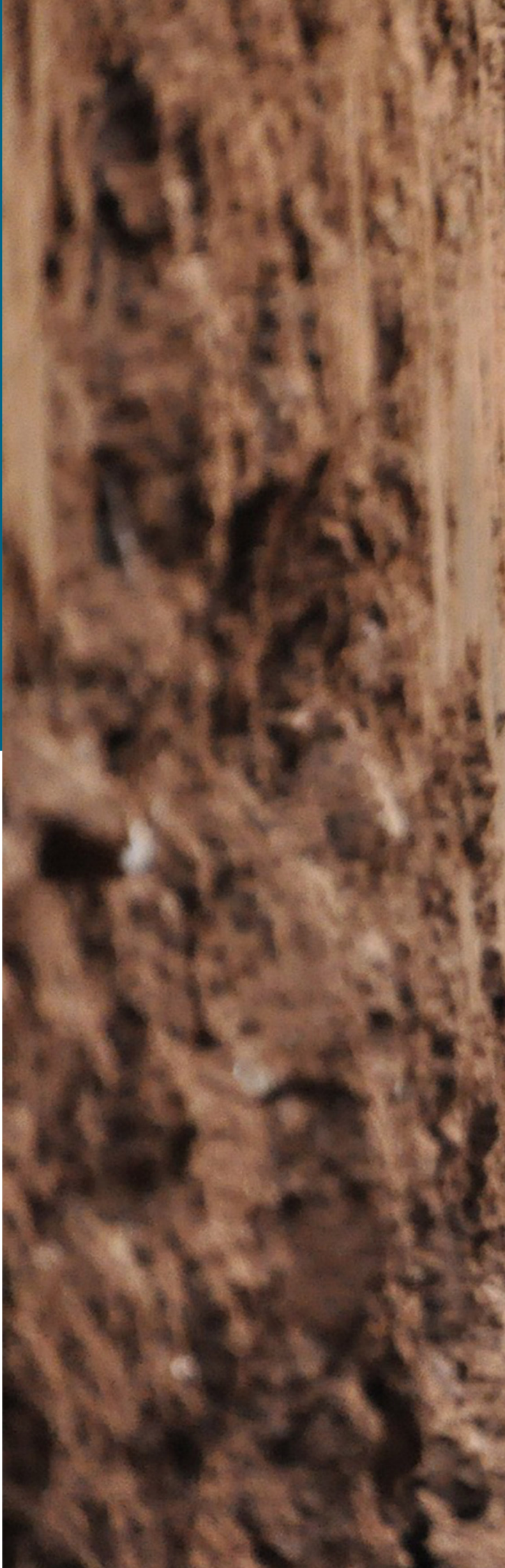


# IZBRANA POGLAVJA IZ MEHANIKE TAL

Primož  
Jelušič







Univerza v Mariboru

---

Fakulteta za gradbeništvo,  
prometno inženirstvo in arhitekturo

# Izbrana poglavja iz mehanike tal

Avtor

**Primož Jelušič**

April 2021

<b>Naslov</b> <i>Title</i>	<b>Izbrana poglavja iz mehanike tal</b> <i>Selected Chapters from Soil Mechanics</i>		
<b>Avtor</b> <i>Author</i>	Primož Jelušič (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
<b>Recenzija</b> <i>Review</i>	Bojan Žlender (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
	Stanislav Lenart (Zavod za gradbeništvo Slovenije)		
<b>Jezikovni pregled</b> <i>Language editing</i>	Jasna Jelušič		
<b>Tehnični urednik</b> <i>Technical editor</i>	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
<b>Oblikovanje ovitka</b> <i>Cover designer</i>	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
<b>Grafike na ovitku</b> <i>Cover graphics</i>	Zemlja, avtor: Die_Sonja (Pixabay)	<b>Grafične priloge</b> <i>Graphic material</i>	Avtor
<b>Založnik</b> <i>Published by</i>	<b>Univerza v Mariboru</b> <b>Univerzitetna založba</b> Slomškovo trg 15, 2000 Maribor, Slovenija <a href="https://press.um.si">https://press.um.si</a> , <a href="mailto:zalozba@um.si">zalozba@um.si</a>		
<b>Izdajatelj</b> <i>Co-published by</i>	<b>Univerza v Mariboru</b> <b>Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo</b> Smetanova ulica 17, 2000 Maribor, Slovenija <a href="https://www.fgpa.um.si">https://www.fgpa.um.si</a> , <a href="mailto:fgpa@um.si">fgpa@um.si</a>		
<b>Izdaja</b> <i>Edition</i>	Prva izdaja	<b>Izdano</b> <i>Published at</i>	Maribor, april 2021
<b>Vrsta publikacije</b> <i>Publication type</i>	E-knjiga	<b>Dostopno na</b> <i>Available at</i>	<a href="https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/564">https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/564</a>

