczenia są następujące:
 T - całkowita siła rozciągająca przenoszona przez elementy zbrojenia,
 P - wypadkowa sił tarcia i spójności działająca wzdłuż potencjalnej powierzchni zniszczenia,
 N - reakcja normalna do potencjalnej powierzchni zniszczenia.

Rozważyć należy różne potencjalne płaszczyzny zniszczenia przechodzące przez typowe punkty a,b,c, itd., jak pokazano na rysunku ku 11.17b.



Rys.11.17. Wewnętrzna równowaga klina odłamu: a) siły do rozważenia, b) różne potencjalne powierzchnie zniszczenia

Siły działające na każdy klin odłamu rozkłada się na dwa wzajemnie prostopadłe kierunki. Przy założeniu istnienia równowagi sił rozwiązanie dwóch równań równowagi prowadzi do obliczenia całkowitej siły rozciągającej T , przenoszonej przez zbrojenie. Dla każdego typowego punktu wartość największą T określa się poprzez analizę sił działających na różne kliny odłamu. Największą wartość T i odpowiadającą wielkość kąta β wykorzystuje się do obliczenia wymaganej nośności zbrojenia ze względu na naprężenia rozciągające i tarcie.

Nośność warstw zbrojenia kotwiącego klin odłamu określa się ze wzoru:

$$\sum_{i=1}^n \left[k_a a_i \text{ lub } \frac{b_i L_i}{2} (f \gamma + f_q + c_r') \right] \geq T \quad (11.25)$$

Dla każdej warstwy zbrojenia należy obliczyć oba wyrażenia w nawiasie kwadratowym i do sumowania wziąć mniejszą wartość.

Przy analizie równowagi zewnętrznej konstrukcji z gruntu zbrojonego należy rozważyć zarówno efekty masy własnej jak też obciążeń zewnętrznych. Wielkość i rozkład parcia gruntu na konstrukcję określa się według ogólnych zasad mechaniki gruntów, pomijając wpływ tarcia p między osłoną i gruntem wypełniającym. Pomija się również parcie bierne gruntu na mur.

Sposoby utraty stateczności zewnętrznej konstrukcji oporowej z gruntu zbrojonego obejmują:

- a) przesuw poziomy muru na poziomie podstawy; współczynnik bezpieczeństwa powinien być $\geq 2,0$; do obliczenia oporu na przesuw należy przyjąć parametry gruntu podłoża lub gruntu wypełniającego, wybierając słabszy.
- b) wypieranie gruntu spod konstrukcji; współczynnik bezpieczeństwa powinien być wówczas ≥ 2 ; określając nośność graniczną podłoża niespoistego, zakładając obciążenie pasmowe, przyjmuje się szerokość muru na poziomie fundamentu jako równą mniejszej wielkości H lub L .
- c) osunięcie się konstrukcji; należy przeanalizować wszystkie potencjalne powierzchnie poślizgu, tak jak w przypadku konwencjonalnego muru oporowego; ważne jest rozważenie zarówno krótkotrwałych jak też długotrwałych właściwości gruntu przy obliczeniach statecz-

ności, aby projektowanie konstrukcyjne i użytkowe pozwoliło uwzględnić działanie ciśnienia wody porowej. W obu przypadkach współczynnik bezpieczeństwa powinien być $\geq 1,5$.

W warunkach krajowych obliczenia statyczne i projektowanie ścian oporowych z gruntu zbrojonego należy przeprowadzać wg załącznika 5 normy PN-83/B-03010.

LITERATURA

Podręczniki i skrypty

- [1] Bączek Z.K.: Nomogramy do odwodnień powierzchniowych. Arkady, Warszawa 1975.
- [2] Biernatowski K.: Fundamenty obiektów i urządzeń przemysłowych, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, 1979.
- [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] Chwaściński B.: Projektowanie palowań fundamentowych. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, 1977.
- [6] Costet L., Sanglerat G.: Mechanika gruntów. Praktyczeskij kurs. Perekod s francuskiego. Moskwa - Strojizdat 1981.
- [7] Czarnota-Bojarski R., Lewandowski J.: Fundamenty budowli lądowych, Przykłady obliczeń, Arkady, Warszawa 1978.
- [8] Danilecki W., Mączyński M.: Obliczenia statyczne izolacji i wykładzin asfaltowych. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1979.
- [9] Dembicki E.: Parcie, odpór i nośność gruntu, Arkady, Warszawa 1979.
- [10] Dembicki E., Tejchman A.: Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa - Poznań 1981.
- [11] Dzierżawski K.: Projektowanie odwodnień wykopów budowlanych. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1980.
- [12] Glinicki S.P.: Mechanika gruntów. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1983.
- [13] Glinicki S.P., Glinicki A.M., Sobczyk Z., Stegawski M.: Maszyny i urządzenia w budownictwie drogowym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1982.
- [11] PN-80/B-03040 Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny. Obliczenia i projektowanie.
- [12] PN-74/B-04452, Grunty budowlane. Badania polowe.
- [13] PN-68/B-06050 Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonywania i badania przy odbiorze.
- [14] PN-82/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [15] PN-67/8811-01 Budownictwo hydrotechniczne. Obciążenia budowli w obliczeniach statycznych (wydanie 6)
- [16] BN-72/8932-01 Norma branżowa. Budowle drogowe i kolejowe. Roboty ziemne.
- [17] BN-79/9190-01 Urządzenia melioracji wodnych. Elementy drewnianych ścianek szczelnych.
- [18] Department of transport, Technical memorandum (bridges) BE 3/78, Reinforced earth retaining walls and bridge abutments for embankments, London SW1P 3EB
- [19] Instrukcja 156. Wytyczne wykonywania robót budowlano-montażowych w okresie zimowym przy temperaturach do -15°C . Roboty fundamentowe i palowe. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1973.
- [20] Instrukcja 182. Instrukcja wykonywania badań podłoża gruntowego sondą udarowo-obrotową typu ITB-ZW. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1975.
- [21] Instrukcja 230 - Wytyczne projektowania i wykonywania fundamentów szczelinowych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 1980.
- [22] Instrukcja 231. Wytyczne badań presjometrycznych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1980.
- [23] Instrukcja 232. Instrukcja wykonywania próbnych obciążeń gruntu płytą sztywną i świdrem talerzowym. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1980.
- [24] Instrukcja 233. Wytyczne wykonywania technicznych badań podłoża gruntowego oraz sporządzenia dokumentacji i opinii geotechnicznych, Warszawa 1980.
- [25] Wytyczne techniczno-budowlane projektowania i wykonywania pali wielkośrednicowych w obiektach mostowych. Ministerstwo Komunikacji, Departament Budownictwa, Warszawa 1975.
- [26] Wymagania techniczno-budowlane dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach podlegających wpływom eksploatacji górniczej. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1975.

