

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

Stanisław Paweł Glinicki

MECHANIKA GRUNTÓW
(wydanie drugie poprawione i rozszerzone)

WYDAWNICTWA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Recenzent

prof.dr hab.inż. Julian Pałka

Opracowanie redakcyjne

Jadwiga Żukowska

Opracowanie techniczne

Tadeusz Malewicz

Korekta techniczna

Elżbieta Siemieniako



Oddz. Bi.

Druk z materiałów przygotowanych przez Stencjonodawcę
WEMA Warszawa 1983 Nakł. 500+15 egz. Ark. wydaw. 15,-
Ark. druk. 19,75 Papier kl. VII 63g Zam. 253/83/Y 0-3

SPIS TREŚCI

	Strona
PRZEDMOWA	7
1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE	
1.1. Zadania mechaniki gruntów	9
1.2. Rys historyczny mechaniki gruntów	10
2. POCHODZENIE GRUNTÓW	
2.1. Budowa skorupy ziemskiej i pochodzenie skał	13
2.2. Ruchy górotwórcze	17
2.3. Wietrzenie	19
2.4. Erozja	21
2.5. Działalność lodowców	23
2.6. Sufozja i kras	31
2.7. Lesy w Polsce	32
2.8. Mapy geologiczne	33
3. WŁAŚCWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE GRUNTÓW	
3.1. Powierzchnia graniczna cząstek gruntowych	36
3.2. Skład mineralogiczny	37
3.3. Budowa elektrokinetyczna cząstki	40
3.4. Zjawiska fizykochemiczne gruntów	41
3.5. Właściwości tiksotropowe gruntów	43
3.6. Siły działające pomiędzy cząstkami gruntu	45
3.7. Kapilarność	47
3.8. Oznaczanie kapilarności błornej	50
4. WŁAŚCWOŚCI FIZYCZNE GRUNTÓW	
4.1. Klasyfikacja gruntów	54
4.2. Analiza skłowa	58

4.3. Analiza areometryczna	59
4.4. Budowa krzywej uzławnienia	64
4.5. Struktura i tekstura gruntu	64
4.6. Oznaczanie zawartości części organicznych	67
4.7. Wskaźnik różnorodności	69
4.8. Oznaczanie podstawowych cech fizycznych gruntu	70
4.9. Obliczanie parametrów określających cechy porowatości gruntu	76
4.10. Stopień zagęszczenia gruntów niespolistych	80
4.11. Stany zawilgocenia gruntów	81
4.12. Wskaźnik zagęszczenia gruntu	84
4.13. Wpływ zawartości wody na gęstość objętościową gruntu	85
4.14. Cechy charakterystyczne gruntów spolistych	86
4.15. Badania makroskopowe	92
4.16. Aktywność	96
4.17. Właściwości fizyczne gruntów zamrażniętych	97
5. RUCH WODY W GRUNCIE	101
5.1. Postacie wód podziemnych	105
5.2. Wodoprzepuszczalność gruntów	105
5.3. Obliczanie współczynnika filtracji gruntów niespolistych	107
5.4. Badanie współczynnika filtracji w terenie	108
5.5. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespolistych	114
5.6. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spolistych	116
5.7. Równania ciągłości przepływu wody	118
5.8. Funkcja potencjału i funkcja prądu	121
5.9. Siatka przepływu	127
5.10. Równanie ciągłości dla gruntów anizotropowych	132
5.11. Ciśnienie sphywowe	133
5.12. Ciśnienie obojętne i naprężenie efektywne	137
6. NAPRĘŻENIA W PODŁOŻU GRUNTOWYM	140
6.1. Hipotezy o rozkładzie naprężeń w gruncie	140
6.2. Wyznaczanie naprężeń pierwotnych	142
6.3. Naprężenia w gruncie od działania siły skupionej	142
6.4. Analiza pionowych naprężeń normalnych	145
6.5. Obciążenia zewnętrzne kilkoma siłami skupionymi	147
6.6. Rozkład naprężeń w podłożu od powierzchniowego obciążenia ciągłego	148

6.7. Metoda punktów narożnych	149
6.8. Naprężenia w gruncie pod fundamentem prostokątnym	152
6.9. Naprężenia w gruncie pod fundamentem kołowym	154
6.10. Rozkład naprężeń pod absolutnie sztywnymi ławami	155
6.11. Wyznaczanie naprężeń pod fundamentami budowli	156
7. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE GRUNTÓW	158
7.1. Moduł odkształcenia gruntu	160
7.2. Edometryczny moduł ścisłości gruntu	161
7.3. Współczynnik ścisłości	163
7.4. Współczynnik rozporu bocznego	165
7.5. Oznaczanie edometrycznych modułów ścisłości	167
7.6. Oznaczanie ciśnienia pęcznienia gruntów spolistych	171
7.7. Wskaźnik osiadania zapadowego	174
7.8. Badanie gruntów w edometrze z pierścieniem pływającym	175
7.9. Stan naprężeń i odkształceń gruntów w podłożu	177
7.10. Opór tarcia wewnętrznego i opór spójności właściwej	179
7.11. Wytrzymałość gruntu spolistego na ścinanie	180
7.12. Kryterium wytrzymałościowe Coulomba-Mohra	180
7.13. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spolistych w aparacie skrzynekowym	189
7.14. Badania wytrzymałości gruntów na ścinanie w aparacie trójosiowym	192
7.15. Aparat trójosiowego ściskania gruntu typu "Ewa"	194
7.16. Stopień konsolidacji	199
7.17. Badania konsolidacji gruntów	205
8. ODKSZTAŁCENIA PODŁOŻA	213
8.1. Modele obliczeniowe podłoża gruntowego	213
8.2. Zakres stosowania obliczeń geostatycznych	216
8.3. Czynniki powodujące odkształcenia podłoża gruntowego	217
8.4. Typowe zjawiska osiadań	221
8.5. Zagadnienie nośności podłoża gruntowego	223
8.6. Wypieranie gruntu spod fundamentu	228
8.7. Wyznaczanie naprężeń krytycznych	229
8.8. Wyznaczanie naprężeń granicznych	231
8.9. Teoria Meyerhafa	233
8.10. Teoria obliczania nośności według Dargunoglu i Mitchell	235

8.11. Ogólne ujęcie pola prędkości	241
8.12. Pole prędkości pod fundamentem ławowym	246
8.13. Wyznaczanie osiadań fundamentów	249
8.14. Metody obliczania osiadań wtórnych i pierwotnych.....	252
8.15. Osiadanie w czasie	255
8.16. Osiadanie średnie i przechylenie budowli	256
8.17. Wyznaczanie strzałki ugięcia budowli	258
9. STATECZNOŚĆ ZBOCZY	
9.1. Przyczyny i rodzaje ruchów mas skalnych na zboczach	260
9.2. Morfologia osuwisk	262
9.3. Informacje o odkształceniach zboczy	264
9.4. Stateczność zboczy w gruntach niespolistych	265
9.5. Równowaga zboczy w gruntach spoistych	267
9.6. Stateczność ścian pionowych	269
9.7. Zbocze w gruntach niejednorodnych znajdujących się pod działaniem ciśnienia spływowego	272
9.8. Słaba warstwa gruntu w podłożu zbocza	274
9.9. Warstwa skalista u podnóża zbocza	275
9.10. Sposoby zabezpieczenia i stabilizacji terenów osuw- skowych	278
10. PRZEMARZANIE GRUNTÓW	282
11. PARCIE GRUNTU I ZASADY PROJEKTOWANIA ŚCIAN OPO- ROWYCH	
11.1. Rodzaje parć gruntu i ich określenia	294
11.2. Parcie w spokoju	296
11.3. Metody ekstremalne	297
11.3.1. Założenia do parcia gruntu według Coulomba.....	297
11.3.2. Wyznaczanie parcia czynnego gruntów niespo- istych	298
11.3.3. Wyznaczanie parcia biernego gruntów niespo- istych	302
11.4. Teoria parcia gruntu według Rankine'a	304
11.5. Zasady projektowania ścian oporowych	309
LITERATURA	314

PRZEDMOWA

Skrypt ma służyć studentom jako pomoc w studiowaniu mechaniki gruntów. Przeznaczony jest dla kierunku budownictwo. Mogą z niego korzystać studenci studium dziennego magisterskiego oraz studenci studiów zawodowych.

Stopień wykorzystania przedstawionego materiału powinien być różny, chociaż liczba godzin wykładowych z przedmiotu mechanika gruntów jest jednakowa na studiach magisterskich i zawodowych.

Rozdział drugi "Pochodzenie gruntów" powinien służyć jako pomoc w nauczaniu przede wszystkim na studiach zawodowych. Na studiach magisterskich istnieje odrębny przedmiot pt. "Geologia inżynierska i petrografia".

Mechanika gruntów zajmuje się zagadnieniami teoretycznymi i ich zastosowaniem w praktyce. Skrypt omawia właściwości fizykochemiczne i fizyczne gruntów, ruch wody w gruncie, naprężenia w podłożu gruntowym, właściwości mechaniczne gruntów i odkształcenia podłoża a także zagadnienia stateczności zboczy, przemarzanie i parcie gruntu.

Skrypt może służyć jako pomoc w praktyce inżynierii fundamentowania.

Panu Profesorowi dr hab.inż. Julianowi PAŁCE z Instytutu Geotechniki Wydziału Inżynierii Sanitarnej i Wodnej Politechniki Krakowskiej składam serdeczne podziękowanie za życzliwą recenzję wydawniczą skryptu oraz wniesienie cennych uwag i wskazówek.

Stanisław Paweł Glinicki

1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE

1.1. Zadania mechaniki gruntów

Mechanika gruntów zajmuje się zagadnieniami, które występują przy projektowaniu i wykonywaniu budowli i dotyczą płytko zalegających utworów geologicznych.

Mechanika gruntów wiąże się z nauką zwaną fundamentowaniem. Fundamentowanie to dziedzina wybitnie praktyczna, rozwijająca się już od zarania cywilizacji. Mechanika gruntów stanowi podbudowę teoretyczną fundamentowania i jest nauką młodą, liczącą sobie zaledwie 200 lat; w nowoczesnym ujęciu datuje się od lat około sześćdziesięciu. Mimo niewielkiej różnicy "wieku", wpływ mechaniki gruntów na zasady i technikę fundamentowania jest ogromny. Osiągnięcia w dziedzinie mechaniki gruntów umożliwiły zrozumienie pracy poszczególnych elementów fundamentowych oraz pozwoliły ustalić zasady współdziałania fundamentów z podłożem i z konstrukcją budowli.

Mechanika gruntów nie jest nauką ścisłą. Laboratoryjne zbadanie gruntów nie uwalnia od konieczności wnikliwego rozpatrywania wyników badań i umiejętnego z nich korzystania w praktyce. Nauka mechaniki gruntów zajmuje się prawami mechaniki gruntów, rozkładem i wielkością naprężeń w gruncie, odkształcaniem się gruntu i nośnością podłoża gruntowego, teorią stanu granicznego gruntów i jej zastosowaniem, statecznością zboczy i budowli oraz procesami reologicznymi w gruntach i ich znaczeniem. Zagadnienia te rozpatrywane są dla takich gruntów, które posiadają zdolność przenoszenia sił. Zatem takie grunty nie mogą podlegać bezpośredniemu wpływowi zjawisk meteorologicznych, działaniu mikroorganizmów, korzeni roślin i innych czynników mogących wpłynąć na zmniejszenie lub zniszczenie nośności gruntu.

1.2. Rys historyczny mechaniki gruntów

W dziedzinie mechaniki gruntów można wymienić nazwiska wielu badaczy, między innymi takich jak: Coulomb, autor znanego wzoru na ścinanie gruntu pod wpływem parcia na mury oporowe w stanie równowagi granicznej (1773)

$$\tau_1 = \sigma \operatorname{tg} \phi + c, \quad (1.1)$$

Poncelet (1840) oraz Rankine (1857). Teoretyczne rozważania na temat rozkładu ciśnienia w gruncie prowadzili jeszcze w XIX wieku Boussinesq (1855), Winkler (1872) i Flamant (1892).

Temat dotyczący rozkładu naprężeń w gruncie po raz pierwszy przedstawiony został przez profesora Kurdiumowa w pracy napisanej w roku 1899.

Systematyczne prace na temat stateczności mas ziemnych rozpoczęły w 1913 r. w Nowym Jorku, Amerykańska Komisja do Badań Podłoża i Komisja Geotechniczna, powołana w 1912 roku przy Dyrekcji Kolei w Sztokholmie.

Żywiołowy rozwój mechaniki gruntów datuje się od roku 1925, tj. od daty ukazania się pracy profesora K. Terzaghi, zatytułowanej "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage". Profesor K. Terzaghi jest twórcą nauki zwanej mechaniką gruntów. Uczony ten był pionierem w dziedzinie badań mechaniki gruntów i, jakkolwiek stanowisko jego w niektórych sprawach zostało skrytykowane i zachwiane przez uczonych radzieckich, francuskich i innych, liczne jego prace stały się punktem wyjścia dla badaczy, którzy stworzyli znaczną część dzisiejszej literatury z mechaniki gruntów.

Każdy projektant i wykonawca, który zetknął się z obszerną literaturą poświęconą zagadnieniom mechaniki gruntów, zna nazwiska takich uczonych jak: Terzaghi, Taylor, Casagrande, Peck, Skempton, Bjerrum, Kezisei, Fukuoka, Kezdi, Kogler, Heafell i wielu innych. Spośród uczonych radzieckich znani są Giersiewanow, Wasiljew, Gorbunow-Posadow, Zemoczkin, Polazin, Bieriezancew, Cytowicz, Sokolowski, Mastow, Sobolewski i inni.

We wszystkich technicznie rozwiniętych krajach zostały stworzone instytuty bądź laboratoria zajmujące się zagadnieniami mechaniki gruntów i fundamentowania.

W Polsce przedwojennej nie było wystarczających warunków dla rozwinięcia prac naukowych na szeroką skalę. Pierwsze prace nad badaniem gruntów rozpoczęto w Politechnice Łwowskiej w 1930 roku. W tym samym czasie działało laboratorium przy Akademii Górniczej w Krakowie, prowadzone przez profesora Poganyego.

W Warszawie pierwsze prace gruntoznawcze rozpoczęły się w Drogowym Instytucie Badawczym Politechniki Warszawskiej. Najlepiej zaopatrzone w najnowsze aparaty było laboratorium gruntowe w Zakładzie Badawczym Budownictwa Politechniki Warszawskiej, kierowane przez profesora Nesterowicza. Wojna zniszczyła urządzenia i zabrała wielu polskich wybitnych naukowców z dziedziny mechaniki gruntów. Po wojnie trzeba było wszystko budować na nowo.

Spośród polskich uczonych - pionierów należy wymienić Poganyego, Piętkowskiego, Brytę i Rusina. Zagadnieniami mechaniki gruntów zajmowali się również profesorowie: Fedorowicz, Nesterowicz, Budryk, Czarnota-Bojarski, Hummel, Puzyna i Żenczykowski.

W teorii mechaniki gruntów do opisu właściwości mechanicznych są stosowane koncepcje ośrodka kontynualnego (ciągłego) i dyskretnego (rozdrobnionego). W ujęciu kontynualnym zagadnienia teoretyczne rozwiązuje się opierając się na modelu matematycznym oraz warunkach brzegowych i początkowych, a także korzystając z dorobku mechaniki ciał odkształcalnych, która pozwala na operowanie takimi pojęciami jak naprężenie czy odkształcenie. Koncepcja ujęcia dyskretnego pozwala na uwzględnienie rzeczywistej budowy gruntu, określenie jego struktury, wielkości ziarn i ich lokalnych wzajemnych oddziaływań. Przy tej koncepcji operuje się pojęciem sił i przemieszczeń lokalnych, bądź statystycznym opisem oddziaływań czy położenia cząstek. W Polsce ujęcie dyskretne stosuje prof. J. Litwiniszyn. W Związku Radzieckim profesor J. J. Kandaurov rozwinął teorię mechaniki ośrodków rozdrobnionych i zastosował ją w budownictwie.

Do wszechstronnego rozwoju wiedzy z zakresu geotechniki (nauki o ziemi, geomechaniki, geoinżynierii) oraz rozpowszechniania jej praktycznego stosowania przyczyniła się swoim działaniem społeczny Polski Komitet Geotechniki, który jest organem doradczo-opiniotawczym Naczelnej Organizacji Technicznej. Członkowie tego Komitetu są równocześnie zrzeszeni w Międzynarodowym Stowarzyszeniu Mechaniki Gruntów i Fundamentowania (International Society for Soil Mecha-

nics and Foundation Engineering - ISSMFE). Celem Stowarzyszenia - ISSMFE jest przyczynianie się do rozwoju wiedzy z dziedziny mechaniki gruntów i rozpowszechnianie zastosowań tej wiedzy w praktyce.

Cele te Stowarzyszenie realizuje poprzez:

- a) organizowanie konferencji międzynarodowych co 4 lata;
- b) popieranie konferencji regionalnych;
- c) współpracę z innymi organizacjami międzynarodowymi i krajowymi, których cele są zbieżne z celami ISSMFE;
- d) ułatwianie wymiany informacji naukowej pomiędzy stowarzyszeniami krajów członkowskich;
- e) publikowanie streszczeń naukowych.

2. POCHODZENIE GRUNTÓW

W budownictwie nadziemnym, podziemnym oraz wodnym będziemy zajmowali się podłożem budowlanym, tj. obszarem gruntu zalegającego pod powierzchnią terenu przyległego do obiektu i od poziomu posadowienia rozpatrywanego fundamentu budynku lub budowli do głębokości, do której uwzględnia się oddziaływanie tego budynku lub budowli

2.1. Budowa skorupy ziemskiej i pochodzenie skał

Czas trwania dziejów Ziemi trudno ustalić, przyjmuje się 3000 - 4900 milionów lat. Obecna budowa skorupy ziemskiej jest wynikiem wielu procesów geologicznych. W tabeli 2.1 podano ery, okresy i epoki geologiczne, w których zachodziły przemiany na powierzchni Ziemi. Ustaleniem wiekowego następstwa warstw skalnych w czasie i przestrzeni zajmuje się stratygrafia, jeden z działów geologii historycznej.

Wiek poszczególnych warstw skalnych określa się na podstawie zawartości w nich tzw. skamieniałości przewodnich, tj. takich form faunistycznych i florystycznych, które charakteryzują się możliwie krótkotrwałym istnieniem w czasie, a więc małym zasięgiem pionowym oraz możliwie najszerszym zasięgiem poziomym.

Czwartorzęd, który jest najkrótszym okresem w historii Ziemi, dzieli się następująco:

- 1) plejstocen - epoka lodowa,
- 2) holocen - epoka współczesna.

Przedmiotem badań geologicznych dla celów budownictwa są na ogół utwory zalegające płytko pod powierzchnią terenu.

Tabela 2.1.

Uproszczona tablica stratygraficzna

Ery	Okresy	Epoki	Czas trwania w milionach lat
Kenozoiczna	Czwartorzęd		około 1
	Trzeciorzęd	Neogen	około 66
		Pliocen Miocen	
		Paleogen	
Mezozoiczna	Kreda		około 70
	Jura		około 25
	Trias		około 36
	Kajper Wapień muszlowy Pstry płaskowiec		
Paleozoiczna	Perm		około 25
	Karbon		około 55
	Dewon		około 55
	Sylur		około 40
	Ordowik		około 80
	Kambr		około 83
Proterozoiczna	Prekambr		około 2500
Archaiczna			

Utwory geologiczne występujące zwykle w postaci skał skruszonych nazywamy gruntami.

Tabela 2.2.

Podział gruntów według uogólnionych kryteriów geologicznych

Okres - system i oznaczenie	Epoka - Cudział i oznaczenie	Geneza i litologia	Uzupełniająca charakterystyka geologiczna	Rejonizacja
1	2	3	4	5
Czwartorzęd Q	Holocen Qh	Osady rzeczne, zastoiskowe i leżorne, deluwialne, wietrzalne słokowe, wydmy.	Wypełniają współczesne doliny i zagłębienia oraz zbocza; duża zmienność i nieregularne ułożenie	Caly obszar kraju
	Plejstocen Qp	gliny zwalowe, zwęzły glazowiskowe rzeczno-bodowcowe piaszki, pospółki i obciążki zastoiskowe ły warwowe, gliny, pyły, piaszki pylaste i piaszki oraz gytie i torfy eoliczne lessy różnych łaci	osady trzech zlodowaceń; osady starszych zlodowaceń (1 i 2) są silnie skonsolidowane; osady młodszych zlodowaceń (2 i 3) są załadowane glacioktonicznymi; w strefach maren czolowych nieregularne ułożenie	osady zlodowacenia 1 pokrywają cały kraj do brzołu karpackiego; osady zlodowacenia 2 pokrywają obszar północny i środkowy; osady zlodowacenia 3 pokrywają obszar północny
Trzeciorzęd T	Pliocen Pl	utwory osadowe: ły, gliny, pyły, piaszki brunatne	duża zmienność i załadowanie glacioktoniczne	Wyżyna Lubelska, Góry Świętokrzyskie, Podgórze Karpackie, Sudety
	Miocen M	skaly ły: wapienie, margle, gipsy	utwory szczeliniowate; warstwy nachylone; procesy krasowe w wapieniach i gipsach	Niz Polak, Podgórze Sudeckie i Karpackie, Wyżyna Śląska
	Oligocen Ol	utwory osadowe: ły (septarlowe i toruniackie), piaszki	utwory silnie skonsolidowane i zaburzone glacioktonicznie	Roztocza, Podgórze Karpackie, obszar Gó Świotkrzyskich
	Eocen E Paleocen P	skaly ły: łupki, żółupki, piaszkowce, zło-pienie, wapienie	osady typu łyżkowego, spękanne, załadowane z uskokami i nasunięciami	ły w rejonie Szczecina i Torunia, piaszki na Wyżynie Lubelskiej
Karpaci; często gruba pokrywa wietrzalowa				
W przypadku występowania gruntów jednej genery i litologii, lecz należących do różnych okresów glacioktonicznych, cykl sedimentacyjnych lub łaci, należy uzupełnić symbole wariantami 1, 2, 3 itd., zaczynając od gruntów najstarszych.				
W przypadku występowania utworów starszych zaleca się stosować nazwy i symbole na podstawie map geologicznych.				



W tabeli 2.2 przedstawiono podział gruntów pochodzących z różnych okresów. Znajomość okresu czy epoki, w których powstał dany grunt ma duże znaczenie przy ocenie jego wartości technicznej. Grunty starsze stanowią lepsze podłoże budowlane.

Minerały i skały skorupy ziemskiej są przedmiotem badań makroskopowych i laboratoryjnych. Minerale jest to pierwiastek (np. Au - złoto) lub związek chemiczny (np. SiO_2 - dwutlenek krzemu) przeważnie w postaci krystalicznej. Skała jest to zespół minerałów powstały w sposób naturalny w skorupie ziemskiej. Istnieją skały monomineralne, składające się z tego samego minerału, i polimineralne, składające się z różnych minerałów.

W zależności od warunków i charakteru procesów skałotwórczych wyróżniamy trzy grupy skał:

- a) magmowe,
- b) osadowe (wietrzenno-osadowe),
- c) metamorficzne (przeobrażone),

Magma jest to upłynięta część skorupy ziemskiej, ma różny skład chemiczny, przesycona jest gazami i zawiera przegrzane roztwory wodne.

Klasyfikacja genetyczna skał magmowych jest następująca:

- 1) Skały głębinowe - powstały w głębi ziemi przy powolnym spadku temperatury i pod znacznym ciśnieniem (granity, syjenity, dioryty, gabra i fojasity).
- 2) Skały żyłowe - powstały w szczelinach skorupy ziemskiej z magm bogatych w składniki lotne (aplity i pegmatyty) przy umiarkowanym ciśnieniu i pewnym spadku temperatury.
- 3) Skały wylewne - powstały na powierzchni ziemi przy szybkim spadku temperatury i normalnym ciśnieniu (porfiry, szkliwa, andezyty, bazalty, melafiry, bazanity).

Skały osadowe dzieli się, na podstawie ich pochodzenia, na trzy grupy:

- a) okruchowe (klastyczne),
- b) ilowe oraz chemiczne i organogeniczne.

Skały okruchowe składają się z okruchów rozkruszonych skał magmowych, metamorficznych i osadowych (starszych). Podstawą podziału skał okruchowych jest wielkość (frakcja) tworzących je ziarn (okruchów), czyli struktura. Skały klastyczne mogą występować w sta-

nie luźnym, np. żwir, piasek, muły, bądź scementowanym, np. zlepnie, piaskowce i mułowce.

Skały ilowe zbudowane są z minerałów ilowych (kaolinit, illit i inne), których nie da się rozpoznać makroskopowo. Stanowią one produkty wietrzenia chemicznego.

Skały chemiczne powstają przede wszystkim jako wynik strącania się różnych soli (np. wapnie oolitowe, gips, sól kamienna) w basenach wodnych. Często jednak powstają również na lądzie w wyniku wietrzenia chemicznego skał magmowych (boksyty, lateryty).

Skały organogeniczne tworzą się z produktów życiowej działalności zwierząt i roślin. Do najważniejszych skał organogenicznych zaliczamy wapnie, dolomity, kredę, skały krzemionkowe oraz torfy i węgle brunatne i kamienne.

Skały magmowe i osadowe oraz tworzące je minerały są trwałe tylko w pewnych granicach temperatury i ciśnienia. Jeśli temperatura i ciśnienie zwiększą się lub zostanie doprowadzona do skały z głębi ziemi obca substancja, to powstają nowe skały przeobrażone, czyli metamorficzne. Do skał metamorficznych zaliczamy: fility, łupki łazyczkowe, kwarcyty, marmury, serpentynity, amfibolity, gnejsy, tufity i inne.

2.2. Ruchy górotwórcze

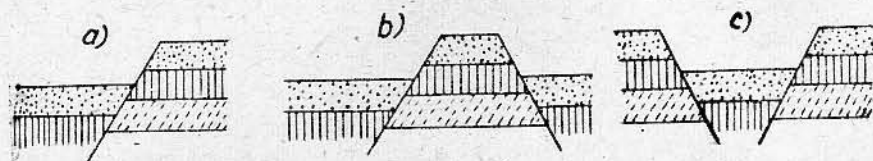
Ruchy górotwórcze są to ruchy skorupy ziemskiej prowadzące do powstawania struktur geologicznych. Wśród nich można wymienić ruchy pionowe oraz poziome. W wyniku tych ruchów, zwanych zaburzeniami tektonicznymi, warstwy skalne ulegają ściśnięciu lub spiętrzeniu (rys. 2.1) oraz pocięciu uskokiemi (rys. 2.2) i szczelniami. Wszystkie struktury tektoniczne możemy obserwować w skałach występujących w warstwach, a więc w skałach osadowych i niektórych metamorficznych.

Znajomość zaburzeń układu warstw, czyli tektoniki, ma bardzo duże znaczenie przy określaniu wód w głębinach przy głębokich robotach ziemnych i przy fundamentowaniu.



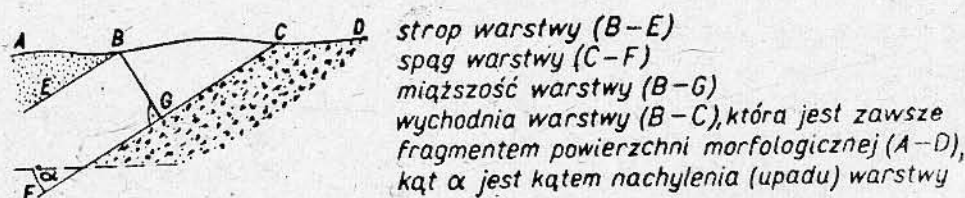
Rys. 2.1. Fałd

Zjawisko polegające na odwróceniu rzeźby terenu w stosunku do budowy tektonicznej nazywa się inwersją. Jest to tworzenie się obniżień morfologicznych (dolin) w miejscu wyniesień tektonicznych (antyklin) oraz tworzenie się wyniesień morfologicznych w miejscu obniżień tektonicznych (synklin). Nauka o formach powierzchni Ziemi, ich genezie i rozwoju nazywa się geomorfologią.



Rys. 2.2. Pocięcia tektoniczne: a) uskoki, b) zrab, c) rów

W każdej warstwie geologicznej odróżniamy elementy pokazane na rysunku 2.3. Każda warstwa geologiczna ma pewne położenie w skorupie ziemskiej, określone przez bieg i upad warstwy. Bieg jest to linia prosta powstała z przecięcia płaszczyzny warstwy (stropu lub spągu) z dowolną powierzchnią poziomą. Upad jest to najmniejszy kąt zawarty między płaszczyzną warstwy a dowolną powierzchnią poziomą. Bieg mierzymy za pomocą busoli geologicznej (podajemy w stopniach), a upad klinometrem.



Rys. 2.3. Elementy warstw geologicznych

Szczególnym rodzajem fałdowań są wysady solne - masy solne plastyczne, wyciśnięte ku górze poprzez dużo nieraz młodsze, sztywne utwory nadkładu. W naszym kraju wysady solne występują licznie na Kujawach.

Pod względem termicznym dzielimy warstwy gruntu na przypowierzchniowe i wgłębne. Powierzchnia granicząca te strefy znajduje się na głębokości około 20 - 25 m od terenu, to jest tam, gdzie temperatury są zbliżone do średniej rocznej temperatury powietrza (pas termicznie neutralny).

2.3. Wietrzenie

Już od około 3000 milionów lat trwa proces wietrzenia skał. W ciągu tego czasu wytworzyły się ze skał grunty, które ulegają dalszym przemianom. Rozróżniamy cztery rodzaje wietrzenia:

- | | |
|---------------|-------------------------------|
| a) fizyczne, | c) organiczne, |
| b) chemiczne, | d) mechaniczne rozdrobnienie. |

2.3.1. Wietrzenie fizyczne

Czynnikami wietrzenia fizycznego są: temperatura, woda, mechaniczne działanie organizmów i wiatr. W wyniku współdziałania tych czynników skały ulegają osłabieniu, a następnie rozpadowi na bloki. Z poszczególnych bloków zaczynają wypadać pojedyncze minerały skałotwórcze i skała rozsypuje się na luźne okruchy. Woda znajdująca się w szczelinach i porach skał zamarzając powiększa swoją objętość około 9%. Zamarzająca woda w porach i szczelinach skał wywiera ciśnienie na skałę i powoduje jej rozpad na mniejsze bloki. Podobnie dzieje się przy słonecznym nagrzewaniu skały. Ciśnienie zamarzniętej w skałce wody zwiększa się wraz ze spadkiem temperatury.

2.3.2. Wietrzenie chemiczne

Czynniki chemiczne oddziałujące na skałę zmieniają jej charakter petrograficzny a niekiedy i skład mineralny. Mogą wtedy powstać nowe minerały lub nawet ich znaczne skupienia, tak często spotykane w skałach niezdiagnozowanych (nieskonsolidowanych). Główną rolę w wietrzeniu chemicznym odgrywa woda. Krążąc w przyrodzie zmienia ona swe właściwości, wskutek czego staje się bardziej aktywna wobec skały i może spowodować rozpuszczenie niektórych jej składników.

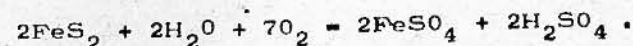
W wietrzeniu chemicznym zachodzą następujące procesy:

- utlenianie (oksydacja),
- uwodnienie (hydratacja),
- redukcja oraz uwęglanowanie (karbonatyzacja).

W strefie wietrzenia może też zachodzić dehydratyzacja (osuszenie).

Utlenianie polega na łączeniu się związków mineralnych z tlenem lub na przechodzeniu związków tlenowych niektórych pierwiast-

ków (mających niższą wartość), w związku o wartości wyższej. Jako przykład utleniania, czyli łączenia się minerału z wolnym tlenem atmosferycznym, może służyć następujący związek:



Siarczan żelazowy (FeSO_4), jako sól słabej zasady i silnego kwasu, ulega łatwo dalszemu rozkładowi. Ostatecznym produktem tego rozkładu jest limonit ($2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$).

Uwodnienie jest to proces polegający na przemianie minerału bezwodnego w uwodniony lub słabo uwodnionego w silnie uwodniony. Przykładem uwodnienia jest przeobrażenie anhydrytu (CaSO_4) w gips ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$).

Redukcja wywołana jest materią organiczną i działalnością bakterii. W procesie tym następuje zmiana połączeń żelazowych w żelazowe. Wskutek tego żelazo może być rozpuszczone w wodzie zawierającej kwas węglowy, dzięki czemu tworzą się rozpuszczalne kwaśne węglany żelaza $\text{FeH}_2(\text{CO}_3)_2$. Jeśli kwaśne węglany żelaza strąca (CO_2), który zostanie zużyty przez rośliny i bakterie, wówczas węglan strąca się jako nierozpuszczalny syderyt (FeCO_3). Jeśli natomiast w roztworze jest dużo tlenu, to z roztworu zawierającego $\text{FeH}_2(\text{CO}_3)_2$ strąca się z powrotem wodorotlenek żelazowy przechodzący następnie w limonit. Redukcja połączeń żelazowych prowadzi do odbarwienia skał zabarwionych tymi połączeniami.

Uwęglanowanie polega na wyplerniu (ze związków mineralnych) różnych kwasów przez kwas węglowy. Pod wpływem tego działania następuje rozkład krzemianów, które przechodzą w węglany.

2.3.3. Wietrzenie organiczne

Procesy życiowe roślin i zwierząt wywołują wietrzenie organiczne. Bakterie powodują w swym otoczeniu przemiany chemiczne. Największa ilość bakterii występuje na powierzchni ziemi. Ilość ta maleje w miarę pograżania się w grunt. Na głębokości 3-5 m bakterie nie działają. Różne bakterie mogą wytwarzać kwas węglowy, azotowy, azotawy, amoniak, gaz błotny itp. i w ten sposób powodować dalsze wietrzenie gruntów.

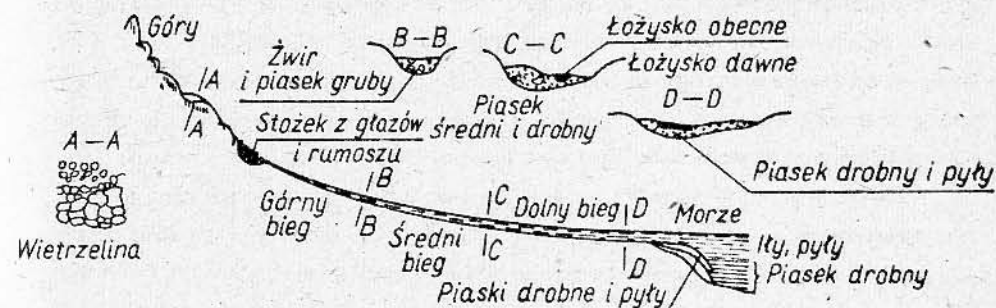
2.3.4. Mechaniczne rozdrobnienie

Rozdrobnienie mechaniczne jest spowodowane przez:

- ruch odłamków skalnych po stokach w dół,
- uderzenie o brzegi fal morskich,
- spływanie z gór lodowców,
- rzeki.

2.4. Erozja

W najogólniejszym znaczeniu erozja obejmuje wszystkie procesy, które rozluźniają i przemieszczają masy skalne na powierzchni ziemi. Zwietrzały (w różnej formie) materiał skalny, położony u podnóża gór bywa zazwyczaj przenoszony na inne miejsca. Ulega on dalekiemu transportowi wód deszczowych, rzek, prądów i falowań morskich. Efektem transportu jest nie tylko zmiana miejsca położenia materiału skalnego, lecz także jego obtoczenie. W wyniku toczenia się i tarcia ziarn o siebie okruchy zaokrągla się, powstają mniejsze ziarna żwiru, piasku czy mączki skalnej.



Rys. 2.4. Powstawanie gruntu wzdłuż biegu rzeki

Rysunek 2.4 przedstawia schemat powstawania gruntów wzdłuż biegu rzeki. Ze środowiska rzecznoego pochodzą te ziarna, które są źle obtoczone i mają powierzchnię błyszczącą. Tam gdzie prędkość przepływu wody jest mała, a więc w łóżyskach rzek lub ich zagłębieniach, osadzają się warstwy pyłu lub namułu i często tworzą się torfowiska. Częstki lżejsze wędrują najdalej, wpadają do dużych zbiorników wodnych i tworzą pokłady mułu ilastego. W ciągu długich okresów geologicznych ziemie zamieszkiwane obecnie przez Polaków znajdowały

się na dnie morza, na którym osadzały się ławice ze skorupek i szkieletów żyłatek morskich, tworząc np. wapienie; jeżeli osadzały się równocześnie cząstki ilowe, powstawał margle. Margle są to wapienie z domieszkami ilowymi lub ły z określoną zawartością węgla wapnia. Wapienie o dużej zawartości skorup nazywają się muszlowcami. Obniżenie się dna morskiego, zmiany temperatury i środowiska chemicznego spowodowały, że z ławic drobnych płasków spojonych lepiszczem potworzyły się płaskowce, a z mułów ilastych powstały łupki i łółupki.

Grunty, w zależności od sposobu ich powstawania, dzielimy następująco:

- grunty pochodzenia miejscowego,
- grunty naniesione.

Grunty pochodzenia miejscowego są to grunty utworzone na miejscu ich powstawania wskutek wietrzenia skały pierwotnej. Ten sposób formowania się osadu gruntowego nazywa się formacją eluwialną. Typowym przykładem tej formacji są gliny wietrzelnowe i wietrzeliny. Gliny wietrzelnowe odznaczają się tym, że w miarę zwiększania się głębokości ich położenia występują w nich coraz większe odłamki niezwięzniętych ziarn kwarcu, muskowitu i wodorotlenku żelaza o ostrych krawędziach. Na skutek intensywnego działania wody opadowej z wietrzeliny powstaje rumosz w postaci okruchów skalnych i drobnego tłuczka. W przypadku osadzenia się na stoku, gliny eluwialne mogą być zmyte przez wody opadowe. Mogą być wtórnie osadzone u podnóża stoku i tworzyć tzw. gliny deluwialne.

Grunty naniesione tworzą następujące formacje:

- a) dyluwialne - stanowiące złoża, które jako okruchy skalne zmyte przez potoki powstały przy zboczach gór i w dolinach,
- b) aluwialne - stanowiące złoża żwirów, płasków, pyłów i glin; osadzone przez wody płynące z gór; ten typ osadów jest szeroko rozpowszechniony w obszarach o rozwiniętej sieci rzecznej,
- c) morskie - powstałe jako osady w morzach, w postaci mułów i płasków drobnych z okresu holocenu, i wapienie, margle, łupki oraz łółupki, powstałe w poprzednich okresach geologicznych,
- d) jeziorne - osady w wodach stojących, np.: gliny i ły pstrze (pozańskie) oraz gytia zawierająca 20 - 40% rozłożonej substancji organicznej i posiadające charakter tłustej koloidalnej masy,
- e) eoliczne - stanowią złoża naniesione przez wiatr,

- f) lodowcowe - osady naniesione przez lodowiec i osadzone w czasie topnienia lodów, np.: gliny zwałowe, gliny narzutowe, ły warwowe, żwiry i płaski.

Ły pstrze, ły warwowe i gliny lodowcowe (zwałowe) są najbardziej charakterystycznymi a zarazem pospolitymi gruntami ilowymi na terenie Polski. Ły pstrze (pozańskie) mają różne barwy, między innymi szarozielonkawą lub szaroniebieską z licznymi brunatnymi plamkami, będącymi śladami utlenionego pirytu.

Ły warwowe (wałogowe) charakteryzują się bardzo wyraźnym równoległym warstwowaniem dwóch naprzemianległych cienkich warstewek o różnej grubości.

Osadem, który wyraźnie wymyka się z ram klasyfikacyjnych jest gлина zwałowa (lodowcowa). Jest to bezładna mieszanina, barwy szarej lub brunatnej, różnych frakcji (struktur): ilowej, pyłowej, piaszczystej, żwirowej oraz głazów różnej wielkości. Genetycznie jest to materiał zwałowy topniejącego lodowca i w związku z tym pozbawiony jest selekcji. Gliny zwałowe mogą tworzyć różne formy morfologiczne, określone jako moreny. Na przykład gлина zwałowa osadzona w czasie postoju przed czołem lodowca tworzy wały moren czołowych, natomiast osadzona w czasie topnienia lodowca tworzy płaskie lub faliste moreny denne.

2.5. Działalność lodowców

2.5.1. Mechanizm powstawania lodowców

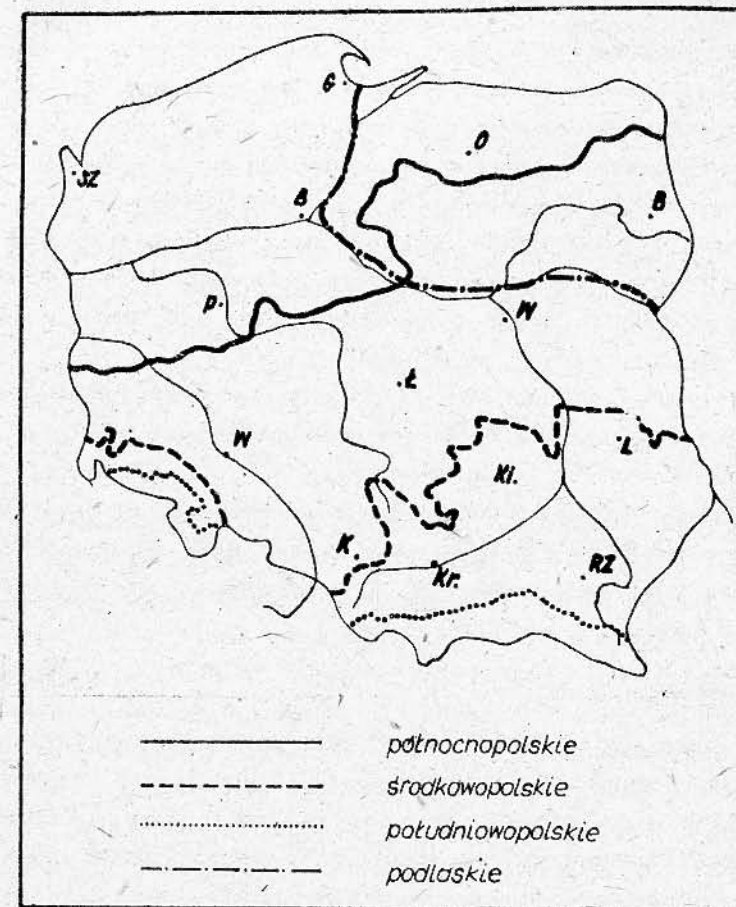
Lodowce tworzą się wszędzie, gdzie ilość śniegu który spadł w ciągu roku jest większa od ilości śniegu stopniałego latem. Obszary, na których śnieg nie może się stopić w czasie lata, lecz gromadzi się w coraz większych ilościach, leżą powyżej tzw. granicy wiecznego śniegu. Świeżo spadły śnieg składający się z drobnych kryształków lodu tworzy puszystą warstwę, która po kilku dniach gęstnieje wskutek ubytku powietrza i większego zwarcia kryształków. Kryształki te pod wpływem promieni słonecznych nadtapiają się i zlepiają tworząc ziarna zwane firnem. Pod działaniem nowych warstw świeżego śniegu, wywierających coraz większe ciśnienie na warstwy stare, ziarna firnu łączą się w jednolitą masę lodu firnowego, a następnie lodu lodowcowego. Aby lód lo-

lodowcowy mógł się utworzyć; musi mieć nad sobą pokrywę śniegu o grubości co najmniej trzydziestu metrów. Lód lodowcowy pod wpływem ciśnienia nadkładu zachowuje się jak ciało plastyczne.

Rozróżnia się dwa typy lodowców:

- lodowce górskie,
- lodowce kontynentalne, czyli lądolody.

W lodowcach górskich lód lodowcowy spływa grawitacyjnie jeziorami w doliny, lądolody natomiast rozprzestrzeniają się we wszystkich kierunkach, głównie dzięki właściwościom plastycznym lodu lodowcowego. Oczywiście nachylenie terenu sprzyja przemieszczaniu się lądolodu. W niniejszym skrypcie zostaną omówione tylko lodowce kontynentalne, gdyż te wywarły istotny wpływ na budowę geologiczną oraz warunki inżyniersko-geologiczne Polski. W czwartorzędzie, w plejstocenie lądolód czterokrotnie nasuwał się z północy na obszary naszego kraju. W okresach ociepleń, zwanych interglacjami, lodowce topniały całkowicie. Zasięgi poszczególnych zlodowaceń przedstawia mapka (rys. 2.5). Miąższość osadów czwartorzędowych w Polsce północno-wschodniej, wynosząca 0 - 200 m, świadczy o ogromnej ilości mas skalnych transportowanych w lodowcu. Podłożem nasuwającego lodowca była powierzchnia warstwa wietrzeliowa. Wietrzelniny te pochodziły ze skał litych, głównie w postaci glin wietrzelinowych. Lodowiec nasuwał się poza tym na tereny występowania utworów eolicznych, organicznych itp. Dolna uplastyczniona partia lądolodu płynąc przesycała wodą grunty podłoża. Zróżnicowana miąższość masywu lodowego, uzależniona od ukształtowania terenu, wywoływała zróżnicowane ciśnienie w spągu lodowca. Partie skał podłoża, na które wywierane było mniejsze ciśnienie, przemarzwały tworząc sztywne bryły. Przemarznięte bryły podłoża były podnoszone do góry i na skutek powstawania w płynącym lodowcu prądów i zawirowań włączane w cielsko lodowca jako morena. Transport materiału skalnego ku górze ułatwiała także woda płynąca w szczelinach. Materiał morenowy ulegał dalszemu rozdrobnieniu i przemieszczaniu wewnątrz lodowca w czasie jego ruchu.



Rys. 2.5. Zasięg zlodowaceń

2.5.2. Jednostki geomorfologiczne powstałe w wyniku działalności lodowców i ich charakterystyka inżyniersko-geologiczna

Jednostki geomorfologiczne są to tereny o podobnym ukształtowaniu, genezie i wieku. Wszystkie jednostki geomorfologiczne niżej opisane powstały wskutek działalności wód roztopowych i lodowca cofającego się lub stagnującego, ponieważ lodowiec posuwający się do przodu niszczył wszystkie formy utworzone u swego czoła.

A - Moreny czołowe

Moreny czołowe są to wysokie wały powstałe u czoła lodowców. Czoło lodowca posuwało się, gdy dostawa lodu i śniegu do lodowca była większa niż topnienie, albo gdy topnienie utrzymywało się w tym samym położeniu przez dłuższy czas, gdy topnienie było równe dostawie. Na podłożu lodowca wywierane było ciśnienie około 1 MPa, przed czołem lodowca działało tylko ciśnienie atmosferyczne (dziesięć razy mniejsze). Na skutek różnicy ciśnień utwory spod czoła lodowca były wypierane przed lodowiec i tworzyły wały, tzw. moreny czołowe powstałe z wyciśnięcia.

Moreny z wyciśnięcia zbudowane są z osadów morskich, jeziornych, rzecznych, rzeczno-lodowcowych lub lodowcowych. Osady te zawsze są zaburzone glacictektonicznie (tzn. pofałdowane).

Nasuając się lodowiec niszczył swe moreny powstałe z wyciśnięcia, a gdy czoło utrzymywało się w tym samym miejscu przez dłuższy czas moreny z wyciśnięcia były nadbudowywane przez materiał z topniejącego czoła lodowca.

B - Moreny denne

Moreny denne są to tereny, na których lodowiec osadził własny materiał podczas deglacjacji, czyli topnienia. Pagórkowaty krajobraz tych obszarów jest wynikiem zróżnicowanego rozkładu utworów morenowych w lodowcu. Po stopieniu się lodowca, w miejscu gdzie niósł on więcej materiału skalnego, powstały wzniesienia, natomiast gdzie miąższość lodowca była mniejsza, lub był on uboższy w materiał morenowy, tworzyły się obniżenia.

Moreny denne zbudowane są głównie z gliny zwałowej, wśród której mogą występować przewarstwienia utworów fluwio-glacyjnych, np. piaszków, żwirów. Głina zwałowa jest utworem obejmującym całą gamę gruntów - od łu, poprzez gliny, do piaszków gliniastych.

W związku z tym, że mieszanie materiału morenowego w lodowcu nie przebiegało dokładnie, nawet niewielkie próbki pobrane z glin zwałowych wykazują zróżnicowaną litologię i co za tym idzie zróżnicowane właściwości. Niewielkie ilości substancji organicznej w glinach zwałowych, pochodzące np. z torfów włączonych do moreny, powodują jej diagenezę, czyli twardnienie. Proces diagenetyzacji wyrównuje zróżnicowanie cech glin, a ponieważ jest on prawie nieodwracalny, stopień zdia-

genezowania świadczy o wieku gliny. Gliny starszych zlodowaceń są silniej zdiagenezowane niż gliny zwałowe zlodowaceń młodszych, a w związku z tym bardziej nośne.

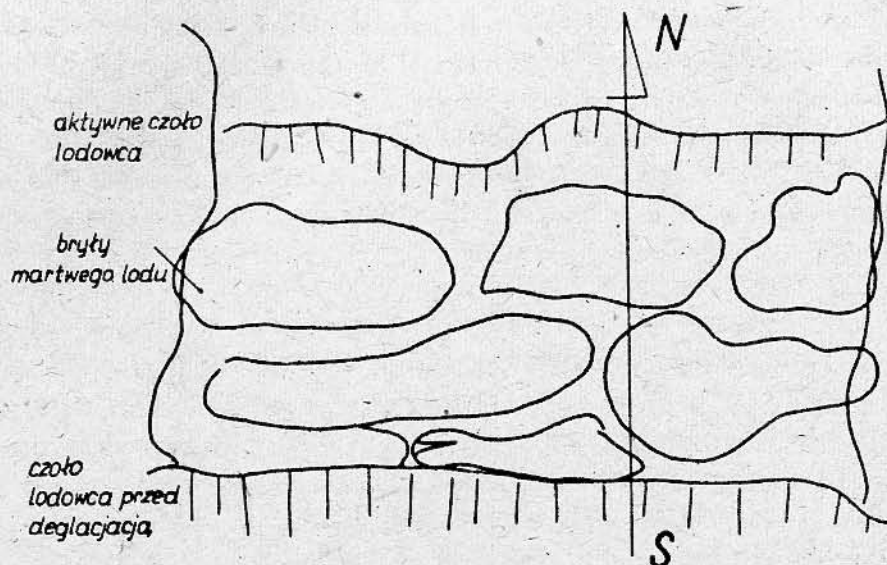
Formą bardzo charakterystyczną dla obszarów moren dennych są liczne, niewielkie zagłębienia bezodpływowe, tzw. oczka polodowcowe, stanowiące wytopiska po bryłach martwego lodu. Zarysy tych zagłębień są bardzo urozmaicone (okrągłe, wydłużone, sierpowate). Obecnie oczka polodowcowe wypełnione są utworami organicznymi lub deluwiami. W części z nich utrzymuje się stale lub okresowo woda. Na obszarach moreny dennej spotyka się różnej wielkości głazy narzutowe skał północnych.

C - Kemy

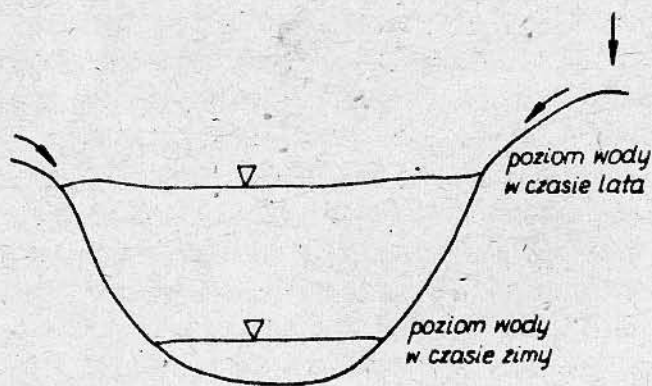
Na terenach moreny dennej obserwuje się ciągi spłaszczone, wydłużonych wzgórz kemowych, których przebieg przypomina ścieżkę rzeczną. Wzgórza te zbudowane z gruntów niespoistych mogą łączyć się w systemy kemów, których poszczególne odcinki charakteryzują się różną wysokością, szerokością i długością. Powstanie kemów związane jest z procesem deglacjacji lodowców. W okresach ocieplenia rozkład temperatur na obszarach pokrytych lodowcem był nierównomierny. Najwyższe temperatury działały na południowe, czołowe partie lodolodu. Wytopianie czoła lodowca doprowadzało do powstawania brył martwego lodu, które nie miały kontaktu z aktywnym lodowcem (rys. 2.6). Zamieranie lodowca od czoła jest przyczyną prawie równoleżnikowego przebiegu szczeliny pomiędzy bryłami lodu. Szczeliny pogłębiane i poszerzane przez wody roztopowe w nich płynące były więc dolinami rzek o zmiennym, sezonowym reżimie. Latem, kiedy topnienie martwych lodów zachodziło intensywnie, doliny te (o zboczach zbudowanych z lodu) były miejscem przepływu rzek o wysokim poziomie i dużym wydatku. Zimą natomiast, kiedy ilość wód roztopowych zmniejszała się, poziom rzędnej wody obniżał się (rys. 2.7). Rzeki te niosły, przerabiały i akumulowały materiał skalny dostarczany im z wodą roztopową ze zboczy. W głęboczkach tych rzek odkładały się pyły i mułki. Ponieważ szczeliny kemowe były połączone, w miejscach połączeń tworzyły się stożki napływowe.

Po całkowitej deglacjacji brył lodu stanowiących zbocza dolin kemowych, kemy stały się formami pozytywnymi, stanowiącymi kulminacje wśród moreny dennej.

Kemy, które osadziły się w szczelinach szerokich są płaskie i rozległe (np. obniżenie Szeszupy); natomiast kemy osadzone w szczelinach wąskich są ciągami wzgórz o ostrych zboczach (np. kem w okolicach Haćk).



Rys. 2.6. Schemat wytopiania lodowca

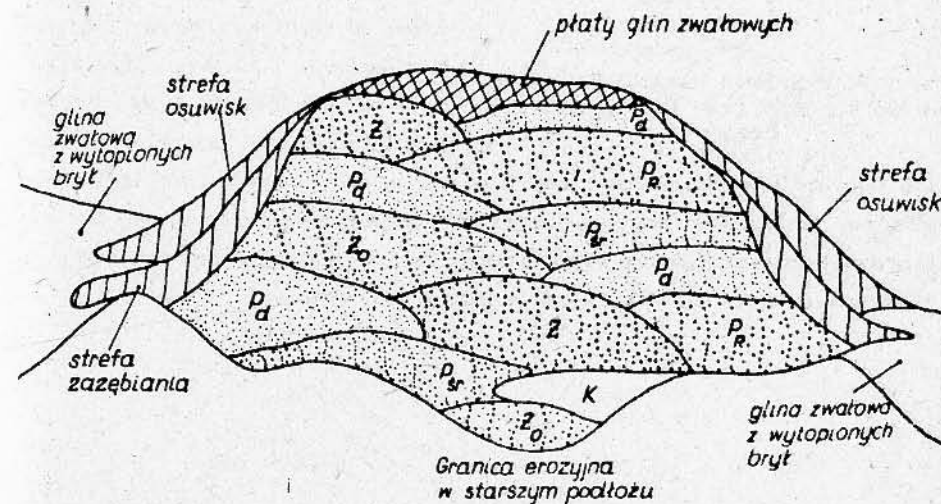


Rys. 2.7. Zmiana poziomu wód w rzekach lodowcowych

Rozpatrując przekroje wzgórz kemowych zauważa się szereg prawidłowości. Kemy zbudowane są z przewarstwiających się, przekątnie warstwianych utworów niespolistych, wskazujących na sedymentację

zblizoną do rzecznej. Wśród tych dobrze przesortowanych przez wodę warstw spotyka się warstwy nieprzesortowane, np. pospółki gliniaste. Warstwy te powstały w czasie intensywnego topnienia brył lodu otaczającego kem.

Ilość materiału skalnego dostarczonego rzece była tak duża, że rzeka nie była w stanie go przetransportować i, co za tym idzie, przesegregować. Wzgórza kemowe mogą być lokalnie pokryte płytami gliny zwatowej, pochodzącymi z wytopienia odłamów lodu, który spadł na wykształcony już kem z otaczających go brył martwego lodu. Na zboczach kemów obserwuje się liczne osuwiska, powstałe w okresie topnienia brył lodów stanowiących podparcie dla materiału budującego kem (rys. 2.8).



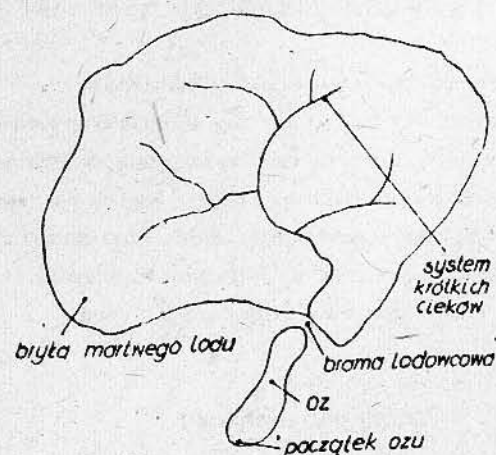
Rys. 2.8. Przekrój przez kem

D - Ozy

Formą geomorfologiczną, która swe powstanie zawdzięcza wodom płynącym z lodowca, są ozy. Ozami nazywamy wały o wysokości od kilku do kilkudziesięciu metrów i falistej linii grzbietowej. Ozy zbudowane są z piasków i żwirów dobrze obtoczonych, skośnie warstwianych.

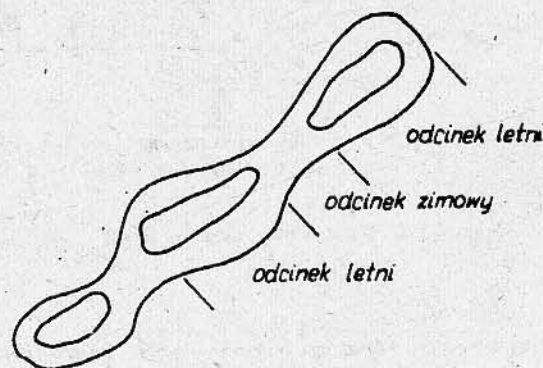
W wyniku topnienia lodowca i brył martwego lodu po ich powierzchni płynęły wody roztopowe, które tworzyły cały system krótkich cieków, łączących się w większe rzeki. Rzeki te niosły materiał wytoplo-

ny z lodu i osadzały go w miejscach swego ujęcia (w bramach lodowcowych), gdzie rzeki te traciły swoją siłę (rys. 2.9). W bramach



Rys. 2.9. Schemat układu krótkich cieków i ujęcia tzw. bramy lodowcowej

to 30 ozów. Rozmieszczone są one na ogół równomiernie na całym obszarze. Wszystkie ozy są bogatymi magazynami kruszywa. Do ozów najbardziej znanych w rejonie Białegostoku należą eksploatowany oz w Kundzinie koło Sokółki i oz w okolicy Rzędzian.



Rys. 2.10. Oz w planie

E - Sandry

Sandry są to rozległe prawie płaskie powierzchnie zbudowane ze żwirów i płasków wodno-lodowcowych. W tym samym czasie, gdy u krawędzi lądolodu rósł wał moreny czołowej akumulacyjnej, wody pochodzą-

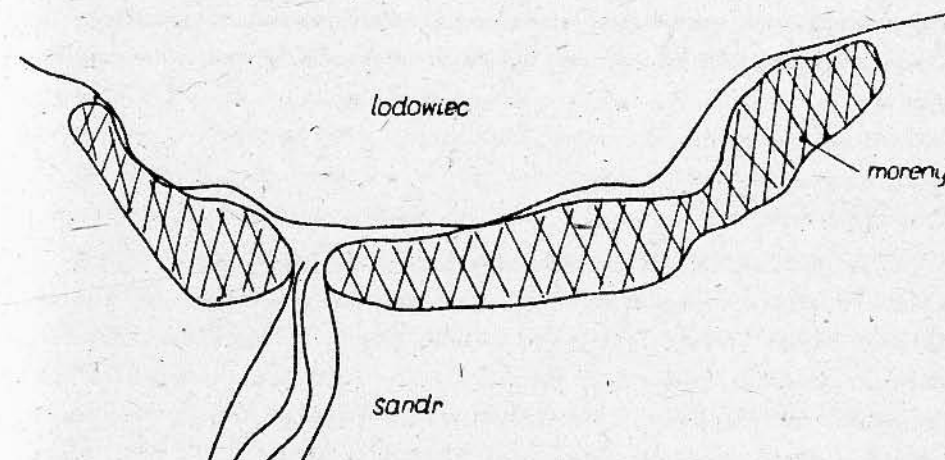
lodowcowych w miarę kurczenia się lodu odbywało się stałe dosypywanie i przyrastanie materiału wynoszonego z lodowca.

Najwcześniej usypywany był początek ozu, a najpóźniej koniec. Odcinki ozów osadzone w lecie, kiedy lodowiec intensywnie topniał i rzeka lodowcowa wynosiła z niego dużą ilość materiału skalnego, są szerokie, długie i wąskie. Odcinki zimowe są krótkie, wysokie i niższe (rys. 2.10).

Na Nizinie Podlaskiej rozpoznanych jest dotychczas oko-

ce z topnienia lodowca rozchnęły go dając początek olbrzymim rzekom (rys. 2.11). Rzeki te charakteryzowały się możliwościami transportu, segregacji i osadzania materiału skalnego z lodowca, a także zróżnicowanym w ciągu roku wydatkiem wód. Zimą, gdy ilość wody dostarczana z lodowca była mała, rzeka miała niewielką zdolność erozji i zataczała małe meandry. Latem, gdy w rzece tej płynęło dużo wody, rzeka silnie erodowała, zataczała duże meandry i często się przemieszczała.

Stale osadzanie i przerabianie materiału transportowanego przez rzekę (o zmiennym stanie wody i zmiennym przebiegu) doprowadzało do powstawania rozległego sandru o bardzo niespokojnym krzyżakowym warstwowaniu. Przykładem sandru może być sander kurpiowski.



Rys. 2.11. Schemat powstawania sandru

2.6. Sufozja i kras

Sufozja jest to powierzchniowe ługowanie chemiczne i wyptukiwanie mechaniczne cząstek skalnych oraz towarzyszące im zjawiska powstawania zapadlisk powierzchni terenu. Zjawisko sufozji może mieć miejsce w praktyce budowlanej. Zachodzi np. wtedy, gdy chcemy przy wykopach obudowanych, wykonywanych w gruntach nawodnionych przy obniżaniu poziomu wody gruntowej, uzyskać depresję poza wykopem. Depresja ta powinna mieć przez cały czas wykonywania robót ziem-

nych możliwie najmniejsze pochylenie zwierciadła wody gruntowej przy granicy wykopu, gdyż tylko nieznaczne nachylenie krzywej depresyjnej pozwala na utrzymywanie małych prędkości przepływu wody gruntowej i zapobiega sufozji, czyli wymywaniu cząstek gruntu do wykopu.

Wodami podziemnymi zalegającymi w strefie, w obrębie której znaczą się wzajemne oddziaływanie z budowlami, zajmuje się nauka o praktycznym znaczeniu, zwana hydrogeologią inżynierską. Nauka ta rozpatruje również zmiany ilościowe i jakościowe wód podziemnych pod wpływem działalności inżynierskiej.

Kras jest to zespół zjawisk krasowych. Krasowe zjawiska są to formy i procesy, które powstają pod wpływem działalności rozpuszczającej wód powierzchniowych i podziemnych w skałach łatwo rozpuszczalnych (np. wapienie, dolomity, gipsy). W wyniku tych zjawisk następuje tworzenie się pod ziemią lejów i pieczar. Niektóre leje i pieczary mogą być wypełnione namywami, wówczas są one luźne i ściskalne. Kras jest niebezpieczny dla budowli i tereny krasowe należy omijać.

2.7. Lessy w Polsce

Less jest wynikiem działalności akumulacyjnej wiatru. Jest to osad pylasty z epoki czwartorzędowej z okresu plejstocenckiego, pochodzenia wietrznego (osad eoliczny). Składa się on z mikroskopijnych ziarenek krzemionki (kwarcu), w ilości 60 - 70%, oraz domieszek innych minerałów, jak skalenie i minerały ciężkie (cyrkon, rutil, hornblenda i inne). Całość zlepiona węglanem wapnia w ilości 10 - 15%. Lessy powstały przez wywiewanie drobnokształtnych cząstek pylastych z obszarów nie pokrytych roślinnością, znajdujących się przeważnie w chłodnej strefie klimatycznej. Lessy pokrywają wielkie obszary jednolitą warstwą. W Polsce lessy występują na Wyżynie Lubelskiej, w Kotlinie Sandomierskiej i na Roztoczu. Miąższość ich wynosi kilkanaście metrów.

Struktura lessu jest makroporowata, gdyż objętość porów pomiędzy ziarnami jest większa niż objętość ziarn. Płonowy układ porów sprawia, że wszelka woda znajdująca się na powierzchni lessu szybko wsiąka w warstwę powodując zjawisko dosłaniania. Dosłanianie jest to zjawisko zmniejszania miąższości warstwy pod wpływem nawilgoceń, bez udziału obciążenia. Woda powoduje również wytrącanie wę-

lanu wapnia z lessów w postaci charakterystycznych konkrecji - kulek lessowych.

Lessy powstałe w miejscach suchych, tzw. lądowe, nie są uwarstwione i jednorodne, natomiast lessy osadzone w jeziorach mają wyraźne uwarstwienie, są bardziej zbite i zawierają skorupy mięczaków. Średnica ziarn lessu w 75% waży się pomiędzy 0,1 - 0,005 mm. Próbkę lessu opuszczoną do wody rozpada się szybko, wydzielając pęcherzyki powietrzne i nie pęczniejąc. W stanie suchym lessy są dobrym gruntem budowlanym.

2.8. Mapy geologiczne

Mapy geologiczne stanowią rzuty wybranych elementów budowy geologicznej na płaszczyźnie poziomej. Przy pomocy barw i umownych znaków podają one rozmieszczenie wychodni różnych skał, wiek geologiczny tych skał oraz przedstawiają zaburzenia tektoniczne jakim te skały uległy. Mapy geologiczne powstają jako rezultat zdjęcia geologicznego. Przez zdjęcie geologiczne rozumiemy wynik prac geologicznych w postaci dokumentacji geologicznej, która składa się z materiału graficznego, opisowego oraz okazów skał. Mapy geologiczne powinny więc być dokumentami oddającymi całokształt wiadomości o budowie geologicznej terenów. Mapy te stanowią również podstawę dla różnego rodzaju prac specjalnych, np. geologiczno-inżynierskich, gleboznawczych, melioracyjnych itp. Zależnie od przeznaczenia mapy geologiczne wykonuje się w różnych podziałkach. Zazwyczaj rozróżnia się trzy kategorie map: ogólne, przeglądowe i szczegółowe.

Mapy ogólne opracowuje się w podziałkach małych (1 : 700 000 lub jeszcze mniejszych). Przedstawiają one budowę geologiczną większych obszarów a nawet całych krajów lub kontynentów. Dają one tylko ogólny uproszczony obraz budowy geologicznej danego obszaru.

Mapy przeglądowe opracowuje się w podziałkach 1:500 000, 1:100 000. Mapy tego typu oddają już bardziej dokładnie budowę geologiczną terenu i pozwalają na rozwiązywanie, w ogólnych zarysach, zagadnień dotyczących np. rozmieszczenia kopalin użytecznych i na określenie perspektyw nowych złóż surowcowych. Uogólnienia na takich mapach zależą od celów jakim mają one służyć.

Mapy szczegółowe wykonuje się w podziałkach od 1:10 000 do 1:50 000. Przedstawiają one, z dość dużą dokładnością, szczegóły budowy geologicznej danego obszaru. Mapy te oddają znaczne usługi przy projektowaniu nowych kopali, zakładów przemysłowych, linii komunikacyjnych, dróg, ujęć wodnych itp.

Wśród map geologicznych zależnie od ich treści i przeznaczenia można wyróżnić kilka ich typów, np. mapy stratygraficzne, surowcowe, hydrogeologiczne, geotechniczne itd.

Mapy stratygraficzne przedstawiają wiek geologiczny, oraz wzajemne ułożenie różnych skał występujących na danym obszarze. Stanowią one podstawę opracowania innych map.

Mapy hydrogeologiczne zawierają wiadomości o poziomach wodonośnych, o ich głębokościach, o ruchu wody i jej chemizmie.

Mapa geologiczno-inżynierska (geotechniczna) ma na celu charakterystykę skał pod kątem przydatności dla wszelkiego rodzaju budownictwa. Wśród map geotechnicznych wyróżnia się kilka typów, zależnie od przeznaczenia jakiemu mają służyć, np. mapy dla potrzeb kolejnictwa, budowy mostów i osiedli, zapór wodnych itp. Na mapach geotechnicznych zaznacza się zwykle rozmieszczenie gruntów występujących na powierzchni oraz rozmieszczenie skał płytkiego podłoża. Mapy te podają porowatość i szczelinowość skał, ich wytrzymałość na obciążenie, charakterystykę uziarnienia itp.

Innym sposobem przedstawienia budowy geologicznej są przekroje geologiczne, będące obrazem wglębnej budowy terenu na płaszczyźnie pionowej, poprowadzonej przeważnie pod kątem prostym do biegu warstw. Pokazują one poglądowo jak zmienia się miąższość i warunki ułożenia warstw, formy sfałdowań, położenie i kształt masywów skał magmowych itp. Przekroje geologiczne uzupełniają i ułatwiają zrozumienie i posługiwanie się mapami geologicznymi. Przekroje geologiczne, podobnie jak mapy geologiczne, mogą być wykonane w rozmaitych podziałkach, a więc w podziałce ogólnej, przeglądowej i szczegółowej. Dla określonej podziałki poziomej, przeważnie takiej samej jak podziałka mapy geologicznej, z której wykonujemy przekrój, należy odpowiednio dobrać podziałkę pionową. Najlepsze wyobrażenie budowy geologicznej na przekroju otrzymujemy wówczas, gdy podziałka pozioma i pionowa będą jednakowe. Jednakże przy rozwiązywaniu różnych zagad-

nień praktycznych stosuje się przewyższoną podziałkę pionową.

W praktyce stosuje się najczęściej przewyższenie 10 lub 20-krotne, np. gdy podziałka pozioma wynosi 1:25 000, to pionowa 1:2 000 lub 1:2 500. Taki dobór podziałek daje jeszcze stosunkowo nieznaczne zniekształcenie budowy geologicznej.

3. WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE GRUNTÓW

Grunt jest tworzywem nieciągłym składającym się z oddzielnych ziarn i cząstek. Ziarno gruntu jest to składnik struktury gruntu, którego najmniejszy wymiar lub średnica ma więcej niż 0,05 mm. Cząstką natomiast nazywamy składnik gruntu taki, którego największy wymiar ma mniej niż 0,05 mm. Ziarna i cząstki można by określić jednoznacznie wymiarem liniowym jedynie w przypadku, gdyby miały kształt kuli lub sześcianu. Cząstki pyłu i większe ziarna gruntu mają, w przybliżeniu, kształty wymienione wyżej. Cząstki te odbiegają znacznie od tych kształtów.

Grunt określa się również jako ośrodek dwufazowy (woda - szkielet gruntowy lub powietrze - szkielet gruntowy), często nawet trójfazowy (woda - szkielet gruntowy - powietrze). Możemy odróżnić więc trzy schematy uzależnione od ilościowego stosunku objętości poszczególnych faz. W schemacie pierwszym pory są całkowicie wypełnione wodą. Schemat drugi przedstawia fazę powietrzno-suchą, w nim pory są wypełnione tylko gazem. Schemat trzeci jest układem trójfazowym i stanowi najtrudniejsze zadanie do rozwiązania w sensie modelu mechanicznego. Mechanikę gruntów interesuje wzajemne oddziaływanie pomiędzy ziarnami i cząstkami gruntu. Oddziaływanie to jest funkcją kształtu ziarn i cząstek, wielkości i rodzaju ich powierzchni granicznej oraz wzajemnej odległości pomiędzy cząstkami.

3.1. Powierzchnia graniczna cząstek gruntowych

Właściwości i zjawiska fizykochemiczne są funkcją powierzchni granicznej. Powierzchnią właściwą nazywamy stosunek łącznej po-

wierzchni granicznej cząstek i ziarn gruntu do łącznej ich objętości:

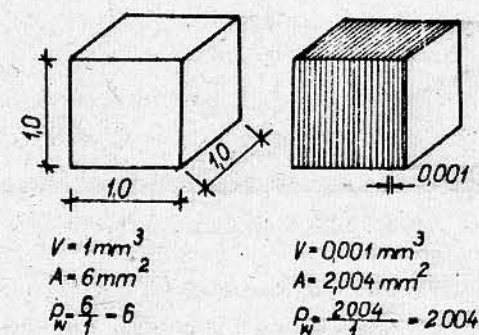
$$P_w = \frac{\sum A}{\sum V} \quad (3.1)$$

gdzie:

A - powierzchnia graniczna pojedynczej cząstki;

V - objętość pojedynczej cząstki.

W układach o małym rozdrobnieniu i niewielkiej powierzchni właściwej zjawiska fizykochemiczne nie mają istotnego znaczenia. W układach o dużym rozdrobnieniu powierzchnia właściwa rośnie (rys. 3.1), a z jej wzrostem zwiększa się aktywność fizykochemiczna cząstki. Układy o dużym rozdrobnieniu zawierają minerały łowe, które są bardzo rozpowszechnione i stanowią około 70% powierzchni skorupy ziemskiej.



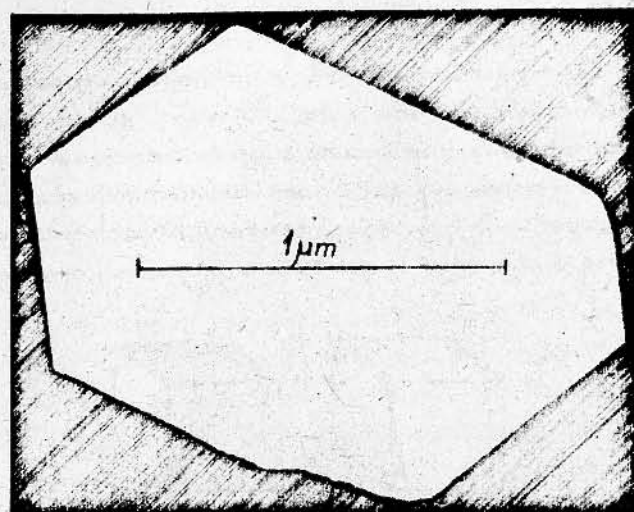
Rys. 3.1. Obliczenie porównawcze powierzchni właściwej

Jeśli znajdują się one w podłożu budowli mogą być przyczyną poważnych problemów o różnorodnym charakterze (konsolidacja, osiadanie, pęcznienie, wytrzymałość na ścinanie, ciśnienie wody w porach, pękanie, osuwiska itp.). Minerały łowe mają szerokie zastosowanie w różnych dziedzinach przemysłu.

3.2. Skład mineralogiczny

Grunty rozdrobnione pochodzą ze skał i powstały w wyniku erozji mechanicznej i chemicznej. Erozja mechaniczna powodowała rozdrobnienie bloków skalnych na okruchy wskutek działania zmian temperatury, wiatrów i wody. Gdy rozdrobnienie to doprowadziło do zmielenia

okruchów skalnych na pył, rozpoczęło się działanie czynników chemicznych, przeobrażające pierwotne minerały skałotwórcze w minerały pochodne, stanowiące główne składniki frakcji ilowej. Mineralami, ułożonymi według stopnia aktywności chemicznej, wskazującej na trwanie w nich procesów chemicznych, są: montmorylonity, illity i kaolinity.



Rys. 3.2. Częstka kaolinitu

Najmniej aktywne chemicznie są kaolinity: w stosunku do montmorylonitów są one bardziej "grubozłarniste". Częstka kaolinitu (rys. 3.2) ma wymiary około $1 \times 1 \times 0,1 \mu\text{m}$ i więcej, montmorylonitu zaś - $0,1 \times 0,1 \times 0,01 \mu\text{m}$ i mniej. Illit zajmuje położenie pośrednie. Ponadto spotykane są cząstki innych minerałów w kształcie długich, cienkich igieł.

Grunty mineralne dzielą się na dwa podstawowe rodzaje: niespoliste i spoliste. Różnice pomiędzy gruntami niespolistymi i spolistymi są następujące:

1. Ziarna większe składające się z kwarcu są składnikiem podstawowym gruntów niespolistych. Ziarna te mają kształty zwarte, wahające się pomiędzy czworościanem i kulą. Ich aktywność chemiczna jest mała, a zjawiska powierzchniowe nie mają znaczenia dla właściwości mechanicznych. Ziarna gruntu niespolistego można traktować jako całkowicie od siebie niezależne.
2. Materiał przeobrażony gruntów spolistych jest chemicznie aktywny. Kształt cząstek gruntu spolistego jest blaszkowaty lub iglasty.

Kształt ten jest powodem znacznej intensyfikacji zjawisk powierzchniowych. Bardzo małe wymiary cząstek zezwalają również na ujawnienie działania sił powierzchniowych. Grunty spoliste mają spójność. O ile zagęszczenie gruntów niespolistych zależy przede wszystkim od sposobu ułożenia ziarn i zmienia się w niezbyt znacznych granicach, to zagęszczenie gruntów spolistych może zmieniać się w szerokich granicach i zależy przede wszystkim od zawartości w nich wody. Dlatego też grunt ilowy przy różnym nasyceniu wodą może być zarówno ciecżą o małej lepkości jak i zwartym ciałem stałym o znacznej wytrzymałości na ścianie.

Grunty niespoliste są to na ogół ziarna kwarcu, lub skałeni, mechanicznie rozdrobnione, o małym zaawansowaniu przeobrażeń chemicznych. W żwirach i piaskach spotyka się nieraz znaczne kamyki niezwięzniętych skał pierwotnych.

W gruntach spolistych przeważają materiały pochodzące ze skałeni i młk.

Prawie wszystkie minerały mają budowę krystaliczną, która wyróżnia się ściśle określonymi prawidłowościami budowy wewnętrznej i zewnętrznej. W sieciach krystalicznych minerałów atomy oddziałują na siebie tworząc następujące rodzaje wiązań: jonowe, atomowe, metaliczne, wodorowe i międzycząsteczkowe. Energia wiązania atomów jest różna i jej wartości zestawione są w tabeli 3.1.

Tabela 3.1.

Energia różnych typów wiązań chemicznych

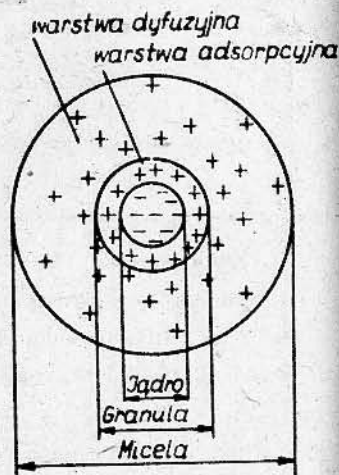
Wiązania	Energia wiązania $\text{J} \cdot \text{mol}^{-1}$
jonowe	314000 - 1256040
atomowe	209340 - 1256040
metaliczne	209340 - 837360
wodorowe	4186 - 41868
międzycząsteczkowe	418 - 12560

3.3. Budowa elektrokinetyczna cząstki

Wzajemne oddziaływanie pomiędzy wodą wypełniającą pory gruntu a fazą stałą prowadzi do zmiany układu i struktury gruntu oraz zmiany w składzie i strukturze poszczególnych cząstek gruntowych. Zmiany te nasilają się ze wzrostem energii powierzchniowej cząstek gruntowych i ze wzrostem ich rozdrobnienia. Większość cząstek gruntowych w naturalnym środowisku obdarzona jest ujemnym ładunkiem elektrycznym. Obdarzona ujemnym ładunkiem elektrycznym cząstka gruntowa zostaje otoczona warstwą kationów (jonów dodatnio naładowanych). Ujemnie naładowana powierzchnia cząstki i otaczające ją kationy tworzą podwójną warstwę elektryczną. Rozmieszczenie jonów w roztworze w pobliżu fazy stałej następuje pod wpływem sił elektrostatycznego oddziaływania przy współdziale ruchów cieplnych. Siły elektrostatycznego oddziaływania powodują skupianie się jonów obdarzonych przeciwnym ładunkiem w pobliżu fazy stałej, siły ruchu cieplno-molekularnego natomiast dążą do równomiernego ułożenia jonów w roztworze. W wyniku dwóch przeciwnie działających sił, w pobliżu fazy stałej ustala się stan równowagi. Koncentracja jonów o ładunku przeciwnym ładunkowi cząstek zmniejsza się w miarę oddalania od powierzchni cząstki.

Warstwa jonów uporządkowana według tej zasady nosi nazwę jonowej warstwy dyfuzyjnej. W odróżnieniu od niej warstwa adsorpcyjna zbudowana jest z jonów położonych w bezpośrednim sąsiedztwie fazy stałej (rys. 3.3). W pewnej odległości od granicy fazy stałej cząstki gruntowej siły elektrostatycznego przyciągania są równe siłom wywołującym ruch cieplny jonów. Odległość ta określa grubość warstwy dyfuzyjnej. Cząstki koloidalne ($< 0,0002$ mm) otoczone adsorpcyjnymi i dyfuzyjnymi warstwami jonów noszą nazwę micel.

Jony wchodzące w skład koloidalnej masy mogą się kontaktować z jonami występującymi w wodzie porowej, pomiędzy nimi zachodzą reakcje wymiany. Jony wchodzące w reakcje wymiany noszą nazwę jonów wymiennych.



Rys. 3.3. Schemat budowy koloidalnej miceli

3.4. Zjawiska fizykochemiczne gruntów

Cząsteczki wody obdarzone ruchem cieplnym i pozostające pod wpływem pola elektrycznego niszczą sieć krystaliczną rozpuszczalnych minerałów w procesie rozpuszczania gruntów. W rezultacie rozpuszczania i postępującego wymywania zmiany ulegają między innymi właściwości fizykochemiczne gruntów. Tworzą się także w masywie ubytki o różnych rozmiarach.

Korozja podziemna wyraża się niszczeniem konstrukcji metalowych przy działaniu z gruntem. Korozja metali w gruntach jest procesem natury elektrochemicznej. Przyczynami korozji podziemnej są:

- wilgotność gruntu w otoczeniu konstrukcji metalowych, w wyniku której powstają centra korozyjne,
- zjawisko elektrolizy zachodzącej w gruntach pod wpływem prądów błądzących wokół rurociągów,
- wpływ znajdujących się w gruncie mikroorganizmów, wywołujących zjawisko biokorozji.

Aktywność korozyjna gruntu charakteryzuje prędkość pojawiania się korozji metali. Aktywność ta zależy od składu i stężenia soli, wilgotności, występowania gazów, struktury, przewodnictwa elektrycznego i zawartości bakterii w gruncie. Stopień skłonności gruntu do ułatwienia elektrochemicznych procesów korozyjnych ocenia się w przybliżeniu, określając któryś z głównych czynników. W celu scharakteryzowania aktywności korozyjnej gruntów najczęściej podaje się wartość oporu właściwego. Gdy jest ona mała, natężenie prądu tworzącego centra korozyjne może osiągnąć rozmiary zagrażające bezpieczeństwu konstrukcji. Im opór elektryczny gruntu jest mniejszy, tym większa jest możliwość korozji.

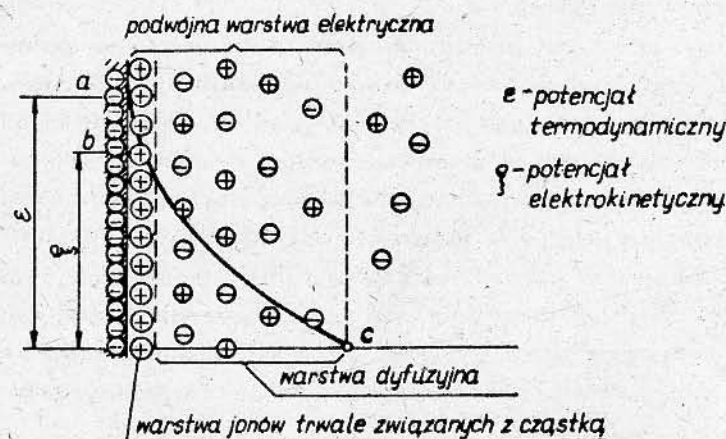
Względemu poruszaniu się faz (stałej i ciekłej) w układzie szkieletu gruntowy - woda porowa towarzyszą zjawiska elektrokinetyczne, takie jak: elektroosmoza, elektroforeza, potencjał przepływu i potencjał sedymentacji.

Zjawisko elektroosmozy w gruncie polega na przemieszczaniu się wody w porach pod wpływem zewnętrznego pola elektrycznego. W większości przypadków elektroosmotyczne przemieszczanie się wody w gruncie odbywa się od anody do katody. Elektroforezą nazywa się zjawisko polegające na przemieszczaniu się w cieczach cząstek dyspersyjnych (cząstek ilu lub gliny) w kierunku jednej z elektrod.

W związku z ujemnym ładunkiem powierzchni cząstek gruntowych, przemieszczanie się w elektroforezie odbywa się najczęściej w kierunku anody.

Powierzchnie cząstek mineralnych gruntu są obdarzone ładunkiem elektrycznym. Przy przemieszczaniu się cieczy względem cząstek powstaje potencjał elektryczny. Wielkość i znak potencjału elektrokinetycznego zależą od składu mineralogicznego cząstek gruntu, od wilgotności gruntu, od ilości i jakości jonów znajdujących się w roztworze wodnym i od temperatury gruntu. Przy opadaniu cząstek powstaje potencjał sedymentacji, przy przemieszczaniu zaś cieczy w środowisku porowatym - potencjał przepływu.

Siły elektryczne powierzchni ciała stałego wytwarzają wokół cząstki podwójną warstwę elektryczną (rys. 3.4). Różnica potencjałów pomiędzy a i c nosi nazwę potencjału termodynamicznego, natomiast część tej różnicy (pomiędzy b i c) odpowiadająca spadkowi w warstwie dyfuzyjnej nosi nazwę potencjału elektrokinetycznego.



Rys. 3.4. Schemat podwójnej warstwy elektrycznej

Elektroosmotyczne przemieszczanie się wody w porach gruntu w stałym polu elektrycznym zależy od współczynnika elektroosmozy, który odzwierciedla właściwości elektrokinetyczne gruntu, geometrię przestrzeni porowej i właściwości roztworu porowego. Pomimo małej wartości współczynnika elektroosmozy (dla łw plastycznych wynosi $2 - 3 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 \cdot \text{V}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$) prędkość elektroosmotycznego przemieszczania się wody w łwach przekracza prędkość filtracji. Z tego powodu elek-

troosmozę stosuje się w celach odwadniania i zagęszczania gruntów spójnych o małej filtracji. Podczas elektroosmozy gruntu spójnego wytwarza się w wodzie porowej znaczne ujemne ciśnienie porowe, powodujące zagęszczenie gruntu.

Grunty jako tworzywo porowate, przepuszczające mieszaniny ciekłe i gazowe, zatrzymują często zawarte w nich substancje. W rezultacie tego grunty adsorbują jony, molekuly lub koloidalne czy llaste cząstki. W wyniku tego procesu następuje zmiana składu, stanu i właściwości gruntów.

Fizykochemiczną zdolność gruntów wykorzystuje się do przeprowadzania analiz granulometrycznych. Wprowadzając do gruntu jednowartościowe kationy wywołuje się rozpad naturalnych agregatów gruntu. W wyniku tego otrzymuje się grunty efektywnie rozdrobnione i przygotowane do analiz. Inną metodą wykorzystującą zdolność adsorpcji gruntów jest kolmatacja gruntów. Przez proces kolmatacji rozumie się wypełnianie pustek ciała porowatego bardziej drobnymi cząstkami osadzonymi prądem cieczy, w wyniku czego zmniejsza się zdolność filtracji danego ciała porowatego. Kolmatacja płasków nie zawsze się udaje. Czasami cząstki llaste nie przenikają do gruntu piaszczystego, lecz zatrzymują się na jego powierzchni i tworzą ekran llasty powodujący zmniejszenie przepuszczalności. W przypadku naruszenia tego ekranu filtracja wody pojawia się z nasileniem uzyskanym uprzednio.