CIP - Kataložni zapis o publikaciji  
Univerzitetna knjižnica Maribor

624.131 (075.8) (0.034.2)

JELUŠIČ, Primož

Izbrana poglavja iz mehanike tal [Elektronski vir] / avtor Primož Jelušič. - 1. izd. - E-knjiga. - Maribor : Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba, 2021

Način dostopa (URL):

<https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/564>

ISBN 978-961-286-462-0

doi: 10.18690/978-961-286-462-0

COBISS.SI-ID 60222979



© Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba  
/ University of Maribor, University Press  
Besedilo / Text © Jelušič, 2021

To delo je objavljeno pod licenco Creative Commons Priznanje avtorstva-Deljenje pod enakimi pogoji 4.0 Mednarodna. / This work is licensed under the Creative Commons Attribution-ShareAlike 4.0 International License.

Uporabnikom se dovoli reproduciranje, distribuiranje, dajanje v najem, javno priobčitev in predelavo avtorskega dela, če navedejo avtorja in širijo avtorsko delo/predelavo naprej pod istimi pogoji. Za nova dela, ki bodo nastala s predelavo, bo tako tudi dovoljena komercialna uporaba.

Vsa gradiva tretjih oseb v tej knjigi so objavljena pod licenco Creative Commons, razen če to ni navedeno drugače. Če želite ponovno uporabiti gradivo tretjih oseb, ki ni zajeto v licenci Creative Commons, boste morali pridobiti dovoljenje neposredno od imetnika avtorskih pravic.

<https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/>

**ISBN** 978-961-286-462-0 (pdf)

**DOI** <https://doi.org/10.18690/978-961-286-462-0>

**Cena**  
*Price* Brezplačni izvod

**Odgovorna oseba založnika**  
*For publisher* prof. dr. Zdravko Kačič,  
rektor Univerze v Mariboru

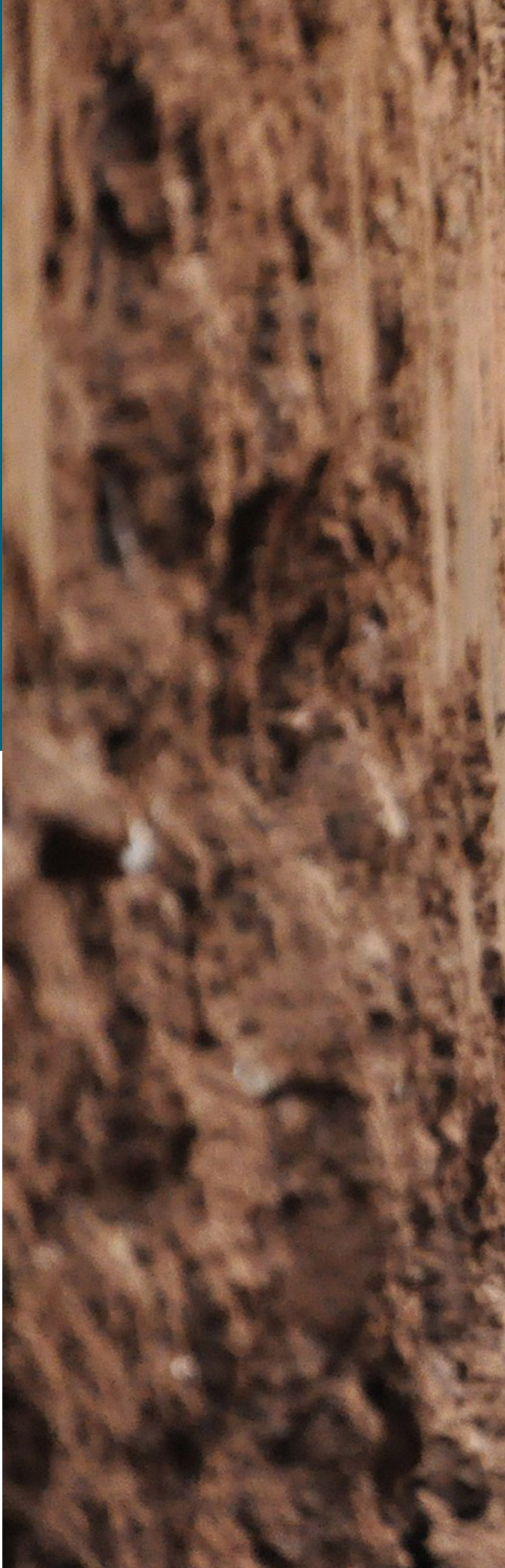
**Citiranje**  
*Attribution* Jelušič, P. (2021). *Izbrana poglavja iz mehanike tal*. Maribor: Univerzitetna založba. doi: 10.18690/978-961-286-462-0