- [14] Glinicki S.P., Mrozek W.: Elementy geotechniki w inżynierii sanitarnej. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1983.
- [15] Gorbunov-Posadov M.I., Malikova T.A.: Račot konstrukcij na uprugom osnovanii, Moskva-strojizdat 1983.
- [16] Grabowski R.J.: Pomiary geodezyjne przy wykonywaniu robót ziemnych i badaniu odkształceń podłoża. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1979.
- [17] Hückel S.: Budowle morskie, t.I-IV. Wydawnictwo Morskie, Gdańsk 1972-1975.
- [18] Hückel S.: Zakotwienia gruntowe w hydrotechnice. Państwowe Wydawnictwa Naukowe, Warszawa - Poznań 1978.
- [19] Jarominiak A.: Lekkie konstrukcje oporowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1982.
- [20] Jarominiak A., Kłosiński B., Grzegorzewicz K., Cielenkiewicz T.: Pale i fundamenty palowe, Arkady - Warszawa 1976.
- [21] Kardasz W., Steckiewicz R.: Badania terenowe gruntów. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1980.
- [22] Keždi A.: Handbuch der Bodenmechanik, Band I - 1969, Band II - 1970, Band III - 1973, Band IV - 1976, VEB, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- [23] Kisiel Igor.: Współczesne problemy mechaniki ilów. Zakład Narodowy im. Ossolińskich. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, 1981.
- [24] Knaupe W.: Baugrubensicherung und Wasserhaltung, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1979.
- [25] Lambe T.W., Whitman R.V.: Mechanika gruntów, t.I - 1977, t.II - 1978, Arkady, Warszawa.
- [26] Motak E.: Projektowanie fundamentów bezpośrednich. Przegląd norm zagranicznych i polskich. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa, 1982.
- [27] Pisarczyk St.: Zagęszczalność gruntów gruboziarnistych i kamienistych. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii - Instytut Dróg i Mostów, Warszawa 1977.
- [28] Praca zbiorowa. Podpory mostów. Wybrane zagadnienia. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1981.
- [29] Praca zbiorowa. Współpraca konstrukcji budowlanych z podłożem. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, Zakład Narodowy im. Ossolińskich 1978.
- [30] Praca zbiorowa. Wybrane zagadnienia geotechniki. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, Zakład Narodowy im. Ossolińskich 1978.
- [31] Richart Ir.F.E., Hall Ir.I.R., Woods R.D.: Vibrations of soils and foundations. Prentice - Hall, New Jersey 1970.
- [32] Rossiński B.: Fundamentowanie, Arkady - Warszawa 1978.

- [33] Sanglerat G.: The penetrometer and soil exploration. Elsevier scientific publishing company. Amsterdam - Oxford - New York 1972.
- [34] Sumbulidi I.A.: Raščet inženernych konstrukcij na uprugom osnovanii, Moskva "Vyššaja škola", 1973.
- [35] Schubert K.: Böschungen, Dämme - Halden - Kippen, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.
- [36] Sobolevski J.A.: Vodonasyščennyje atkosy i osnovanija, Izdatelstvo "Vyšejšaja škola", Minsk, 1975.
- [37] Weissenbach A.: Baugruben, Teil I, II, Verlag von W.Ernst u.Sohn, Berlin - München - Düsseldorf 1975.
- [38] Wiczysty A.: Hydrogeologia inżynierska. Państwowe Wydawnictwa Naukowe, Warszawa 1982.
- [39] Witun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1982.
- [40] Wu, T.: Soil Mechanics, Allyn and Bacon, Inc.-Boston, London, Sydney 1976.
- [41] Vollenweider U.: Allgemeines über Stabilitätsberechnungen. Berlin, Mitteilungen SGBF, N.94, 1976.
- [42] Zeevaert L.: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Company, 1973.

Normy, normatywy i instrukcje

- [1] PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- [2] PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [3] PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [4] PN-82/B-02004 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami.
- [5] PN/B-02170. (Projekt). Ocena szkodliwości wpływów drgań i wstrząsów w budynkach.
- [6] PN-69/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośności pali i fundamentów na palach.
- [7] PN-78/B-02483 Pale wielkośrednicowe wiercone. Wymagania i badania.
- [8] PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] PN-80/B-03322 Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Fundamenty konstrukcji wsporczych. Obliczenia statyczne i projektowanie.