3.5. Właściwości tiksotropowe gruntów

Tiksotropia należy również do zjawisk fizykochemicznych gruntu. Omawia się ją odrębnie z uwagi na jej duże znaczenie dla praktyki inżynierskiej. Przez pojęcie tiksotropii lub zjawisk tiksotropowych rozumie się zdolność pewnych układów koloidalnych do rozrzedzenia się pod wpływem działania mechanicznego (mieszanie, wstrząsanie, wibracja, działanie ultradźwięków itp.), a następnie powrotu do poprzedniego stanu, w którym ośrodek wykazuje cechy ciała stałego, gdy działanie to ustanie. Podobne przejścia odwracalne zachodzą dość często w gruntach piaszczystych - koloidalnych bez zmiany ich wilgotności i temperatury. Zmniejszenie nośności tych gruntów pod działaniem obciążeń dynamicznych ma miejsce w wyniku naruszenia struktury naturalnej gruntu i może przejawiać się w jego rozrzedzeniu i utracie wy-

trzymałości. Zjawisko tiksotropii można zaobserwować na budowach, gdy pod wpływem wibracji powodowanych przez gąsienice spycharek lub koparek grunt się upłynnia. Wzmocnienie tiksotropowe, występujące po ustaniu działania na grunt, spowodowane jest tworzeniem nowych wiązań strukturalnych, zwiększeniem ich ilości i siły. Zjawisko tiksotropii jest to więc izotermiczne odwracalne przechodzenie zolu łowego (zawiesiny) w sztywny żel. Przemiana odwrotna, tj. z żelu w zol, zachodzi pod wpływem działania mechanicznego. Zarówno osłabienia jak też wzmocnienia tiksotropowe mogą być znaczne i powinny być brane pod uwagę przy projektowaniu budowli.

Przyczyna zmian tiksotropowych związana jest z właściwościami wiązań wodno-koloidalnych i koagulacyjnych pomiędzy cząstkami gruntu. Wiązania te istnieją dzięki siłom przyciągania molekularnego cząstek przez izolujące je cienkie błonki wodne (woda błonkowa). Cienka warstwa ośrodka ciekłego pomiędzy cząstkami w miejscach kontaktu obniża wytrzymałość, jednak zapewnia łatwą i pełną odwracalność oraz ruchliwość. Grunty, których wytrzymałość jest uzależniona od wiązań koagulacyjnych, po ich naruszeniu odzyskują po pewnym czasie wytrzymałość pierwotną. Wytrzymałość wiązań strukturalnych gruntów zależy od wskaźnika płynności, którego wartość mierzy się średnim promieniem podstawy próbki (w milimetrach) odkształconej w specjalnym aparacie w ciągu 20 sekund. Aparat ten jest wibratorem, na którego płytkę wibracyjną przekazywane są drgania o częstotliwości 4000 drgań na minutę i amplitudzie 1 mm. Płytkę wibracyjną ma specjalną igłę, na którą nasadza się próbkę badanego gruntu o wymiarach - promień 8 mm, wysokość 20 mm. Im wyższy jest wskaźnik płynności gruntu tym większa jest jego zdolność do tiksotropowej utraty wytrzymałości. Właściwości tiksotropowe zależą również od wilgotności gruntów. Przy intensywnym działaniu wibracyjnym na grunty spójne, o wilgotności mniejszej od granicy plastyczności, mogą zachodzić zmiany tiksotropowe (przejście żelu w zol, a po ustąpieniu wibracji przejścia zolu w żel).

Zmiany tiksotropowe w gruntach wykorzystuje się w budownictwie oraz przy prowadzeniu robót wiertniczych. Zawiesinę tiksotropową można przyrządzić z wysuszonych i sproszkowanych łów lub z łów o wilgotnościach naturalnych. Aby zawiesina tiksotropowa była aktywna dodaje się pewną ilość chemikaliów, takich jak: szkło wodne, szkło

sodowe, siarczek sodu lub siarczany glinu z węglanem sodu przy różnych stosunkach wzajemnych.

Zastosowanie tiksotropowych zawiesin łowych jest następujące:

1. Do zmniejszenia tarcia przy wbijaniu pali i opuszczaniu studni.
2. Do uszczelniania gruntów gruboziarnistych i wykonywania zapór szczelnych.
3. Do zapraw i zawiesin cementowych (jako dodatek).
Mieszanki tej tiksotropowej i zapraw cementowo-piaskowych mogą być stosowane jako beton w budownictwie wodnym, jako środek wzmacniający i wypełniający przy zabezpieczeniu przed szkodami górnictwami.
4. Przy budowie tam spiętrzających - przy nakładaniu ekranu wodoszczelnego ze specjalnej mieszanki gruntu o konsystencji międko-plastyczno-płynnej i odznaczającej się silnie tiksotropowymi właściwościami.
5. Jako płuczka łowa przy wierceniach poszukiwawczych i eksploatacyjnych w przemyśle naftowym, przy zastosowaniu systemu wiercen obrotowych.

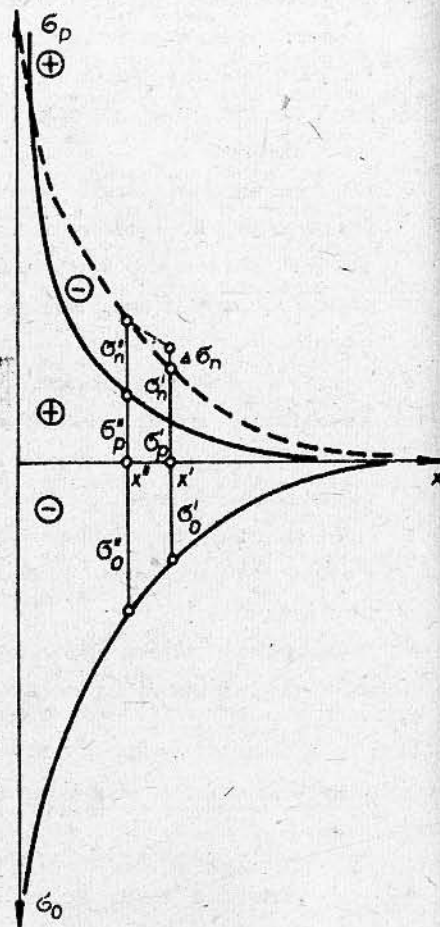
Klasycznie tiksotropowym gruntem jest bentonit, używany jako domieszka do piasków fornierskich.

3.6. Siły działające pomiędzy cząstkami gruntu

Pomiędzy cząstkami gruntu istnieją dwa rodzaje sił wewnętrznych: siły odpychające i siły przyciągające (van der Waalsa lub siły wiązania wtórnego). Jeśli dwie cząstki łowe znajdujące się w wodzie i oddalone od siebie zbliżymy, to zaczną one od pewnej odległości oddziaływać na siebie. Ponieważ każda cząstka gruntowa obdarzona jest ładunkiem ujemnym, to będą się one odpychały. Ładunek ujemny cząstki łowej równoważą kationy podwójnej warstwy. Dwie zbliżające się cząstki zaczną się odpychać, gdy ich podwójne warstwy zetkną się. Siła odpychająca pomiędzy dwiema sąsiednimi cząstkami zależy od grubości podwójnych warstw otaczających takie dwie cząstki. Oprócz sił odpychających pomiędzy zbliżającymi się cząstkami działa siła przyciągania, która jest siłą van der Waalsa lub siłą wiązania wtórnego. Siła przyciągania jest niezależna od właściwości płynu znajdującego się pomiędzy cząstkami gruntu.

Zagadnienia sił wewnętrznych obrazuje w sposób jakościowy rysunek 3.5. Na osi odciętych podane są średnie (statystyczne) odległości pomiędzy cząstkami gruntu spolestego. Na osi rzędnych jako dodatnie oznaczono siły przyciągające σ_p działające między cząstkami oraz jako ujemne siły odpychania σ_o . Siły przyciągania na powierzchniach granicznych cząstek są duże i w pewnych nieznaczących odległościach spadają do zera. Na większych odległościach siły odpychania są większe od sił przyciągania. Jeśli zsumujemy siły odpychające i przyciągające, to otrzymamy na wykresie wypadkową. Ta wypadkowa jest na znacznej długości wykresu ujemna, a na małych odległościach dodatnia. Oznacza to, że cząstki gruntowe są na ogół odpychane. Przy bardzo dużym zbliżeniu są przyciągane i mogą połączyć się ze sobą trwale.

Na cząstkę gruntową mogą działać siły zewnętrzne, a mianowicie: siły ciężkości, siły zewnętrzne w postaci obciążeń i siły kapilarne. Jeśli zwiększymy obciążenie zewnętrzne o Δq , to w szkielecie gruntowym zwiększy się o naprężenie o $\Delta \sigma_n$. Powoduje to zbliżenie cząstek. Siły dociskające cząstki zostaną wówczas zrównoważone przez siły odpychania. W chwili kiedy zmniejszymy obciążenie zewnętrzne, siły odpychania są większe od sił przyciągania. Siły odpychające i przyciągające, działające pomiędzy dwiema cząstkami, są sobie równe w warunkach równowagi.



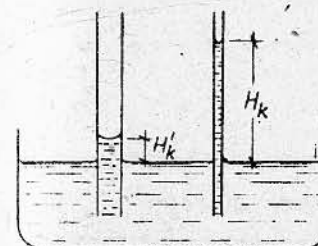
Rys. 3.5. Wielkości sił działających na powierzchniach sąsiednich cząstek (w zależności od odległości cząstek)

3.7. Kapilarność

Fazę ciekłą charakteryzuje występowanie sił oddziaływania międzycząsteczkowego, zwanych ogólnie siłami spójności (kohezji). Cząsteczki cieczy znajdujące się na granicach rozdziału fazy ciekłej i gazowej przyciągane są przez inne cząsteczki cieczy w kierunku wnętrza cieczy. Warstwa powierzchniowa przyciąganych cząsteczek tworzy błonkę sprężystą i kurczliwą, znajdującą się w stanie napięcia zwanego napięciem powierzchniowym cieczy. Cząsteczki cieczy znajdujące się na granicy cieczy i ciała stałego przyciągane są przez cząsteczki cieczy i przez cząsteczki ciała stałego. Siły oddziaływania pomiędzy cząstkami ciała stałego i cieczy nazywają się siłami przylegania (adhezji).

Pory w gruncie tworzą kanaliki. Zbiór kanalików można traktować jako połączone naczynia kapilarne. Zawartość wody znajdującej się w kapilarach powyżej zwierciadła wody nazywa się kapilarną wilgotnością gruntu. Zjawisko kapilarnego podnoszenia się wody można przedstawić zanurzając do wody koniec szklanej rurki o bardzo małym przekroju. Wysokość kapilarnego podniesienia się wody zależy od wielkości średnicy rurki. Im węższa rurka, tym woda podnosi się wyżej (rys. 3.6). Kapilarność (włoskowatość) jest wynikiem dwu zjawisk:

- adhezji (przyczepności),
- ciśnienia powierzchniowego wody.



Rys. 3.6. Wysokość podnoszenia się wody w kapilarach

Górna powierzchnia wody w kapilarach ma formę wklęsłą (tzw. menisk). Menisk styka się z powierzchnią ścianek rurki pod kątem α , zwanym kątem zmoczenia. Wielkość kąta zależy od materiału ścianek i od rodzaju zanieczyszczeń na ściankach.

Kapilara wstawiona do wody pokrywa się wodą błonkową wewnątrz i na zewnątrz rurki, przez co zwiększa się powierzchnia graniczna między wodą a powietrzem. Siła ciężkości wody kapilarnej wynosi (rys. 3.7):

$$G = H_k \pi r^2 \rho_w g. \quad (3.2)$$

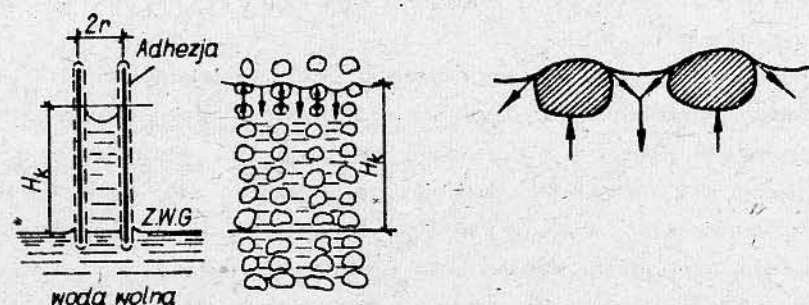
Siła napięcia powierzchniowego wynosi:

$$Q_p = 2\pi r \sigma_n \quad (3.3)$$

ponieważ $G = Q_p$,

$$H_k = \frac{2\pi r \sigma_n}{\pi r^2 \rho_w g} = \frac{2\sigma_n}{r \rho_w g}$$

$\rho_w = 1 \text{ t m}^{-3}$ - gęstość właściwa wody. Napięcie powierzchniowe wody przy 10°C wynosi $\sigma_n = 0,075 \text{ N m}^{-1}$, $g = 10 \text{ m s}^{-2}$.



Rys. 3.7. Kapilarne podciąganie wody w rurce szklanej i szkielecie gruntu

Zatem

$$H_k = \frac{0,15}{r} \text{ (cm)} \quad (3.4)$$

Tabela 3.2.

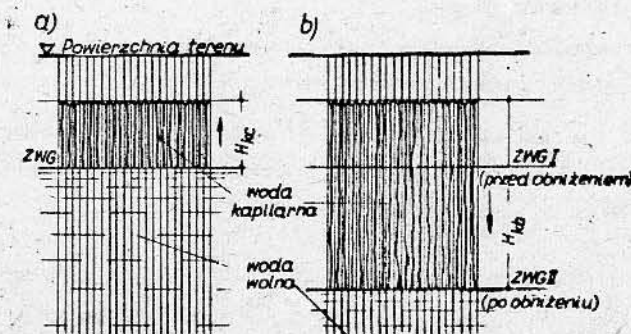
Zdolność podciągania kapilarnego różnych gruntów

Żwir	do 3 cm	pyły	2 - 5 m
Piasek gruboziarnisty	4 - 15 cm	głina	5 - 15 m
Piasek średnioziarnisty	15 - 30 cm		
Piasek drobnoziarnisty	30 - 50 cm	chudy il	15 - 50 m
Piasek pyłasty	0,5 - 2 m	il	> 50 m

Zjawisko podnoszenia się wody w kapilarach do góry (tab. 3.2), w stosunku do zwierciadła wody wolnej, nazywa się kapilarnością czynną. W przypadku gdy następuje obniżenie się poziomu zwierciadła

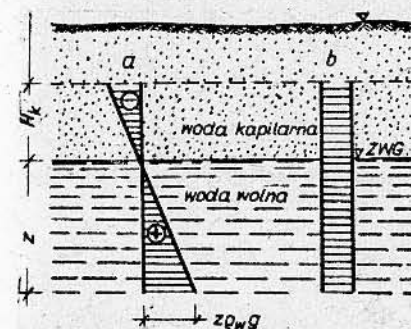
ła wody w stosunku do poziomu wody w kapilarach, mamy do czynienia z kapilarnością bierną. Zawsze jest tak, że $H_{kb} > H_{kc}$.

Kapilarnością bierną nazywamy utrzymywanie się wody w porach gruntu na tym samym poziomie, przy obniżeniu zwierciadła wody gruntowej (rys. 3.8).



Rys. 3.8. Kapilarność: a) czynna, b) bierna ($H_{kb} > H_{kc}$)

Gdy w porach dużych woda podnosi się do góry, to przewyższa tylko siły ciężkości. Gdy pory są bardzo drobne i wypełnione wodą błonkową, wówczas pokonuje ona siły swojej ciężkości i siły przyciągania. Zjawisko podnoszenia się wody lub jej utrzymywania się ponad zwierciadłem swobodnym wskazuje na to, że w wodzie kapilarnej występuje podciśnienie, a w szkielecie gruntowym - ściskanie (rys.3.9).



Rys. 3.9. Rozkład ciśnień w wodzie kapilarnej i w szkielecie gruntowym: a) znak minus - ciśnienie w wodzie kapilarnej, niższe od atmosferycznego; znak plus - ciśnienie w wodzie wyższe od atmosferycznego, b) ciśnienie w szkielecie gruntowym na skutek masy zawieszanej wody kapilarnej

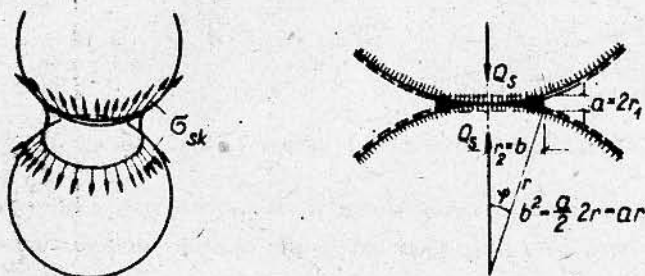
Zjawisko podciągania wody ku górze wiąże się z możliwością występowania w wodzie wytrzymałości na rozciąganie. Przy kapilarności biernej grunt jest ścisany i ściskanie to może konsolidować grunt na stałe:

$$\sigma_k = H_k \rho_w g, \quad (3.5)$$

gdzie:

- σ_k - naprężenie ściskające w szkielecie gruntowym [kPa],
- H_k - wysokość słupa wody kapilarnej ponad poziomem swobodnym zwierciadła [m],
- g - przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$],
- ρ_w - gęstość właściwa wody [$t \cdot m^{-3}$].

Zjawiska kapilarności mają duże znaczenie w gruntach częściowo zawilgoconych, gdzie istnieją siły, które dociskają oddzielne cząstki poprzez meniski w punktach styku (rys. 3.10).



Rys. 3.10. Widok i przekrój działania menisku wody w miejscu styku dwóch cząstek

Wartość siły dociskającej Q_s oblicza się następująco:

$$\begin{aligned} Q_s &= \pi r_2^2 \sigma_{np} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) = \pi b^2 \sigma_{np} \left(\frac{2}{a} - \frac{1}{b} \right) \approx \\ &\approx \pi b^2 \sigma_{np} \frac{2}{a} \approx 2 \sigma_{np} \frac{1}{a} \pi r a \approx 2 \sigma_{np} \pi r. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Stąd naprężenie ściskające w równoziarnistym szkielecie gruntowym wynosi:

$$\sigma_{sk} \approx \frac{Q_s}{(2r)^2} = \frac{\sigma_{np} \pi}{2r}. \quad (3.7)$$

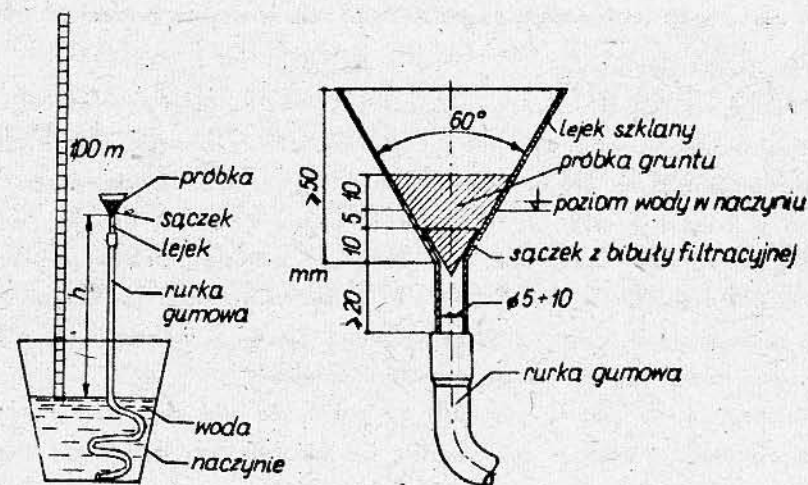
3.8. Oznaczanie kapilarności biernej

Kapilarność bierna gruntu H_{kb} jest równa wielkości podciśnienia (mierzonego w centymetrach słupa wody), przy którym powietrze

przebiega się przez próbkę gruntu podczas jej badania. Kapilarność oznacza się dla gruntów niespolistych lub dla gruntów o nieznacznej spolistości ($H_{kb} \leq 170$ cm), by ocenić niebezpieczeństwo tworzenia się wysadzin w gruncie podczas jego zamarzania oraz obliczyć dodatkowe obciążenia podłoża gruntowego wskutek obniżenia zwierciadła wody gruntowej.

Wysadzina jest to zjawisko zlodzenia wewnętrznego w gruncie, powstające przy zamarzaniu gruntów nasyconych wodą. Polega ono na stopniowym wznoszeniu się gruntu ku górze w okresie zimowym; w okresie wiosennym, przy odmarzaniu, grunt w swej górnej warstwie ulega rozrzedzeniu topniejącą wodą. Oznaczenia kapilarności biernej gruntu H_{kb} nie wykonuje się, jeżeli:

- a) grunt wykazuje spolistość wystarczającą do uformowania kulki o średnicy 7 - 8 mm,
- b) grunt zawiera więcej niż 50% ziarna o średnicy przekraczającej 2 mm,
- c) grunt nie jest makroskopowo jednorodny.



Rys. 3.11. Przyrządy do badania kapilarności biernej

Przed oznaczaniem kapilarności przeprowadza się badanie makroskopowe gruntu i sporządza jego opis. Grunt powietrzno-suchy rozciera się do stanu sypkiego (rozciera się ewentualne grudki), odsiewa z niego ziarna o średnicy większej niż 2 mm i pobiera metodą ćwiartkowania 5 próbek o masie po około 0,02 kg. Trzy próbki służą do ba-

danie kapilarności a pozostałe dwie próbki - do ewentualnych badań dodatkowych w przypadku nieuzyskania wymaganej dokładności. Badanie kapilarności przeprowadza się zanurzając stopniowo rurkę z lejkiem w wodzie (rys. 3.11). Przy zanurzeniu należy zwracać uwagę na dobre odpowietrzenie rurki i lejka. Następnie wkłada się do lejka sączek filtracyjny przytrzymując go na dnie lejka pod wodą. Przygotowaną do badania próbkę gruntu wsypuje się małymi porcjami do lejka, każdorazowo ugniatając lekko jej powierzchnię. Po ugnieceniu powierzchnia próbki, poziom wody oraz sączek powinny mieć położenie w lejku takie, jak pokazano na rysunku 3.11. Próbkę gruntu i wodę powinny mieć temperaturę różniącą się mniej niż $\pm 2^{\circ}\text{C}$ od temperatury otoczenia. Badanie przeprowadza się w dwu etapach.

Czynności wstępne:

1. Lejek z próbką gruntu należy podnosić równomiernie (bez drgań, z prędkością około 1 cm/s), do chwili gdy pod próbką utworzy się pęcherzyk powietrza.
2. Zmierzyć różnicę poziomów spodu próbki gruntu i zwierciadła wody w naczyniu. Różnicę przyjmuje się za wartość H_{kb} .

Badanie właściwe:

1. Przeprowadza się je równolegle na dwu następnych próbkach.
2. Badanie wykonuje się jak w czynnościach wstępnych, z tym że lejek podnosi się do wysokości $0,7 H_{kb}$, pozostawiając go nieruchomo w ciągu 5 min; w tym czasie obserwuje się czy w rurce szklanej lejka, pod sączkiem, nie utworzył się pęcherzyk powietrza.
3. Po upływie 5 min przesuwamy lejek równomiernie do położenia wyższego (o 5 cm, z prędkością 1 cm/s) i pozostawiamy lejek nieruchomo na okres dalszych 5 minut.
4. Postępowanie jak w punkcie 3. powtarza się do chwili, gdy pod sączkiem powstanie pęcherzyk na skutek przebicia się powietrza przez próbkę.
5. W chwili powstania pod sączkiem pęcherzyka powietrza notuje się czas T (w minutach, z dokładności do jednej minuty), który upłynął od chwili zatrzymania lejka na ostatnim poziomie, oraz wysokość poziomu h [cm] ponad zwierciadłem wody w naczyniu.
6. Gdy nie utworzył się pęcherzyk powietrza pod sączkiem, przy położeniu lejka na wysokości $h = 170$ cm, badanie uznaje się za

ukończone i przyjmuje się, że grunt jest zbyt spójny do oznaczania H_{kb} . Badanie uważa się za nieudane, jeżeli wskutek złego odpowietrzenia rurki wystąpił ruch pęcherzyków powietrza z rurki ku górze (w kierunku sączka) lub gdy nastąpiło przebicie się powietrza między próbką a powierzchnią lejka.

Kapilarność bierna gruntu H_{kb} oblicza się ze wzoru:

$$H_{kb} = (h - 5,0) + \Delta h, \quad (3.8)$$

w którym:

H_{kb} - kapilarność bierna badanej próbki [cm];

$\Delta h = T \cdot v$ - poprawka interpolacyjna [cm], gdzie $v = 1$ cm/min przy T [min];

T - wyniki według punktu 5.

Za ostateczny wynik kapilarności biernej badanego gruntu przyjmuje się średnią arytmetyczną wyników badania właściwego. Gdy wyniki dwu równoległych badań różnią się więcej niż o $0,1 H_{kb}$, to trzeba wykonać badania dwu próbek dodatkowych, biorąc do obliczenia średniej arytmetycznej trzy najbardziej zbliżone do siebie wyniki. Grunt jest niewysadzinowy, kiedy kapilarność bierna wynosi mniej niż 1,0 m. Pomimo dużej włośkowatości, grunty ilaste o bardzo małym współczynniku filtracji nie są również wysadzinowe.

Do grunty wysadzinowych zalicza się wszystkie grunty zawierające więcej niż 10% cząstek o średnicy zastępczej mniejszej niż 0,02 mm oraz wszystkie grunty organiczne. W gruntach wysadzinowych przy oznaczaniu kapilarności biernej podciąganie wody waha się od 1,0 do 1,7 m.

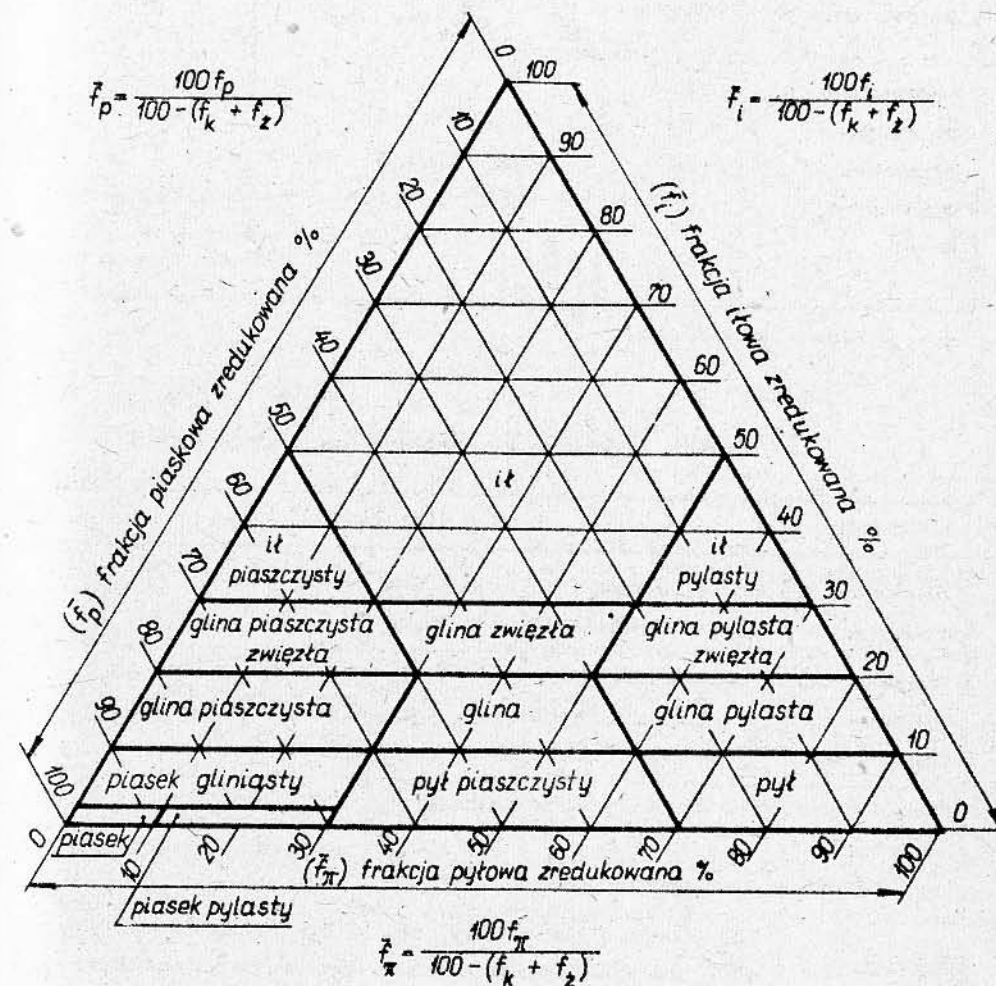
4. WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE GRUNTÓW

W zależności od powstawania gruntów rozróżniamy grunty rodzime, nasypowe, mineralne i organiczne. Gruntem rodzimym nazywamy taki grunt, który zalega w danym miejscu w wyniku naturalnych procesów geologicznych (wietrzenia, akumulacji itp.). Nazwę grunt nasypowy przypisuje się gruntowi utworzonemu na skutek działalności człowieka. Grunt nasypowy może zawierać domieszki mineralne (żużel, gruz) oraz organiczne (torf, grunty próchniczne). Gruntem mineralnym rodzimym czy nasypowym jest taki grunt, dla którego zawartość domieszek części organicznych $J_{om} \leq 2\%$ (przy badaniu zawartości części organicznych metodą utleniania). W przeciwieństwie do gruntów mineralnych gruntami organicznymi nazywamy te, które zawierają części organicznych więcej niż 2%. Grunty organiczne mogą być zarówno rodzime jak i nasypowe.

4.1. Klasyfikacja gruntów

Nazwę gruntu określa się między innymi przez ustalenie procentowej zawartości poszczególnych frakcji w danej próbce gruntu. Frakcją gruntu nazywamy zbiór ziarn lub cząstek gruntu o wymiarach (d), zawartych w określonym zakresie. Podział gruntów pokazany jest w tabelach 4.1 i 4.2.

Dla zobrazowania stosunku trzech najdrobniejszych frakcji w gruncie służy trójkąt Fereta. Za pomocą tego trójkąta możemy określić nazwę gruntu spoistego (rys. 4.1). Grunty niespoiste możemy nazwać po zbadaniu ich składu granulometrycznego, posługując się tabelą 4.3. Średnice zastępcze ziarn (cząstek) d [m] oznacza się określonymi metodami.



Rys. 4.1. Trójkąt Fereta

Tabela 4.1.

Fracje uziarnienia gruntów mineralnych

Nazwa frakcji	Symbol	Zakres wielkości ziarn i cząstek [mm]	Uwagi
kamienista	f_k	$d > 40$	mączka skalna produkt wietrze- nia chemicznego
żwirowa	f_z	$2 < d \leq 40$	
piaskowa	f_p	$0,05 < d \leq 2$	
pyłowa	f_{π}	$0,002 < d \leq 0,05$	
łkowa	f_l	$d \leq 0,002$	

d - średnica zastępcza

Tabela 4.2.

Podział gruntów ze względu na pochodzenie

Grunty	Grupy	
Skaliste rodzime	ST - twarde - $R_c > 5 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-2}$ SM - miękkie - $R_c \leq 5 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-2}$	
Nieskaliste rodzime mineralne	K - kamieniste - gruboziarniste - drobnoziarniste	$d_{50} > 40 \text{ mm}$ $d_{50} \leq 40 \text{ mm}$ oraz $d_{90} > 2 \text{ mm}$ $d_{90} \leq 2 \text{ mm}$
Nieskaliste rodzime organiczne	- grunty próchniczne - namuły - torfy	
Nasypowe	NB - nasyp budowlany, np. w budowlach ziemnych NN - nasyp niekontrolowany, np. w zwaliskach, wysypiskach itp.	

Tabela 4.2a

Podział gruntów organicznych ze względu na zawartość części organicznych

Nazwa gruntu	Symbol	Zawartość części organicznych
Grunt próchniczny	H	$2\% < I_{om} < 5\%$
Namuł	Nm	$5\% < I_{om} < 30\%$
Torf	T	$30\% < I_{om}$

Tabela 4.2b

Podział gruntów skalistych ze względu na spękanie

Nazwa	Symbol dodatkowy	Określenie
Skala twarda	1	Brak widocznych spękań (szczeliny o szerokości $\leq 0,1 \text{ mm}$)
Skala mało spękana	ms	Szczeliny występują nie gęściej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm
Skala średnio spękana	ss	Szczeliny występują gęściej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm, lub szczeliny występują nie gęściej niż co 1 m, lecz mają szerokość większą niż 1 mm
Skala bardzo spękana	bs	Szczeliny występują gęściej niż co 1 m i mają szerokość większą niż 1 mm

Tabela 4.3.

Klasyfikacja gruntów niespolistych

Nazwa gruntu	Symbol	Uziarnienie	
1	2	3	
Grunt kamienisty	K	$\bar{f}_1 \leq 2\%$	$d_{50} > 40 \text{ mm}$
Grunt kamienisty gliniasty	Kg	$\bar{f}_1 > 2\%$	

1	2	3
Żwir	Ż	$\bar{f}_1 \leq 2\%$
Żwir gliniasty	Żg	$\bar{f}_1 > 2\%$
Pospółka	Po	$\bar{f}_1 \leq 2\%$
Pospółka gliniasta	Pog	$\bar{f}_1 > 2\%$
Piasek gruby	Pr	$d_{50} > 0,5 \text{ mm}$
Piasek średni	Ps	$0,5 \text{ mm} \geq d_{50} > 0,25 \text{ mm}$
Piasek drobny	Pd	$0,25 \text{ mm} \geq d_{50}$
Piasek pylasty	PJ	$f_p = (68 - 90)\%$ $10\% < f_{\eta} \leq 30\%; 0\% < f_1 \leq 2\%$

4.2. Analiza sitowa

Za pomocą analizy sitowej określa się skład granulometryczny gruntów niespolistych, z wyjątkiem piasku pylastego. Pobraną próbkę o określonej masie piasku drobnego, średniego lub grubego, bądź żwiru, suszy się do stałej masy w temperaturze 105 - 110°C. Jeżeli badany grunt zawiera kamienie o wymiarach > 40 mm, to należy je usunąć i osobno zważyć doliczając następnie do frakcji o ziarnach > 40 mm. W przypadku choćby nieznacznego zlepiania się cząstek należy próbkę gruntu przemyć w celu oddzielenia cząstek ławych i pylawych. Przemywanie dokonuje się tak długo, aż spływająca z sita woda będzie czysta. Tak przygotowaną próbkę gruntu należy przesiać przez komplet sit. Zestaw sit umieszcza się w uchwytach wstrząsarki i uruchamia ją na przeciąg 5 minut. Przesiewanie można uznać za zakończone, kiedy kolejna próba kontrolna wykaże dokładność rozdzielania frakcji. Zawartość wagową gruntu Z_1 pozostałego na każdym sicie oblicza się w procentach ze wzoru:

$$Z_1 = \frac{m_1}{m_s} 100\%, \quad (4.1)$$

w którym:

m_1 - masa frakcji gruntu pozostałej na sicie [g],
 m_s - masa szkieletu gruntowego [g].

Różnica pomiędzy masą szkieletu gruntowego m_s , a sumą mas wszystkich frakcji nie powinna przekraczać 0,5% wartości m_s .

4.3. Analiza areometryczna

Analiza areometryczna polega na oznaczaniu składu granulometrycznego gruntu spolistego i piasków pylastych. Przez oznaczenie areometrem zmian gęstości zawiesiny określa się prędkość opadania zawieszonych w wodzie cząstek gruntowych o średnicach zastępczych mających mniej niż 0,06 - 0,074 mm.

Na cząstkę poruszającą się w cieczy wpływa siła oporu ruchu cząstek i siła ciężkości cząstki uwzględniająca wypór cieczy. Siłę oporu dla cząstek kulistych określa się według wzoru:

$$R = 3\pi\eta v d, \quad (4.2)$$

Siłę ciężkości cząstki można obliczyć ze wzoru:

$$P = \frac{1}{6}\pi d^3 g (\rho_s - \rho_w), \quad (4.3)$$

gdzie:

- R - siła oporu [kN],
- P - siła ciężkości cząstki uwzględniająca wypór cieczy [kN],
- η - współczynnik lepkości cieczy [kN s·m⁻²],
- v - prędkość względna ruchu cząstki [m·s⁻¹],
- d - średnica cząstki [m],
- g - przyspieszenie ziemskie [m·s⁻²],
- ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntu [t·m⁻³],
- ρ_w - gęstość właściwa cieczy [t·m⁻³].

Cząstki znajdujące się w stanie równowagi ($R_1 = P_1$) opadają z prędkością zależną od średnicy:

$$v_1 = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} d_1^2 g \quad (4.4)$$

Jako średnicę cząstki gruntu przyjmuje się średnicę zastępczą, tj. średnicę cząstki kulistej, opadającej w wodzie z taką samą prędkością z jaką opadają rzeczywiste cząstki gruntu. W wyniku opadania cząstek zmienia się gęstość zawiesiny.

Przed przystąpieniem do analizy właściwej sprawdza się podziałkę areometru (rys. 4.2) i wyznacza głębokość zanurzenia środka wyporu nurnika areometru w zależności od poszczególnych podziałek skali areometru.

Sprawdzenia podziałki areometru dokonuje się przez kolejne odczytywanie wskazań areometru w cieczach o znanych gęstościach (woda destylowana i np. roztwory chlorku sodowego w wodzie destylowanej).

Poprawkę podziałki areometru (ΔR) wyznacza się ze wzoru:

$$\Delta R = \left[(\rho_r - 0,9982) 10^3 \right] - R \quad (4.5)$$

w którym:

ρ_r - gęstość stosowanych cieczy kontrolnych w danej temperaturze; interpretowana z tab.2 normy PN-75/B-04481 [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$]
 0,9982 - gęstość wody destylowanej w temperaturze $+20^\circ\text{C}$; [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$]

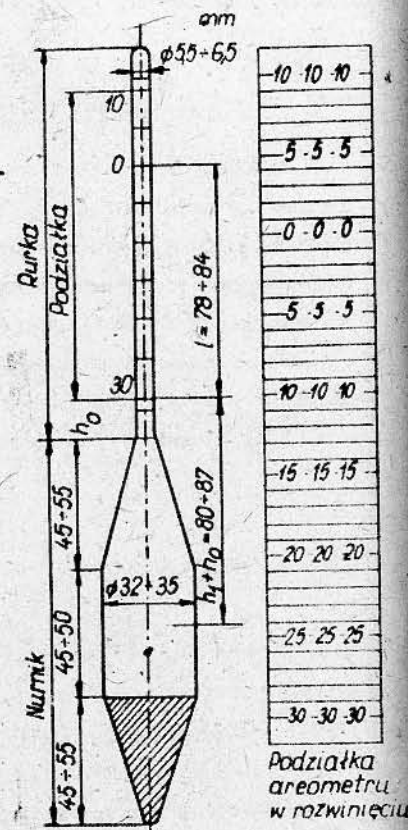
R - odczyt areometru w cieczy o znanej gęstości i temperaturze w jednostkach wskaźnika skróconego; określonego według wzoru:

$$R = (r - 1,000) 10^3,$$

w którym:

r - odczyt ze skali areometru (0,990 - 1,030) [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$].

Gęstość wody destylowanej i roztworów chlorku sodowego w wodzie destylowanej przyjmuje się z tabeli w normie; w zależności od stężenia i temperatury. Poprawkę podziałki areometru oznacza się dla wody destylowanej oraz co najmniej 4 roztworów chlorku sodu (NaCl). Stosowany chlorek sodu powinien być wysuszony a następnie ochłodzony



Rys. 4.2. Areometr

dzony w temperaturze pokojowej. Na podstawie oznaczonych wartości ΔR sporządza się wykres zależności ΔR od R , mający monotoniczną krzywą.

Głębokość zanurzenia środka wyporu nurnika areometru (H_R) poniżej zwierciadła cieczy w cylindrze określa się w centymetrach według wzoru:

$$H_R = \frac{30 - R}{30} l + h_0 + h_1 - \frac{V_H}{2A} \quad (4.6)$$

(Wielkości l , h_1 oraz h_0 należy mierzyć za pomocą suwmiarki) w którym:

- 30 - długość skali areometru w jednostkach wskaźnika skróconego R ,
- R - skrócony wskaźnik odczytu,
- l - długość podziałki areometru od $R = 30$ do $R = 0,0$ cm,
- h_0 - odległość od górnego końca nurnika do podziałki $R=30,0$ cm,
- h_1 - odległość środka wyporu nurnika areometru od górnego końca nurnika [cm],
- V_H - objętość nurnika areometru [cm^3], według wzoru:

$$V_H = \frac{m_a}{\rho_{wd}} - P(1 + h_0),$$

w którym:

- m_a - masa areometru [g],
- P - pole przekroju rurki areometru [cm^2],
- ρ_{wd} - gęstość wody destylowanej (przyjmuje się 1,000) [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$],
- A - powłoczchnia przekroju cylindra używanego przy badaniu [cm^2].

Położenie środka wyporu nurnika oznacza się przez zanurzenie areometru w cylindrze mierniczym z wodą destylowaną do takiego położenia, aby poziom wody podniósł się na wysokość odpowiadającą połowie objętości nurnika. Położenie zwierciadła wody zaznacza się na pasku papieru milimetrowego naklejonego uprzednio na nurniku.

Do analizy areometrycznej należy pobrać próbki gruntu o naturalnej wilgotności. Masa pobranej próbki zależy od nazwy gruntu i waha się w granicach 0,03 - 0,15 kg.

Próbkę gruntu o masie m_m rozciera się w parownicze zawierającej wodę destylowaną z dodatkiem stabilizatora, którym jest 25% roztwór amoniaku. Powstałą zawiesinę zlewa się przez sito (o wymiarach boku oczka kwadratowego 0,071 mm) do podstawionej dużej parownicy. Stabilizator powoduje jednostajną prędkość opadania zawiesiny. Równocześnie z tym badaniem na dodatkowych dwóch próbkach tego samego gruntu oznaczamy wilgotność gruntu, gęstość właściwą szkieletu gruntowego oraz dokonujemy analizy słowej ziarn pozostałych na sicie przy przemywaniu. Powstałą zawiesinę wlewa się do kolby stożkowej i gotuje przez 30 min od chwili zagotowania się zawiesiny. Zawiesinę ostudzoną do temperatury otoczenia wlewa się do cylindra mierniczego 1000 ml, dopełniając go do objętości 1000 ml wodą destylowaną ze stabilizatorem. Cylinder z zawiesiną przygotowaną do analizy ustawia się na stole w miejscu zabezpieczonym od przeciągów, znaczniejszych zmian temperatury oraz bezpośredniego nasłonecznienia. Przed rozpoczęciem pomiarów należy dokładnie wymieszać zawiesinę mieszadłem. Mieszać należy początkowo wolno, później zaś szybko, poruszając mieszadłem wzdłuż osi cylindra; nie wolno dotykać osadu. Kolejno należy przewracać cylinder do góry dnem około 30 razy w ciągu jednej minuty. Otwór cylindra trzeba zamknąć dłonią. Chwila postawienia cylindra na stole określa początek pomiarów. Mierz się areometrem pomiary gęstości zawiesiny po 30 s, 1, 2, 5, 15, 30 min, 1, 2, 4 i 24 godz. Zanurzenie i wyjmowanie areometru powinno trwać nie krócej niż 10 s i rozpocząć się co najmniej na 20 s przed wykonaniem odczytu. Po 3 minutach oraz 1, 4 i 24 godzinach od rozpoczęcia pomiarów mierzy się temperaturę zawiesiny. W przypadku wykonania analizy dla gruntów zawierających części organiczne, dla zniszczenia powstałej piany, można wkropić na powierzchnię cieczy 1 kroplę alkoholu amylowego.

Wyniki obliczamy w następujący sposób:

- a) Obliczenia średnic zastępczych d_T największych cząstek znajdujących się po czasie T na poziomie H_R dokonujemy według wzoru:

$$d_T = k d_{wz}$$

w którym:

- k - współczynnik przeliczeniowy równy $0,25\sqrt{H_R}$;
 d_{wz} - średnica wzorcowa w mm, (wg tab. w normie).

Średnice wzorcowe d_{wz} dla $H_R = 0,16$ m, w zależności od trwania sedymentacji T i temperatury t dla gruntów o gęstości właściwej szkieletu gruntowego $\rho_s = 2,65 - 2,80 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$, podaje tabela normy. Przy wyszukiwaniu średnic wzorcowych za temperaturę miarodajną należy przyjąć średnią arytmetyczną temperatury w czasie danego pomiaru oraz średnią arytmetyczną temperatury zmierzanej w czasie 3 min od rozpoczęcia pomiarów.

Dla gruntów o gęstości właściwej szkieletu gruntowego ρ_s , mniejszej niż 2,65 lub większej niż 2,80 $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$, średnice zastępcze cząstek d_T obliczamy według wzoru:

$$d_T = \sqrt{\frac{18}{(\rho_s - \rho_w)} \frac{\eta}{g} \frac{H_R}{T}} \quad (4.7)$$

w którym:

- η - współczynnik lepkości [$\text{dNs}\cdot\text{m}^{-2}$];
 d_T - średnica zastępcza cząstek [cm];
 ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$];
 H_R - wielkość według wzoru (4.6) [cm];
 ρ_w - gęstość właściwa wody [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$];
 T - czas trwania sedymentacji [s];
 g - wartość przyspieszenia ziemskiego, $g = 981 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$.

- b) Po ustaleniu średnic zastępczych (d_T) cząstek oblicza się procentową zawartość cząstek (Z_T) o średnicach mniejszych niż d_T według wzoru:

$$Z_T = \frac{100 \rho_s}{m_s (\rho_s - \rho_w)} (R_T + c + R + a) \% \quad (4.8)$$

w którym:

- m_s - masa szkieletu gruntowego użytego do analizy [g];
 R_T - skrócony wskaźnik odczytu dla czasu opadania [T];
 ΔR - poprawka na podziałki areometru według wzoru (4.5);
 c - poprawka na menisk; wartość poprawki c przyjmuje się równą 0,7 jednostki skróconego wskaźnika, zawsze ze znakiem dodatnim;
 a - poprawka na temperaturę według tabeli w normie;
- reszta oznaczeń jak do wzoru (4.7).

Masę cząstek stałych (m_s) próbki gruntu użytej do analizy określa się według wzoru:

$$m_s = \frac{100 m_m}{100 + w}, \quad (4.9)$$

w którym:

w – wilgotność gruntu [%],

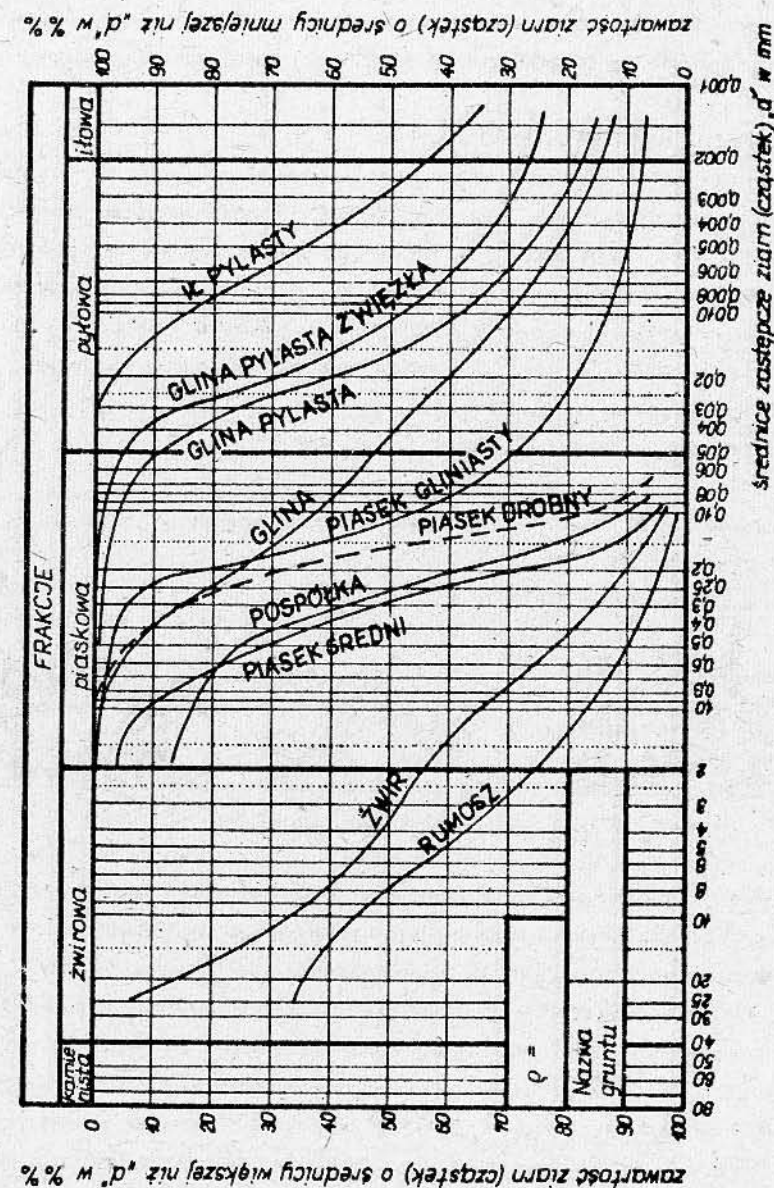
m_m – masa próbki gruntu w stanie wilgotnym [g].

4.4. Budowa krzywej uziarnienia

Przyjęto, że rezultaty krzywej sítowej i areometrycznej będzie się obliczać wagowo, w stosunku procentowym do całkowitej wysuszonej masy próbki gruntu, i podawać obrazowo w postaci krzywej uziarnienia gruntu, wykreślonej w podziałce półlogarytmicznej (rys. 4.3). Na osi odciętych, w określonej podziałce, zamiast wymiarów średnic cząstek gruntu odłożone są logarytmy tych wymiarów. Na lewej stronie osi rzędnych odkłada się wartości procentowe zawartości cząstek o danej średnicy (od 0 do 100%). Z prawej strony mamy podziałkę procentową o odwrotnej kolejności wzrostu. Z lewej podziałki korzystamy zwykle dla nanoszenia wyników analizy sítowej, z prawej zaś podziałki – dla analizy areometrycznej.

4.5. Struktura i tekstura gruntu

W celu ujednolcenia metody opisu skał i gruntów używa się terminów struktura i tekstura. Przez termin struktura rozumie się te cechy budowy skał i gruntów, które zależą od wymiarów, kształtu i wzajemnych stosunków elementów składowych skały lub gruntu. Teksturę określa się jako rozmieszczenie i układ tych elementów w przestrzeni. Rozwój mikroskopii elektronowej umożliwia obserwacje budowy i wzajemnego ułożenia coraz to drobniejszych elementów składowych gruntów. W gruntach spoiistych oddzielne cząstki stanowią elementy pierwotne struktury. Z pierwotnych cząstek drobnych tworzone są w gruncie mikroagregaty. Wymiary, formy, charakter powierzchni i stosunki ilościowe pierwotnych cząstek są charakteryzowane przez mikrostrukturę, zaś cechy ułożenia przestrzennego przez mikroteksturę.



Rys. 4.3. Przykładowe krzywe uziarnienia gruntu

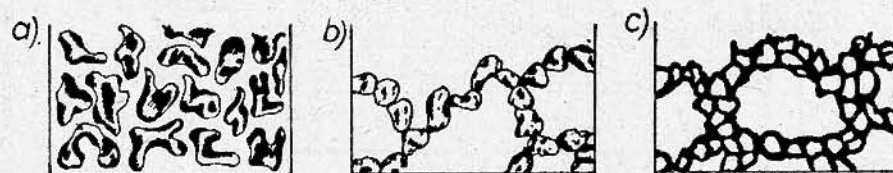
W gruntach spoistych o przewadze kryształów minerałów ilastych elementy mikrostruktury widoczne w mikroskopie elektronowym tworzą pod wpływem różnorodnych sił wzajemnego oddziaływania mezostrukturę (możliwą do obserwowania pod mikroskopem optycznym), która z kolei określa różne typy makrostruktury (możliwej do obserwowania gołym okiem).

W pojęciu struktury zawiera się:

- opis materiału, z którego składa się faza stała (skład mineralny); geometryczne parametry cząstek, jak wielkość, kształt, charakter powierzchni itp.; opis układu geometrycznego cząstek - parametrami charakterystycznymi są tu porowatość, stopień uporządkowania, ilość i charakter styków pomiędzy ziarnami, trwałość układu;
- opis fazy ciekłej (wody); jej rozmieszczenie, mineralizacja;
- opis fazy gazowej (powietrza).

Odróżniamy struktury gruntu (rys. 4.4):

- | | |
|-------------------------------|---------------------------------|
| a) ziarnistą | } trzy typowe struktury gruntów |
| b) komórkową | |
| c) kłaczkową | |
| d) kombinowaną albo mieszaną; | |



Rys. 4.4. Struktura gruntu

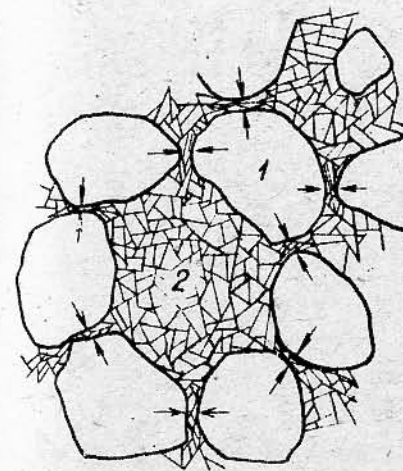
Struktura ziarnista jest charakterystyczna dla piasków i żwirów, wykazujących znikome wzajemne przyciąganie; objętość porów w tej strukturze wynosi od 20 - 50%. Struktura komórkowa charakterystyczna jest dla łąk - komórki powstają na skutek przyciągania cząstek gruntu osadzonych uprzednio na dnie zbiornika; porowatość tych gruntów przekracza 50%. Struktura kłaczkowa powstaje podczas osadzania się skoagulowanych cząstek gruntu i tworzy najpierw komórki pierwszego rzędu. Komórki pierwszego rzędu tworzą, opadając, obszerniejsze komórki drugiego rzędu. Porowatość tych gruntów wynosi ponad 95%. Strukturę kombinowaną lub mieszaną tworzą ziarna piaskowe i pyłowe połączone cząstkami łąkowymi (rys. 4.5). Definicja struktury pozwala na rozpatrywanie udziału poszczególnych czynników rzutujących

na wytrzymałość gruntów. Badania gruntów niespoistych pozwalają zaproponować wzór na kąt tarcia wewnętrznego gruntu:

$$\phi_u = 36^\circ + \phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4, \quad (4.10)$$

w którym:

- ϕ_1 - zależy od kształtu ziarn i zawiera się w granicach od $+1^\circ$ do -5° ;
- ϕ_2 - zależy od wielkości ziarn i zawiera się w granicach od 0° do 2° ;
- ϕ_3 - zależy od wskaźnika różnorodności i zawiera się w granicach od -3° do $+3^\circ$;
- ϕ_4 - zależy od stopnia zagęszczenia i zawiera się w granicach od -6° do $+6^\circ$.



Rys. 4.5. Struktura łąk, który także zawiera większe ziarna: 1- piasek, 2- łąk

Przedstawiony powyżej wzór został sformułowany przez L. Lundgrena. We wzorze tym nie uwzględnia się rodzaju materiału, z którego zbudowane są ziarna, ani wilgotności. Wzór jednak pozwala ocenić udział poszczególnych czynników w sumarycznej wytrzymałości, a tym samym odróżnić czynniki bardziej istotne od mniej ważnych.

W tej samej klasie badań gruntów spoistych wpływowymi czynnikami są: wilgotność, porowatość, proces zagęszczenia, metody, czas badania i inne. W badaniach nad rozmakaniem odmiennie zachowują się próbki gliny zwalowej górnej, brązowej - zlodowacenia środkowopolskiego - niż próbki gliny zwalowej dolnej, szarej, zlodowacenia środkowopolskiego (skład granulometryczny, wilgotność i skład mineralny są podobne). Próbki z gliny szarej podczas rozmakania wykazują poziome rozwarstwienie i nie niszczą się przy rozmakaniu, podczas gdy próbki gliny brązowej rozpadają się zupełnie. Próbki z gliny szarej wykazują nieco niższą wytrzymałość.

4.6. Oznaczanie zawartości części organicznych

W pracowniach mechaniki gruntów dokonuje się oznaczania zawartości części organicznych metodą utleniania oraz metodą prażenia. Naj-

dokładniejszą i nowoczesną metodą oznaczania zawartości części organicznych jest metoda miareczkowania, którą stosuje się w pracowniach chemii.

Nie wolno stosować metody utleniania w przypadku torfów, namutów oraz wtedy, gdy badany grunt zawiera makroskopowo rozróżnialne części drewna, korzenie, zdrewniałe części roślin itp.

Przygotowana do badania próbka gruntu powinna mieć po wysuszeniu masę 0,03 - 0,05 kg. Należy odważyć w zlewce próbkę o masie 0,01 kg i wlać do zlewki 30 ml 30% roztworu wody utlenionej. Całość po przykryciu zlewki szkiełkiem zegarkowym należy podgrzewać do temperatury 60°C, przy czym należy zwrócić uwagę, aby zawartość nie pieniała się zbyt silnie. Podgrzewać należy 3 godziny aż do chwili, gdy po ponownym dodaniu około 10 ml wody utlenionej nie będą się wydzielały pęcherzyki gazu. Jeśli jednak wydzielanie to następuje, zlewkę ogrzewa się dalej i po upływie co najmniej dalszych 3 godzin sprawdza się, czy nie wydzielają się pęcherzyki gazu. Jeśli po ostatnim dodaniu wody utlenionej i po podgrzewaniu zlewki nie następuje wydzielanie się pęcherzyków gazu to zawartość zlewki gotuje się do czasu otrzymania gęstej zawiesiny. Następnie zlewkę wstawia się do suszarki i suszy do stałej masy w temperaturze +105° - 110°C.

Metodę prażenia stosuje się do oznaczenia zawartości części organicznych następujących gruntów:

- torfów i namutów, o ile nie zawierają więcej niż 5% węglanów,
- mało spoistych, zawierających mniej niż 5% węglanów.

Jeśli oznaczenia dokonuje się w celu zaopiniowania przydatności gruntu do sporządzania mieszanek cementowo-gruntowych, to metodę prażenia stosuje się, gdy zawartość węglanów nie przekracza 1%. W wyprażonym uprzednio i zważonym tyglu ogniotrwałym waży się około 0,01 kg gruntu sproszkowanego i wysuszonego do stałej masy. Następnie przez około 4 godziny całość praży się w temperaturze 600° - 800°C. Po ostudzeniu w eksykatorze tygiel z zawartością waży się i ponownie praży przez 3 godziny. Czynność tę powtarza się aż do uzyskania stałej masy.

Procentową zawartość części organicznych oblicza się ze wzorów:

- w przypadku metody utleniania:

$$J_{om} = \frac{m_{st} - m_u}{m_{st} - m_t} 100, \quad (4.11)$$

- w przypadku metody prażenia:

$$J_{om} = \frac{m_{st} - m_p}{m_{st} - m_t} 100, \quad (4.12)$$

w których:

- m_{st} - masa tygla lub zlewki z próbką gruntu, wysuszona do stałej masy [kg],
- m_u - masa tygla lub zlewki z próbką gruntu po utlenieniu wodą utlenioną [kg],
- m_t - masa tygla lub zlewki [kg],
- m_p - masa tygla lub zlewki z próbką gruntu po wyprażeniu do stałej masy [kg].

W przypadku zastosowania metody prażenia, do wzoru (4.12) należy wprowadzić następujące poprawki:

- zawartość węglanu < 1% - poprawka $Z_1 = 0,0\%$,
- zawartość węglanów 1 - 3% - poprawka $Z_1 = -0,5\%$,
- zawartość węglanów > 3% - poprawka $Z_1 = -1,0\%$,
- dla płasków gliniastych - poprawka $Z_2 = -1,0\%$,
- dla pyłów i pyłów płaszczyстых - poprawka $Z_2 = 1,5\%$.

Przy prażeniu traci się wodę chemicznie związaną z minerałem, co wpływa na pozorne zwiększenie zawartości domieszek organicznych. Poprawki podane wyżej mogą być zbyt małe. Ostateczny wynik uzyskany metodą prażenia będzie:

$$J_{om} = \left(\frac{m_{st} - m_p}{m_{st} - m_t} \right) 100 + (Z_1 + Z_2). \quad (4.13)$$

4.7. Wskaźnik różnorodności

Stosunek średnic d_{60} do d_{10} nazywamy wskaźnikiem różnorodności (niejednorodności uziarnienia) gruntu:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (4.14)$$

gdzie:

d_{60} - średnica zastępcza ziarnia (cząstki), poniżej której w gruncie zawarte jest (masowo) 60% ziarn [m],

d_{10} - średnica zastępcza ziarna (cząstki), poniżej której w gruncie zawarte jest (masowo) 10% ziarn [m].

W zależności od wskaźnika różnoziarnistości gruntu odróżniamy:

- a) grunt równoziarnisty, gdy $U < 5$;
- b) grunt różnoziarnisty, gdy $5 < U < 15$,
- c) bardzo różnoziarnisty, gdy $U > 15$.

Przykładowo z krzywej uziarnienia przedstawionej na rysunku 4.3 wskaźnik różnoziarnistości (niejednorodności uziarnienia) gruntu dla piasku średniego wynosi:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,38}{0,14} = 2,7.$$

Obliczona wartość wskaźnika różnoziarnistości może być wykorzystana przy ustalaniu współczynnika filtracji według tablicy Beyera, zgodnie z normą branżową BN-76/8950-03.

4.8. Oznaczanie podstawowych cech fizycznych gruntu

4.8.1. Gęstość właściwa szkieletu gruntowego

Gęstość właściwą szkieletu gruntowego (ρ_s) [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], należy obliczyć według wzoru:

$$\rho_s = \frac{m_g - m_t}{m_{wt} + (m_g - m_t) - m_{wg}} \quad (4.15)$$

w którym:

m_g - masa kolby i gruntu wysuszonego przy temperaturze 105 - 110°C [kg],

m_{wt} - masa kolby napełnionej do kreski wodą destylowaną, przy temperaturze, w której oznaczono m_{wg} [kg],

m_{wg} - masa kolby z gruntem i wodą wypełniającą kolbę do kreski [kg],

m_t - masa kolby wysuszonej przy temperaturze 105-110°C, [kg].

Średnie wartości gęstości właściwej dla typowych naszych gruntów podaje tabela 4.4.

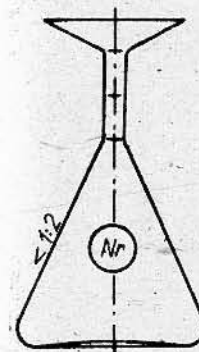
Tabela 4.4.

Średnie wartości ρ_s

Nazwa gruntu	$\rho_s - \text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Piaski kwarcowe	2650
Pyły i pyły piaszczyste	2660 - 2670
Piaski gliniaste	2660 - 2680
Gliny, gliny piaszczyste i pylaste	2670 - 2700
Gliny zwięzłe, gliny pylaste i piaszczyste zwięzłe	2690 - 2720
Pyły i ły pylaste	2710 - 2780

Do oznaczania gęstości właściwej szkieletu gruntowego należy pobrać próbkę gruntu makroskopowo jednorodną, która po wysuszeniu

do stałej masy powinna ważyć od 0,025 do 0,05 kg, w zależności od rodzaju gruntu. Przygotowaną próbkę gruntu wysypuje się do wycechowanej kolby (rys. 4.6) i całość chłodzi się w eksykatorze, a następnie waży z dokładnością 0,01 g. Po zważeniu należy kolbę dopełnić wodą destylowaną do około 2/3 objętości i gotować na małym płomieniu przez 1/2 godz. Podczas gotowania należy zawartość kolby kilkakrotnie wymieszać. Kolbę z zawartością chłodzi się do temperatury otoczenia, dopełnia wodą destylowaną do kreski na szyjce kolby i wstawia do kąpielii wodnej o temperaturze otoczenia. Po upływie



około 2 godzin należy zmierzyć temperaturę wody w kolbie i kąpielii. Jeżeli różnica temperatur wynosi mniej niż 0,5°C, średnią arytmetyczną odczytów obu temperatur przyjmuje się jako temperaturę w jakiej ustalono masę kolby z wodą. Po wyjęciu z kąpielii wodnej kolbę osusza się z zewnątrz, wyrównuje poziom wody do kreski na szyjce i waży z dokładnością do 0,01 g. Po wykonaniu tych czynności odciąga się za pomocą pipetki nieco wody z szyjki kolby i ponownie doprowadza poziom wody do kreski a następnie kolbę z zawartością ponownie waży z dokładnością do 0,01 g. Oba wyniki nie powinny róż-

nić się od siebie więcej niż o 0,02 g. W przypadku większej różnicy badania się powtarza, aż do otrzymania 2/3 wyników nie różniących się od siebie więcej niż o 0,01 g. Wszystkie czynności wykonuje się tak szybko, aby podczas oznaczania nie następowały zmiany temperatury w kolbie.

4.8.2. Masa właściwa szkieletu gruntowego

Masę właściwą szkieletu gruntowego (γ_s) [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$] określa się ze wzoru, według normy PN-74/B-02480:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = \frac{m_s}{V_s} \cdot g, \quad (4.16)$$

w którym:

- m_s - masa szkieletu gruntowego [kg]; jest to masa próbki gruntu wysuszonej w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy;
- V_s - objętość szkieletu gruntowego [m^3]; jest to objętość zajęta w próbce gruntu przez cząstki stałe;
- $g = 9,806 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ (przyspieszenie ziemskie).

4.8.3. Wilgotność gruntu

Wilgotność gruntu jest to stosunek masy wody zawartej w porach gruntu do masy szkieletu gruntowego:

$$w = \frac{m_w}{m_s} 100\%, \quad (4.17)$$

Oznaczenie wilgotności gruntu jest możliwe na próbkach o naturalnej wilgotności (NW) lub próbkach o naturalnej strukturze (NNS) dla gruntów drobnoziarnistych i gruboziarnistych, po oddzieleniu ziaren większych niż 25 mm.

Próbka o naturalnej wilgotności (NW) jest to próbka pobrana z gruntu znajdującego się w stanie naturalnym pod powierzchnią terenu, zachowująca rzeczywistą wilgotność gruntu.

Próbka o naturalnej strukturze (NNS) jest to próbka pobrana z gruntu znajdującego się w stanie naturalnym pod

powierzchnią terenu, zachowująca rzeczywistą strukturę gruntu. Badanie wilgotności płasku nasuwa zastrzeżenia ze względu na łatwą ucieczkę wody z próbki w trakcie przygotowania jej do badań. Wilgotność gruntu [%] oblicza się ze wzoru:

$$w = \frac{m_{mt} - m_{st}}{m_{st} - m_t} 100\%, \quad (4.18)$$

w którym:

- m_t - masa parownicy [kg];
- m_{mt} - masa próbki gruntu z określoną naturalną wilgotnością oraz masą parownicy [kg];
- m_{st} - masa szkieletu gruntowego jest to masa próbki gruntu wysuszonej w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy oraz masy parownicy [kg];
- $m_w = m_m - m_s$; masa wody w porach gruntu [kg].

Oznaczając wilgotność gruntu pobiera się dwie reprezentatywne próbki o masach:

- co najmniej 0,5 kg dla gruntów gruboziarnistych;
- co najmniej 0,05 kg - dla płasków i pyłów;
- co najmniej 0,03 kg dla pozostałych gruntów drobnoziarnistych.

Przygotowane próbki umieszcza się w parowniczkach i waży wraz z nimi. Następnie całość poddaje się suszeniu w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy, po czym po ostudzeniu w eksykatorze waży się. Za wynik ostateczny należy przyjąć średnią arytmetyczną wartości z obu oznaczeń, jeżeli ich różnica nie przekroczy 5% wartości średniej. W przypadku większej różnicy przeprowadza się badania na dwóch dodatkowych częściach próbki i jako wynik ostateczny przyjmuje się średnią arytmetyczną z trzech najmniej różniących się wartości.

4.8.4. Gęstość objętościowa gruntu

Gęstość objętościową gruntu (ρ) [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] określa się ze wzoru:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_p}, \quad (4.19)$$

gdzie:

m_m - masa gruntu w stanie wilgotnym [kg],
 V - całkowita objętość próbki gruntu [m³].

Oznaczenie gęstości objętościowej gruntu ma zastosowanie do próbek o naturalnej strukturze gruntów. Zależnie od rodzaju gruntu i wielkości próbki stosuje się jedną z następujących metod oznaczania:

- w wodzie - metodę tę należy stosować do próbek gruntów spoiastych o małej objętości, z których nie można wyciąć próbki za pomocą pierścienia,
- w pierścieniu - tę metodę stosuje się dla gruntów spoiastych o dostatecznie dużej objętości,
- w cylindrze - dla gruntów niespoistych o dostatecznie dużej objętości umożliwiającej przygotowanie próbki przeznaczonej bezpośrednio do oznaczania,
- w rtęci - metodę tę stosuje się do próbek gruntów o znacznej spoiistości (nie rozkruszających się w czasie badania).

Do oznaczania w wodzie gęstości objętościowej próbki gruntu wycina się dwie próbki o objętości 20 - 30 cm³, bez uszkodzeń ich naturalnej struktury. Obydwie próbki po ich zważeniu powleka się gorącą parafiną. Parafina powinna być w tym czasie zupełnie płynna. Następnie ustala się masy oparafinowanych próbek. Podwiesza się próbki na nitce do szalki wagi i zanurza się je w zlewce z wodą. Całość waży się po całkowitym zanurzeniu w wodzie. Obliczenia gęstości objętościowej dokonuje się na podstawie wzoru:

$$\rho = \frac{m_m}{\frac{m_p - m_{pw}}{\rho_w} - \frac{m_p - m_m}{\rho_p}} \quad (4.20)$$

w którym:

m_m, V - oznaczenia jak poprzednio,
 m_p - masa oparafinowanej próbki gruntu [kg],
 m_{pw} - masa próbki oparafinowanej i zanurzonej w wodzie [kg],
 ρ_p - gęstość parafiny, którą można przyjąć 930 kg·m⁻³,
 ρ_w - gęstość wody w porach, którą można przyjąć 1000 kg·m⁻³.

Za wynik ostateczny przyjmuje się średnią arytmetyczną wartości uzyskanych z badania obu próbek, jeśli różnica wyników nie przekra-

cza 5% wartości średniej. W przypadku większej różnicy wykonuje się oznaczenie na dwóch dodatkowych próbkach i jako wynik przyjmuje się średnią arytmetyczną z trzech najmniej różniących się wartości z czterech wykonanych oznaczeń.

Do oznaczania gęstości objętościowej próbki gruntu w pierścieniu lub cylindrze są potrzebne następujące przyrządy: pierścień metalowy o średnicy i wysokości około 4 cm, cylinder o średnicy i długości nie mniejszej niż 8 cm, urządzenie do wciskania pierścienia lub cylindra w grunt oraz nóż o prostej krawędzi ostrza. Pierścień należy dokładnie zważyć oraz określić jego objętość, po czym wcisnąć w grunt. Następnie napełniony pierścień wyjmuje się i po wyrównaniu waży z gruntem. Jeśli grunt jest w cylindrze, należy z obu stron cylindra usunąć naruszony grunt oraz dwukrotnie mierzyć długość i średnicę próbki w cylindrze. Gęstość objętościową określamy w tym przypadku na podstawie wzoru:

$$\rho = \frac{m_{mt} - m_t}{V_c} \quad (4.21)$$

w którym:

m_{mt} - masa pierścienia lub cylindra wraz z gruntem [kg],
 m_t - masa pierścienia lub cylindra [kg],
 V_c - wewnętrzna objętość pierścienia lub cylindra [m³].

Do oznaczania gęstości objętościowej gruntu w rtęci obcina się nożem dwie próbki o nienaruszonej strukturze, o objętości po około 10 cm³. Następnie do naczynia pomiarowego o objętości 250-300 cm³ wlewa się rtęć. Naczynie pomiarowe z rtęcią ustawia się na talerzu. Przygotowane próbki waży się i zanurza w rtęci za pomocą płytki ze sztyfcikiem. Wypchniętą z naczynia pomiarowego rtęć trzeba zważyć. W tym celu należy rtęć dokładnie zebrać z talerza i przenieść do zważonej parowniczkii. Próbkę gruntu, których objętość zbadano w rtęci należy szybko usunąć z pracowni i w żadnym przypadku nie używać do innych badań. Gęstość objętościową próbki gruntu obliczamy ze wzoru:

$$\rho = \frac{m_m \rho_h}{m_r} \quad (4.22)$$

w którym:

m_m - masa próbki gruntu w stanie wilgotnym [kg],

ρ_h - gęstość właściwa rtęci [$\text{kg}\cdot\text{cm}^{-3}$], przyjmowana w zależności od temperatury (jak w tabeli 4.5);

m_r - masa rtęci wypchniętej przez grunt [kg]. Tabela 4.5.

Temperatura +°C	10	15	20	25	30
ρ_h kg·m ⁻³	13570	13560	13550	13540	13520

4.8.5. Masa objętościowa gruntu

Masę objętościową gruntu (γ) [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$] określa wzór, zgodnie z normą PN-74/B-02480:

$$\gamma = \rho g = \frac{m_m}{V} g ; \quad (4.23)$$

m_m , V , g - oznaczenia jak poprzednio.

4.9. Obliczanie parametrów określających cechy porowatości gruntu

4.9.1. Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

Gęstość objętościową szkieletu gruntowego [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$] oblicza się według wzoru:

$$\rho_d = \frac{100 \rho}{100 + w} ; \quad (4.24)$$

w którym:

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

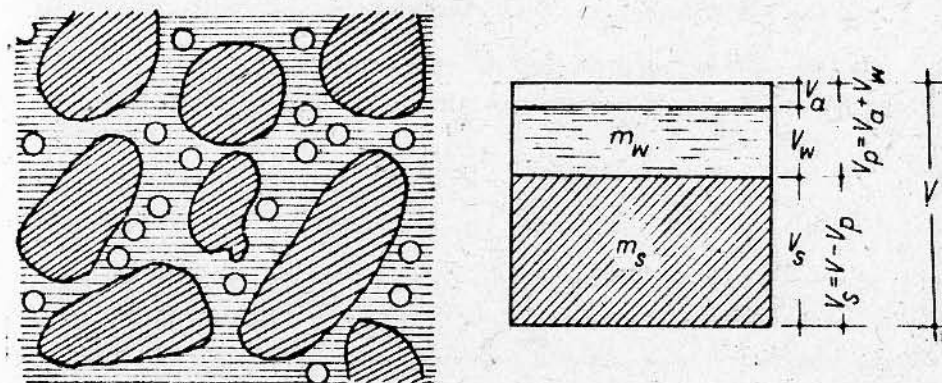
w - wilgotność próbki [%].

4.9.2. Masa objętościowa szkieletu gruntowego

Mając oznaczenia γ_s , w oraz γ możemy obliczyć dalsze cechy fizyczne określające porowatość gruntu. Masa objętościowa szkieletu

gruntowego jest to stosunek masy szkieletu gruntowego (suchych części gruntu) próbki do jej objętości (rys. 4.7)

$$\gamma_d = \rho_d g = \frac{m_s}{V} g . \quad (4.25)$$



Rys. 4.7. Schemat układu składników gruntu: V_a - objętość powietrza, V_w - objętość wody, V_s - objętość szkieletu

Ponieważ: $m_m = m_s + m_w$

oraz:

$$w = \frac{m_m - m_s}{m_s} 100 = \frac{m_w}{m_s} 100,$$

więc:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{m_m}{V} g = \frac{m_s + m_w}{V} g = \\ &= \frac{m_s + \frac{m_s w}{100}}{V} g = \gamma_d + \gamma_d \frac{w}{100}. \end{aligned}$$

Rys. 4.8. Sześcian gruntu: $V=1 \text{ cm}^3$

Stąd:

$$\gamma_d = \frac{100 \gamma}{100 + w} . \quad (4.26)$$

4.9.3. Porowatość gruntu

Porowatość próbki gruntu można obliczyć według wzoru:

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}, \quad (4.27)$$

w którym:

ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$],

ρ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [$\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$].

Z określenia porowatości gruntu wynika, że jest to stosunek objętości porów w danej próbce gruntu do objętości całkowitej próbki, czyli:

$$n = \frac{V_p}{V}. \quad (4.28)$$

Do oznaczania porowatości gruntu trzeba znać masę właściwą i masę objętościową szkieletu gruntowego. Przyjmujemy, że próbka gruntu ma objętość $V = 1,0 \text{ cm}^3$ (rys. 4.8). Wówczas ze wzoru (4.28) mamy $V_p = nV$. Zatem $V_s = (1 - n)V$, ponieważ $m_s g = V_s \rho_s = (1 - n)V \rho_s = (1 - n) \rho_s$, czyli:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} g = \frac{(1 - n) \rho_s}{V} = (1 - n) \rho_s.$$

Stąd:

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}. \quad (4.29)$$

4.9.4. Wskaźnik porowatości gruntu

Wskaźnik porowatości gruntu oblicza się według wzoru:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (4.30)$$

w którym oznaczenia są takie jak poprzednio.

Wskaźnik porowatości określa również stosunek:

$$e = \frac{V_p}{V_s}. \quad (4.31)$$

Ponieważ: $V_p = V - V_s$; $m_s g = V_s \rho_s$; $m_s g = V \rho_d$,

to:

$$e = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{(V - V_s) \rho_s}{V_s \rho_s} = \frac{V \rho_s - V_s \rho_s}{V_s \rho_s} = \frac{V \rho_s - V \rho_d}{V \rho_d} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}. \quad (4.32)$$

4.9.5. Zależność między porowatością a wskaźnikiem porowatości

Ze wzoru (4.28):

$$V_p = nV.$$

Ze wzoru (4.31):

$$V_p = eV_s.$$

Stąd:

$$nV = eV_s.$$

Ponieważ z rysunku 4.8 $V = 1$, zaś $V_s = 1 - n$, zatem:

$$n = e(1 - n).$$

Czyli:

$$n = \frac{e}{1 + e}, \quad (4.33)$$

lub:

$$e = \frac{n}{1 - n}. \quad (4.34)$$

Przy badaniu próbki gruntu o naturalnej strukturze stosuje się odpowiednio symbole: w_n , ρ_n , ρ_{dn} i e_n .

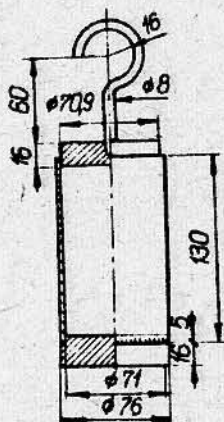
4.10. Stopień zagęszczenia gruntów niespolistych

Stopniem zagęszczenia nazywamy stosunek zagęszczenia istniejącego w naturze do największego możliwego zagęszczenia danego gruntu:

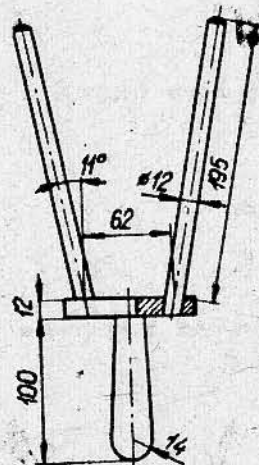
$$J_D = \frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\delta_{\max}(\delta_{dn} - \delta_{\min})}{\delta_{dn}(\delta_{\max} - \delta_{\min})}, \quad (4.35)$$

gdzie:

- J_D - stopień zagęszczenia,
- $e_{\max}$ - wskaźnik porowatości maksymalnej,
- $e_{\min}$ - wskaźnik porowatości minimalnej,
- e_n - wskaźnik porowatości naturalnej.



Rys. 4.9. Cylinder z tłokiem



Rys. 4.10. Widelki vibracyjne

Badanie przeprowadza się jedynie w płaskach zawierających nie więcej niż 5% określonych wagowo frakcji 2 - 5 mm. Do oznaczania przygotowuje się grunt wysuszony do stałej masy. Przyrządy potrzebne do oznaczania, to cylinder z tłokiem (rys. 4.9) i widelki vibracyjne (rys. 4.10). Najluźniejsze ułożenie płasku ($e_{\max}$) otrzymuje się wysypując go do cylindra przez lejek, który początkowo stawia się na dnie cylindra a w miarę zapełniania cylindra podnosi równo z powierzchnią płasku. Najściślej ułożenie ($e_{\min}$) otrzymuje się przez wibrowanie. Po każdorazowym wysypaniu płasku (około 1/3 objętości cylindra) należy tłoczek włożyć i przeprowadzić wibrowanie uderzając widelkami o ściankę cylindra w ciągu jednej minuty. Po wypełnieniu

cylindra (jeśli 3 kolejne pomiary po każdorazowym 0,5 minutowym wibrowaniu nie wykażą zmiany objętości) można uznać, że piasek jest dobrze zawibrowany. Wskaźnik porowatości badanego gruntu e_n wyznacza się ze wzoru (4.32).

W zależności od stopnia zagęszczenia (J_D) mamy następujące stany gruntów niespolistych:

- luźny $J_D < 0,33$
- średnio zagęszczony $0,33 < J_D < 0,67$
- zagęszczony $0,67 < J_D$

4.11. Stany zawilgocenia gruntów

4.11.1. Stopień wilgotności gruntu

Stopień wilgotności gruntu jest to stosunek objętości wody zawartej w gruncie do objętości porów.

$$S_r = \frac{w}{w_r} = \frac{m_{mt} - m_{st}}{V - \frac{m_{st} - m_t}{\rho_s}} \cdot \frac{1}{\rho_w}, \quad (4.36)$$

w którym:

- m_{mt}, m_{st}, m_t - oznaczenia jak poprzednio,
- V - objętość badanej części próbki gruntu [m^3],
- ρ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego [$kg \cdot m^{-3}$],
- ρ_w - gęstość wody w porach gruntu [$kg \cdot m^{-3}$],
- w - wilgotność, $w = m_w : m_s$,
- w_r - wilgotność w stanie całkowitego nasycenia porów gruntu wodą, $w_r = (\rho_w : \rho_d) - (\rho_w : \rho_s) = (\delta_w : \delta_d) - (\delta_w : \delta_s)$.

W zależności od stopnia nasycenia gruntu wodą (S_r) podział gruntów niespolistych jest następujący:

- grunt mało wilgotny $0 < S_r < 0,4$
- grunt wilgotny $0,4 < S_r < 0,8$
- grunt mokry $0,8 < S_r < 1,0$

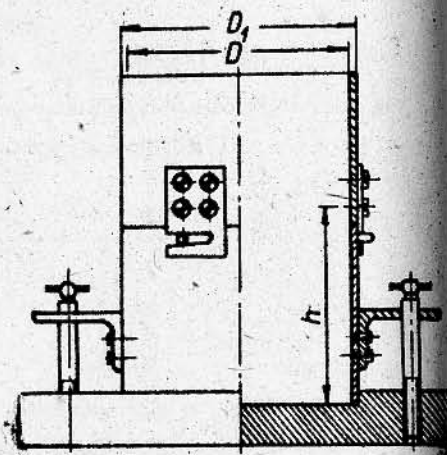
Do oznaczania stopnia wilgotności gruntu niespolistego należy użyć próbki NW lub NNS.

4.11.2. Oznaczanie wilgotności optymalnej

Wilgotność optymalna gruntu jest to wilgotność, przy której grunt ubijany w sposób znormalizowany uzyskuje maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego.

Do badania przygotowuje się próbkę w stanie powietrzno-suchym, o masie 2,5 - 3,0 kg. Grunt należy rozdrobnić tak, aby przeszedł przez sito o prześwicie oczek 6 lub 10 mm. Następnie próbkę gruntu miesza się z wodą destylowaną lub pitną, w ilości 60 cm³ dla gruntów niespołecznych i 100 - 150 cm³ dla gruntów społecznych - licząc na 1 dm³ objętości cylindra. Po dokładnym wymieszaniu próbkę gruntu z wodą pozostawia się w naczyniu szczelnym na okres co najmniej 15 godzin. Oznaczanie wilgotności optymalnej przeprowadza się na trzech przygotowanych próbkach. Znajomość wilgotności optymalnej konieczna jest wszędzie tam, gdzie wykonane nasypy powinny uzyskać wysoki stopień zagęszczenia. Do oznaczenia wilgotności optymalnej stosuje się cztery metody zestawione w tabeli 4.6a.

Po przygotowaniu próbki gruntu zagęszcza się ją w cylindrze w trzech lub pięciu równych porcjach. Używany do ubijania cylinder pokazano na rysunku 4.11. Typy cylindrów są scharakteryzowane w tabeli 4.6b.



Rys. 4.11. Cylinder

Tabela 4.6a.

Metoda oznaczania	Typ cylindra	Liczba uderzeń ubijaka na jedną warstwę	Energia zagęszczania [kJ/m ³]	Liczba warstw gruntu	Masa ubijaka [kg]	Wysokość spadania ubijaka [m]
I	mały	25	0,06	3	2,5	0,32
II	duży	55				
III	mały	25	0,27	5	4,5	0,48
IV	duży	55				

Tabela 4.6b.

Typ cylindra	V [dm ³]	D [mm]	D ₁ [mm]	H [mm]
mały	1,0	112,8	120	100
duży	2,2	152,4	162	120,6



Rys. 4.12. Ubijak

Po zagęszczeniu drugiej warstwy, w przypadku metody I i II, lub czwartej warstwy, w przypadku metody III i IV, należy na cylindrze umieścić nadstawkę. Masę porcji do ubijania dobiera się tak, aby po ubiciu ostatniej warstwy w cylindrze grunt wystawał 5 - 10 mm ponad górną krawędź cylindra. Każdą warstwę zagęszcza się znormalizowanym ubijakiem (rys. 4.12), scharakteryzowanym parametrami zestawionymi w tabeli 4.6c.

Po ubiciu ostatniej warstwy należy ściąć nadmiar gruntu w cylindrze i oznaczyć gęstość objętościową gruntu:

$$\rho = \frac{m_{mt} - m_t}{V} \quad (4.37)$$

gdzie:

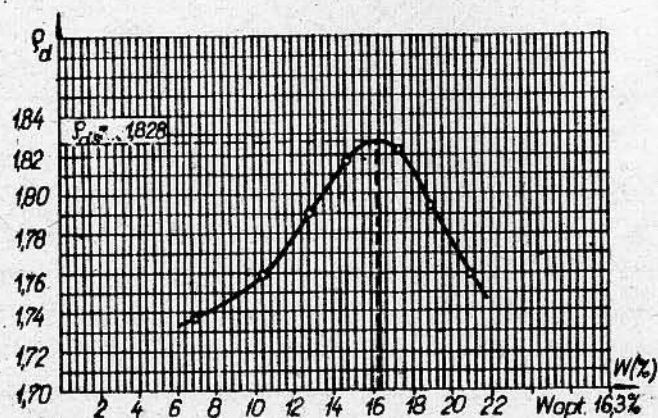
m_{mt} - masa próbki gruntu wraz z cylindrem [g];

m_t - masa cylindra [g];

V - wewnętrzna objętość cylindra zajmowana przez próbkę gruntu [cm³].

Następnie wypycha się grunt z cylindra i określa jego wilgotność pobierając próbkę gruntu z co najmniej 10 miejsc próbki. Po rozdrobieniu gruntu dodaje się do niego tyle wody, aby wilgotność wzrosła o 1 - 2% i wykonuje ponownie ubijanie jak poprzednio. Zagęszczenie przeprowadza się dotąd, aż nastąpi wyraźne zmniejszenie gęstości objętościowej gruntu. Dopuszcza się najwyżej trzykrotne wykonanie zagęszczania tej samej próbki gruntu. Po oznaczeniu wilgotności (w) i obliczeniu gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ρ_d) dla poszczególnych oznaczeń sporządza się wykres zależności (ρ_d) od (w) (rys. 4.13). Za wilgotność optymal-

na (w_{opt}) przyjmuje się wartość wilgotności wyznaczoną z wykresu, która odpowiada największej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ρ_{ds}).



Rys. 4.13. Wilgotność optymalna

Tabela 4.6c.

Typ ubijaka	Masa ubijaka [kg]	Wysokość opuszczania ubijaka (H) [mm]	Średnica ubijaka (a) [mm]	Typ cylindra stosowanego do oznaczania
lekki	2,5	320	50,8	mały
			76,8	duży
ciężki	4,5	480	50,8	mały
			76,8	duży

4.12. Wskaźnik zagęszczenia gruntu

Wskaźnik zagęszczenia gruntu jest to stosunek masy objętościowej szkieletu gruntowego badanego gruntu do największej masy objętościowej szkieletu (tego samego gruntu) oznaczonego metodą podaną w punkcie 4.11.2. Wskaźnik zagęszczenia gruntu (I_B) oblicza się ze wzoru według normy PN-74/B-02480:

$$I_B = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{ds}} \quad (4.38)$$

w których:

- γ_d - masa objętościowa szkieletu gruntowego [$N \cdot m^{-3}$];
- $\gamma_{d,s}$ - największa masa objętościowa szkieletu gruntowego [$N \cdot m^{-3}$];
- pozostałe oznaczenia jak poprzednio.