# Kazalo

<b>Predgovor.....</b>	<b>1</b>
<b>1 Uvod .....</b>	<b>3</b>
1.1 Veda – Mehanika tal .....	3
1.2 Zgodovina .....	4
1.3 Zakaj mehanika tal?.....	4
1.3.1 Togost je odvisna od velikosti stanja napetosti.....	5
1.3.2 Strižna trdnost.....	5
1.3.3 Dilatacija .....	5
1.3.4 Konsolidacija in lezenje.....	6
1.3.5 Podzemna voda - podtalnica .....	6
1.3.6 Neznane začetne napetosti.....	7
1.3.7 Spremenljivost tal.....	7
<b>2 Klasifikacija zemljin .....</b>	<b>9</b>
2.1 Zrnavost.....	9
2.2 Krivulja zrnavosti .....	10
2.3 Kemična sestava .....	12
2.4 Konsistenca .....	13
2.5 Mednarodna klasifikacija zemljin .....	15
<b>3 Trifazni sestav zemljine .....</b>	<b>17</b>
3.1 Poroznost, količnik por in relativna gostota.....	17
3.2 Stopnja zasičenosti .....	19
3.3 Gostota .....	19
3.4 Prostorninska teža.....	20
3.5 Vlažnost.....	21
3.6 Specifična gravitacija trdnine .....	21
3.7 Potopljena prostorninska teža .....	21
<b>4 Napetosti v zemljini .....</b>	<b>23</b>
4.1 Napetosti .....	23
4.2 Tlaki v porah.....	24
4.3 Efektivna napetost .....	24
<b>5 Napetosti v sloju tal .....</b>	<b>27</b>
5.1 Vertikalne napetosti .....	27
5.2 Postopek izračuna napetosti .....	31

<b>6</b>	<b>Darcy-jev zakon.....</b>	<b>33</b>
6.1	Hidrostatika.....	33
6.2	Pretok podzemne vode.....	34
6.3	Sila strujanja.....	37
<b>7</b>	<b>Prepustnost zemljin.....</b>	<b>39</b>
7.1	Metoda s konstantnim hidravličnim padcem .....	39
7.2	Metoda s spremenljivim hidravličnim padcem .....	40
7.3	Parametri, ki vplivajo na koeficient prepustnosti .....	42
<b>8</b>	<b>Precejanje podzemne vode.....</b>	<b>43</b>
8.1	Nivojnice in strujnice.....	43
8.2	Pretok vode pod konstrukcijo .....	45
<b>9</b>	<b>Napetosti in deformacije.....</b>	<b>49</b>
9.1	Tlačne napetosti.....	49
9.2	Razbremenitev in ponovna obremenitev.....	51
9.3	Dilatacija .....	53
9.4	Deformacijski vektor .....	54
9.4	Linearno-elastični material .....	56
<b>10</b>	<b>Enodimenzionalni tlak.....</b>	<b>59</b>
<b>11</b>	<b>Konsolidacija.....</b>	<b>63</b>
11.1	Količnik por in posedek pri konstantni obremenitvi.....	63
11.2	Učinek vertikalne napetosti na primarno konsolidacijo .....	65
11.3	Koeficient konsolidacije .....	65
11.4	Določitev koeficienta konsolidacije – Casagrandejeva metoda (logaritem časa).....	67
11.5	Določitev koeficienta konsolidacije – Taylorjeva metoda (koren časa) .....	68
<b>12</b>	<b>Lezenje .....</b>	<b>69</b>
<b>13</b>	<b>Strižna trdnost .....</b>	<b>71</b>
13.1	Coulomb.....	71
13.2	Mohrov krog.....	72
13.3	Mohr-Coulombov kriterij strižne porušitve .....	74
13.4	Korelacija med Mohr-Coulombovo premico strižne trdnosti in $K_f$ premico. ....	75
13.5	Poti napetosti.....	76
<b>14</b>	<b>Določitev parametrov strižne trdnosti .....</b>	<b>79</b>
14.1	Direktni translatorsni strižni preizkus.....	79
14.2	Triosne preiskave strižne trdnosti.....	80
14.2.1	Nekonsolidirani nedrenirani preizkus (UU) .....	81
14.2.2	Hitri nedrenirani preizkus (QU).....	81
14.2.3	Konsolidirani nedrenirani preizkus (CU).....	83
14.2.4	Konsolidiran dreniran preizkus (CD).....	83
14.3	Enosna tlačna trdnost.....	84
14.4	Preizkus s krilno sondo (Vane) .....	85
14.5	Efektivna strižna parametra trdnosti $c'$ in $\varphi'$ .....	86
14.6	Skemptonova koeficienta .....	87