Oznaczenie wskaźnika zagęszczenia gruntu stosuje się tylko do gruntów sztucznie zagęszczonych. Wskaźnik zagęszczenia gruntów jest miernikiem jakości wykonanych nasypów, co stanowi podstawowe zagadnienie zarówno ze względu na bezpieczeństwo i stateczność budowli jak też ze względu na eksploatację i związane z nią koszty. W praktyce inżynierskiej oznaczanie wskaźnika zagęszczenia ma zastosowanie przy:

- a) odbiorach robót ziemnych dla dróg samochodowych i lotnisk;
- b) kontroli zagęszczenia warstw korpusu drogowego w czasie wykonania robót ziemnych (norma branżowa BN-77/8931-12);
- c) kontroli zagęszczenia warstw gruntu stabilizowanych mechanicznie i chemicznie (cementem, wapnem, popiołami lotnymi) w czasie ich wykonania oraz bezpośrednio po wykonaniu.

Kryterium zasadniczym przy wyborze gruntu na nasyp jest zdolność gruntu do dobrego zagęszczania. Dobre zagęszczanie pozwala wykonać nasyp, który będzie mało ścisły i dostatecznie wytrzymały; będzie mieć dużą gęstość objętościową; będzie stosunkowo mało przepuszczalny i mało nasiąkliwy oraz odporny na przemarzanie; a zatem w dużym stopniu niewysadzinowy. Grunty odpowiadające kryteriom o dobrej zagęszczalności mają na ogół pozostałe dodatnie cechy gruntów nasypowych.

4.13. Wpływ zawartości wody na gęstość objętościową gruntu

4.13.1. Gęstość objętościowa gruntu przy nasyceniu porów wodą

Jeżeli pory w gruncie są całkowicie wypełnione wodą, lecz grunt znajduje się powyżej zwierciadła wody gruntowej, to:

$$\begin{aligned} \rho_{sr} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_w = (1 - \frac{e}{1+e}) \rho_s + \frac{e}{1+e} \rho_w = \\ &= (\frac{1+e-e}{1+e}) \rho_s + \frac{e}{1+e} \rho_w = \frac{\rho_s + e \rho_w}{1+e}, \end{aligned} \quad (4.39)$$

gdzie:

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

4.13.2. Gęstość objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody

Jeżeli grunt znajduje się poniżej zwierciadła wody gruntowej, to pory jego są co prawda wypełnione wodą, lecz gęstość objętościowa jest znacznie mniejsza niż ρ_{sr} . Według prawa Archimidesa na szkielet gruntu zanurzony w wodzie działa siła wyporu:

$$\begin{aligned} \rho' &= (1 - n) \rho_s - (1 - n) \rho_w = (1 - n) (\rho_s - \rho_w) = \\ &= \frac{1}{1 + e} (\rho_s - \rho_w), \end{aligned} \quad (4.40)$$

gdzie:

ρ' - gęstość objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody [$t \cdot m^{-3}$].

Jak wynika z obliczenia:

$$\rho' = \rho_{sr} - \rho_w. \quad (4.41)$$

4.14. Cechy charakterystyczne gruntów spoistych

Charakterystycznymi cechami gruntów spoistych są:

- granica skurczalności - w_s ,
- granica plastyczności - w_p ,
- granica płynności wg Casagrande'a - w_L ,
- granica płynności wg Wasiljewa - $\bar{w}_L$.

Granica skurczalności jest to wilgotność na granicy pomiędzy stanem półzwardym i zwartym. Granicą plastyczności gruntu nazywa się wilgotność, którą ma dany grunt na granicy stanu twardoplastycznego

i półzwardego. Granica płynności jest to wilgotność na granicy pomiędzy stanem płynnym i miękkoplastycznym gruntu spoistego. Wskaźnik plastyczności (J_p) jest to różnica pomiędzy granicami płynności i plastyczności:

$$J_p = w_L - w_p \quad \text{lub} \quad \bar{J}_p = \bar{w}_L - w_p \quad (4.42)$$

W zależności od wartości wskaźnika plastyczności odróżnia się następujące grunty:

- niespoisty, gdy $J_p < 1\%$;
- mało spoisty, gdy $1 < J_p < 10\%$;
- średnio spoisty, gdy $10 < J_p < 20\%$;
- zwięźło spoisty, gdy $20 < J_p < 30\%$;
- bardzo spoisty, gdy $J_p > 30\%$.

4.14.1. Stopień plastyczności

J_L - stopień plastyczności jest to stosunek różnicy wilgotności naturalnej danego gruntu i granicy plastyczności do jego wskaźnika plastyczności:

$$J_L = \frac{w_n - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w_n - w_p}{J_p}, \quad (4.43)$$

przy czym granica płynności może być według Casagrande'a w_L lub według Wasiljewa - $\bar{w}_L$. W zależności od stopnia plastyczności (J_L) grunty spoiste dzielą się na stany (tabela 4.7).

Tabela 4.7.

Podział gruntów spoistych

Stan gruntu	Wartość stopnia plastyczności J_L	Wartość wilgotności gruntu (w) w stosunku do konsystencji określonej granicą płynności (w_L), plastyczności (w_p) i skurczalności (w_s)
1	2	3
Zwarty	$J_L < 0$	$w < w_s$
Półzwały	$J_L < 0$	$w_s < w < w_p$

1	2	3
Twardoplastyczny	$0 < J_L \leq 0,25$	$w_p < w \leq w_L$
Plastyczny	$0,25 < J_L \leq 0,50$	
Miękkoplastyczny	$0,50 < J_L \leq 1,00$	
Płynny	$J_L > 1,00$	$w > w_L$

4.14.2. Oznaczanie granicy skurczalności

Próbkę gruntu przygotowuje się w sposób analogiczny jak do oznaczenia gęstości objętościowej. Dwie przygotowane próbki umieszcza się w parownicach i suszy początkowo w temperaturze pokojowej do stanu powietrzno-suchego, a następnie w temperaturze $105 - 110^\circ\text{C}$ do stałej masy. Po ochłodzeniu próbek oznacza się ich masy (m_s) i objętości (V), analogicznie jak przy oznaczeniu gęstości objętościowej. Następnie oznacza się gęstość objętościową ρ . Granicę oblicza się ze wzoru:

$$w_s = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \quad (4.44)$$

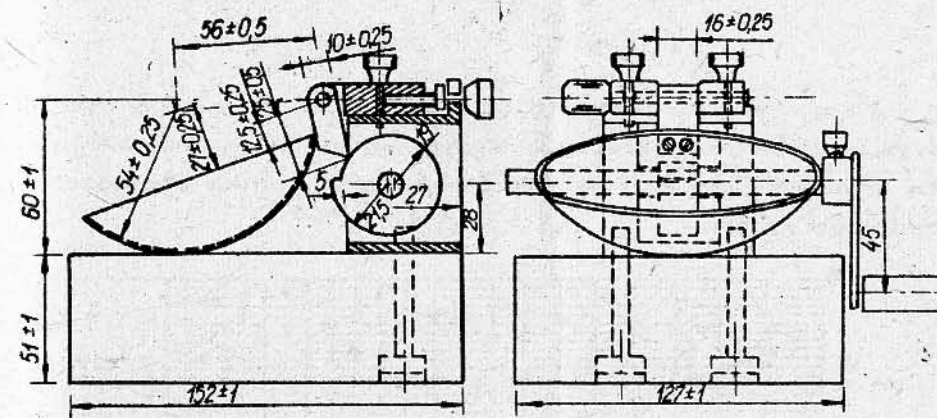
4.14.3. Oznaczanie granicy plastyczności

Z gruntu jednorodnego o zachowanej naturalnej wilgotności przygotowuje się próbkę o masie około 0,05 kg. W przypadku gdy grunt jest w stanie zwartym lub półzwartym, należy nasycić go wodą destylowaną do stanu plastycznego i wyrobić na jednorodną masę. Z przygotowanej próbki należy usunąć ziarna o średnicy ponad 2 mm. Następnie uformować kulkę o średnicy około 7 mm i wałeczkować ją na dłoni do czasu aż wałeczek uzyska średnicę 3 mm, po czym z wałeczkowanego gruntu uformować kulkę. Czynność tę powtarza się aż wałeczek o długości 4 do 5 cm pęknie lub rozpadnie się na kilka kawałków po podniesieniu go za jeden koniec. Spękane kawałki gruntu umieszcza się w naczyniu wagowym z doszlifowanymi przykrywkami. Badanie powtarza się dotąd, aż w obu naczyniach wagowych zbierze się po 0,005 - 0,007 kg gruntu. Następnie oznacza się wilgotność obu próbek.

Średnia arytmetyczna z tych oznaczeń jest wartością granicy plastyczności (w_p).

4.14.4. Oznaczanie granicy płynności według Casagrande'a

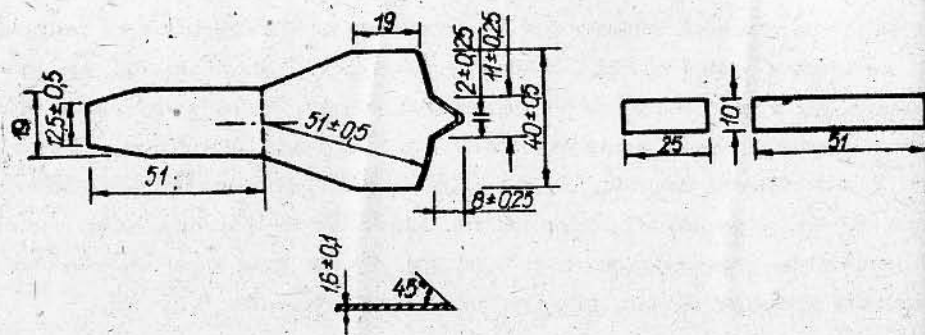
Do tego oznaczenia bierze się jednorodną próbkę gruntu o zachowanej naturalnej wilgotności. Następnie wydziela się około 0,1 kg gruntu i zalewa go w parownicze wodą destylowaną. Po upływie około 20 godzin nasycony wodą grunt rozciera się na pastę gruntową. Ziarna ponad 2 mm należy usunąć. Pastę układa się do miseczki Casagrande'a (rys. 4.14). Wysokość podnoszenia miseczki w tym aparacie wynosi 10 mm. Masa miseczki wynosi 0,16 kg. Pastę gruntową układa się do miseczki w takiej ilości, aby łączna masa wynosiła 0,21 kg.



Rys. 4.14. Miseczka Casagrande'a

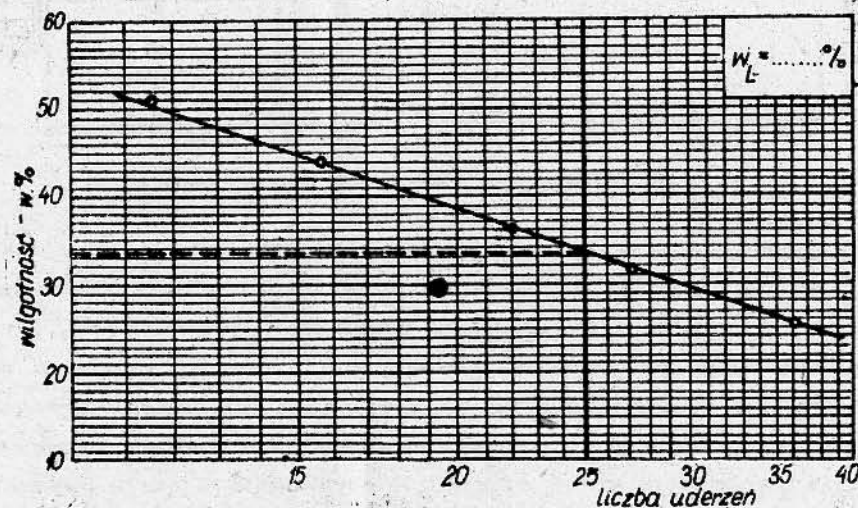
Pastę do miseczki nakłada się przez rozsmarowywanie jej cienkimi warstwami, tak aby nie dopuścić do zamknięcia pęcherzyków powietrza w gruncie. Pasta powinna wypełnić przednią część miseczki, przy czym grubość warstwy nie powinna przekroczyć 8 mm. Po zważeniu miseczki wycina się rylcem w paście bruzdę. Rylec profilowany przedstawia rysunek 4.15. Miseczkę z pastą zakłada się do aparatu Casagrande'a, po czym obraca się korbą aparatu z szybkością 2 obr/s powodując uderzenia miseczki o gumową podkładkę. Uderzenia te powtarza się aż do chwili zrównania brzegów bruzdy na długości 10 mm i wysokości 1 mm. Następnie ze środka bruzdy pobiera się do tygielka próbkę gruntu o masie około 0,01 kg i oznacza jej wilgotność. Resztę pasty nakłada się do parownicy i miesza dokładnie z dodatkiem kilku lub

kilkunastu kropel wody destylowanej. Badanie powyższe trzeba powtórzyć co najmniej 5 razy, z czego dwa lub trzy badania powinny w wyniku dać liczbę uderzeń niższą niż 25. Nie uwzględnia się tych badań, które w wyniku dały więcej niż 35 lub mniej niż 12 uderzeń.



Rys. 4.15. Rylec profilowany

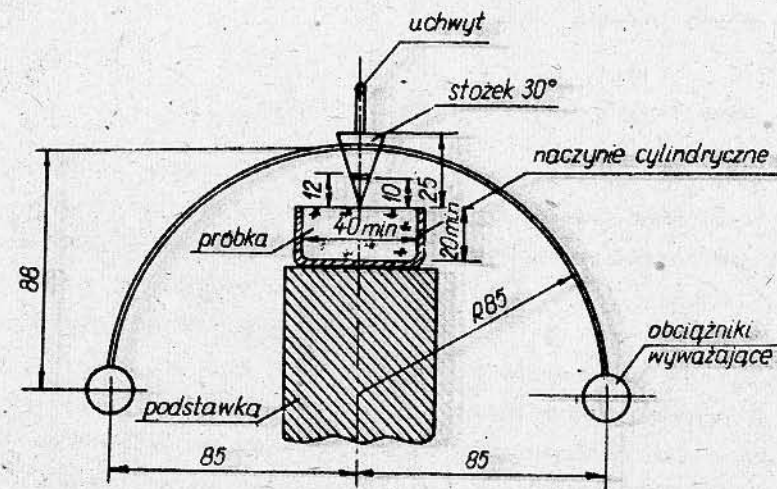
Wszystkie oznaczone wilgotności przedstawia się na wykresie (rys. 4.16). Punkt przecięcia otrzymanej prostej z linią odpowiadającą 25 uderzeniom określa wilgotność równą granicy płynności w_L badanego gruntu.



Rys. 4.16. Siatka do określenia granicy płynności

4.14.5. Oznaczenie granicy płynności według Wasiljewa - w_L

Próbki przygotowuje się w sposób podany w punkcie 4.14.4. Następnie do cylindrycznego naczynia nakłada się warstwami pastę gruntową, tak aby w masie pasty nie pozostały pęcherzyki powietrza. Stożek przeciera się watą nasyoną olejem wrzecionowym i ustawia ostrzem na powierzchni próbki (rys. 4.17), po czym zwalnia uchwyt pałców tak, aby stożek pogłębiał się w pastę gruntową.



Rys. 4.17. Stożek Wasiljewa

W chwili zwolnienia stożka uruchamia się sekundomierz i po upływie 5 s określa się zagłębienie stożka, wiedząc że odległość obu rowków na stożku wynosi 2 mm. Po dokonaniu tego pomiaru, z bezpośredniego sąsiedztwa pobiera się do tygielka 0,01 - 0,015 kg pasty gruntowej dla oznaczenia jej wilgotności. O ile zanurzenie nie było równe 10 mm, to:

- Jeśli wynosi mniej niż 10 mm, należy do pasty dodać wody destylowanej i pomiar powtórzyć,
- Jeśli stożek zanurzył się więcej niż 10 mm, należy wilgotność obniżyć przez podsuszenie pasty i pomiar wykonać ponownie.

Za miarodajne uważa się wyniki, gdy stożek zanurza się więcej niż 8 mm oraz mniej niż 12 mm. Jeśli przy kolejnych badaniach uzyskuje się zagłębienie w zakresie 8 - 12 mm, to wartość w_L określa się na podstawie wykresu analogicznego do rysunku 4.16. Punkty wykresu powinny być co najmniej trzy. Punkt przecięcia otrzymanej pro-

stej z linią odpowiadającą zagłębieniu 10 mm określa wilgotność równą granicy płynności - w_L badanego gruntu.

4.15. Badania makroskopowe

Grunty niespoliste po wyschnięciu do stanu powietrzno-suchego tworzą nie związane ze sobą cząstki lub grudki rozpadające się pod wpływem lekkiego nacisku palcem. Grunty spoliste tworzą po wyschnięciu zwarte brytki.

4.15.1. Określanie nazwy gruntów spolitych

Nazwę gruntów spolitych określa się na podstawie próby wałeczowania i rozcierania gruntu. W przypadkach wątpliwych stosuje się również próbę rozmakania. Pobiera się grudkę gruntu bez frakcji kamienistej i żwirowej i z niej formuje kulkę o średnicy 7 mm. Z kulki wykonuje się wałeczek o średnicy 3 mm. Kulkę układa się na lewej dłoni, prawą zaś wałeczkuje grunt przy nieznacznym nacisku, przesuwając dłoń prawą wzdłuż lewej z szybkością około 2 razy na sekundę. Jeśli wałeczek nie wykazuje spękań, należy go zgnieść, ponownie uformować kulkę i powtórzyć wałeczkowanie. Rodzaj spękań i wygląd wałeczka określa stopień spolistości (tab. 4.8). Próbę wałeczkowania przeprowadza się na dwóch kulkach, a w przypadku niezgodności na trzeciej kulce.

W próbie rozcierania grunt rozciera się palcami zanurzonymi w wodzie. Wynik tej próby określa przynależność do I, II lub III grupy.

Próba rozmakania polega na tym, że grudkę o średnicy 10-15 mm suszy się do stałej masy w temperaturze 105 - 110°C. Następnie przygotowując grudkę umieszcza się na siatce o wymiarach boków oczek kwadratowych 5 mm i zanurza całkowicie w wodzie. Wynik badania gruntu określa się w zależności od szybkości rozmakania gruntu.

Grunty spoliste charakteryzują się tym, że po wyschnięciu tworzą zwarte brytki. Przy makroskopowym rozpoznaniu gruntów spolitych należy określenie ich nazwy uzupełnić opisem przewarstwień, domieszek, zanieczyszczeń oraz typowych cech wtórnych, np. glina piaszczysta z gładzikami granitu i dużą domieszką miki itp.

Tabela 4.8.

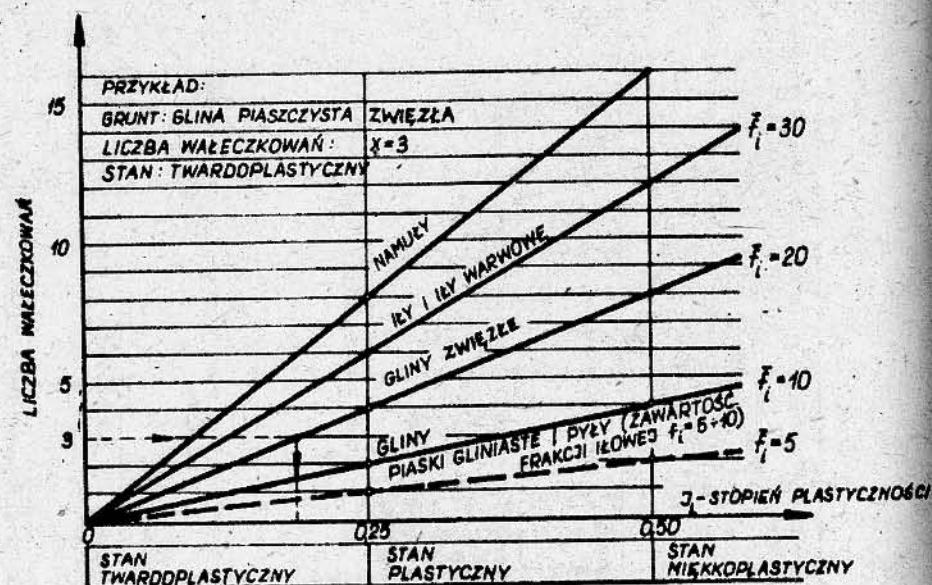
Określenie nazwy gruntów spolitych

Lp	Rodzaj gruntu, wskaźnik plastyczności (J_p) i zawartość frakcji łowej (f_l)	Nazwy gruntów spolitych w zależności od zawartości frakcji piaszkowej			Wynik badania		
		Grupa I (grunty piaszczyste czyste)	Grupa II (grunty pośrednie)	Grupa III (grunty pylaste)	Próba wałeczkowania gruntu o naturalnej wilgotności	Próba rozmakania wysuszonej grudki (na siatce o boku oczka kwadratowego 5 mm)	
1	2	3	4	5	6	7	
1	mało spolisty $J_p < 0,05$ $f_l < 5\%$	piasek gliniasty	pył piaszczysty	pył	kulka rozpada się lub rozsypa się, gruntu nie daje się wałeczować	grudka rozmaka natychmiast	
1	mało spolisty $J_p = 0,05 - 0,10$ $f_l = 5-10\%$	piasek gliniasty	pył piaszczysty	pył	wałeczek rozwarstwa się podłożnie	grudka rozmaka w czasie 30 s do 5 min.	
2	średnio spolisty $J_p = 0,10 - 0,20$ $f_l = 10-20\%$	głina piaszczysta	głina	głina pylasta	od początku do końca wałeczkowania powierzchnia wałeczka bez połysku; wałeczek pęka poprzecznie	grudka rozmaka w czasie 5 min. do 60 min.	
3	zwięźło spolisty $J_p = 0,20-0,30$ $f_l = 20-30\%$	głina piaszczysta zwięźła	głina zwięźła	głina pylasta zwięźła	wałeczek początkowo bez połysku; przy końcu wałeczkowania z połyskiem, pęka poprzecznie	grudka rozmaka w czasie od 1 do 24 godz.	
4	bardzo spolisty $J_p > 0,30$ $f_l > 30\%$	głina piaszczysta	głina	głina pylasta	kulka i wałeczek od początku z połyskiem	grudka rozmaka w czasie dłuższym niż 1 doba	
Rozpoznanie ilości frakcji piaszkowej. Próba rozcierania w wodzie.		po między palcami pozostaje dużo piasku	wyczuwa się ziarna piasku	nie wyczuwa się ziarna piasku			

Pył mało wilgotny przy rozcieraniu pomiędzy palcami zachowuje się jak mąka kartoflana, a palce pokrywają się jasną mączką. Roztarty pył w stanie wysuszonym ma wygląd zbliżony do cementu. Gliny i ły w stanie mało wilgotnym nie zostawiają na palcach mączki pyłowej. Gliny morenowe zawierają najczęściej okruchy skalne i ziarna żwirowe. Grunty osadzone w wodzie mają widoczne warstewki o różnym uziarnieniu i odmiennym zabarwieniu. W przekroju grudce gruntu jednorodnego widoczna jest w przekroju łupliwość wzdłuż równoległych powierzchni osadzania się cząstek w wodzie.

4.15.2. Określanie nazwy gruntów niespolistych

Nazwę gruntów niespolistych określa się na podstawie wzrokowej oceny wielkości i ilości ziarn poszczególnych frakcji, wykorzystując dane z tabeli 4.3. Wielkość ziarn można ponadto określać za pomocą lupy z podziałką mikrometryczną. Cechy charakterystyczne uzupełniające informację: żwir gliniasty i pospółka gliniasta wykazują zdolność do tworzenia spojonych grudek, a piasek pylisty tworzy po wyschnięciu lekko spojne grudki, które rozsypują się pomiędzy palcami w przypadku ich podnoszenia.



Rys. 4.18. Nomogram do określania stopnia plastyczności dla próby wałeczkowania

4.15.3. Określanie stanu gruntów spolistych

Stan gruntów spolistych określa się na podstawie liczby kolejnych wałeczkowań tej samej próbki gruntu. Bierze się pod uwagę wałeczek o średnicy 3 mm, bez spękań. Wałeczkowanie gruntów średnio spolistych, żwiżło spolistych i bardzo spolistych należy przerwać, gdy na powierzchni wałeczka występują wyraźne poprzeczne spękania, a wałeczek długości 4 - 5 cm podniesiony za jeden koniec pęka pod swoją masą. Dla gruntów mało spolistych przerywa się wałeczkowanie, gdy wałeczek się rozsypuje. Stan gruntu i stopień plastyczności wyznacza się z rysunku 4.18. Stan półzwały jest wtedy, gdy z gruntu można uformować kulkę i wałeczek pęka podczas pierwszego wałeczkowania. Przy stanie zwartym z próbki gruntu nie można uformować kulki.

4.15.4. Określanie barwy gruntu

Barwę gruntu określa się na przekroju bryły gruntu o naturalnej wilgotności. Barwę podstawową przy jej określaniu umieszcza się na ostatnim miejscu. Odcienie barwy i jej intensywność opisuje się na pierwszym miejscu.

4.15.5. Określanie wilgotności gruntu

Grunt przyjmuje się jako:

- suchy - jeśli grudka gruntu przy zgniataniu pęka, a w stanie rozdrobnionym nie wykazuje zawilgocenia;
- mało wilgotny - jeśli grudka gruntu przy zgniataniu odkształca się plastycznie, lecz papier filtracyjny lub ręka przyłożone do gruntu nie stają się wilgotne;
- wilgotny - jeśli papier lub ręka przyłożone do gruntu stają się wilgotne;
- mokry - jeśli przy ściskaniu gruntu w dłoni odsącza się z niego woda;
- nawodniony - jeśli woda odsącza się z gruntu grawitacyjnie.

4.15.6. Określanie zawartości węgla wapnia

Procentową zawartość węgla wapnia (CaCO_3) w gruncie określa się według tabeli 4.9, obserwując reakcję gruntu po nalaniu kropli 20% kwasu solnego.

Tabela 4.9.

Określanie zawartości węgla wapnia

Zawartość węgla wapnia [%]	Reakcja gruntu po nalaniu kropli 20% kwasu solnego
> 5	burzy się intensywnie i długo
3 - 5	burzy się intensywnie, lecz krótko
1 - 3	burzy się słabo i krótko
< 1	ślady lub brak reakcji

4.16. Aktywność

Aktywność A (według Skempton) jest to wskaźnik plastyczności (J_p) podzielony przez zawartość względną (masową) w gruncie ziaren o średnicy $d \leq 0,002$ mm:

$$A = \frac{J_p}{f_1} 100. \quad (4.45)$$

Dla gruntów lodowcowych może być w naszych warunkach gruntowych przyjęta aktywność $A \approx 1,0$. Dla glin pokrywowych i lessów przyjmuje się $A = 0,5 - 0,8$, zaś dla łów montmorillonitowych (wysokie wsiąkowi) $A > 1,5$. Biorąc powyższe pod uwagę, dla naszych gruntów można przyjąć $100 J_p = f_1$. Nomogram do wyznaczania stopnia plastyczności gruntów spoistych przedstawiony na rysunku 4.18 jest zbudowany na podstawie wzoru:

$$J_L = \frac{1,25 X}{f_1}. \quad (4.46)$$

w którym:

X - liczba wałeczkowań,

1,25 - ilość wody, którą traci wałeczek przy jednokrotnym wałeczkowaniu [%],

f_1 - procentowa zawartość frakcji łowej w masie szkieletu gruntowego.

4.17. Właściwości fizyczne gruntów zamrażniętych

Grunty zamrażnięte stanowią czterofazowy schemat wzajemnie powiązanych części (faza ciała twardego - mineralnego, faza plastyczna - lodu, faza płynna - wody wolnej i faza gazowa). Dla oceny właściwości fizycznych gruntu zamrażniętego konieczne jest oznaczenie jako minimum czterech podstawowych parametrów:

1. masy objętościowej gruntu zamrażniętego o nienaruszonej strukturze ρ_z ; [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$],
2. wilgotności całkowitej gruntu, w_c [%],
3. masy właściwej szkieletu gruntu zamrażniętego, ρ_s [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$],
4. zawartości wody (masowej) nie zamrażniętej, w_w [%].

Oznaczanie masy objętościowej gruntu zamrażniętego (ρ_z), jako podstawowego parametru naturalnego zagęszczenia, wykonuje się na jednolitej zamrażniętej próbce gruntu, pobranej specjalnym urządzeniem z podłoża lub najczęściej z wykopu na określonej głębokości (np. na poziomie posadowienia fundamentów). Oznaczając masę objętościową gruntu zamrażniętego należy obowiązkowo dokonać pomiaru temperatury powietrza w danym terenie w chwili pobrania próbki gruntu. Masę objętościową gruntu zamrażniętego ρ_z ; [$\text{N}\cdot\text{m}^{-3}$] oblicza się ze wzoru:

$$\rho_z = \frac{m_{mz}}{V_z} g; \quad (4.47)$$

w którym:

m_{mz} - masa próbki gruntu zamrażniętego o nienaruszonej strukturze [kg],

V_z - objętość próbki gruntu zamrażniętego [m^3],

g - przyspieszenie ziemskie, $g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$.

Oznaczenie całkowitej wilgotności gruntu zamrażniętego (w_c) najlepiej jest wykonać sposobem "rowka". W tym celu w wykopie wycina się kilofem rowek na całą grubość gruntu zamrażniętego, dla którego chcemy oznaczyć całkowitą wilgotność (w_c). Ciągłe przewarstwienia lodowe utrzymujące się powierzchniowo (nie liniowo) i mające grubość $> 0,5$ cm zamrażają oddzielnie.

Całkowita wilgotność gruntu zamrażniętego (w_c) wynosi:

$$w_c = w_{sl} + w_g = w_{sl} + (w_w + w_z) \quad (4.48)$$

gdzie:

- w_{sl} - wilgotność wynikająca z utworzonych warstw soczewek lodu;
- w_g - wilgotność przewarstwień zamrożonego gruntu zalegającego pomiędzy warstwami soczewek lodu;
- w_w - wilgotność wynikająca z nie zamrożonej wody;
- w_z - wilgotność wynikająca z zespolenia części mineralnych lodem porowym.

Wilgotność w_g oznacza się ze starannie dobranych próbek gruntu mineralnego (zalegającego pomiędzy warstwami soczewek lodowych), a wilgotność w_{sl} tworzącą warstwy soczewek lodu - po zbadaniu sztywnych przewarstwień lodu lub na podstawie wartości w_w i w_z , jeśli je znajdziemy. Dopuszcza się przyrównywać wartość w_g do wartości granicy plastyczności dla gruntów spoistych, tzn. $w_g \approx w_p$.

Masę właściwą szkieletu gruntu zamrożonego (ρ_s) oznacza się na podstawie analizy areometrycznej dla próbek o naruszonej strukturze. Ważnym parametrem fazowego schematu gruntów zamrożonych jest ich lodowatość, odpowiadająca naturalnej temperaturze gruntu.

Względną lodowatość masową (j) (w stosunku do masy wysuszonego gruntu) określa się wzorem:

$$j = \frac{w_c - w_z}{w_c} \quad (4.49)$$

Wobec tego że masa wody w jednostce objętości gruntu równa się masie wilgotności gruntu powiększonej o objętość masy cząstek szkieletu gruntowego, dla lodowatości objętościowej otrzymuje się łatwo zależność:

$$j_{obj} = \frac{\rho_z}{\rho_1} \frac{(w_c - w_z)}{(1 + w_c)} \quad (4.50)$$

gdzie:

- ρ_1 - masa właściwa lodu;
- ρ_z - masa objętościowa gruntu zamrożonego.

Zaleca się dla gruntów zamrożonych określić całkowitą lodowatość objętościową, wynikającą tylko z soczewek lodu (z wyłączeniem lodu

porowego). Całkowita lodowatość objętościowa może być obliczona ze wzoru:

$$L_{sl} = \frac{\rho_s w_{sl}}{\rho_1 + \rho_s (w_c - 0,1 w_z)} \quad (4.51)$$

gdzie:

- ρ_1 - oznaczenie, jak poprzednio, którego wartość przyjmuje się 9000 N·m⁻³.

Zamiast całkowitej wilgotności gruntu zamrożonego bardziej charakterystycznym i łatwym do obliczenia jest wskaźnik wilgotności ogólnej. Można go obliczyć ze wzoru:

$$w_o = \frac{w_c}{1 + w_c} \quad (4.52)$$

W jednostce objętości gruntu zamrożonego mamy następujące jego składniki:

- twarde mineralne cząstki $\rho_d = \rho_z (1 - w_o)$;
- lód $\rho_l = \rho_z w_o j$;
- wodę w fazie płynnej $\rho_w = \rho_z w_o (1 - j)$.

Dodając wymienione składniki otrzymamy masę objętościową gruntu zamrożonego:

$$\rho_d + \rho_l + \rho_w = \rho_z \quad (4.53)$$

Oznaczanie właściwości fizycznych gruntów zamrożonych może mieć zastosowanie w zagadnieniach sztucznego zamrażania gruntów przy głębieniu szybów lub tuneli podziemnych.

W gruncie zamrożonym mogą być wyraźnie określone wtrącenia lodowe, oddzielające poszczególne warstwy gruntu, lub cienkie soczewki lodowe o grubości do 1,0 mm. Dla gruntu zamrożonego z cienkimi soczewkami lodowymi, można na podstawie uprzednio zbadanych czterech podstawowych parametrów obliczyć inne, a mianowicie:

a) wskaźnik porowatości gruntu zamrożonego:

$$e_z = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (4.54)$$

b) wskaźnik nasycenia wodą:

$$J_w = \frac{w_c \cdot \gamma_s}{e_z \cdot \gamma_w} \quad (4.55)$$

c) objętość gazów (w 1 cm³) gruntu zamrożonego:

$$V_a = \left(\frac{e_z}{\gamma_z} - \frac{w_c}{\gamma_w} \right) \gamma_d \quad (4.56)$$

gdzie:

γ_d - masa objętościowa szkieletu gruntu zamrożonego;

γ_w - masa objętościowa wody.

W zastosowaniach geotechnicznych dotyczących wykorzystania zamrożonego gruntu jako podłoża budowlanego trzeba ściśle nawiązać do rzeczywistych warunków panujących w terenie wprowadzając do obliczeń parametry gruntowe.

Do obliczeń technicznych podłoży w gruntach zamrożonych może być również stosowany współczynnik przewodzenia temperatury

$$a = \frac{\lambda}{C \gamma_d} (\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}) \quad (4.57)$$

w którym:

λ - przewodność cieplna [$\text{cal}(\text{cm} \cdot \text{s} \cdot \text{deg})^{-1}$];

C - ciepło właściwe pod stałym ciśnieniem [$\text{cal}(\text{g} \cdot \text{deg})^{-1}$].

Wartości liczbowe λ i C dla gruntów zamrożonych są podane w przeplach technicznych.

5. RUCH WODY W GRUNCIE

Wody podziemne mają pochodzenie dwojakie:

1. Wody juvenile (od łacińskiego juvenilis - młodzięczy), są to wody, które występują na powierzchni ziemi po raz pierwszy (np. w produktach wybuchów wulkanicznych). Wody juvenile stanowią znikomy odsetek ogólnej ilości wód na ziemi.
2. Wody wadzone (od łacińskiego vado - ide), czyli wędrownie. Stanowią one resztę wód, których krążenie obejmuje nie tylko powierzchnię ziemi i atmosferę, lecz również głębsze warstwy ziemi.

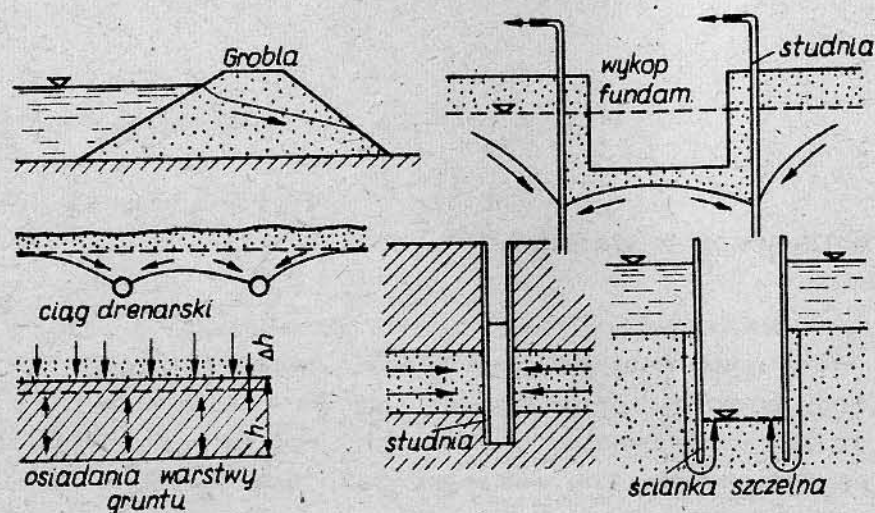
5.1. Postacie wód podziemnych

Przy rozpatrywaniu problemów techniczno-budowlanych ważną rolę odgrywa nie tylko ilość wody podziemnej zawarta w podłożu, lecz także kierunek jej przepływu. Przykłady ruchu wody w podłożu gruntowym pokazane są na rysunku 5.1. Wody podziemne mogą występować w kilku fizycznie różnych postaciach, a mianowicie: woda błonkowa, kapilarna (włoskowata), gruntowa wolna, naporowa, skalna, woda wchodząca w skład minerałów oraz woda w postaci pary i soczewek lodu.

Woda błonkowa powstaje dookoła cząstki gruntowej. Woda ta podlega siłom napięcia powierzchniowego. Stwarza ona wrażenie wilgoci przy dotyku gruntu.

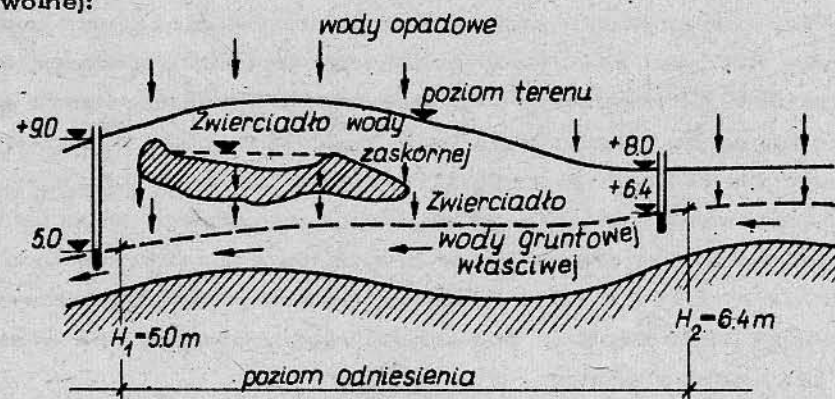
Woda kapilarna (patrz pkt. 3.7) nie ulega wcale, lub tylko minimalnie, działającej na nią sile przyciągania ziemskiego; podlega ona siłom napięcia powierzchniowego. Przy podgrzaniu próbki gruntu do 150°C ustępuje woda wolna kapilarna i luźno związana na powierzchni nie uszkodzonych kryształów tworzących cząstkę gruntową.

Przy dalszym podgrzaniu od 150° do 400°C odparowuje woda błonkowa mocno związana.



Rys. 5.1. Przykłady ruchu wody

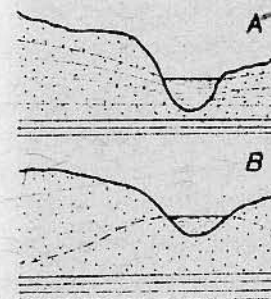
Woda gruntowa wolna, czyli grawitacyjna, spływa pod działaniem siły ciężkości ku dołowi. Zaczynając od swego zwierciadła wypełnia ona dostępne przestrzenie w gruncie. Ze względu na sposób występowania, można wyróżnić następujące rodzaje wody gruntowej wolnej:



Rys. 5.2. Woda zaskórna i gruntowa właściwa

- wsiąkowa - jako produkt deszczu lub topnienia śniegów;
- zawieszona - zatrzymana na skutek przylegania cząsteczek gruntu w warstwie trudno przepuszczalnej, bądź też zbierająca się nad nią;

- zaskórna (rys. 5.2) - zatrzymana przez nieprzepuszczalne podłoże tak blisko powierzchni ziemi, że może parować z gruntu i przechodzić w atmosferę bezpośrednio lub za pośrednictwem roślin;
- dolna (aluwiarna) sącząca się przez osady; głównie piaszczyste, wypełniające dna dolin rzecznych; zwierciadło jej kształtuje się zazwyczaj w bezpośrednim związku z wodą płynącą doliną rzeki (rys. 5.3),
- freatyczna (od greckiego frea - studnia), czyli gruntowa wgłębna, rozlewająca się w spągu przebytych pokładów przepuszczalnych (po dojściu do podścielającej je od dołu warstwy nieprzepuszczalnej) i tworząca tam pierwszy poziom wodonośny o określonym kształcie. W obrębie takiego poziomu ustalają się zazwyczaj określone kierunki sączenia się wody, zależnie od jej zasilania przez opady i od odpływu do źródeł i studzien. Często w kolejnych warstwach wodonośnych, poddzielanych od siebie warstwami nieprzepuszczalnymi, można stwierdzić kilka takich poziomów (rys. 5.4).



Rys. 5.3. Różne rodzaje stosunku pomiędzy wodami gruntowymi a rzeką. A - wody gruntowe zasilają rzekę; B - rzeka zasilą wody gruntowe. Kropki oznaczają warstwę przepuszczalną, kreski - warstwę nieprzepuszczalną

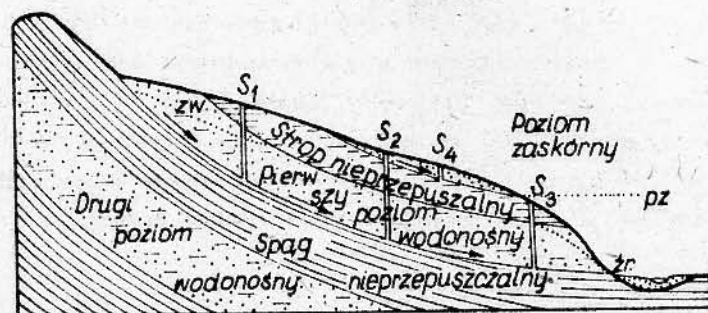
Rys. 5.4. Piętra wody gruntowej oraz "wodospad podziemny". Z - zwierciadło wody gruntowej, N - warstwa nieprzepuszczalna, W - tzw. wodospad podziemny



Wody gruntowe naporowe (pod ciśnieniem) wypełniają określone zbiorniki składające się z gruntów przepuszczalnych ograniczonych nie tylko od dołu, lecz również od boków i częściowo od góry przez warstwy nieprzepuszczalne (rys. 5.5). Zamknięcie odpływu przez te warstwy powoduje wzrost ciśnienia hydrostatycznego, wobec czego po nawierceniu otworu studziennego woda podnosi się w tym otworze na znaczną wysokość. Wodę taką nazywamy artezyjską (rys. 5.6).



Rys. 5.5. Zbiornik wód naporowych z częściowym odpływem na zewnątrz. P - warstwa przepuszczalna, N - warstwy nieprzepuszczalne, H_1 - poziom odpowiadający zwierciadłu ustaleniemu w strefie zasilania, H_2 - poziom piezometryczny, do którego podnosi się w rzeczywistości woda naporowa w studniach i źródłach



Rys. 5.6. Ogólny schemat wód gruntowych naporowych gromadzących się w zbiorniku podziemnym mającym wypływ

Woda skalna zawarta jest w warstwach skały przepuszczalnej, oddzielonych od siebie nieprzepuszczalnymi przegrodami, bądź też w szczelinach, jaskiniach itp. Woda ta nie stanowi jednolitej całości i poziom jej jest nieciągły.

Wodę wchodzącą w skład minerałów można podzielić na wodę krystalizacyjną i wodę chemicznie związaną. Usunięcie wody krystalizacyjnej powoduje zmianę właściwości fizycznych i chemicznych minerału, natomiast usunięcie wody chemicznie związanej powoduje rozpad minerału. Przy podgrzaniu gruntu ponad 400°C uwalniają się jony wodorotlenowe, znajdujące się wewnątrz kryształów minerałów kłowych jako woda chemicznie związana.

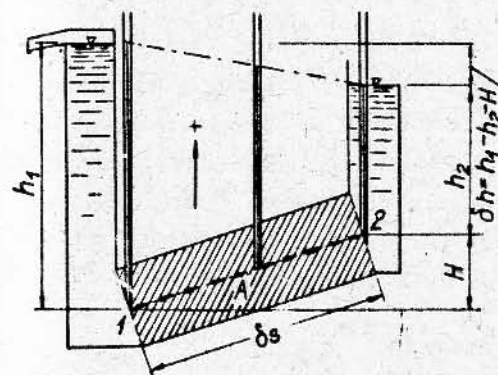
Woda w postaci pary wodnej występuje w porach pomiędzy ziarnami gruntu, które nie są wypełnione innymi rodzajami wody. Ogólna ilość pary wodnej w gruncie nie przekracza 0,001% masy gruntu. W ziemi woda w gruncie występuje u nas w postaci soczewek lodu. Warstwa ta nadaje gruntowi cechę nieprzepuszczalności.

Na rysunku 5.2 pokazano ruch wody, który ma zawsze kierunek ku niższemu poziomowi piezometrycznemu. Poziomem piezometrycznym nazywa się poziom ustalenia się zwierciadła wody w rurze piezometrycznej. Rurą piezometryczną może być np. rura obsadowa wstawiona w czasie wiercenia w przewierconą warstwę wodonośną.

Jak podano na wstępie, duże znaczenie praktyczne ma dokładne zbadanie poziomów wód gruntowych, a szczególnie ustalenie kierunku i szybkości przepływu. Wiadomym jest np., że przy naporze wody grunтовой budowie podziemne powinny być wykonane jako monolityczne i mieć odpowiednią izolację powłokową. Obiekt konstruowany z elementów prefabrykowanych może okazać się nieszczelny. Wykonanie nieprzepuszczalnych złącz elementów jest niemożliwe, mimo zastosowania materiałów izolacyjnych.

5.2. Wodoprzepuszczalność gruntów

Wodoprzepuszczalnością nazywamy zdolność przepuszczania wody przez grunt siecią kanalików utworzonych z jego porów. Ruch wody spowodowany jest siłami grawitacyjnymi ziemi, które dążą do wyrównania różnych poziomów wody w kanalikach gruntowych. Na rysunku 5.7 pokazano zasadę teoretyczną przepływu wody grunтовой.



Rys. 5.7. Zasada teoretyczna przepływu wody grunтовой: A - grunt, δh - strata naporu hydraulicznego, h_1, h_2 - piezometryczne wysokości ciśnienia, H - podstawowa wysokość ciśnienia

powodującym ruch wody jest ciśnienie będące iloczynem różnicy wysokości poziomów wody δh i jej gęstości właściwej $\rho_w = 1,0 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$. Ciśnienie to $\delta h \rho_w g$ rozkłada się na całą drogę równomiernie, jeżeli opory na tej drodze są jednakowe. Jego charakterystyczna wielkość osiągnięta na długości linii przepływu jest spadkiem ciśnienia określonego wzorem:

$$i_p = \frac{\delta h \rho_w g}{\delta s} \quad (5.1)$$

Przy wartościach bezwymiarowych otrzymuje się gradient (spadek)

hydrauliczny ze wzoru:

$$i = \frac{l_p}{Q_{wg}} = \frac{\delta h}{\delta s} \quad (5.2)$$

w którym:

i - spadek (gradient) hydrauliczny (liczba niemianowana),

δs - długość drogi filtracji [m],

δh - strata naporu hydraulicznego [m].

Do określenia wielkości filtracji korzysta się ze wzoru Darcy:

$$Q = k A i T, \quad (5.3)$$

gdzie:

Q - wydatek wody przez pewien przekrój w gruncie [m^3],

A - pole przekroju [m^2],

T - czas obserwacji [s],

k - współczynnik filtracji [$m \cdot s^{-1}$].

Miarą wodoprzepuszczalności gruntu jest tzw. stała Darcy'ego " k ", określająca zależność pomiędzy spadkiem hydraulicznym " i ", a ilością przepływu wody " q ", przy założeniu jednostkowego przekroju i czasu:

$$q = k i. \quad (5.4)$$

Wzór (5.4) stanowi jedno z praw mechaniki gruntów i nazywa się prawem filtracji wody. Ma ono zastosowanie do obliczania konsolidacji gruntów nasyconych wodą oraz do obliczania obniżenia poziomu wody gruntowej. Współczynnik filtracji jest wielkością charakterystyczną dla danego ośrodka gruntowego i nie zależy od spadku hydraulicznego. Zależy on natomiast od porowatości gruntu, jego uziarnienia i temperatury przepływającej wody, co można symbolicznie zapisać:

$$k = f(n, d, t).$$

Tabela 5.1.

Orientacyjne wartości współczynnika filtracji

Nazwa gruntu	Wartości liczbowe współczynnika k [$m \cdot s^{-1}$]
Żwir	$4 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$
Piasek gruby	$5 \cdot 10^{-3} - 1,5 \cdot 10^{-3}$
Piasek drobny	$1,5 \cdot 10^{-3} - 1,5 \cdot 10^{-5}$
Piasek pylasty	$1,5 \cdot 10^{-6} - 1,5 \cdot 10^{-7}$
Less o strukturze nienaruszonej	$10^{-5} - 5 \cdot 10^{-6}$
Less o strukturze przerobionej	$1,5 \cdot 10^{-7} - 1,5 \cdot 10^{-9}$
Pyły	$1,5 \cdot 10^{-6} - 5 \cdot 10^{-7}$
Gliny	$1,5 \cdot 10^{-6} - 1,5 \cdot 10^{-10}$
Ły	$1,5 \cdot 10^{-10} - 1,5 \cdot 10^{-12}$

5.3. Obliczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych

Obliczanie wartości współczynnika filtracji gruntów niespoistych dokonuje się za pomocą wzorów empirycznych. Można także ustalać ten współczynnik za pomocą odpowiednich tabel. W obu przypadkach związane jest to z przesączeniem się wody w gruncie oraz uznaniem w praktyce inżynierskiej przybliżonych wyników współczynnika filtracji za wystarczające i potraktowaniem danej warstwy gruntu za reprezentatywną.

Dla gruntów mieszczących się w przedziale średnic efektywnych $d_{10} = 0,06 - 0,28$ mm, o porowatości $n = 0,32 - 0,47$, wartość współczynnika filtracji można obliczać według wzoru Krügera:

$$k_{10} = 1350 \frac{n}{s^2}, \quad (5.5)$$

gdzie:

k_{10} - współczynnik filtracji wody w gruncie przy jej temperaturze równej $10^\circ C$ [$cm \cdot s^{-1}$],

n - porowatość gruntu wyrażona ułamkiem, określona za pomocą badań laboratoryjnych lub przyjmowana według tablicy 1 z normy BN-76/8950-03,

S - sumaryczna powierzchnia cząstek gruntu zawartych w 1 cm^3 próbki gruntu $[\text{cm}^2]$.

Sumaryczną powierzchnię cząstek gruntu (S) oblicza się ze wzoru:

$$S = 60(1 - n) \sum_{i=1}^N \frac{g_i}{d_i}$$

w którym:

N - Liczba przedziałów obliczeniowych w próbce gruntu. Dobór przedziałów obliczeniowych przeprowadza się w taki sposób, aby ich liczba nie była mniejsza od siedmiu, aby podział był możliwie regularny oraz aby wykres uziarnienia gruntu w przedziale dolnych 10% zawartości cząstek zastępczych był podzielony na co najmniej 3 przedziały.

i - Numer kolejny przedziału obliczeniowego;

g_i - część całkowitej objętości próbki gruntu, stanowiąca i -ty przedział obliczeniowy, wyrażona ułamkiem właściwym;

d_i - przeciętna średnica ziarn i -tego przedziału obliczeniowego $[\text{mm}]$, przy czym:

$$d_i = \frac{d_{g(i)} + d_{d(i)}}{2}$$

gdzie:

$d_{g(i)}$ oraz $d_{d(i)}$ - górne i dolne ograniczenia i -tego przedziału obliczeniowego $[\text{mm}]$.

W przypadku gruntów mających średnicę efektywną, mieszczącą się w przedziale $d_{10} = 0,06 - 0,6 \text{ mm}$, oraz wskaźnik różnoziarnistości uziarnienia gruntu mieszczący się w przedziale $U = 1,0 - 20,0$ należy stosować tablicę Beyera zgodnie z wyżej cytowaną normą branżową.

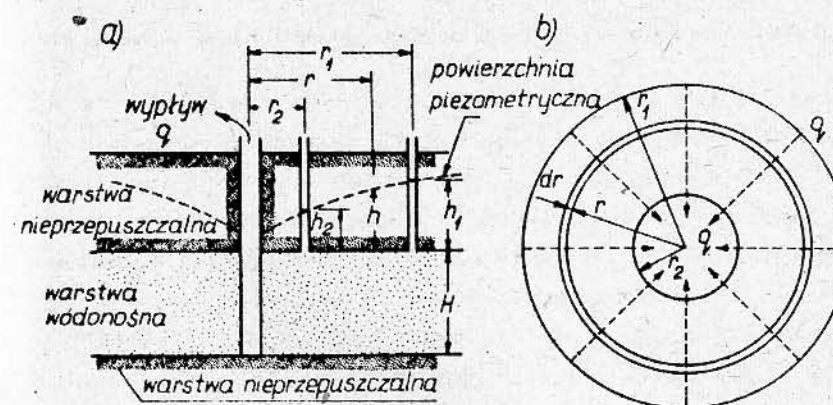
5.4. Badanie współczynnika filtracji w terenie

Wśród metod określenia współczynnika filtracji w terenie najbardziej interesujące ze względów praktycznych jest próbne pompowanie. Polega ono na pompowaniu wody ze studni lub otworu hydrogeologicz-

nego, przy równoczesnym prowadzeniu pomiarów natężenia przepływu ujmowanej wody i depresji oraz innych notowań przewidzianych programem próbnego pompowania. Projektowanie i wykonanie próbnego pompowania z pojedynczych studni i otworów hydrogeologicznych w warunkach ruchu ustalonego powinno być zgodne z normą branżową BN-78/8950-05, natomiast określenie współczynnika filtracji oraz wydatku i promienia lejka depresji - z normą BN-71/8950-04.

5.4.1. Warstwa wodonośna pomiędzy dwiema warstwami gruntu nieprzepuszczalnymi

Wyniki badań terenowych (pompowania) umożliwiają obliczenie średniego współczynnika filtracji warstwy gruntu w kierunku przepływu. Rozważmy przepływ wody przez warstwę wodonośną zalegającą pomiędzy dwiema warstwami nieprzepuszczalnymi (rys. 5.8). Pompuje się zazwyczaj ze studni sięgającej do spągu warstwy wodonośnej i woda wpływać może do studni jedynie z tej warstwy. Pompowanie ze studni wykonuje się tak, aby natężenie wypływu q było stałe, a obniżenie krzywej depresji następowało dookoła studni (rys. 5.8a). Powierzchnię piezometryczną określa się przy pomocy otworów obserwacyjnych umiejscowionych w odległościach r_1 i r_2 od studni, z której pompuje się wodę. Otwór obserwacyjny jest to otwór do obserwacji stanów zwierciadła wody podziemnej. Poziomy piezometryczne znajdują się w odległościach: h_1 w r_1 i h_2 w r_2 .



Rys. 5.8. Promienisty przepływ do studni

Po osiągnięciu stanu równowagi przez powierzchnię piezometryczną zauważa się ustalony przepływ wody w kierunku studni. Określenie "stan równowagi" można przyjąć, gdy natężenie zmian poziomu piezometrycznego jest bardzo małe w porównaniu z natężeniem przepływu i wartościami h_1 i h_2 . Teoretycznie podczas pompowania poziom nigdy nie jest nieruchomy.

Przez grubościenny cylinder o promieniach r_1 i r_2 (rys. 5.8b) wydatkowane jest wodę q . Zgodnie z prawem Darcy'ego zapisuje się równanie na wydatek wody przepływającej przez element cylindra o promieniu r i grubości dr :

$$q = k \frac{dh}{dr} 2\pi r H. \quad (5.6)$$

Równanie to całkuje się w granicach od h_1 do h_2 i od r_1 do r_2 i otrzymuje się:

$$q \ln \frac{r_1}{r_2} = 2\pi k (h_1 - h_2) H,$$

skąd:

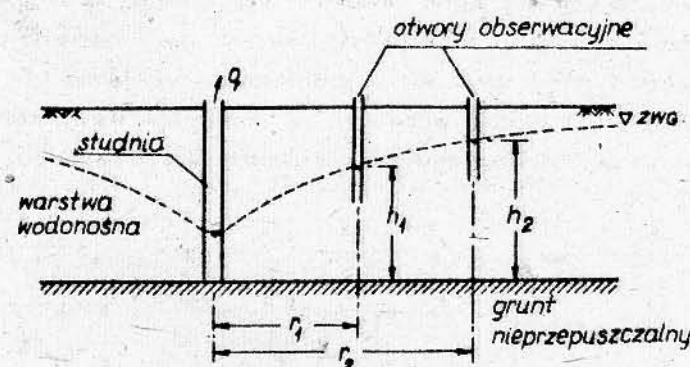
$$k = \frac{q \ln \frac{r_1}{r_2}}{2\pi (h_1 - h_2) H}. \quad (5.7)$$

5.4.2. Warstwa wodonośna na warstwie gruntu nieprzepuszczalnego

Zastosowana w tym przypadku metoda wymaga pompowania ciągłego ze studni opierającej się o spąg warstwy jednorodnego gruboziarnistego gruntu wodonośnego (rys. 5.9). Filtracja występuje promieniście w kierunku studni, a otwory wiertnicze - obserwacyjne umieszcza się na promienistych liniach wychodzących ze środka studni. Pompowanie jest kontynuowane do chwili gdy ustala się określone warunki filtracji. Na jednym promieniu powinny być najmniej dwa otwory obserwacyjne. Poziom wody w otworach obserwacyjnych wtedy odpowiada obniżonemu położeniu zwierciadła wody gruntowej, gdy ustalony jest "stan równowagi".

Analiza opiera się na założeniu, że spadek hydrauliczny w każdej odległości od studni jest stały i równa się pochyleniu zwierciadła wody, tj.:

$$i = \frac{h_2 - h_1}{r_2 - r_1} = \frac{dh}{dr}. \quad (5.8)$$



Rys. 5.9. Próbné pompowanie ze studni

Znane jest to jako zasada Dupuita. Jest to obliczenie w miarę dokładne (po wyłączeniu punktów zawierających się w obrębie studni). W odległości r od studni powierzchnia przepływu wynosi $2\pi rh$. Stosując równanie Darcy otrzymuje się:

$$q = 2\pi rhk \frac{dh}{dr},$$

$$q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k \int_{h_1}^{h_2} h dh,$$

$$q \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = \pi k (h_2^2 - h_1^2).$$

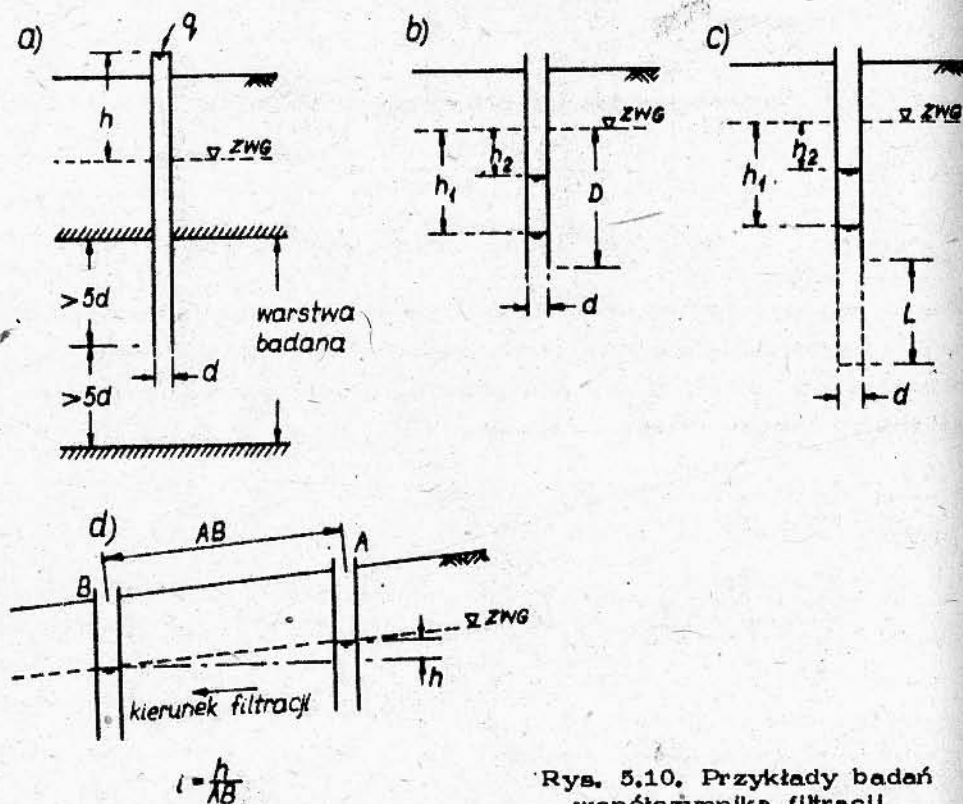
Ostatecznie:

$$k = \frac{2,3 q \lg \frac{r_2}{r_1}}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}. \quad (5.9)$$

Równanie to stosuje się dla każdej pary otworów obserwacyjnych i następnie wyznacza się średnią wartość k .

5.4.3. Inne metody badań współczynnika filtracji "in situ"

Rozważmy układ przedstawiony na rysunku 5.10a. W tym przypadku woda mająca stałą wysokość h w rurze wiertniczej przepływa do badanej warstwy przez spód otworu wiertniczego, którego ściany boczne są osłonięte rurą bez otworów. Dolny koniec zarzuwanego odwiertu nie powinien znajdować się w odległości mniejszej niż $5d$ od stropu lub od spągu badanej warstwy; d oznacza wewnętrzną średnicę rury wiertniczej. Kolejno mierzy się natężenie przepływu q koniecz-



Rys. 5.10. Przykłady badań współczynnika filtracji

nie do utrzymania stałego poziomu wody. Współczynnik filtracji oblicza się z równania rozwiniętego przez analogię do doświadczeń elektrycznych:

$$k = \frac{q}{2,75 \cdot h \cdot d} \quad (5.10)$$

Przeprowadzając badanie należy zapewnić niezatykanie się dna otworu wiertniczego osadem odkładanym w badanej warstwie przez wodę. W przypadkach koniecznych woda może być pompowana do środka otworu wiertniczego pod ciśnieniem.

Rysunek 5.10b obrazuje metodę badania w przypadku zmiennej wysokości wody w otworze wiertniczym w odniesieniu do poziomu zwierciadła wody gruntowej. Otwór wiertniczy zarzuwany, o średnicy wewnętrznej d , zagłębiony jest w podłoże na głębokość D poniżej zwierciadła wody gruntowej, przy czym głębokość D powinna wynosić mniej niż 1,5 m. W przypadku drugim zakłada się, że warstwa wodonośna charakteryzuje się bardzo dużą miąższością. Współczynnik filtracji określa się ze wzoru:

$$k = \frac{\pi d}{11 T} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (5.11)$$

gdzie:

T - czas obserwacji, w którym poziom wody w rurze wiertniczej zmienia się od h_1 do h_2 .

Trzecia metoda badania współczynnika filtracji "in situ" ma zastosowanie w podłożu jednorodnym z warstwą wodonośną o bardzo dużej miąższości. Otwór wiertniczy jest zarzuwany tylko do pewnej głębokości, poniżej której na długości L (przy czym $L > 4d$) otwór ma rurę perforowaną lub jest nierurąwany (rys. 5.10c). Współczynnik filtracji określa równanie:

$$k = \frac{d^2}{8 L T} \ln \left(\frac{2L}{d} \right) \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (5.12)$$

Współczynnik filtracji można również określić metodą pomiarów prędkości przepływu wody w gruntach gruboziarnistych, korzystając z równania:

$$v = \frac{k l}{n} \quad (5.13)$$

Metoda ta wymaga wykonania niezarurowanych otworów wiertniczych (lub wykopów badawczych) w dwóch punktach A i B (rys. 5.10d). Przepływ wody w gruncie odbywa się od punktu A do B. Porowatość gruntu (n) oznacza się na podstawie wzoru (4.18). Spadek hydrauliczny jest wartością daną, jako stosunek różnicy ustalonych poziomów wody w odwiertach do długości AB. Do otworu wiertnicznego A wpuszcza się farbę i dokonuje pomiaru czasu, w którym farba pojawi się w otworze B. Prędkość przepływu wody równa jest wtedy odległości AB podzielonej przez zmierzony czas. Współczynnik filtracji oblicza się ze wzoru:

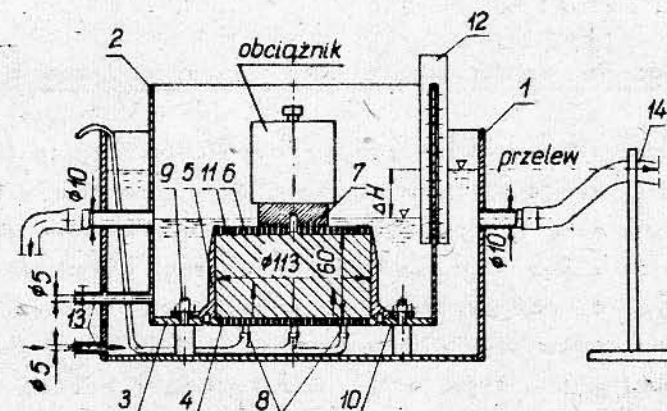
$$k = \frac{v n}{i}$$

5.5. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespolistych

Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespolistych wykonuje się w celu oceny przydatności tych gruntów w drogownictwie. Używa się ich jako podsypki pod nawierzchnie drogowe i jako sączków poprzecznych. Oznaczanie to wykonuje się także do celów budowlanych, np. do obniżenia poziomu wody gruntowej przy robotach fundamentowych i do budownictwa wodnego (przepuszczalność grobli i dna zbiorników). Do badania przygotowuje się próbkę o nienaruszonej strukturze; pobiera się ją do pierścienia wmontowanego do aparatu o stałym naporze (rys. 5.11). Przed wmontowaniem pierścienia do aparatu zawarty w pierścieniu płasek suszy się do stałej masy, a następnie chłodzi do temperatury pokojowej. W razie niemożności pobrania próbki o nienaruszonej strukturze oraz przy badaniach dla celów drogowych można badanie to wykonać na płasku wysypanym do pierścienia. Jeśli płasek sypany do pierścienia rozsegregowuje się, to trzeba go przed wysypaniem zwilżyć, a po wypełnieniu nim pierścienia wysuszyć do stałej masy. Po wmontowaniu do aparatu pierścienia z próbką o nienaruszonej strukturze rozpoczyna się napełnianie aparatu wodą o temperaturze pokojowej, przegotowaną lub odpowietrzoną za pomocą filtru zwirowego.

Wodę doprowadza się przez dopływ dolny. Drogę od spodu do wierzchu badanej próbki powinna woda przebyć w czasie co najmniej 20 minut. Po ustaleniu się zwierciadła wody w obydwu komorach aparatu,

wykonuje się pięć pomiarów wydatku wody - Q w czasach - T . Spadek hydrauliczny zalecany jest w granicach 0,3 - 0,8. Następnie przeprowadza się to samo badanie, lecz w odwrotnym kierunku ruchu wody. Wreszcie próbkę, bez wyjmowania jej z pierścienia, trzeba wysuszyć, a całe badanie powtórzyć.



Rys. 5.11. Schemat aparatu ITB-ZW K2: 1 - cylinder zewnętrzny, 2 - cylinder wewnętrzny, 3 - podstawa perforowana, 4 - siło o wielkości boków oczek kwadratowych 0,2 mm, 5 - pierścień, 6 - filtr górny, 7 - nadstawka, 8 - końcówki odpowietrzające i rurki gumowe, 9 - nakrętka, 10 - uszczelnienie, 11 - siło o wielkości boków oczek kwadratowych 0,2 mm, 12 - podziałki milimetrowe, 13 - dopływ wody, 14 - przelew

Jeśli oznaczenie jest wykonane dla celów budownictwa, przy próbkach o naruszonej strukturze należy badanie wykonać na czterech próbkach, w różnych stanach zagęszczenia. Dla celów drogowych oznaczenie przeprowadza się na dwu próbkach o naruszonej strukturze; przy największym i najmniejszym stanie zagęszczenia. Obliczenia wyników można dokonać na podstawie wzoru (5.3). Współczynnik filtracji k trzeba przeliczyć w odniesieniu do temperatury 10°C , według wzoru:

$$k_{10} = \frac{k}{0,7 + 0,03 t} \quad (5.14)$$

w którym:

t - temperatura wody podczas badania w stopniach Celsjusza.

Dla próbek o naruszonej strukturze, z otrzymanych czterech wartości k_{10} wykonuje się wykres w zależności od porowatości badanych

próbek. Jeśli wynik ma służyć dla celów budowlanych, to wartością poszukiwaną k_{10} będzie ta, która odpowiada porowatości naturalnej badanego płasku. Jeśli zaś badanie przeprowadza się dla celów drogowych, to przyjmuje się wartość k_{10} , która jest średnią z maksymalnego i minimalnego zagęszczenia.

5.6. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spolstych

W praktyce budowlanej oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spolstych wykonuje się sporadycznie. Ponieważ grunty spolste wykazują na ogół małą przepuszczalność, trzeba stosować do tego celu aparaty o zmiennym naporze. Zasada aparatu o zmiennym naporze polega na tym, że dopływ wody jest przekazywany przez rurkę o przekroju poprzecznym znacznie mniejszym niż przekrój poprzeczny badanej próbki gruntu (rys. 5.12). Bardzo ważną rzeczą w tym badaniu jest zapewnienie właściwego przylegania próbki gruntu spolstego do ścian metalowego pierścienia. Wprowadzamy oznaczenia:

$$A = \frac{D^2 \pi}{4} - \text{przekrój poprzeczny próbki gruntu,}$$

l - wysokość próbki gruntu,

$$a = \frac{d^2 \pi}{4} - \text{przekrój poprzeczny rurki szklanej doprowadzającej wodę,}$$

T_1 - początkowy moment doświadczenia,

T_2 - końcowy moment doświadczenia.

W dowolnie małym czasie dT przepłynie przez rurkę następująca ilość wody:

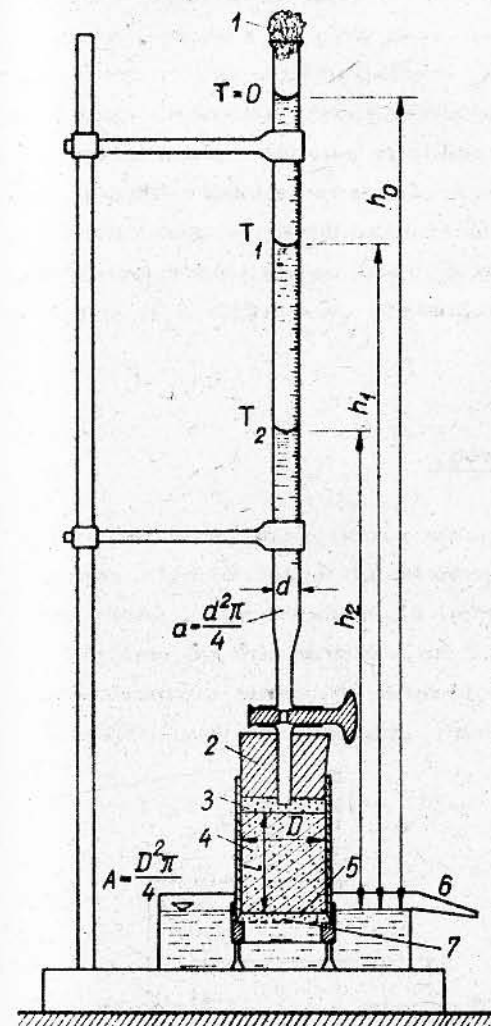
$$dQ = -a dh, \quad (5.15)$$

gdzie:

dh - dowolnie małe obniżenie poziomu wody w rurce wskutek odsączenia się wody.

W tym samym czasie ta sama ilość wody przepływa przez próbkę gruntu spolstego. Objętość tej wody obliczymy ze wzoru Darcy'ego:

$$dQ = k \cdot l \cdot A \cdot dT, \quad (5.16)$$



Rys. 5.12. Aparat do oznaczania współczynnika filtracji przy zmiennym naporze wody: 1- wilgotna wata, 2- gumowy korek, 3- piasek, 4- próbka gruntu spolstego, 5- warstwa filtrowa, 6- przelew, 7- tkanina siłowa

gdzie:

$$i = \frac{\Delta H}{l} = \frac{h}{l};$$

przyjęto, że ciśnienie wody wynosi $\Delta H = h$. Przyrównując stronami wzory (5.15) i (5.16) otrzymamy: $-a dh = k \frac{h}{l} A dT$, czyli:

$$li: -\frac{dh}{h} = k \frac{A}{a l} dT.$$

Doświadczenie przeprowadza się w granicach czasu od T_1 do T_2 , dla których pomierzone są odpowiednie wysokości poziomów wody w rurce h_1 i h_2 . Wobec czego mamy:

$$-\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{k A}{a l} \int_{T_1}^{T_2} dT,$$

z czego:

$$-\left| \ln h \right|_{h_1}^{h_2} = \frac{k A}{a l} T \Big|_{T_1}^{T_2},$$

Ostatecznie:

$$\ln \frac{h_1}{h_2} = \frac{k A}{a l} (T_2 - T_1).$$

Stąd:

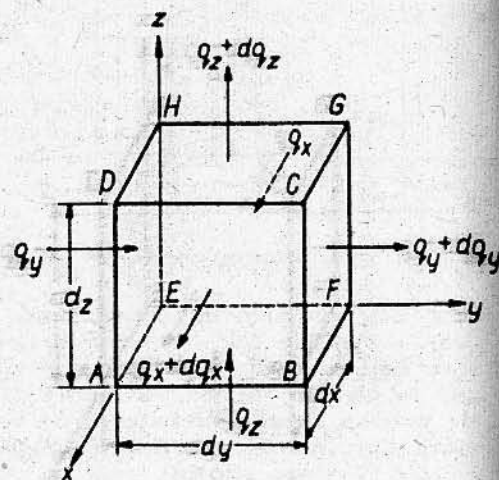
$$k = \ln \frac{h_1}{h_2} \frac{a l}{A (T_2 - T_1)} = 2,3 \lg \frac{h_1}{h_2} \frac{a l}{A (T_2 - T_1)}. \quad (5.17)$$

Dla kontroli należy zawsze powyższy pomiar powtórzyć, zmieniając wartości h_1 i h_2 . Grunty spoiste mają pory wypełnione wodą błonkową i przy bardzo małym spadku hydraulicznym praktycznie wody nie przepuszczają. Dlatego też w badaniu należy stosować spadki hydrauliczne nie mniejsze niż tzw. początkowy spadek hydrauliczny (czyli opór wody błonkowej). Przy oznaczeniu współczynnika filtracji k ów należy przyjmować początkowy spadek hydrauliczny w granicach $i_0 = 15 - 30$. Jeśli weźmiemy tę wartość pod uwagę, wzór na prędkość przepływu wody w łach będzie miał postać: $v = k(i - i_0)$, w odniesieniu do jednostki przekroju.

5.7. Równania ciągłości przepływu wody

W rozdziałach poprzednich równanie ruchu wody gruntowej dotyczące przepływu przez daną powierzchnię lub przekrój było zapisane prawem Darcy. W przypadkach bardziej skomplikowanych, wtedy gdy warunki przepływu (prędkość, spadek itp.) różnią się od wartości średnich, możliwe jest jedynie sformułowanie równania różniczkowego. Rozważmy element gruntu o wymiarach dx , dy i dz (rys. 5.13).

Przez płaszczyznę $x = 0$ (ściana EFGH) w jednostce czasu wpływa woda o objętości q_x . Zmienną objętości wody przepływającej przez element w kierunku osi x oznaczmy jako dq_x , zatem wydatek wody wypływającej przez płaszczyznę $x + dx$ (ściana ABCD) będzie wynosił $q_x + dq_x$. Spadek hydrauliczny w płaszczyźnie ściany EFGH niech będzie i_x . Zmienny podczas przepływu wydatek wody w kierunku x pociąga za sobą zmianę spadku hydraulicznego, który w płaszczyźnie ABCD równa się $i_x + di_x$. Odpowiednio podobne są zapisy dla przepływów w kierunkach y i z . Zgodnie z pra-



Rys. 5.13. Przepływ przez trójwymiarowy element gruntowy

wem Darcy zapisały się:

$$\begin{cases} q_x = k_x i_x dydz & - \text{wydatek wody wpływającej przez ścianę EFGH} \\ q_y = k_y i_y dxdz & - \text{wydatek wody wpływającej przez ścianę AEHD} \\ q_z = k_z i_z dxdy & - \text{wydatek wody wpływającej przez ścianę ABFE} \end{cases}$$

Wydatek wody wypływającej przez odpowiednie ściany wynosi:

$$\left. \begin{aligned} \text{ABCD} : q_x + dq_x &= k_x (i_x + di_x) dydz \\ \text{BFGC} : q_y + dq_y &= k_y (i_y + di_y) dxdz \\ \text{DCGH} : q_z + dq_z &= k_z (i_z + di_z) dxdy \end{aligned} \right\} \quad (5.18)$$

gdzie:

k_x, k_y i k_z są współczynnikami filtracji odpowiednio w kierunkach x, y, z .

Jeśli objętość porów w elemencie jest stała i ciecz jest nieściśliwa, to całkowity wydatek wody wpływającej równa się wydatkowi wody opuszczającej element, czyli:

$$q_x + q_y + q_z = (q_x + dq_x) + (q_y + dq_y) + (q_z + dq_z). \quad (5.19)$$

Podstawiając dane z równań (5.18) do wzoru (5.19) otrzymuje się:

$$k_x di_x dydz + k_y di_y dxdz + k_z di_z dxdy = 0. \quad (5.20)$$

Ponieważ:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}, \quad i_y = \frac{\partial h}{\partial y}, \quad i_z = \frac{\partial h}{\partial z},$$

zatem:

$$di_x = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx; \quad di_y = \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dy; \quad di_z = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz, \quad (5.21)$$

gdzie:

h - całkowita różnica poziomów wody.

Równanie (5.20) można zapisać jako:

$$(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}) dxdydz = 0. \quad (5.22)$$

Jeśli element ulega zmianom objętościowym i natężenie zmian wynosi $\frac{dV}{dT}$ w czasie przepływu, to otrzymuje się następujące równanie:

$$(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}) dx dy dz = \frac{dV}{dT}. \quad (5.23)$$

Równania (5.22) i (5.23) zwane są równaniami ciągłości, ponieważ przepływ ciągły musi spełniać jedno z tych dwóch równań. W przypadku przepływu wody przez element dwuwymiarowy, równania te upraszczają się do postaci:

$$(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}) dx dy = 0, \quad (5.24)$$

$$(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}) dx dy = \frac{dV}{dT}. \quad (5.25)$$

Jeśli grunt jest izotropowy ($k_x = k_y = k_z$), to zamiast równania (5.24) można zapisać:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (5.26)$$

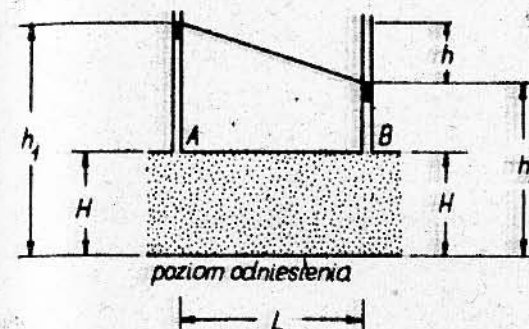
Ponieważ $v = ki$, można również otrzymać:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0. \quad (5.27)$$

Gdy ciecz w porach gruntu jest ściśliwa, jak w przypadku gruntu nienasyconego, bierze się pod uwagę zmianę objętości spowodowaną zmianami ciśnienia.

Zapoznamy się teraz z przykładowym rozwiązaniem równania ciągłości. Równanie (5.26) opisuje natężenie zmian h , w zależności od x oraz y w zakresie średniej porowatości gruntu. Aby rozwinąć zagadnienie filtracji trzeba znać przepływ w każdym punkcie ośrodka lub spadek hydrauliczny i poziom piezometryczny w każdym punkcie. Pozwoli to obliczyć prędkość wody. Obniżenie poziomu wody możemy otrzymać rozwiązując równanie (5.26) dla zadanych warunków brzegowych.

Pole przekroju poprzecznego, przez które przepływa woda, dla jednowymiarowego przepływu przedstawionego na rysunku 5.14 jest w obrębie L jednakowe i warstwa gruntu ma miąższość H . Ponieważ przepływ zachodzi w kierunku $A - B$, kierunek osi x wybieramy tak, aby pokrywał się z kierunkiem $A - B$. Wobec tego w kierunku y (prostopadłym do x) nie ma przepływu, czyli: $\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$. Zatem równanie (5.26) przyjmie postać: $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0$.



Rys. 5.14. Przepływ jednokierunkowy spowodowany różnicą ciśnień

Całkując dwukrotnie otrzymamy:

$$h = C_1 x + C_2, \quad (5.28)$$

gdzie C_1 i C_2 są stałymi całkowania określonymi z następujących warunków brzegowych:

$$\begin{aligned} h &= H \quad \text{dla} \quad x = 0 \\ h &= 0 \quad \text{dla} \quad x = L. \end{aligned}$$

Wstawiając powyższe wartości do równania (5.28) otrzymuje się:

$$C_1 = -\frac{H}{L}; \quad C_2 = H;$$

zatem:

$$h = -\frac{H}{L} x + H.$$

Wynik pokazuje nam, że wysokość h zmniejsza się liniowo od H (dla $x = 0$) do 0 (dla $x = L$). Ponieważ prędkość jest proporcjonalna do $\frac{dh}{dx}$, pozostaje ona stała na długości L .

5.8. Funkcja potencjału i funkcja prądu

W bardziej skomplikowanych zagadnieniach filtracji dogodnie jest wprowadzenie dwóch funkcji: $\phi(x, y)$, zwanej funkcją potencjału pola prędkości w ruchu płaskim oraz $\psi(x, y)$, zwanej funkcją prądu.

Rozważmy grunt izotropowy, dla którego $k_x = k_y = k$. Funkcje ϕ i ψ są określone w sposób następujący:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}; \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \quad (5.29a)$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} = v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}; \quad -\frac{\partial \psi}{\partial x} = v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \quad (5.29b)$$

Można połączyć równania (5.29a) i (5.29b) i otrzymać:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad -\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \psi}{\partial x}.$$

Wzory te znane są jako równania Cauchy'ego - Riemanna. Równanie (5.29a) po scałkowaniu przyjmuje postać:

$$\phi(x, y) = -kh(x, y) + C_1$$

gdzie C_1 jest stałą zależną od warunków brzegowych.

Równanie to można rozpatrywać w sposób następujący. Jeżeli ϕ jest określone wartością stałą równą np. ϕ_1 , wówczas:

$$h(x, y) = \frac{1}{k} (C_1 - \phi_1) = \text{const.}$$

Równanie postaci $h(x, y) = \text{const}$ przedstawia krzywą na płaszczyźnie xy . Na tej krzywej wartość ϕ jest stała i równa wyznaczonej wielkości ϕ_1 . Ponieważ $\phi_1 = -kh + C_1$, jest to również krzywa jednakowych h . Gdy wyznaczamy serię wartości $\phi_1, \phi_2, \dots$ dla funkcji ϕ , to otrzymamy rodzinę krzywych, zwanych liniami ekwipotencjalnymi (o jednakowym potencjale). Dla każdej krzywej h jest stałe i równe odpowiednio $h_1, h_2, \dots$. Aby wyznaczyć nachylenie linii jednakowego potencjału w punkcie (x, y) napiszemy różniczkę zupełną funkcji ϕ :

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial y} dy. \quad (5.30)$$

Na linii ekwipotencjalnej ϕ ma wartość stałą, zatem po uwzględnieniu równania (5.29a) oraz przyjęciu $d\phi = 0$ otrzymuje się:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_\phi = -\frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}} = -\frac{v_x}{v_y}. \quad (5.31)$$

Jeżeli wyznaczmy stałe wartości $\psi_1, \psi_2, \dots$ dla funkcji $\psi(x, y)$, otrzymamy także rodzinę krzywych na płaszczyźnie xy . Nachylenie stycznej do takiej krzywej można obliczyć z zależności:

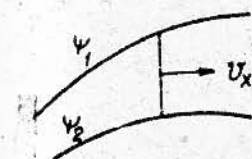
$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy. \quad (5.32)$$

Dla krzywej, na której ψ jest stałe, $d\psi = 0$. Stąd równania (5.29b) i (5.32) dają ostatecznie:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_\psi = \frac{v_y}{v_x}. \quad (5.33)$$

Ponieważ v_x oraz v_y są składowymi x oraz y prędkości przepływu, to styczna do opisywanej krzywej w punkcie x, y , pokrywa się z kierunkiem wypadkowej prędkości w tym punkcie. Stąd krzywe $\psi_1, \psi_2, \dots$ odpowiadają kierunkowi przepływu i zwane są liniami prądu. Z równań

(5.31) i (5.33) wynika, że dla gruntu izotropowego linie jednakowego potencjału i linie prądu przecinają się pod kątem prostym. Inna ważna właściwość linii prądu pokazana jest na rysunku 5.15. Natężenie przepływu pomiędzy dwiema liniami prądu określone jest wzorem:



Rys. 5.15. Przepływ pomiędzy dwiema liniami prądu

$$q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} v_x dy.$$

Z równania (5.29b) wynika, że $v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y}$.

Zatem:

$$q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = \psi_1 - \psi_2. \quad (5.34)$$

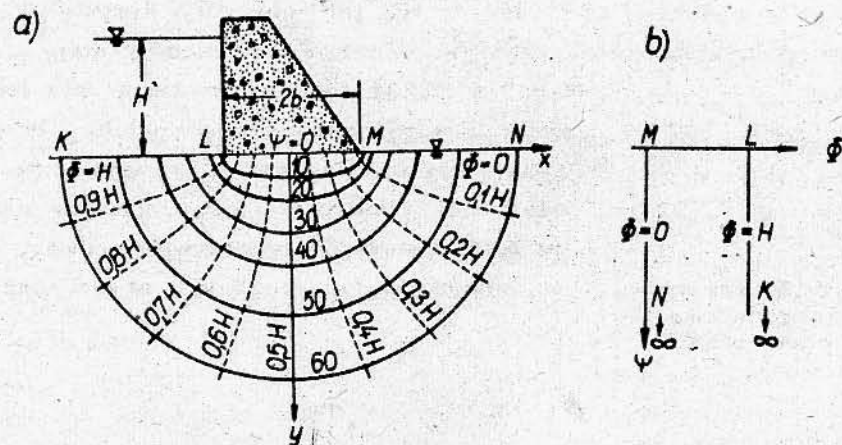
Jak widać, natężenie przepływu pomiędzy dwiema liniami prądu równa się różnicy funkcji prądu.

Kluczem do rozwiązywania zagadnienia filtracji jest znalezienie funkcji $\phi(x,y)$ i $\psi(x,y)$ dla danych warunków brzegowych. Rysunek 5.16 wyjaśnia rozwiązanie tego zagadnienia metodą zmiennych zespolonych. Zakładamy, że podłoże ma miąższość nieskończoną, a grunt jest homogeniczny (jednorodny) i izotropowy. Niech $\omega = \phi + i\psi$ będzie analityczną funkcją zmiennej zespolonej z .

$$\omega = \phi + i\psi = F(z) = F(x + iy).$$

Z teorii zmiennych zespolonych wynika, że:

$$\frac{d\omega}{dz} = \frac{\partial \phi}{\partial x} + i \frac{\partial \psi}{\partial x}.$$



Rys. 5.16. Przepływ wody pod zaporą w podłożu przepuszczalnym

Z równania (5.29) wynika również, że: $\frac{d\omega}{dz} = v_x - iv_y$; nazywane jest to prędkością zespoloną.

Rozważmy warunki brzegowe zagadnienia. Prędkość pozioma równa się 0 na liniach KL i MN (rys. 5.16a). W poziomie podstawy zapory (linia LM) $v_y = 0$, ponieważ przepływ musi być równoległy do granicy nieprzepuszczalności.

Zatem:

$$\begin{aligned} y = 0, \quad x < -b \text{ oraz } x > b; \quad v_x &= 0 \\ y = 0, \quad -b < x < b; \quad v_y &= 0. \end{aligned}$$

Pierwszy z tych warunków oznacza, że $\frac{d\omega}{dz}$ jest urojone, kiedy $x < -b$ lub $x > b$; drugi oznacza, że $\frac{d\omega}{dz}$ jest rzeczywiste, jeśli $-b < x < b$.

Weźmy pod uwagę funkcję $(b-z)^{\frac{1}{2}}(b+z)^{\frac{1}{2}}$. Spełnia ona wymagania warunków brzegowych. Drugi warunek brzegowy jest taki, że prędkość powinna zbliżać się do zera na nieskończonej głębokości

$$y \rightarrow \infty: \quad v_x \rightarrow 0, \quad v_y \rightarrow 0.$$

Niech funkcja $\frac{d\omega}{dz}$ przedstawiona będzie w postaci:

$$\frac{d\omega}{dz} = \frac{A}{(b^2 - z^2)^{\frac{1}{2}}}.$$

gdzie A jest pewną stałą. Całkowanie tego równania daje:

$$\omega = A \sin^{-1} \left(\frac{z}{b} \right) + B, \quad (5.35)$$

gdzie B jest stałą całkowania.

Płaszczyzna xy i płaszczyzna $\phi\psi$ pokazane są na rysunku 5.16a i 5.16b. Na KL wysokość zwierciadła wody wynosi H . Jest to linia jednakowego potencjału, na której $\phi = H$. Na MN wysokość wynosi 0, a więc $\phi = 0$. Na LM przyjmujemy $\psi = 0$. A zatem powierzchnia KLMN w płaszczyźnie $\phi\psi$ odpowiada przepuszczalnemu podłożu w płaszczyźnie xy . Dla znalezienia stałych A i B mamy:

$$\begin{aligned} \text{w M: } \omega &= \phi + i\psi = 0 & z &= b \\ \text{w L: } \omega &= H & z &= -b. \end{aligned}$$

Podstawienie warunków brzegowych do równania (5.35) daje:

$$A = -\frac{H}{\pi}; B = \frac{H}{2}$$

$$\omega = -\frac{H}{\pi} \sin^{-1}\left(\frac{z}{b}\right) + \frac{H}{2} = -\frac{H}{\pi} \cos^{-1}\left(\frac{z}{b}\right);$$

czyli: $z = b \cos \frac{\pi \omega}{H}$.

Ponieważ $z = x + iy$ i $\omega = \phi + i\psi$, otrzymujemy:

$$\begin{aligned} x + iy &= -b \cos\left[\frac{\pi}{H}(\phi + i\psi)\right] = -b\left(\cos \frac{\pi \phi}{H} \cos \frac{\pi i \psi}{H} - \right. \\ &\quad \left. - \sin \frac{\pi \phi}{H} \sin \frac{\pi i \psi}{H}\right) = b\left(\cos \frac{\pi \phi}{H} \cosh \frac{\pi \psi}{H} - \right. \\ &\quad \left. - i \sin \frac{\pi \phi}{H} \sinh \frac{\pi \psi}{H}\right). \end{aligned}$$

Porównując strony rzeczywistą i urojoną będziemy mieć:

$$x = b \cos \frac{\pi \phi}{H} \cosh \frac{\pi \psi}{H}; \quad (5.36a)$$

$$y = -b \sin \frac{\pi \phi}{H} \sinh \frac{\pi \psi}{H}; \quad (5.36b)$$

z których wydzielimy:

$$\cos \frac{\pi \phi}{H} = \frac{x}{b \cosh(\frac{\pi \psi}{H})}; \quad \sin \frac{\pi \phi}{H} = \frac{y}{b \sinh(\frac{\pi \psi}{H})}.$$

Ponieważ $\sin^2 x + \cos^2 x = 1$ oraz $-\sinh^2 x + \cosh^2 x = 1$, możemy zapisać:

$$\frac{y^2}{\left[b \sinh\left(\frac{\pi \psi}{H}\right)\right]^2} + \frac{x^2}{\left[b \cosh\left(\frac{\pi \psi}{H}\right)\right]^2} = 1 \quad (5.37a)$$

$$-\frac{y^2}{\left[b \sin\left(\frac{\pi \phi}{H}\right)\right]^2} + \frac{x^2}{\left[b \cos\left(\frac{\pi \phi}{H}\right)\right]^2} = 1. \quad (5.37b)$$

Otrzymaliśmy ϕ i ψ jako funkcje x i y , zatem problem został rozwiązany.

Możemy graficznie sporządzić wykres wyników jako linii ekwipoten-
cjalnych i linii prądu. Przyjmując ψ równe ciągłym stałym $\psi_1, \psi_2, \dots$,
przy użyciu równania (5.37a) jesteśmy w stanie wykreślić serię elips,
które są liniami prądu. Krzywe jednakowego potencjału można naryso-
wać biorąc ϕ równe ϕ_1, ϕ_2 . Krzywe otrzymane z równania (5.37b)
są hiperbolami. Rozwiązanie może służyć do określenia wielkości o
praktycznym znaczeniu. Pokazuje to następujący przykład. Wzdłuż pod-
stawy zapory $\psi = 0$. Podstawiając ten warunek do równania (5.36a)
otrzymujemy:

$$x = b \cos \frac{\pi \phi}{H};$$

$$\phi = \frac{H}{\pi} \cos^{-1}\left(\frac{x}{b}\right). \quad (5.38)$$

Ponieważ $\phi = -kh$, równanie (5.38) daje rozkład ciśnienia wody
wzdłuż podstawy fundamentu. W celu obliczenia prędkości wzdłuż pod-
stawy, równanie (5.38) należy zróżniczkować:

$$\frac{d\phi}{dx} = k \frac{H}{\pi b} \left(\frac{1}{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2} \right).$$

5.9. Siatka przepływu

Zespół linii prądu i linii jednakowego potencjału, pokazany na ry-
sunku 5.16, nazywamy siatką przepływu. Siatkę otrzymać można róż-
nymi technikami, np.: za pomocą funkcji zmiennej zespolonej, metodą
różnic skończonych, poprzez analogię elektryczną, przy użyciu mode-
lu hydraulicznego oraz korzystając z metod numerycznych. Najczęś-
ciej posługujemy się metodą wykreślną kolejnych prób, w której zakła-
damy ogólną postać konstruowanej siatki, spełniając dane warunki
brzegowe.

Podstawowym warunkiem, który musi być spełniony w siatce jest przecinanie się linii prądu i linii ekwipotencjalnych pod kątem prostym. Dobrze jest konstruować taką siatkę, aby $\Delta\phi$ pomiędzy dwiema sąsiednimi liniami prądu miało wartość taką samą jak $\Delta\phi$ pomiędzy dwiema sąsiednimi liniami ekwipotencjalnymi. Przecinające się linie prądu i jednakowego potencjału powinny tworzyć krzywoliniowe kwadraty, czyli $\Delta s = \Delta n$ (rys. 5.17). Ponieważ z rysunku tego wynika, że:

$$\frac{\Delta\psi}{\Delta n} = \frac{\Delta\phi}{\Delta s},$$

zatem po podstawieniu $\Delta s = \Delta n$ otrzymamy równość słuszną dla każdego kwadratu krzywoliniowego

$$\Delta\phi = \Delta\psi.$$

Mamy $\Delta\phi = k\Delta h$ oraz z równania (5.34) $\Delta q = \Delta\psi$, a więc:

$$\Delta q = k\Delta h. \quad (5.39)$$

Spadek hydrauliczny wyrażony jest wzorem:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s}. \quad (5.39a)$$

Wprowadzamy oznaczenia dla całej siatki przepływu:

h - różnica wysokości całkowitej pomiędzy pierwszą i ostatnią linią ekwipotencjalną;

N_k - liczba kwadratów w jednym strumieniu (strumieniem nazywamy obszar pomiędzy dwiema sąsiednimi liniami prądu); każdy kwadrat ma taką samą stratę wysokości Δh ;

N_s - liczba strumieni; w każdym strumieniu przepływa taki sam wydatek Δq .

Zarówno N_k jak i N_s mogą być liczbami całkowitymi lub ułamkowymi. Po wprowadzeniu oznaczeń otrzymujemy:

$$\Delta h = \frac{h}{N_k}, \quad q = N_s \Delta q.$$

Stąd po uwzględnieniu równania (5.39) otrzymujemy:

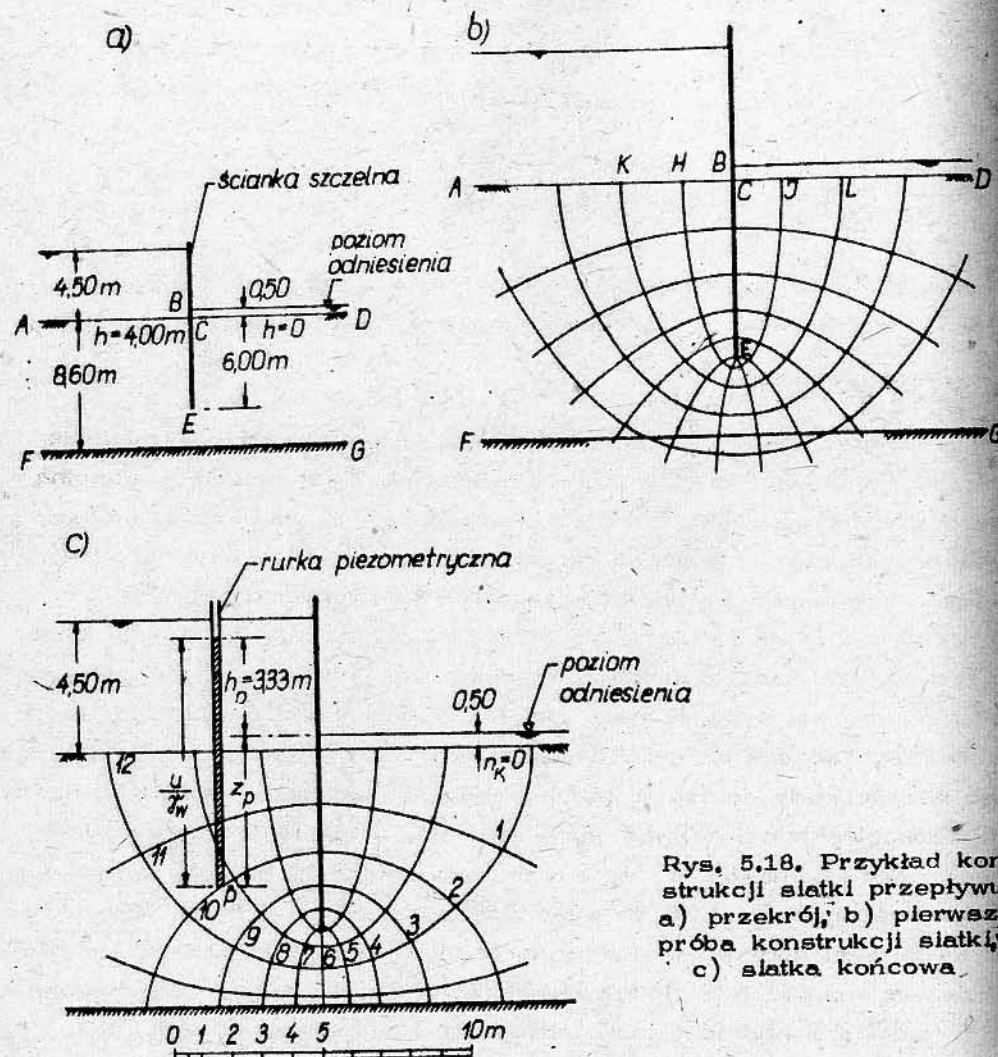
$$q = k h \frac{N_s}{N_k}. \quad (5.40)$$

Równanie (5.40) określa całkowitą objętość wody przepływającej w jednostce czasu (w jednostkowym wymiarze w kierunku z) i jest to funkcja wskaźnika $\frac{N_s}{N_k}$.

Przykład konstrukcji siatki przepływu. Rozpatrzmy zagadnienie przedstawione na rysunku 5.18. Rysunek pokazuje ściankę szczelną wprowadzoną na 6,0 m w głąb warstwy gruntu o miąższości 8,60 m, znajdującej się nad warstwą nieprzepuszczalną. Pierwszym krokiem będzie rozważenie warunków brzegowych w obszarze przepływu. W każdym punkcie granicy AB wysokość zwierciadła wody jest stała; zatem AB jest linią jednakowego potencjału, podobnie jak CD. Poziłom odniesienia, względem którego określamy wysokość zwierciadła wody, można wybrać dowolnie. Jako podstawę wymiarową dogodnie jest przyjąć poziom wody dolnej. W takim przypadku wysokość całkowita na linii ekwipotencjalnej CD wynosi 0 (wysokość ciśnienia -0,5 m; wysokość podniesienia -0,5 m) oraz całkowita wysokość na AB wynosi 4 m (wysokość ciśnienia 4,5 m; wysokość podniesienia -0,5 m). Z punktu B woda musi spływać w dół powierzchni bocznej BE ścianki, opływać podstawę ścianki E i dalej w górę EC (rys. 5.18a). Woda z punktu F musi przepływać wzdłuż nieprzepuszczalnej powierzchni FG. A więc BEC i FG są liniami prądu; pomiędzy nimi zawierają się pozostałe linie prądu.

Pierwszą próbę szkicowania siatki przepływu rozpoczynamy od poprowadzenia linii prądu (HJ) z punktu położonego na AB w pobliżu ścianki. Linia musi zaczynać się pod kątem prostym do AB i przesunąć się łagodnym łukiem dookoła podstawy ścianki. Próbne linie ekwipotencjalne rysujemy teraz pomiędzy BEC i HJ, tak aby przecinając linie prądu pod kątem prostym tworzyły krzywoliniowe kwadraty. Położenie linii HJ powinno być zmienione nieznacznie, aby pomiędzy BH

I CJ otrzymać całkowitą liczbę kwadratów (jeśli to jest potrzebne).



Rys. 5.18. Przykład konstrukcji siatki przepływu: a) przekrój, b) pierwsza próba konstrukcji siatki, c) siatka końcowa.

Postępowanie kontynuujemy rysując oznaczoną linię prądu (KL) z drugiego punktu na osi AB i przedłużając linię jednakowego potencjału już narysowane. W pierwszej próbie może się zdarzyć, że ostatnia linia prądu będzie narysowana niezgodnie z granicą FG (rys. 5.18b). Po zgłębieniu istoty tej sprzeczności położenie pierwszej linii przepływu (HJ) można skorygować w sposób zmierzający do naprawienia błędów. Rysunek 5.18c przedstawia siatkę narysowaną prawidłowo. Przy konstruowaniu siatki pędem jest rysowanie wielu linii prądu; wystarczy

od 4 do 5 strumieni. W siatce przepływu na rysunku 5.18c liczba strumieni wynosi 4,3, liczba zaś kwadratów w strumieniu wynosi 12. Linie ekwipotencjalne są ponumerowane od 0 do 12 i oznaczone symbolem n_k . Strata wysokości pomiędzy dwiema sąsiednimi liniami ekwipotencjalnymi wynosi:

$$\Delta h = \frac{h}{N_k} = \frac{4,00}{12} = 0,33 \text{ m}.$$

Całkowitą objętość wody przepływającej pod ścianką szczelną w jednostce czasu oblicza się ze wzoru:

$$q = kh \frac{N_s}{N_k} = 1,44 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}; \frac{N_s}{N_k} = \frac{4,3}{12} = 0,36.$$

W podłożu umiejscowiono w punkcie P rurkę piezometryczną. Całkowity spadek w punkcie P wynosi:

$$h_p = \frac{n_k}{N_k} h = 3,33 \text{ m}; \frac{n_k}{N_k} = \frac{10}{12}.$$

tzn. poziom wody w rurce znajduje się o 3,33 m ponad poziomem odniesienia. Ciśnienie wody w porach gruntu w punkcie P oblicza się z twierdzenia Bernoulliego:

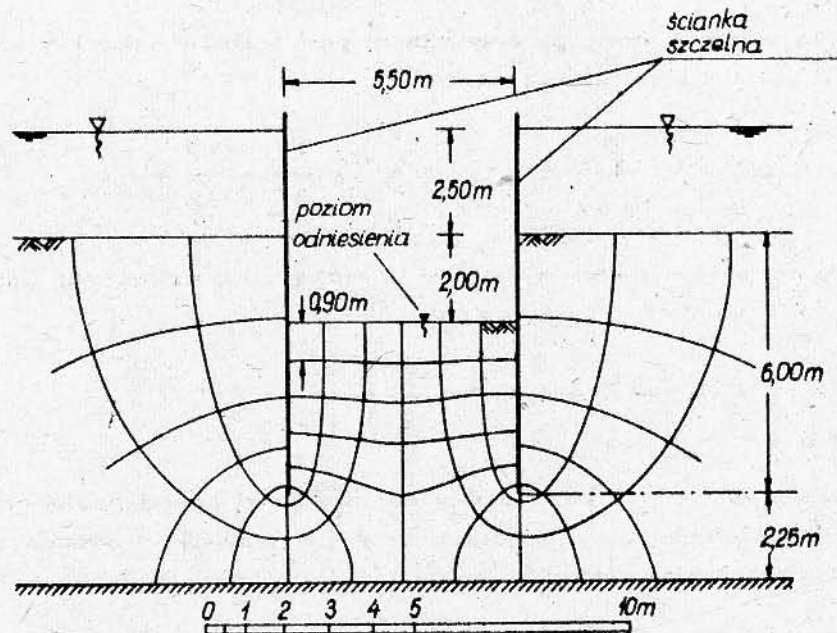
$$u = \gamma_w [h_p - (-z_p)] = \gamma_w (h_p + z_p).$$

Spadek hydrauliczny dla jakiegokolwiek kwadratu siatki wymaga pomiaru średnich długości kwadratu, zgodnie z równaniem (5.39a).

W przykładzie pokazanym na rysunku 5.19 warstwa piasku o miąższości 8,25 m, pod którą zalega grunt nieprzepuszczalny (skała), kształtuje koryto rzeki o głębokości wody 2,50 m. Grodza, której szerokość wynosi 5,50 m a długość jest znaczna, została wykonana jako dwie ścianki szczelne pograżone w grunt na głębokość 6,0 m. W obrębie grodzy wybrano grunt na głębokość 2,0 m poniżej koryta rzeki. Poziom wody na terenie grodzy utrzymuje się na poziomie wykopu przez pompowanie. Trzeba określić współczynnik filtracji, jeśli na jednostkę długości przepływa w ciągu godziny 0,25 m³ wody. Określenia wyma-

ga spadek hydrauliczny bezpośrednio pod wykopaną powierzchnią. W słatce przepływu znajduje się 6 strumieni i 11 kwadratów. Całkowite obniżenie wysokości wody wynosi 4,50 m. Współczynnik filtracji przedstawiony jest w równaniu:

$$k = \frac{q}{h \frac{N_s}{N_k}} = \frac{0,25}{4,50 \frac{6}{11} 60^2} = 2,8 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}.$$



Rys. 5.19. Przekrój przez grodzę

Odległość zmierzona pomiędzy ostatnimi liniami jednakowego potencjału wynosi 0,9 m. Szukany spadek hydrauliczny wynosi:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{4,50}{11 \cdot 0,9} = 0,45.$$

5.10. Równanie ciągłości dla gruntów anizotropowych

Dla gruntu anizotropowego należy siatkę przepływu zmodyfikować. Założmy, że k_x i k_y są różne. Równanie (5.24) można zapisać w na-

stępujący sposób:

$$\frac{\partial^2 h}{(k_y/k_x) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (5.41)$$

W tym przypadku można zastosować nową współrzędną x' , wynoszącą $x' = x \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}$. Wobec tej współrzędnej równanie (5.41) przybiera postać:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0.$$

Równanie to jest takie jak (5.26), z wyjątkiem wprowadzonej zamiast współrzędnej x , współrzędnej x' . Dlatego też, gdy materiał jest izotropowy, można skonstruować siatkę przepływu po przekształceniu wyrazów x na x' . Podziałka y pozostaje nie zmieniona. Po narysowaniu siatki przepływu we współrzędnych x', y wydatek można obliczyć ze wzoru:

$$q' = k' \frac{N_s}{N_k} h, \quad (5.42)$$

przy czym $k' = \sqrt{k_x k_y}$.

Zależność (5.42) wynika z warunku, że wydatki w kierunkach x i x' są jednakowe dla danego kwadratu. W skali naturalnej wydatek w kierunku x wynosi:

$$q_x = k_x \left(\frac{\Delta h}{L} \right) A,$$

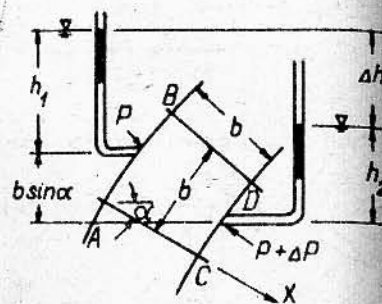
podczas gdy w skali przekształconej $q_x = k_x' \left(\frac{\Delta h}{L} \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \right) A$,

gdzie: A - przekrój przepływu; L - długość drogi przepływu.

5.11. Ciśnienie sphywowe

Podczas przepływu wody w gruncie występuje ciśnienie sphywowe. Aby pokazać, że woda wywiera nacisk na grunt, rozważymy element ABCD gruntu (o szerokości a), ograniczony dwiema liniami ekwipotencjalnymi i liniami prądu (rys. 5.20). Linia jednakowego potencjału AB

znajduje się o Δh wyżej niż CD. Przepływ zachodzi od AB do CD. Ciśnienie wody na AB wynosi $h_1 \gamma_w$, na CD wynosi $(h_1 - \Delta h + b \sin \alpha) \gamma_w$. Normalny nacisk na AB wynosi P i wzrasta on do $P + \Delta P$ na CD. Przyjmijmy odległość AC jako b , szerokość elementu gruntowego a oraz zsumujmy ciśnienie w kierunku x , składające się z ciśnienia wywieranego przez wodę na AB i CD oraz składowej masy elementu gruntowego w kierunku x .



Rys. 5.20. Ciśnienie sphywowe

$$F_x = h_1 \gamma_w ab - (h_1 - \Delta h + b \sin \alpha) \gamma_w ab + \gamma_w ab^2 \sin \alpha - \Delta P = 0,$$

gdzie ΔP jest różnicą reakcji na CD i na AB. Wartość ΔP wynosi:

$$\Delta P = \Delta h \gamma_w ab + (\gamma - \gamma_w) ab^2 \sin \alpha.$$

Można zauważyć, że drugi wyraz to po prostu składowa masy zanurzonego elementu. Wyraz pierwszy przedstawia wartość dodatkową ciśnienia, spowodowaną przez filtrację. Stosunek wartości dodatkowego ciśnienia do objętości elementu gruntowego nazywamy ciśnieniem sphywowym, które obliczamy ze wzoru:

$$j = \frac{\Delta h \gamma_w ab}{ab^2 \sin \alpha} = \frac{\Delta h}{b} \gamma_w = i \gamma_w = i \gamma_w^g, \quad (5.43)$$

w którym:

- j - ciśnienie sphywowe [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- i - gradient hydrauliczny,
- γ_w - masa właściwa wody w porach gruntu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- a, b - wymiary elementu gruntowego.

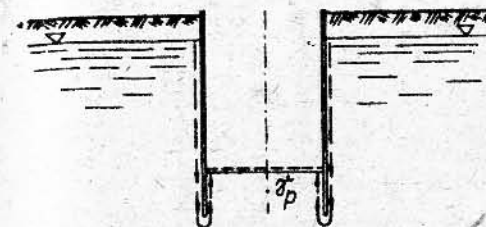
Działanie ciśnienia sphywowego należy brać pod uwagę, przy obliczaniu masy objętościowej gruntu, w przypadku przepływu wody przez grunt.

Stosuje się wzór:

$$\gamma_p = \gamma_w^g + j, \quad (5.44)$$

w którym:

γ - masa objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody. Znak plus odnosi się do ruchu wody w dół, znak minus do przepływu



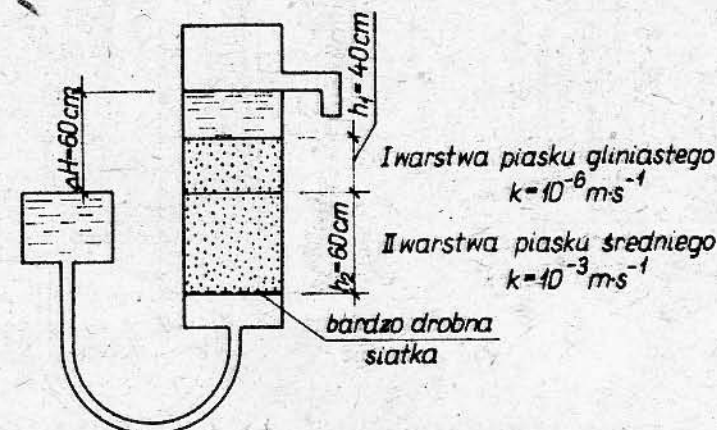
wody do góry (rys. 5.21). Ciśnienie sphywowe równe masie objętościowej gruntu, uwzględniającej wypór wody, nazywamy krytycznym ciśnieniem sphywowym. Przy robotach wykopów w piaskach należy przestrzegać warunku:

$$j \leq \frac{\gamma}{F}, \quad (5.45)$$

Rys. 5.21. Ruch wody w gruncie w dół i do góry przy ścianie szczelnej

przy czym współczynnik bezpieczeństwa $F > 2,5$.

W przypadku przepływu wody przez dwie warstwy o różniącym się znacznie współczynniku filtracji, ciśnienie sphywowe zostaje prawie w całości przejęte przez grunt mniej przepuszczalny. Dla uzasadnienia tego przeanalizujemy przepływ wody w aparacie przedstawionym na rysunku 5.22. Przy przepływie wody przez piasek gliniasty i piasek średni prędkość filtracji będzie jednakowa: $v_{ps} = v_{pg}$.



Rys. 5.22. Filtracja wody w gruncie z góry na dół

Ponieważ $v = ki$, (zależność dotyczy gruntów drobniejszych niż piasek gruby), $i_{pg} k_{pg} = i_{ps} k_{ps}$.

Współczynniki filtracji wynoszą:

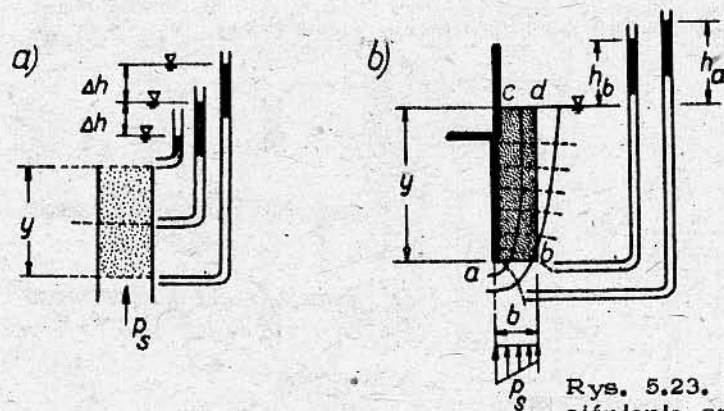
- dla płasku gliniastego $k_{pg} = 10^{-6} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$
- dla płasku średniego $k_{ps} = 10^{-3} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$.

Wobec tego:

$$i_{pg} = i_{ps} \cdot \frac{k_{ps}}{k_{pg}} = i_{ps} \frac{10^{-3}}{10^{-6}} = i_{ps} 1000, \quad (5.46)$$

czyli spadek hydrauliczny płasku gliniastego jest 1000 razy większy aniżeli płasku średniego. Można zatem przyjąć, że prawie całe ciśnienie sphywowe będzie przyjęte przez płasek gliniasty. W praktyce inżynierskiej duże znaczenie ma ciśnienie sphywowe (jego działanie przedstawiono na rysunku 5.21).

Rozpatrzmy jeszcze dwa przykłady działania ciśnienia sphywowego, uwidocznione na rysunku 5.23. Na element gruntu o wysokości y oraz o jednostkowym przekroju poprzecznym działa ciśnienie wody (rys. 5.23a). Spadek hydrauliczny jest równy $i = \frac{2\Delta h}{y}$, ponieważ w przekroju mieszczą się dwa pola kwadratowe. Spowodowane przepływem wody ciśnienie działające do góry wynosi: $\Delta P = i \delta_w y \cdot 1$.



Rys. 5.23. Przykłady ciśnienia sphywowego

Jedyną siłą w tym przypadku działającą w dół jest masa własna elementu gruntowego, który jest równy: $G = y(\delta - \delta_w) \cdot 1$. Jeżeli spadek hydrauliczny będzie wzrastać stopniowo, to otrzymamy zależność: $i \delta_w y = y(\delta - \delta_w)$. Ciśnienie sphywowe jest wtedy równe masie własnej zanurzonego gruntu. Przy dalszym wzroście spadku hydraulicznego (i) ciśnienie sphywowe zostanie przewyższone przez masę własną

zanurzonego gruntu i przez to podniesie w górę cały element gruntowy. Zjawisko to jest znane jako "kotłowanie się gruntu" lub "kurzawka". Spadek hydrauliczny powodujący "kotłowanie się gruntu" wynosi:

$$i_w = \frac{\delta - \delta_w}{\delta_w} \quad \text{i nazywa się spadkiem krytycznym.}$$

Przykład z rysunku 5.23b wyjaśnia zbadanie stateczności masy gruntowej. W tym przypadku przepływ jest niejednorodny, pokazują to linie prądu i linie ekwipotencjalne. W masie gruntowej abcd spadek hydrauliczny osiąga maksimum w punkcie a, natomiast minimum w punkcie b. Dla uproszczenia przyjmuje się, że spadek hydrauliczny ulega zmianom równomiernym w obrębie masy gruntowej abcd. Odległość ab można przyjąć jako równą $\frac{1}{2} y$. Jeżeli przyjąć średnie wysokości w a i b, spadek hydrauliczny wyraża się wzorem:

$$i = \frac{1}{2y} (h_a + h_b).$$

Bezpieczeństwo jest zachowane, jeśli $i < i_w$. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi $F = \frac{i_w}{i}$. Dla zapór wodnych należy w praktyce przyjmować wartość współczynnika równą 3.

5.12. Ciśnienie obojętne i naprężenie efektywne

Jeżeli obciążymy próbkę gruntu spójnego umieszczoną w pierścieniu edometrycznym lub przyłożymy obciążenie na grunt w podłożu w naturze, to w początkowej chwili T_0 zostanie ono prawie w całości przekazane na wodę zawartą w porach gruntu. Wówczas na jednostkowym przekroju gruntu naprężenie jest równe ciśnieniu w wodzie zawartej w porach. Zapisać to można wzorem:

$$\sigma = u, \quad (5.47)$$

w którym:

u - ciśnienie w wodzie zawartej w porach zwane również ciśnieniem w wodzie porowej przekazywanym w danej chwili [kPa].

W miarę upływu czasu T woda wskutek zwiększonego ciśnienia jest wypierana, czemu towarzyszy zmniejszenie się porów w gruncie

I przekazywanie obciążenia na szkielet gruntowy; wtedy według Terzagiego mamy:

$$\sigma = \sigma' + u; \quad (5.48)$$

gdzie:

σ' - efektywne naprężenie przenoszone w danej chwili [kPa].

Po upływie dalszego czasu T_1 obciążenie zostanie przekazane całkowicie na szkielet gruntowy i wówczas będzie:

$$\sigma = \sigma'. \quad (5.49)$$

Zakończy się zatem dalsze zmniejszanie porów, a więc odkształcanie szkieletu gruntowego. Szybkość odkształcania się gruntu zależy od szybkości wypierania wody z porów obciążonego gruntu. Proces całkowitego odkształcenia gruntu związanego z wypieraniem wody porowej nazywamy konsolidacją.

Jeśli rozpatrywać trójfazowy układ gruntu, a mianowicie: szkielet gruntowy - woda - powietrze, to ciśnienia będą przenosić się także na powietrze porowe, zwane również ciśnieniem gazowym. Jak wykazał Bishop, dla takich układów mamy w czasie powstawania odkształceń następującą zależność:

$$\sigma = \sigma' + [u_a - \chi(u_a - u)]; \quad (5.50)$$

gdzie:

u_a - ciśnienie gazu (powietrza) zawartego w porach przenoszone w danej chwili [kPa];

χ - parametr zależny od stosunku objętości wody i powietrza zawartego w porach.

Parametr ten wynosi: dla gruntów suchych $\chi = 0$; dla gruntów zaś całkowicie nasyconych wodą $\chi = 1,0$.

Gdy $\sigma'_{z,q}$ jest naprężeniem efektywnym powstałym od nadkładu (czyli naprężeniem efektywnym pionowym istniejącym w terenie przed pobraniem próbki lub wykonaniem wykopu), to $K_o \sigma'_{z,q}$ jest naprężeniem efektywnym poziomym, przy czym K_o oznacza współczynnik rozporu bocznego gruntu. Jeżeli z danej głębokości zostanie pobrana próbka nasyconego łą, o nienaruszonej strukturze, ujemne ciśnienie wody w porach tej próbki można obliczyć ze wzoru:

$$u = - \sigma'_{z,q} [K_o + A_u(1 - K_o)]; \quad (5.51)$$

w którym A_u oznacza współczynnik ciśnienia wody w porach, związany ze zmniejszeniem różnicy naprężeń głównych w podłożu.

Gdyby łą był tworzywem doskonale sprężystym, to wartość A_u byłaby równa 0,33. W rzeczywistości jednak współczynnik A_u jest mniejszy od tej wartości. Niektórzy badacze znaleźli początkowo przedział zmian dla wartości A_u w granicach od - 0,1 do 0,3.

Mniejsze wartości odnoszą się do łąw chudych, większe zaś do bardziej plastycznych. Dla łąw przerobionych i zrekonstruowanych używano wartości ujemnej, co nasuwa wniosek, że ciśnienie wody w porach gruntu wzrasta, o ile maleje różnica naprężeń głównych. Badany w ostatnim czasie łą plastyczny o nienaruszonej strukturze daje ujemne wartości współczynnika A_u , przy czym wkrótce po usunięciu różnicy naprężeń głównych ciśnienie wody w porach spada, do wielkości dającej wartość współczynnika A_u od 0,3 do 0,4, lecz z czasem stabilizuje się do wielkości odpowiadającej wartości $A_u = -0,15$ do - 0,20.

Jeśli wprowadzimy do równania (5.51) wartości współczynnika A_u (w granicach od -0,2 do 0,3) oraz przyjmiemy $K_o = 0,5$, to teoretyczne ujemne ciśnienie wody w porach, którego można się spodziewać w doskonałej próbce, będzie wynosić około 40-50% efektywnego ciśnienia nadkładu $\sigma'_{z,q}$.

6. NAPRĘŻENIA W PODŁOŻU GRUNTOWYM

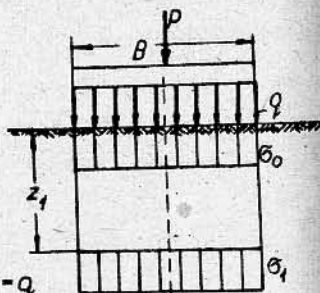
Podłożem gruntowym nazywamy obszar, w którym uwzględniamy oddziaływanie budowli. W podłożu gruntowym działają naprężenia pierwotne i naprężenia od obciążeń zewnętrznych dla różnych układów.

6.1. Hipotezy o rozkładzie naprężeń w gruncie

Przy obliczaniu konstrukcji na podłożu sprężystym, a więc przy uwzględnieniu podatności podłoża, stosuje się hipotezę Winklera. Polega ona na tym, że osiadania gruntu pod obciążeniem zewnętrznym zachodzą tylko w kierunku działania obciążenia (rys. 6.1). Naprężenia według tej hipotezy są stałe na dowolnej głębokości i równe działającemu obciążeniu. Teoria oparta na hipotezie Winklera daje wyniki bliskie rzeczywistości tylko dla warstwy gruntu ściśliwego, przy płytkim występowaniu warstwy nieściśliwej.

Druga hipoteza dotyczy równomiernego rozkładu naprężeń. Zgodnie z tą teorią naprężenia w gruncie rozchodzą się we wszystkie strony pod kątem α do pionu (rys. 6.2). Na dowolnej głębokości naprężenia rozkładają się równomiernie, a ich wartość oblicza się ze wzoru:

$$P = qB = \sigma_1 B \quad (6.1)$$



Rys. 6.1. Odształcenia i naprężenia według hipotezy Winklera

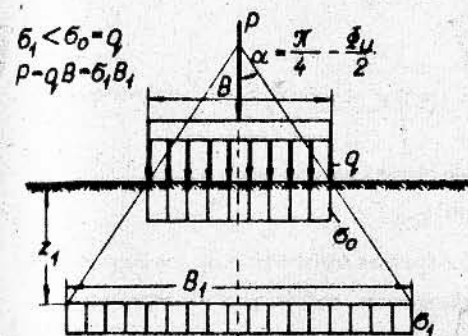
Przyjmuje się, że naprężenia w podłożu rozchodzą się pod kątem:

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \quad (6.2)$$

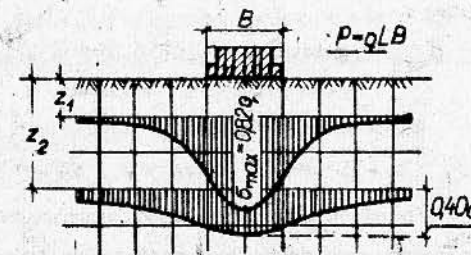
gdzie:

ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Hipotezę tę stosuje się do obliczeń wstępnych i przybliżonych.



Rys. 6.2. Hipoteza równomiernego rozkładu naprężeń na płaszczynie poziomej



Rys. 6.3. Rozkład naprężeń w gruncie od obciążenia fundamentu o szerokości B zgodnie z teorią Boussinesq'a

Hipoteza o rozkładzie naprężeń w podłożu jak dla półprzestrzeni sprężystej oparta jest na następujących założeniach:

- Podłoże gruntowe stanowi półprzestrzeń ograniczoną od góry płaszczyzną, a nie ograniczoną w pozostałych kierunkach.
- Grunt jest materiałem izotropowym, a więc mającym jednakowe właściwości sprężyste we wszystkich kierunkach.
- Przyjmuje się w praktyce zależność liniową między naprężeniami i odkształceniami, a więc obowiązuje prawo Hooke'a.
- Obowiązuje zasada superpozycji, a zatem sumują się naprężenia od działania różnych obciążeń.
- Sposób przyłożenia obciążenia, zgodnie z zasadą Saint-Venanta, wpływa na rozkład naprężeń tylko w bliskim sąsiedztwie miejsca przyłożenia obciążenia.

Na rysunku 6.3 pokazany jest rozkład naprężeń w podłożu, zgodnie z wymienioną wyżej hipotezą.

6.2. Wyznaczanie naprężeń pierwotnych

Naprężenie pionowe pierwotne $\sigma_{z,Q}$ jest to naprężenie powstałe pod wpływem masy gruntów zalegających w podłożu ponad poziomem z . Wielkość pionowych naprężeń pierwotnych można określić wzorem:

$$\sigma_{z,Q} = \sum \left[(\rho_{sri} - \rho_w) + \rho_w i_l \cos \beta \right] g h_i, \quad (6.3)$$

gdzie:

ρ_{sri} - gęstość objętościowa gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą w warstwie i [$t \cdot m^{-3}$];

β - kąt odchylenia kierunku przepływu wody od pionu [$^\circ$];

h_i - grubość warstwy i gruntu [m].

Sumowanie należy przeprowadzać rozpoczynając od poziomu naturalnego podłoża. W przypadku projektowania robót niwelacyjnych sumowanie rozpoczyna się od poziomu obniżonego. Jeżeli przy powierzchni występują nasypy z gruntu niespolitego, to po pięciu latach ich wbudowania można zaliczyć je do podłoża naturalnego. O ile grunty zalegają poniżej poziomu płaszczynicznego wody gruntowej, należy uwzględnić działanie wyporu wody gruntowej. Gdy zwierciadło wody w podłożu jednorodnym podnieśli się o kilka metrów, naprężenia pierwotne znacznie maleją, przy obniżeniu zaś zwierciadła wody gruntowej naprężenia się zwiększają. W każdym punkcie podłoża gruntowego istnieją oprócz pierwotnych naprężeń pionowych naprężenia pierwotne poziome, które można wyrazić wzorem:

$$\sigma_{x,Q} = \sigma_{y,Q} = \sigma_{z,Q} K_o, \quad (6.4)$$

gdzie:

K_o - współczynnik rozporu bocznego.

6.3. Naprężenia w gruncie od działania siły skupionej

Dla półprzestrzeni gruntowej obciążonej siłą skupioną, prostopadłą do płaszczyzny ograniczającej (rys. 6.4), wzory na obliczanie wielkości naprężeń w gruncie są następujące:

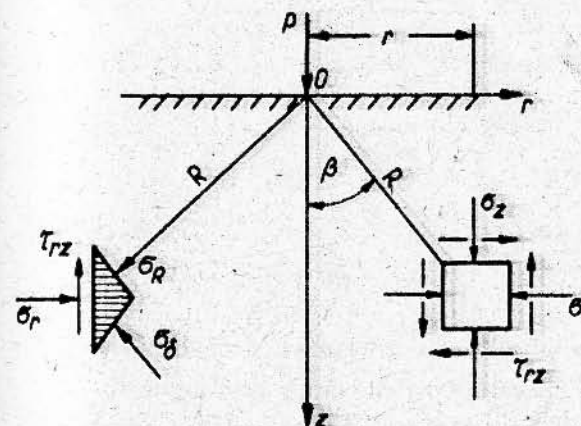
$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos \beta \quad (6.5)$$

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^5} z^3 \quad (6.6)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3zr^2}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right] \quad (6.7)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{1}{R(R+z)} + \frac{z}{R^3} \right] \quad (6.8)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi} \frac{zr}{R^5} \quad (6.9)$$



Rys. 6.4. Naprężenia w gruncie od siły skupionej

Wzory (6.6) i (6.9) znalazły rozwiązanie, dla którego w pierwszej próbie przyjęto naprężenia promieniste, w punkcie o współrzędnych R i β , równe:

$$\sigma_R = K \frac{P \cos \beta}{R^2} \quad (6.10)$$

gdzie:

K - wartość stała.

Z rysunku 6.4 wynika, że:

$$\sigma_z = \sigma_R \cos^2 \beta; \quad \tau_{rz} = \sigma_R \sin \beta \cos \beta.$$

Ponieważ $\cos \beta = \frac{z}{R}$, $\sin \beta = \frac{r}{R}$ i $R^2 = z^2 + r^2$, to:

$$\sigma_z = K \frac{Pz^3}{R^5}; \quad \tau_{rz} = K \frac{Pz^2 r}{R^5}.$$

Warunek równowagi sił dla kierunku pionowego można sformułować następująco:

$$2\pi \int_0^{\infty} \sigma_z r dr = 2\pi K P z^3 \int_z^{\infty} \frac{dR}{R^4} = \frac{2}{3} \pi K P = P,$$

stąd:

$$K = \frac{3}{2\pi} \quad (6.11)$$

przy czym ($2RdR = 2rdr$).

Wzory od (6.5) do (6.9) wynikają z teorii sprężystości. Postać jaką nadał im Boussinesq¹ jest następująca:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} P \frac{\cos^3 \beta}{R^2}, \quad (6.12)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2} \left(3 \cos \beta \sin^2 \beta - \frac{m-2}{m} \frac{1}{(1+\cos \beta)} \right), \quad (6.13)$$

$$\sigma_\delta = -\frac{(m-2)}{m} \frac{P}{2\pi R^2} \left(\cos \beta - \frac{1}{(1+\cos \beta)} \right), \quad (6.14)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos^2 \beta \sin \beta; \quad (6.15)$$

gdzie:

σ_r - naprężenie normalne poziome w kierunku promieniowym,

σ_δ - naprężenie normalne poziome w kierunku stycznym,

m - liczba Poissona, czyli odwrotność współczynnika Poissona ($m = 2$, w przypadku ciała o stałej objętości).

Według badań Fröhlicha naprężenia nie rozchodzą się jednakowo we wszystkich gruntach. Zauważył on, że w gruntach spoistych układ naprężeń jest bliski wynikającemu ze wzoru Boussinesq¹a, natomiast w gruntach niespoistych występuje większe ześrodkowanie naprężeń przy osi Oz (rys. 6.4). Mając to na uwadze zaproponował on wprowadzenie wskaźnika koncentracji ν . Zmodyfikowane przez Fröhlicha wzory przekształca się po wstawieniu $m = 2$ w następujący sposób:

$$\sigma_R = \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos^{\nu-2} \beta, \quad (6.16)$$

$$\sigma_z = \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos^{\nu} \beta, \quad (6.17)$$

$$\sigma_r = \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos^{\nu-2} \beta \sin^2 \beta; \quad (6.18)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos^{\nu-1} \beta \sin \beta. \quad (6.19)$$

Współczynnik koncentracji uwzględnia rodzaj podłoża gruntowego i wielkość powierzchni fundamentu. Wartości tego współczynnika są następujące:

- płaski, powierzchnie małe $\nu =$ od 5 do 6;
- płaski, powierzchnie duże $\nu = 4$;
- gliny, iły $\nu = 3$.

Jedynie w przypadku gdy wraz z głębokością wzrasta zwartość gruntu, Fröhlich zaleca przyjmować w gruntach spoistych $\nu = 4$.

6.4. Analiza pionowych naprężeń normalnych

a) Zakładamy $z = \text{const}$, wówczas na płaszczyźnie A-B pionowe naprężenie normalne wynosi:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^5 \beta}{z^2}. \quad (6.20)$$

Jeśli przyjąć, że $B = \frac{3P}{2\pi z^2}$ ma wartość stałą, to:

$$\sigma_z = B \cos^5 \beta. \quad (6.21)$$

Krzywa podana na rysunku 6.5a ma właściwości następujące:

- σ_z zmniejsza się proporcjonalnie do kwadratu odległości z i ma charakter spłaszczonego dzwonu;
- linia ta ma załamania krzywizny, których miejsca mogą być określone przez wyprowadzenie drugiej pochodnej.

b) Zakładamy, że $r = \text{const}$ oraz do wzoru na pionowe naprężenia normalne:

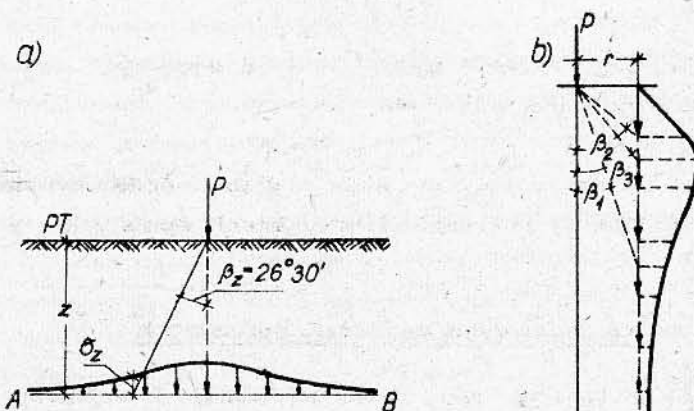
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^3 \beta}{R^2} \quad (6.22)$$

podstawiamy

$$R = \frac{r}{\sin \beta};$$

otrzymujemy:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^3 \beta \sin^2 \beta}{r^2} \quad (6.23)$$



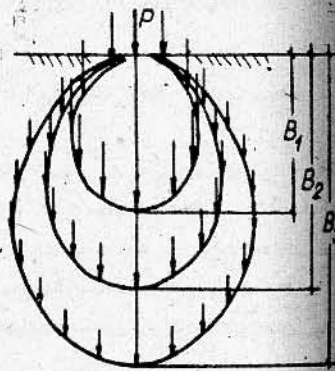
Rys. 6.5. Krzywe rozkładu pionowych naprężeń normalnych

Krzywa podana na rysunku 6.5b ma dwa załamania krzywizny.

c) Analizując w dalszym ciągu pionowe naprężenia normalne σ_z zakładamy, że: $\sigma_z = \text{const}$. Wówczas ze wzoru (6.22) określamy R , w zależności od stałej wartości σ_z i zmiennej wartości kąta β .

$$R = \sqrt{\frac{3P}{2\pi\sigma_z}} \cos^{3/2} \beta = B \cos^{3/2} \beta \quad (6.24)$$

Na rysunku 6.6 przedstawiony jest zbiór krzywych obrazujących układ jednakowych naprężeń pionowych. Krzywe na rysunku 6.6 nazywają się izobarami a ich rodzina - "cebula naprężeń". Można zauważyć, że dla



Rys. 6.6. "Cebula naprężeń" Izobary; $\sigma_z = \text{const}$.

$R = 0$, $\sigma_z = \infty$, a więc dla $z = 0$ wzór traci ważność. W pobliżu zaczepienia siły P musiałyby bowiem zachodzić odkształcenia plastyczne, gdyż żaden materiał nie ma tak dużej wytrzymałości, aby przenieść siłę na bardzo małej powierzchni.

6.5. Obciążenia zewnętrzne kilkoma siłami skupionymi

Na rysunku 6.7 pokazany jest układ sił zewnętrznych skupionych oraz linia wpływowa pionowego naprężenia normalnego σ_z w punkcie M .

Naprężenie pionowe σ_z od pojedynczej siły skupionej można obliczyć również ze wzoru:

$$\sigma_z = \eta'_r P_i \quad (6.25)$$

gdzie:

$$\eta'_r = K_r \frac{1}{z^2} \quad (6.26)$$

Rys. 6.7. Linia wpływowa naprężenia σ_z w punkcie M .

zaś:

$$K_r = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (6.27)$$

Wielkość η'_r można potraktować jako rzędne linii wpływowej naprężenia pionowego normalnego σ_z w punkcie M na głębokości z . Dla różnych odległości r od punktu M oraz różnych stosunków r/z rzędne linii wpływowej można obliczyć ze wzoru (6.26).

Współczynniki K_r podaje tabela 6.1. W przypadku działania kilku sił skupionych $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$, odległych od punktu M o $r_1, r_2, r_3 \dots r_n$, naprężenie pionowe normalne na głębokości z można obliczyć ze wzoru:

$$\sigma_{z,q} = \sum_{i=1}^n \eta'_{ri} P_i \quad (6.28)$$

gdzie:

$\sigma_{z,q}$ - naprężenie w podłożu od obciążenia zewnętrznego [kPa].

Tabela 6.1.

Wartości współczynnika K_r

$\frac{r}{z}$	K_r	$\frac{r}{z}$	K_r
0,0	0,4775	2,5	0,0034
0,2	0,4329	3,0	0,0015
0,4	0,3295	3,5	0,0007
0,6	0,2214	4,0	0,0004
0,8	0,1386	4,5	0,0002
1,0	0,0844	5,0	0,0001
1,2	0,0513	6,0	0,0000
1,4	0,0317		
1,6	0,0199		
1,8	0,0129		
2,0	0,0085		

6.6. Rozkład naprężeń w podłożu od powierzchniowego obciążenia ciągłego

W przypadku powierzchniowego obciążenia ciągłego, naprężenia w podłożu można wyznaczyć tak jak dla siły skupionej, stosując równocześnie zasadę superpozycji. Obszar obciążony dzielimy na małe elementy, a w ich środku przykładamy zastępcze siły skupione (rys. 6.8).

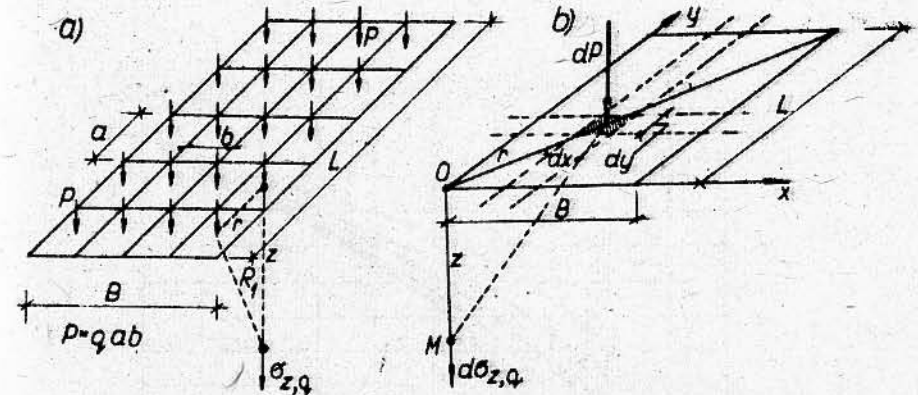
Z rysunku 6.8b widać, że siłę skupioną stanowi siła elementarna $dP = q \, dx \, dy$, czyli elementarne naprężenie w gruncie od tej siły będzie wynosić:

$$d\sigma_{z,q} = \frac{3dP}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (6.29)$$

naprężenie zaś płonowe od obciążenia ciągłego działającego na powierzchni BL określa wzór:

$$\sigma_{z,q} = \int_0^B \int_0^L \frac{3q \, dx \, dy}{2\pi z^2 \left[1 + \frac{x^2 + y^2}{z^2}\right]^{5/2}} \quad (6.30)$$

Rozwiązanie wzoru (6.30) podał Steinbrenner; wyznaczając naprężenie pod narożem prostokątnego obszaru obciążonego, Newmark i Polaszin wyznaczali naprężenie pod środkiem prostokątnej powierzchni obciążonej.



Rys. 6.8. Wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego: a) wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego za pomocą zastępczych sił skupionych, b) wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego za pomocą elementarnych zastępczych sił skupionych

6.7. Metoda punktów narożnych

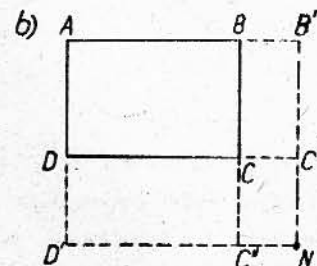
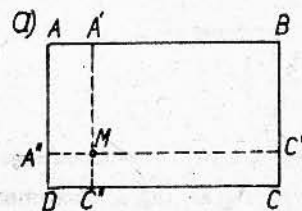
Metoda ta służy do wyznaczania naprężeń $\sigma_{z,q}$ poniżej punktu M , położonego wewnątrz obszaru ABCD (rys. 6.9a) lub poniżej punktu N , położonego na zewnątrz niego (rys. 6.9b). W tym celu wykorzystuje się nomogram pokazany na rysunku 6.10. Naprężenie płonowe $\sigma_{z,q}$ wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_{z,q} = \eta_n q \quad (6.31)$$

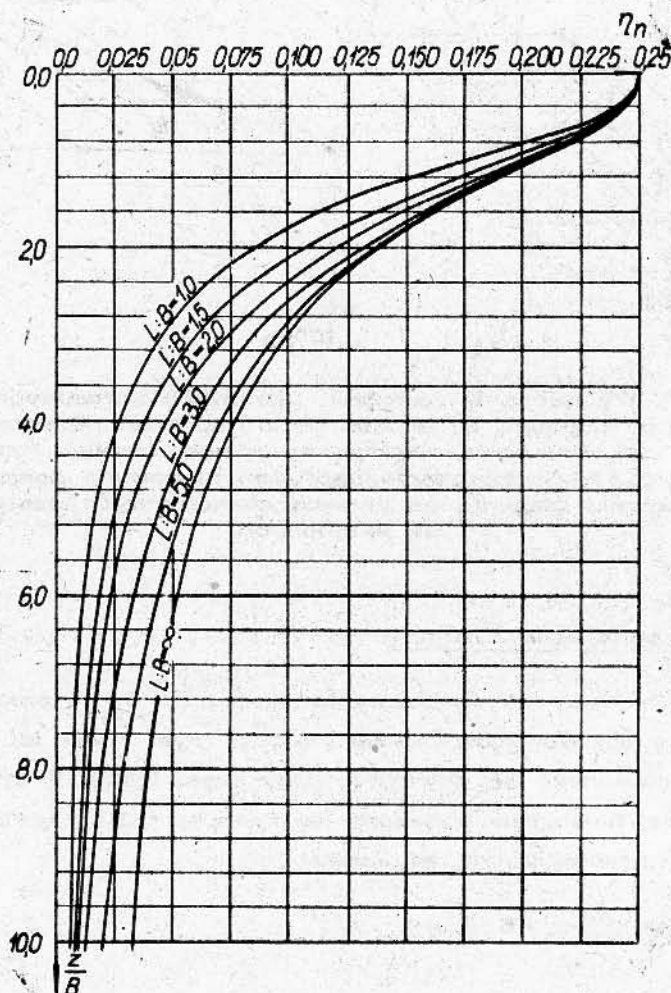
gdzie:

q - obciążenie równomiernie rozłożone [kPa],

η_n - współczynnik z nomogramu, zależny od $\frac{L}{B}$ i $\frac{z}{B}$.



Rys. 6.9. Położenie punktów M i N, gdy stosuje się metodę punktów narożnych



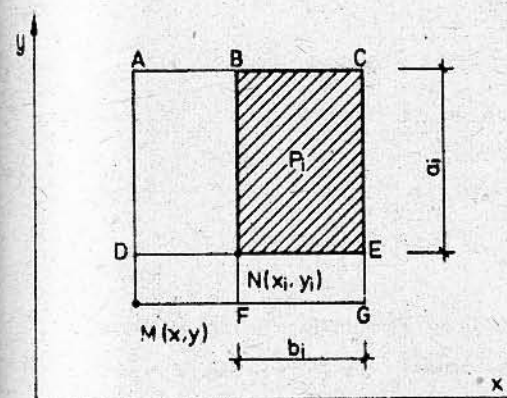
Rys. 6.10. Nomogram do wyznaczania η_n

Wprowadzając na rysunkach dodatkowe prostokąty o wspólnych narożach M i N wyznacza się naprężenie $\sigma_{z,q}$ pod kątem M, jako sumę od obciążeń prostokątów MA'BC', MC'CC'', MC'DA'' i MA''AA'; a pod punktem N - jako sumę od obciążeń prostokątów ND'AB' i NC'CC' ze znakiem plus i prostokątów ND'DC' i NC''BB' ze znakiem minus. Naprężenia $\sigma_{z,q}$ w dowolnie położonym punkcie M, spowodowane działaniem obciążenia równomiernie rozłożonego na obszarze prostokątnym P_1 (rys. 6.11), oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_{z,q} = \eta_{ni} q_i \quad (6.32)$$

w którym

$$\eta_{ni} = \left[\frac{(x - x_i)(y - y_i)}{|x - x_i||y - y_i|} \eta_{niI} + \frac{(x - x_i)(y_i + a_i - y)}{|x - x_i||y_i + a_i - y|} \eta_{niII} \right] - \left[\frac{(x - x_i - b_i)(y - y_i)}{|x - x_i - b_i||y - y_i|} \eta_{niIII} + \frac{(x - x_i - b_i)(y_i + a_i - y)}{|x - x_i - b_i||y_i + a_i - y|} \eta_{niIV} \right] \quad (6.33)$$



x, y - współrzędne punktu M, w którym wyznacza się $\sigma_{z,q}$;
 x_i, y_i - współrzędne naroża N (lewe, dolne) prostokąta P_1 ;
 b_i, a_i - długości boków obciążonego prostokąta P_1 , przy czym $a_i \parallel Y, b_i \parallel X$;
 η_{ni} - współczynnik rozkładu naprężenia obliczamy ze wzoru (6.33), dla każdego z czterech prostokątów P_j

Rys. 6.11. Schemat do wyznaczania współczynnika η_{ni} ze wzoru (6.33)

($j = I, II, III, IV$), mających wspólne naroże w punkcie M (rys. 6.11).

Długości boków prostokątów P_1 są równe wartości czynników iloczynu w mianowniku ilorazu przy η_{ni} .

Naprężenie $\sigma_{z,q}$ w dowolnym punkcie, wywołane działaniem układu n prostokątnych obszarów obciążonych P_i , oblicza się ze wzoru:

$$\bar{\sigma}_{z,q} = \sum_{i=1}^n \eta_{ni} q_i \quad (6.34)$$

W przypadku nierównomiernego rozkładu obciążenia (np. fundament obciążony mimośrodowo) za q_i przyjmuje się średnią wartość obciążenia jednostkowego, działającego na rozpatrywanym obszarze prostokątnym.

6.8. Naprężenia w gruncie pod fundamentem prostokątnym

Naprężenia $\bar{\sigma}_{z,q}$ od obciążenia q równomiernie rozłożonego na obszarze prostokątnym, o wymiarach LB (L - dłuższy bok prostokąta), oblicza się pod środkiem prostokąta ze wzoru:

$$\bar{\sigma}_{z,q} = \eta_m q \quad (6.35)$$

gdzie:

η_m - współczynnik z nomogramu na rysunku 6.12, dobieramy w zależności od stosunku $\frac{Z}{B}$ i $\frac{L}{B}$;

Z - zagłębienie mierzone od poziomu posadowienia [m].

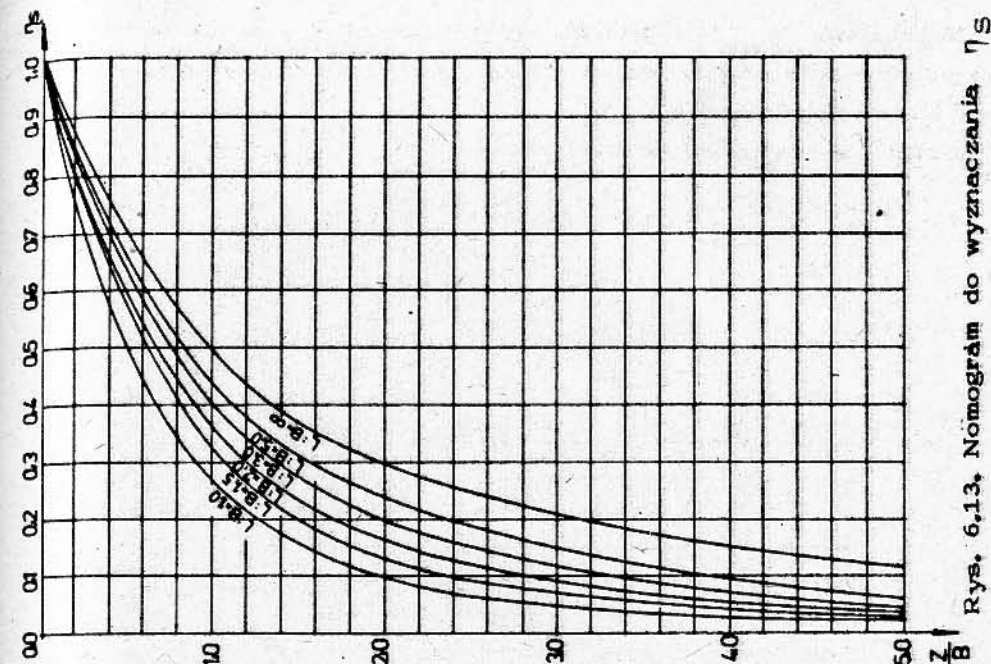
Naprężenie średnie $\bar{\sigma}_{z,q}$ pod obszarem prostokątnym, od obciążenia q równomiernie rozłożonego, oblicza się ze wzoru:

$$\bar{\sigma}_{z,q} = \eta_s q \quad (6.36)$$

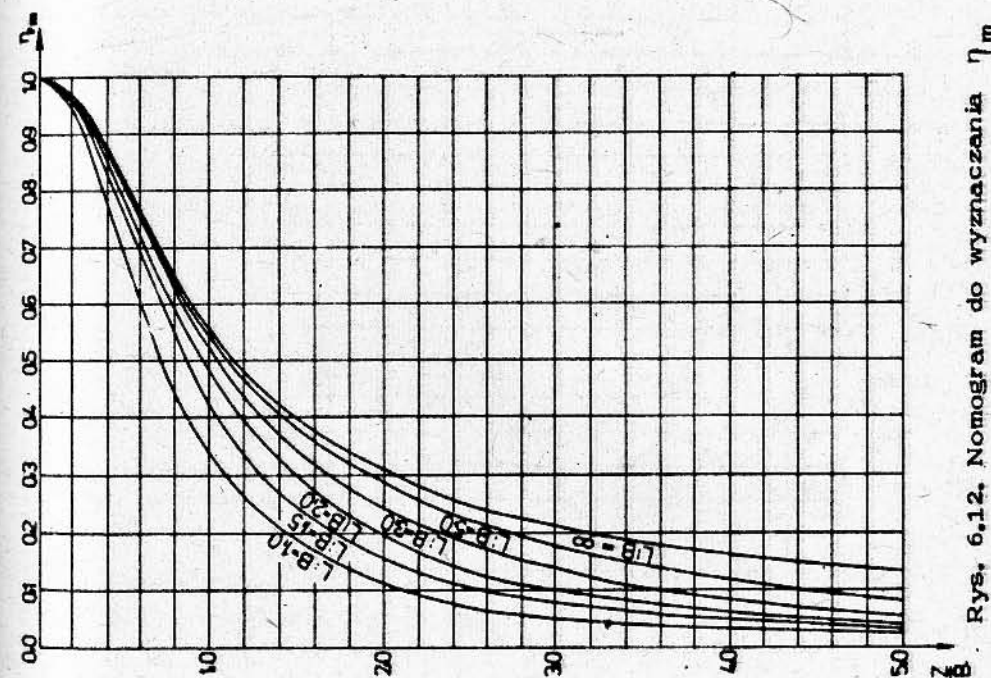
Wzór (6.36) można także wykorzystać jako przybliżony do obliczania naprężenia pod doskonale sztywnym fundamentem prostokątnym, przy czym:

$$q = q_s = \frac{Q}{LB} \quad (6.37)$$

Wartości współczynnika η_s przyjmuje się z nomogramu na rysunku 6.13.



Rys. 6.13. Nomogram do wyznaczania η_s



Rys. 6.12. Nomogram do wyznaczania η_m

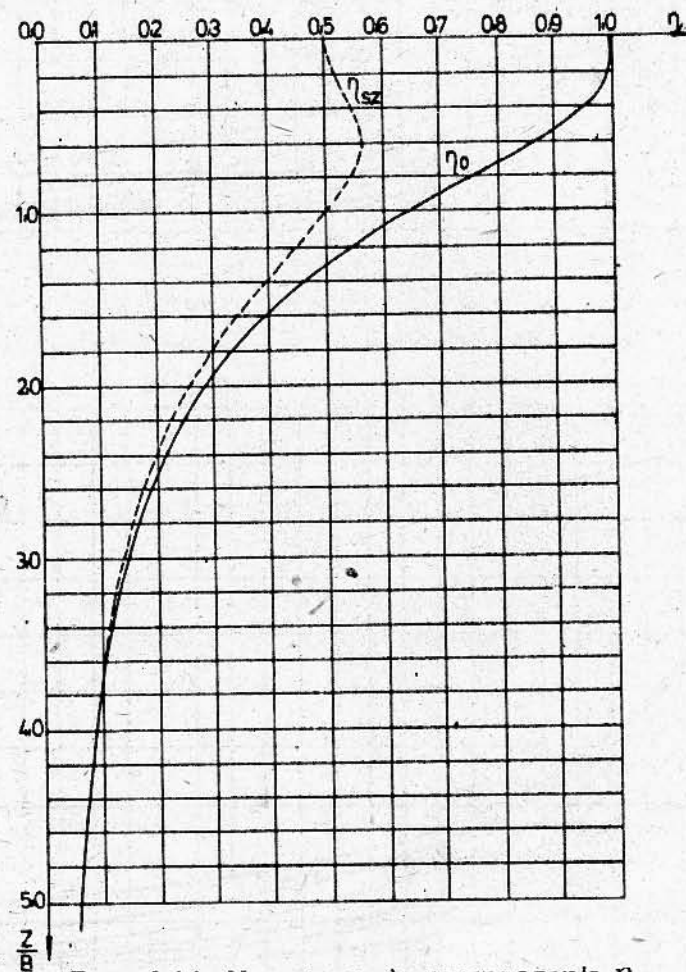
6.9. Naprężenia w gruncie pod fundamentem kołowym

Naprężenia $\bar{\sigma}_{z,q}$ w gruncie na głębokości Z ; mierzonej od podstawy fundamentu pod środkiem obszaru kołowego o promieniu R ; oblicza się według wzorów:

1) obciążenie równomiernie rozłożone q :

$$\bar{\sigma}_{z,q} = \eta_o q$$

$$\eta_o = 1 - \frac{\left(\frac{Z}{R}\right)^3}{\left[1 + \left(\frac{Z}{R}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}; \quad (6.38)$$



Rys. 6.14. Nomogram do wyznaczania η

2) obciążenie sztywnym fundamentem kołowym:

$$\bar{\sigma}_{z,q} = \eta_{sz} q_s \quad (6.39)$$

$$\eta_{sz} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{\left(\frac{Z}{R}\right)^2 \left[1 - \left(\frac{Z}{R}\right)^2\right]}{\left[1 + \left(\frac{Z}{R}\right)^2\right]^2} \right\}$$

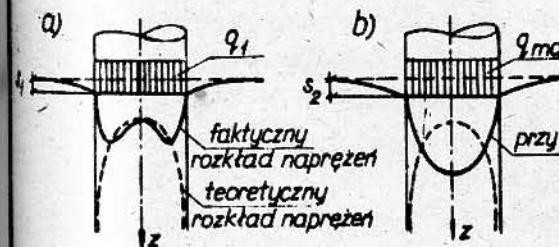
gdzie:

$$q_s = \frac{Q}{\pi R^2}$$

Wartości współczynników η_o i η_{sz} przyjmuje się z nomogramu na rysunku 6.14.

6.10. Rozkład naprężeń pod absolutnie sztywnymi ławami

Rozkład naprężeń w ośrodku gruntowym wyznaczano dotychczas przy założeniu, że powierzchnia obciążająca jest podatna i ugięta się z odkształceniem powierzchni gruntu. Takie przypadki mają miejsce przy obciążeniu podłoża nasypem, tłucznem lub cienką płytą betonową o małej sztywności. Gdy fundament jest murowany lub betonowy, o dużej sztywności własnej, rozkład naprężeń w poziomie posadowienia nie będzie równomierny. To samo ma miejsce i w górnych warstwach podłoża, do głębokości równej około połowy szerokości fundamentu.



Rys. 6.15. Rozkład naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia absolutnie sztywnego fundamentu: a) rozkład naprężeń w okresie początkowym; b) rozkład naprężeń przy maksymalnym nacisku

Pod sztywnym fundamentem o podstawie kołowej rozkład naprężeń w poziomie posadowienia wyznaczamy ze wzoru:

$$\bar{\sigma} = \frac{q}{2\sqrt{1 - \frac{q^2}{r^2}}} \quad (6.40)$$

gdzie:

q - odległość rozpatrywanego punktu od środka fundamentu,

r - promień podstawy fundamentu:

dla $q = 0$ $\bar{\sigma} = 0,5 q$; dla $q = r$ $\bar{\sigma} = \infty$.

Ponieważ naprężenie w gruncie nie może przekroczyć wartości krytycznej, grunt spod krawędzi fundamentu usuwa się i naciski przejmują grunt zalegający dalej, co powoduje zmianę rozkładu naprężeń (rys. 6.15).

Wniosek:

Rozkład naprężeń w poziomie posadowienia zależy:

- od wytrzymałości gruntu na ściananie,
- wielkości obciążenia,
- szerokości fundamentu.

Przy wąskich fundamentach rozkład naprężeń jest paraboliczny, przy szerokich fundamentach - siodłowy.

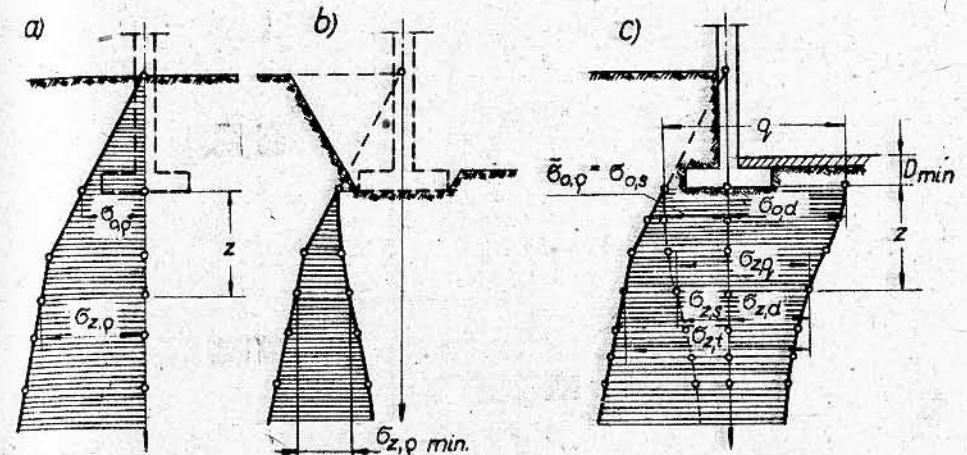
6.11. Wyznaczanie naprężeń pod fundamentami budowli

Przy wykonaniu obliczeń geostatycznych należy uwzględnić masę własną gruntów podłoża, wypór wód gruntowych, obciążenia od sąsiednich fundamentów i obiektów oraz odciążenia spowodowane wykopami.

W przypadku wykonania pojedynczego fundamentu, którego wymiary w planie odpowiadają wymiarom wykopu fundamentowego, naprężenia w podłożu gruntowym zmieniają się następująco:

- a) przed rozpoczęciem robót budowlanych istnieje stan pierwotny, a w podłożu występują naprężenia pierwotne $\bar{\sigma}_{z,p}$ (rys. 6.16a),
- b) po wykonaniu wykopu fundamentowego następuje stan odprężenia, a naprężenia pierwotne ulegają zmniejszeniu do wartości tzw. naprężeń pierwotnych minimalnych (rys. 6.16b); z wykonaniem wykopu fundamentowego wiąże się odprężenie podłoża o wartości $\bar{\sigma}_{z,p}$,
- c) po wykonaniu fundamentu i zasypaniu wykopu naprężenia w pod-

łożu osiągają wartość naprężeń pierwotnych; przyrosty naprężeń od wartości naprężeń pierwotnych minimalnych do wartości naprężeń pierwotnych nazywają się naprężeniami wtórnymi $\bar{\sigma}_{z,s}$ (rys. 6.16c);
d) po zakończeniu budowli następuje stan całkowitej konsolidacji podłoża, a w podłożu występują całkowite naprężenia $\bar{\sigma}_{z,t}$ (rys. 6.16c).



Rys. 6.16. Naprężenia w podłożu pod pojedynczym fundamentem

Naprężenia w gruncie działające pod fundamentem (przy obliczaniu osiadań) wyznacza się do głębokości z_{max} , na której jest spełniony warunek:

$$\bar{\sigma}_{z_{max,d}} \leq 0,3 \bar{\sigma}_{z_{max,q}} \quad (6.41)$$

Obszar znajdujący się pomiędzy podstawą fundamentu i głębokością określoną wzorem (6.41) nazywa się podłożem budowli (rys. 6.17). Na rysunku 6.17 zaznaczono poziom wody gruntowej. Poziomem tym albo zwierciadłem wody gruntowej nazywa się miejsce, w którym ciśnienie wody w porach gruntu jest równe atmosferycznemu. Gdy pory w gruncie są całkowicie wypełnione wodą, to efektywne naprężenie normalne jest określone równaniem naprężenia efektywnego:

$$\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - u; \quad (6.42)$$

w którym:

$\bar{\sigma}'$ - efektywne naprężenie normalne przenoszone przez kontakt pomiędzy ziarnami,

-

Jeśli grunt jest nasycony wodą częściowo, to naprężenie efektywne wynosi:

gdzie:

u_w - ciśnienie wody w porach przy częściowym nasyceniu gruntu;
 a_w - współczynnik, którego wartość wynosi $a_w = \frac{S_r}{100\%}$; gdzie
 S_r - stopień wilgotności [%].

Materiały budowlane, takie jak stal, drewno lub beton odkształcają się pod wpływem przyłożonego obciążenia zewnętrznego. Odkształcenia tych materiałów są sprężyste i znaczna ich część zanika po usunięciu obciążenia, tylko niewielkie pozostają jako trwałe. Zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami materiałów izotropowych są przedstawione w postaci dwóch stałych, a mianowicie, modułu sprężystości i współczynnika Poissona. Stałe te wiążą ze sobą zmianę objętości i zmianę postaci. W większości materiałów budowlanych zmiany objętości nie mają istotnego znaczenia.

159

charakteryzującego się przyrostem odkształceń przy obciążeniu stałym i wrażliwością na prędkość odkształcenia.

7.1. Moduł odkształcenia gruntu

Kiedy na próbkę gruntu działa obciążenie zewnętrzne, powstają odkształcenia, których tylko nieznaczna część stanowi odkształcenia sprężyste; przeważająca część po usunięciu obciążenia pozostaje jako odkształcenie trwałe. W przypadku pionowego obciążenia próbki gruntu bez bocznej osłony, a więc w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności, następuje jej boczne rozszerzenie się, co znacznie wpływa na zwiększenie się odkształcenia w kierunku działania obciążenia. Przyjmujemy jednoosiowy stan naprężenia i wobec tego naprężenia poziome są równe $\sigma_x = \sigma_y = 0$. Stosownie do prawa Hooke'a możemy zapisać:

$$E_o = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon_o} \quad (7.1)$$

gdzie:

E_o - moduł pierwotnego (ogólnego) odkształcenia gruntu (kPa); w jednoosiowym stanie naprężeń w warunkach umownej konsolidacji gruntu; tj. stosunek przyrostu efektywnego naprężenia normalnego ($+d\sigma'$) do przyrostu całkowitego odkształcenia względnego ($+d\varepsilon_o$) mierzonego w kierunku działania σ' (w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności gruntu);

$$E = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (7.2)$$

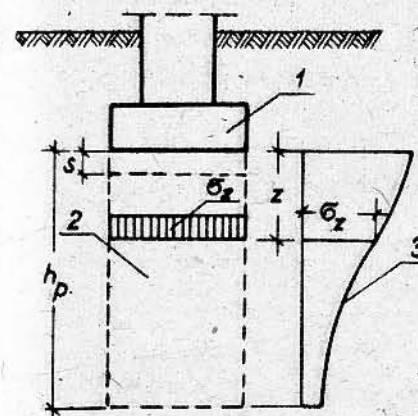
E - moduł wtórny (sprężystego) odkształcenia gruntu (kPa); tj. stosunek przyrostu efektywnego naprężenia normalnego ($+d\sigma'$) do przyrostu względnego, przeważająco sprężystego (odwracalnego), odkształcenia ($+d\varepsilon$), mierzonego w kierunku działania σ' .

Wzór (7.1) przedstawia jedno z podstawowych praw mechaniki gruntów i w praktyce ma zastosowanie do obliczania odkształceń grun-

tów. Oznaczeń modułów odkształceń gruntu E_o i E dokonuje się przy próbnym obciążeniu naturalnego podłoża gruntowego w terenie.

7.2. Edometryczny moduł ścisłości gruntu

Jednym z podstawowych zadań mechaniki gruntów jest wyznaczanie ostatecznych osiadań fundamentów, tzn. osiadań odpowiadających stanowi zakończonej konsolidacji podłoża gruntowego. Najbardziej rozpowszechnione metody obliczenia tych osiadań opierają się na założeniu, że osiadanie fundamentu jest równe skróceniu odpowiedniej bryły wydzielonej z podłoża (rys. 7.1).



Rys. 7.1. Sposób wyznaczania osiadania fundamentów: 1- fundament, 2- bryła pryzmatyczna wydzielona z podłoża, 3- wykres zmiennych naprężeń

Założenia do wyprowadzenia wzorów są następujące:

- wydzielona bryła ma tworzące pionowe i skończoną wysokość h_p ;
- omówiona bryła nie ma możliwości odkształcenia się w kierunkach poziomych (jednoosiowy stan odkształcenia), czyli:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0;$$

oraz

$$\sigma_x = \sigma_y = 0;$$

- naprężenia normalne pionowe σ_z są rozłożone równomiernie w każdym przekroju poziomym bryły i zmieniają się wzdłuż jej wysokości,
- naprężenia normalne pionowe σ_z liczy się wzdłuż osi fundamentu, a ich zmniejszenie następuje jak w półprzestrzeni sprężystej, jednorodnej i izotropowej.

Gdyby omawiana bryła była ciałem sprężystym, to wielkość jej skrócenia można byłoby obliczyć z ogólnego wzoru stereomechaniki technicznej:

$$s = \int_0^h \frac{\delta \sigma_z dz}{E} \quad (7.3)$$

gdzie:

E - moduł sprężystości Younga materiału bryty,

$$\delta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \quad (7.4)$$

ν - współczynnik Poissona.

Próbka gruntu w edometrze znajduje się w warunkach analogicznych do tych, w których znajduje się wycięta bryła pod fundamentem. Próbka ta podlega w edometrze określonemu zakresowi nacisków jednostkowych od σ'_1 do σ'_2 przy odpowiednich wysokościach próbki h oraz h_1 . Możemy więc zapisać:

$$d\sigma' = \sigma'_2 - \sigma'_1 \quad \text{oraz} \quad dh = h - h_1. \quad (7.5)$$

Ponieważ w obu przypadkach mamy do czynienia z jednoosiowym stanem odkształceń, można przyjąć, że:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= d\sigma' = \text{const}, & E &= E_o = \text{const}, \\ h_p &= h = \text{const}, & s &= dh = \text{const}. \end{aligned} \quad (7.6)$$

Ze wzoru (7.3) i warunków (7.6) mamy:

$$s = \frac{\delta \sigma_z}{E} h_p = \frac{\delta d\sigma'}{E_o} h_1 \quad (7.7)$$

czyli:

$$\frac{s}{h} = \frac{\delta d\sigma'}{E_o}$$

oraz

$$d\varepsilon_o = \frac{dh}{h} = \frac{\delta d\sigma'}{E_o} \quad (7.8)$$

Stąd:

$$E_o \frac{1}{\delta} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon_o} \quad (7.9)$$

gdzie:

δ - współczynnik wyrażający stosunek modułu odkształcenia gruntu w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności do edometrycznego modułu ścisłości.

Zatem:

$$M_o = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon_o} \quad (7.10)$$

gdzie:

M_o - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej (ogólnej) [kPa] (przy niemożliwej bocznej rozszerzalności);

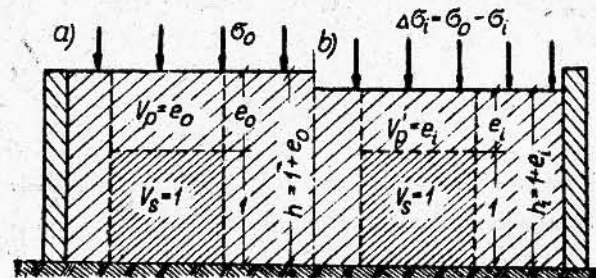
$+d\sigma'$ - przyrost efektywnego naprężenia normalnego;

$+d\varepsilon_o$ - przyrost całkowitego odkształcenia względnego mierzony w kierunku działania σ'_1 ;

$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon}$ [kPa] - edometryczny moduł ścisłości wtórnej (sprężystej).

7.3. Współczynnik ścisłości

W niektórych przypadkach, a mianowicie w literaturze zagranicznej i krajowej dotyczącej mechaniki gruntów bądź też w pracach badawczych przeprowadzonych na rzecz innych państw, ścisłość podłoża określona jest współczynnikiem ścisłości.



Rys. 7.2. Odkształcenia próbki gruntu w edometrze i zmiany wskaźnika porowatości.

Współczynnik ten zależy od porowatości i od zmian naprężeń w gruncie, przy obciążeniu w warunkach niemożliwej bocznej rozszerzalności (rys. 7.2).

Wydzielając z próbki gruntu element z podstawą o powierzchni $A = 1,0 \text{ cm}^2$ i objętości zawartego w nim szkieletu gruntowego $V_s = 1,0 \text{ cm}^3$ otrzymuje się w tym elemencie objętość porów równą wskaźnikowi porowatości. Pierwotna wysokość próbki (rys. 7.2a) wynosiła $h = 1 + e_0$, po przyłożeniu zaś obciążenia przy stałej objętości szkieletu gruntowego wysokość ta wyniesie $h_1 = 1 + e_1$. Nastąpiło więc zmniejszenie objętości porów równe $\Delta e_1 = e_0 - e_1$ i zmniejszenie wysokości próbki $\Delta h_1 = h - h_1$. Ponieważ $V_s = 1,0 \text{ cm}^3$, więc $\Delta h_1 = \Delta e_1$. Przez analogię ze wzorów (7.8) i (7.10) otrzymujemy:

$$\frac{\Delta h_1}{h} = \frac{1}{M_0} \Delta \sigma_1,$$

czyli:

$$M_0 = \frac{h \Delta \sigma_1}{\Delta h_1} = \frac{(1 + e_0) \Delta \sigma_1}{\Delta e_1}, \quad (7.11)$$

gdzie:

Δe_1 - zmiana wskaźnika porowatości przy zmianie naprężenia w gruncie o $\Delta \sigma_1$.

Stosunek $\frac{\Delta e_1}{\Delta \sigma_1} = a_1$ - nazywamy współczynnikiem ścisłości dla danego zakresu obciążeń $[\text{kPa}^{-1}]$

$$M_0 = \frac{1 + e_0}{a_1} \quad (7.12)$$

Wzór (7.12) określa prawo mechaniki gruntów Terzagiego i ma zastosowanie do obliczania osiadania budowli.

7.4. Współczynnik rozporu bocznego

Przy analizie stanu naprężeń gruntów, w przypadku ich ściskania w warunkach niemożliwej bocznej rozszerzalności, istotne znaczenie ma tzw. współczynnik rozporu bocznego. Z doświadczeń wynika, że jakiegokolwiek zwiększenie ciśnienia na płaszczyznę poziomą gruntu wzbudza odpowiednie dla niego zwiększenie parcia $d\sigma_x = K_0 d\sigma_z$ (działającego na pionową płaszczyznę). W ogólnym przypadku współczynnik rozporu bocznego gruntu (K_0) wynosi:

$$K_0 = \frac{d\sigma_x}{d\sigma_z}. \quad (7.13)$$

Po rozdzieleniu zmiennych i scałkowaniu otrzymuje się:

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z + C, \quad (7.14)$$

gdzie:

σ_x - parcie poziome (boczne);

σ_z - ciśnienie pionowe;

C - stała całkowania określona z warunków początkowych.

Stała całkowania C może być różna, w zależności od początkowych warunków doświadczenia i rodzaju gruntu. W początku doświadczenia parcie poziome dla piasku luźnego lub innego gruntu niespoistego wynosi $\sigma_{x,0} = 0$. Stąd $C = 0$. Jeśli podany jest badaniu piasek zagęszczony, to w początkowym momencie doświadczenia parcie poziome będzie równe pewnej wartości $\sigma_{x,0}$, a stała całkowania $C = \sigma_{x,0}$.

Podczas badania gruntów spoistych, znajdujących się pod działaniem kapilarnego podciągania wody, zewnętrzne ciśnienie przekazuje się na mocne cząstki mineralne tylko wtedy, gdy przekroczy wielkość kapilarnego podciągania wody w porach gruntu. Średnia intensywność ciśnienia, obliczona na podstawie wzoru Laplasa, wynosi:

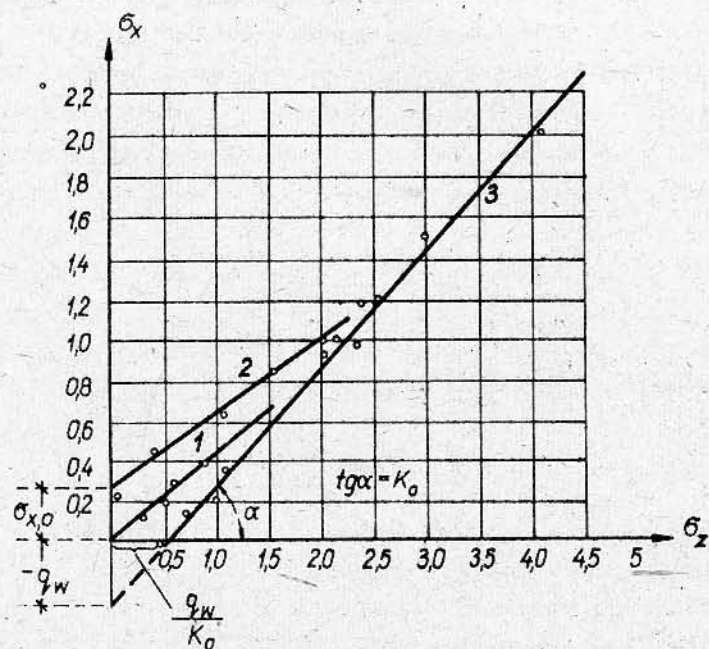
$$q_w = \frac{2\sigma_n}{r} = \frac{4\sigma_n}{d}, \quad (7.15)$$

w którym:

σ_n - napięcie powierzchniowe wody;

$d = 2r$ - średnia średnica kapilarów gruntu.

W każdym momencie badania prowadzonego w warunkach swobodnego wypływu wody ciśnienie q_w pozostaje stałe. Stała całkowania równa się $C = -q_w$.