<b>15</b>	<b>Napetosti – teorija elastičnosti.....</b>	<b>89</b>
15.1	Točkovna obtežba.....	89
15.2	Linijska obtežba.....	91
15.3	Enakomerna brezkraina pasovna obtežba.....	92
15.4	Enakomerna pravokotna obtežba.....	93
15.5	Newmarkova metoda za določitev napetosti pod obtežbo poljubne oblike.....	95
<b>16</b>	<b>Stabilnostna analiza .....</b>	<b>99</b>
16.1	Analiza s totalnimi napetostmi .....	100
16.1.1	Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ ).....	100
16.1.2	Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ ) – lamelna metoda .....	101
16.1.3	Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ ) – lamelna metoda z radialnim postopkom .....	102
16.1.4	Koherentna zemljina ( $\varphi_u \neq 0^\circ$ , $c_u \neq 0$ kPa) – lamelna metoda z radialnim postopkom .....	104
16.2	Analiza z efektivnimi napetostmi.....	105
16.3	Ravna porušnica .....	106
16.4	Stabilnostna analiza neskončno ravnih pobočij.....	107
	<b>Literatura .....</b>	<b>109</b>





## Predgovor

Učbenik je napisan za študente dodiplomskega študija na Fakulteti za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Univerze v Mariboru. Namen učbenika je predstaviti osnovne postopke za ovrednotenje fizikalnih in mehanskih lastnosti zemljin, ki so osnova za učinkovito reševanje problemov v geotehniki. Za razumevanje tega učbenika je zaželeno osnovno znanje mehanike in materialov. V učbeniku so podane zakonitosti, ki opisujejo fizikalne in mehanske lastnosti zemljin. Vsebine mehanike tal so medsebojno povezane, zato jih je težko ločiti na posamezna poglavja. Glede na obstoječo literaturo s področja mehanike tal je vsebina učbenika razdeljena na 16 poglavij: Uvod, Klasifikacija zemljin, Tri-fazni sestav zemljine, Napetosti v zemljini, Napetosti v sloju tal, Darcyjev zakon, Prepustnost zemljin, Precejanje podzemne vode, Napetosti in deformacije, Enodimenzionalni tlak, Konsolidacija, Lezenje, Strižna trdnost, Določitev parametrov strižne trdnosti, Napetosti-teorija elastičnosti in Stabilnostna analiza. Priporočljivo je sočasno branje učbenika z naslovom »Reševanje problemov mehanike tal«, kjer je teoretična razlaga, ki je podana v tem učbeniku, aplicirana na praktičnih primerih.

Učbenik zajema vsebino predmeta Mehanika tal, ki se izvaja v 1. letniku visokošolskega študijskega programa Gradbeništvo na Fakulteti za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo. Učbenik se uporablja tudi kot študijsko gradivo pri ostalih predmetih s področja geotehnike univerzitetnega študijskega programa 1. in 2. stopnje.

Za skrben pregled učbenika in konstruktivne pripombe se zahvaljujem prof. dr. Bojanu Žlendru in doc. dr. Stanislavu Lenartu.