Rys. 7.3. Wyniki doświadczeń współczynnika rozporu bocznego: 1- piasek luźny, 2- piasek zagęszczony, 3- glina piaszczysta

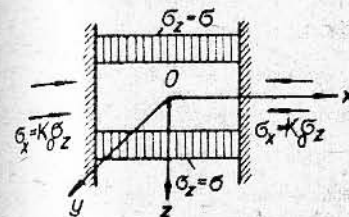
Wyniki prac eksperymentalnych przedstawia rysunek 7.3, na którym wykreślone linie proste są nachylone do poziomu pod różnymi kątami α . Tangens α równa się K_0 , tj. współczynnikowi rozporu bocznego gruntu. Wartości liczbowe współczynnika rozporu bocznego otrzymane z doświadczeń są następujące:

- dla piasków od 0,35 do 0,41;
- dla glin piaszczystych od 0,5 do 0,7;
- dla glin od 0,7 do 0,74.

Grunt badany w pierścieniu edometrycznym odkształca się pod działaniem pionowego obciążenia σ_z , tylko w kierunku osi z .

Boczne odkształcenia w kierunkach osi x i y są równe zero, gdyż przeciwdziała temu metalowa ścianka pierścienia o znacznej sztywności (rys. 7.4).

Jeśli przyjąć oznaczenie σ_z jako normalne naprężenie działające na grunt wzdłuż osi z , a równoległe do osi x i y - przez σ_x i σ_y , to w warunkach ściskania gruntu w edometrze można zapisać:



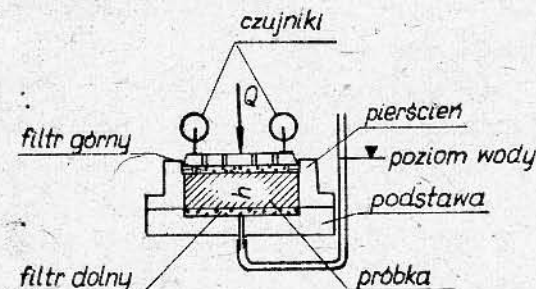
$$\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z \quad (7.16)$$

Rys. 7.4. Schemat ściśnięcia gruntu w edometrze

gdzie: K_0 - współczynnik rozporu bocznego.

7.5. Oznaczanie edometrycznych modułów ścisłości

Oznaczania edometrycznych modułów ścisłości dokonuje się na próbkach gruntów spoistych o nienaruszonej strukturze. Wymiary przygotowanych próbek powinny wynosić: wysokość nie mniej niż 18 mm oraz średnica próbki (pierścienia edometru) co najmniej 70 mm. Można również stosować średnicę 50 mm przy badaniu gruntów spoistych nie zawierających ziaren > 2 mm o stopniu plastyczności $J_L > 0,5$. Stosunek wysokości próbki do jej średnicy powinien być zawarty w przedziale 1/4 do 1/3. Przy stosunkach większych wprowadza się edometry z pływającymi pierścieniami.



Rys. 7.5. Edometr

Edometr (rys. 7.5) powinien być ustawiony w miejscu zabezpieczonym od przypadkowych uderzeń i nasłonecznienia. W pomieszczeniu, w którym zainstalowane są edometry należy ograniczyć zmiany temperatury. Niedopuszczalne jest wystawianie edometrów na wpływ temperatur ujemnych. Badanie w edometrze stosuje się nie tylko dla wszystkich gruntów spoistych, lecz także dla gruntów próchnicznych, namutu i torfu.

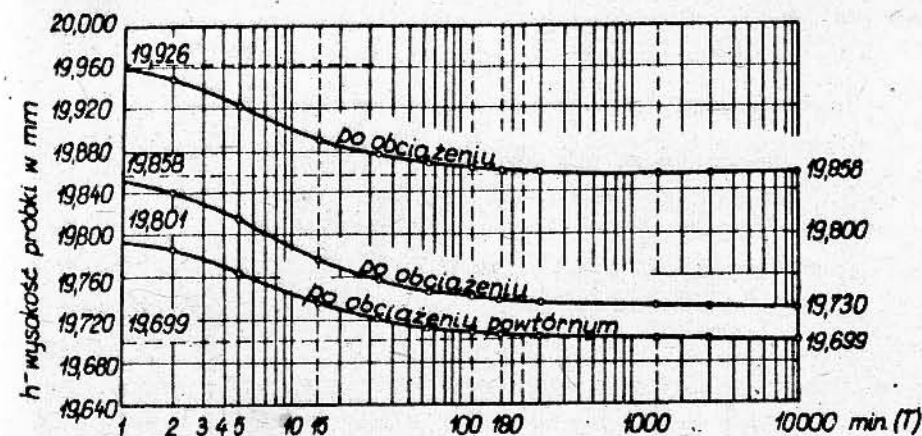
Na początku badania napełniamy, za pomocą rurki piezometrycznej, dolną część edometru wodą (do poziomu górnej części filtru dolnego),

następnie na dolnym filtrze układamy papierowy sącze. Potem umieszczamy próbkę gruntu w pierścieniu edometrycznym i na nią dajemy papierowy sącze oraz filtr górny. Dalejsza czynność obejmuje ustawienie czujników do pomiaru osiadań filtru górnego i notowanie ich wskazań. Filtr górny obciąża się siłą dającą średni nacisk na próbkę $0,0125 \text{ MPa}$ i równocześnie notuje się czas. W dalszym ciągu następuje zalanie górnego filtru wodą, do poziomu krawędzi pierścienia. Próbkę umieszczoną w edometrze obciąża się $- 0,0125 \text{ MPa}$, a następnie dodaje kolejno obciążenia dające średni nacisk na próbkę: $0,025$; $0,05$; $0,1$; $0,2 \text{ MPa}$. W przypadkach uzasadnionych stosuje się średni nacisk $0,4 \text{ MPa}$. Następny stopień obciążenia dodaje się po uprzednim uzyskaniu umownej stabilizacji osiadań spowodowanych poprzednim obciążeniem. Przy każdym stopniu obciążenia notuje się wskazania czujników po upływie: 1 ; 2 ; 5 ; 15 ; 30 min. , 1 ; 2 ; 4 ; 6 i 24 godz. itd., aż do chwili osiągnięcia umownej stabilizacji osiadań. Za umowną stabilizację osiadań przyjmuje się stabilizację w tej chwili, kiedy zmiana osiadań w stosunku do wysokości próbki wyniosła co najwyżej $0,002$ w ciągu następujących okresów:

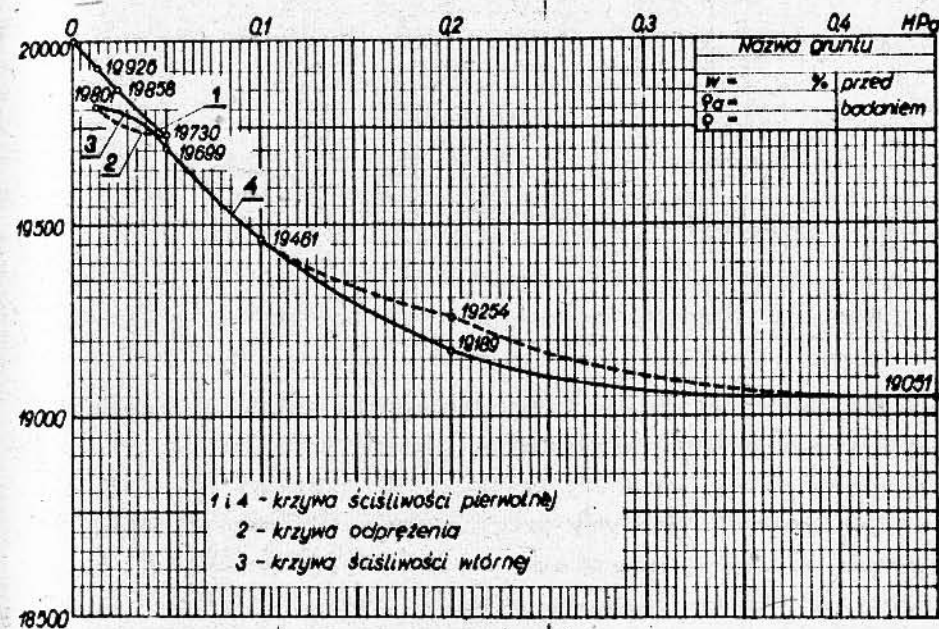
- dla gruntów mało spoiстых 2 godz.,
- dla gruntów średnio spoiстых i zwięzło spoiстых 6 godz.,
- dla gruntów bardzo spoiстых i organicznych próchnicznych 16 godz.,
- dla namulów i torfów 40 godz.

Po osiągnięciu stabilizacji osiadań, przy ostatnim stopniu obciążenia, odciaża się próbkę do wartości $0,0125 \text{ MPa}$ i prowadzi pomiary jej odkształceń aż do umownej stabilizacji.

O ile badanie służy do potrzeb oznaczenia wartości M obciążenia próbki przeprowadza się powtórnie, jak omówiono wyżej, a następnie się te próbki odciaża. Po całkowitym odciażeniu próbki gruntu osusza się lignią obie jej powierzchnie w pierścieniu edometrycznym, następnie wyciska próbkę z pierścienia i oznaczają jej gęstość objętościową oraz wilgotność. Wykres konsolidacji $h = f(T)$ sporządzamy w zależności od potrzeby, przy czym w skali logarytmicznej na osi odciętych odmierza się czas T , na osi zaś rzędnych odpowiednie wysokości próbki h , obliczone na podstawie odkształceń próbki dla notowanych czasów T . Wykres ścisłości $h = f(\delta)$ sporządzamy w każdym przypadku. Na osi odciętych odmierzamy jednostkowe naciski, a na osi rzędnych wysokości próbki, obliczone dla stanów umownej stabilizacji (rys. 7.6 i rys. 7.7).



Rys. 7.6. Przykład wykresu konsolidacji gruntu



Rys. 7.7. Wykres ścisłości gruntu

Obliczenie edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej M_0 przeprowadza się dla określonego zakresu nacisków od δ_{-1} do δ_1 . Z wykresu ścisłości odczytuje się odpowiednie wysokości h_{-1} i h_1 . Moduł odkształcenia (M_0) oblicza się ze wzoru:

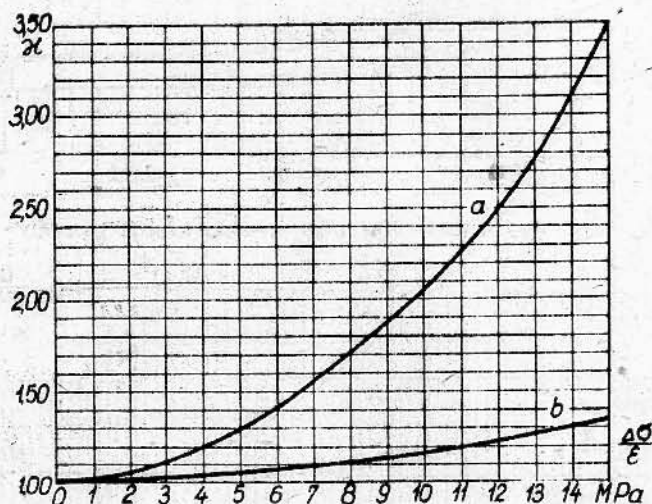
$$M_0 = \frac{\Delta \delta}{\epsilon} \times i \quad (7.17)$$

w którym:

$\Delta \delta$ - przyrost obciążenia jednostkowego próbki ($\delta_1 - \delta_{1-1}$);

ϵ - odkształcenie jednostkowe próbki ($\frac{h_{1-1} - h_1}{h_{1-1}}$);

α - współczynnik poprawkowy przyjmowany z krzywej "a" z rysunku 7.8, zależny od wartości $\frac{\Delta \delta}{\epsilon}$.



Rys. 7.8. Nomogram do obliczania współczynników edometrycznych

Obliczone wartości edometrycznych modułów ścisłości należy zwiększyć ze względu na odkształcenia własne edometru oraz ze względu na powstałe zmiany struktury próbki gruntu podczas jej badania. Wartości tych modułów mnożymy przez odpowiednie współczynniki α . Współczynnik α według nomogramu z rysunku 7.8 określamy:

- z krzywej "a" - przy obliczaniu modułów ścisłości pierwotnej;
- z krzywej "b" - przy obliczaniu modułów odprężenia i modułów ścisłości wtórnej.

Jeśli po wykonaniu czynności związanych z przygotowaniem edometru i próbki do badania ma miejsce wzrost wysokości próbki, należy przeprowadzić oznaczenie ciśnienia pęcznienia.

7.6. Oznaczanie ciśnienia pęcznienia gruntów spoistych

Oznaczanie dotyczy próbek o nienaruszonej strukturze gruntów spoistych. Próbki przygotowuje się analogicznie jak do oznaczania edometrycznych modułów ścisłości. Przeprowadzając oznaczenie ciśnienia pęcznienia gruntów używamy wody gruntowej z terenu, z którego pobrano próbki. Mieszaninę wody wodociągowej i destylowanej (w stosunku objętościowym 1:1) stosuje się w przypadku pęcznienia zachodzącego w obecności wód opadowych infiltrujących w podłoże. Do wykonania oznaczenia należy przygotować pięć próbek. Z każdej próbki, po uformowaniu jej w pierścieniu, należy zebrać nadmiar gruntu z części górnej oraz dolnej i przeznaczyć ten grunt do oznaczania wilgotności.

W celu ustalenia przybliżonej wartości ciśnienia pęcznienia wykonuje się oznaczenie wstępne. Próbkę umieszcza się w edometrze (rys. 7.5). Po jej obciążeniu do 0,05 MPa doprowadza się wodę i bezpośrednio po tym notuje wskazania czujników. Po upływie 10 minut dokonuje się odczytu powtórnego. Jeśli w tym czasie wysokość próbki wzrosła o więcej niż 0,05 mm, należy zwiększyć obciążenie do 0,1 MPa, kontrolując jednocześnie przyrost wysokości próbki. Czynność tę powtarza się do momentu, gdy przyrost wysokości będzie wynosić mniej niż 0,05 mm. Należy wówczas zmniejszyć przyrost obciążeń do 0,025 MPa, a czas obserwacji przedłużyć do 30 minut. Przybliżona wartość ciśnienia pęcznienia p_c obliczana jest jako średnia arytmetyczna:

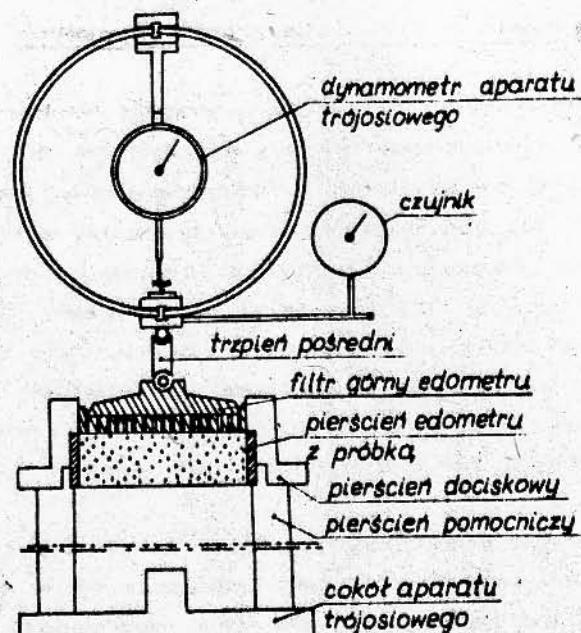
- ostatniego obciążenia, przy którym próbka wykazywała jeszcze przyrost wysokości (pęcznienie);
- pierwszego obciążenia, przy którym próbka wykazała już zmniejszenie się wysokości (osiadanie).

Dalej przeprowadza się oznaczenie właściwe. Polega ono na tym, że zakłada się do edometru 4 próbki badanego gruntu. Dwie z nich należy obciążyć siłą jednostkową $\delta_1 = p_c + g_1$ oraz $\delta_2 = p_c + 2g_1$, zaś dwie pozostałe siłą $\delta_3 = p_c - g_1$ oraz $\delta_4 = p_c - 2g_1$, przy czym g_1 przyjmuje się w następujący sposób:

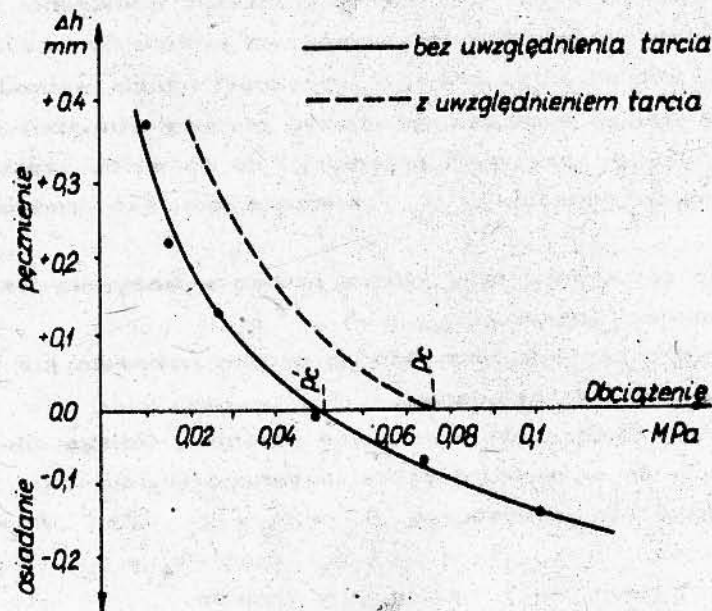
$$g_1 = 0,025 \text{ MPa, gdy } 0,05 < p_c \leq 0,25 \text{ MPa,}$$

$$g_1 = 0,05 \text{ MPa, gdy } 0,25 < p_c \leq 0,40 \text{ MPa,}$$

$$g_1 = 0,10 \text{ MPa, gdy } p_c > 0,40 \text{ MPa.}$$



Rys. 7.9. Przyrząd do oznaczania siły tarcia pomiędzy próbką a pierścieniem edometru



Rys. 7.10. Wykres ciśnienia pęcznienia gruntu

Następnie prowadzi się pomiary odkształceń do umownej stabilizacji. Po uzyskaniu stabilizacji należy szybko zdjąć obciążenie i wyjąć pierścien z próbką z edometru oraz usunąć nadmiar wody za pomocą litaniny. Oznaczanie ciśnienia pęcznienia przeprowadza się jedynie w przypadku gruntów dostatecznie jednorodnych, gdy różnice wilgotności poszczególnych próbek nie przekraczają 5%. Wszystkie wyjęte z edometru próbki w pierścieniach umieszcza się w uchwycie złożonym z dwóch pierścieni (rys. 7.9) i ustawia na cokole aparatu trójosiowego, a na próbce umieszcza się filtr górny edometru. Następnie zestawia się czujniki do pomiaru osiadania i uruchamia aparat trójosiowy. W czasie działania aparatu trójosiowego odczytuje się na jego dynamometrze wielkości siły tarcia P_2 , gdy czujniki wykażą przesuwanie się próbki w pierścieniu edometru, i notuje się wielkości tej siły. W przypadku stosowania edometrów z pierścieniem pływającym nie oznacza się siły tarcia P_2 i przyjmuje jej wielkość równą zero.

Ciśnienie pęcznienia (p_c) jest to jednostkowe obciążenie normalne, które należy przyłożyć na powierzchnię próbki gruntu w edometrze, gdy znajduje się ona w kontakcie z wodą, gdy jej zmiany wysokości były równe zero. Wielkość ciśnienia pęcznienia gruntu należy ustalać przez interpolację, na podstawie przykładowo podanego wykresu; według rysunku 7.10, na którego osi pionowej odклада się zmiany wysokości badanych próbek a na osi poziomej wartości ciśnienia p_c obliczone ze wzoru:

$$p_{c,i} = \bar{\sigma}_i - \frac{P_{2,i}}{F}, \quad (7.18)$$

gdzie:

F - pole próbki gruntu w pierścieniu edometru [m^2];

$\bar{\sigma}_i$ - naciski jednostkowe próbek dla czterech wartości przyjętych w oznaczeniu właściwym [Pa];

$P_{2,i}$ - odpowiednie siły tarcia pomiędzy tymi próbkami a pierścieniem edometru [N].

Wszystkie punkty wykresu powinny leżeć na jednej linii. Przecięcie tej linii z osią odciętych określa wartość ciśnienia pęcznienia p_c badanego gruntu. Dwie próbki powinny wykazać pęcznienie, a dwie osiadanie.

O ile wymiary próbek nie pozwalają wykonać badań edometrycznych, to dla zaliczenia danego gruntu do pęczniejących posługujemy się następującym kryterium:

$$\frac{\bar{e}_L - e_n}{1 + e_n} > 0,3 ; \quad (7.19)$$

gdzie:

e_n - wskaźnik porowatości naturalnej,

$\bar{e}_L$ - wskaźnik porowatości przy wilgotności w stanie całkowitego nasycenia porów wodą i równej granicy płynności według Wasiljewa ($w = w_L$).

7.7. Wskaźnik osiadania zapadowego

Oznaczanie wskaźnika (i_{mp}) osiadania zapadowego, przeprowadzamy w warunkach jednoosiowego (edometrycznego) stanu odkształcenia. Wskaźnik ten określa się metodą edometryczną, przy czym aparat dostosowany jest do badań wodoprzepuszczalności gruntów zapadowych. Wielkość wskaźnika osiadania zapadowego obliczamy ze wzoru:

$$i_{mp} = \frac{h - h'}{h_0} ; \quad (7.20)$$

w którym:

h - wysokość próbki nienaruszonej po stabilizacji odkształceń, przy naprężeniu całkowitym σ_{zt} , odpowiadającym masie gruntu i budowli przed nasyceniem wodą,

h' - wysokość próbki jak wyżej, lecz po całkowitym nasyceniu próbki wodą,

h_0 - wysokość próbki po stabilizacji odkształceń, przy naprężeniu pierwotnym $\sigma_{z,0}$ odpowiadającym masie gruntu na rozpatrywanej głębokości.

Bez przeprowadzania badań w edometrze można dokonać przybliżonej oceny i zaliczyć do gruntów zapadowych te, dla których spełnione są równocześnie następujące warunki:

$$a) S_r \leq 0,6 ; \quad b) \frac{\bar{e}_L - e_n}{1 + e_n} \leq 0,1 ; \quad (7.21)$$

gdzie:

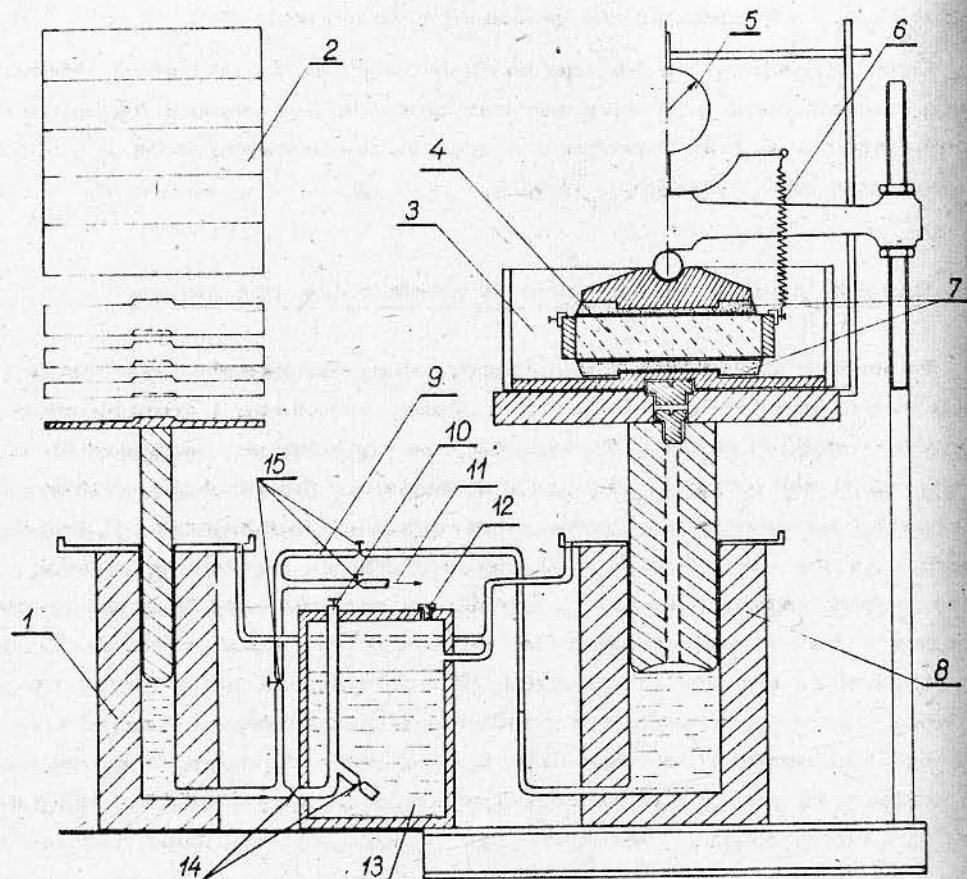
e_n i $\bar{e}_L$ są wielkościami omówionymi w punkcie 7.6.

Grunt zapadowy o strukturze nietrwałej jest to taki grunt, który ulega zagęszczeniu pod wpływem zawilgocenia bez zmiany działającego obciążenia. Grunty zapadowe o strukturze nietrwałej mają $i_{mp} > 0,02$, o strukturze zaś trwałej $i_{mp} \leq 0,02$.

7.8. Badanie gruntów w edometrze z pierścieniem pływającym

Edometr z pierścieniem pływającym służy do badań konsolidacji długotrwałej gruntów organicznych o słabej strukturze i gruntów mineralnych o małej nośności. Ze względu na konieczność zwiększenia dokładności badań przyjęte jest takie rozwiązanie konstrukcyjne, które znacznie ogranicza straty tarcia w urządzeniu obciążającym. Z tego powodu zastosowany jest w urządzeniu pierścień pływający, którego masa zrównoważona jest przez dodatkowe sprężyste podwieszenie, konieczne wobec spodziewanej małej adhezji gruntu do pierścienia. Średnica próbki gruntu jest co najmniej 20 mm, mniejsza od średnicy cylindra. Ponieważ odkształcenia względne próbki gruntu w czasie konsolidacji długotrwałej są niewielkie, trzeba zwrócić szczególną uwagę na dokładność pomiaru początkowej wysokości próbki oraz na dokładność jej odkształceń. Urządzenie tego rodzaju ma umożliwić badania dwóch próbek gruntu w jednakowych warunkach i określić przez to samo stopień powtarzalności badań. Warunki mikroklimatyczne edometru nie mogą być w czasie przeprowadzania badań naruszone. Na schemacie pokazanym na rysunku 7.11 obciążenie próbki gruntu umieszczonej pomiędzy dwiema płytkami przesiąkalnymi (dyskami porowymi) oparte jest na zasadzie słownika hydraulicznego. Zestaw (typu IBW-PAN) składa się z dwóch urządzeń: z nadajnika ciśnienia 1 oraz jednego lub dwóch odbiorników ciśnienia 8. Głównymi częściami składowymi nadajnika i odbiornika są pionowo usytuowane cylindry hydrauliczne i dopasowane do nich z odpowiednim luzem tłoki bez dodatkowych pierścieni uszczelniających. Cylindry urządzeń wypełnione olejem

I połączone giętkimi przewodami tworzą zamknięte naczynia połączone. Dzięki różnym średnicom cylindrów obciążenie odważnikami talerzowymi 2 tłoka nadajnika wywołuje zwielokrotnioną siłę działającą na tłoki odbiorników, a tym samym na próbki gruntu. Przyrost obciążenia jest



Rys. 7.11. Edometr z pierścieniem pływającym: 1- nadajnik, 2- obciążniki, 3- naczynie na wodę lub płynną parafinę, 4- próbka gruntu, 5- czujnik zegarowy, 6- sprężynka podtrzymująca pierścień, 7- dyski porowe, 8- odbiornik, 9- elastyczny przewód ciśnieniowy, 10- pompka oleju, 11- przewód do drugiego odbiornika, 12- odpowietrzenie zbiornika oleju, 13- zbiornik oleju, 14- zawory zwrotne, 15- zawory odcinające

stopniowany, od 0,01 do 0,8 MPa na jednostkę powierzchni próbki gruntu. W razie potrzeby urządzenie można również przystosować do badań z liniowym przyrostem siły w czasie. W układzie hydraulicznym są zawory odcinające 15. Jeden z nich pozwala spuścić dowolną ilość

oleju do zbiornika zapasowego, drugi służy do zamknięcia przepływu pomiędzy nadajnikiem i odbiornikami. Dodatkowe zawory igłowe 14 pozwalają odciąć dopływ oleju do poszczególnych odbiorników lub zmniejszyć przekrój przepływu oleju, a tym samym dowolnie wydłużyć czas przyrostu ciśnienia w odbiornikach po zmianie od chwili otwarcia zaworu odcinającego. Odbiornik przystosowany jest do badań z pierścieniem edometrycznym o średnicy 70 mm i wysokości 16, 18,5 i 20 mm, zanurzonym w naczyniu z wodą 3. Masa pierścienia zrównoważona jest siłą odpowiednio napiętych sprężyn śrubowych 6. Specjalne ukształtowanie krawędzi dysków oporowych 7 zapobiega ich zatarciu w pierścieniu edometrycznym w przypadku skośnego ustawienia się. Odbiornik zaopatrzony jest w układ pomiarowy pozwalający ustalić z dokładnością do +10 µm wysokość początkową badanej próbki gruntu, jak też zmniejszenie jej wysokości w czasie konsolidacji. W skład zestawu edometrycznego wchodzi również wycinarka do napełnienia pierścienia edometrycznego próbką gruntu o nienaruszonej strukturze.

Wyniki badań umożliwiają określenie zależności odkształceń jednostkowych i sprowadzonego współczynnika ścisłości gruntu od obciążenia na podstawie wzorów:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = a \ln \delta + b, \quad (7.22)$$

$$m_v = \frac{a}{\delta}, \quad \left(= \frac{1}{E_0} \right) \quad (7.23)$$

w których:

- ε - jednostkowe odkształcenie próbki gruntu;
- Δh - odkształcenie próbki gruntu [mm];
- h_0 - wysokość początkowa próbki [mm];
- a, b - współczynniki równania (7.22)
- m_v - sprowadzony współczynnik ścisłości [Pa^{-1}].

7.9. Stan naprężeń i odkształceń gruntów w podłożu

Nośność podłoża obciążonego budowlą jest zależna również od wytrzymałości na ścinanie gruntów zalegających w podłożu. Wytrzymałość na ścinanie τ_f jest to największe naprężenie ścinające, prze-

rowane przez grunt w płaszczyźnie poślizgu w danych warunkach. Przekroczenie wytrzymałości na ścinanie prowadzi do zniszczenia gruntu w tej płaszczyźnie, to jest do załamania struktury i płynięcia gruntu.

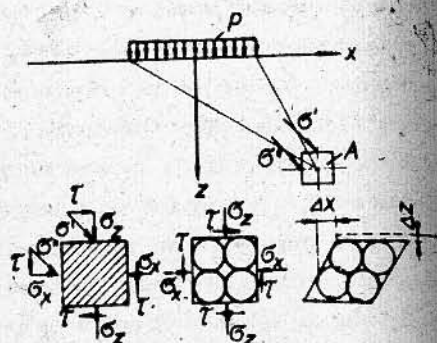
Jeśli przyłożyć na powierzchnię gruntu obciążenie zewnętrzne p , to pod jego działaniem powstaje w podłożu pewien stan naprężeń. Działające obciążenie p wywołuje naprężenie całkowite σ' oraz σ'' , skierowane na sąsiednie płaszczyzny sześciianu wyciętego (w myśl) w podłożu (rys. 7.12). Naprężenia całkowite σ' i σ'' można rozłożyć na składowe naprężenia normalne σ_z i σ_x oraz naprężenia styczne τ . Tym czynnym naprężeniami, działającym po jednej stronie boku sześciannu, towarzyszą reakcje naprężeń przeciwnie skierowane, występujące po drugiej stronie sześciannu (patrz rys. 7.12). Sześcienny element gruntu ulega ściskaniu pod działaniem naprężeń normalnych (rys. 7.12). Pod działaniem naprężeń ścinających zmienia się jego stan geometryczny. Gdy naprężenia ścinające przekroczą wytrzymałość na ścinanie ziarn w punktach styku, następuje ścieśnienie i tworzy się stan scharakteryzowany przemieszczeniami Δz i Δx . Odkształcenia te są nieodwracalne i świadczą o zniszczeniu struktury gruntu w danym punkcie.

Przyczyną tego zniszczenia są naprężenia styczne τ , które w danym punkcie przewyższają wielkość wytrzymałości gruntu na ścinanie τ_f . Jeśli $\tau < \tau_f$, to nie ma poślizgu, jeśli $\tau = \tau_f$, to jest stan równowagi, zaś przy $\tau > \tau_f$ występuje poślizg. Wytrzymałość gruntu na ścinanie zależy od oporu tarcia wewnętrznego gruntu i od oporu spójności właściwej. Wielkość wytrzymałości na ścinanie wyznacza się ze wzoru:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \phi' + c' \quad (7.24)$$

gdzie:

- σ' - efektywne naprężenie normalne [kPa],
- ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego w stopniach,
- c' - spójność efektywna [kPa],



Rys. 7.12. Stan naprężeń i odkształceń gruntu w punkcie A w podłożu pod fundamentem

oraz w praktyce ze wzoru Coulomba:

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi_u + c_u \quad (7.25)$$

gdzie:

- σ - naprężenie normalne prostopadłe do powierzchni ścinania [kPa],
- ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego [°],
- c_u - spójność gruntu [kPa].

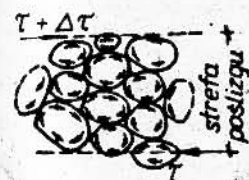
Wzór (7.24) przedstawia jedno z kolejnych praw mechaniki gruntów, służące do obliczania granicznej wytrzymałości, stateczności gruntów i parcia gruntów na budowle.

7.10. Opór tarcia wewnętrznego i opór spójności właściwej

Przy ścinaniu gruntów mamy do czynienia w strefie poślizgu z oporami tarcia posuwistego i potoczystego, oporem zazębienia i oporem materiału ziarn.

Opór tarcia posuwistego dotyczy gruntów spoiowych i niespoiowych i ma miejsce na powierzchniach poślizgu ziarn lub cząstek. Natomiast opór tarcia potoczystego wynika z obrotu ziarn w stosunku do ziarn sąsiednich.

Na rysunku 7.13 widoczny jest ruch przeciwbieżny w punktach



Rys. 7.13. Mechanizm oporu ścinania w gruncie niespoiowym

styku ziarn gruntu niespoiowego. Ruch ten powoduje powstawanie tarcia cząstek o siebie. Łączne opory tarcia posuwistego, potoczystego oraz opór struktury i zazębienia nazywamy oporem tarcia wewnętrznego. Wielkość oporu tarcia wewnętrznego wyraża się wzorem:

$$t = \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (7.26)$$

gdzie:

- t - opór tarcia wewnętrznego [kPa],

reszta oznaczeń jak w punkcie 7.9.

Wielkość efektywnego kąta tarcia ϕ' zależy od: składu mineralogicznego gruntu, wielkości ziarn i ich kształtu, stopnia zagęszczenia gruntu, stopnia nasycenia wodą i rodzaju powierzchni ziarn (zaokrąglone lub mające krawędzie ostre).

Spójnością właściwą gruntu spoiowego będziemy nazywać naprężenie powodujące wzajemne przyciąganie cząstek gruntu. Jeżeli chcemy

cząstki przesunąć względem siebie, to musimy pokonać opór spójności właściwej. Opór ten można obliczyć ze wzoru:

$$\bar{c} = \bar{\sigma}_c \operatorname{tg} \phi' \quad (7.27)$$

gdzie:

$\bar{c}$ – opór spójności właściwej [kPa];

$\bar{\sigma}_c$ – spójność właściwa [kPa].

Opór spójności właściwej działa stycznie do powierzchni ścinania w gruntach spoiowych, natomiast spójność właściwa działa prostopadle do tej powierzchni. Wielkość tego oporu jest zależna od zawartości cząstek łowych w jednostce objętości gruntu. Im większa jest ilość cząstek łowych, tym większa jest liczba punktów styku cząstek na jednostkę powierzchni ścinania. Opór spójności właściwej zależy również od składu mineralogicznego cząstek oraz od jakości i stężenia elektrolitów.

7.11. Wytrzymałość gruntu spoiowego na ścinanie

Wytrzymałość na ścinanie jest to największe naprężenie ścinające przejmowane przez grunt w płaszczyźnie w danych warunkach:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \phi' + c'.$$

Oznaczenie wielkości naprężeń efektywnych nie jest jeszcze powszechnie przeprowadzane w laboratoriach, dlatego też w praktyce korzysta się ze wzoru (7.25):

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi_u + c_u,$$

w którym σ jest naprężeniem normalnym równym $\sigma = \sigma' + u$.

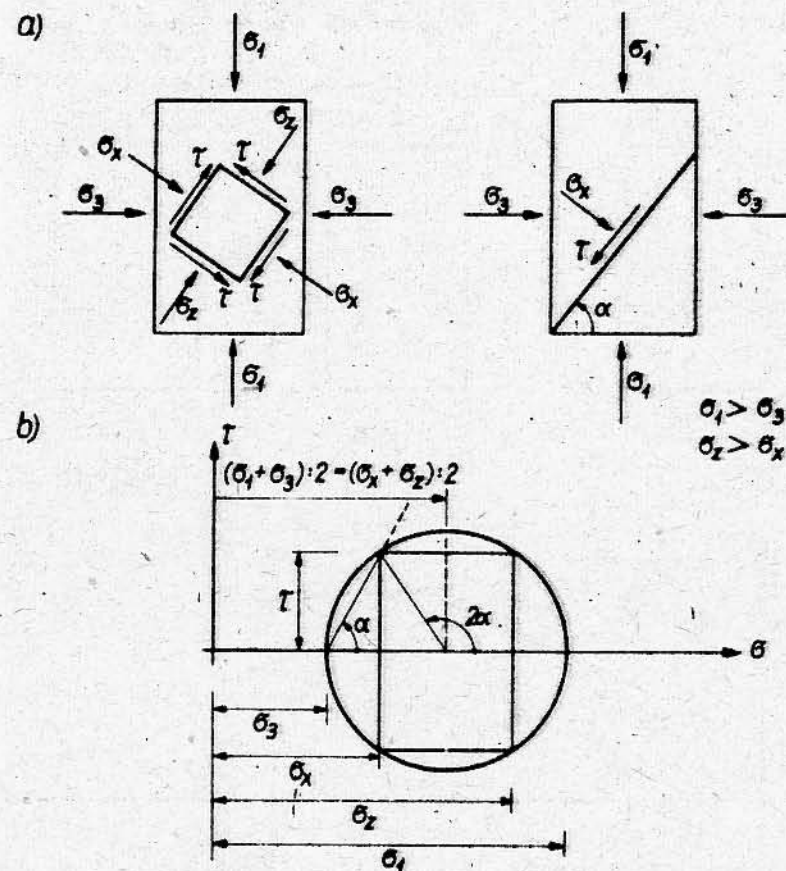
7.12. Kryterium wytrzymałościowe Coulomba-Mohra

Teoria Coulomba-Mohra stwierdza, że zniszczenie materiału następuje wówczas, gdy naprężenie ścinające na jakiegokolwiek płaszczyźnie równa się wytrzymałości materiału na ścinanie. Stan naprężeń głównych w punkcie ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) można przedstawić za pomocą

koła Mohra (rys. 7.14), gdzie σ_1 reprezentuje największe naprężenie główne, a σ_3 – najmniejsze. Odpowiednie naprężenia normalne w kierunku trzech osi współrzędnych wynoszą $\sigma_z > \sigma_y > \sigma_x$. Dla płaskiego stanu naprężeń można zapisać:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(180^\circ - 2\alpha), \quad (7.28)$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha. \quad (7.29)$$



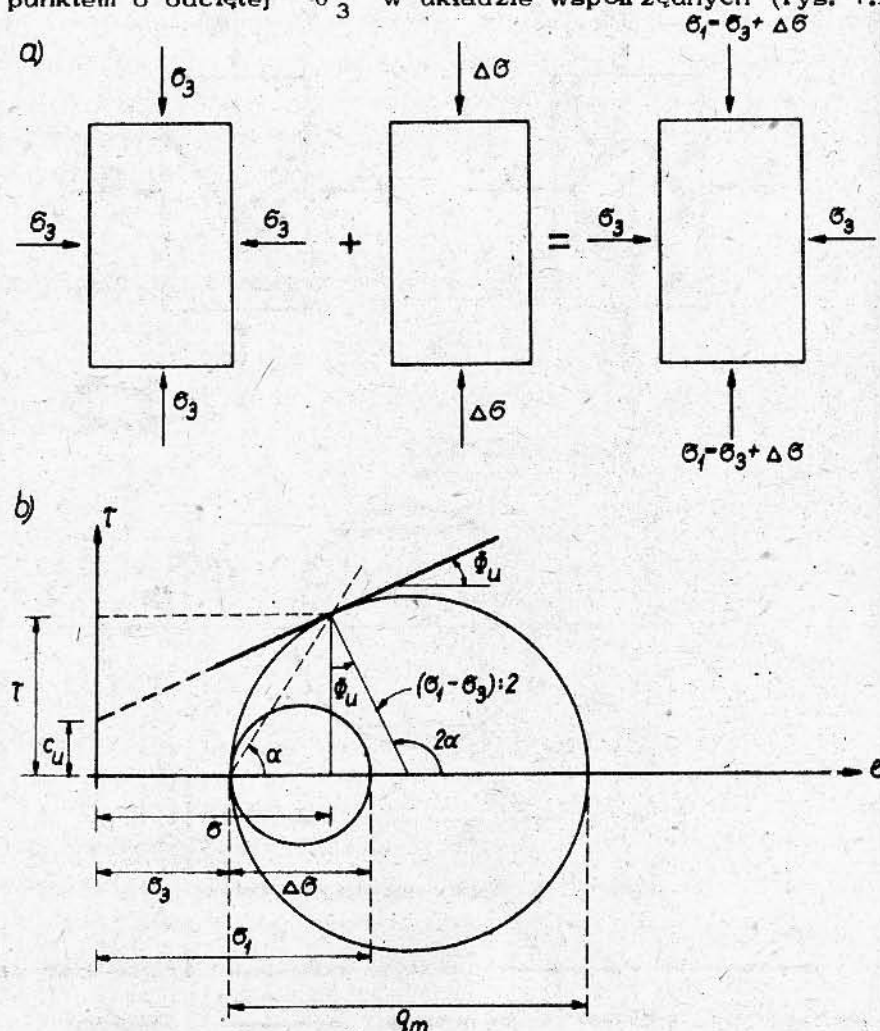
Rys. 7.14. Koło naprężeń Mohra

Wartość $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2}$ określa położenie środka koła naprężeń na osi σ . Promień koła wynosi $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Ponadto

$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$. Kąt α przedstawia nachylenie płaszczyzny, na której zastosowano naprężenia τ i σ . Oprócz tego naprężenia główne można wyrazić jako funkcję σ_z , σ_x i τ

$$\sigma_1 \text{ i } \sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}. \quad (7.30)$$

Założmy, że próbka badanego gruntu została poddana naprężeniom głównym wynoszącym σ_3 (rys. 7.15a). Przedstawienie graficzne będzie punktem o odciętej σ_3 w układzie współrzędnych (rys. 7.15b),



Rys. 7.15. Koncepcja zniszczenia Coulomba-Mohra

przyjmemy teraz, że naprężenie pionowe wzrasta w taki sposób, że otrzymuje się naprężenie główne wynoszące $\sigma_3 + \Delta\sigma = \sigma_1$. Wartości naprężeń τ i σ na płaszczyźnie nachylonej pod kątem α można określić z koła naprężeń. Wzrost pionowego naprężenia o $\Delta\sigma$ wywołuje naprężenie styczne będące różnicą naprężeń głównych. Naprężenie $\Delta\sigma$ wzrasta do maksimum i wówczas następuje zniszczenie gruntu, czyli $\Delta\sigma = q_m$. W tym przypadku koło naprężeń będzie styczne do linii wytrzymałości gruntu na ścinanie i zniszczenie teoretycznie wystąpi w płaszczyźnie o nachyleniu $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_u}{2}$. W płaszczyźnie poślizgu naprężenia przyjmują następujące wartości:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi_u, \quad (7.31)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi_u. \quad (7.32)$$

Po podstawieniu wyrażeń (7.31) i (7.32) do równania (7.25) otrzymuje się:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi_u = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \phi_u \right] \tan \phi_u + c_u.$$

Po wykonaniu działań algebraicznych otrzymamy:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi_u + c_u \cos \phi_u. \quad (7.33)$$

Wprowadzamy oznaczenia:

$$\sin \phi_u = \tan \alpha \quad \text{oraz} \quad s = c_u \cos \phi_u.$$

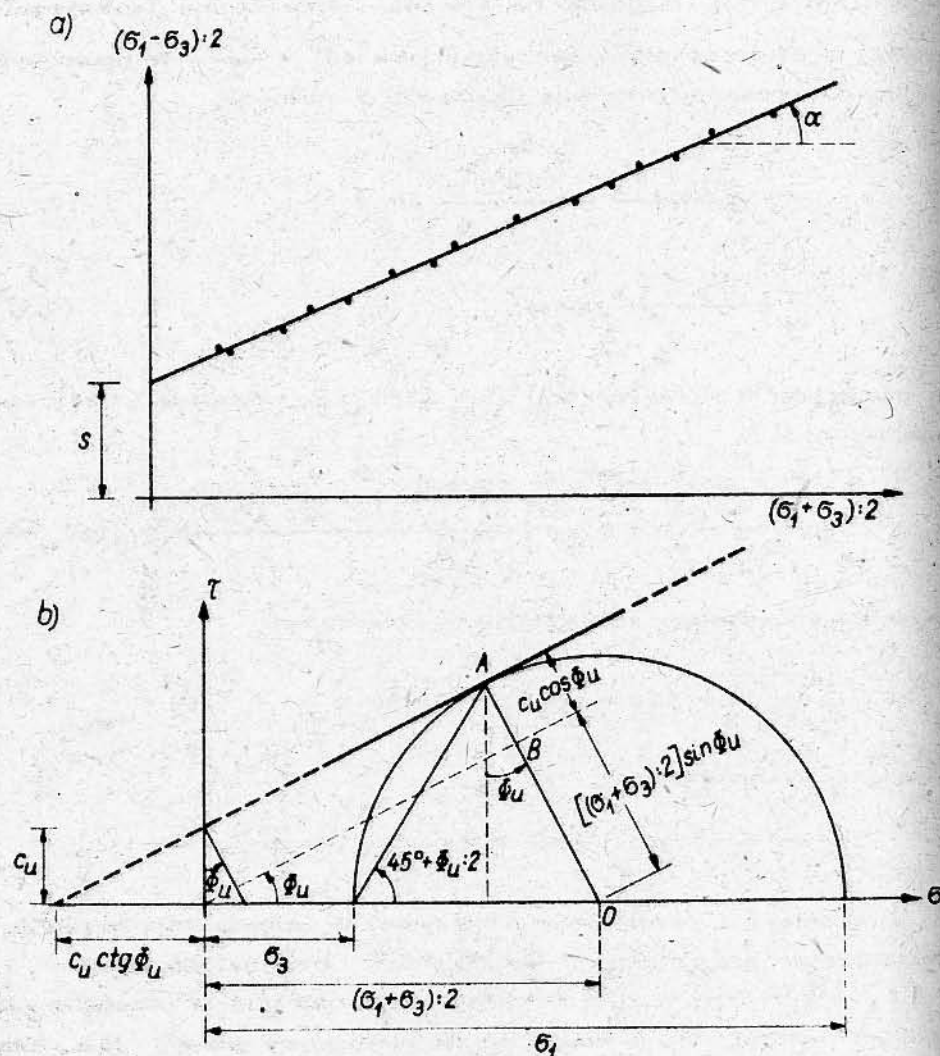
Równanie linii prostej można otrzymać w układzie współrzędnych odkładając na osi rzędnych $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ i na osi odciętych $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ (rys. 7.16a). Rzędna punktu przecięcia prostej z osią rzędnych wynosi s , a współczynnik kierunkowy prostej $\tan \alpha$. Stąd:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \tan \alpha + s. \quad (7.34)$$

Powyższe równanie może przedstawiać średnie wyniki badań gruntu o określonych właściwościach. Zatem można otrzymać kąt tarcia wewnętrznego gruntu i spójność w następujący sposób:

$$\phi_u = \arcsin(\operatorname{tg} \alpha),$$

$$c_u = \frac{s}{\cos \phi_u}.$$



Rys. 7.16. Wyznaczenie średnich parametrów wytrzymałości na ścinanie

Możliwe jest otrzymanie równania linii prostej także z rysunku 7.16b, na którym koło maksymalnych naprężeń jest styczne do linii wytrzymałości na ścinanie.

Wytrzymałość na ścinanie w różnych stanach naprężeń i różnych warunkach objętościowych gruntu można zbadać przy użyciu aparatu trójosiowego ściskania. Zatem z równania Coulomba-Terzagiego:

$$\tau_f = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' + c', \quad (7.35)$$

można określić parametry ścinania dla następujących warunków badania:

- z odpływem wody,
- z konsolidacją i bez odpływu,
- bez odpływu wody.

W badaniu z odpływem próbka gruntu umieszczona jest w aparacie trójosiowego ściskania przy wyeliminowaniu efektów sił kapilarnych. Po otwarciu zaworu odprowadzającego wodę przykłada się naprężenie efektywne σ' , co powoduje konsolidację gruntu, tj. $u = 0$. Następnie stosuje się naprężenie dewiatorowe q_m (będące różnicą naprężeń głównych), tak aby utrzymać ciśnienie porowe $u = 0$ aż do zniszczenia. Przy zachowaniu tych warunków otrzymuje się koło maksymalnych naprężeń. Naprężenia główne określające zniszczenie wynoszą:

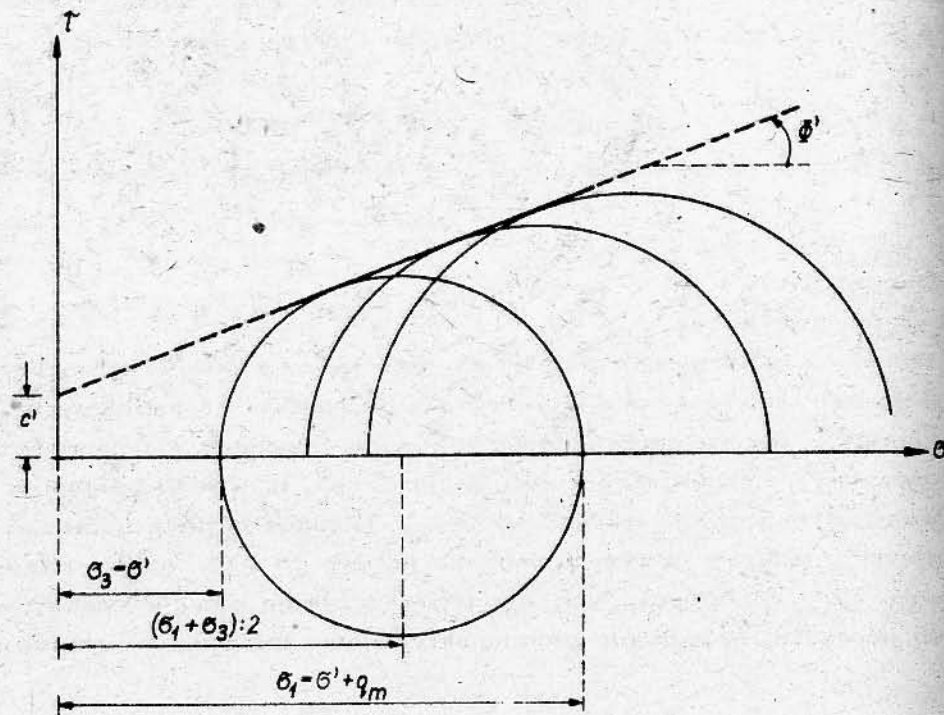
$$\sigma_3 = \sigma' \text{ oraz } \sigma_1 = \sigma' + q_m.$$

Dla tego przypadku koło Mohra o środku $\sigma' + 0,5 q_m$ i promieniu $0,5 q_m$ wykreślono na rysunku 7.17. Postępowanie powtarza się dla kolejnych próbek o identycznych właściwościach i dla każdej otrzymuje się koło naprężeń granicznych. Obwiednia wszystkich kół naprężeń reprezentuje równanie wytrzymałości na ścinanie. Parametry ścinania ϕ' i c' wynikają z badania.

W badaniu z konsolidacją i bez odpływu stosuje się na początku naprężenie efektywne σ' . Próbka gruntu ulega wówczas konsolidacji aż ciśnienie porowe $u = 0$. Później zamykany jest odpływ wody i zostaje zastosowane naprężenie dewiatorowe q_m działające do zniszczenia. Podczas przykładania q_m badanie przebiega przy stałej objętości. W próbce wytwarza się ciśnienie porowe proporcjonalne do przyłożonej różnicy naprężeń głównych, czyli $u = a q_m$. W tym przy-

padku całkowite zastosowane naprężenia dla określonego stanu naprężeń wynoszą:

$$\sigma_3 = \sigma' \quad \text{oraz} \quad \sigma_1 = \sigma' + q_m.$$

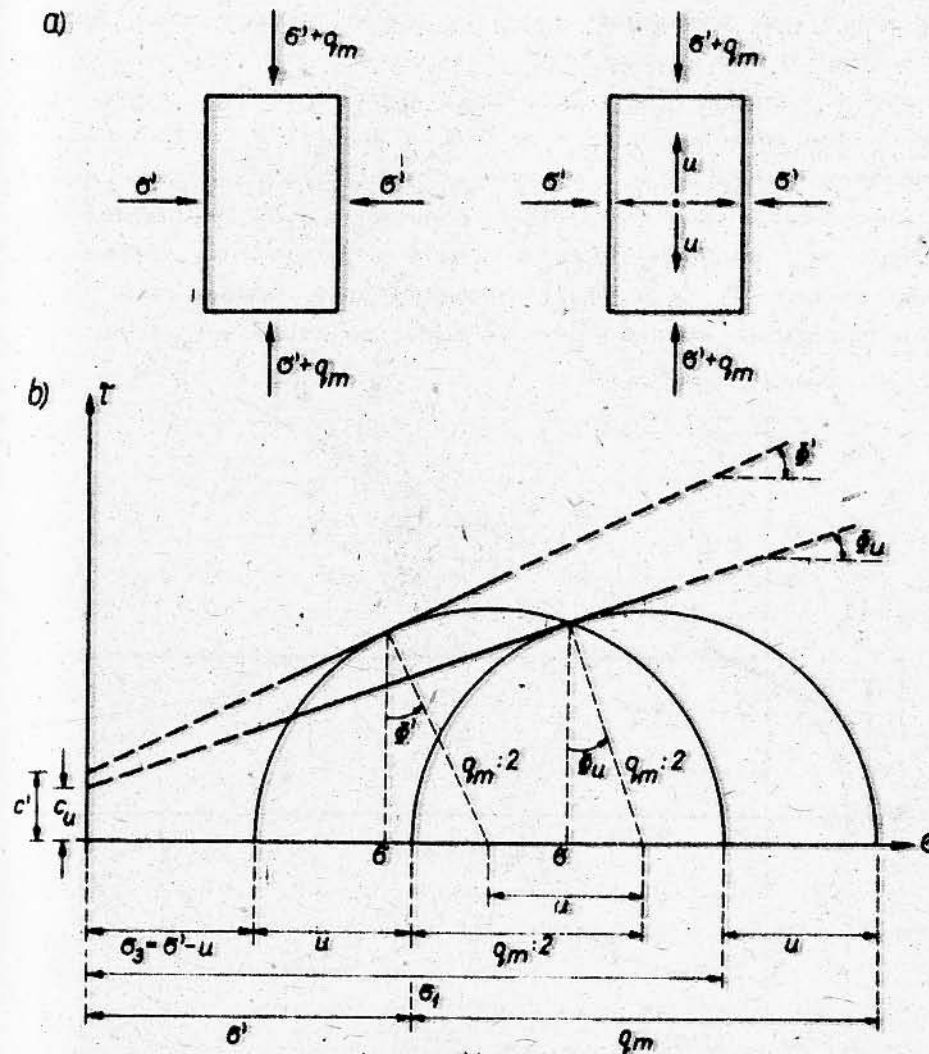


Rys. 7.17. Wytrzymałość gruntu spoiłego na ścinanie w badaniu z odpływem wody

Naprężenia główne, przy których następuje zniszczenie, są równe (rys. 7.18): $\sigma_3 = \sigma' - u$ oraz $\sigma_1 = \sigma' + q_m - u$. Wyniki badań dają dwa koła naprężeń maksymalnych, z których jedno przedstawia naprężenie efektywne; drugie natomiast reprezentuje całkowite zastosowane naprężenia. Każde z tych kół będzie miało inne równanie wytrzymałości na ścinanie. Jeśli badanie przebiega przy stałej objętości i q_m przykładane jest powoli (w taki sposób, aby wyeliminować całkowicie zjawisko lepkości międzycząsteczkowej), wtedy rzędna punktu przecięcia obu prostych z osią rzędnych jest taka sama. Zatem prawo wytrzymałości na ścinanie przy zastosowaniu całkowitych naprężeń w gruncie skonsolidowanym, ulegającym zniszczeniu w stałej

objętości, jest wyrażone:

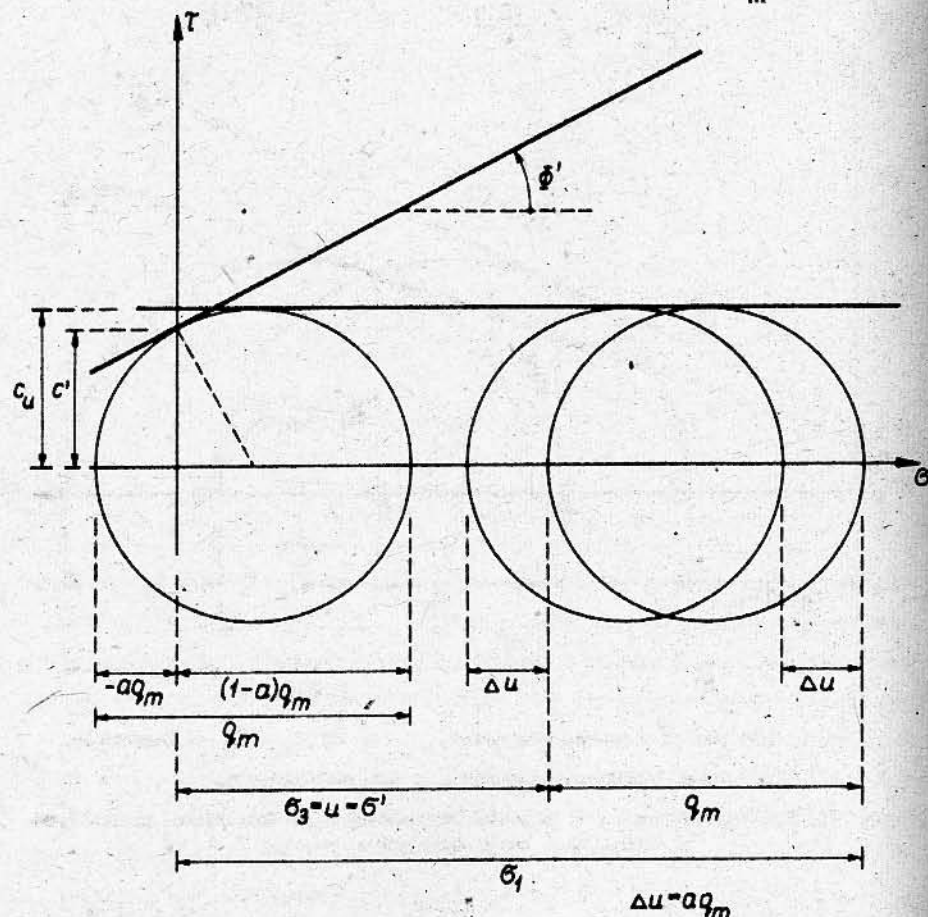
$$\tau_f = \sigma \tan \phi_u + c_u. \quad (7.36)$$



c', ϕ' - badania z odpływem wody, $u = 0$; c_u, ϕ_u - badania bez odpływu wody i z konsolidacją

Rys. 7.18. Wytrzymałość gruntu spoiłego w badaniu z konsolidacją i bez odpływu wody

W badaniu bez odpływu próbka nasyconego gruntu zostaje wprowadzona do aparatu trójosiowego ściskania i powierzchniowe siły kapilarne są wyeliminowane, a zatem zredukowane są do zera jakiegokolwiek naprężenia wywołujące napięcie powierzchniowe wody. Po zamknięciu zaworu odprowadzającego zastosowane jest ciśnienie. W tych warunkach ciśnienie jest całkowicie przejmowane przez wodę, gdyż objętość nie zmienia się. A więc próbka gruntu nie ulega konsolidacji. Przyłożone ciśnienie nie jest przekazywane jako naprężenie efektywne. Efekt będzie taki, że ciśnienie porowe $u = \sigma'$. Po przyłożeniu naprężenia q_m pionowe naprężenie główne w momencie zniszczenia próbki wynosi $\sigma_1 = u + q_m$. Niemniej jednak zastosowanie q_m wywołuje dodatkowe ciśnienie porowe takie, że $\Delta u = a q_m$ (rys. 7.19).



Rys. 7.19. Wytrzymałość gruntu spoiстого na ścinanie w badaniu bez odpływu wody

Zniszczenie gruntu następuje pod naprężeniem efektywnym głównym, niezależnie od naprężenia wstępnego: $\sigma_1 = (1 - a)q_m$ oraz $\sigma_3 = -aq_m$. Zatem wytrzymałość gruntu na ścinanie nie zależy w tym przypadku od stosowanych naprężeń i można to ująć wzorem:

$$\tau_f = 0,5 q_m \text{ lub } c_u = 0,5 q_m.$$

Jeśli grunt rodzimy jest skonsolidowany naprężeniami pionowymi σ_z i poziomymi σ_x , wówczas $\sigma' = \frac{1}{3} (\sigma_z + 2 \sigma_x)$. Przyjmując $K_0 = \sigma_x : \sigma_z$ można zapisać:

$$\sigma' = \frac{1}{3} (1 + 2 K_0) \sigma_z. \quad (7.37)$$

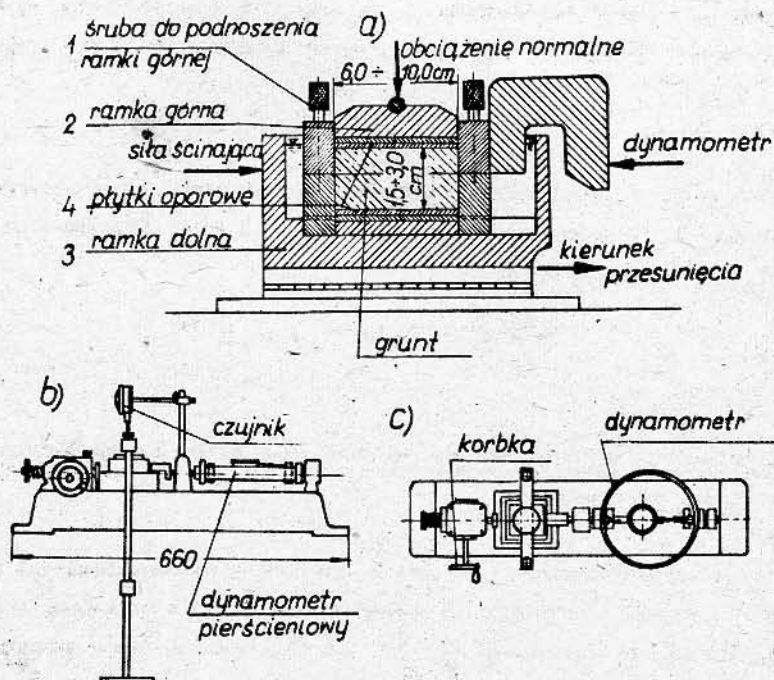
7.13. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spoiстых w aparacie skrzynkowym

Badanie przeprowadza się na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) gruntu spoiстого. Powierzchnia próbki powinna wynosić 36 do 100 cm², a wysokość jej 1,5 do 3,0 cm. Zestaw przyrządów do przeprowadzania oznaczenia jest następujący:

- Aparat skrzynkowy do badania próbek gruntu o powierzchni kwadratowej (wg rys. 7.20);
- Urządzenia do przykładania obciążenia normalnego i pomiaru siły ścinającej z dokładnością 1,0 kPa - dla próbek o boku 60 mm i 2,0 kPa - dla próbek o boku 100 mm;
- Urządzenie do pomiaru wzajemnego przemieszczenia się części ruchomej skrzynki względem nieruchomej, z dokładnością nie mniejszą niż 0,1 mm;
- Urządzenie do pomiaru osiadania próbek z dokładnością 0,01 mm;
- Dwie płytki oporowe do przenoszenia siły ścinającej na badaną próbkę;
- Szablon do przygotowania próbki i sprzęt do oznaczania wilgotności gruntu.

Ponadto aparat skrzynkowy powinien być umieszczony w odpowiednim naczyniu umożliwiającym całkowite zalanie próbki wodą oraz całkowite opróżnienie z wody. Przygotowanie próbek do badań polega na ich wycięciu z próbki NNS, przy zastosowaniu odpowiednich szab-

lonów. Jednocześnie należy przygotować co najmniej 6 próbek (zaleca się 8) i umieścić je w aparacie bezpośredniego ścinania. Próbkę



Rys. 7.20. Aparat bezpośredniego ścinania: a) przekrój przez skrzynkę aparatu; b) widok z boku; c) rzut z góry

te obciąża się jednakowym obciążeniem normalnym σ_k , którego wartość może wynosić $\sigma_k = \sigma_{z,q}$. Pomiar osiadań próbek przeprowadza się aż do zakończenia umownej konsolidacji, tj. do chwili, gdy różnica wysokości próbki nie przekroczy 0,005 mm przy dwu kolejnych odczytach czujnika, w odstępie czasu 3 - 4 h, w zależności od spójności gruntów. Czynności przy badaniu wytrzymałości na ścinanie

1. Przykłada się obciążenie σ , którego kolejne stopnie wynoszą 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,45; 0,5 MPa. Stopnie obciążenia przykłada się każdorazowo po upływie 15 min, aż do uzyskania wymaganej wartości obciążenia konsolidującego. Przy tym obciążeniu notuje się wskazania czujnika mierzącego osiadanie próbki po upływie 1,5, 15 min oraz 1, 3, 6, 24 h, a następnie w terminach wymaganych dla ustalenia umownego zakończenia konsolidacji. Gdy $\sigma < \sigma_k$, przeznaczoną do ścinania próbkę odciąża się; przy $\sigma > \sigma_k$ dodatkowo obciąża. W obu przypadkach utrzymuje się nową wartość naprężenia normalnego

go przez 5 min przed uruchomieniem mechanizmu skrzynki. Bezpośrednio przed zmianą obciążenia notuje się wskazania czujnika mierzącego zmiany wysokości próbki.

2. Uruchamia się mechanizm przesuwu skrzynki. Wszystkie badania przeprowadza się przy prędkości $v_s = 0,05$ mm/min lub 0,1 mm/min. Od momentu uruchomienia przesuwu skrzynki notuje się:

- wskazania dynamometru określające w danym momencie wartość siły ścinającej;
- wskazania czujnika mierzącego zmiany wysokości próbki;
- czas liczony od momentu uruchomienia mechanizmu przesuwu;
- wskazania czujnika mierzącego przesunięcie ramki w stosunku do skrzynki aparatu. Odczytów dokonuje się w chwilach, gdy wzajemne przesunięcie skrzynki i ramki wynosi: 0,0-1; 0-2; 0-3; 0-4; 0-5; 0-6; 0-7; 0-8; 0-9; 0-10,0% długości jej boku.

Równocześnie obserwuje się czujnik dynamometru i stwierdza, że w pewnym momencie wystąpi maksymalna wartość siły ścinającej, która następnie zacznie się zmniejszać. W chwili tej dokonuje się odczytów i określa wartość wzajemnego przemieszczenia skrzynki i ramki aparatu. W takim przypadku ścinanie kontynuuje się przez dalsze 20 min dla stwierdzenia czy wartość siły ścinającej nie zacznie wzrastać. W przypadku wzrostu tej siły, badania prowadzi się aż do uzyskania deformacji względnej równej 10%.

3. Po wyłączeniu mechanizmu przesuwu i cofnięciu skrzynki próbkę odciąża się i wyjmuje ze skrzynki. Z centralnej części próbki pobiera się grunt w celu oznaczenia jego wilgotności. Wytrzymałość badanych próbek określa się alternatywnie:

- maksymalną wartość naprężeń ścinających τ_{max} , jaka wystąpiła w procesie ścinania (ścięcie kruche),
- wartość naprężeń ścinających przy deformacji względnej próbek $\varepsilon = 10\%$ (zniszczenie plastyczne).

Jeśli q_{max} oraz q_{10} są oznaczonymi wartościami siły (N, kN), to wytrzymałość na ścinanie oblicza się ze wzorów:

$$\tau_{max} = \frac{q_{max}}{a(a-d)}; \quad \tau_f = \frac{q_{10}}{0,9 a^2} \quad (7.38)$$

w tym:

- długość boku próbki przy $\varepsilon = 0\%$ [cm];
- przesunięcie ramki w stosunku do skrzynki w momencie osiągnięcia siły q_{max} [cm].

W przypadku gdy mierzy się jedynie przesunięcie skrzynki aparatu, wytrzymałość na ścinanie określa wzór:

$$\tau_f = \frac{q_{\max}}{a(a - d_1 + ps_1)} \quad (7.39)$$

gdzie:

s_1 jest odczytem na czujniku mierzącym odkształcenia dynamometru w momencie osiągnięcia siły $q_{\max}$,

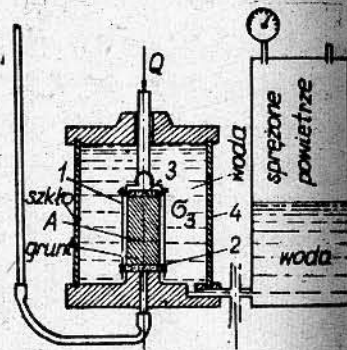
p jest wartością [cm] 1 podziałki skali czujnika.

Po uzyskaniu wartości τ_{fi} oraz σ_1 dla każdej ściętej próbki sporządza się wykres ($\tau_f = f(\sigma)$). Obliczenia wartości parametrów wytrzymałościowych c_u oraz ϕ_u dokonuje się metodą najmniejszych kwadratów, korzystając ze wzorów podanych w instrukcji Nr 225 Instytutu Techniki Budowlanej.

7.14. Badania wytrzymałości gruntów na ścinanie w aparacie trójosiowym

Aparat trójosiowego ściskania jest przedstawiony na rysunku 7.21. W aparacie tym przeprowadza się badanie na 6 próbkach tego samego gruntu.

Próbkę gruntu o nienaruszonej strukturze, kształtu cylindrycznego, o wymiarach ϕ 38 mm i wysokości 76 mm (lub ϕ 65 mm i wysokości 130 mm), otoczoną wodoszczelną powłoką gumową, umieszcza się w szczelnej komorze, którą napełnia się płynem. Komora połączona jest pompką, za pomocą której można wytworzyć ciśnienie hydrostatyczne p_c przekazywane przez płyn na próbkę. Dodatkowe ciśnienie pionowe na próbkę wywiera się górną kopułką metalową. W badaniach powolnych woda znajdującą się w próbce gruntu może być wy ciśniona z próbki poprzez dolny filtr 2 lub górny 3. W badaniach szybkich, bez odpływu wody, zakłada się wieczko bez filtru i uniemożliwia się wypływ wody. Taka metoda umożliwia przeprowadzenie badań z gruntami o dużej wodoprzepuszczalności.

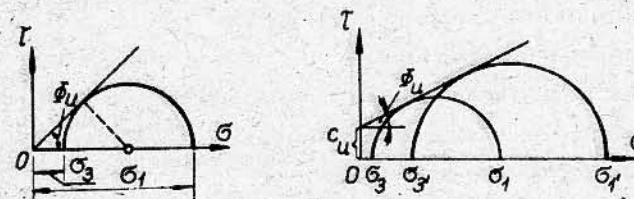


Rys. 7.21. Schemat aparatu trójosiowego ściskania: 1- osłonka gumowa, 2- filtr dolny, 3- filtr górny, 4- klosz szklany, A- powierzchnia przekroju próbki

liwia się wypływ wody. Taka metoda umożliwia przeprowadzenie badań z gruntami o dużej wodoprzepuszczalności.

Dla dokonania pomiaru ciśnienia wody w porach można założyć dolne wieczko z filtrem i przez otwarcie kranu połączyć przestrzeń objętą powłoką gumową z manometrem rtęciowym. Dla dokonania pomiaru odkształceń pionowych próbki umieszcza się czujnik wykazujący obniżenie się górnej kopułki. Podczas przeprowadzania prób powolnych, gdy próbka gruntu jest w pełni skonsolidowana, całe badanie wykonuje się mając otwarty kran. Wykonując próby szybkie zakłada się górne wieczko bez filtru; dolne wieczko jest z filtrem i kran jest otwarty przez cały czas konsolidacji, natomiast jest on zamknięty przy ścinaniu. Podczas ścinania gruntu bez konsolidacji kran jest zamknięty stale albo zakłada się wieczka bez filtrów.

Konsolidacja próbki gruntu następuje pod działaniem ciśnienia p_c . Ponieważ to ciśnienie działa na boki i wierzch próbki, w tym stadium w próbce nie występują naprężenia ścinające. Dopiero po skonsolidowaniu próbkę poddaje się dodatkowemu naciskowi q (kPa). Ten dodatkowy nacisk rośnie od pewnej wartości q do wartości maksymalnej $q_{\max}$, przy której następuje ściecie próbki wzdłuż powierzchni odchylonej od pionu o kąt α .



Rys. 7.22. Określenie parametrów ścinania z wyników otrzymanych w aparacie trójosiowego ściskania

Podczas ścicia próbki odczytujemy na manometrze i dynamometrze wartości naprężeń głównych. Większe naprężenie główne σ_1 jest równe sumie naprężenia hydrostatycznego i dodatkowego ciśnienia pionowego, które spowodowało ściecie próbki, czyli $\sigma_1 = p_c + q_{\max}$. Mniejsze zaś naprężenie główne σ_3 równe jest naprężeniu hydrostatycznemu $\sigma_3 = p_c$.

Wielkości naprężenia normalnego σ_n i stycznego τ wyznacza się za pomocą koła Mohra (rys. 7.22). Z koła Mohra wyznacza się również opór spójności gruntu c_u (kPa) i kąt tarcia wewnętrznego ϕ_u .

Parametry te pozwalają sklasyfikować ośrodek gruntowy jako:

- a) niespoisty, gdy $\phi_u \neq 0$; $C_u = 0$;
- b) spoisty, gdy $\phi_u \neq 0$; $C_u \neq 0$.

7.15. Aparat trójosiowego ściskania gruntu typu "Ewa"

Jeżeli obciążenia zmienne stanowią więcej niż 50% obciążeń całkowitych, należy uwzględnić ciśnienie wody w porach gruntu. Wśród aparatów trójosiowych, w których możliwy jest pomiar ciśnienia wody w porach gruntu, dużo zalet ma aparat typu norweskiego. Na wzór tego przyrządu zbudowany jest aparat trójosiowy typu "Ewa". Mogą być również stosowane aparaty inne, o dowolnej konstrukcji, lecz muszą spełniać następujące warunki:

- a) dokładność pomiaru siły osiowej Q_1 nie mniejsza niż 0,2 N na 1 cm^2 przekroju poprzecznego próbki;
- b) możliwość prowadzenia ścinania przy stałej prędkości osiowych odkształceń próbek V_s , równej nie więcej niż 2% ich wysokości na godzinę; dopuszcza się $V_s = 0,05 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ dla próbek o średnicach 35,6 - 38,1 mm, z wyjątkiem próbek glin i łwów związanych;
- c) odkształcenia osiowe próbek o średnicy 35,6 - 38,1 mm powinny być oznaczone z dokładnością 0,01 mm, a dla próbek o średnicy 63 - 102 mm - z dokładnością nie mniejszą niż 0,05 mm;
- d) pomiar ciśnienia w komorze aparatu σ_3 powinien być wykonany z błędem nie większym niż $2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$;
- e) aparat powinien być wyposażony w urządzenie do pomiaru ciśnienia porowego, typu Bishopa-Henkela, i w manometr powietrzny;
- f) komora aparatu powinna umożliwiać prowadzenie konsolidacji i badań próbek z drenażem;
- g) komora aparatu powinna umożliwiać wykonanie ścinania próbek o współczynniku smukłości 2,0 i 2,5 oraz o średnicy 35,6-38,1 mm.

Osiągnięcie stanu granicznego przez próbkę gruntu ściskaną osiowo w aparacie trójosiowym uzyskuje się przez zwiększanie osiowego naprężenia głównego σ_1 , przy stałej wartości ciśnienia bocznego σ_3 . Z uwagi na przygotowanie próbek można przeprowadzać badania z izotropową konsolidacją próbek ($\sigma_1 = \sigma_3$) i bez konsolidacji. Ze względu na warunki drenażu (warunki odpływu wody z próbek)

odróżnia się badanie z odpływem wody i bez odpływu. W badaniach z pomiarem ciśnienia porowego u rozróżnia się:

- a) badania przy stałej wartości σ_3 i mierzonej wartości ciśnienia porowego u; badania tego rodzaju wykonuje się w przypadku wartości S_r bliskich jedności, gdy jest spełniona nierówność:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} > 0,95 \quad (7.40)$$

- b) badania przy stałym ciśnieniu porowym i zmiennym ciśnieniu bocznym σ_3 , wykonane przy $B < 0,95$.

W badaniach próbek z konsolidacją można przyjmować wartość ciśnienia konsolidującego: $\sigma_3 = \sigma_1 = \sigma_{z,q}$; można też przyjmować wartość określoną, np. $20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$. W przypadku badań bez konsolidacji ciśnienie boczne przykłada się na 10 min przed rozpoczęciem ścinania. Ścinanie próbek przeprowadza się w różnych przypadkach:

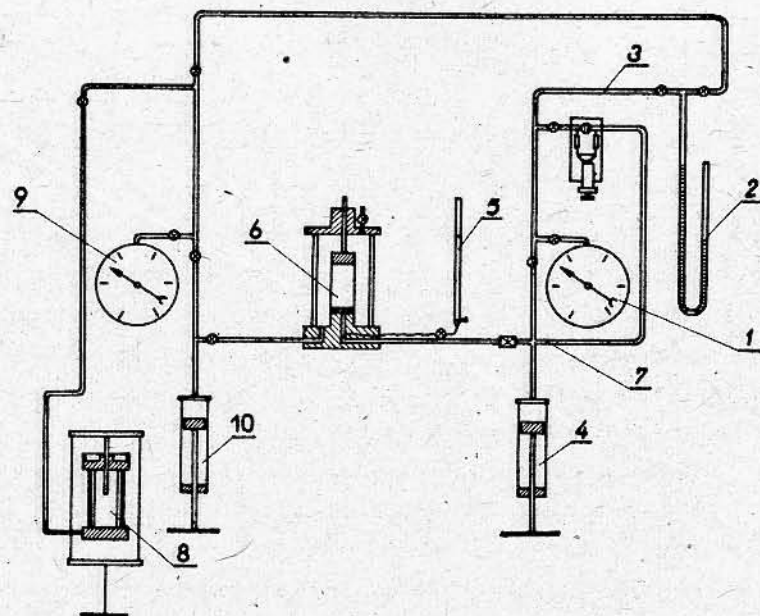
- a) dla próbek konsolidowanych normalnie, gdy $\sigma_3 = \sigma_k$;
- b) dla tzw. próbek przekonsolidowanych, gdy $\sigma_3 < \sigma_k$; stosunek wartości $\sigma_k : \sigma_3$ nazywa się stopniem przekonsolidowania;
- c) dla próbek, gdy $\sigma_3 > \sigma_k$.

Niedopuszczalne jest, aby przy oznaczaniu jednej pary wartości ϕ oraz c występowały równocześnie przypadki: $\sigma_3 < \sigma_k$ oraz

$\sigma_3 > \sigma_k$. Konsolidowanie poszczególnych próbek danego gruntu jest także niedopuszczalne przy różnych wartościach $\sigma_k = \sigma_3$, gdyż w takim przypadku próbki mogą się różnić wilgotnością, porowatością, stopniem wilgotności itp. Próbki gruntu poddane badaniu powinny mieć naturalną wilgotność, zachowaną naturalną strukturę i być makroskopowo jednorodne. Z gruntu przeznaczonego do badań w aparacie trójosiowego ściskania wycina się odpowiednie próbki i pobiera odpowiednią jego ilość w celu wykonania 2 oznaczeń wilgotności. Przygotowaną próbkę gruntu umieszcza się na cokole komory aparatu trójosiowego, na którym kładzie się uprzednio 3 krążki bibuły filtracyjnej odpowietrzanej przez wygotowanie w wodzie destylowanej. Na powierzchnię górną próbki nakłada się 3 krążki bibuły i umieszcza na nich nasadkę górną. Tak przygotowaną próbkę owija się paskiem bibuły filtracyjnej a następnie zakłada się osłonkę gumową. Po wykonaniu powyższych czynności zakłada się klosz komory i poddaje próbkę konsolidacji

przez wytworzenie w komorze odpowiedniego ciśnienia. Liczba próbek danego gruntu, ścinanych dla ustalenia wartości ϕ' oraz c' , nie powinna być mniejsza od 6.

Pomiar ciśnienia porowego może być dokonany za pomocą przyrządu Bishopa-Henkela, którego schemat przedstawia rysunek 7.23.



Rys. 7.23. Schemat przyrządu do pomiaru ciśnienia porowego: 1- manometr mechaniczny, 2- manometr rtęciowy, 3- tzw. wskaźnik zera, 4- kompensator objętości, 5- biureta, 6- próbka gruntu, 7- przewód wypełniony wodą, 8- akumulator ciśnienia, 9- manometr do pomiaru σ_3 , 10- dodatkowy kompensator objętości

Przyrząd wypełnia się wodą destylowaną, świeżą, przygotowaną i ostudzoną w temperaturze pokojowej. Przed przystąpieniem do badania należy starannie usunąć powietrze z przewodów podłączonych do podstawy komory aparatu. Ścinania próbek dokonuje się przy różnych wartościach ciśnienia σ_3 w komorze aparatu trójosiowego. Po stwierdzeniu umownego zakończenia konsolidacji zwiększa się lub zmniejsza ciśnienie w komorze aparatu dla uzyskania wymaganej wartości σ_3 . Po 10 min. uruchamia się mechanizm przesuwu trzpienia aparatu. Badanie prowadzi się do momentu aż odczyt s_1 na czujniku dynamometru, po osiągnięciu wartości maksymalnej, spadnie o co najmniej 5% lub aż zostanie osiągnięta deformacja osłowa próbki $\varepsilon = 10\%$.

Wartości naprężeń głównych σ_1 oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_{1l} = \frac{4 Q_l}{\pi D_l^2} + \frac{D_l^2 - d^2}{D_l^2} \sigma_{3l} \quad (7.41)$$

gdzie:

Q_l - siła działająca w chwili l -tego pomiaru w kierunku osi próbki,

D_l - równoważna średnica próbki w tym momencie obliczona według wzoru (7.42);

d - średnica trzpienia obciążającego próbkę w komorze aparatu trójosiowego (wartość stała).

Naprężenie główne σ_3 jest równe ciśnieniu w komorze aparatu trójosiowego. Średnicę (miarodajną) próbki wyznacza wzór:

$$D_l = \sqrt{\frac{D^2 H - \frac{4}{\pi} \Delta V_l}{H_l}} \quad (7.42)$$

w którym:

D - początkowa średnica próbki,

ΔV_l - zmiana objętości próbki do chwili l -tego pomiaru, oznaczona przy pomocy odpowiedniego urządzenia; jeśli nie oznaczono zmian objętości, to przyjmuje się $\Delta V_l = 0$.

Wysokość próbki H_l w chwili l -tego pomiaru określa się z równania:

$$H_l = H - \Delta H_l \quad (7.43)$$

gdzie:

H - początkowa wysokość próbki,

ΔH_l - osłowe odkształcenie danej próbki w chwili l -tego pomiaru.

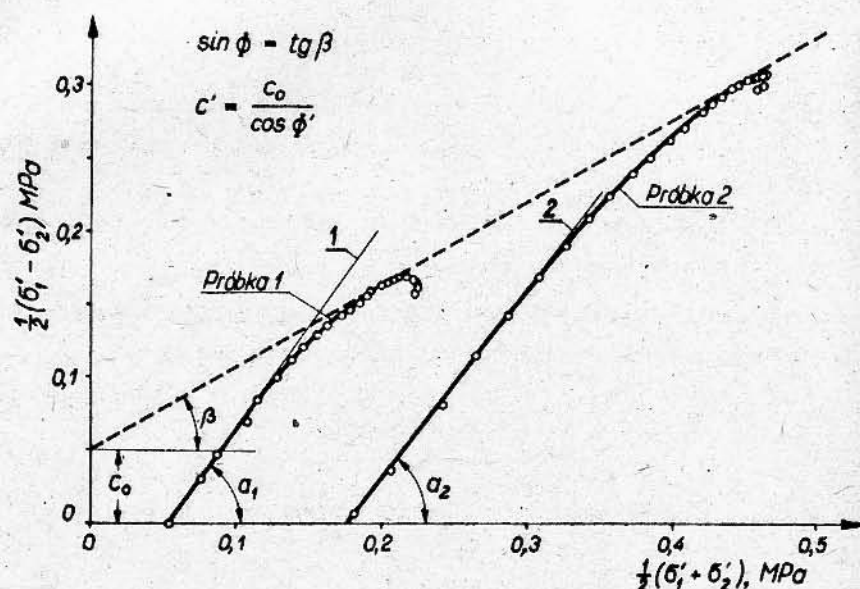
Do obliczenia naprężeń efektywnych stosuje się wzory:

$$\sigma'_{1l} = \sigma_{1l} - u_l; \quad \sigma'_{3l} = \sigma_{3l} - u_l \quad (7.44)$$

Jako kryterium osiągnięcia wytrzymałości na ścinanie przyjmuje się osiągnięcie maksymalnego promienia kół Mohra

$$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = \max \quad (7.45)$$

Wyznaczania wytrzymałości na ścinanie można dokonać również metodą ścieżki naprężeń (rys. 7.24).



Rys. 7.24. Wykres zależności efektywnych wartości naprężeń głównych

Punkty na rysunku 7.24 odpowiadające poszczególnym momentom układają się na linii o wzrastającej krzywiźnie. Obliczenia spójności i kąta tarcia wewnętrznego na podstawie wartości σ'_1 oraz σ'_3 dokonuje się korzystając ze wzorów:

$$\phi' = 2 \arctan \sqrt{a} - 45^\circ, \quad (7.46)$$

$$c' = \frac{b}{2\sqrt{a}},$$

przy czym istnieją zależności:

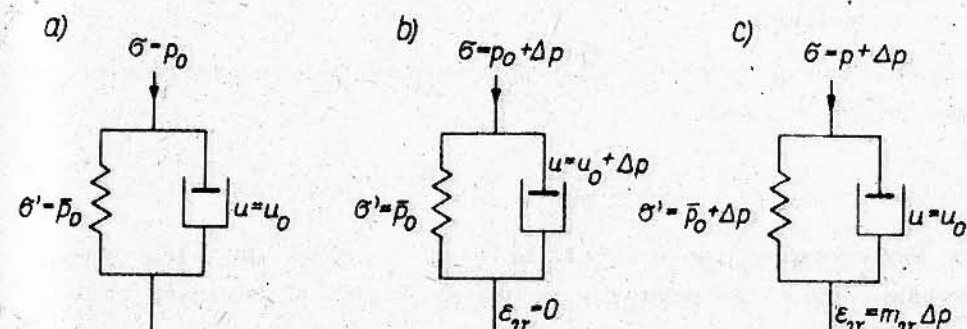
$$a = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right), \quad (7.48)$$

$$b = 2 c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right). \quad (7.49)$$

Wartości a oraz b oblicza się metodą najmniejszych kwadratów ze wzorów podanych w Instrukcji 225 Instytutu Techniki Budowlanej.

7.16. Stopień konsolidacji

Zmianę objętości gruntu w procesie konsolidacji przypisuje się zmniejszeniu objętości porów. Przebieg konsolidacji gruntów nasyconych określony jest przez szybkość, z jaką woda porowa może wydostać się z gruntu. Na podstawie modelu pokazanego na rysunku 7.25 rozpatrzmy zagadnienie konsolidacji, badając naprężenie efektywne i ciśnienie porowe. Na rysunku naprężenie efektywne i ciśnienie porowe reprezentowane są odpowiednio przez sprężyny i ciśnienie wody.



Rys. 7.25. Ciśnienie porowe i naprężenie efektywne

Na początku układ znajduje się w równowadze. Wówczas ciśnienie $\bar{p}_0$ warstw gruntu leżących nad rozpatrywanym poziomem powoduje reakcję naprężenia efektywnego tej samej wielkości, natomiast hydrostatyczne ciśnienie wody w porach wynosi u_0 (rys. 7.25a). Rysunek 7.25b pokazuje stan układu bezpośrednio po przyłożeniu ciśnienia Δp . W tym czasie zmiana objętości równa się $\epsilon_v = 0$, ponieważ woda nie zdążyła wydostać się z porów. W przypadku niewystępowania naprężenia bocznego wzrost ciśnienia porowego jest równy zastosowanemu ciśnieniu pionowemu Δp , natomiast naprężenie efektywne zachowuje wartość początkową.

Po upływie pewnego czasu występują zmiany objętości, bowiem woda jest wypychana z porów i naprężenie efektywne wzrasta. Jest to połączone z redukcją ciśnienia porowego o tę samą wartość, ponieważ $\sigma' + u$ musi równać się $\Delta p + \bar{p}_0$. Ostatecznie σ' osiąga wartość równą $\bar{p}_0 + \Delta p$, ciśnienie porowe wynosi wówczas u_0 (rysunek 7.25c). Proces konsolidacji jest zakończony i brak dalszej kompresji, gdyż przyłożone ciśnienie i naprężenia efektywne znajdują się

w równowadze. Przebieg konsolidacji po czasie (T) określa wskaźnik:

$$U_z = \frac{\Delta V}{\Delta V_{T=\infty}}, \quad (7.50)$$

który nazywa się stopniem konsolidacji. We wzorze (7.50) podane symbole oznaczają:

ΔV - zmianę objętości po czasie T ;

$\Delta V_{T=\infty}$ - całkowitą zmianę objętości po zakończeniu procesu konsolidacji.

Ponieważ zmiana objętości jest rezultatem wzrostu naprężenia efektywnego, można zapisać:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{\Delta V} = m_v \Delta \sigma' = -m_v \Delta u.$$

Gdy sprowadzony współczynnik ścisłości gruntu m_v jest stały w zakresie wzrostu omawianych naprężeń, stopień konsolidacji przedstawiony jest wzorem:

$$U_z = \frac{\Delta V}{\Delta V_{T=\infty}} = \frac{u}{\Delta u_{T=\infty}} = \frac{u_1 - u}{u_1 - u_0}, \quad (7.51)$$

w którym:

Δu oraz $\Delta u_{T=\infty}$ są zmianami ciśnienia porowego po czasie T oraz ∞ ;

u_1 - ciśnienie porowe bezpośrednio po przyłożeniu Δp (równe: ciśnienie przyłożone plus ciśnienie hydrostatyczne wody w porach),

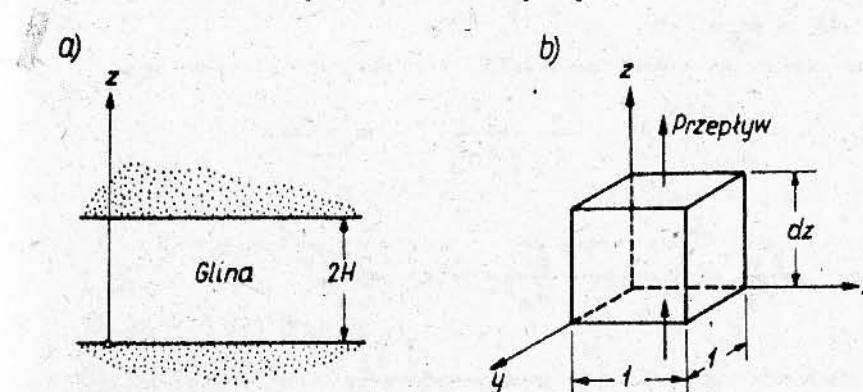
u - ciśnienie porowe w czasie T .

Zależność stopnia konsolidacji U_z od czasu można wyprowadzić z zasad hydromechaniki. Zagadnienie to rozwiązał Terzaghi w 1925 roku. Założenia teorii Terzagiego są następujące:

- grunt jest jednorodny i całkowicie nasycony wodą;
- zarówno woda jak i cząstki gruntu są nieściśliwe,
- ściskanie i przepływ wody są jednokierunkowe (pionowe),
- prawo Darcy obowiązuje dla wszystkich spadków hydraulicznych,
- współczynnik filtracji oraz współczynnik ścisłości gruntu pozostają stałe,

- naprężenia są małe,

- niezależnie od czasu spełniona jest zależność pomiędzy wskaźnikiem porowatości a naprężeniem efektywnym.



Rys. 7.26. Konsolidacja jednoosiowa

Rysunek 7.25a pokazuje warstwę gliny ulegającą jednokierunkowej konsolidacji, natomiast rysunek 7.26b - element tej warstwy. Zastosowano ciśnienie Δp . Jeśli spadek hydrauliczny wynosi $-\frac{\partial h}{\partial z}$, to prędkość przepływu oblicza się ze wzoru:

$$v = k i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{f_w} \frac{\partial h}{\partial z}.$$

Różnicę pomiędzy wydatkiem wody dopływającej do elementu a wydatkiem wody wypływającej określa równanie:

$$-\frac{k}{f_w} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz - \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{k}{f_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz, \quad (7.52)$$

gdzie u oznacza ciśnienie wody w porach.

To równanie powinno określać natężenie zmian objętości $\frac{dV}{dT}$. Stąd równanie ciągłości dla przepływu jednokierunkowego ma postać:

$$-\frac{k}{f_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz = \frac{dV}{dT}. \quad (7.53)$$

Dla warstwy gliny ulegającej konsolidacji $\frac{dV}{dT}$ dane jest wzorem:

$$\frac{dV}{dT} = m_v \frac{\partial(\delta')}{T} dz = - m_v \frac{\partial u}{\partial T} dz ; \quad (7.54)$$

gdyż $dV = m_v d\delta' dz$.

Wiążąc ze sobą równania (7.53) i (7.54) otrzymuje się:

$$- \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - m_v \frac{\partial u}{\partial T}$$

czyli

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{k}{r_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}. \quad (7.55)$$

Współczynnik c_v zwany jest współczynnikiem konsolidacji. Równanie (7.55) jest fundamentalnym wzorem teorii konsolidacji. Równanie różniczkowe konsolidacji jednoosłowej można rozwiązać w następujący sposób. Przyjmujemy, że kompresja gruntu jest mała w porównaniu z H (połowa miąższości warstwy ściśniętej), a przy wzroście ciśnienia c_v jest stałe. Dla uproszczenia przyjmujemy u_0 jako poziom odniesienia dla ciśnienia wody w porach, czyli $u_0 = 0$. Wówczas wielkość u zawiera jedynie całkowite nadciśnienie wody w porach gruntu, wywołane zastosowaniem ciśnienia Δp . Jeżeli wzrost ciśnienia jest natychmiastowy, wówczas warunki początkowe i brzegowe są następujące.

W czasie zerowym Δp przenoszone jest w każdy punkt warstwy gliny przez ciśnienie wody w porach. Jeśli początkowe ciśnienie porowe oznaczmy przez u_1 , otrzymamy:

$$T = 0 \quad u = u_1 = \Delta p. \quad (7.56a)$$

Ponieważ na stropie i na spągu warstwy notuje się całkowite odwodnienie, nie istnieje w tych płaszczyznach nadciśnienie wody w porach. Ciśnienie porowe na tych płaszczyznach równe się ciśnieniu hydrostatycznemu na zewnątrz gliny. A zatem:

$$z = 0 \quad u = 0 \quad (7.56b)$$

$$z = 2H \quad u = 0 \quad (7.56c)$$

Aby znaleźć rozwiązanie równania (7.55) weźmy funkcję w postaci:

$$u = F(z)G(T); \quad (7.57)$$

stąd równanie (7.55) przyjmuje postać:

$$c_v G(T) F''(z) = F(z) G'(T);$$

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(T)}{c_v G(T)}.$$

Wielkości po lewej stronie ostatniego równania zależą jedynie od z , podczas gdy prawa strona zależy tylko od T . Zatem obie wielkości muszą być stałe i równe np. $-A^2$

$$F''(z) = -A^2 F(z);$$

$$G'(T) = -A^2 c_v G(T).$$

Rozwiązanie pierwszego z powyższych równań różniczkowych zwyczajnych ma postać ogólną:

$$F(z) = C_1 \cos Az + C_2 \sin Az;$$

natomiast rozwiązanie drugiego jest następujące:

$$G(z) = C_3 e^{-A^2 c_v T},$$

gdzie C_1, C_2, C_3 są stałymi.

Wobec tego równanie (7.57) przyjmuje postać:

$$u = (C_1 \cos Az + C_2 \sin Az) C_3 e^{-A^2 c_v T} = (C_4 \cos Az + C_5 \sin Az) e^{-A^2 c_v T}.$$

Warunek brzegowy (7.56b) wymaga, aby $C_4 = 0$, natomiast z zależności (7.56c) wynika:

$$C_5 \sin(2AH) = 0 \quad 2AH = n\pi,$$

gdzie n jest liczbą całkowitą.

Zatem:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin \frac{n\pi z}{2H} e^{-n^2 \pi^2 c_v T / 4H^2}.$$

Warunek brzegowy (7.56a) jest spełniony, gdy współczynniki C_n są takie, że

$$u_1 = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin \frac{n\pi z}{2H};$$

jest to szereg Fouriera.

Współczynniki C_n dane są wzorem:

$$C_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_1 \sin \frac{n\pi z}{2H} dz.$$

A więc otrzymujemy rozwiązanie:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_1 \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi z}{2H} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 c_v T}{4H^2}}. \quad (7.58)$$

W przypadku gdy u_1 jest stałe, równanie (7.58) przyjmuje postać:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2u_1}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\sin \frac{n\pi z}{2H} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 c_v T}{4H^2}}$$

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{2u_1}{M} \sin \frac{Mz}{H} \right) e^{-M^2 T_v}, \quad (7.59)$$

gdzie:

$$M = \frac{1}{2} \pi (2m + 1); m \text{ jest liczbą całkowitą oraz}$$

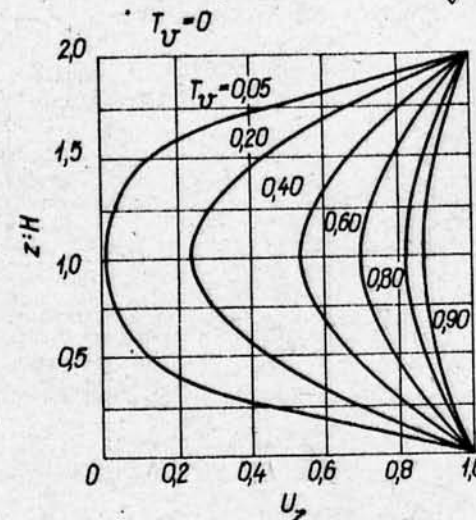
$$T_v = \frac{c_v T}{H^2}. \quad (7.60)$$

T_v jest to wielkość bezwymiarowa, zwana czynnikiem czasu. Wielkości c_v oraz H znane są dla danego zagadnienia. Zatem wyrażenie określa ciśnienie wody w porach jako funkcję czasu T i głębokości z . Stopień konsolidacji w jakimkolwiek punkcie warstwy otrzymuje

się przed podstawienie u z równania (7.59) do równania (7.51)

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\sin \frac{Mz}{H} \right) e^{-M^2 T_v}. \quad (7.61)$$

Stopień konsolidacji U_z w jakimkolwiek czasie zmienia się także wraz z głębokością z . Na rysunku 7.27 przedstawione są wykresy U_z w zależności od z dla różnych wartości T_v .



Rys. 7.27. Zależność stopnia konsolidacji od głębokości według Taylora

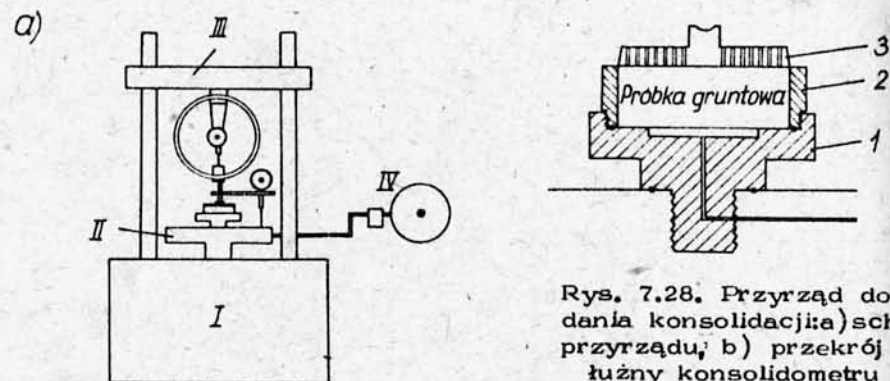
W praktyce często stosowana jest średnia wartość stopnia konsolidacji dla danej warstwy. Średnią wartość stopnia konsolidacji, gdy $u_1 = \text{const}$, określa wzór:

$$U_H = \frac{u_1 - \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u dz}{u_1} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}. \quad (7.62)$$

7.17. Badania konsolidacji gruntów

Pod działaniem obciążenia szkielet gruntowy odkształca się z określoną prędkością. Wynika to z lepkich właściwości gruntów. Aparatura przygotowana do badania konsolidacji gruntów uwzględnia lepkie

właściwości różnych gruntów. Badania konsolidacji mają na celu: określenie zależności "naprężenie - odkształcenie gruntów", wyznaczanie wartości współczynnika konsolidacji c_v , wyznaczanie edometrycznego modułu ścisłości ogólnej M_o , maksymalnego naprężenia prekonsolidacyjnego (tj. takiego, które działało na grunt w ciągu całej jego historii) oraz wyznaczanie parametrów charakteryzujących właściwości reologiczne potrzebnych do obliczania osiadania w czasie. Oprócz tego istnieje możliwość wyznaczania współczynnika filtracji k .



Rys. 7.28. Przyrząd do badania konsolidacji: a) schemat przyrządu; b) przekrój podstawy konsolidometru

Przyrząd składa się z następujących części (rys. 7.28):

- zespół napędzający I;
- konsolidometru II;
- ramy z urządzeniem pomiarowym wielkości dynamicznych III;
- urządzenia do pomiaru ciśnienia porowego IV.

Konsolidometr (rys. 7.28b) składa się z podstawy 1, pierścienia 2 oraz perforowanego tłoka z filtrem 3. Podstawa jest sztywno i szczelnie połączona z zespołem napędzającym. W środku górnej powierzchni podstawy umieszcza się filtr karborundowy, o grubości 3 mm i średnicy 37 mm, przez co umożliwia się pomiar wartości ciśnienia porowego na dolnej powierzchni próbki. Pierścień metalowy o wysokości 20 mm, o wewnętrznej średnicy 56,5 mm i grubości ścianki 5 mm, połączony jest sztywno i szczelnie z podstawą. Na próbkę umieszczoną w pierścieniu naciska się tłok z filtrem zapewniającym swobodny wypływ wody porowej przez górną powierzchnię próbki. Tłok z filtrem jest obciążony osłowo przez dynamometr, który z kolei łączy się z nieruchomą ramą (III). Po włączeniu aparatury silnik elektryczny o kontrolowanej prędkości obrotów przyciska konsolidometr przez zespół na-

pędzający w stronę nieruchomego dynamometru, który nadaje w ten sposób próbce gruntu rosnące obciążenie rejestrowane przez czujnik przymocowany w dynametrze. Odkształcenie próbki gruntu rejestrowane jest przez inny czujnik. Podczas badań ciśnienie porowe na dolnej powierzchni próbki mierzone jest za pomocą manometru.

Jeśli badany grunt jest w pełni nasycony wodą, to podczas działania rosnącego obciążenia pionowego będzie zmniejszał swoją porowatość, a woda porowa będzie wypływać tylko w kierunku pionowym w stronę górnej powierzchni próbki. Tak zachodzący proces jest procesem jednoosłowej konsolidacji. Przy założeniu nieściśliwości wody oraz cząstek mineralnych według prawa Darcy'ego równanie konsolidacji ma postać:

$$\frac{k}{f_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial T}; \quad (7.63)$$

gdzie:

- k - współczynnik filtracji przyjęty jako niezmienny w trakcie konsolidacji;
- z - współrzędna pionowa, odległość do górnej powierzchni próbki;
- T - czas;
- reszta oznaczeń jak poprzednio.

Przy małych wartościach odkształcenia prędkość zmian wskaźnika porowatości zastępuje się przez prędkość odkształcenia i równanie (7.63) przekształca się w równanie:

$$\frac{k}{f_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \epsilon}{\partial T}. \quad (7.64)$$

Prędkość odkształcenia może być jeszcze przedstawiona zależnością następującą:

$$\frac{d\epsilon}{dT} = \frac{1}{\beta} (\epsilon_{\infty} - \epsilon)^m = \frac{1}{\beta} \left(\frac{\sigma'}{M_o} - \epsilon \right)^m; \quad (7.65)$$

gdzie:

- ϵ - odkształcenie osłowe;
- σ' - naprężenie efektywne;
- M_o - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej;

β, m - parametry charakteryzujące właściwości reologiczne gruntu;
 ϵ_{∞} - odkształcenie całkowite, któremu ulega grunt pod działaniem
 naprężenia σ' .

We wzorze (7.65) przyjęto liniową zależność naprężenia-odkształcenia:

$$\epsilon_{\infty} = \frac{\sigma'}{M_0} \quad (7.66)$$

W procesie konsolidacji, przy stałej prędkości wzrastania obciążenia pionowego:

$$\dot{p} = \text{const} = R \quad (7.67)$$

Wartość obciążenia w czasie wynosi:

$$p = RT \quad (7.68)$$

Zgodnie ze wzorem Terzagiego naprężenie efektywne równa się:

$$\sigma' = RT - u \quad (7.69)$$

Po podstawieniu równania (7.69) do równania (7.65) i uwzględnieniu równania (7.64) otrzymuje się układ równań konsolidacji:

$$\begin{aligned} \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} &= - \frac{\partial \epsilon}{\partial T} \\ \frac{\partial \epsilon}{\partial T} &= \frac{1}{\beta} \left(\frac{RT - u}{M_0} - \epsilon \right)^m \end{aligned} \quad (7.70)$$

Rozwiązanie układu równań (7.70) daje możliwość zmiany wartości ciśnienia porowego oraz odkształcenia w danym punkcie próbki dla danego czasu. Wyniki rozwiązania można otrzymać metodami numerycznymi. W badaniu tym przebieg konsolidacji wyróżniają dwie fazy: faza początkowa niestabilna i faza ustalona.

W fazie drugiej określa się rozkład ciśnienia porowego (przy $\dot{\epsilon} = \text{const}$) według wzoru:

$$u_z = \frac{\gamma_w \dot{\epsilon}_{\text{const}}}{k} \left(H_z - \frac{1}{2} z^2 \right) \quad (7.71)$$

przy warunkach brzegowych:

- ciśnienie porowe na górnej powierzchni próbki gruntu równa się zero;
- spadek ciśnienia porowego na powierzchni dolnej próbki wynosi zero.

Największe ciśnienie porowe jest w punkcie $z = H$ (gdzie H - wysokość próbki) i wynosi:

$$u_{H \text{ max}} = \frac{\gamma_w \dot{\epsilon}_{\text{const}} H^2}{2k} \quad (7.72)$$

W fazie drugiej naprężenie efektywne średnie dla całej próbki określa wzór:

$$\sigma' = p - \frac{1}{H} \int_0^H u_z dz \quad (7.73)$$

Po podstawieniu równania (7.71) do równania (7.73) i uwzględnieniu równania (7.72) otrzymuje się:

$$\sigma' = p - \frac{2}{3} u_{H \text{ max}} \quad (7.74)$$

Równanie (7.74) może być stosowane w początkowej fazie niestabilnej. W przypadku stałych parametrów M_0, β, m zależność naprężenie-odkształcenie określa wzór:

$$\dot{\epsilon}_{\text{const}} = \frac{R}{M_0} = \frac{\dot{\sigma}'}{M_0} \quad (7.75)$$

Wartość całkowitego odkształcenia pod określonym obciążeniem (i działaniem σ') wyznacza się z równania (7.65):

$$\epsilon_{\infty} = \epsilon + \beta \dot{\epsilon}_{\text{const}}^{1/m} \quad (7.76)$$

Po przeprowadzeniu badań oblicza się wartość współczynnika konsolidacji ze wzoru:

$$c_v = \frac{\dot{p} H^2}{2 u_H} \quad (7.77)$$

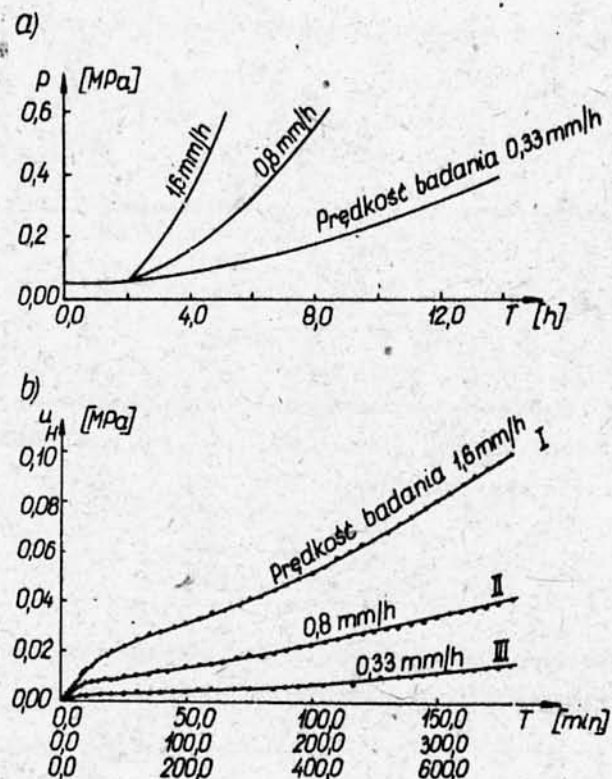
Współczynnik konsolidacji został zdefiniowany następująco:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a} = \frac{k M_o}{\gamma_w} \quad (7.78)$$

gdzie:

a - współczynnik ścisłości gruntu,

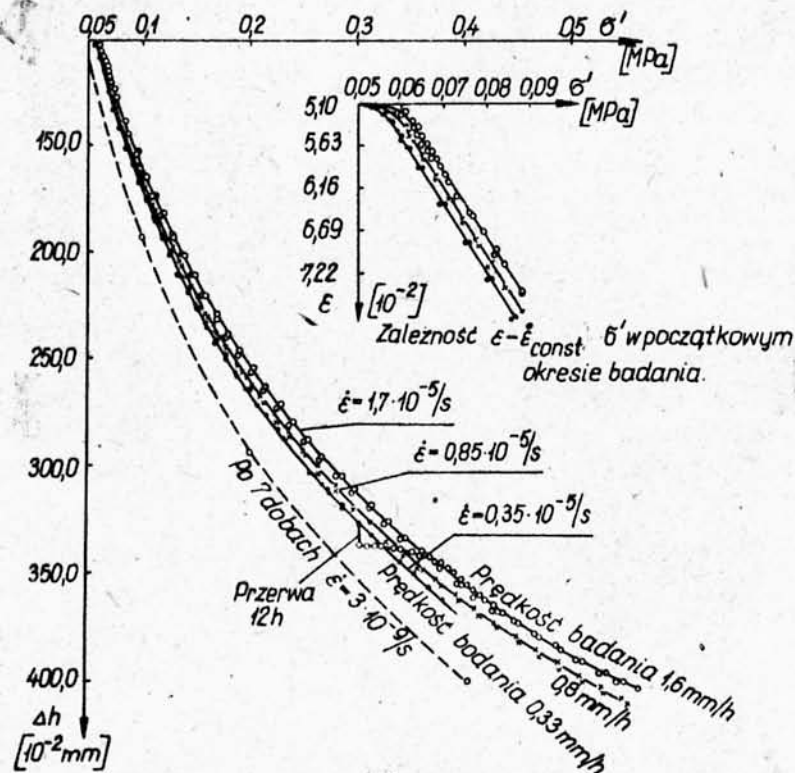
Za pomocą zależności (7.76) można wyznaczyć ϵ_{∞} i parametry β, m , wyzyskując zbiór izolinii i oznaczając $(\sigma' - \epsilon)_{\dot{\epsilon} \text{ const}}$, z co najmniej 3 badań przy różnych $\dot{\epsilon}_{\text{const}}$.



Rys. 7.29. Wykresy badań konsolidacji: a) schemat obciążenia, b) ciśnienie porowe podczas badań

W omówionym badaniu, w celu wyeliminowania skutków niecałkowitego przylegania bibuły do gruntu i gruntu do pierścienia, każdej próbce przed właściwym badaniem należy zadać obciążenie wstępne wynoszące 0,05 MPa. Po okresie potrzebnym do prawie całkowitego rozpro-

szczenia ciśnienia porowego ($u_H \approx 0,0005$ MPa) i do dostatecznie małej prędkości odkształcenia zadaje się próbce gruntowej dalsze obciążenie pionowe, wzrastające ze stałą prędkością w sposób ciągły, aż do zakończenia, kiedy $p = 0,6$ MPa. Stosuje się trzy prędkości badań 1/6 mm/h, 0,8 mm/h i 0,33 mm/h (rys. 7.29). Podczas badań rejestruje się wartość obciążenia oraz zmniejszenie wysokości próbki i ciśnienia porowego na dolnej powierzchni próbki w określonym czasie od chwili przyłożenia obciążenia. Zależność $(\sigma' - \epsilon)_{\dot{\epsilon} \text{ const}}$ jest przedstawiona na rysunku 7.30 w postaci krzywych bezwzględnego odkształcenia (Δh) - naprężenia efektywnego, przy określonej stałej wartości $\dot{\epsilon}_{\text{max}}$. Z uzyskanych krzywych wyznacza się wartości parametrów β, m dla poszczególnych przedziałów naprężenia.



tego, które próbka gruntowa osiąga pod określonym obciążeniem, gdy prędkość odkształcenia dąży do zera.

Przedstawiony sposób badania konsolidacji gruntów zasługuje na uwagę ze względu na znaczne skrócenie czasu badania w porównaniu z dotychczasowymi. Uwzględnia on wpływ prędkości odkształcania na określenie właściwości gruntów. Dla wyznaczenia potrzebnych parametrów, powinno się przeprowadzić tą metodą co najmniej 3 badania, każde przy innej prędkości. Prędkości badania powinny być tak dobrane, aby było można dokładnie zmierzyć ciśnienie porowe i wywołać w próbce gruntu możliwie najmniejszą niejednorodność stanu naprężenia.

8. ODKSZTAŁCENIA PODŁOŻA

8.1. Modele obliczeniowe podłoża gruntowego

Modelem geostatycznym podłoża gruntowego jest ośrodek, który określony jest jednym lub kilkoma parametrami charakteryzującymi jego pracę pod obciążeniem. W dotychczasowej praktyce znane są trzy modele podłoża gruntowego, a mianowicie:

- 1) model Winklera-Zimmermanna, scharakteryzowany jednym parametrem fizycznym,
- 2) model Własowa, o dwóch parametrach fizycznych i jednym geometrycznym,
- 3) model półprzestrzeni sprężystej lub półpłaszczyzny sprężystej, o dwóch parametrach fizycznych i dwóch lub trzech geometrycznych.

Przy wyborze jednego z modeli należy wziąć pod uwagę:

- lokalne warunki gruntowe opisane w dokumentacji geologiczno inżynierskiej;
- spodziewany zasięg rozchodzenia się naprężeń i odkształceń pionowych,
- wstępne wymiary fundamentów.

8.1.1. Model Winklera-Zimmermanna

W modelu tym podłoże jest utworzone z szeregu sprężyn ustawionych pionowo na poziomej płaszczyźnie ograniczającej ośrodek oraz z zespołu płytek o elementarnej powierzchni jako płaszczyźnie posadowienia (rys. 8.1).

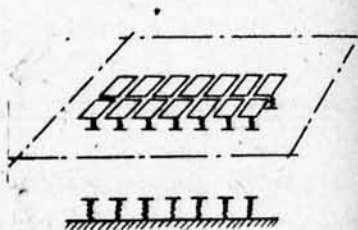
Przy obciążeniu podłoża powstaje w nim stan naprężeń, który można wyrazić wzorem:

$$r(x,y) = C z(x,y), \quad (8.1)$$

w którym:

- $r(x,y)$ - stan naprężeń wywołany obciążeniem podłoża; stan dodatni jest skierowany w górę,
- $z(x,y)$ - stan przemieszczeń płaszczyzny posadowienia; przemieszczenia dodatnie skierowane są w dół,
- C - współczynnik podłoża.

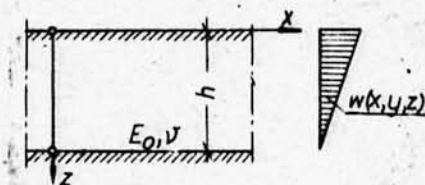
Wadą tego modelu jest pominięcie naprężeń stycznych, które mają istotny wpływ na wielkość spodziewanych osiadań powierzchni posadowienia. Model stosuje się z powodzeniem w drogownictwie i kolejnictwie, ze względu na rodzaj nacisku, powierzchnie obciążone i odpowiednie podłoża.



Rys. 8.1. Model sprężysty Winklera-Zimmermanna

8.1.2. Model warstwy sprężystej Własowa

Podłoże gruntowe składa się z warstwy sprężystej o określonej grubości h , która spoczywa na ośrodku nieodkształcalnym. Założenia o stanie przemieszczeń w tym modelu podłoża są następujące:



Rys. 8.2. Model Własowa

- a) Przemieszczenia pionowe zanikają w miarę wzrostu głębokości według wzoru (rys. 8.2)

$$w(x,y,z) = w(x,y) \left(1 - \frac{z}{h}\right) = w(x,y) s(z). \quad (8.2)$$

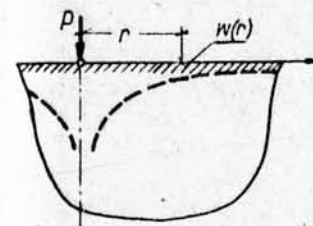
- b) Przemieszczenia w kierunku poziomym są równe zero,

- c) W przypadku analizowania pracy fundamentów płytowych modelem podłoża jest warstwa sprężysta o grubości h , spoczywająca na warstwie nieodkształcalnej.

Model Własowa może być dostosowany do danych warunków terenowych. W modelu tym moduł odkształcenia podłoża E_0 przyjmuje się jako wartość średnią ważoną modułów odkształceń danego niejednorodnego podłoża gruntowego.

8.1.3. Model półpłaszczyzny sprężystej lub półprzestrzeni sprężystej

Model półpłaszczyzny sprężystej lub półprzestrzeni sprężystej podłoża gruntowego buduje się stosując wiele metod obliczeniowych fundamentów, takich jak: metoda Gorbunowa-Posadowa, Żemoczkińska-Sinicyńska oraz Króla. W rozwiązywaniu zadania płaskiego metody opierają się na wzorze Flamanta, określającym przemieszczenie górnej krawędzi półpłaszczyzny obciążonej siłą skupioną (rys. 8.3):



Rys. 8.3. Schemat do modelu półprzestrzeni sprężystej

$$w(x) = \frac{2P}{\pi} \frac{(1 - \nu^2)}{E_0} \ln \frac{t}{x} \quad (8.3)$$

gdzie:

$w(x)$ - różnica przemieszczeń pionowych punktu o współrzędnej x na górnej krawędzi tarczy i punktu o współrzędnej t na tejże krawędzi.

W przypadku rozwiązywania zadania przestrzennego równanie wyjściowe stanowi wzór Boussinesq'a dla półprzestrzeni sprężystej, podający przemieszczenie pod wpływem działania siły skupionej:

$$w(r) = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi E_0 r}, \quad (8.4)$$

gdzie:

r - odległość punktu doznającego przemieszczenia $w(r)$, reszta jak we wzorze (8.3).

Model półpłaszczyzny lub półprzestrzeni sprężystej ma zastosowanie, gdy podłoże jest jednorodne mające znaczną miąższość (przekracza od 1,5 do 3,0 B, w zależności od typu fundamentów); gdy model odkształcenia określony jest poprzez badania polowe; gdy w badanym podłożu nie zachodzą zmiany w stosunkach wodnych (B oznacza szerokość fundamentu).

8.2. Zakres stosowania obliczeń geostatycznych

W myśl postanowień normy PN-81/B-03020 posadowienia budowli sprawdza się ze względu na możliwość wystąpienia dwóch grup stanów granicznych podłoża gruntowego fundamentów:

- 1) grupy stanów granicznych nośności podłoża gruntowego (I stan graniczny);
- 2) grupy stanów granicznych użytkowania budowli (II stan graniczny).

Sprawdzenie I stanu granicznego jest objęte normą, którą stosuje się dla wszystkich przypadków posadowienia.

Sprawdzenie II stanu granicznego obowiązuje dla obiektów, które nie są posadowione na skałach litych. Obliczeń tych można nie przeprowadzać w przypadku, gdy:

- 1) budowle są następujące:
 - jednokondygnacyjne hale przemysłowe z suwnicami o udźwigu do 500 kN, o konstrukcji niewrażliwej na nierównomierne osiadanie;
 - budynki przemysłowe i magazynowe o wysokości do 3 kondygnacji;
 - budynki mieszkalne i powszechnego użytku o wysokości do 11 kondygnacji włącznie i o słatce słupów nie przekraczającej 6,0 x 6,0 m lub rozstawie ścian nośnych nie większym niż 6,0 m, pod warunkiem, że obciążenie poszczególnych części budowli nie jest zróżnicowane, nie przewiduje się dodatkowego obciążenia podłoża obok rozpatrywanej budowli (np. składowiskami); nie stawia się specjalnych wymagań ograniczających wartość dopuszczalnych przemieszczeń;
- 2) w podłożu do głębokości równej trzykrotnej szerokości największego fundamentu występują równocześnie wyłączenia:

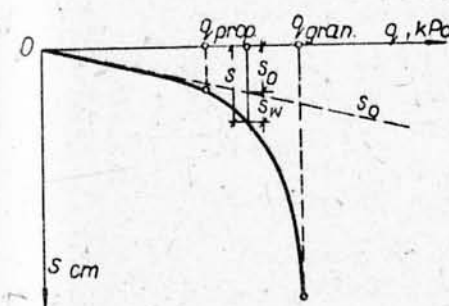
- grunty niespoiste, z wyjątkiem piasków pylastych w stanie luźnym;
- grunty spoiste, w stanie nie gorszym od twardoplastycznych.

Jeśli budowla obliczana jest jako konstrukcja ciągła statycznie, na podłożu odkształcalnym, można nie sprawdzać jej wygięcia lub ugięcia.

8.3. Czynniki powodujące odkształcenia podłoża gruntowego

Podział gruntów podłoża ze względu na ich ściśliwość przedstawiono w tabeli 8.1. Obliczenia spodziewanych osiadań są wymagane dla obiektów, z wyjątkiem wymienionych w 8.2, posadowionych na podłożu zaliczonym do grupy drugiej i trzeciej. Odkształcenia podłoża grupy 2 mogą następować z dwóch powodów:

- s_o - osiadania właściwego powstałego wskutek ściśliwości podłoża;
- s_w - osiadania spowodowanego wypieraniem gruntu spod fundamentu.



Rys. 8.4. Osiadanie fundamentu wskutek ściśliwości i wypierania podłoża

Udział tych odkształceń uwidacznia wykres (rys. 8.4). W takim przypadku osiadanie łączne wynosi: $s = s_o + s_w$.

Ponieważ przy projektowaniu fundamentów budowli przyjmuje się za dopuszczalne graniczne naprężenie na grunt, zmniejszone dla bezpieczeństwa dwu lub trzykrotnie, a więc bliższe wartości granicy proporcjonalności, udział drugiego czynnika spowodowanego wypieraniem gruntu spod fundamentu jest znikomy. Praktycznie

przyjmuje się, że $s_w = 0$. Wobec tego obliczenie osiadań spowodowanych ściśliwością gruntu sprowadza się do obliczeń odkształceń pionowych w masie gruntowej. W obliczeniach spodziewanych osiadań budowli posadowionych na podłożu o dużej ściśliwości zaleca się uwzględniać inne dodatkowe przyczyny powstawania osiadań. Przy znacznej miąższości gruntów (o dużej ściśliwości i dużym zróżnicowaniu tych miąższości) osiadania podłoża nie liczy się do głębokości strefy czynnej, tj. tej gdzie spełniony jest warunek:

Grupy gruntów w zależności od ścisłości i porowatości gruntów

Numer grupy	Nazwa grupy gruntów	Współczynnik ścisłości a [MPa ⁻¹]	Wskaźnik porowatości e	Rodzaj gruntu i jego stan
1	2	3	4	5
1	mało ścisłe	$a < 0,05$	$e < 0,5$	Kamieniste z wypełnieniem porów gruntem spoistym, gruboziarniste, piaski zagęszczone i średnio zagęszczone z wyjątkiem piasków drobnych i pylastych w stanie średnio zagęszczonym, spoiste w stanie półzwarłym i twar- doplastycznym.
2	średnio ścisłe	$0,05 < a < 0,5$	$0,5 \leq e \leq 0,8$	Grunty spoiste $0,25 < J_L < 0,5$, piaski drobne i pylaste w stanie średnio zagęszczonym oraz piaski luźne
3	dużej ścisłości	$a > 0,5$	$0,8 < e < 1,1$	
4	bardzo ścisłe	-	$e > 1,1$	Spoiste miękkoplastyczne o $J_L > 0,5$, spoiste płynne, namuły i torfy.

$$\sigma_{z \max}^d \leq 0,3 \sigma_{z \max}^e$$

lecz do głębokości stropu warstwy mało ścisłej, zalegającej poniżej warstw o dużej ścisłości. Przy takim podłożu konstrukcja może osładać nierównomiernie i jeśli jest ona sztywna i prętowa powstają dodatkowe siły przekrojowe, które mogą doprowadzić do pojawienia się pęknięć czy zarysowań obiektu. Przy dokładniejszym obliczeniu spodziewanych osładań, które proponuje się stosować na podłożu o dużej ścisłości, mogą być uwzględnione dodatkowe czynniki. Wzór na całkowite osładanie podany jest w pracy Dałmatowa. Ma on postać:

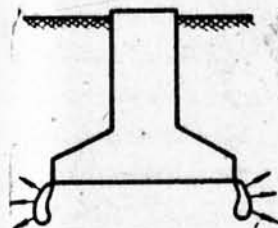
$$s = s_o + s_w + s_n + s_r \quad (8.6)$$

gdzie:

s_o, s_w - oznaczenia jak wyżej;

s_n - osładanie uwarunkowane pęcznieniem (rozluźnieniem) gruntów podłoża powstałym na skutek wykonywania wykopu;

s_r - osładanie wynikające z naruszenia struktury gruntów podłoża.



Rys. 8.5. Strefy uplastycznienia gruntu poza obrysem fundamentu

Wielkość osładania spowodowana wypieraniem gruntu spod fundamentu (s_w) może być praktycznie przyjęta jako prawie równa zero. Osładanie to rozwija się kosztem plastycznych odkształceń gruntu, towarzyszących procesowi jego zagęszczenia pod fundamentem po obu jego stronach. Odkształcenia te tworzą się początkowo pod krawędzią fundamentu i później rozprzestrzeniają się głównie na boki i ku górze (rys. 8.5). Wywołuje to zagęszczenie gruntu wokół stref plastycznych oraz wzrost oporu na przesunięcie w kierunku poziomym.

Powstałe w gruncie naprężenia poziome pod podstawą fundamentu mogą zmieniać swoją wartość w przedziałach:

$$\frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z \leq \sigma_y \leq \frac{1-\nu}{\nu} \sigma_z \quad (8.7)$$

gdzie:

σ_z, σ_y - naprężenia działające odpowiednio w kierunkach pionowym i poziomym w jednowymiarowym stanie odkształceń;
 ν - współczynnik bocznej rozszerzalności.

Osiadanie spęczniałych (rozluźnionych) gruntów (s_n) powstaje pod działaniem obciążenia nie przekraczającego masy gruntu wybranego przy wykonaniu wykopu. Wyjaśnia to, że usuwanie gruntu z wykopu i zmniejszanie ciśnienia statycznego powoduje rozluźnianie gruntów. W wyniku tworzenia się w podłożu nowego stanu naprężeń, rozprężającego się wokół dna wykopu, powstają odkształcenia sprężyste, które powodują nierównomierne podnoszenie się dna wykopu, a następnie jego nierównomierne osiadanie. Przyczyny powstawania osiadań uwarunkowanych rozluźnieniem są następujące:

- nierównomierne podnoszenie się powierzchni dna wykopu wskutek zmiennego układu warstw podłoża;
- większe spęcznie gruntu w środkowej części wykopu aniżeli po jego krawędziach i narożach;
- różny przebieg tych zjawisk w czasie.

W większości przypadków, w czasie wznoszenia budynków lub budowli przemysłowych na fundamentach posadowionych płycej niż 5,0 m od powierzchni terenu, osiadania uwarunkowane rozluźnieniem gruntów są nieznaczne. Osiadanie powstające w czasie wznoszenia fundamentów i ścian piwnicznych oraz w czasie wykonywania zasypki z gruntu znajdującego się obok fundamentów prawie nie wpływa na wielkość odkształceń konstrukcji nadziemnej. Wpływ osiadania uwarunkowanego rozluźnieniem gruntów należy uwzględnić w wykopach fundamentowych głębszych niż 5,0 m i wykonując fundamenty, których masa wraz z zasypką gruntową jest mniejsza od masy gruntu wybranego w danym miejscu w wykopie.

Osiadanie s_n może być obliczane tak samo jak osiadania powstałe na skutek ściśliwości gruntu s_o ; zamiast edometrycznych modułów ściśliwości należy w tym przypadku przyjąć edometryczne moduły odprężenia. Największy wpływ na rozwój osiadań może mieć osiadanie s_r , wynikające z naruszenia struktury gruntów. Naruszenie struktury może powstać w trakcie wykonawstwa wykopów i budowy fundamentów; na skutek zmiennego stanu gruntów może nastąpić wówczas zmniejszenie obciążenia dopuszczalnego. Przyczynami pow-

stawiania osiadań wynikających z naruszenia struktury gruntów są:

- działanie atmosferyczne, w rezultacie których tworzą się wysadzi-ny przy przemarzaniu i następuje zapadanie się gruntów przy od-tajaniu; pęcznieje i rozmięka grunt w podłożu na skutek opadów, podłoże gruntowe wysycha pod wpływem słońca i wiatru;
- działania wód gruntowych, powodujące odkształcenia warstw gruntu;
- dynamiczne działanie maszyn i urządzeń budowlanych naruszają-cych strukturę gruntów poniżej dna wykopu;
- poważne nieraz błędy wykonawców budów.

Osiadania powstałe z naruszenia struktury należy sprowadzać do minimum wybierając należyte sposoby wykonania robót budowlanych i zapewniając odpowiednią ochronę struktury gruntów.

8.4. Typowe zjawiska osiadań

Nierównomierne osiadania budowli mogą powodować jej uszkodze-nia. Z doświadczenia wynika, że za nieszkodliwe można uznać osia-danie, gdy spełniony jest warunek

$$\frac{\Delta s}{l} < \frac{1}{500} \quad (8.8)$$

gdzie:

- Δs - różnica osiadań pomiędzy dwiema podporami (badanymi punk-tami),
 l - odległość pomiędzy dwiema podporami (badanymi punktami).



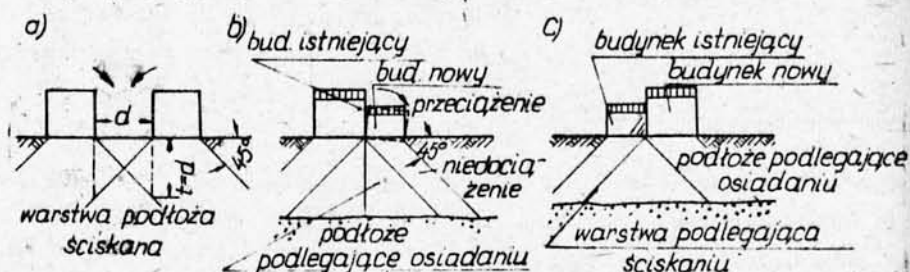
Rys. 8.6. Wygięcie długiej budowli

Przy $\frac{\Delta s}{l} > \frac{1}{300}$ uszkodzenia są możliwe, a przy $\frac{\Delta s}{l} > \frac{1}{50}$ pękają podpory żelbetowe.

Przy jednorodnym położu mogą zachodzić następujące przypadki zjawisk osiadań:

- wygięcie budowli (rys. 8.6); przy czym największe naprężenia w podłożu powstają pod środkiem budowli;

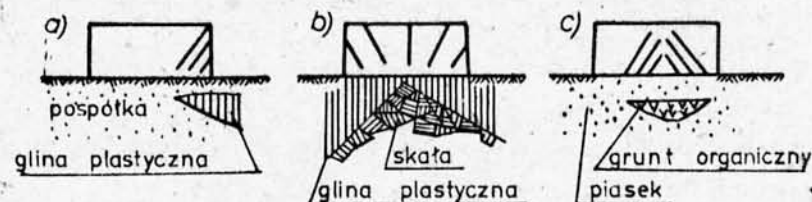
- b) jednostronne przechylenie się sąsiednich budowli (rys. 8.7a); nakładanie się naprężeń prowadzi do zwiększonych osiadań w stre-
fie pomiędzy budynkami;
- c) przechył budowli lub jej zarysowanie przy wznoszeniu nowej bu-
dowli obok starej (rys. 8.7b i c). Pod starą budowlą podłoże
jest zagęszczane. Nowa budowla nie powoduje natychmiastowego
zagęszczenia podłoża. Większe osiadanie występujące pod krawę-
dzą budynku może spowodować jego przechył (rys. 8.7b). Jeśli
nowa budowla jest większa i cięższa, to jej wychylenie jest mało
znaczące. W tym przypadku jednak w starej budowlę, w jej częś-
ci przylegającej do sąsiedniej, nowej, powstają rysy (rys. 8.7c).



Rys. 8.7. Jednostronny wpływ sąsiednich budowli

Zjawiska nierównomiernych osiadań przy niejednorodnym podłożu mogą być następujące:

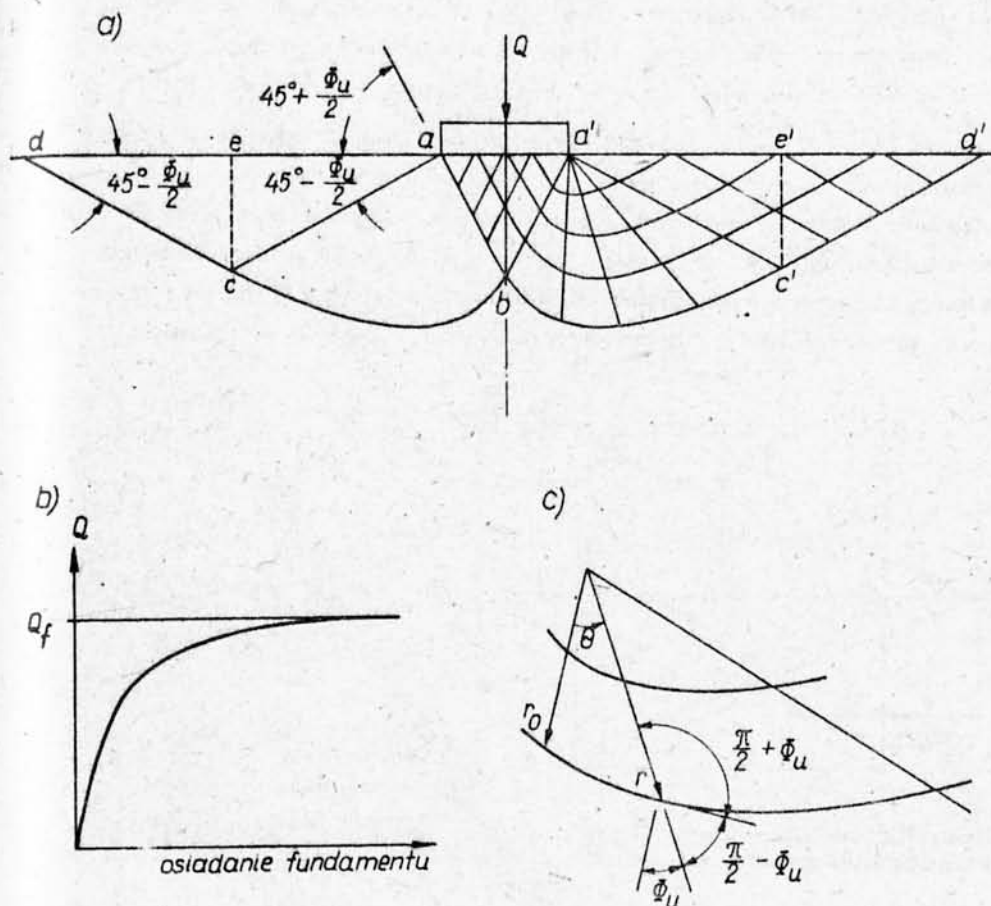
- a) pochodzące z wpływu istnienia wkładki gruntu o dużej ścisłości (rys. 8.8a);
- b) pochodzące z wpływu istnienia warstwy o dużej ścisłości i war-
stwy nieściślej (rys. 8.8b); zalegającej pod środkiem budowli;
- c) pochodzące z zalegania gruntów organicznych, jako wkładki w pod-
łożu, pod środkiem budowli (rys. 8.8c).



Rys. 8.8. Rysy jako skutek różnorodnych warstw gruntowych podłoża

8.5. Zagadnienie nośności podłoża gruntowego

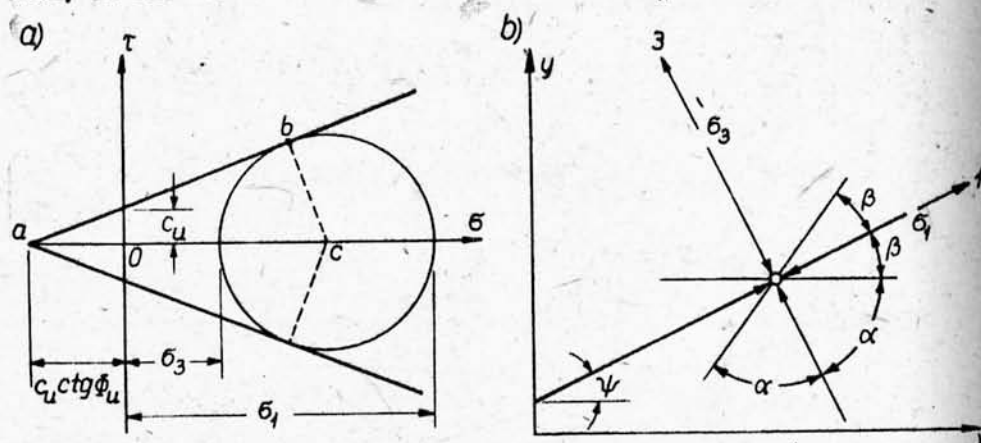
Rozważmy fundament ławowy założony na powierzchni gruntu, jak pokazuje rysunek 8.9. Wraz ze wzrostem obciążenia Q fundament zagłębia się w grunt (rys. 8.9b). Gdy obciążenie osiągnie wartość Q_f odkształcenie podłoża rośnie w sposób nieokreślony. Mówi się wówczas



Rys. 8.9. Powierzchnie poślizgu obciążonego podłoża

że w gruncie powstaje poślizg. Obliczenie siły Q_f pozwala określić wartość ciśnienia q_f w chwili poślizgu, zwanego nośnością gruntu. W omawianym zagadnieniu kierunki naprężeń głównych są zmienne i powierzchnie poślizgu pokazują krzywe na rysunku 8.9a. Ponieważ płaszczyzna podstawy fundamentu jest beztarciowa, bezpośrednio po-

nizej obciążonej ławy fundamentowej występuje największe naprężenie główne w kierunku pionowym, a powierzchnia poślizgu w obszarze $a'b$ tworzy z poziomem kąt $(45^\circ + \frac{\phi_u}{2})$. W obszarze acd oddalonym od fundamentu (powierzchni obciążonej) poślizg jest zbliżony do poziomego. Wzdłuż płaszczyzn nie obciążonych ad oraz $a'd$ największe i najmniejsze naprężenia główne są odpowiednio w kierunku poziomym i pionowym. A więc powierzchnie poślizgu w obszarze adc przecinają płaszczyznę nieobciążoną (swobodną) ad pod kątem $(45^\circ - \frac{\phi_u}{2})$. Otrzymaliśmy w ten sposób pęk linii prostych wychodzących z punktu a (lub a') oraz rodzinę krzywych. Należy zauważyć, że te dwie rodziny powierzchni poślizgu muszą przecinać się pod kątem $(90^\circ + \phi_u)$ (rys. 8.10a). Z geometrycznej zależności pomiędzy dwiema powierzchniami poślizgu (rys. 8.9c) można wywnioskować, że normalna do krzywej tworzy kąt ϕ_u z promieniem.



Rys. 8.10. Koło Mohra i powierzchnie poślizgu: a) koło Mohra przy zniszczeniu gruntu; b) powierzchnie poślizgu oraz osie główne w płaszczyźnie xy

Zatem wymaga się, aby krzywa określona była równaniem:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi_u} \quad (8.9)$$

w którym:

r_0 - promień początkowy;

θ - kąt pomiędzy r_0 i r .

Dwuwymiarowe równanie różniczkowe równowagi ma postać:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X; \quad (8.10a)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y. \quad (8.10b)$$

Warunek zniszczenia jest określony równaniem Coulomba. Aby połączyć równania (8.10) z (7.25) przekształcimy to pierwsze wykonując następujące operacje (przy wykorzystaniu koła Mohra) na rysunku 8.10a. Odległość $ac = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u$; $bc = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$. Z zależności geometrycznych wynika:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u \right] - c_u \operatorname{ctg} \phi_u \\ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u \right] \sin \phi_u. \end{aligned} \quad (8.11)$$

Gdy oś główna przecina oś x pod kątem $\psi = \theta$, mamy także:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\psi \right] \\ \sigma_y &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\psi \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\psi \end{aligned} \right\} \quad (8.12)$$

Po podstawieniu równań (8.11) do (8.12) otrzymuje się:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u \right] (1 + \sin \phi_u \cos 2\psi) - c_u \operatorname{ctg} \phi_u \\ \sigma_y &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u \right] (1 - \sin \phi_u \cos 2\psi) - c_u \operatorname{ctg} \phi_u \\ \tau_{xy} &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \phi_u \right] \sin \phi_u \sin 2\psi. \end{aligned} \right\} \quad (8.13)$$

Równanie (8.13) przedstawia warunek zniszczenia poprzez wielkość $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_1, \sigma_3$ zamiast przez σ oraz τ . Kierunki linii poślizgu i osie główne pokazane są na rysunku 8.10b.

Omówiony zostanie teraz przypadek nośności fundamentu ławowego o podstawie beztarciowej, opierającego się na gruncie o $\phi_u = 0$ oraz nieważkim (czyli $X = 0$; $Y = 0$). Zagadnienie ogólne, gdy

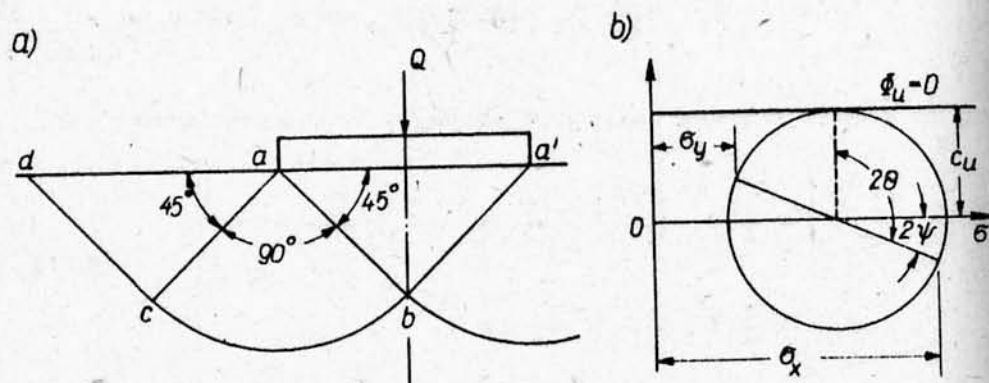
$\phi_u = 0$; $X = 0$ oraz $Y = 0$; rozwiązuje się numerycznie metodą charakterystyk. W przypadku gdy $\phi_u = 0$, spirala logarytmiczna redukuje się do łuku kołowego, zatem powierzchnie poślizgu mają kształt pokazany na rysunku 8.11a. Wytrzymałość gruntu na ścinanie określa się z rysunku 8.11b.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c_u.$$

Wobec tego równanie (8.12) przyjmuje postać

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm c_u \cos 2\psi$$

$$\tau_{xy} = c_u \sin 2\psi.$$



Rys. 8.11. Zniszczenie nieważkiego gruntu beztarciowego ($\phi_u = 0$) pod obciążeniem ławą fundamentową

Po ustaleniu kierunków linii poślizgu można obliczyć zmiany naprężenia wzdłuż linii poślizgu. Jeżeli kąt pomiędzy osią x , a pierwszą linią poślizgu oznaczymy jako θ , wówczas $2\theta = 2\psi + \frac{\pi}{2}$ i powyższe równanie daje się zapisać w postaci:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm c_u \sin 2\theta,$$

$$\tau_{xy} = c_u \cos 2\theta.$$

Po podstawieniu tej równości do wzoru (8.10) otrzymuje się:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + 2 c_u \left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} - \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) = 0;$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - 2 c_u \left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial y} + \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) = 0.$$

Gdy osie x i y odpowiadają ściśle liniom poślizgu, to $\theta = 0$ oraz $ds_a = dx$, $ds_b = dy$, gdzie s_a i s_b oznaczają odległości wzdłuż linii poślizgu a i b . A zatem otrzymuje się równanie:

$$\frac{\partial}{\partial s_a} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + 2 c_u \frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0, \quad (8.14a)$$

$$\frac{\partial}{\partial s_b} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - 2 c_u \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = 0. \quad (8.14b)$$

Równania (8.14a) i (8.14b) opisują zmiany naprężenia wzdłuż powierzchni poślizgu i nazywają się równaniami Köttera. Wzory te nie zależą od wyboru osi x i y , zatem są słuszne nie tylko w szczególnym przypadku, gdy $\phi_u = 0$. Jeśli linie poślizgu są prostymi, wówczas:

$$\frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0, \quad \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = 0.$$

Zatem równania (8.14) prowadzą do:

$$\frac{\partial}{\partial s_a} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) = 0; \quad \frac{\partial}{\partial s_b} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) = 0. \quad (8.15)$$

Ponadto średnie naprężenie normalne $(\sigma_1 + \sigma_3) \frac{1}{2}$ pozostaje stałe. Gdy linie poślizgu składają się z równoległych linii prostych i okręgów współśrodkowych, jak w obszarze abc na rysunku 8.11a, wówczas wzdłuż prostej linii poślizgu mamy:

$$\frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0 \quad \text{oraz} \quad \frac{\partial}{\partial s_a} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) = 0, \quad (8.16)$$

natomiast wzdłuż kołowej linii poślizgu

$$s_b = r\theta \quad \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = \frac{1}{r},$$

gdzie r oznacza promień okręgu.

Po podstawieniu do równania (8.14b) otrzymuje się:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - \frac{2c_u}{r} = 0; \text{ stąd:}$$

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) = 2c_u.$$

Po scałkowaniu równanie to przyjmuje postać:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = A + 2c_u \theta, \quad (8.17)$$

gdzie A jest stałą całkowania.

Stała ta określona jest zależnością: $A = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)_{\theta=0}$. Dla ad (rys. 8.11a) $\sigma_3 = 0$ oraz $\sigma_1 = 2c_u$, zatem $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = c_u$. Na mocy równania (8.15) jest to słuszne dla obszaru acd. W obszarze abc wzdłuż łuku kołowego cb stosuje się równanie (8.16). Na prostej ac, $\theta = \frac{\pi}{4}$; natomiast na ab, $\theta = \frac{3\pi}{4}$; dlatego też:

$$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)_{\theta = \frac{3\pi}{4}} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)_{\theta = \frac{\pi}{4}} + 2c_u \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\pi}{4} \right) = c_u(1 + \pi).$$

W obszarze aba' wyrażenie $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)$ pozostaje również stałe, a więc:

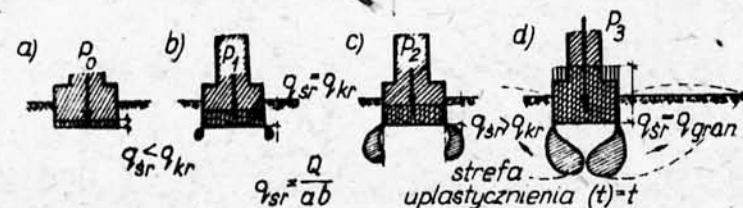
$$\sigma_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + c_u = c_u(1 + \pi) + c_u = 5,14 c_u. \quad (8.18)$$

Ponieważ aa' jest największą płaszczyzną główną, to σ_1 wyraża właśnie nośność gruntu.

8.6. Wypieranie gruntu spod fundamentu

Na rysunku 8.12 pokazano tworzenie się stref uplastycznienia gruntu pod krawędziami fundamentu na skutek zwiększania się siły obciążającej fundament. Ma to miejsce w przypadku fundamentu sztywnego, pod którego krawędziami występują nieskończenie wielkie naprę-

żenia. Obszar gruntu objęty uplastycznieniem, czyli stanem granicznym, jest początkowo mały i występuje poza obrysem fundamentu.



Rys. 8.12. Upłastycznienie gruntu pod fundamentem

Gdy w poziomie posadowienia średnia wartość naprężenia zwiększy się do naprężenia krytycznego, to zjawisko uplastycznienia obejmuje coraz większy obszar obok fundamentu. Przy dalszym wzroście obciążenia ponad naprężenie krytyczne, obszar uplastycznienia znacznie się zwiększa, podchodzi pod fundament i powoduje wypieranie gruntu spod fundamentu. Im większy jest obszar uplastycznienia gruntu pod fundamentem, tym większe następuje osiadanie fundamentu.

8.7. Wyznaczanie naprężeń krytycznych

Naprężeniem krytycznym nazywamy taką wielkość naprężenia, którego przekroczenie powoduje powstanie strefy uplastycznienia. Warunek stanu granicznego wyrażony przez efektywne naprężenia normalne ma postać określoną wzorem (7.24). W obrębie strefy uplastycznienia grunt pozostaje w stanie granicznym, nie stawia oporu na naprężenia ścinające i pod względem właściwości mechanicznych upodabnia się do lepkiej cieczy. Wielkości naprężeń głównych σ_1 i σ_3 w ośrodku gruntowym, wywołane obciążeniem ciągłym równomiernie rozłożonym, wyznacza się ze wzorów opartych na wzorze Boussinesq'a:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon) \quad (8.19)$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon),$$

przy czym przyjmuje się, że obciążenie ciągłe q występuje na długości fundamentu $L = \infty$ przyłożone w dnie wykopu; współczynnik rozporu bocznego $K_0 = 1,0$ - jak dla gruntu w stanie plastycznym. Biorąc pod uwagę rysunek 8.13 oraz wzór (8.19) możemy wy-

znaczyć naprężenia główne uwzględniając masę własną gruntu:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon) - \frac{\gamma D}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon) + \gamma z + \gamma D \quad (8.20)$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon) - \frac{\gamma D}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon) + \gamma z + \gamma D.$$

Wyznaczając masę objętościową gruntu bierzemy pod uwagę wypór wody gruntowej. Jeśli wskazują na to warunki wodno-gruntowe. Podstawiając wartości σ_1 i σ_3 (wyrażone wzorem (8.20) do wzoru określającego warunek graniczny Mohra-Coulomba otrzymuje się równanie krzywej, będącej obwodem uplastycznionej strefy:

$$\frac{q - \gamma D}{\pi} \sin 2\varepsilon = \left(\frac{q - \gamma D}{\pi} 2\varepsilon + \gamma z + \gamma D \right) \sin \phi_u + c_u \cos \phi_u.$$

Z równania tego określamy:

$$z = \frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\varepsilon}{\sin \phi_u} - 2\varepsilon \right) - \frac{c_u}{\gamma \tan \phi_u} - D. \quad (8.21)$$

Wielkość $z_{\max}$ wyznacza się z warunku: $\frac{dz}{d\varepsilon} = 0$, czyli:

$$\frac{dz}{d\varepsilon} = \frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \left(\frac{2 \cos 2\varepsilon}{\sin \phi_u} - 2 \right) = 0.$$

Ponieważ:

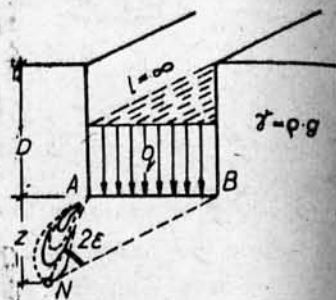
$$\frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \neq 0,$$

włec:

$$\frac{2 \cos 2\varepsilon}{\sin \phi_u} - 2 = 0.$$

Stąd:

$$\cos 2\varepsilon = \sin \phi_u = \cos \left(\frac{\pi}{2} - \phi_u \right).$$



Rys. 8.13. Wyznaczanie naprężenia krytycznego

Zatem:

$$2\varepsilon = \frac{\pi}{2} - \phi_u.$$

Stąd:

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_u}{2}.$$

Najniższy punkt krzywej ma rzędną $z_{\max}$

$$z_{\max} = \frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \left[\cotg \phi_u - \left(\frac{\pi}{2} - \phi_u \right) \right] - \frac{c_u}{\gamma \tan \phi_u} - D.$$

Przyjmując, że obciążenie ciągłe q jest równe naprężeniom σ w poziomie posadowienia fundamentu oraz naprężenie krytyczne jest to maksymalne możliwe naprężenie nie wywołujące uplastycznienia w żadnym punkcie podłoża, czyli $z_{\max} = 0$, otrzymuje się wzór na naprężenie krytyczne:

$$\sigma_{\text{kryt.}} = \frac{\pi (\gamma D + c_u \cotg \phi_u)}{\cotg \phi_u + \phi_u - \frac{\pi}{2}} + \gamma D, \quad (8.22)$$

gdzie:

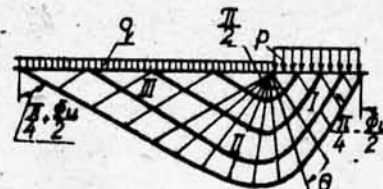
γ - masa objętościowa gruntu ponad poziomem dna wykopu,

D - zagłębienie dna wykopu,

c_u, ϕ_u - oznaczenia jak poprzednio.

8.8. Wyznaczanie naprężeń granicznych

Naprężenia graniczne są to naprężenia, które powodują wypieranie gruntu spod fundamentu. Teorię równowagi granicznej gruntu zajmowało się wielu badaczy i tak: Kötter pierwszy ułożył równania różniczkowe równowagi granicznej gruntów w układzie płaskim,



Rys. 8.14. Schemat obciążenia w warunkach stanu granicznego

Prandtl podał rozwiązanie dla przypadku obciążenia pionowego w postaci przedstawionej na rysunku 8.14 oraz wyrażonej wzorem:

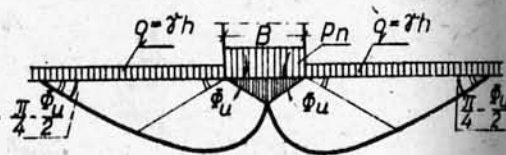
$$p = (q + c_u \operatorname{ctg} \phi_u) \frac{1 + \sin \phi_u}{1 - \sin \phi_u} e^{\pi \operatorname{tg} \phi_u} - c_u \operatorname{ctg} \phi_u. \quad (8.23)$$

Dla schematu na rysunku 8.14 linie poślizgu składają się z trzech części:

- w granicach trójkątnego obszaru I linie poślizgu przedstawiają odcinki prostych nachylonych do pionu pod kątem $(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_u}{2})$;
- w obszarze II odcinki spiral logarytmicznych (r_0, r, θ - kąt pomiędzy tymi odcinkami) o biegunie umieszczonym w skrajnym punkcie fundamentu i równaniu $r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi_u}$;
- w trójkątnym obszarze III odcinki prostych nachylonych do pionu pod kątem $(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi_u}{2})$.

Terzaghi w podobny sposób otrzymał rozwiązanie na pionowe graniczne obciążenie osłowe pod fundamentami sztywnymi płytkami, uwzględniając powstawanie trójkątnego sprężystego jądra ograniczonego prostymi nachylonymi do stopy fundamentu pod kątem ϕ_u (rys. 8.15).

Rys. 8.15. Schemat obliczeniowy do wzoru Terzagiego



Wzory Terzagiego mają postać:

a) dla fundamentów prostokątnych:

$$P_p = BL (c_u N_C + \bar{\sigma}_D D N_D + \frac{1}{2} \bar{\sigma}_B B N_B)$$

b) dla fundamentów kwadratowych:

$$P_k = B^2 (1,3 c_u N_C + \bar{\sigma}_D D N_D + 0,4 \bar{\sigma}_B B N_B) \quad (8.24)$$

gdzie:

P_p i P_k - całkowite obciążenie graniczne działające na fundament;
 N_C, N_D, N_B - współczynniki z wykresów zależne od kąta tarcia ϕ_u .

Podstawy metodyki wyznaczania obciążenia granicznego podali również Sokołowski, w przypadku zadania płaskiego, i Bieriezanecw, dla zadania osiowo-symetrycznego.

8.9. Teoria Meyerhofa

Ogólną teorię nośności fundamentu ławowego posadowionego na dowolnej głębokości rozwinął Meyerhof. W jego teorii mechanizm zniszczenia jest podobny jak u Terzagiego. Meyerhof uwzględnia dodatkowo opór na ścinanie gruntu znajdującego się powyżej powierzchni poślizgu. Powierzchnie zniszczenia dla fundamentu płytkiego i głębokiego pokazane są na rysunku 8.16. Krzywe CD oraz CG są w obu przypadkach spiralami logarytmicznymi. Jeżeli przyjmujemy, że podstawa fundamentu jest chropowata, to obszar środkowy ABC działa jak część fundamentu. ACD oraz BCG są obszarami ścinania promieniowego rozciągającego się ponad poziomem posadowienia fundamentu. W obszarach ADEH oraz BGFJ grunt ulega zmianom od stanu ścinania promieniowego do ścinania płaskiego. Płaszczyzny AE oraz BF nazywane są zastępczymi powierzchniami swobodnymi, nachylonymi pod kątem β do poziomu. Kąt β jest uzależniony od stosunku głębokość/szerokość $(\frac{D}{B})$ fundamentu. Nośność graniczną fundamentu określa wzór:

$$q_f = c_u N_C + \bar{\sigma}_0 N_D + \frac{1}{2} \bar{\sigma}_B B N_B \quad (8.25)$$

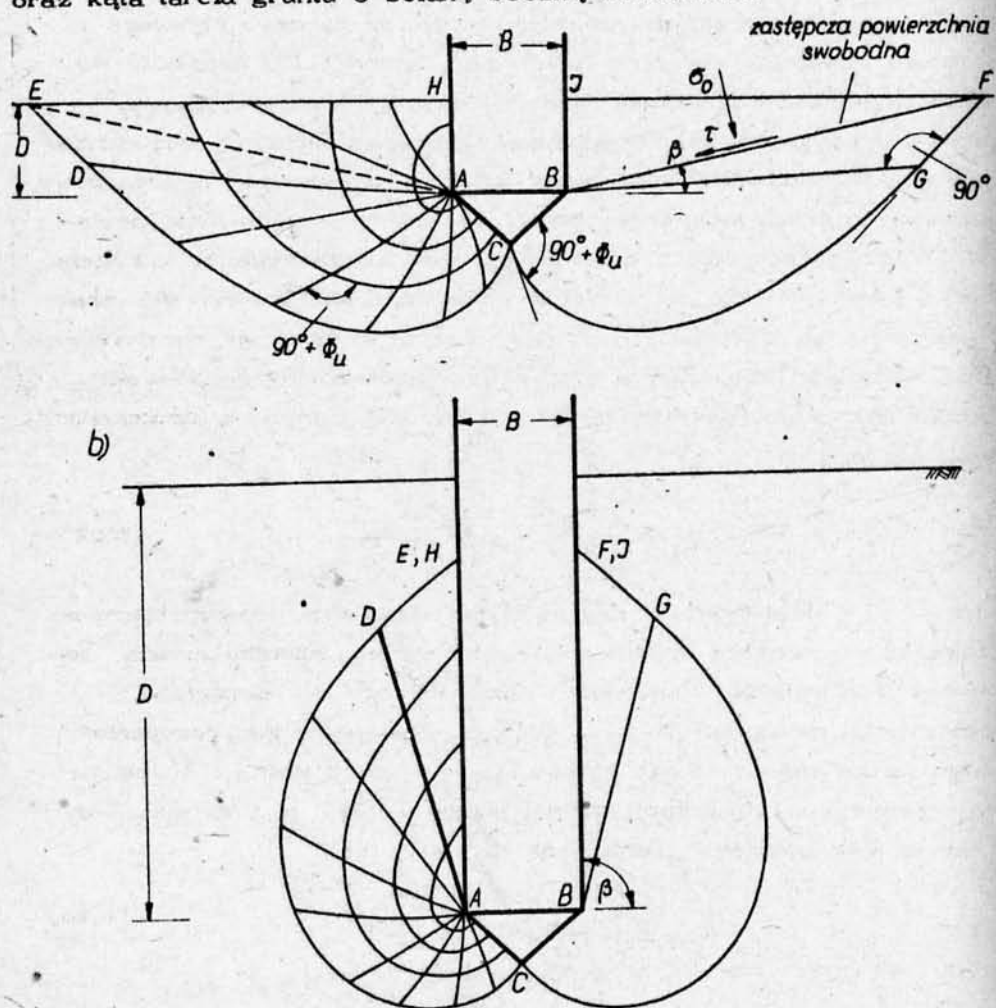
w którym $\bar{\sigma}_0$ jest średnim naprężeniem normalnym, występującym na zastępczej powierzchni swobodnej. Współczynnik kształtu można zastosować w przypadku fundamentu kwadratowego lub okrągłego. Współczynniki nośności N_C, N_D oraz N_B zależą w tym przypadku od kąta tarcia wewnętrznego gruntu ϕ_u oraz od kąta β . Jest to główna przyczyna komplikacji użycia wzoru (8.25) w praktyce. Gdy kąt tarcia wewnętrznego gruntu jest $\phi_u = 0$, to:

$$q_f = c_u N_{cq} + \bar{\sigma}_D D \quad (8.26)$$

gdzie N_{cq} jest wypadkowym współczynnikiem nośności, zależnym od stosunku głębokość/szerokość ($\frac{D}{B}$) i od przyczepności bocznej powierzchni fundamentu. Gdy stosunek ten równa się 2, to N_{cq} osiąga maksymalną wartość 8,3, przy przyczepności równej zero, oraz wartość 8,8, jeżeli przyczepność jest równa parametrowi c_u (spójności gruntu). Gdy parametr geoteczniczny $c_u = 0$, to:

$$q_f = \frac{1}{2} \gamma_B B N_{B,q} \quad (8.27)$$

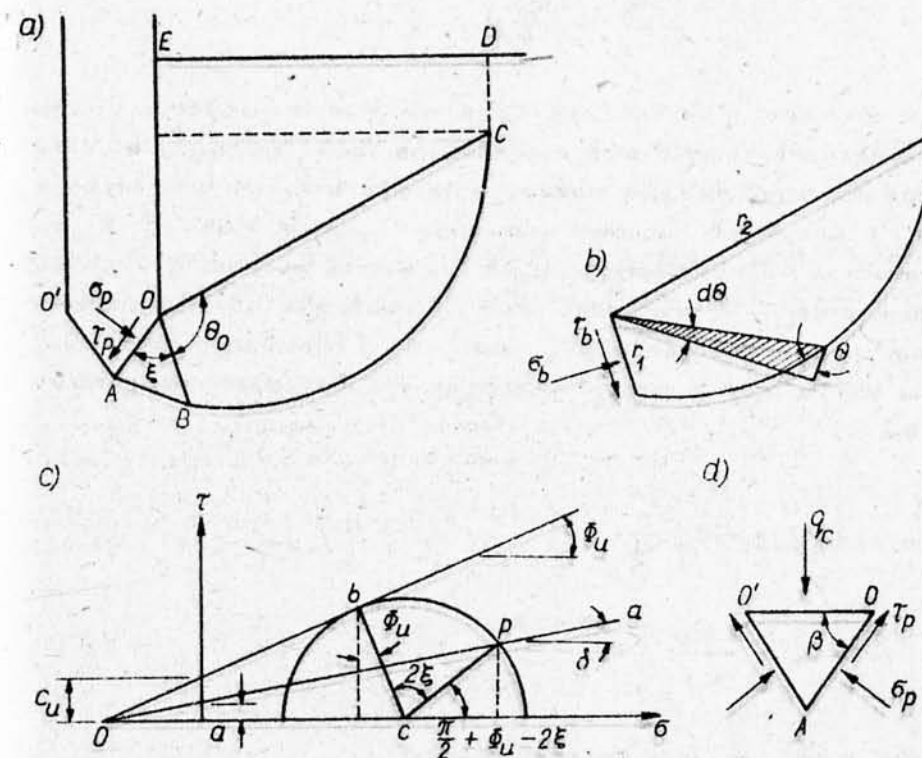
gdzie $N_{B,q}$ oznacza wypadkowy współczynnik nośności uzależniony od kąta tarcia wewnętrznego gruntu, współczynnika parcia bocznego oraz kąta tarcia gruntu o ścianę boczną fundamentu.



Rys. 8.16. Mechanizm zniszczenia wg teorii Meyerhof'a

8.10. Teoria obliczania nośności według Durgunoglu i Mitchella

Durgunoglu i Mitchell opublikowali w 1973 r. teorię obliczania nośności fundamentu głęboko posadowionego. Rysunek 8.17 przedstawia głęboki fundament ciągły, który został obciążony. Obszar zniszczenia ograniczony jest przez ABC. Powierzchnia poślizgu składa się w części z linii prostej AB i w części ze spirali logarytmicznej BC.



Rys. 8.17. Nośność głębokiego fundamentu uzależniona od spójności gruntu

W punkcie C spirala jest styczna do linii pionowej CD. Zakłada się, że w kierunku CD nie występuje opór na ścinanie. Jeżeli głębokość fundamentu jest stosunkowo mała, to krzywa BC może przecinać powierzchnię terenu pod pewnym kątem. Przypadek ten nie jest tu omawiany. Aby uprościć obliczenia, oddzielnie zajmijmy się nośnością uzależnioną od spójności, oddzielnie od $\gamma \tan \phi_u$ oraz od masy gruntu. Rozważmy przypadek pierwszy, przyjmując że grunt jest nieważki.

Naprężenia występujące na OAB pokazane są na rysunku 8.17b. Ponieważ OB jest linią poślizgu, stan naprężeń na tej linii przedstawia punkt b na obwiedni (rys. 8.17c). OA nie jest linią poślizgu, zatem jeśli kąt tarcia gruntu o fundament wynosi δ i przyczepność c_a , to naprężenia występujące na OA określa linia Oa. Wytrzymałość na ścinanie na tej linii równa się:

$$\tau = \delta \operatorname{tg} \delta + c_a.$$

Punkt p (miejsce przecięcia linii Oa z kołem Mohra) spełnia to równanie; zatem przedstawia stan naprężeń na OA. Gdy znamy wielkość ξ , linię spiralną logarytmiczną możemy wykreślić tak, aby była styczna do AB i kończyła się pionowo w punkcie C. Zatem wielkość θ_o można uważać za znaną. Naprężenia na OB można wyznaczyć z geometrii koła naprężeń. W przypadku gruntu nieważkiego nie występują naprężenia na OC. Naprężenia τ_b oraz δ_b , określone przez punkt b na kole Mohra, można otrzymać sumując momenty względem punktu 0 (rys. 8.17b):

$$\Sigma M_o = -\delta_b \frac{r_1^2}{2} + \int_0^{\theta_o} c_u r^2 d\theta = 0;$$

$$\delta_b = \frac{c_u}{\operatorname{tg} \phi_u} \left[e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u} - 1 \right]. \quad (8.28a)$$

Ponieważ punkt b leży na obwiedni, to:

$$\tau_b = \delta_b \operatorname{tg} \phi_u + c_u = c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u}. \quad (8.28b)$$

Naprężenia τ_p oraz δ_p otrzymuje się z geometrii koła Mohra (rys. 8.17c):

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{\tau_b}{\operatorname{tg} \phi_u} - \frac{c_u}{\operatorname{tg} \phi_u} + \frac{\tau_b}{\cos \phi_u} \sin \phi_u + \frac{\tau_b}{\cos \phi_u} \sin(2\xi - \phi_u) = \\ &= \frac{\tau_b}{\cos \phi_u} \left[\frac{1}{\sin \phi_u} + \sin(2\xi - \phi_u) \right] - \frac{c_u}{\operatorname{tg} \phi_u}. \end{aligned}$$

$$\tau_p = \frac{\tau_b}{\cos \phi_u} \cos(2\xi - \phi_u).$$

Po podstawieniu wartości z równania (8.28)

$$\delta_p = \frac{c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u}}{\cos \phi_u} \left[\frac{1}{\sin \phi_u} + \sin(2\xi - \phi_u) \right] - \frac{c_u}{\operatorname{tg} \phi_u} \quad (8.29a)$$

$$\tau_p = \frac{c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u}}{\cos \phi_u} \cos(2\xi - \phi_u). \quad (8.29b)$$

Obecnie obliczymy nośność q_c rozpatrując naprężenia działające na klin OAO' (rys. 8.17d). Po zsumowaniu sił działających w kierunku pionowym otrzymujemy:

$$\Sigma F_y = q_c \cos \beta - \delta_p \cos \beta - \tau_p \sin \beta = 0$$

$$q_c = \delta_p + \tau_p \operatorname{tg} \beta.$$

Podstawiając wielkości δ_p oraz τ_p z równania (8.29) otrzymuje się:

$$\begin{aligned} q_c &= c_u \left\{ \frac{e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u}}{\cos \phi_u} \left[\frac{1}{\sin \phi_u} + \sin(2\xi - \phi_u) \right] - \frac{1}{\operatorname{tg} \phi_u} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{e^{2\theta_o \operatorname{tg} \phi_u}}{\cos \phi_u} \cos(2\xi - \phi_u) \operatorname{tg} \beta \right\}. \end{aligned} \quad (8.30a)$$

Nośność uzależnioną od spójności można zatem wyrazić wzorem:

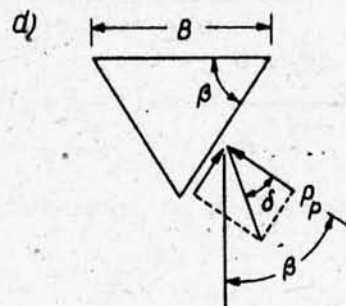
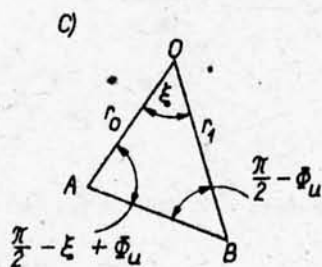
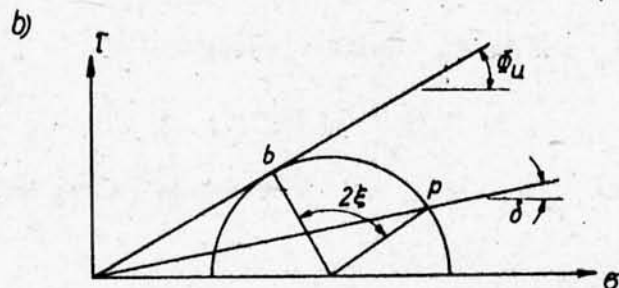
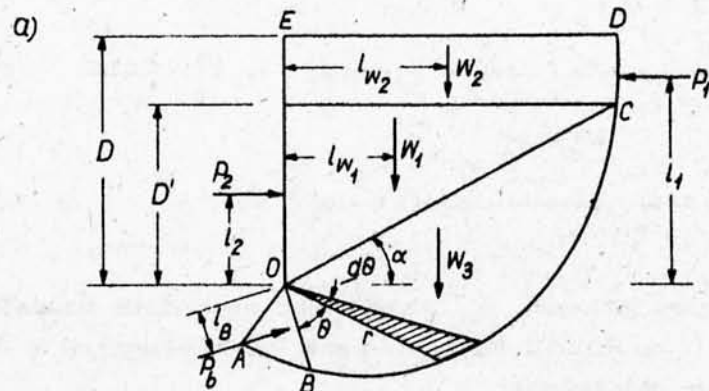
$$q_c = c_u N_{pc} \quad (8.30b)$$

gdzie współczynnik nośności N_{pc} jest wielkością podaną w nawiasie $\{ \}$ w równaniu (8.30a).

Wpływ oporu tarcia wewnętrznego i masy gruntu rozważa się biorąc pod uwagę siły pokazane na rysunku 8.18. Sumowanie momentów względem punktu 0 daje:

$$\Sigma M_O = -P_b l_b - P_1 l_1 + P_2 l_2 + W_1 l_{w1} + W_2 l_{w2} + M_w = 0 \quad (8.31)$$

gdzie M_w jest momentem na OBC.



Rys. 8.18. Nośność fundamentu głębokiego uzależniona od masy gruntu

M_w można obliczyć wyrażając moment zakreskowanego trójkątnego elementu jako:

$$dM = \frac{1}{2} r^2 d\theta \quad (8.32)$$

z geometrii krzywej spiralnej

$$r = r_1 e^{\theta \tan \phi_u}$$

$$l = \frac{2}{3} r \cos(\theta_0 - \alpha - \theta).$$

Podstawiając te wartości do równania (8.32) i całkując otrzymuje się:

$$M_w = \int_0^{\theta_0} dM_w = \frac{r_1^2}{3} \left\{ 3 \tan \phi_u \left[e^{3\theta_0 \tan \phi_u} \cos \alpha - \cos(\theta_0 - \alpha) \right] + e^{3\theta_0 \tan \phi_u} \sin \alpha + \sin(\theta_0 - \alpha) \right\} \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \phi_u} \quad (8.33a)$$

Dla uproszczenia zapiszemy:

$$M_w = \frac{r_1^3}{3} N_\theta \quad (8.33b)$$

gdzie N_θ jest zależne od wielkości w nawiasie $\{\}$ w równaniu (8.33a).

Pozostałe siły i ramiona działania są równe:

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma (OF)(CF) \quad l_{w1} = \frac{1}{3}(CF)$$

$$W_2 = \gamma (EF)(CF) \quad l_{w2} = \frac{1}{2}(CF)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} K_o \gamma [D - (OF)]^2 \quad l_1 = (OF) + \frac{1}{3}(EF)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} K_o \gamma D^2 \quad l_2 = \frac{1}{3} D; \quad l_b = \frac{2}{3} r_1$$

$$(OF) = r_1 e^{\theta_0 \tan \phi_u} \sin \alpha; \quad (CF) = r_1 e^{\theta_0 \tan \phi_u} \cos \alpha$$

$$(EF) = D - (OF) = D - r_1 e^{\theta_0 \tan \phi_u} \sin \alpha.$$

Po podstawieniu tych wartości oraz (8.33a) do równania (8.31) i rozwiązaniu względem P_b otrzymuje się:

$$P_b = \frac{1}{2} f r_1^2 N_\theta + \frac{1}{4} f r_1^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha e^{3\theta_0 \operatorname{tg} \phi_u} + \\ + \frac{3}{4} f r_1 \cos^2 \alpha e^{2\theta \operatorname{tg} \phi_u} (mB - r_1 \sin \alpha e^{\theta_0 \operatorname{tg} \phi_u} + \frac{1}{4} K_o \left(\frac{B^3}{r_1}\right) m^3 - \\ - \frac{1}{4} K_o \left(\frac{B^3}{r_1}\right) (m - m')(m + 2m')) ; \quad (8.34)$$

gdzie:

$$m = \frac{D}{B}; \quad m' = \frac{D'}{B}.$$

Kiedy siła P_b dana jest równaniem (8.34), to $\delta_p = F_b/r_1$ jest znane. Naprężenie δ_p może być obliczone z zależności geometrycznych pokazanych na rysunku 8.18b.

$$\delta_p = \frac{\tau_b}{\cos \phi_u} \left[\frac{1}{\sin \phi_u} + \sin(2\xi - \phi_u) \right]$$

Z rysunku 8.18c i d widać, że:

$$P_p = \delta_p r_o ; \\ r_1 = r_o \frac{\cos(\xi - \phi_u)}{\cos \phi_u} = \frac{B \cos(\xi - \phi_u)}{2 \cos \phi_u}.$$

Zatem otrzymujemy:

$$P_p = P_b \frac{1 + \sin \phi_u \sin(2\xi - \phi_u)}{\cos \phi_u \cos(\xi - \phi_u)} ; \quad (8.35)$$

gdzie P_b dane jest równaniem (8.34).

Aby wyznaczyć nośność q_f przeanalizujemy siły pokazane na rysunku 8.18d.

$$\Sigma F_y = -q_f \frac{B}{2} + \frac{P_p}{\cos \delta} \cos(\beta - \delta) = 0. \quad (8.36)$$

Łącząc równania (8.34), (8.35) oraz (8.36) otrzymujemy:

$$q_f = f B \left[\frac{\cos(\beta - \delta)}{\cos \delta} \left[\frac{1 + \sin \phi_u \sin(2\xi - \phi_u)}{\cos \phi_u \cos(\xi - \phi_u)} \right] \left[\frac{\cos^2(\xi - \phi_u)}{4 \cos^2 \beta \cos^2 \phi_u} N_\theta + \right. \right. \\ + \frac{3 \cos(\xi - \phi_u)}{4 \cos \beta \cos \phi_u} \cos^2 \alpha e^{2\theta \operatorname{tg} \phi_u} (m - \frac{2}{3} m') + \\ \left. \left. + K_o \frac{\cos \beta \cos \phi_u}{\cos(\xi - \phi_u)} m^3 - K_o \frac{\cos \beta \cos \phi_u}{\cos(\xi - \phi_u)} (m - m')^2 (m + 2m') \right] \right]. \quad (8.37)$$

Nośność uzależniona od oporu tarcia wewnętrznego i masy gruntu wyraża się wzorem:

$$q_f = f B N_{pr} ; \quad (8.38)$$

gdzie współczynnik nośności w równaniu (8.37) jest wielkością w nawiasie $\{ \}$.

8.11. Ogólne ujęcie pola prędkości

Teoria plastyczności może być również zastosowana do znalezienia rozkładu prędkości w masie gruntu ulegającej płynięciu plastycznemu. Rozkład ten nazywamy polem prędkości. Jeżeli weźmiemy pod uwagę jedynie odkształcenia plastyczne (zaniedbujemy odkształcenia sprężyste), to prędkości odkształceń plastycznych $\dot{\epsilon}_x$, $\dot{\epsilon}_y$ oraz $\dot{\epsilon}_{xy}$ wynoszą:

$$\dot{\epsilon}_x = \frac{\partial \dot{u}}{\partial x}; \quad \dot{\epsilon}_y = \frac{\partial \dot{v}}{\partial y}; \quad \dot{\epsilon}_{xy} = \frac{\partial \dot{u}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{v}}{\partial x}; \quad (8.39)$$

gdzie $\dot{u}$ oraz $\dot{v}$ oznaczają prędkości przemieszczenia się w kierunku x i y . Potrzebną nam zależność pomiędzy naprężeniem i odkształceniem otrzymamy korzystając z pojęcia potencjału plastyczności. Według tej koncepcji prędkości odkształceń plastycznych określa się w następujący sposób:

$$\dot{\epsilon}_x = -\lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial \sigma_x}; \quad \dot{\epsilon}_y = -\lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial \sigma_y}; \quad \dot{\epsilon}_{xy} = -\lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial \tau_{xy}}; \quad (8.40)$$

gdzie λ jest stałą, Γ oznacza funkcję określoną stanem naprężeń powodujących płynięcie plastyczne materiału.

W naszym przypadku Γ jest wyrażone poprzez którekolwiek z równań (7.25), (8.11) i (8.13). Można również wartość Γ określić z równania:

$$\Gamma = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) - \sigma_3 - 2c_u \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) = 0.$$

Korzystając z równania (7.30) powyższą równość można zapisać:

$$\Gamma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \sin \phi_u - \left[\frac{1}{4} (\sigma_y - \sigma_x)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2} + c_u \cos \phi_u = 0 \quad (8.41)$$

Różniczkując równanie (8.41) otrzymujemy następujące prędkości odkształceń:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_x &= -\frac{\lambda}{2} \left(\sin \phi_u + \frac{\frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x)}{\left[\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} \right) \\ \dot{\epsilon}_y &= -\frac{\lambda}{2} \left(\sin \phi_u - \frac{\frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x)}{\left[\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} \right) \\ \dot{\tau}_{xy} &= \lambda \frac{\tau_{xy}}{\left[\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}} \end{aligned} \right\} \quad (8.42)$$

Z relacji geometrycznych w kole Mohra (rys. 8.19) wynika, że prawą stronę równania (8.42) można uprościć do postaci:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_x &= -\frac{\lambda}{2} (\sin \phi_u - \cos 2\psi) \\ \dot{\epsilon}_y &= -\frac{\lambda}{2} (\sin \phi_u + \cos 2\psi) \\ \dot{\tau}_{xy} &= \lambda \sin 2\psi \end{aligned} \right\}, \quad (8.43)$$

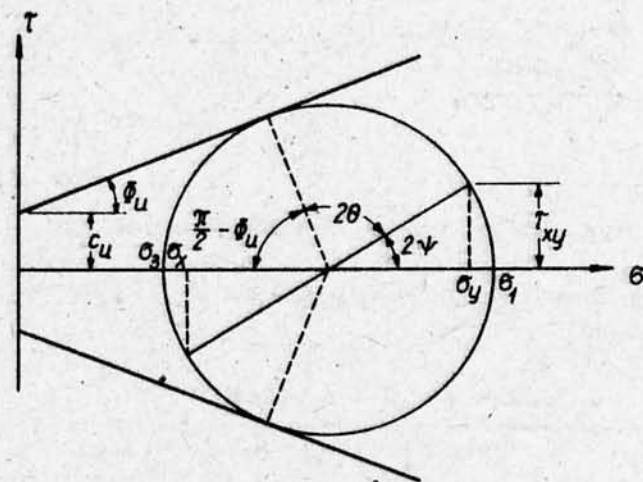
gdzie ψ oznacza kąt pomiędzy osią x oraz największą osią główną (rys. 8.10b).

Gdy oznaczymy kąt pomiędzy pierwszą linią poślizgu a oraz osią x jako θ , wówczas:

$$\psi = \theta + (45^\circ - \frac{\phi_u}{2})$$

a równanie (8.43) przyjmuje postać:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_x &= -\frac{\lambda}{2} [\sin \phi_u + \sin (2\theta - \phi_u)] \\ \dot{\epsilon}_y &= -\frac{\lambda}{2} [\sin \phi_u - \sin (2\theta - \phi_u)] \\ \dot{\tau}_{xy} &= \lambda \cos (2\theta - \phi_u) \end{aligned} \right\} \quad (8.43a)$$



Rys. 8.19. Koło naprężeń Mohra

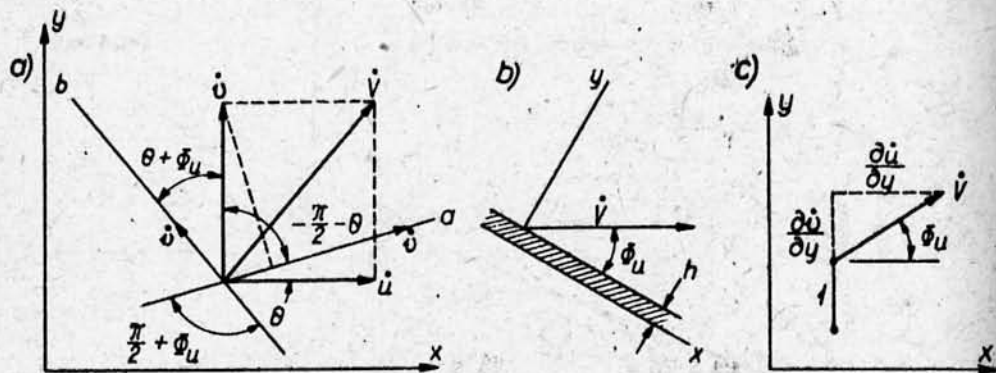
Jeżeli weźmiemy $\theta = 0$ lub $\theta = -(\frac{\pi}{2} - \phi_u)$, oznacza to, że oś x ściśle odpowiada jednej z dwóch linii poślizgu. Prowadzi to do równania:

$$\dot{\epsilon}_x = \left(\frac{\partial \dot{u}}{\partial x} \right)_{\theta=0} - \left(\frac{\partial \dot{u}}{\partial x} \right)_{\theta=-(\frac{\pi}{2} - \phi_u)} = 0 \quad (8.44)$$

które oznaczają, że prędkość odkształcenia wzdłuż linii poślizgu równa się zero.

Równanie (8.44) pozwala na obliczenie prędkości wzdłuż linii poślizgu. Przyjmujemy $\dot{v}_a$ i $\dot{v}_b$ jako prędkości wzdłuż linii poślizgu a i b na rysunku 8.20a. Mogą one być wyrażone w sposób następujący:

$$\left. \begin{aligned} \dot{v}_a &= \dot{u} \cos \theta + \dot{v} \sin \theta \\ \dot{v}_b &= -\dot{u} \sin(\theta + \phi_u) + \dot{v} \cos(\theta + \phi_u) \end{aligned} \right\} \quad (8.45)$$



Rys. 8.20. Prędkość wzdłuż linii poślizgu

Obliczając $\dot{u}$ oraz $\dot{v}$ w zależności od $\dot{v}_a$ oraz $\dot{v}_b$ z równania (8.45) otrzymamy:

$$\begin{aligned} \dot{u} &= \frac{\dot{v}_a \cos(\theta + \phi_u) - \dot{v}_b \sin \theta}{\cos \phi_u} \\ \dot{v} &= \frac{\dot{v}_a \sin(\theta + \phi_u) + \dot{v}_b \cos \theta}{\cos \phi_u} \end{aligned}$$

Po zrózniczkowaniu $\dot{u}$ względem x mamy:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \dot{u}}{\partial x} &= \frac{\partial \dot{v}_a}{\partial x} \frac{\cos(\theta + \phi_u)}{\cos \phi_u} - \dot{v}_a \frac{\sin(\theta + \phi_u) \partial \theta}{\cos \phi_u \partial x} - \frac{\partial \dot{v}_b}{\partial x} \frac{\sin \theta}{\cos \phi_u} + \\ &+ \dot{v}_b \frac{\cos \theta}{\cos \phi_u} \frac{\partial \theta}{\partial x} \end{aligned}$$

Łącząc to wyrażenie z równaniem (8.44) otrzymamy:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \dot{u}}{\partial x} \right)_{\theta=0} &= \left(\frac{\partial \dot{v}_a}{\partial x} \right)_{\theta=0} - \dot{v}_a \operatorname{tg} \phi_u \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)_{\theta=0} + \\ &+ \dot{v}_b \sec \phi_u \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)_{\theta=0} = 0 \end{aligned}$$

$$d\dot{v}_y = (\dot{v}_a \operatorname{tg} \phi_u + \dot{v}_b \sec \phi_u) d\theta = 0. \quad (8.46a)$$

Za pomocą podobnych przekształceń dla $\dot{v}$ otrzymujemy:

$$d\dot{v}_b + (\dot{v}_a \sec \phi_u + \dot{v}_b \operatorname{tg} \phi_u) d\theta = 0. \quad (8.46b)$$

wzdłuż drugiej linii poślizgu.

Równania (8.46) można scałkować dla warunków brzegowych prędkości, aby dostać pole prędkości przy zniszczeniu. Ponadto istnieją określone wymagania odnośnie do zmian objętościowych. Prędkość rozszerzania jest $\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y$ i równanie (8.43) pokazuje, że:

$$\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y = -\lambda \sin \phi_u \leq 0. \quad (8.47)$$

Zatem odkształceniu plastycznemu musi towarzyszyć wzrost objętości, jeśli $\phi_u > 0$. Rozważmy cienką strefę wzdłuż linii poślizgu, jak pokazuje rysunek 8.20b. Niech x będzie kierunkiem linii poślizgu. W tej strefie $\dot{\epsilon}_x = 0$. Musi to być bardzo małe w porównaniu z $\dot{\epsilon}_{xy}$. Z równania (8.43a) wynika, że jest to możliwe wtedy, gdy:

$$\theta = 0, \pi, \dots = \left(\frac{\pi}{2} - \phi_u \right), \dots = \left(\frac{3\pi}{2} - \phi_u \right).$$

Dla tych wartości θ otrzymujemy:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_y &= \frac{\partial \dot{v}}{\partial y} = -\lambda \sin \phi_u \\ \dot{\epsilon}_{xy} &= \frac{\partial \dot{u}}{\partial y} = \pm \lambda \cos \phi_u \end{aligned} \right\} \quad (8.48)$$

Jak pokazuje rysunek 8.20c powyższe równania oznaczają, że wypadkowa prędkość w tej strefie poślizgu tworzy kąt ϕ_u z kierunkiem strefy poślizgu.

8.12. Pole prędkości pod fundamentem ławowym

Zajmiemy się obliczeniem pola prędkości na przykładzie obciążonej ławy. Interesować nas będzie rozkład prędkości w gruncie, gdy zniszczenie podłoża fundamentu przenika grunt z jednostkową prędkością pionową.

Ponieważ linie poślizgu układają się symetrycznie, wystarczy rozważyć jedynie połowę strefy uplastycznienia. Rysunek 8.21 pokazuje rozkład prędkości w masie $a'bcd$. Na początku wykazemy, że powierzchnia zniszczenia jest nieciągła. Wobec nieciągłości prędkość wzdłuż linii poślizgu musi wynosić zero, inaczej bowiem grunt poniżej bcd podlegałby płynięciu plastycznemu. Na lewo od ab i w każdym punkcie na $abcd$ $\dot{v}_a = 0$. Podobnie, na prawo od $a'b$ $\dot{v}_b = 0$. Z równania (8.46) wynika, że $\dot{v}_a$ jest stałe, gdy $d\theta = 0$ (linia poślizgu jest prosta). W obszarze $aa'b$ zarówno $\dot{v}_a$ jak i $\dot{v}_b$ są stałe. Jest to więc obszar przemieszczenia ciała sztywnego i prędkość pionowa równa się prędkości jednostkowej.

Weźmy pod uwagę prędkość wzdłuż linii poślizgu b . Dwie strony obszaru poślizgu ab przesuwa się ze względną prędkością, która tworzy kąt ϕ_u z kierunkiem linii poślizgu (wzór 8.48). Stąd zmiana prędkości $\Delta \dot{v}$ na ab musi tworzyć kąt ϕ_u z ab . Wektor $\Delta \dot{v}$ można narysować jak na rysunku 8.21b. Prędkość $\dot{v}$ jest prostopadła do ab , gdyż tworzy kąt ϕ_u z $a'b$, która jest także linią poślizgu. Wypadkowa prędkość na linii poślizgu b (prędkość ciała sztywnego) równa się jedności. Wielkość $\dot{v}$ wynosi wówczas:

$$\dot{v} = \frac{1}{2} \sec \left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2} \right).$$

W obszarze ścinania promieniowego abc prędkość wzdłuż układu a jest stała wzdłuż linii poślizgu, na podstawie równania (8.46a), zależy więc jedynie od kierunku θ . Zatem niech $\dot{v}_a = F(\theta)$. Podstawiając to do równania (8.46b) otrzymuje się:

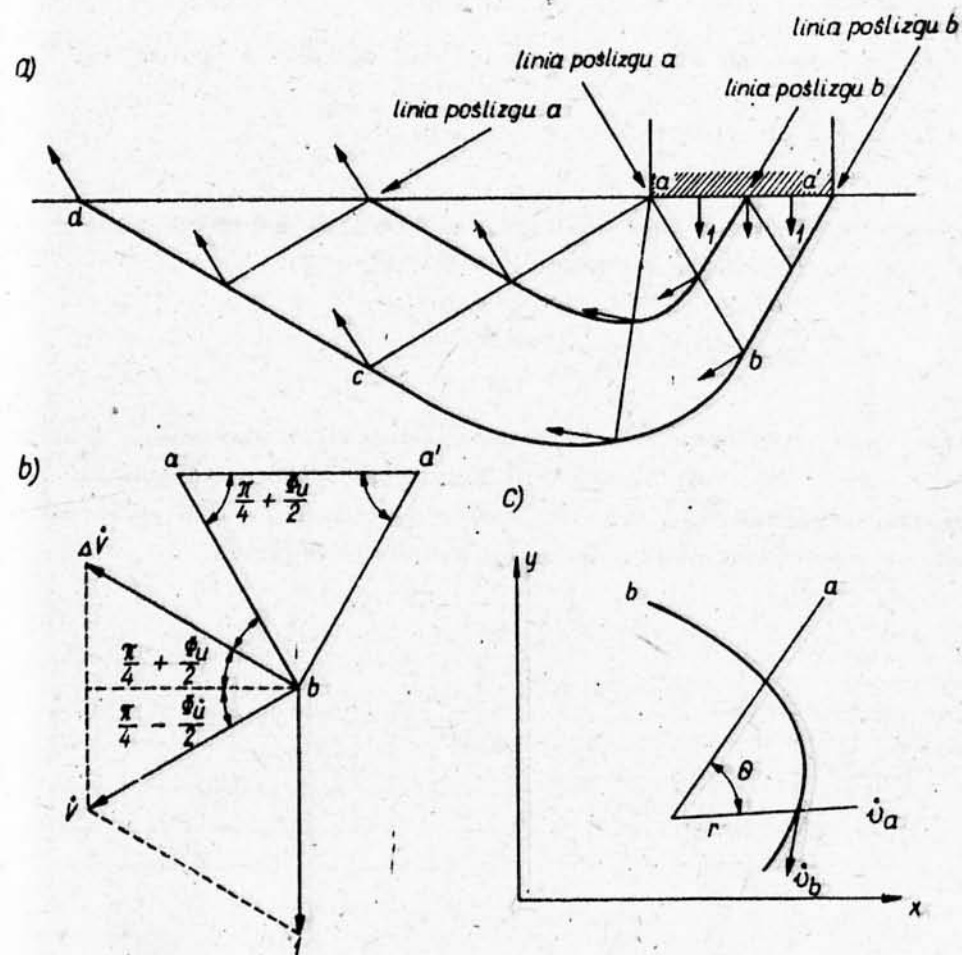
$$\frac{d\dot{v}_b}{d\theta} + \tan \phi_u \dot{v}_b = - \sec \phi_u F(\theta).$$

Rozwiązanie tego różniczkowego równania płynięcia ma postać:

$$\dot{v}_b e^{\theta \tan \phi_u} = - \sec \phi_u \int_0^{\theta_0} F(\theta) e^{\theta \tan \phi_u} d\theta + A,$$

gdzie A jest stałą całkowania. Ponieważ $\dot{v}_a = 0$, w obszarze abc mamy:

$$F(\theta) = 0 \quad \dot{v}_b = A e^{-\theta \tan \phi_u}. \quad (8.49)$$



Rys. 8.21. Pole prędkości pod obciążeniem ciągłym

Oznacza to, że prędkość wzdłuż linii poślizgu bc zmienia się wykładniczo w zależności od kąta θ . Kąt θ jest wybrany tak, jak po-

kazano na rysunku 8.21c. Aby przyrost prędkości był dodatni, prędkość musi wzrastać wzdłuż powierzchni poślizgu. Wzdłuż linii ab mamy:

$$\theta = 0 \quad \dot{V} = \frac{1}{2} \sec(45^\circ + \frac{\phi_u}{2})$$

Po podstawieniu do równania (8.49) znajduje się stałą całkowania:

$$A = \dot{V}_b = \dot{V} \cos \phi_u = \frac{1}{2} \cos \phi_u \sec(45^\circ + \frac{\phi_u}{2})$$

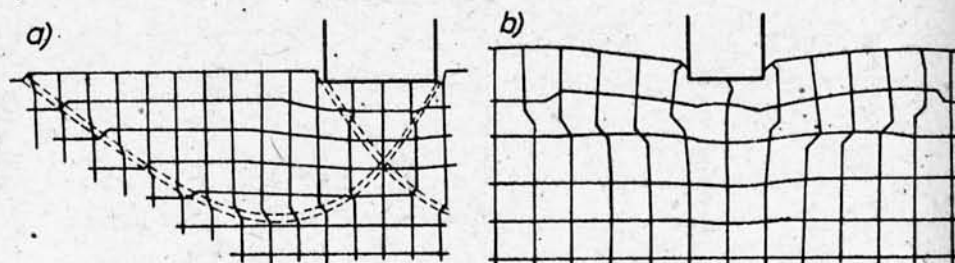
A więc $\dot{V}_b$ zmienia się przez całość abc , zgodnie z równaniem:

$$\dot{V}_b = \frac{1}{2} \cos \phi_u \sec(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) e^{-\theta \operatorname{tg} \phi_u}$$

Prędkość $\dot{V}_b$ wzdłuż linii poślizgu ac oblicza się z równania (8.47) przez podstawienie wartości $\theta = -90^\circ$

$$\dot{V} = \frac{1}{2} \sec(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi_u}$$

Obszar acd jest obszarem przemieszczenia ciała sztywnego, gdyż $\dot{V}_a = 0$ oraz $\dot{V}_b$ jest stałe przez cały czas. Wektory prędkości oznaczono strzałkami na rysunku 8.21b. Na rysunku 8.22a wykreślono obliczone zniekształcenie początkowe kwadratowej siatki.



Rys. 8.22. Przemieszczenie gruntu pod obciążeniem ciągłym: a) z obliczeń teoretycznych, b) z badań doświadczalnych

Zaobserwowane przemieszczenie warstwy płasku pod fundamentem ławowym pokazuje rysunek 8.22b. Porównania ilościowego zrobić nie można, bowiem doświadczenie oszacowało całkowite przemieszczenia fundamentu w podłożu na 0,01 m, podczas gdy pole prędkości obliczone jest dla bardzo małego osiadczenia. Otrzymane rozwiązanie prędkości nie jest prawdopodobnie większe niż wynik dla początkowego ruchu. Gdy przemieszczenie trwa, granica może odchylić się od nieskomplikowanego modelu początkowego. Ponadto nie ma pewności, czy założenie zwiększania objętości słuszne jest dla jakichkolwiek warunków innych niż w chwili zniszczenia.

8.13. Wyznaczanie osiadań fundamentów

Przy wyznaczaniu osiadań fundamentów podłoże budowlane traktuje się jako jednorodną półprzestrzeń liniowo-odkształcalną, tzn. można stosować metody obliczeniowe teorii sprężystości, lecz przy różnych wartościach parametrów geotechnicznych odkształcalności gruntów E_0 , E i ν dla obciążeń pierwotnych oraz odciążenia i obciążeń wtórnych. Przy obliczaniu osiadań podłoża jednorodnego, mającego teoretycznie stały moduł odkształcenia w każdym punkcie, wykorzystać można wzór:

$$S = \frac{\omega q B}{E_0} (1 - \nu^2) \quad (8.50)$$

w którym:

- ω - współczynnik zależny od kształtu powierzchni obciążonej i sztywności fundamentu, podany w tabeli 8.2,
- reszta oznaczeń jak poprzednio.

Przy schemacie obliczeniowym podłoża w postaci pakietów geotechnicznych różniących się wartościami parametrów geotechnicznych odkształcalności, osiadania fundamentu wyznaczamy jako sumę osiadań poszczególnych pakietów poziomych.

$$S = \sum_{i=1}^n s_i \quad (8.51)$$

Granice pomiędzy pakietami przyjmuje się na głębokościach odpowiadających środkowi ciężkości podstawy fundamentu. Osiadania s_i po-

szczególne pakiety wyznacza się jak w półprzestrzeni jednorodnej z parametrami odkształcalności jak dla rozpatrywanego pakietu.

Tabela 8.2.

Współczynniki wpływu

Kształt powierzchni obciążonej	ω dla środka podstawy fundamentu sprężystego	ω_{const} dla sztywnego fundamentu
Koło	1,00	0,79
Kwadrat	1,12	0,84
Prostokąt o stosunku boków: $\omega = \frac{L}{B}$		
1,5	1,36	1,08
2,0	1,53	1,22
3,0	1,78	1,44
4,0	1,96	1,61
5,0	2,10	1,72
6,0	2,23	-
7,0	2,33	-
8,0	2,42	-
9,0	2,49	-
10,0	2,53	2,12

Podłoże budowlane dzieli się na pakiety geotechniczne według następujących zasad:

- podstawą jest podział podłoża na warstwy według kryteriów geologicznych podanych w tabeli 2.2;
- w obrębie warstw wydziela się obszary z poszczególnymi rodzajami gruntów, zgodnie z tabelą 4.2;

Osiadanie poszczególnego pakietu jest sumą osiadania wtórnego i osiadania pierwotnego, a zatem:

$$s_1 = s_1'' + s_1' \quad (8.52)$$

gdzie:

s_1'' - osiadanie wtórne, w zakresie naprężeń wtórnych $\sigma_{z,s}$ z zastosowaniem modułów wtórnego odkształcenia gruntu E lub M ;

s_1' - osiadanie pierwotne, w zakresie naprężeń dodatkowych $\sigma_{z,d}$ przy zastosowaniu modułów ogólnego odkształcenia gruntu E_0 lub M_0 .

Dla budowli będącej konstrukcją o dużej sztywności własnej i posadowionej na wspólnym ciągłym fundamencie pokrywającym całą powierzchnię wykopu fundamentowego osiadania oblicza się ze wzorów:

$$s = \bar{q} \sum \frac{\eta_1 h_1}{M_{o_1}} \quad \text{lub} \quad s = \bar{q} B \sum \frac{\Delta \omega_i}{E_{s_1}} \quad (8.53)$$

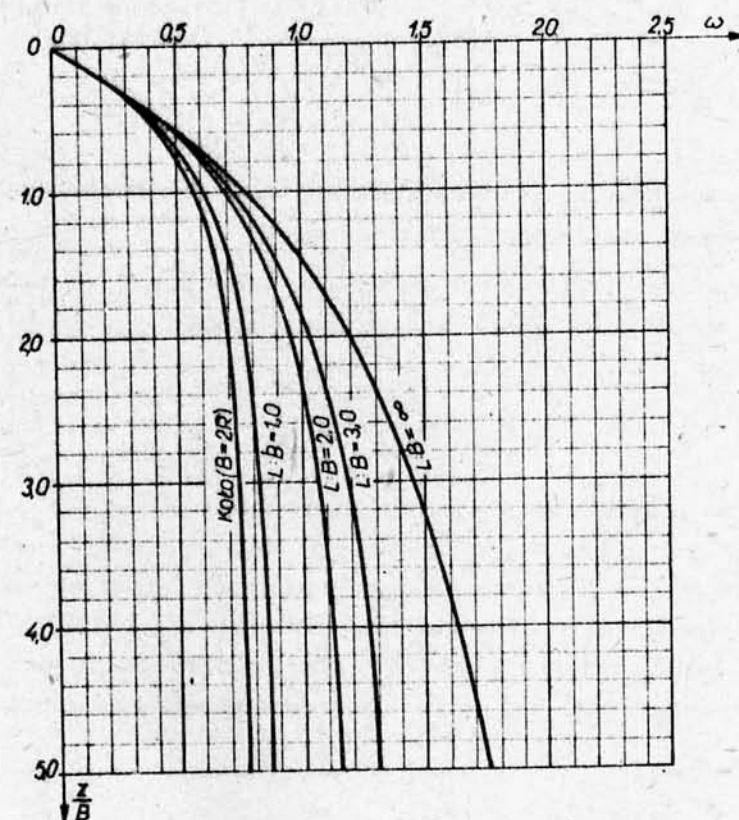
gdzie:

$$E_{s_1} = \frac{E_{o_1}}{1 - \nu_1^2} \quad \text{moduł podatności gruntu,}$$

η_1 - współczynnik zależny od stosunku z_1/B wg nomogramu na rysunkach 6.12 i 6.13.

$\Delta \omega = \omega - \omega_{-1}$, a współczynniki ω przyjmuje się w zależności od stosunku z_1/B wg nomogramu na rysunku 8.23.

$$\bar{q} = q - \sigma_{o_1} q$$



Rys. 8.23. Nomogram do wyznaczania współczynnika ω

8.14. Metody obliczania osiadań wtórnych i pierwotnych

Osiadania wtórne i pierwotne wyznaczyć można metodą naprężeniową i odkształceniową.

Metoda naprężeniowa opiera się na naprężeniach σ_z i wówczas mamy (rys. 8.24):

$$s_1'' = \lambda \frac{\sigma_{z1s} h_1}{M_1}; s_1' = \frac{\sigma_{z1d} h_1}{M_{o1}} \quad (8.54)$$

Metoda odkształceniowa polega na wyznaczaniu pionowych odkształceń w półprześrobie ze wzoru:

$$\left. \begin{aligned} s_1'' &= \lambda (\epsilon_{z1s} - \epsilon_{z1-1,s}) \\ s_1' &= \epsilon_{z1d} - \epsilon_{z1-1,d} \end{aligned} \right\} \quad (8.55)$$

w którym:

ϵ_z - odkształcenie pionowe warstwy znajdującej się pomiędzy podstawą fundamentu i głębokością z .

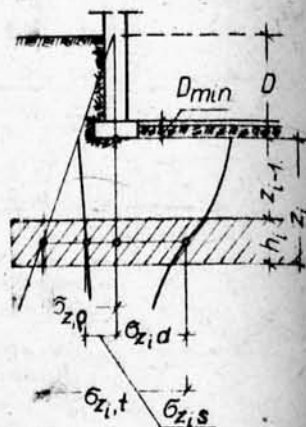
Odkształcenia pionowe od obciążenia budowlą $\epsilon_{z,q}$ spowodowane naciskiem rozpatrywanego fundamentu wyznaczamy ze wzoru:

$$\epsilon_{z,q} = q B \frac{\omega_1}{E_{s1}} \quad (8.56)$$

Wartość ω_1 wyznacza się z nomogramu na rysunku 8.23. Odkształcenia od innych obciążeń wyznacza się metodą punktów narożnych lub pól wpływowych. Metoda punktów narożnych służy do wyznaczania odkształceń w sposób analogiczny, podany w p. 6.7. Do tego celu służy nomogram podany na rysunku 8.25, za którego pomocą wyznacza się odkształcenia ϵ_z poniżej naroża prostokąta według wzoru:

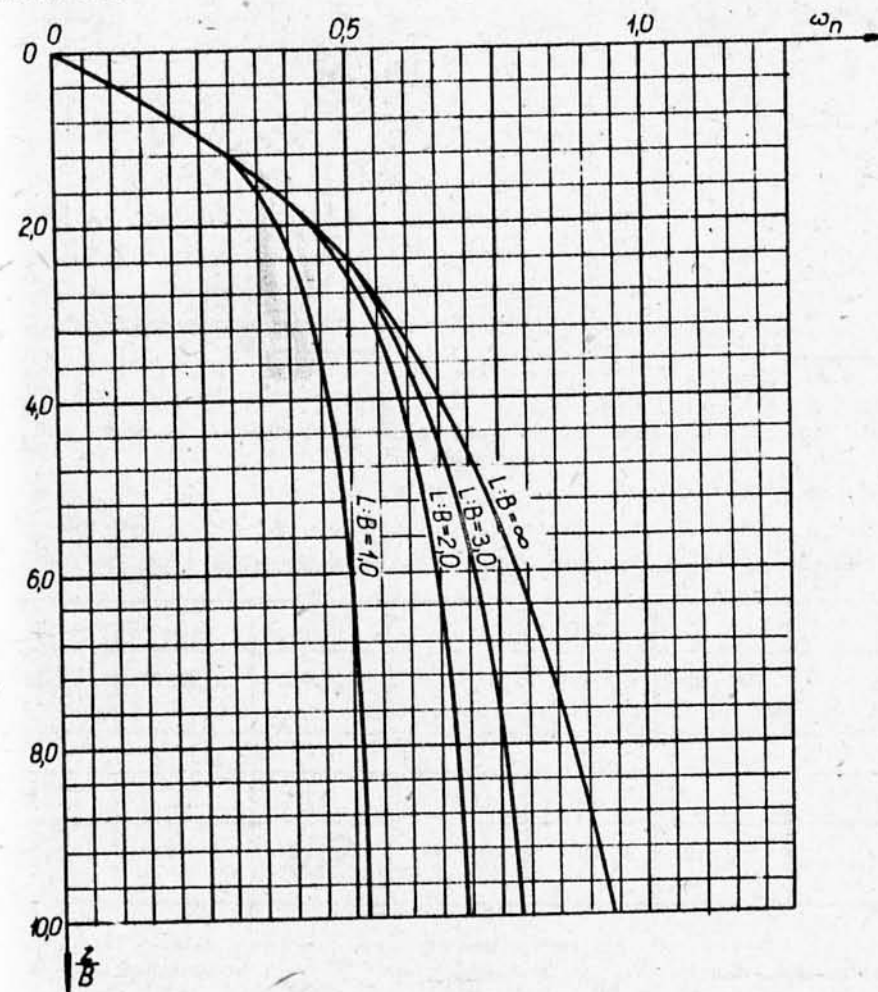
$$\epsilon_z = q B \frac{\omega_n}{E_s} \quad (8.57)$$

Gdzie E_s - moduł podatności gruntu, którego oznaczenia przeprowadza się w podłożu gruntowym "in situ" według określonych ustaleń.



Rys. 8.24. Schemat do wyznaczania naprężeń pierwotnych i wtórnych

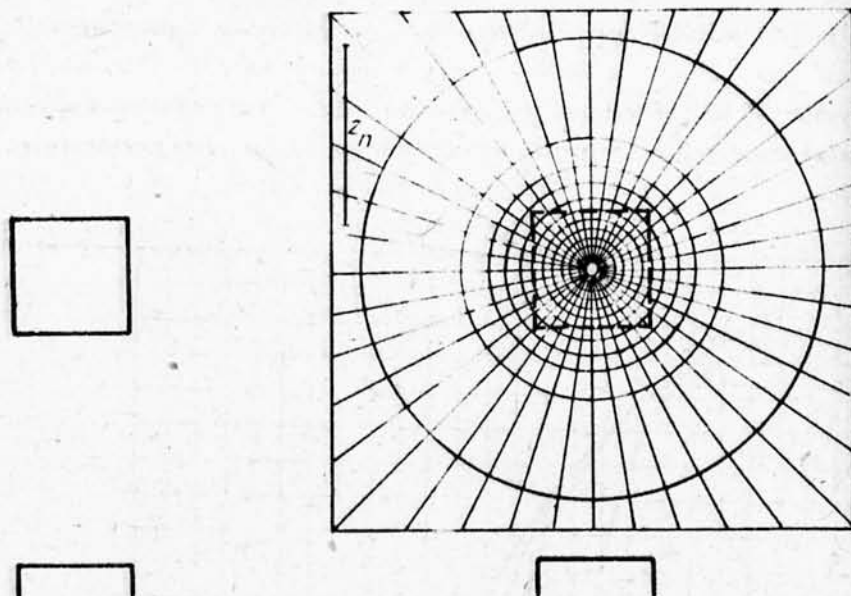
Metoda pól wpływowych służąca do wyznaczania odkształceń ϵ_z , analogicznie jak w p. 6.9, opiera się na wykorzystaniu wykresu pól wpływowych, przedstawionego na rysunku 8.26. Przy zastosowaniu podziału płaszczyzny 12 kręgami, ich promienie R_1 można przyjmować z tabeli 8.3.



Rys. 8.25. Nomogram do wyznaczania odkształceń metodą punktów narożnych

Do wyznaczania odkształceń metodą pól wpływowych od obciążenia w określonym obszarze stosuje się wzór:

$$\epsilon_z = \frac{q}{E_s} J W_z \quad (8.58)$$



Rys. 8.26. Nomogram do wyznaczania odkształceń metodą pól wpływowych

Tabela 8.3.

Promienie okręgów nomogramu do wyznaczania odkształceń

1	1	2	3	4	5	6
$R_1 : z_n$	0,042	0,087	0,131	0,180	0,229	0,288

1	7	8	9	10	11	12
$R_1 : z_n$	0,350	0,420	0,506	0,616	0,791	1,345

Odkształcenia wtórne $\epsilon_{z,s}$ i dodatkowe $\epsilon_{z,d}$ wyznacza się ze wzorów:

$$\epsilon_{z,s} = \epsilon_{z,q} \quad \text{oraz} \quad \epsilon_{z,d} = 0,$$

gdym:

$$\epsilon_{z,q} = \bar{\epsilon}_{z,q}$$

$$\epsilon_{z,s} = \bar{\epsilon}_{z,q} \quad \text{oraz} \quad \epsilon_{z,d} = \epsilon_{z,q} - \bar{\epsilon}_{z,q}$$

$$\text{gdym: } \epsilon_{z,q} > \bar{\epsilon}_{z,q}$$

w których

$\bar{\epsilon}_{z,q}$ - odkształcenie od odprężenia, odpowiadające ujemnym naciskom jednostkowym ($\bar{\sigma}_{z,q}$).

Można przyjmować, że naciski jednostkowe odpowiadające masie gruntów wydobytych z wykopów działają w jednej płaszczyźnie na poziomie posadowienia rozpatrywanego fundamentu, nawet jeżeli głębokość wykonywanego wykopu ma być różna.

Wartości współczynnika λ we wzorach (8.54) i (8.55) mogą przyjmować wielkości $0 < \lambda < 1$, w zależności od stopnia odprężenia podłoża w czasie wykonania robót fundamentowych. Dla obiektów budownictwa powszechnego i przemysłowego, których okres budowy (od wykonania wykopów do zakończenia stanu surowego z montażem urządzeń stanowiących obciążenie stałe) nie przekracza roku, można przyjmować $\lambda = 0$. Można również w tych przypadkach przyjąć, że osiadania fundamentów na gruntach niespoistych i gruntach spoistych w stanie półzwały są zakończone równocześnie z końcem budowy. Na innych gruntach spoistych (w chwili zakończenia budowy) osiadanie całkowite następuje w 50%, a na gruntach organicznych w 25%.

8.15. Osiadanie w czasie

Osiadanie po określonym czasie T można obliczyć ze wzoru:

$$S_T = S(1 - e^{-\eta T}), \quad (8.60)$$

gdzie:

S_T - osiadanie warstwy po czasie T ,

S - całkowite osiadanie warstwy gruntu,

e - podstawa logarytmów naturalnych,

T - czas osiadania w latach,

η - współczynnik określony wzorem (8.61):

$$\eta = \frac{7,5 \cdot 10^7 M_{ok}}{h^2 r_w} \left(\frac{1}{\text{rok}} \right), \quad (8.61)$$

gdzie:

- k - współczynnik filtracji $[m \cdot s^{-1}]$;
 h - najniekorzystniejsza droga pionowego odprowadzenia wody do sąsiedniej warstwy drenującej $[m]$;
 f_w - masa właściwa wody w porach gruntu $[kN \cdot m^{-3}]$;
 M_o - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej $[kPa]$.

We wzorze (8.60) nie uwzględniono czasu budowy, a tym samym stopni narastania obciążeń zewnętrznych. Wzór ten został wyprowadzony dla gruntów nawodnionych, przy założeniu, że obciążenie zewnętrzne przyłożono w sposób statyczny, w czasie $T = 0$. Choć takie założenie odbiega od rzeczywistych warunków, to jednak wzór ma zastosowanie w praktyce. Przy rozwiązywaniu zadań trzeba zwrócić uwagę na drogi odsączania wody.

8.16. Osiadanie średnie i przechylenie budowli

W projektowaniu fundamentów bezpośrednich muszą być spełnione między innymi następujące warunki:

$$a) \quad q_{rs} \leq m q_f \quad q_{rmax} \leq 1,2 q_f \quad (8.62)$$

gdzie:

- q_{rs} - średnie obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem $[kPa]$;
 q_{rmax} - maksymalne obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem $[kPa]$;
 q_f - obliczeniowy opór jednostkowy jednowarstwowego podłoża pod fundamentem $[kPa]$, obliczony zgodnie z normą PN-81/B-03020.

$$b) \quad [S] \leq [S]_{dop} \quad (8.63)$$

w którym:

- $[S]$ - symbol przemieszczenia wyrażający osiadanie średnie fundamentów s_{sr} , przechylenie budowli θ , jej względną różnicę osiadań Δs oraz strzałkę wygięcia budowli f_o ;
 $[S]_{dop}$ - odpowiednie wartości dopuszczalne, podane w tabeli wymienionej normy.

Zjawiska wynikające z powstawania różnic osiadań poszczególnych fundamentów tej samej budowli omówiono w p. 8.4., natomiast metody obliczania spodziewanych osiadań budowli w p. 8.13. Spodziewane osiadania oblicza się również, gdy obciążenia budowli są zróżnicowane, gdy obok budowli występują dodatkowe obciążenia (np. składowiska), gdy istnieją specjalne wymagania (np. eksploatacyjne) ograniczające osiadanie fundamentów. Przy obliczaniu osiadań fundamentów podłoże traktuje się tak jak opisano w p. 8.13; przyjmuje się, że budowla nie ma sztywności własnej.

Osiadanie średnie budowli wyznacza się ze wzoru:

$$s_{\text{sr}} = \frac{\sum s_i P_i}{\sum P_i}$$

gdzie:

- s_i - osiadanie poszczególnych fundamentów;
 P_i - pola podstaw tych fundamentów.

Przechylenie budowli oblicza się według wzoru:

$$\theta = \sqrt{a^2 + b^2} \quad (8.64)$$

w którym parametry a i b określa się z układu równań przeprowadzając metodą najmniejszych kwadratów aproksymację osiadań poszczególnych fundamentów lub wydzielonych części wspólnego fundamentu budowli.

Wyrównania osiadań poszczególnych fundamentów dokonuje się za pomocą płaszczyzny określonej równaniem:

$$s = ax + by + c \quad (8.65)$$

w którym:

- a, b, c - niewiadome współczynniki równania;
 x, y - bieżące współrzędne poziome.

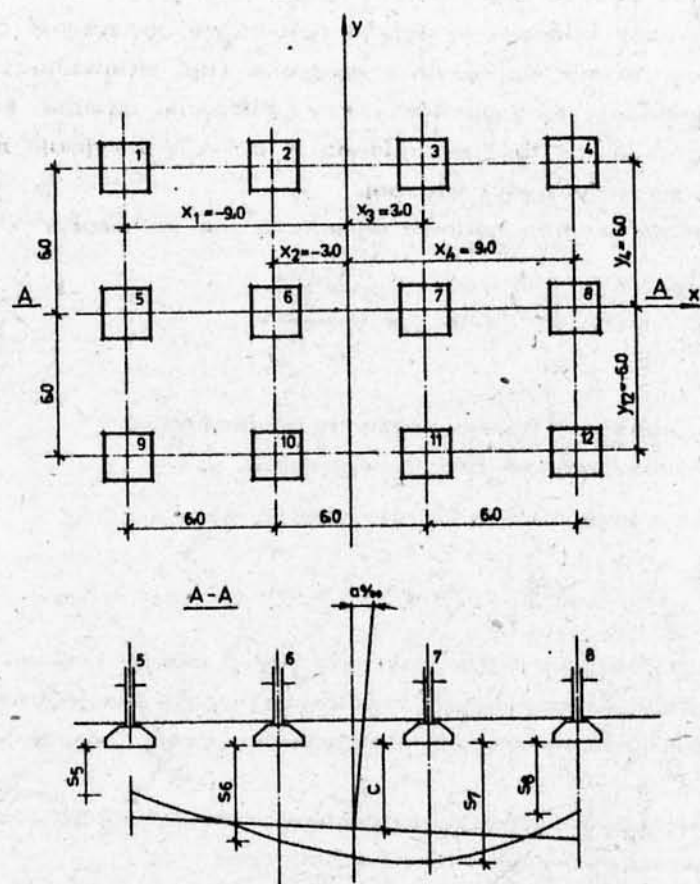
Wyznaczanie parametrów a, b, c dokonuje się z równań:

$$\begin{aligned} a \sum x_i^2 + b \sum x_i y_i + c \sum x_i &= \sum x_i s_i \\ a \sum x_i y_i + b \sum y_i^2 + c \sum y_i &= \sum y_i s_i \\ a \sum x_i + b \sum y_i + N c &= \sum s_i \end{aligned} \quad (8.66)$$

w których:

x_i, y_i - poziome współrzędne poszczególnych fundamentów (rys. 8.27),

N - liczba fundamentów.



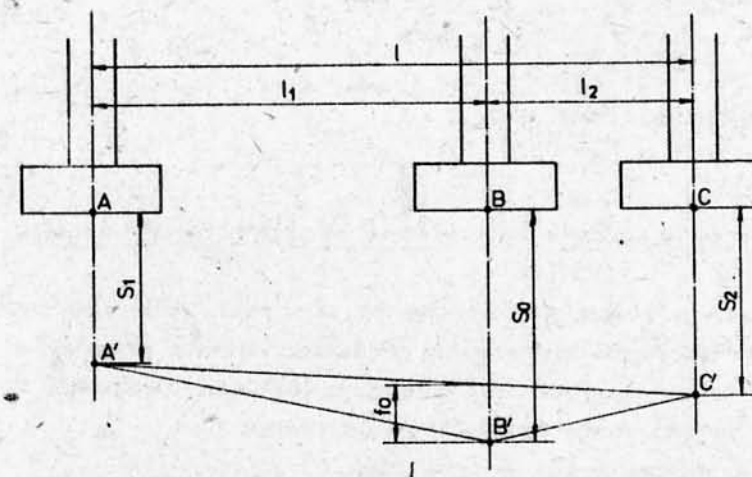
Rys. 8.27. Schemat do obliczania przechylenia budowli

8.17. Wyznaczanie strzałki ugięcia budowli

Norma PN-81/B-03020 zaleca przeprowadzać obliczanie osiadania metodą naprężeń. Zgodnie z wymienioną normą stany graniczne użytkowania budowli (II stan graniczny) sprawdza się dla wartości obciążeń charakterystycznych. W celu uproszczenia obliczeń obciążenia charakterystyczne wyznacza się na podstawie obciążeń obliczeniowych, dzieląc je przez uogólniony współczynnik obciążenia $\gamma_f = 1,2$.

Ponadto przy obliczaniu naprężeń $\sigma_{z,q}$ od obciążenia zewnętrznego podłoża przyjmuje się założenia:

- 1) nadfundamentowa konstrukcja budowli jest doskonale wiotka,
- 2) stopy fundamentowe pod pojedynczymi słupami oraz ławy pod ścianami konstrukcyjnymi traktuje się jako doskonale sztywne.



Rys. 8.28. Schemat do obliczania strzałki ugięcia budowli

Strzałkę ugięcia budowli f_0 wyznacza się uwzględniając trzy najniekorzystniej osiadające fundamente, leżące w planie na linii prostej, według wzoru:

$$f_0 = \frac{1}{l} (l s_0 - l_1 s_2 - l_2 s_1) \quad (8.67)$$

w którym wszystkie wielkości są przedstawione na rysunku 8.28.

9. STATECZNOŚĆ ZBOCZY

9.1. Przyczyny i rodzaje ruchów mas skalnych na zboczach

Osuwiska powstają najczęściej na zboczach dolin rzecznych, na wybrzeżach morskich i zboczach górskich. Główną przyczyną wywołującą powierzchniowy ruch mas skalnych jest siła ciężkości. Warunki, w których ta siła może działać bywają różne:

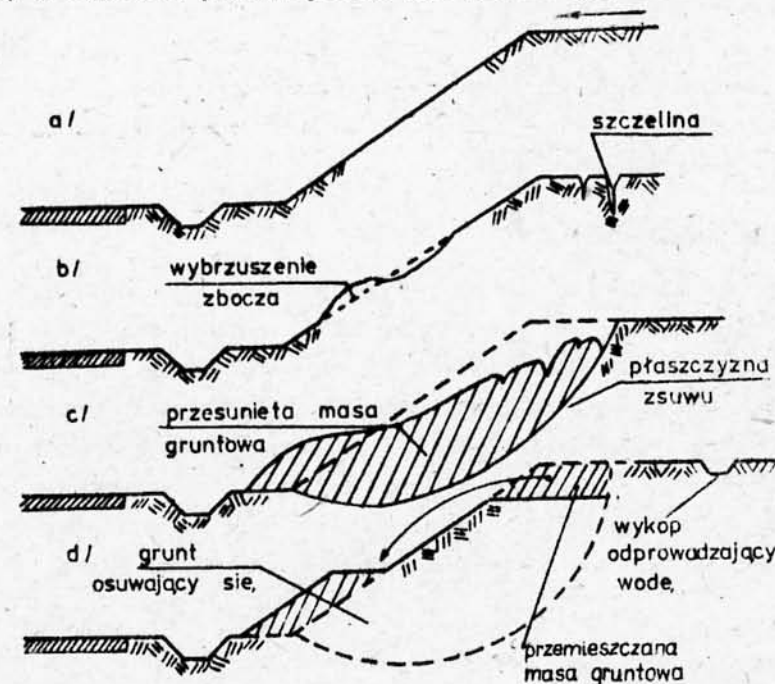
- podcięcie zbocza przez erozję;
- głębokie zwietrzenie i rozluźnienie warstw tworzących zbocze;
- przeciążenie zbocza śniegiem lub wodą pochodzącą z opadów deszczowych;
- inne czynniki, np. trzęsienie ziemi;
- przeciążenie zbocza budowlą.

Wszystkie te czynniki mogą też występować razem. Dla budownictwa ważne znaczenie mają osuwiska sufozyjne. Spowodowane są one wynoszeniem przez wodę cząstek z warstw leżących głębiej. Wyniesione przez spływającą wodę cząstki pyłu pozostawiają wolne przestrzenie, które poszerzają się stopniowo, a przy odpowiedniej wielkości ulegają zawaleniu pod obciążeniem warstw nadległych. Zjawiska sufozyjne powstają przy wykopach budowlanych, szczególnie drogowych, kiedy wykonuje się je poniżej zwierciadła wody gruntowej. Rysunek 9.1 ilustruje różne rodzaje odkształceń zboczy.

Spętywanie

Jest to powolne przemieszczanie powierzchniowych mas gruntu, bez wytwarzania powierzchni poślizgu, następujące na skutek cyklicznych

zmian objętościowych. Odmianną spętywania jest zjawisko soliflukcji, tj. płynięcia, po zamrożonym podłożu, gruntu wietrzelinowego, składającego się z materiału piaszczystego lub grubszego.



Rys. 9.1. Niektóre rodzaje odkształceń zboczy: a) przekrój normalny, b) spływ, c) zsuw, d) osuwisko

Spływanie (rys. 9.1.b)

Jest to przyspieszony proces spętywania występujący w postaci potoków błotnych i kamienistych.

Osypywanie (rys. 9.1.c)

Powstaje wskutek zsuwu produktów mechanicznego wietrzenia gruntów, które nagromadziły się na zboczu. Wietrzliny nasycone wodą mogą zsuwać się po stoku wskutek zmniejszonego tarcia wewnętrznego oraz zwiększonego obciążenia wodą i mogą wytworzyć w ten sposób osyp. Osypy mają kształt stożków. Wietrzliny w stanie suchym mogą również nagle ruszyć z miejsca z powodu zachwiania równowagi ciągle narastającym obciążeniem gromadzących się wietrzelin. Kąt pod jakim układają się osypiska jest kątem naturalnego stoku (zsypu).

Obrywanie

Nagły ruch mas z krótkotrwałą utratą kontaktu z podłożem nazywa się obrywaniem. Obrywanie lub obwał jest procesem powstającym w górach, gdy zbocza zostaną zbyt mocno podcięte przez erozję. Gdy powstaje obryw, zwykle daje się słyszeć huk, z rozkruszonego gruntu unoszą się wielkie ilości pyłu. W 1955 r. obryw ze stoków Giewontu uszkodził schronisko na Kalatówkach.

Osuwiska (rys. 9.1.d)

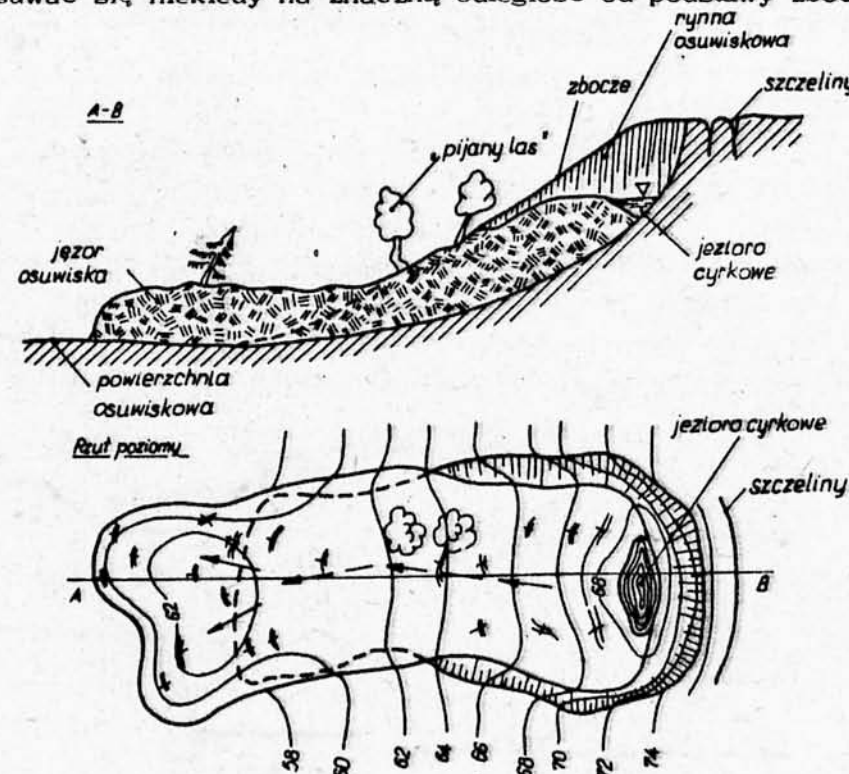
Osuwiska są bardzo złożonym przypadkiem powierzchniowych ruchów masowych. Obejmują one zazwyczaj kilka warstw, z których zbudowany jest stok. Powierzchnia osuwiska przecina wtedy szereg warstw. Przyczyną powstania osuwiska mogą być różnorodne czynniki. Szybkość przemieszczania się mas osuwiskowych i ich wielkość mogą być różne. Niektóre osuwiska pojawiają się nagle, wielkie masy gruntu zsuwają się w ciągu kilku minut. Czasem ruch osuwiskowy może trwać kilka godzin lub kilka dni; nieraz może trwać latami.

9.2. Morfologia osuwisk

Przemieszczenie mas osuwiskowych prowadzi do powstawania charakterystycznych form (rys. 9.2). Proces osuwiskowy rozpoczyna się od powstania szczelin w kształcie łuków, zwróconych wklęsłością ku podstawie stoku. Szczeliny takie obejmują z zewnątrz górną krawędź powierzchni osuwiskowej, po której masa osuwiskowa oddzieliła się od gruntu nienaruszonego nie ulegającego przesunięciu. Oddzielone masy gruntu ześlizgują się w dół po powierzchni osuwiskowej. Kształt powierzchni osuwiskowej może być różny, np. zbliżony do wycinka koła. W gruntach jednorodnych, np. w glinie, powierzchnia osuwiskowa przybiera od góry kształt stromy, od dołu bardziej łagodny.

W większości osuwisk starych znajduje się kilka powierzchni osuwiskowych, przy czym zsuw następuje albo po kilku powierzchniach jednocześnie, albo przez powierzchnie kolejne, odpowiadające różnym stadiom osuwiska zachodzącym w różnych okresach czasu. Zsunięty albo ześlizgujący się materiał gruntowy nosi nazwę koluwium.

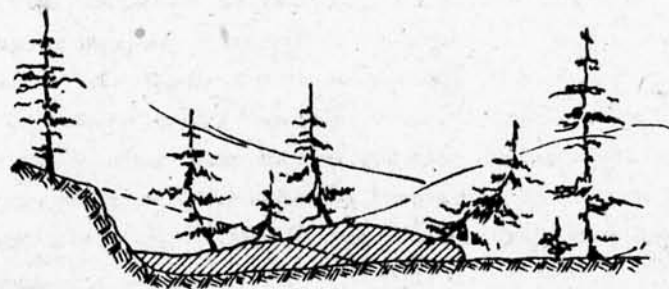
Masa osuwiskowa zsuwając się w dół wytwarza w górnej części osuwiska amfiteatralne zagłębienie zwane niszą osuwiskową lub cyrkiem osuwiskowym. W cyrku gromadzi się woda gruntowa ze zbocza i może powstać jezioro. Masa osuwiskowa zsuwając się w dół wytwarza poniżej nisy osuwiskowej rynnę osuwiskową, sięgającą do podstawy zbocza. Masa osuwiskowa rozptywając się u podstawy stoku tworzy bryłę zsuniętego gruntu o nierównej powierzchni, z wypukłościami i bruzdami łukowato wygiętymi w kierunku ruchu. Ta część masy osuwiskowej nazywa się jezorem osuwiska. Masy osuwiskowe mogą przesuwac się niekiedy na znaczną odległość od podstawy zbocza.



Rys. 9.2. Charakterystyczne formy osuwiskowe

Na powierzchni niektórych osuwisk spostrzega się drzewa pochylone w różnych kierunkach, tzw. "pijany las" (rys. 9.3). Oznacza to, że stok jeszcze przed zsuwem był zalesiony. Po jakimś czasie drzewa, które wraz z masą osuwiskową zsunęły się ze zbocza i pochyliły (a nie obumarły) na pewnej wysokości od powierzchni gruntu, wyprostują się i rosną dalej pionowo. Czasem masa osuwiskowa pokrywa

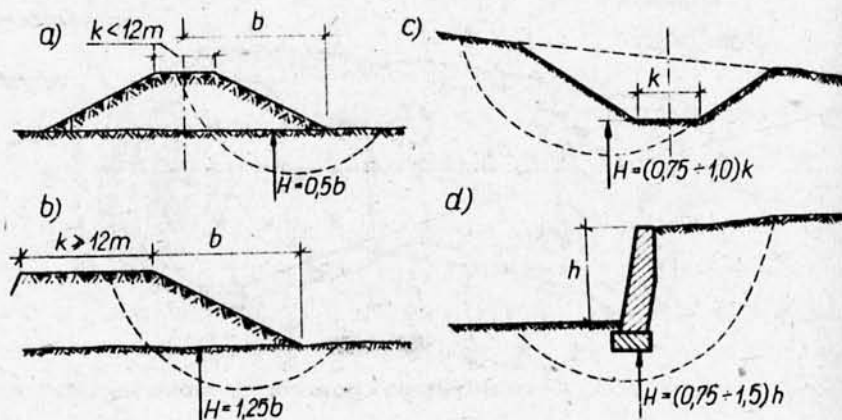
naturalne ujęcie wód gruntowych wypływających ze zbocza przed powstaniem osuwiska. Miejsce wyjścia powierzchni osuwiskowej u podnóża zbocza nazywa się podstawą osuwiska.



Rys. 9.3. Oznaki terenów osuwiskowych

9.3. Informacje o odkształceniach zboczy

Miejsca informujące o podłożu przy zboczach należy w każdym przypadku zbadać, aby uzyskać dane nie tylko o rodzajach gruntów i ich właściwościach fizyko-mechanicznych, lecz także o zmianach układu warstw gruntowych lub zmianach ciśnienia wody. Informacje o



Rys. 9.4. Wymagane głębokości zbadania podłoża gruntowego, przy zboczach: a) grobla, b) taras, c) wykop, d) mur oporowy

podłożu przy zboczach można uzyskać poprzez wiercenia świdrem o średnicy ϕ 6 cm. Wymagana głębokość H zbadanego podłoża jest uzależniona od rodzaju budowli ziemnej (rys. 9.4). W rejonach osuwiskowych powinny być prowadzone stałe obserwacje ruchu osuwiska,

poziłomów wód itp. Aby określić ruch osuwiska należy na wstępie zapoznać się z mapami topograficznymi i oznaczyć na ich podstawie stan roślinności oraz istniejące rysy i szczeliny. Należy ponadto przygotować przekroje geologiczne i wykonać doły, próbne rowy itp. Dla określenia szybkości ruchu odkształcenia zbocza stosuje się niekiedy wypełnienie otworu wiertniczego materiałem znacznie różniącym się od gruntu (np. tłuczoną cegłą). Po pewnym czasie otwór ten rozkopuje się i obserwuje w przekroju gruntu wielkość i przesunięcie wypa-nego materiału.

Główną przyczyną powstawania odkształceń zboczy jest znaczne zawilgocenie gruntu. Aby tym odkształceniom zapobiec, należy uprządkować gospodarkę wodną zlewni i spływ wód po zboczach i stokach nie dopuszczając do wsiąkania tych wód w teren osuwiskowy. Właściwym rozwiązaniem jest również przechwycenie spływających wód i odprowadzenie ich poza teren osuwiskowy. Jednym ze skutecznych środków wzmacniających zbocze jest wbicie serii pali, które przymocowują masę osuwiskową do gruntu nośnego zalegającego pod warstwą osuwiskową. Zabezpieczenie zboczy przed osuwiskiem w wykopach polega również na zmniejszaniu nachylenia zboczy, odcięciu dopływu wody gruntowej przez wykonanie rowów lub obniżenie poziomu wody gruntowej, wykonanie murów oporowych oraz nieobciążanie naziomu zbocza.

9.4. Stateczność zboczy w gruntach niespoistych

Rozpatrując stateczność zbocza zbudowanego z gruntów niespoistych suchych bierzemy pod uwagę wycięty element gruntowy zbocza, na który działają następujące siły (rys. 9.5):

- siła styczna $B = Q \sin \beta$
- siła normalna $N = Q \cos \beta$.

Stosownie do wzoru na ścinanie $\tau_f = \sigma \tan \phi_u$; można zapisać:

$T = N \tan \phi_u$. Wówczas przy granicznym kącie β_{max} w warunkach równowagi zachodzą zależności:

$$B_{max} = T_{max}.$$

Ponieważ:

$$B_{\max} = Q \sin \beta_{\max}$$

$$T_{\max} = Q \cos \beta_{\max} \operatorname{tg} \phi_u$$

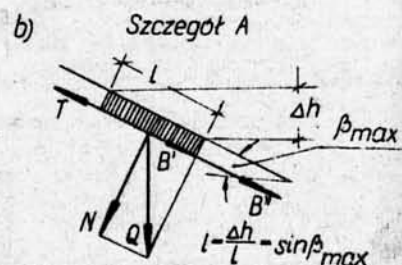
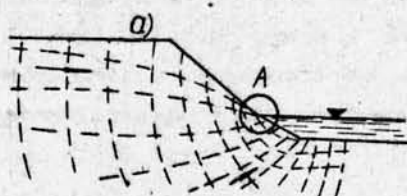
zatem:

$$Q \sin \beta_{\max} = Q \cos \beta_{\max} \operatorname{tg} \phi_u$$

stąd:

$$\operatorname{tg} \beta_{\max} = \operatorname{tg} \phi_u \quad (9.1)$$

Przy kątach $\beta_{\max} = \phi_u$ oznacza to, że równowaga zboczy w gruntach niespoistych suchych ma miejsce wtedy, gdy maksymalny kąt pochylenia zbocza jest równy kątowi tarcia wewnętrznego gruntu.



Rys. 9.6. Schemat działania sił na element zbocza w gruncie niespoistym mokrym

Gdy na zbocze działa woda gruntowa (rys. 9.6), to nachylenie jego musi być zmniejszone. W kierunku działania siły B' działa dodatkowo siła od ciśnienia spływowego, wynosząca $B'' = V_j$. Z rysunku 9.6b widać, że $i = \frac{\Delta h}{l} = \sin \beta$.

Zatem:

$$B_{\max} = B' + B'' = Q \sin \beta_{\max} + V_j = V(\rho_{sr} - \rho_w)g \sin \beta_{\max} + V \rho_w g \sin \beta_{\max}$$

oraz

$$T_{\max} = Q \cos \beta_{\max} \operatorname{tg} \phi_u = V(\rho_{sr} - \rho_w)g \cos \beta_{\max} \operatorname{tg} \phi_u$$

Ponieważ:

$$B_{\max} = T_{\max}$$

więc:

$$V(\rho_{sr} - \rho_w)g \sin \beta_{\max} + V \rho_w g \sin \beta_{\max} = V(\rho_{sr} - \rho_w)g \cos \beta_{\max} \operatorname{tg} \phi_u$$

Stąd:

$$\operatorname{tg} \beta_{\max} = \frac{(\rho_{sr} - \rho_w)}{\rho_{sr}} \operatorname{tg} \phi_u$$

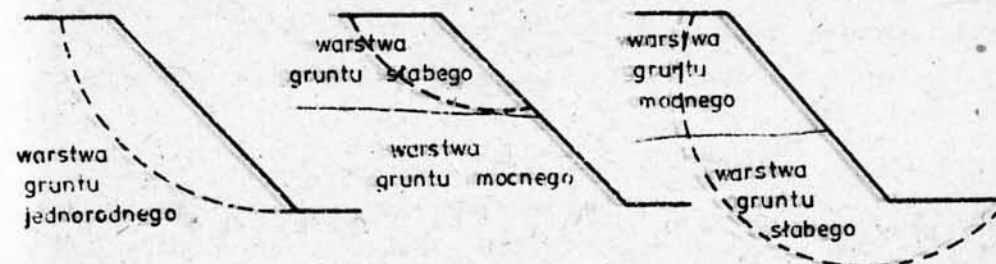
Przyjmując, że $\rho_{sr} \approx 2,0 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$ oraz $\rho_w = 1,0 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$, otrzymujemy:

$$\operatorname{tg} \beta_{\max} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi_u \quad (9.2)$$

Zatem można powiedzieć, że równowaga zboczy w gruntach niespoistych mokrych zachodzi wtedy, gdy kąt pochylenia zbocza jest równy połowie kąta tarcia wewnętrznego gruntu.

9.5. Równowaga zboczy w gruntach spoistych

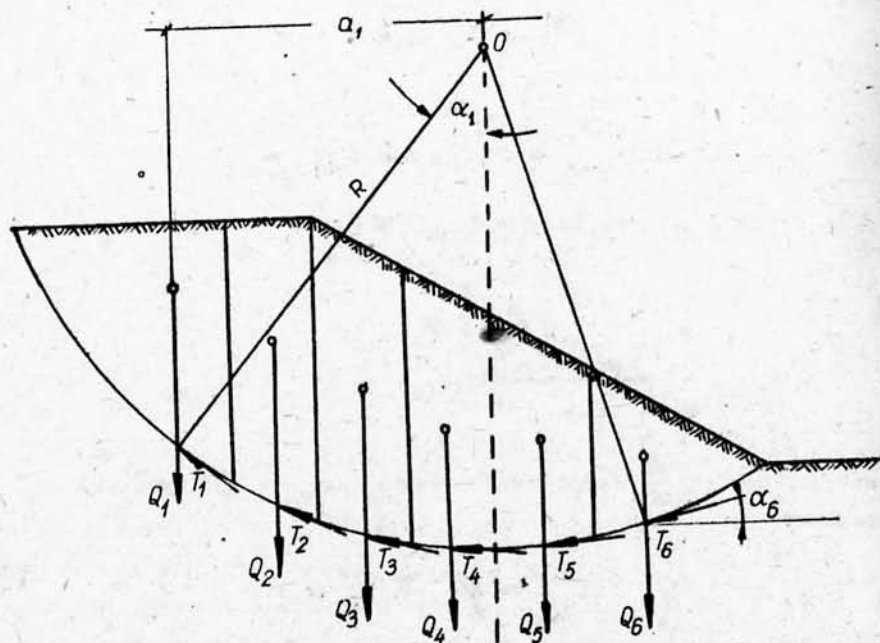
Powierzchnia poślizgu w gruntach spoistych zbliżona jest kształtem do cylindrycznej. Na rysunku 9.7 pokazane są linie poślizgu dla gruntu jednorodnego i dla podłoża uwarstwionych.



Rys. 9.7. Powierzchnie poślizgu w gruntach spoistych

Sprawdzenie stateczności zboczy w gruntach spoistych jednorodnych polega na dokonaniu przybliżonego obliczenia, przedstawionego

na rysunku 9.8:



Rys. 9.8. Schemat sił utrzymujących i osuwających

- Dzielimy bryłę osuwiskową na pewną liczbę bloków o jednakowej szerokości, przy czym przyjmujemy długość zbocza równą 1,0 m;
- Układamy równanie momentów sił względem osi obrotu O. Suma momentów sił obracających wynosi:

$$\sum M_o = \sum_{i=1}^{i=4} Q_i a_i.$$

- Obliczamy sumę momentów utrzymujących:

$$\sum M_u = \sum_{i=5}^{i=6} Q_i a_i + R \sum_{i=1}^{i=6} T_i r_i$$

przy czym $T_i = N_i \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} + c_u^{(r)} A_i = Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} + c_u^{(r)} A_i$

gdzie:

α_i - kąt nachylenia siły T_i do poziomu;

$\phi_u^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu;

$c_u^{(r)}$ - obliczeniowa spójność gruntu;
 A_i - pole powierzchni poślizgu każdego elementu.

- Wyznaczamy warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego

$$f_f \sum M_o < m \sum M_u \quad (9.3)$$

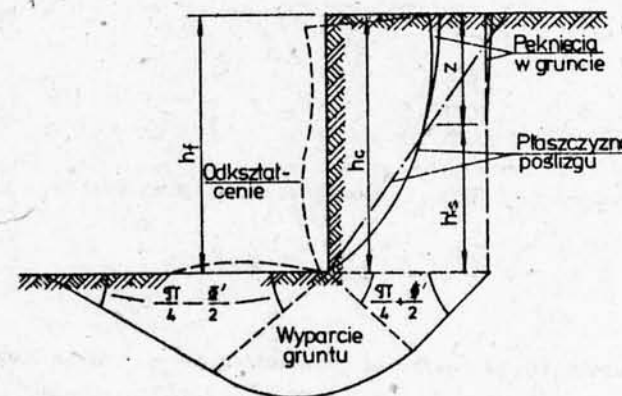
w tym:

m - współczynnik korekcyjny;

f_f - współczynnik obciążenia.

9.6. Stateczność ścian pionowych

Wykopy budowane o nieznaczącej głębokości, np. rowy sieci instalacyjnych, mają często ściany pionowe (bez obudowy). Wykonuje się je w gruntach spoistych zwartych bez obawy naruszenia zasad ochrony pracy. Przy ścianach pionowych wykopów budowlanych obserwuje się, że na powierzchni terenu przy wykopie występują naprężenia rozciągające, które mogą doprowadzić do powstania pęknięcia w gruncie.



Rys. 9.9. Odkształcenia pionowej ściany nieobudowanego wykopu budowlanego

W obszarze pęknięć grunt nie ma żadnej możliwości przeniesienia sił, nawet gdyby zdejmować warstwę wierzchnią do głębokości pęknięć. Typowe odkształcenia pionowej ściany nieobudowanego wykopu są schematycznie przedstawione na rysunku 9.9. Z rysunku widać, że - przy przekroczeniu naprężenia uwarunkowanego przyjęciem maksymalnych wartości parametrów podłoża - osuwisko schodzi po lekko za-

krzywionej linii poślizgu kształtu kołowego, przechodzącej przez dolny punkt ściany. Jeżeli dolną warstwę gruntu budują luźne skały klastyczne (np. luźny piasek lub żwir), może nastąpić wyparcie gruntu. Zaobserwowano, że w przeniesieniu siły bierze udział całkowita wysokość wykopu i wtedy otrzymuje się dla $Z_a = 0$ możliwą swobodną wysokość h_f :

$$h_f = h_c = \frac{4c'}{\rho g} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi'}{2}).$$

Przy powstaniu pęknięcia w gruncie zmniejsza się możliwa swobodna wysokość ściany gruntu o głębokość z . Obrazuje to wzór:

$$h_f = h_c - z = h_c'.$$

Pęknięcia w gruncie mogą sięgać co najwyżej do połowy wysokości skarpy, która zostanie utworzona przez przyjętą wyrównaną powierzchnię poślizgu, a więc $z = \frac{h_c}{2}$.

Podstawiając tę wartość do uprzednio przedstawionego równania otrzymujemy:

$$h_c' = h_c - \frac{h_c}{2} = \frac{2}{3} h_c = \frac{2}{3} \frac{4c'}{\rho g} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi'}{2}).$$

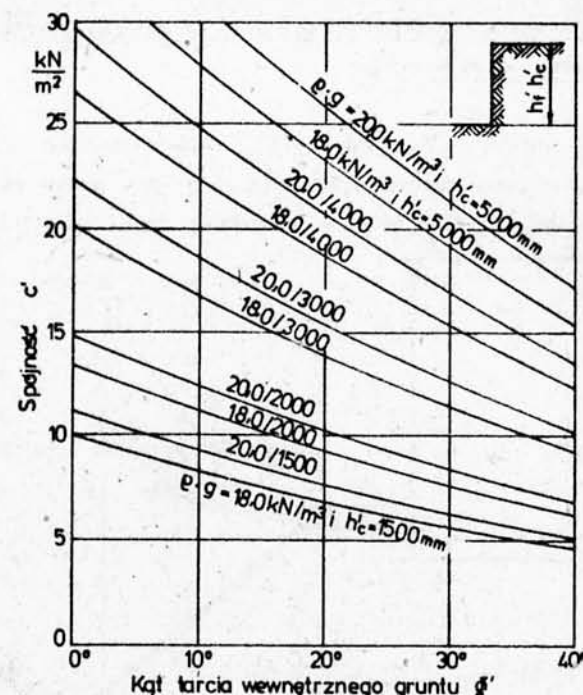
Swobodna wysokość przy pęknięciach w gruncie wynosi:

$$h_f = h_c' = \frac{2,67c'}{\rho g} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi'}{2}). \quad (9.4)$$

Uwzględniając obciążenie zewnętrzne p oraz współczynnik bezpieczeństwa F oblicza się (według Ohde) możliwą swobodną wysokość:

$$h_f = h_c' = \frac{2c'}{F\rho g} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) - \frac{p}{\rho g}. \quad (9.5)$$

Wzór (9.5), wyrażający związek pomiędzy spójnością efektywną, efektywnym kątem tarcia wewnętrznego, gęstością objętościową gruntu i wysokością skarpy, umożliwił opracowanie wykresu przedstawionego na rysunku 9.10.



Rys. 9.10. Swobodna wysokość przy pionowych ścianach w chwilowym stanie równowagi, wg wzoru (9.5)

Przykład

Dla wysokiej 2,5 m pionowej ściany wykopu budowlanego, wykonanego w gruncie spoistym, obliczyć współczynnik bezpieczeństwa. Przyjęto następujące wartości parametrów gruntowych: $\rho = 2,0 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$; $\rho g = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$; $c' = 25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$; $\phi' = 20^\circ$.

Rozwiązanie:

Obliczenie możliwej swobodnej wysokości ze wzoru (9.4)

$$h_f = h_c' = \frac{2,67 \cdot 25}{20} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{20^\circ}{2}) = 4,77 \text{ m.}$$

Współczynnik bezpieczeństwa

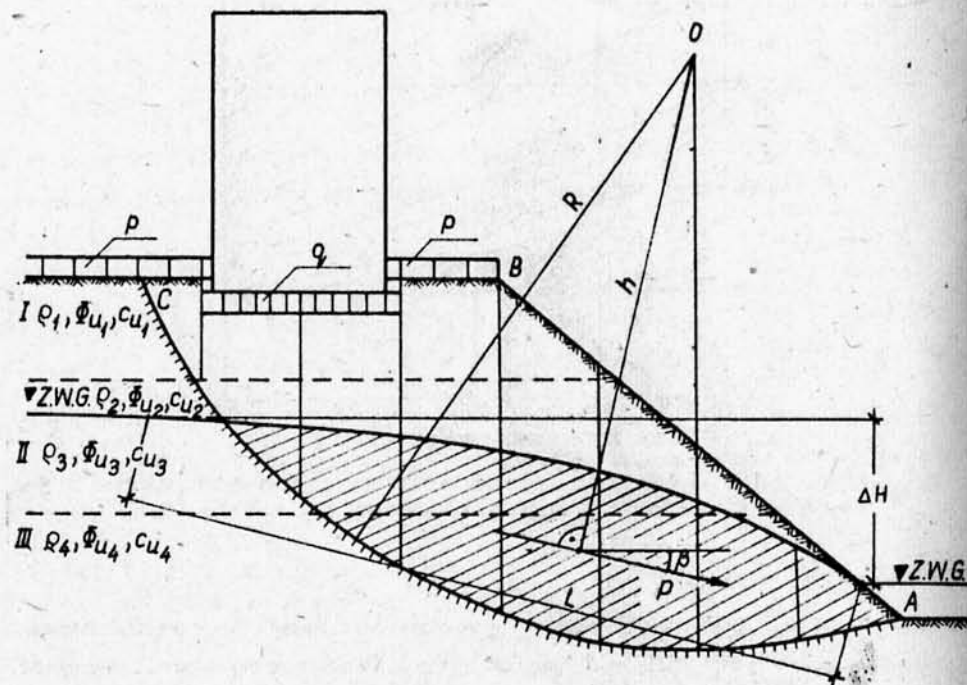
$$F = \frac{4,77}{2,50} = 1,91$$

Ze wzoru (9.5) dla obciążenia zewnętrznego $p = 0$ współczynnik bezpieczeństwa wynosi

$$F = \frac{2 \cdot 25}{2,5 \cdot 20} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{20^\circ}{2}) = 1,43.$$

9.7. Zbocze w gruntach niejednorodnych znajdujących się pod działaniem ciśnienia sphywowego

Bryłę osuwiskową ABC (rys. 9.11) dzieli się na bloki o jednakowej szerokości, równej około $0,1 R$ (gdzie R - promień cylindrycznej powierzchni poślizgu). Obciążenie budowlą dzieli się na pełne bloki,



Rys. 9.11. Zbocze z podłożem uwarstwionym pod działaniem ciśnienia sphywowego

Do obciążeń gruntem w poszczególnych blokach dodaje się obciążenie przekazywane przez części fundamentów oraz obciążenie użytkowe p , działające poza fundamentem. Jeżeli w podłożu występuje woda gruntowa, będąca w ruchu skierowanym do podnóża zbocza, to również uwzględnia się jej działanie. Po ustaleniu (w warunkach badań polowych) przebiegu krzywej depresji lub jej wykreśleniu w sposób przybliżony wyznacza się tę część bryły gruntu (na rys. 9.11 - zakreskowanej), która znajduje się pod wpływem ciśnienia sphywowego. Dla tej części bryły osuwiskowej gęstości objętościowe gruntu oblicza się uwzględniając działania wyporu wody gruntowej.

Stateczność zbocza sprawdza się w następujący sposób:

1. Oblicza się w przybliżeniu wartość siły P pochodzącej od ciśnienia sphywowego

$$P = V_g \cdot i \cdot \gamma_w \quad (9.6)$$

gdzie:

V_g - objętość bryły gruntu zanurzonej w wodzie i podlegającej zsuwowi (część zakreskowana na rysunku 9.11) $[m^3]$;

i - spadek hydrauliczny równy $i = \frac{\Delta H}{L} = \sin \beta$;

gdzie:

β - średni kąt nachylenia do poziomu linii sphywu wody;

ΔH - różnica poziomów swobodnego zwierciadła wody na długości L $[m]$.

Należy zaznaczyć, że linia działania siły P przechodzi przez środek ciężkości zakreskowanej bryły gruntu.

2. Po uwzględnieniu wymienionych sił musi być spełniony warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego, który możemy zapisać w postaci:

$$R \sum Q_i^L \sin \alpha_i + Ph \leq m R \left(\sum Q_i^L \cos \alpha_i \tan \phi_{u_i}^{(r)} + \sum c_{u_i}^{(r)} l_i + \sum Q_i^P \sin \alpha_i \right) \quad (9.7)$$

gdzie:

Q_i^L - obciążenie własne bloku gruntu wraz z odpowiednim obciążeniem od fundamentu i obciążenia użytkowego w granicach jednego bloku po stronie lewej punktu O $[kN]$;

Q_i^P - obciążenie bloku znajdującego się po prawej stronie od linii pionowej, przechodzącej przez środek O do punktu A podstawy zbocza $[kN]$;

R - promień powierzchni poślizgu względem punktu obrotu O , równy ramieniu momentu sił stycznych działających na powierzchni poślizgu $[m]$;

m - współczynnik korekcyjny;

$c_{u_i}^{(r)}$ - obliczeniowa spójność gruntu zalegającego na powierzchni poślizgu w granicach rozpatrywanego bloku $[kPa]$;

$\phi_{u1}^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu w granicach bloku $[\circ]$;

h - ramię momentu siły P względem punktu obrotu O [m].

$$Q_I = G_I + \Delta q \quad \text{lub} \quad Q_I = G_I + \Delta p;$$

gdzie:

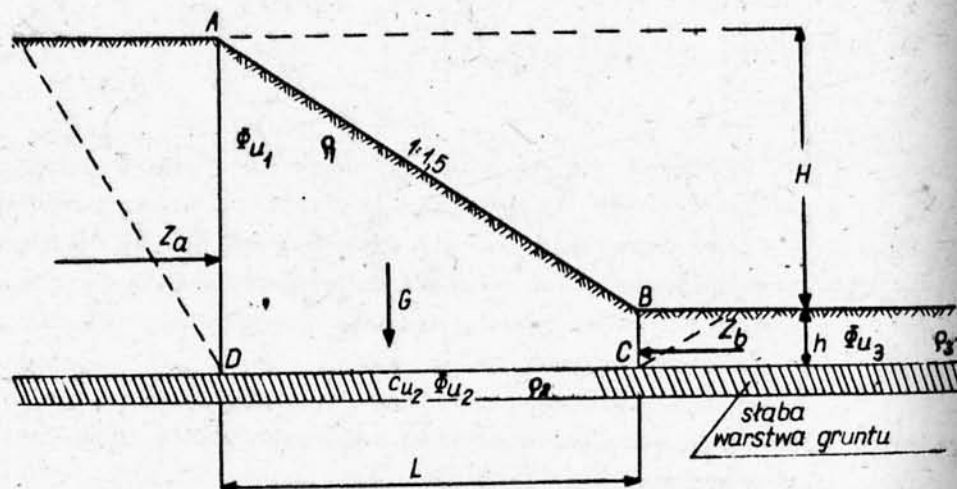
Δq - obciążenie fundamentem, zawarte w granicach jednego bloku [kN];

Δp - obciążenie użytkowe w granicach jednego bloku [kN].

9.8. Słaba warstwa gruntu w podłożu zbocza

Rozpatruje się bryłę gruntu ABCD (rys. 9.12). Na tę bryłę działa z lewej strony parcie Z_a i z prawej odpór Z_b . Warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego przy przesunięciu poziomym sprawdza się według wzoru:

$$Z_a \leq m(c_{u2}^{(r)} L + G \tan \phi_{u2}^{(r)} + Z_b). \quad (9.8)$$



Rys. 9.12. Słaba warstwa w podłożu zbocza

W przypadku $\phi_{u2}^{(r)} = 0$ otrzymuje się:

$$Z_a \leq m(c_{u2}^{(r)} L + Z_b). \quad (9.9)$$

Oznaczenia we wzorach (9.8) i (9.9):

$c_{u2}^{(r)}$ - obliczeniowa spójność słabej warstwy gruntu [kPa];

$\phi_{u2}^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego słabej warstwy gruntu $[\circ]$;

L - długość rzutu poziomego zbocza [m];

m - współczynnik korekcyjny;

Z_b - odpór warstwy gruntu zalegającej u podstawy zbocza, wyznaczający

$$Z_b = \frac{1}{2} \gamma_3 h^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_{u3}^{(r)}}{2} \right); \quad (9.10)$$

$\phi_{u3}^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu przy podstawie zbocza $[\circ]$;

Z_a - parcie czynne gruntu powyżej skarpy, równe:

$$Z_a = \frac{1}{2} \gamma_1 (H + h)^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{u1}^{(r)}}{2} \right); \quad (9.11)$$

$\phi_{u1}^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu w zboczu $[\circ]$.

9.9. Warstwa skalista u podnóża zbocza

Linia zbocza AB'C'D ogranicza warstwę gruntu spoistego scharakteryzowaną parametrami ρ , ϕ_u , c_u . Pod nią zalega skała, której strop wyznacza linia ABCD (rys. 9.13), będąca linią poślizgu. Trzy masywy gruntu spoistego mają masy G_1 , G_2 i G_3 . Rozpatrujemy siłę parcia Z_a masywu gruntu położonego wyżej na grunt leżący niżej.

Dla masywu 1 otrzymamy:

1) Siłę dążącą do przesunięcia, jako składową styczną do linii poślizgu pochodzącą od masy własnej gruntu $S_1 = G_1 \sin \alpha_1$.

2) Siły przeciwdziałające się przesunięciu (siły oporu gruntu):

a) od spójności gruntu $C_1 = c_u^{(r)} l_1$;

b) od tarcia $T_1 = G_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)}$;

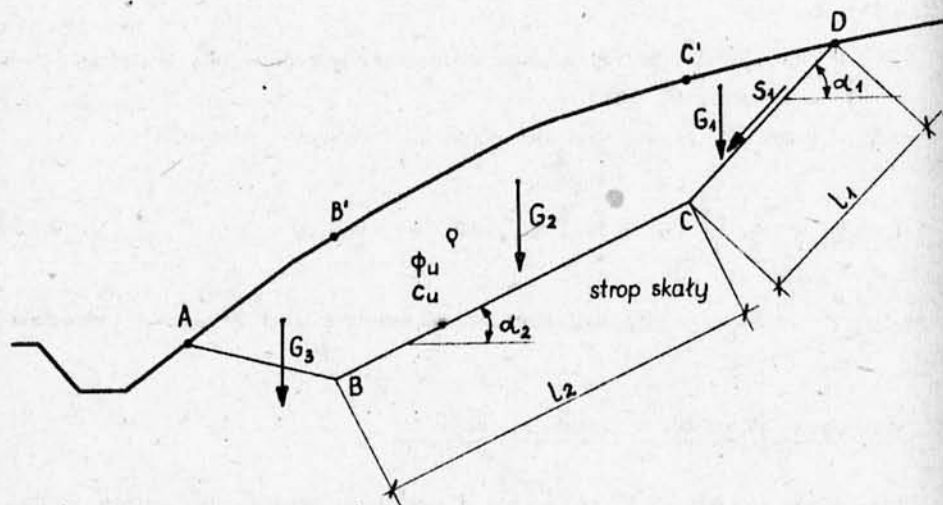
c) siła od podparcia przez masę gruntu leżący niżej Z_{a1} .

3) Suma rzutów wymienionych sił na płaszczyznę CD powinna być równa zero, czyli:

$$G_1 \sin \alpha_1 - c_u^{(r)} l_1 - G_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} - Z_{a1} = 0;$$

skąd

$$Z_{a1} = G_1 \sin \alpha_1 - c_u^{(r)} l_1 - G_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)}.$$



Rys. 9.13. Skała u podnóża zbocza

Dla odcinka BC otrzymamy:

1) Siły dążące do przesunięcia:

a) składowa od obciążenia własnego G_2 , styczna do linii BC

$$S_2 = G_2 \sin \alpha_2,$$

b) siła parcia od masy gruntu Z_{a1} leżącego wyżej.

2) Siły przeciwdziałające się przesunięciu:

a) od spójności $C_2 = c_u^{(r)} l_2$

b) od tarcia $T_2 = G_2 \cos \alpha_2 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)}$

c) siły podparcia od niżej leżącego masy gruntu Z_{a2} .

3) Suma rzutów sił na płaszczyznę BC

$$G_2 \sin \alpha_2 + Z_{a1} \cos(\alpha_2 - \alpha_1) - c_u^{(r)} l_2 - G_2 \cos \alpha_2 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} - Z_{a2} = 0;$$

skąd:

$$Z_{a2} = G_2 \sin \alpha_2 + Z_{a1} \cos(\alpha_2 - \alpha_1) - c_u^{(r)} l_2 - G_2 \cos \alpha_2 \operatorname{tg} \phi_u^{(r)}.$$

Znajdujemy w ten sposób siły Z_{a1} , Z_{a2} itd. Dla najmniejszej wartości dodatniej Z_a projektuje się konstrukcję podpierającą. Jeśli wartość Z_a jest ujemna, tzn., że zbocze jest stateczne. Warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego przy przesunięciu w podłożu gruntowym ma wówczas postać:

$$G_1 \sin \alpha_i + Z_{a,i-1} \cos(\alpha_i - \alpha_{i-1}) \leq m(c_u^{(r)} l_i + G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_u^{(r)}). \quad (9.12)$$

W przypadku gdy pochylenie stropu skały na rozpatrywanym odcinku jest jednakowe, siłę Z_{a1} dla dowolnego przekroju można obliczyć ze wzorów:

1) Dla gruntów jednorodnych:

$$Z_{a1} = G_1 \sin \alpha - G_1 \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u^{(r)} - c_u^{(r)} l_1. \quad (9.13)$$

2) Dla gruntów uwarstwionych na określonej długości:

$$Z_{a1} = \sin \alpha \sum G_i - \cos \alpha \sum G_i \operatorname{tg} \phi_{ui}^{(r)} - \sum c_{ui}^{(r)} l_i, \quad (9.14)$$

gdzie:

G_i - obciążenie rozpatrywanego bloku gruntu [kN];

l_i - długość płaszczyzny poślizgu [m];

α - kąt nachylenia stropu skały [°];

$\phi_u^{(r)}$ - obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°];

$c_u^{(r)}$ - obliczeniowa spójność gruntu [kPa].

Jeśli obliczone dla Z_{a1} wartości są ujemne, to zbocze jest stateczne i warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego obliczamy ze wzorów:

1) Dla gruntów jednorodnych:

$$G_1 \sin \alpha < m(\operatorname{tg} \phi_u^{(r)} G_1 \cos \alpha + c_u^{(r)} l_1). \quad (9.15)$$

2) Dla gruntów zmiennych:

$$\sin \alpha \sum G_i < m (\cos \alpha \sum G_i \operatorname{tg} \phi_{u_i}^{(r)} + \sum c_{u_i}^{(r)} l_i) \quad (9.16)$$

m - współczynnik korekcyjny.

9.10. Sposoby zabezpieczenia i stabilizacji terenów osuwiskowych

Przy powstrzymywaniu osuwiska trzeba wykonać następujące prace:

1. Założyć repery, linie palików itp; obserwować teren zagrożony, ustalić kierunek i wielkość przesunąć poszczególnych palików.
2. Wyznaczyć głębokość zsuwu i płaszczyzny zagrożonej zsuwem poprzez sondowanie.
3. Prawidłowo osuszyć teren stosując odpowiednio głębokie, posadowione na gruncie stałym, sączki.
4. Zatrzymać mogące się ewentualnie zsunąć masy ziemi za pomocą podatnego "płotu" ze zbrojonych słupów-studni, zapuszczanych przez podkopywanie.
5. W przypadku wykonania robót ziemnych na autostradach stosuje się "grunt zbrojony". Do zbrojenia gruntu używa się metali i materiałów syntetycznych-plastyków, które powinny cechować wymagana wytrzymałość na rozciąganie i odporność na korozję.

Z praktycznego punktu widzenia chodzi o to, aby zapewnić przyczepność "zbrojenia" do gruntu oraz określić stany naprężeń, jakie pojawiają się w gruncie i zbrojeniu. Ponadto wytworzyć otulinę, element który zapewni stałą odległość pomiędzy wkładkami "zbrojenia" i który powstrzyma ewentualne wysuwanie się od czoła drobnych ziarn.

Wśród znanych sposobów zapobiegania osuwiskom można wymienić następujące:

1. W pierwszej kolejności uregulować odprowadzenie wód powierzchniowych i gruntowych a następnie zastosować inne rozwiązania zabezpieczające jak: studnie, oczepy, rygle itp.
2. Zabezpieczyć teren przed osuwiskiem poprzez staranne odwodnienie za pomocą systemu głębokich sączków. Wodę z sączków przeprowadza się do rowu głównego. Ponieważ sączki z reguły mają znaczne spadki, zaleca się dla ich złagodzenia w rowach wykonać szereg betonowych kaskad.

3. Wykonać potrzebne przepusty posadowione na studniach zbrojonych i wypełnionych betonem; w przypadkach koniecznych zakotwić je w podłożu.
4. Wykonać głębokie studnie z kręgów, zbrojone i wypełnione betonem, rozmieszczając je wzdłuż osuwiska.

Skarpy umacnia się zazwyczaj za pomocą roślinności. W celu powstrzymania zsuwu i wzmocnienia stałości skarpy (lub nienaruszonego, ale osłabionego przez wykop niezakrzewionego stoku) należy na niej posiać trawy i posadzić krzewy o szerokim i głębokim zakorzenieniu. Rośliny osuszają stoki i wzmacniają warstwę, która może się zsunąć przez siałkę z korzeni. Kolejność umacniania skarpy jest następująca: siejemy najpierw trawy, kolejno sadzimy krzewy a później dopiero drzewa liściaste, mające głębokie korzenie. Trawa zmniejsza zawilgocenie na głębokości 2,5 m, a krzewy na głębokości 3 metrów.

Należy uznać za wskazane stosowanie również murów oporowych do umocnienia skarp. Mury te są stosunkowo niskie, a niestabilny stok choć nawet płaski i długi zostaje zabezpieczony przed ruchem i przed przemarzaniem podstawy. Jeśli nie ma możliwości innego zabezpieczenia skarpy wykopu, można wykonać mur wysoki i szeroki, który przejmie parcie całego odcinka. W murze oporowym wykonuje się otwory poprzez wbudowanie sączków ceramicznych, które mogą doprowadzać wodę np. spod konstrukcji jezdní drogowej.

W praktyce stosowane są następujące sposoby powstrzymania zsuwu:

1. Przede wszystkim następuje to przez dobre osuszenie całości zagrożonego terenu. Osuszenia można dokonać zapewniając spływ wód powierzchniowych, tj. zatrzymując infiltrację wody z powierzchni w głąb podłoża. Odwodnienie może nastąpić, gdy zastosujemy głębokie sączki zamknięte od dołu i od góry, a otwarte po bokach. W tym przypadku praca sączka odbywa się na zasadzie filtru odwrotnego. Sączki układa się na szczelnie wykonanym dnie, nadając betonowemu dnu kształt koryta. Wówczas spływająca do sączka woda nie rozmywa gruntu, nie podmywa dna i nie mogąc wsiąkać głębiej nie powoduje niżej drugiej płaszczyzny zsuwu. Ukształtowanie powierzchni górnej sączka powinno być takie, aby unie możliwiony był dopływ wody przesiąkającej bezpośrednio z powierzchni.

Sączki mają zbierać wodę wgłębną z otoczenia i z głębi gruntu. Kierunek prowadzenia sączków wynika z ustalonego przez pomiar kierunku zsuwu.

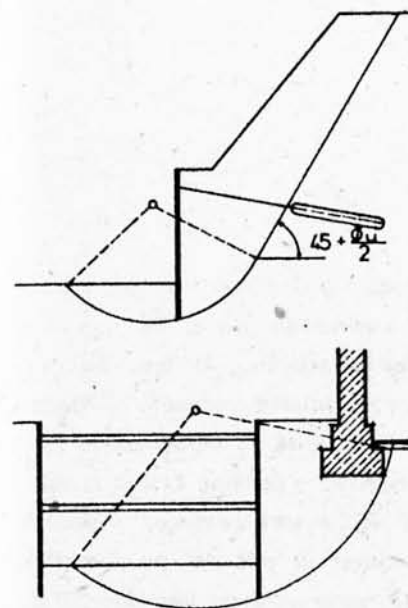
2. Jako dodatkowe zabezpieczenie wykonuje się "pale" ("płat podatny") z kręgów betonowych, które powinny być na jedną trzecią całej wysokości zagłębione w warstwie gruntu stałego. Kręgi betonowe zbroi się, wypełnia betonem o spoiwie z cementu szybkosprawnego i głowice "pali" łączy płytą żelbetową, która tworzy rodzaj muru oporowego.

Ustalenie w czasie ruchu osuwiska płaszczyzny zsuwu może być dokonane przez wywiercenie otworów lub wbicie rury zakończonej końcówką stożkową. Po wykonaniu otworu i pozostawieniu końcówki wsuwa się rurkę plastikową o średnicy 20 mm, tak długą, aby można ją było wsunąć poniżej przypuszczalnej powierzchni zsuwu. Po przesunięciu się osuwiska, tj. po 1 lub 2 dobach, opuszcza się w tę rurkę pion na sznurku. Osiągnięta przez pion głębokość wyznacza, po dokonaniu pomiarów w kilku punktach, położenia linii zsuwu.

Do stabilizacji terenów osuwiskowych wykorzystuje się zjawisko elektroosmozy, omówione szerzej w rozdziale 3. Stosowane ono może być w gruntach spoistych. Zakres praktycznych zastosowań elektroosmozy jest następujący:

1. Osuszanie jeziorów osuwiskowych.
2. Osuszanie miejsc zakładania głębokich sączków na osuwiskach lub w terenie płaskim. Osuszony grunt zwiększa swą wytrzymałość w takim stopniu, że głębienie wykopu może odbywać się pod osłoną lekkich rozparć.
3. Osuszanie miejsc głębienia szybików wykonanych na terenie osuwiska w celu rozpoznania układu warstw gruntowych i ustalenia linii poślizgu.
4. Osuszanie podłoża gruntowego pod nasypy w celu przyspieszenia jego konsolidacji.
5. Osuszanie gruntów w wykopach przewilgoconych, z których grunt ma być użyty do budowy nasypów drogowych; osuszanie terenu z przewilgoconymi gruntami, na którym zaprojektowano głębokie wykopy.
6. Osuszanie nasypów, do których użyto przewilgoconych gruntów spoistych. W tym przypadku katody rurowe wprowadza się od strony skarpy z pochyleniem zapewniającym samowypływ wody na zewnątrz.

Przy wszystkich sztucznie wykonanych dużych uskokach terenu i zboczach, które w skałach klastycznych (luźnych piaskach i żwi-rach) mogą być narażone na utratę stanu równowagi naturalnej, powstaje niebezpieczeństwo tworzenia się powierzchni poślizgu. Proces



Rys. 9.14. Wypieranie terenu; możliwe powierzchnie poślizgu

ten nazywa się wypieraniem gruntu. Jego występowanie pojawia się zawsze wtedy, gdy oprócz istnienia naprężonego obszaru zbudowanego z luźnych skał klastycznych będą działające dodatkowe naprężenia pochodzące od dużych obciążeń lub od wykopu w sąsiadującym obszarze. Szczególnie narażone na niebezpieczeństwo są wykopy budowlane przed wysokimi zboczami lub głębokie wykopy, obok których ściany budowli przenoszą duże obciążenia (rys. 9.14). W konsekwencji tworzą się osłabienia struktury gruntu w przypadku zalegania w wykopie budowlanym warstw gruntu o małej wytrzymałości. Rysunek 9.14 ilustruje dwa przykłady z

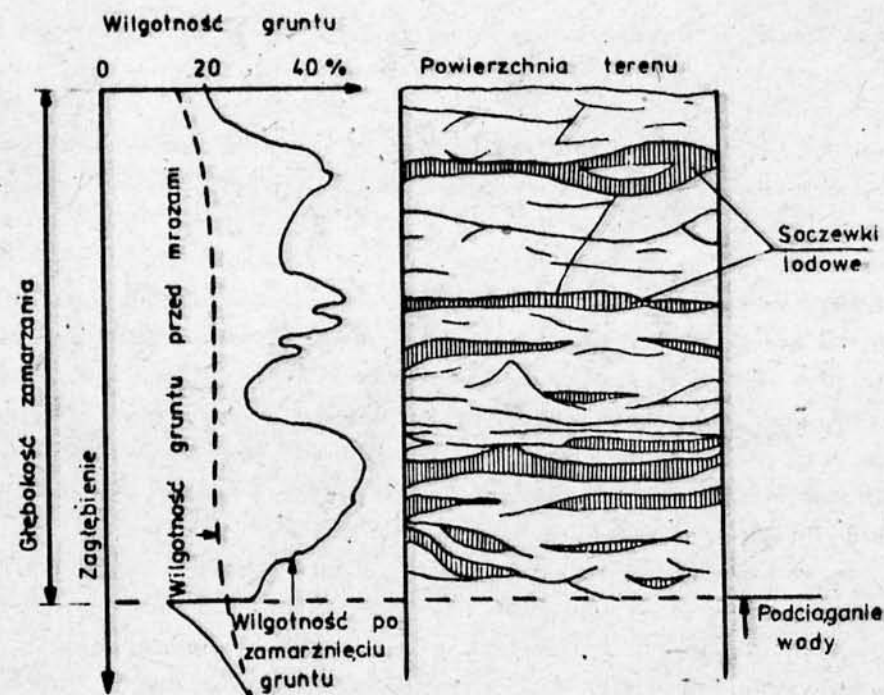
płaszczyznami poślizgu. Współczynnik bezpieczeństwa przeciw wypieraniu terenu można obliczyć według metod jak przy sprawdzaniu stateczności zboczy. Wynik miarodajny przyjmuje się dla płaszczyzny poślizgu, która daje mniejszą wartość współczynnika bezpieczeństwa dla oddzielającej się masy gruntu. Wartość tę znajduje się poprzez próby. Obliczeniowy współczynnik bezpieczeństwa przeciw wypieraniu terenu powinien być nie mniejszy niż 1,3.

10. PRZEMARZANIE GRUNTÓW

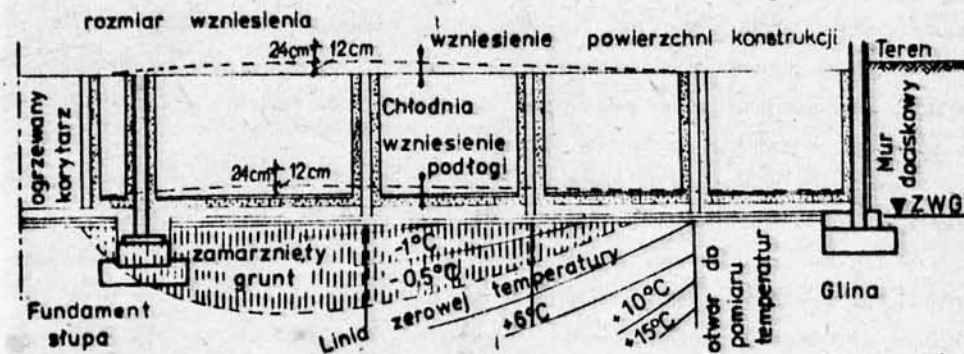
Temperatura wierzchniej warstwy gruntu zależy od zewnętrznej temperatury powietrza. Jeśli temperatura powietrza waha się poniżej 0°C , to jej działanie powoduje przemarzanie gruntu. Głębokość przemarzania jest tym większa, im dłużej utrzymuje się mróz. Po dłuższym trwaniu temperatury zewnętrznej poniżej 0°C linia przemarzania gruntu przesuwana się ku dołowi. W warstwie pomiędzy granicą przemarzania gruntu a powierzchnią gruntu tworzą się soczewki lodowe. Wskutek podciągania wody do góry soczewki te rosną w dół od powierzchni terenu. Nowe soczewki lodowe w sposób naturalny podwyższają średnią wilgotność po zamarznięciu gruntu (rys. 10.1). Poniżej strefy zamarzania obserwuje się zmniejszenie wilgotności gruntu. Ciepło krystalizacji wraz z ciepłem płynącym z dołu w górę z niezamrożonego gruntu hamuje przesuwanie się granicy przemarzania w dół; rosnące natomiast soczewki lodu rozsadzają grunt. Pomiedzy powstałymi soczewkami lodowymi znajdują się zakrzywione warstewki gruntu prawie podsuchzonego. Grubość soczewki lodowej w glinie bywa dość znaczna (wielkości 1,0 cm), natomiast w pyle piaszczystym i pyle - niewielka (od 1 do 2 mm). Rozpatrzmy dwa przypadki, w których tworzą się soczewki lodowe.

W pierwszym podłożu w strefie przemarzania jest mało wilgotne i poziom wody włoskowatej nie dochodzi do linii przemarzania; nie obserwuje się również w tym przypadku powstawania wysadzin górnej powierzchni terenu.

W drugim poziom wody włoskowatej znajduje się w strefie przemarzania. Soczewki lodowe układają się zazwyczaj równolegle do górnej powierzchni terenu i ich grubość wzrasta w kierunku możliwego oporu; poza tym powstaje wysadzina na powierzchni terenu.



Rys. 10.1. Zmiana wilgotności gruntu w strefie przemarzania



Rys. 10.2. Przebieg izoterm w podłożu i wzniesienia podłogi w pomieszczeniu chłodni i konstrukcji budowli

Jeśli w wierzchniej warstwie gruntu występuje woda, to przy zamarznięciu zwiększa ona swoją objętość około 9%. Przemarznięcie gruntu pod fundamentami budowli może niejednokrotnie spowodować powstawanie wysadzin i wypieranie go do góry, przy czym jest ono czasami nierównomierne. Skutki wpływu przemarzania gruntu pod po-

sadzką chłodni pokazano na rysunku 10.2. W tym przypadku powstające w podłożu gruntowym niebezpieczne soczewki lodowe wpływają na stan zamrożenia związany z okresową zmianą procesu zamarzania i topnienia. Przy niedostatecznej izolacji strefy posadowienia utrzymuje się izoterma 0°C na pewnej głębokości pod strefą posadowienia, powstałą wskutek działania temperatury z chłodni (przy temperaturze w chłodni -20°C może ona osiągnąć głębokość nawet 10 do 15 m). Utworzone wysadżiny mogą być nie tylko szkodliwe dla podłoża, lecz także dla konstrukcji nośnej. Szkód tego rodzaju unika się pozostawiając prześwit pomiędzy dolną kondygnacją chłodni i gruntem, albo podgrzewając grunt wodą obiegową lub prądem elektrycznym. Często jednak bez prób nie da się rozwiązać trudnych problemów niskich temperatur istniejących w chłodniach. Po pewnym czasie eksploatacji chłodni mogą powstać nieoczekiwane szkody.

Grunty niespoliste nie zawierające frakcji pyłowej i ilowej, nie tworzą przy przemarzaniu wysadżin nawet w stanie nasyconym wodą. W gruntach gliniastych i pylastych o dużej wodoprzepuszczalności łatwo tworzy się znaczna ilość dużych soczewek lodowych, które powodują zjawisko powstawania wysadżin. Wysadżiny w gruntach gliniastych i pylastych osiągają wielkość 15 - 20 cm, a w miejscach szczególnie groźnych (np. na drogach) miewają 30 - 40 cm. W czasie odwilży powstają w tych przypadkach niebezpieczne rozrzedzenia gruntu powodujące tzw. przetomy, czyli łamanie nawierzchni drogowej, i znaczne wypływy wody na jezdni.

Jeśli nie znany jest rodzaj gruntów, to głębokość ich przemarzania dla celów fundamentowania przyjmuje się w Polsce poniżej 0,8 - 1,4 m od poziomu powierzchni projektowanego terenu, w zależności od położenia danej miejscowości. Jeśli rodzaj gruntów jest znany, to głębokość posadowienia budynków niepodpiwniczonych można zmniejszyć. Zmniejszenie tej głębokości w stosunku do poziomu terenu projektowanego może mieć miejsce, jeśli w poziomie posadowienia i głębiej zalegają skały lite oraz grunty mineralne zawierające cząstki mniejsze od 0,02 mm, w ilości nie większej niż 10% (w stosunku do uziarnienia poniżej 2 mm).

Kryteria wysadżinowości gruntów wiążą właściwości fizyczne gruntów ze zjawiskiem tworzenia się wysadżin w gruncie. Spośród wielu kryteriów najbardziej znane są następujące:

1. Kryterium A. Casagrande 'a', opracowane w 1934 roku, zalicza do wysadżinowych grunty różnoziarniste (nierównoziarniste), które zawierają więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm. W gruntach równoziarnistych ($U < 5$) dostrzegalne wysadżiny występują dopiero wówczas, gdy zawierają one ponad 10% cząstek mniejszych od 0,02 mm. Kryterium to ma kilka wad, a mianowicie:

- a) do oznaczenia zawartości ziarn mniejszych, od 0,05 do 0,02 mm, trzeba stosować dość kłopotliwą analizę areometryczną,
- b) kryterium pomija zawartość ziarn od 0,05 do 0,02 mm, które mają duży wpływ na wysadżinowość gruntu,
- c) kryterium nie rozróżnia w gruntach spolitych różnego stopnia niebezpieczeństw wysadżin.

2. Kryterium A. Duckera potwierdza w zasadzie słuszność kryterium Casagrande 'a. Ducker stwierdził jednak, że np. 25% frakcji 0,05-0,02 mm powoduje podobne efekty kapilarne i adsorpcyjne jak zawartość od 3 do 10% frakcji mniejszych od 0,02 mm. Stwierdzenie Duckera uzupełnia kryterium Casagrande 'a' następująco: grunt nierównoziarnisty jest wysadżinowy, jeśli zawiera więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm, bądź też jeśli zamiast każdego procentu tej frakcji zawiera po 8% frakcji 0,05 - 0,02 mm.

3. Kryterium G. Beskowa. Zostało ono opracowane w 1935 roku i uwzględnia oprócz uziarnienia gruntów również i wysokość kapilarnego podciągania. Dla warunków szwedzkich Beskow podaje ocenę wysadżinowości gruntów zestawioną w tabeli 10.1. Kryterium Beskowa dotyczy opinionowania wysadżinowości gruntów zwałowych (morenowych).

4. Kryterium K. Keila. Uwzględnia ono uziarnienie gruntu oraz warunki geologiczno-chemiczne i reakcje fizyczne zachodzące pomiędzy gruntem i wodą gruntową. Kryterium Keila określa jako wysadżinowe grunty:

- a) objęte kryterium A. Casagrande 'a',
- b) objęte kryterium uzupełnionym przez A. Duckera łącznie z gruntami pochodzenia wulkanicznego,
- c) skały osadowe przeobrażone przez nacisk geologiczny, lecz nie przekryształizowane i nietrwałe w wodzie, jak łupki, łotupki, margle itp.

Stopień niebezpieczeństwa wysadżinowego zależy według Keila od przebiegu zmian temperatury w czasie zimy i od możliwości dopływu wody do strefy przemarzania.

sadzką chłodni pokazano na rysunku 10.2. W tym przypadku powstające w podłożu gruntowym niebezpieczne soczewki lodowe wpływają na stan zamrożenia związany z okresową zmianą procesu zamarzania i topnienia. Przy niedostatecznej izolacji strefy posadowienia utrzymuje się izoterma 0°C na pewnej głębokości pod strefą posadowienia, powstała wskutek działania temperatury z chłodni (przy temperaturze w chłodni -20°C może ona osiągnąć głębokość nawet 10 do 15 m). Utworzone wysadziły mogą być nie tylko szkodliwe dla podłoża, lecz także dla konstrukcji nośnej. Szkód tego rodzaju unikną się pozostawiając prześwit pomiędzy dolną kondygnacją chłodni i gruntem, albo podgrzewając grunt wodą obiegową lub prądem elektrycznym. Często jednak bez prób nie da się rozwiązać trudnych problemów niskich temperatur istniejących w chłodniach. Po pewnym czasie eksploatacji chłodni mogą powstać nieoczekiwane szkody.

Grunty niespoliste nie zawierające frakcji pyłowej i łowej, nie tworzą przy przemarzaniu wysadziły nawet w stanie nasyconym wodą. W gruntach gliniastych i pylastych o dużej wodoprzepuszczalności łatwo tworzy się znaczna ilość dużych soczewek lodowych, które powodują zjawisko powstawania wysadziły. Wysadziły w gruntach gliniastych i pylastych osiagają wielkość 15 - 20 cm, a w miejscach szczególnie groźnych (np. na drogach) miewają 30 - 40 cm. W czasie odwilży powstają w tych przypadkach niebezpieczne rozrzedzenia gruntu powodujące tzw. przetomy, czyli łamanie nawierzchni drogowej, i znaczne wypływy wody na jezdni.

Jeśli nie znany jest rodzaj gruntu, to głębokość ich przemarzania dla celów fundamentowania przyjmuje się w Polsce poniżej 0,8 - 1,4 m od poziomu powierzchni projektowanego terenu, w zależności od położenia danej miejscowości. Jeśli rodzaj gruntu jest znany, to głębokość posadowienia budynków niepodpiwniczonych można zmniejszyć. Zmniejszenie tej głębokości w stosunku do poziomu terenu projektowanego może mieć miejsce, jeśli w poziomie posadowienia i głębiej zalegają skały łte oraz grunty mineralne zawierające cząstki mniejsze od 0,02 mm, w ilości nie większej niż 10% (w stosunku do uziarnienia poniżej 2 mm).

Kryteria wysadziłowości gruntu wiążą właściwości fizyczne gruntu ze zjawiskiem tworzenia się wysadziły w gruncie. Spośród wielu kryteriów najbardziej znane są następujące:

1. Kryterium A.Casagrande'a, opracowane w 1934 roku, zalicza do wysadziłowych grunty różnoziarniste (nierównoziarniste), które zawierają więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm. W gruntach równoziarnistych ($U < 5$) dostrzegalne wysadziły występują dopiero wówczas, gdy zawierają one ponad 10% cząstek mniejszych od 0,02 mm. Kryterium to ma kilka wad, a mianowicie:

- a) do oznaczenia zawartości ziarn mniejszych, od 0,05 do 0,02 mm, trzeba stosować dość kłopotliwą analizę areometryczną,
- b) kryterium pomija zawartość ziarn od 0,05 do 0,02 mm, które mają duży wpływ na wysadziłowość gruntu,
- c) kryterium nie rozróżnia w gruntach spoiłowych różnego stopnia niebezpieczeństw wysadziły.

2. Kryterium A.Duckera potwierdza w zasadzie słuszność kryterium Casagrande'a. Ducker stwierdził jednak, że np. 25% frakcji 0,05-0,02 mm powoduje podobne efekty kapilarne i adsorpcyjne jak zawartość od 3 do 10% frakcji mniejszych od 0,02 mm. Stwierdzenie Duckera uzupełnia kryterium Casagrande'a następująco: grunt nierównoziarnisty jest wysadziłowy, jeśli zawiera więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm, bądź też jeśli zamiast każdego procentu tej frakcji zawiera po 8% frakcji 0,05 - 0,02 mm.

3. Kryterium G.Beskowa. Zostało ono opracowane w 1935 roku i uwzględnia oprócz uziarnienia gruntu również i wysokość kapilarnego podciągania. Dla warunków szwedzkich Beskow podaje ocenę wysadziłowości gruntu zestawioną w tabeli 10.1. Kryterium Beskowa dotyczy opłiniowania wysadziłowości gruntu zwałowych (morenowych).

4. Kryterium K.Kella. Uwzględnia ono uziarnienie gruntu oraz warunki geologiczno-chemiczne i reakcje fizyczne zachodzące pomiędzy gruntem i wodą gruntową. Kryterium Kella określa jako wysadziłowe grunty:

- a) objęte kryterium A.Casagrande'a,
- b) objęte kryterium uzupełnionym przez A.Duckera łącznie z gruntami pochodzenia wulkanicznego,
- c) skały osadowe przeobrażone przez nacisk geologiczny, lecz nie przekształcone i nietrwałe w wodzie, jak łupki, łotupki, margle itp.

Stopień niebezpieczeństwa wysadziłowego zależy według Kella od przebiegu zmian temperatury w czasie zimy i od możliwości dopływu wody do strefy przemarzania.

Tabela 10.1.

Klasyfikacja gruntów wysadzinowych

Wysadzi- ność gruntu	Niejednorod- ność uzlar- nienia	Średnice ziarn (mm)	Przechodzi przez sito w %		Wysokość kapilarnego podcią- gania (m)
			0,062 (mm)	0,125 (mm)	
Niewysa- dzinowe	równo- ziarniste	> 0,10	< 30	< 55	< 1
	różno- ziarniste	> 0,10	< 15	< 22	
Wysadzi- no- we tylko w niekorzyst- nych wa- runkach (wysoki po- ziom wody gruntowej; powolne za- marzanie)	równo- ziarniste	0,1 - 0,07	30 - 50	-	1 - 1,75
	różno- ziarniste	0,1 - 0,07	15 - 25	22 - 36	
	równo- ziarniste	0,08 - 0,05	30 - 50	-	1,25 - 2,5
	różno- ziarniste	0,08 - 0,05	15 - 25	22 - 36	
Wysadzi- no- we przy głębokości wody grun- towej 1,5 m lub 1 m (mo- reny)	równo- ziarniste	> 0,05	> 50	-	2 - 20
	różno- ziarniste	-	> 25	> 36	

5. Kryterium radzieckie. Teoria tworzenia się wysadzin oparta jest na migracji wody błonkowej. Podział gruntów ze względu na wysadzinowość przedstawia tabela 10.2. Na wysadzinowość gruntów wpływają następujące czynniki:

- skład mineralogiczny frakcji łowej (4 + 8);
- skład kationów wymiennych (4 + 5);
- skład granulometryczny gruntu (1,5 + 2);
- charakter struktury gruntu (1,4 + 2);
- zagęszczenie (2,5 + 5);
- wilgotność (3 + 6);
- szybkość zamarzania (2 + 4);
- ciśnienie hydrostatyczne wody (3 + 4);
- obciążenie gruntu (może nie dopuścić do wysadzin).

Tabela 10.2.

Wysadzinowość gruntów według kryteriów radzieckich

Rodzaj gruntu	Zawilgoce- nie terenu	Wysadzi- ny (%)	Wysadzi- nowość
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 2%)	duże	< 1	niewysa- dzinowy
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 15%); piaski drobne (cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 2%)	małe		
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 15%); piaski drobne (cząstek mniejszych 0,05 mm mniej niż 2%)	duże	1 + 2	bardzo lekkie wy- sadzinowy
Piaski drobne (cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 15%); pias- ki gliniaste	małe		
Piaski drobne (cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 15%); pias- ki gliniaste	duże	2 + 4	lekkie wy- sadzinowy
Piaski pylaste; piaski gliniaste; gliny, ły	małe		
Piaszek gliniasty; gliny; piaszczy- ste; gliny; ły	duże	4 + 7	wysadzinowy
Gliny pylaste; gliny piaszczyste; pyły	małe		
Piaski pylaste; pyły piaszczyste; gliny pylaste zwięzłe; ły pylaste	duże	7 + 10	bardzo wy- sadzinowy
Gliny pylaste; pyły	duże	> 10	silnie wy- sadzinowy

W nawiasach podano wartość współczynnika wpływu. Na przykład (4 + 8) oznacza, że zależnie od składu mineralogicznego wysadzin mogą się różnić czterokrotnie lub ośmiokrotnie. Podana w tabeli 10.2 wysadzinowość gruntu w procentach określa się stosunkiem wzrostu wysokości próbek gruntu zamarzniętego do pierwotnej ich wysokości.

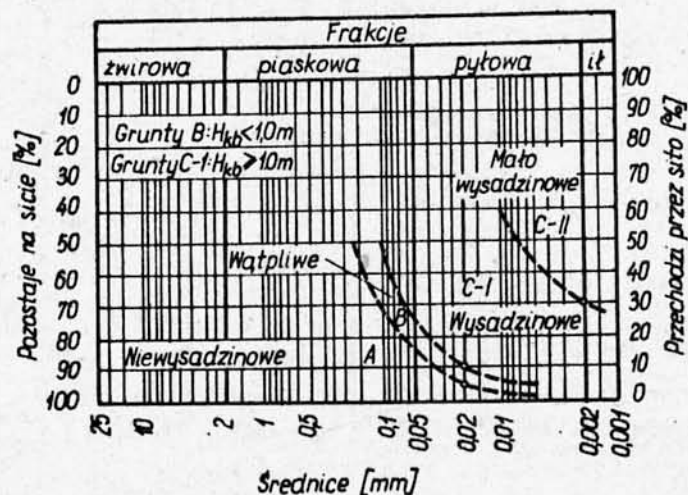
6. Kryterium prof. Z. Włuka. Kryterium to opublikowane w 1961 roku uwzględniła trzy potencjalne czynniki mające wpływ na powstawanie wy-

wysadzin i przełomów: właściwości gruntu, warunki wodne i warunki klimatyczne. Według tego kryterium miarą wysadzinowości gruntu jest wartość tzw. wskaźnika wysadzinowości określonego ze wzoru:

$$W_w = S_g + S_h + S_k \quad (10.1)$$

w którym:

- S_g - współczynnik zależny od warunków gruntowych i rodzaju nawierzchni, przyjmowany wg tabeli 10.3 i rysunku 10.3;
 S_h - współczynnik uwzględniający warunki wodne oraz możliwość zawilgocenia podłoża wodami opadowymi; przyjmuje się go według tabeli 10.4 i rysunku 10.4;
 S_k - współczynnik zależny od przynależności rozpatrywanej rejonu dla określonej strefy klimatycznej, wyznaczony z tabeli 10.5 oraz rysunku 10.5.



Rys. 10.3. Podział gruntów ze względu na ich wysadzinowość wg prof. Z. Wiłuna

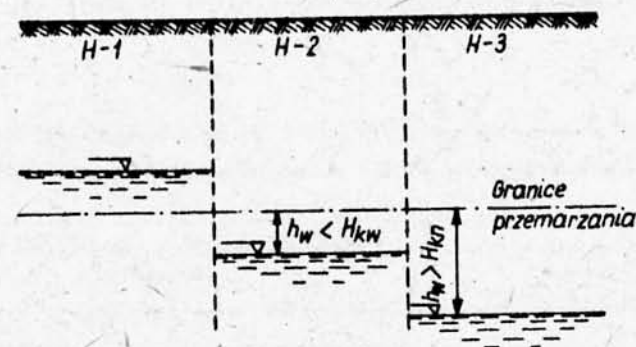
W zależności od obliczonego wskaźnika wysadzinowości W_w możliwość powstawania wysadzin i przełomów określa się z tabeli 10.6.

7. Kryterium S_{Roll} . Kryterium to opiera się na oznaczeniu zawartości cząstek mniejszych niż 0,075 mm, na oznaczeniu kapilarności błornej i na oznaczeniu wskaźnika plastyczności.

Tabela 10.3.

Wartości współczynnika S_g

Grupy gruntów (według rysunku 10.3)	Rodzaje nawierzchni	
	sztwne	podatne
A - niewysadzinowe	1,0	
B - wątpliwe	1,5	2,5
C-1; wysadzinowe	5,0	
C-2; mało wysadzinowe	2,5	



Rys. 10.4. Typy warunków wodnych według kryterium prof. Z. Wiłuna

Tabela 10.4.

Wartości współczynnika S_h

Typ warunków hydrogeologicznych (według rys. 10.4)	Rodzaj nawierzchni	
	szczelna	przepuszczalna
H - 1	4,0	4,0
H - 2	2,0	2,4
H - 3	1,0	1,2

Tabela 10.5.
Wartość współczynnika S_k

Strefa klimatyczna (według rysunku 10.5)	S_k
I	1,0
II	1,1
III	1,2

Tabela 10.6.

Kryteria wysadzinowości gruntów w zależności od ich rodzaju, warunków wodnych i klimatycznych, wg prof. Z. Wiłuna

Wielkość wskaźnika wysadzinowości	Charakterystyka warunków wysadzinowości
1 + 5	Warunki pewne - niebezpieczeństwo powstania wysadzin nie istnieje
5,1 ÷ 15	Warunki niepewne - istnieje niebezpieczeństwo powstawania wysadzin, o ile nie zostaną podjęte odpowiednie środki zaradcze
15,1 ÷ 25	Warunki niebezpieczne - istnieje duże niebezpieczeństwo powstania wysadzin



Rys. 10.5. Strefy klimatyczne, stosowane w kryterium prof. Z. Wiłuna

Kryterium wysadzinowości oparte na trzech łatwych badaniach, wykonanych w warunkach polowych, ma treść następującą:

- grunty niewysadzinowe są to grunty zawierające mniej niż 15% cząstek mniejszych od 0,075 mm;
- grunty wątpliwe są to grunty zawierające od 15 do 30% cząstek mniejszych od 0,075 mm i kapilarność bierną mniejszą niż 1,0 m;
- grunty mało wysadzinowe są to grunty o wskaźniku plastyczności większym od 20 (związło spoiste i bardzo spoiste), które podczas waleczkowania gruntu o zachowaniu naturalnej wilgotności dają wałeczek z połykiem już na początku lub tylko przy końcu waleczkowania;
- grunty wysadzinowe są to grunty zawierające ponad 30% cząstek mniejszych od 0,075 mm, których wskaźnik plastyczności jest mniejszy od 20 (pyły i gliny).

Kryterium S.Rolli umożliwia w sposób prosty i szybki określanie wysadzinowości gruntów.

8. Kryterium A.Duckera i K.Kella. W tabeli 10.7 są uwidocznione sposoby rozpoznawania gruntów wysadzinowych w terenie. Ich cechy określa się poprzez doraźne próby, które wykonuje się następująco:

- uziarnienie gruntu ustala się krusząc w palcach bryłkę suchego gruntu i rozcierając cząstki na kartce czarnego papieru;
- formuje się z gruntu kulkę wielkości orzecha łaskowego, a następnie podnosi ją w palcach na wysokość kilku centymetrów i opuszcza na powierzchnię twardą;
- ściśka się w palcach próbkę wysuszonego gruntu;
- waleczkuje się próbkę gruntu wilgotnego na dłoni jednej ręki nasadą dłoni drugiej ręki;
- potrząsa się na dłoni otwartej próbkę gruntu wilgotnego; jeśli na powierzchni próbki zalśni woda występująca, to naciska się palcem próbkę i obserwuje zmianę wyglądu powierzchni próbki;
- rysuje się próbkę gruntu suchego ostrzem noża lub paznokciem; badanie to powtarza się na próbce wilgotnej.

Tabela 10.7.

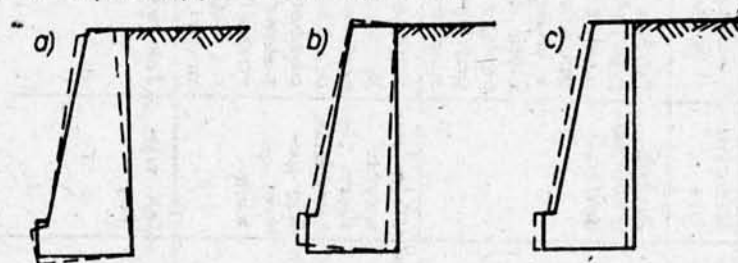
Polewe sposoby rozpoznawania gruntów wysadzinowych

Cechy gruntu		Rodzaje prób i zachowanie się gruntu				Rysowanie
Wysadzinowość	Uziarnienie	Podnoszenie i opuszczanie	Ściskanie	Waleczkowanie	Potrząsanie	
Niewysadzinowy	Ziarna łatwo wiązalne	Kulka gruntu podniesiona w palcach lub opuszczona z wysokości kilku cm spada się na pojedyncze ziarna	Kulka gruntu rozpada się przy najmniejszym nacisku	Kulka rozpada się natychmiast	Woda występuje na powierzchni próbki, ale znika przy nacisku	Nie można zarysować próbki, bo rozpada się
Wysadzinowy w niektórych rzyszych warunkach	Pojedynczych ziarn nie odróżnia się gołym okiem	Bryłka gruntu pozwala się podnieść, przy opuszczaniu pozostaje w całości lub rozpada się na małe bryłki	Kulka gruntu nie pozwala się zgnieść w ogóle albo z wielkim trudem	Próbka gruntu pozwala się łatwo uwaleczkować w sznur	Woda nie występuje na powierzchni próbki	Powstaje gładka rysa trochę pylistawego stanu wilgotnym błyszcząca
Wysadzinowy	Jak wyżej	Jak wyżej	Bryłka gruntu pozwala się łatwo zgnieść w palcach	Waleczki natychmiast rozpada się	Powierzchnia próbki błyszcząca przy od wody; przy nacisku palcem woda znika i powierzchnia wierzchnia próbki staje się matowa	Rysa bardzo pylistawa, w stanie wilgotnym matowa

11. PARCIE GRUNTU I ZASADY PROJEKTOWANIA ŚCIAN OPOROWYCH

11.1. Rodzaje parć gruntu i ich określenia

Parcie gruntu uwzględnia się przy projektowaniu murów oporowych z naziłomem poziomym i pochyłym; żelbetowych ścian oporowych kątowych, murów oporowych ze wspornikami lub zabezpieczeniem ścianką szczelną, tuneli, ścian budynku, ścian konstrukcji monolitycznej słuz, ścianek szczelnych, fundamentów konstrukcji łukowej, zabezpieczeń ścian wykopów oraz fundamentów w stanie równowagi granicznej podłoża. Mogą być trzy rodzaje działania parcia gruntu a mianowicie: parcie w spokoju, zwane również parciem geostatycznym, parcie czynne i parcie bierne, zwane odporem granicznym. Wielkość parcia zależy między innymi od zmiany położenia ścian i jej sztywności. Omawiany temat dotyczy parcia gruntu dla przypadków ściany idealnie sztywnej. Nie rozpatruje się zagadnienia wyznaczania parcia gruntu na ściany wiotkie, jakimi są ścianki szczelne lub prowizoryczne urządzenia zabezpieczające ścian wykopów.



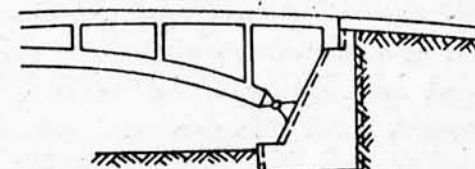
Rys. 11.1. Odkształcenia muru przy parciu czynnym gruntu

Parcie czynne gruntu pojawia się, gdy mur oporowy ulegnie znacznemu odchyleniu lub odsunięciu (rys. 11.1) w kierunku od gruntu.

Następuje wówczas pewne rozluźnienie gruntu i obniżenie powierzchni naziłomu w granicach klina odłamu gruntu w stosunku do położenia pierwotnego linii naziłomu.

Jeśli na mur oporowy lub fundament konstrukcji łukowej działa zewnętrzna siła powodująca jego przesunięcie lub obrót w kierunku do gruntu, mamy wówczas do czynienia z parciem biernym lub odporem granicznym gruntu (rys. 11.2).

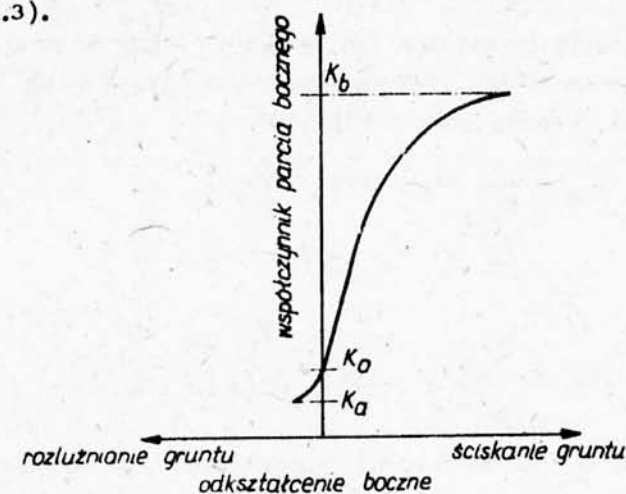
W tym przypadku graniczny klin odłamu gruntu dąży do przesunięcia w kierunku do góry, a jego powierzchnia górna położona jest wyżej w stosunku do położenia pierwotnego. Z parciem biernym wiąże się zagęszczenie gruntu zalegającego w granicach klina odłamu.



Rys. 11.2. Rozpór konstrukcji mostu powodujący przesunięcie muru oporowego

Parcie w spokoju ma miejsce wtedy, gdy grunt nie znajduje się w żadnym z dwóch wymienionych stanów równowagi granicznej. Parcie w spokoju istnieje w przestrzeni jaką stanowi środowisko gruntu lub wtedy, gdy sztywny mur oporowy nie ulega odkształceniom pod wpływem obciążenia gruntem, a jednocześnie mur ten nie wykazuje żadnego przesunięcia.

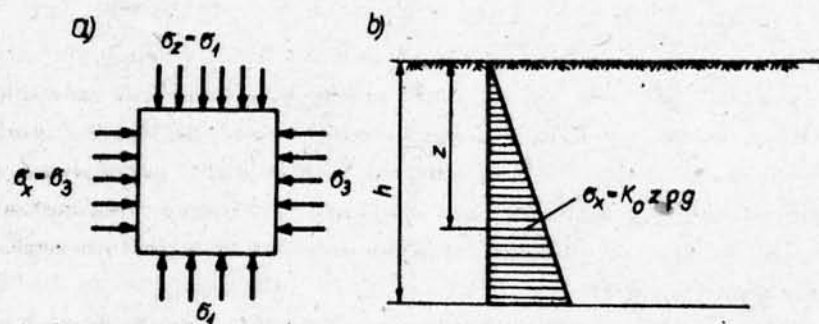
Zależność pomiędzy rodzajem i wielkością parcia a wielkością i kierunkiem przesunięcia muru oporowego zilustrowana jest na wykresie (rys. 11.3).



Rys. 11.3. Zależność pomiędzy współczynnikiem parcia a odkształceniem bocznym

11.2. Parcie w spokoju

Stan naprężeń w półprzestrzeni gruntu i wykres parcia w spokoju przedstawia rysunek 11.4. Parcie w spokoju określa się stosunkiem naprężenia poziomego do pionowego w gruncie, gdy nie ma bocznych odkształceń muru oporowego i nie objawia się tarcie w płaszczyznach działania tych naprężeń. Można również wyznaczyć parcie w spokoju jako stosunek naprężeń głównych, gdy mur oporowy wykazał małe odkształcenie, lecz nie występuje ruch gruntu w żadnym kierunku. Jeśli półprzestrzeń gruntu znajduje się w stanie spokoju można przyjąć, że naprężenia w gruncie są równe odpowiednim naprężeniom głównym, czyli $\sigma_z = \sigma_1$ oraz $\sigma_x = \sigma_3$.



Rys. 11.4. Stan naprężeń i wykres parcia w spokoju

Ponieważ w stanie spokoju nie występują w gruncie żadne odkształcenia plastyczne, można zastosować znane równania na odkształcenie dla ośrodka izotropowego sprężystego:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \quad (11.1)$$

Zakładając, że nie ma bocznych odkształceń gruntu otrzymamy:

dla

$$\epsilon_y = 0; \quad \sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z), \quad (11.2)$$

oraz dla $\epsilon_x = 0$:

$$\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z). \quad (11.3)$$

Z równań (11.2) i (11.3) wynika, że

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z = K_0 \sigma_z, \quad (11.4)$$

gdzie:

σ_x - naprężenie poziome od obciążenia własnego gruntu [kPa],

$\sigma_z = \rho g h$ - naprężenie pionowe od obciążenia własnego gruntu [kPa],

ν - współczynnik Poissona,

K_0 - współczynnik rozporu bocznego gruntu.

Ponieważ są trudności w oznaczaniu laboratoryjnym współczynnika ν , wzór (11.4) można stosować do jego określenia po rozpoznaniu współczynnika parcia gruntu w spokoju dla określonych warunków.

11.3. Metody ekstremalne

Ogólna zasada tych obliczeń polega na tym, że przyjmując różne możliwe powierzchnie poślizgu wybiera się z nich tę, dla której przy spełnieniu warunków równowagi otrzymuje się wartości ekstremalne, tzn. maksymalną dla przypadku parcia czynnego i minimalną dla odporu gruntu. W metodach ekstremalnych poszukuje się wielkości sił i kierunków ich działania oraz rozwiązuje zadania opierając się na zasadzie ich równowagi.

11.3.1. Założenia parcia gruntu według Coulomba

Metoda Coulomba znajduje szerokie zastosowanie w obliczeniach praktycznych, ponieważ cechuje ją prostota przyjętych założeń, łatwe sposoby obliczeń oraz to, że wyniki przy wyznaczaniu wartości parcia gruntów niespoistych różnią się zaledwie o kilka procent od wyników uzyskanych z badań laboratoryjnych czy też pomiarów przeprowadzonych w naturze dla konstrukcji istniejących. Metoda ta pozwala na

uzyskanie prawidłowych wyników tylko wtedy, gdy obliczamy wartość parcia gruntu niespolistego na nieodkształcalny mur oporowy, który wskutek tego obciążenia może zmienić swe położenie przez obrót wokół punktu znajdującego się u dołu. Przy wyznaczaniu parcia gruntu według Coulomba przyjmuje się następujące uproszczające założenia:

1. Grunt za murem oporowym jest ośrodkiem jednorodnym, pozbawionym spójności i izotropowym w obszarze objętym co najmniej powierzchnią odłamu.
2. Część gruntu wywierająca parcie na mur oporowy oddzielona jest od pozostałego gruntu według płaszczyzny nachylonej do poziomu pod pewnym kątem δ . Płaszczyznę tę nazywamy płaszczyzną poślizgu.
3. Płaszczyzna poślizgu przechodzi przez dolną tylną krawędź muru oporowego.
4. Część gruntu wywierająca parcie na mur oporowy i ograniczona tylną powierzchnią muru, płaszczyzną poślizgu i linią naziomu nazywa się klinem odłamu. Klin ten znajduje się w warunkach równowagi granicznej i wobec tego w płaszczyznach oddzielających klin odłamu od muru oporowego i pozostałej części gruntu występują rozwinięte siły tarcia.
5. Parcie czynne gruntu na mur oporowy jest równe parciu przyjętego klina odłamu, odpowiadającego różnym kątom nachylenia płaszczyzny poślizgu, który wywołuje największe parcie.
6. Parcie bierne odpowiada najniekorzystniejszej płaszczyźnie wyplewania, przy której odpór gruntu osiąga wartość najmniejszą.

11.3.2. Wyznaczanie parcia czynnego gruntów niespolistych

Zasadę obliczeń dla najprostszego przypadku omawia się na podstawie rysunku 11.5, przy założeniu, że powierzchnia muru jest idealnie gładka i nie występuje tarcie pomiędzy gruntem a ścianą. Z trójkąta sił wynika: $Z_a = G \operatorname{tg}(\delta - \phi_u)$, przy czym $G = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{ctg} \delta$.

Stąd:

$$Z_a = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{ctg} \delta \operatorname{tg}(\delta - \phi_u). \quad (11.5)$$

Ponieważ Z_a ma być wartością ekstremalną, zatem musi być speł-

niony warunek:

$$\frac{dZ_a}{d\delta} = 0;$$

czyli

$$\frac{dZ_a}{d\delta} = \frac{\rho g h^2}{2} \left[-\frac{\operatorname{tg}(\delta - \phi_u)}{\sin^2 \delta} + \frac{\operatorname{ctg} \delta}{\cos^2(\delta - \phi_u)} \right] = 0. \quad (11.6)$$

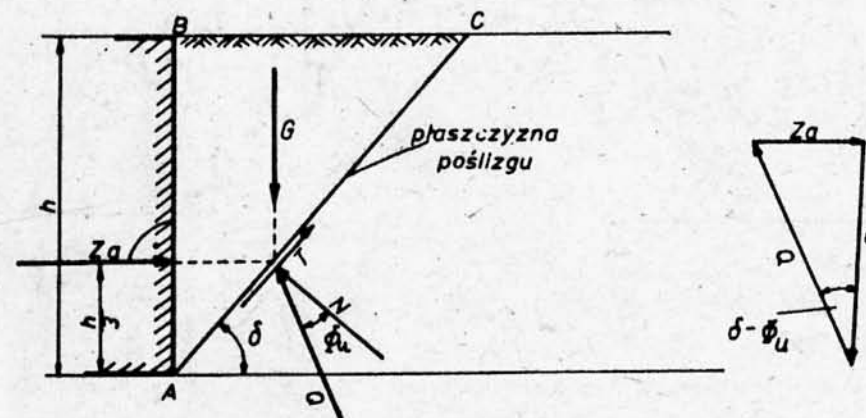
Stąd:

$$\delta = 45^\circ + \frac{\phi_u}{2}.$$

We wzorach tych:

ρ - gęstość objętościowa gruntu;

ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu.



Rys. 11.5. Teoria parcia według Coulomba

Podstawiając wartości (11.6) do wzoru (11.5) otrzymamy:

$$Z_a = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}\right).$$

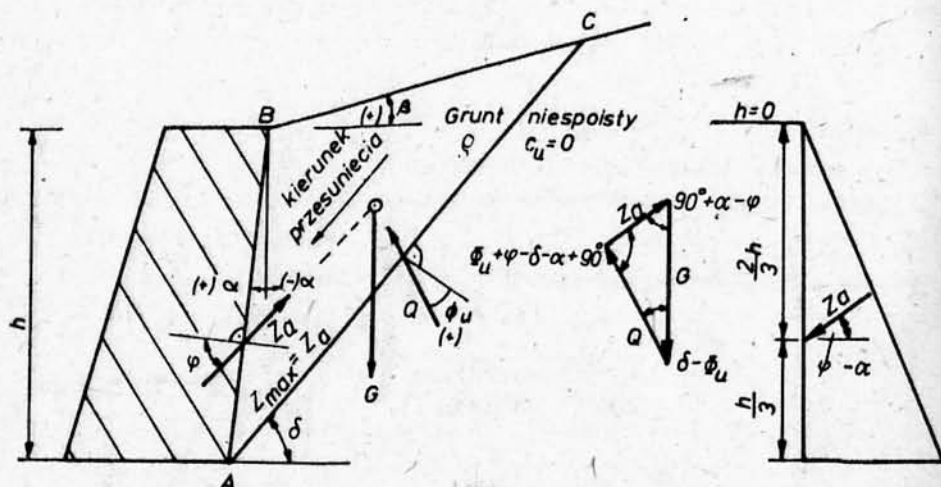
Przy oznaczaniu współczynnika parcia czynnego: $K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}\right)$ całkowite parcie czynne wyniesie:

$$Z_a = \frac{\rho g h^2}{2} K_a. \quad (11.7)$$

Jeśli naziom jest płaski i działa obciążenie p równomiernie rozłożone, to parcie czynne wynosi:

$$Z_a = \left(\frac{\rho g h^2}{2} + p h \right) K_a \quad (11.8)$$

Rozpatruje się teraz przypadek bardziej ogólny, gdy mur oporowy nachylony jest do pionu pod kątem α , naziom pochylony pod kątem β i pomiędzy ścianą muru a gruntem występuje tarcie, przy czym kąt tarcia gruntu po murze oznaczmy φ (rys. 11.6).



Rys. 11.6. Schemat działania sił przy wyznaczaniu parcia czynnego

Siłę Z_a wyznacza się z trójkąta sił Z_a , Q , G , przy stanie równowagi granicznej:

$$Z_a = G \frac{\sin(\delta - \phi_u)}{\cos(\alpha + \delta - \varphi - \phi_u)} \quad (11.9)$$

W dalszym ciągu przyjęto, że naziom nie jest obciążony i obliczenie sił przeprowadza się na 1 m muru oporowego. Masa klina odłamu gruntu wynosi:

$$G = \frac{\rho g h^2}{2} \frac{\cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha + \delta)}{\cos^2 \alpha \sin(\delta - \beta)} \quad (11.10)$$

Po podstawieniu do wzoru (11.9) wartości ze wzoru (11.10) oblicza się wartość ekstremalną

$$\frac{dZ_a}{d\delta} = 0 \quad (11.11)$$

Równanie (11.11) należy rozwiązać względem δ , znajdując najmniej korzystniejszy kąt odłamu $\beta < \delta_{\max} = \delta_a < 90^\circ - \alpha$, dla którego $Z_a = Z_{\max}$. Wyznaczoną wartość kąta δ_a podstawia się do wzorów (11.9) i (11.10). Po przekształceniach otrzymuje się wzór na całkowite parcie czynne w postaci:

$$Z_a = \frac{\rho g h^2}{2} K_a \quad (11.12)$$

w którym

$$K_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi_u)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_u + \varphi) \sin(\phi_u - \beta)}{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Przy stosowaniu wzoru (11.12) należy pamiętać o użyciu właściwych znaków. Wartości kątów α i β dla przypadku jak na rysunku 11.6 przyjmuje się ze znakiem dodatnim; natomiast dla przypadku gdy naziom będzie opadał ku dołowi lub tylna powierzchnia muru będzie nachylona przeciwnie, do położenia poprzedniego przyjmuje się znaki minus. Przy obciążeniu naziomu pionowego wysokość h jest wysokością muru mierzona pionowo. Przy obciążeniu naziomu nachylonego obciążenie p przypadające na 1 m² naziomu jest pionowe.

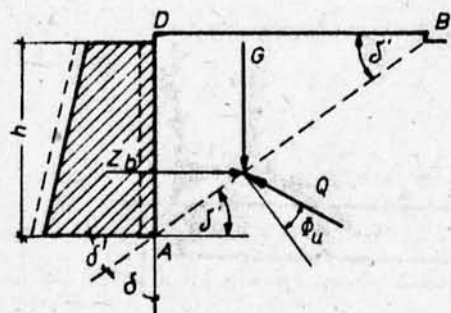
Dla schematu działania sił (rys. 11.6) parcie czynne przy naziomie obciążonym, wyznacza się ze wzoru:

$$Z_a = \left[\frac{\rho g h^2}{2} + \frac{p h}{\cos(\alpha - \beta)} \right] K_a \quad (11.13)$$

Kąt tarcia gruntu po ścianie oporowej przyjmuje się według normy dotyczącej projektowania murów oporowych.

11.3.3. Wyznaczanie parcia biernego gruntów niespoistych

Gdy na mur oporowy działają siły zewnętrzne poziome i ich wypadkowa (zmniejszona o wielkość siły tarcia w płaszczyźnie posadowienia fundamentu) jest większa od parcia gruntu na mur, to siły te dążą do oddzielenia od podłoża za murem pewnej bryły gruntu i do jej przesunięcia ku górze wzdłuż płaszczyzny poślizgu. Mur zostanie nieco przesunięty w kierunku klina odłamu. Tego rodzaju przesunięciu muru przeciwstawia się siła powstająca w gruncie, zwana parciem biernym lub odporem gruntu. Ze względu na stateczność muru oporowego interesujący jest ten ograniczony odpór gruntu, który powstaje za murem nawet w najmniej korzystnych warunkach. Odporem granicznym gruntu jest więc siła działająca od strony ośrodka gruntowego na mur oporowy, w przypadku gdy mur ulegnie przesunięciu w kierunku przeciwnym do kierunku działania gruntu o wielkość dostateczną dla osiągnięcia przez parcie gruntu wartości największej.



Rys. 11.7. Siły działające na klin odłamu przy parciu biernym

Rozpatruje się warunki równowagi sił Z_b , G i Q , zakładając że nie występuje tarcie pomiędzy gruntem a ścianą muru oporowego. Z równowagi sił (rys. 11.7) wynika:

$$Z_b = G \operatorname{tg}(\delta' + \phi_u);$$

przy czym $G = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{ctg} \delta$.

Stąd

$$Z_b = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{ctg} \delta' \operatorname{tg}(\delta' + \phi_u). \quad (11.14)$$

W dalszym ciągu należy ustalić warunek

$$\frac{dZ_b}{d\delta'} = 0. \quad (11.15)$$

Warunek ten jest spełniony, gdy

$$\delta' = 45^\circ - \frac{\phi_u}{2}. \quad (11.16)$$

Ostatecznie parcie biernie wyniesie:

$$Z_b = \frac{\rho g h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}).$$

Jeśli wprowadzimy współczynnik parcia biernego $K_b = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2})$, całkowity odpór graniczny albo całkowite parcie biernie gruntu wyniesie:

$$Z_b = \frac{\rho g h^2}{2} K_b. \quad (11.17)$$

Jednostkowe zaś parcie biernie gruntu na ścianę w stosunku do jednostki wysokości będzie:

$$z_b = \frac{dZ_b}{dh} = \rho g h K_b.$$

Dla naziomu poziomego obciążonego w sposób ciągły i równomierny całkowite parcie biernie wynosi:

$$Z_b = \frac{\rho g h}{2} (h + 2h') K_b, \quad (11.18)$$

gdzie:

h' – wysokość zastępcza warstwy gruntu, której masa odpowiada obciążeniu równomiernie rozłożonemu.

Dla przypadku bardziej złożonego siłę Z_b oblicza się z trójkąta sił Z_b , G , Q , jak na rysunku 11.8.

$$Z_b = G \frac{\sin(\delta' + \phi_u)}{\cos(\alpha + \delta' + \phi + \phi_u)}, \quad (11.19)$$

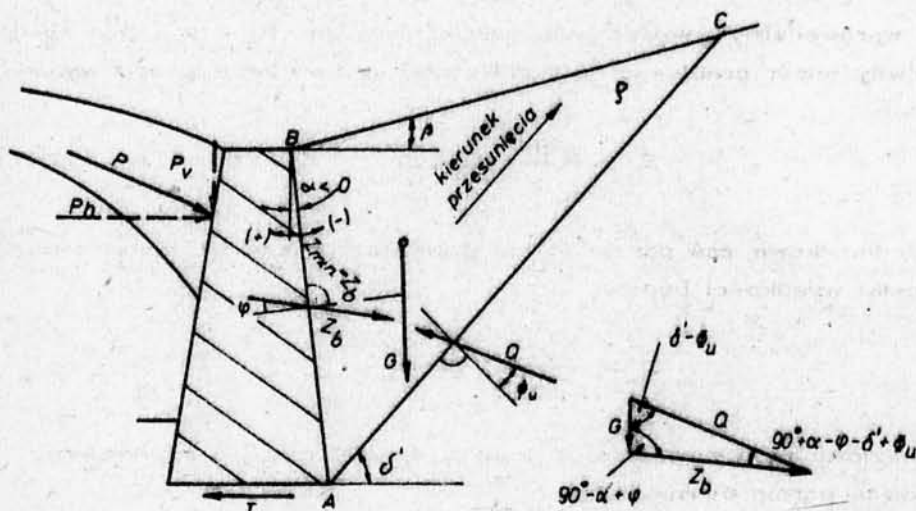
zaś:

$$G = \frac{\rho g h^2}{2} \frac{\cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha + \delta')}{\cos^2 \alpha \sin(\delta' - \beta)}. \quad (11.20)$$

Ustalając zależność $\frac{dZ_b}{d\delta'} = 0$ otrzymamy $Z_b = \frac{\rho g h^2}{2} K_b$,

gdzie współczynnik parcia bocznego

$$K_b = \frac{\cos^2(\phi_u - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi) \left[1 - \frac{\sin(\phi_u + \varphi) \sin(\phi_u + \beta)}{\cos(\alpha + \varphi) \cos(\alpha + \beta)} \right]^2}$$



Rys. 11.8. Schemat działania sił przy wyznaczaniu parcia bocznego

11.4. Teoria parcia gruntu według Rankine'a

Zajmijmy się analizą naprężeń niszczących w masie gruntu w przypadku gdy powierzchnie zniszczenia są płaszczyznami. Płaszczyzny główne największa i najmniejsza mają ten sam kierunek w każdym punkcie. Rozwiązanie takiego zagadnienia nazywane jest hipotezą Rankine'a. Rysunek 11.9 pokazuje masę gruntu ograniczoną beztarciową ścianą a-a, rozciągającą się na nieskończoną głębokość. Wyodrębniony element gruntu, który znajduje się na głębokości y, poddany jest naprężeniu pionowemu σ_y oraz poziomemu σ_x . Na płaszczyźnie pionowej i na poziomej elementu gruntu nie występują naprężenia ścinające, dlatego też płaszczyzny te są płaszczyznami głównymi. Naprężenia σ_x i σ_y są to naprężenia główne. Jeśli beztarciowa

ściana a-a jest odsuwana od gruntu, to wartość σ_x zmniejsza się. Gdy odkształcenie będzie trwało, wówczas σ_x przyjmie taką wartość, przy której następuje zniszczenie struktury gruntu i osiągnięta jest równowaga plastyczna. Ponieważ zniszczenie otrzymano poprzez redukcję σ_x , musi to być najmniejszym naprężeniem głównym σ_3 , natomiast σ_y największym naprężeniem σ_1 . Zależność pomiędzy σ_1 oraz σ_3 określają równania:

Rys. 11.9. Naprężenia w masie gruntu obok ściany beztarciowej

$$\sin \phi_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c_u \operatorname{ctg} \phi_u} \quad (11.21a)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{c_u + \sigma_3 \operatorname{tg} \phi_u}{\sin \alpha \cos \alpha - \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \phi_u} \quad (11.21b)$$

Podstawiając do równania (11.21b) $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_u}{2}$ otrzymuje się:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right) - 2c_u \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right), \quad (11.22)$$

$$\sigma_x = \sigma_y \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right) - 2c_u \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi_u}{2} \right). \quad (11.23a)$$

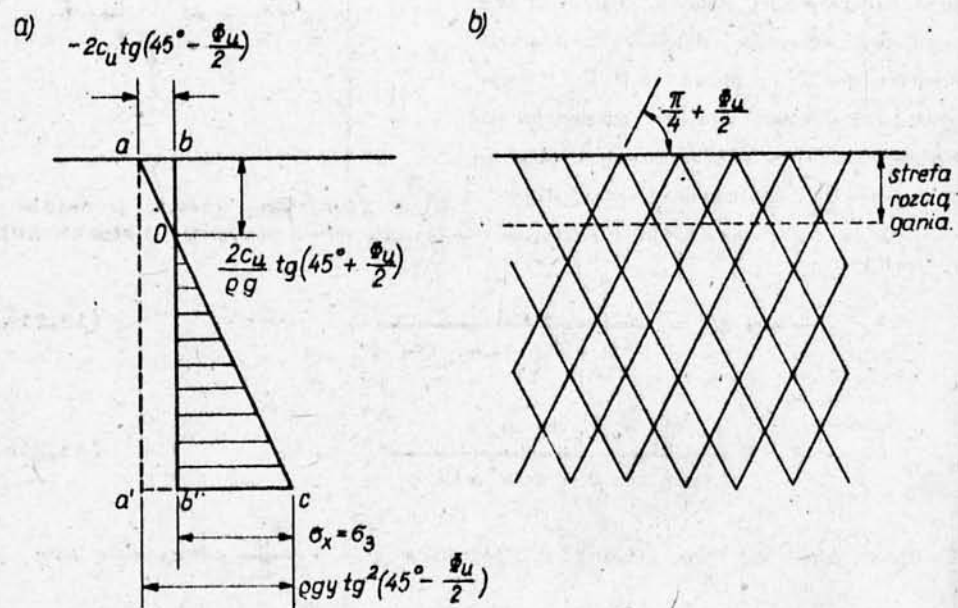
Jeśli ściana jest przesuwana w ten sposób, że grunt jest ściskany bocznie, to poziome parcie σ_x stanowi największe naprężenie główne, a pionowe parcie σ_y - najmniejsze naprężenie główne. Po podstawieniu tych wielkości do równania (11.22) otrzymuje się:

$$\sigma_x = \sigma_y \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2} \right) + 2c_u \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi_u}{2} \right). \quad (11.23b)$$

Ponieważ w omawianym zagadnieniu naprężenie pionowe równa się masie gruntu $\sigma_y = \rho gy$, równanie (11.23a) i (11.23b) przyjmują odpowiednio postacie:

$$z_a = \sigma_x = \rho g y \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) - 2 c_u \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}), \quad (11.24a)$$

$$z_b = \sigma_x = \rho g y \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) + 2 c_u \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}). \quad (11.24b)$$



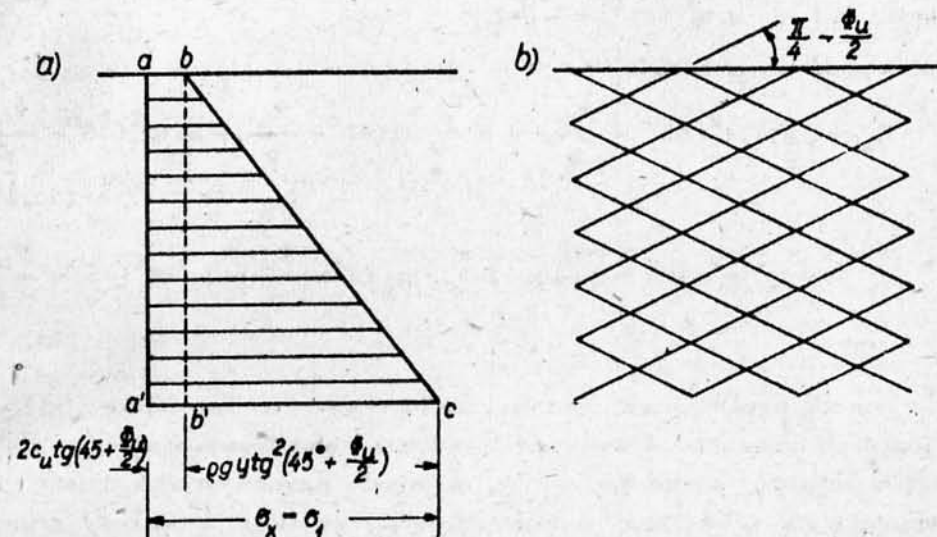
Rys. 11.10. Parcie czynne według Rankine'a

Rozkład naprężenia σ_x oraz płaszczyzny poślizgu pokazują rysunki 11.10 oraz 11.11. Te dwa stany naprężeń nazywane są rankinowskim stanem czynnym naprężeń i stanem biernym naprężeń, natomiast z_a i z_b jednostkowym parciem czynnym i biernym gruntu. Są to, odpowiednio, minimalne i maksymalne ciśnienia, jakie może wywierać grunt na gładką ścianę rozprzestrzeniającą się na nieskończoną głębokość.

Stosunek $\frac{\sigma_x}{\sigma_y}$ nazywamy współczynnikiem parcia gruntu i oznaczamy odpowiednio przez K_a i K_b dla stanu czynnego i biernego. W przypadku gruntu niespolstego ($c_u = 0$) stosunek ten jest stały i określony wzorami:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}), \quad (11.25a)$$

$$K_b = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}). \quad (11.25b)$$



Rys. 11.11. Parcie bierne według Rankine'a

Jeżeli ściana nie jest przesuwana, to parcie takie nazywamy parciem w spokoju. Dla parcia w spokoju współczynnik parcia gruntu oznacza się przez K_0 . Ponieważ stan w spokoju nie wymaga zniszczenia, to K_0 nie może być obliczone z teorii plastyczności.

Całkowite (wypadkowe) siły poziome w stanach czynnym i biernym oznaczone są odpowiednio jako Z_a i Z_b i wynoszą:

$$Z_a = \frac{\rho g y^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) - 2 c_u y \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}), \quad (11.26a)$$

$$Z_b = \frac{\rho g y^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) + 2 c_u y \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}). \quad (11.26b)$$

Punkty przyłożenia sił Z_a i Z_b można wyznaczyć poprzez rozważenie rozkładu parcia jako złożonego z prostokątnych pól $abb'a'$ i trójkątnych pól $aa'c$. Wypadkowa pierwszej części działa w punkcie środkowym, a drugiej na 1/3 wysokości trójkąta. Jeżeli na powierzchni te-

renu jest równomierne obciążenie nazłomu q , to następuje wzrost naprężeń pionowego w każdym punkcie o q . Stąd zamiast q_{gy} w pierwszym wyrazie równań (11.26a) i (11.26b) mamy $q_{gy} + q$.

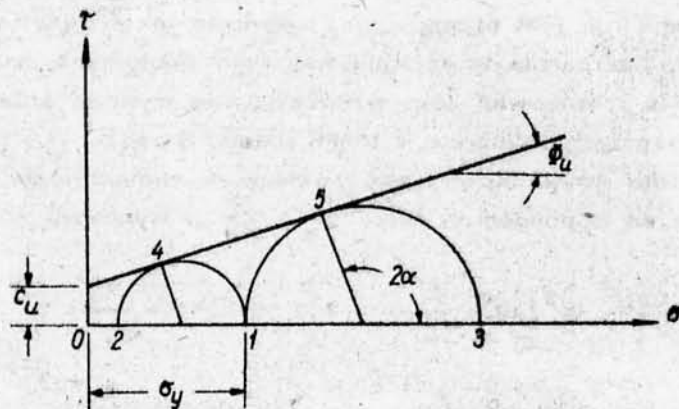
Czynne parcie gruntu wzrasta o wartość $q \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2})$, parcie bierne zaś o $q \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2})$.

Zatem możemy zapisać:

$$Z_a = q_{gy} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) - 2 c_u \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}) + q \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_u}{2}), \quad (11.27a)$$

$$Z_b = q_{gy} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) + 2 c_u \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}) + q \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_u}{2}). \quad (11.27b)$$

Wzrost parcia gruntu spowodowany przez q nie zależy od y i jest ono rozłożone równomiernie wzdłuż całej wysokości ściany. Należy zauważyć, że kiedy $c_u > 0$, to parcie czynne gruntu działa rozciągająco na wierzchnią warstwę gruntu. Ponieważ większość gruntów po dłuższym czasie nie jest zdolna oprzeć się naprężeniom rozciągającym, w strefie rozciąganej często tworzy się pęknięcie (szczelina).



Rys. 11.12. Koło Mohra w przypadku parcia czynnego i biernego wg Rankine'a

Z tej przyczyny przy obliczaniu parcia czynnego gruntu, zaniedbuje się naprężenie rozciągające, które przedstawia trójkąt abO (rys. 11.10a). Stan naprężeń czynny i bierny można przedstawić także przy użyciu koła Mohra. Na rysunku 11.12 współrzędna punktu 1 przedstawia na-

prężenie σ_y . Przy rozciąganiu naprężenie poziome σ_x zmniejsza się dotąd, aż koło Mohra stanie się styczne do obwiedni w punkcie 4. W punkcie tym następuje zniszczenie i wartość σ_x dana jest odległością 02. Kiedy grunt jest ściskany boczenie, to wzrasta σ_x i w momencie zniszczenia osiąga wartość równą odległości 03. Punkty 4 i 5 przedstawiają stan naprężeń na płaszczyźnie zniszczenia. Z geometrii koła Mohra otrzymuje się równania (11.24) i (11.25).

11.5. Zasady projektowania ścian oporowych

Zasady projektowania i obliczeń statycznych ścian oporowych podane są w normie budowlanej. Przy projektowaniu trwałych ścian oporowych uwzględnia się parcie czynne i bierne dopuszczające możliwość występowania przemieszczeń konstrukcji, których wartości dopuszczalne podane są w normie. W obliczeniach bierze się pod uwagę obciążenie własne konstrukcji oraz masę gruntu na wspornikach i płytach odciążających. Przy obliczaniu naprężeń pionowych w gruncie pod stopą fundamentu i przy sprawdzaniu naprężeń w ścianie oporowej należy uwzględnić również obciążenie użytkowe pionowe, czasowe lub stałe, działające bezpośrednio na ścianę oporową. Przy obliczaniu stateczności ścian (przesuw, obrót) obciążeń tych nie przyjmuje się. Przy obliczaniu wynikowego parcia gruntu należy stosować obciążenia zmienne działające czasowo lub stałe na grunt, znajdujące się w granicach klina odłamu gruntu określonego dla danej ściany oporowej. Obciążenie zmienne lub stałe znajdujące się poza klinem odłamu gruntu określonego dla danej ściany oporowej, mające wpływ na stateczność zbocza, należy uwzględnić przy sprawdzaniu stateczności zbocza, w którym znajduje się ściana oporowa. Inne obciążenia przyjmuje się, w razie istniejącej potrzeby, po technicznym i ekonomicznym uzasadnieniu.

Rozmieszczenie szczelin dylatacyjnych zależy od rodzaju materiału użytego do wykonania ściany oporowej, a maksymalne odstępki pomiędzy szczelinami w ścianie wynoszą od 5,0 do 40,0 m. Należy przyjmować następującą grubość ściany masywnej w koronie: dla ścian murowanych co najmniej 0,5 m i dla ścian betonowych co najmniej 0,3 m. Grubości minimalne ścian żelbetowych i z betonu sprężonego powinny wynosić nie mniej niż 10 cm - dla płyty ściennej i 15 cm dla płyty

fundamentowej. Koronę ścian oporowych należy zabezpieczać tzw. czapką w postaci okładziny z klinkieru, kamienia, betonu lub żelbetu. Mur oporowy powinien być posadowiony na warstwie o jednakowej nośności. W przypadku gdy na długości ściany oporowej zalegają grunty o różnej nośności, szerokość stopy należy dostosować do nośności danego gruntu, a ścianę oporową w miejscach zmiany nośności gruntu przedzielić się szczelinami dylatacyjnymi. Izolacje na powierzchni muru oporowego projektuje się w następujących przypadkach:

- gdy ze względów użytkowych lub estetycznych wymagana jest pełna szczelność ściany;
- gdy ośrodek gruntowy ma właściwości agresywne w stosunku do materiału ściany;
- gdy nie jest zachowany warunek stanu granicznego zarysowania.

Dla zabezpieczenia właściwych warunków gruntowo-wodnych przy murach oporowych projektuje się odwodnienia czasowe i stałe.

Obliczenia statyczne murów oporowych przeprowadza się według następujących zasad:

- 1) Według pierwszego stanu granicznego - przeprowadza się obliczenia rozkładu i wielkości naprężeń w poziomie posadowienia, dokonuje się sprawdzania stateczności na obrót, stateczności na przesuw w płaszczyźnie styku podstawy fundamentu z gruntem podłoża, stateczności ośrodka gruntowego na przesuw, przyjmując możliwość poślizgu w gruncie zalegającym bezpośrednio pod fundamentem i w niżej zalegających słabszych warstwach.
- 2) Według drugiego stanu granicznego oblicza się największe osiadańie fundamentu, największy stosunek różnicy osiadań dwóch punktów fundamentu do odległości tych punktów, przemieszczenia spowodowane odkształceniami elementów konstrukcyjnych ściany.

Przy wymiarowaniu konstrukcji oporowych należy przestrzegać następujących zasad:

- 1) Ściany oporowe wspornikowe sprawdza się pod względem stateczności całej konstrukcji, przy założeniu, że nie następuje pod ścianą filtracja wody.
- 2) W gruntach, których jednostkowy opór obliczeniowy jest większy niż $0,2 \text{ MPa}$, zagłębienie ściany w gruncie h_z oblicza się ze wzoru:

$$h_z \geq 0,8(p + h_n) \cdot i$$

w którym:

p - wysokość warstwy gruntu równoważna obciążeniu q ,

h_n - wysokość ściany oporowej wystającej ponad grunt.

- 3) Dla gruntów o jednostkowym oporze nie większym niż $0,2 \text{ MPa}$ ściany oporowe wspornikowe należy zaprojektować z odciągami lub odpowiednimi zakotwieniami.
- 4) Przekroje ścian oporowych masywnych dobiera się tak, aby w poszczególnych poziomych przekrojach ścian nie wystąpiły naprężenia rozciągające.
- 5) Przekroje ścian oporowych masywnych ze wspornikowymi płytami odciążającymi dobiera się z uwzględnieniem:
 - a) parcia jednostkowego gruntu działającego na całej wysokości ściany oporowej, przyjmowanego jak dla ściany bez wsporników odciążających;
 - b) wsporników odciążających zaprojektowanych, o ilości zbrojenia zbliżonej do F_{zmin} i ich grubości dostosowanej do momentu powstającego wskutek obciążenia wspornika gruntem.
- 6) Przy wymiarowaniu ścian oporowych kątowych płytowych należy płytę ścienną obliczać jako wspornik utwierdzony w płycie fundamentowej, płytę fundamentową zaś należy obliczać uwzględniając działające na nią parcie i reakcję gruntu oraz siły i momenty przekazywane przez ścianę pionową.
- 7) Ściany oporowe kątowe płytowo-żebrowe oblicza się w następujący sposób:
 - płyty ścienne jako ciągłe o rozpiętości równej odstępowi żeber lub jako płyty oddzielne zamocowane sztywno lub przegubowo w żebrach i płycie fundamentowej;
 - płyty fundamentowe, podobnie jak płyty ścienne, z tym że należy uwzględnić zbrojenie podwójne, niezbędne dla przeniesienia momentów zginających od obciążenia stanowiącego różnicę pomiędzy masą płyty i gruntu nasypowego na płytę, a odporem gruntu pod płytą fundamentową;
 - żebra ścian oporowych płytowo-żebrowych jako przekrój teowy (o zmiennej wysokości) obciążony parciem gruntu na płytę ścienną i na żebra.

Większość ścian oporowych masywnych ma zasypki z gruntów niespolistych.

Ściany oporowe w gruntach suchych mają zasypki z gruntu niespoistego, dla którego przy projektowaniu należy przyjąć kąt tarcia wewnętrznego mający wartość maksymalną.

Jeśli zwierciadło wody zawieszonoj w zasypce znajduje się w gruncie niespoistym za ścianą oporową masywną na dużej wysokości, a od zewnętrznej strony ściany oporowej nie występuje woda, to działa dodatkowe pęcie wywołane obecnością wody w porach. Całkowite parcie będzie sumą parcia szkieletu gruntowego i parcia wody w porach. Aby w tym przypadku zmniejszyć ciśnienie wody w porach gruntu stanowiącego zasypkę, stosuje się przed ułożeniem zasypki drenaż ze żwiru na powierzchni zbocza naturalnego i wykonuje się otwór (sączek) odwadniający w poziomie podstawy ściany masywnej.

Masy własne ścian oporowych przyjmuje się w zależności od materiałów użytych do wykonania ścian. Materiałami tymi mogą być: kamień łamany, łupany warstwowo lub rzędowo, bloczki lub ciosy kamienne, cegła pełna z gliny klasy 150, cegła budowlana klinkierowa, cegła cementowa klasy 150 gatunku D, beton, żelbet oraz beton sprężony. Wymagania ogólne i szczegółowe dla poszczególnych asortymentów kamienia, dla cegieł i zapraw stosowanych w ścianach oporowych oraz dla betonów i ich składników są ujęte w normie dotyczącej murów oporowych oraz w normach z nią związanych.

Wartości liczbowe parametrów gruntowych potrzebne do obliczeń parć wyznacza się zgodnie z normą, z tym że wartość spójności zmniejsza się o 50% i nie przyjmuje się więcej niż 0,5 MPa. Współczynniki obliczeniowe tarcia (f_0) na powierzchni kontaktu gruntu ze ścianą dobiera się według normy projektowania ścian oporowych. Istnieją jednak przypadki, że przyjmuje się współczynniki obliczeniowe f_0 równe zero, gdy:

- a) spodziewane są długotrwałe osiady ściany oporowej, np. pod fundamentem zalegają grunty spoiste plastyczne,
- b) brak podstaw do przyjęcia uzasadnionej wartości współczynnika tarcia, np. przy zastosowaniu nowego materiału izolacyjnego na powierzchni ściany,
- c) ściana oporowa znajduje się w odległości mniejszej niż 30 m od szlaku komunikacyjnego, po którym poruszają się pojazdy ciężkie.

W obliczeniach statycznych ścian oporowych przyjmuje się obliczeniowe parcie gruntu, które wyznacza się na podstawie normowego

parcia gruntu i współczynników niejednorodności wahaających się w granicach od 0,70 do 1,35, w zależności od rodzaju parcia i gruntu.

Projektując konstrukcje oporowe i rozwiązując inne problemy geotechniczne możemy korzystać z programów, które pozwalają wykonać obliczenia na elektrycznej maszynie cyfrowej.

LITERATURA

- [1] Bobkov V.F., Bezryk V.M.: Osnovy gruntovedeniija i mekhaniki gruntov. Moskva "Vysšaja škola", 1976.
- [2] Baguelin F., Iezequel J.F., Shields D.H.: The pressuremeter and Foundation engineering, Trans Tech Publications, 1978.
- [3] Berezancev V.G.: Rasčët osnovanij sooruzenij, Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu, Leningrad 1970.
- [4] Bolewski A., Parachoniak W.: Zarys petrografii, skrypt AGH, Kraków 1974.
- [5] Cambefort H.: Introduction a la geotechnique, Editions Eyrolles, Paris 1971.
- [6] Craig R.F.: Soil Mechanics, Van Nostrand Reinhold Company, London 1974.
- [7] Cytovič N.A.: Mechanika merzłych gruntov. Izdatelstvo "Vysšaja škola", Moskva 1973.
- [8] Dembicki E.: Stany graniczne gruntów. Teoria i zastosowanie. Gdańskie Towarzystwo Naukowe, 1970.
- [9] Derski W., Izbicki R., Kisiel J., Mróz Z.: Mechanika skał i gruntów. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1982.
- [10] Geomorfologia Polski - Praca zbiorowa: I tom - pod redakcją Klimaszewskiego M.; II tom - pod redakcją Galona R. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1972.
- [11] Glazer Z.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo Geologiczne. Warszawa 1977.
- [12] Glinicki S.P.: Fundamentowanie. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej 1980.
- [13] Glinicki S.P., Glinicki A.M., Sobczyk Z., Stegawski M.: Maszyny i urządzenia w budownictwie drogowym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej 1982.
- [14] Hanna H.: Foundation Instrumentation, Trans Tech Publications, 1974.
- [15] Hobler M.: Badania fizykochemicznych własności skał. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1977.
- [16] Ignut R., Kłębek A., Puchalski R.: Terenowe badania geologiczno-inżynierskie. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1970.
- [17] Izbicki R., Mróz Z.: Metody nośności granicznej w mechanice gruntów i skał. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1976.
- [18] Karafiath L.L., Nowatzki E.A.: Soil Mechanics for offroad vehicle engineering, Trans Tech Publications 1978.
- [19] Kézdi A.: Handbuch der Bodenmechanik. Band IV, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1976.
- [20] Kisiel J., Lysik B.: Zarys reologii gruntów. Działanie obciążenia statycznego na grunt, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1966.
- [21] Kinze W., Franke D.: Grundbau. VEB Verlag für Bauwesen. Berlin 1981.
- [22] Książkiewicz M.: Geologia dynamiczna. Wydawnictwa Geologiczne, 1979.
- [23] Mašov N.N.: Mechanika gruntov v praktike stotelstva, Moskva, Strojizdat 1977.
- [24] Maślankiewicz K. i in.: Ziemia, Wiedza Powszechna, Warszawa 1970.
- [25] Mesčajan S.R.: Mechaničeskie svoistva gruntov i laboratornye metody ich opredelenija. Moskva, "Nedra" 1974.
- [26] Odrobiński W.: Zastosowanie modelu sprężysto-plastycznego w analizie nośności podłoża fundamentowego. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej Nr 251, Gdańsk 1976.
- [27] Pałka J., Sanecki L.: Grunty budowlane, cz. II, Laboratoryjne badania fizyczne cech gruntów. Politechnika Krakowska, Kraków 1977.
- [28] Piętkowski R., Czarnota-Bojarski R.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1964.
- [29] Praca zbiorowa: Wytrzymałość gruntów i skał. Ossolineum, Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, 1975.
- [30] Praca zbiorowa: Problemy fizyko-chemii i dynamiki gruntów. Ossolineum, Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, 1973.
- [31] Praca zbiorowa: Zastosowanie metody elementów skończonych w geotechnice. Ossolineum, Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, 1980.
- [32] Różycki S.Z.: Plejstocen Polski Środkowej. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1972.
- [33] Rymasz B.: Mechanika gruntów w zastosowaniu praktycznym. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1972.
- [34] Salencon L.: Applications of the Theory of Plasticity in Soil Mechanics, John Wiley - Sons, Chichester-New York-Brisbane-Toronto 1977.

- [35] Schubert K.: Böschungen, Dämme-Halden-Kippen, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.
- [36] Schultze E., Muhs H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag 1967.
- [37] Stiegler W.: Erddrucklehre, Grundlagen und Anwendungen, Werner-Verlag, Düsseldorf 1975.
- [38] Suklje L.: Rheological Aspects of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., 1969.
- [39] Šapošnikov M.A.: Geotekničeskije issledovanija bołotnych gruntov dla stroitelstva, Leningrad, Strojizdat, Leningradskoje ot-delenije, 1977.
- [40] Terzaghi K.: Teorija mehaniki gruntov. Gosudarstvennoje Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu, Architekture i Stroitel'nyh Materialom, Moskva 1961.
- [41] Thiel K.: Mechanika skał w inżynierii wodnej. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1980.
- [42] Witun Z.: Zarys geotechniki, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1982.
- [43] Wittke W.: Numerical Methods in Geomechanics, Aachen 1979, Vol. 1,2,3 - 1979, Vol. 4 - 1980, A.A.Balkema/Rotterdam.
- [44] Zjanguirov R.S.: Objemnaja deformirujemost glinistnych gruntov, Izdatelstvo "Nauka", Moskva 1979.
- [45] BN-77/8931-12 Oznaczenie wskaźnika zagęszczenia gruntu.
- [46] BN-76/8950-03 Budownictwo hydrotechniczne. Obliczenie wskaźnika filtracji gruntów niespolistych na podstawie uzłarnienia i porowatości.
- [47] BN-71/8950-04 Budownictwo hydrotechniczne. Badania hydrogeologiczne. Określenie współczynnika filtracji na podstawie próbnych pompowań oraz wydatku i promienia leja depresji pojedynczych studni lub otworów hydrogeologicznych, w warunkach ruchu ustalonego.
- [48] BN-78/8950-05 Budownictwo hydrotechniczne. Określenie współczynnika wodoprzepuszczalności. Zasady projektowania i wykonywania pompowań badawczych z pojedynczych studni i otworów hydrogeologicznych w warunkach ruchu ustalonego.
- [49] Instrukcja 225 - wytyczne oznaczenia spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budowlanych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1979.
- [50] PN-74/B-02480 Grunty budowlane. Podział, nazwy, symbole i określenia (wydanie 3).
- [51] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [52] PN-74/B-04452 Grunty budowlane. Badania polowe.
- [53] PN-75/B-04481 Grunty budowlane. Badania laboratoryjne.