# 1 Uvod

## 1.1 Veda – Mehanika tal

Mehanika tal je veda o ravnotežju in gibanju delcev zemljine. Tu se razume, da je zemljina sediment, ki ga tvorijo zrna preperelih kamnin, ki se nahajajo v zgornjih slojih zemeljske skorje, material, ki pa ni preperel, pa poimenujemo kamnina, vedo pa mehanika kamnin. Naravni vremenski pojavi pod dolgotrajnimi vplivom sonca, dežja in vetra degradirajo kamnine v zemljino. Zamrzovanje in tajanje vode v majhnih razpokah v kamnini pa ta proces preperevanja dodatno pospešuje. Večji kamni, ki se nahajajo v goratih območjih, se gravitacijsko prenašajo nizvodno, pogosto skupaj z vodo v rekah. S trenjem med kamni se velikost kamnov postopoma zmanjšuje, tako da postane material drobnnozrnat (prod, pesek in sčasoma melj). V tekočih rekah se lahko material odloži, debelozrnati material z velikimi hitrostmi pretoka vode, drobnnozrnati material pa le pri zelo majhnih hitrostih. To pomeni, da se bo v zgornjem toku reke odlagal material z večjimi zrni, manjša zrna, kot sta pesek in melj, pa se nahajajo v spodnjem toku reke. Drobnnozrnati material se lahko odlaga tudi s poplavljanjem morja ali rek. Ta postopek sedimentacije se pojavlja na številnih območjih sveta, na primer v deltah rek.

Človek uporablja zemeljsko površino, da na njej živi in gradi različne vrste objektov: hiše, ceste, mostove, pregrade, itd. Naloga inženirja geotehnike je predvideti odziv tal kot rezultat teh človeških dejavnosti. Težave, ki lahko nastanejo, so na primer: posedek ceste ali železnice pod vplivom lastne teže in prometne obremenitve, stabilnost podporne konstrukcije (nasip, težnostni podporni zid ali vitka podporna konstrukcija), določitev

zemeljskih tlakov, ki delujejo na predor ali podporno konstrukcijo, in ne nazadnje dovoljene obremenitve in posedek temelja stavbe. Za vse te naštete težave bi morala mehanika tal zagotavljati osnovna znanja. Poglobljena razlaga mehanike tal je podana v številnih knjigah [1-4].

## 1.2 Zgodovina

V začetku 20. stoletja se je začela razvijati veda mehanika tal. Potrebe po analizi obnašanja tal so se pojavile v mnogih državah, pogosto zaradi spektakularnih nesreč, kot so zemeljski plazovi in porušitve temeljev. Mnogi osnovni principi mehanike tal so bili dobro znani že pred 20. stoletjem, vendar njihova kombinacija z inženirsko disciplino še ni bila raziskana. Prvi pomembni prispevek k mehaniki tal je leta 1776 objavil Coulomb, kjer je obravnaval porušitev tal. Leta 1857 je Rankine objavil članek o možnih napetostnih stanjih v tleh [5]. Darcy je leta 1856 objavil svojo znamenito delo o prepustnosti tal z namenom oskrbe mesta Dijon z vodo [6]. Osnovna načela mehanike, vključno s statiko in trdnostjo materialov, so bila zaradi Newtona, Cauchija, Navierja in Boussinesqa [7] dobro znana že v 19. stoletju. Združevanje osnovnih načel mehanike in mehanike tal pa je moralo počakati do 20. stoletja.

Pomemben prispevek k razvoju mehanike tal je podal Karl Terzaghi [9-12]. Opisal je, kako vpliva tlak vode v porah na odziv zemljine. To je ključni element v teoriji mehanike tal, neupoštevanje tega elementa pa pogosto vodi do katastrofalnih nesreč, kot so plazovi in porušitev nasipov. V mnogih državah so ustanovili inštitute, ki so specializirani za mehaniko tal in temeljenje. Mehaniko tal in temeljenje skupaj obravnavamo kot osnovni del geotehnike. Lujo Šuklje [13] je pionir geomehanike v Sloveniji. Njegovo raziskovalno delo je bilo usmerjeno predvsem v reologijo zemljin. Proučeval je nelinearne odnose med napetostmi, deformacijami in časom za napetostna stanja deloma ali polno nasičenih zemljin. Leta 1957 je objavil pristop k analizi konsolidacijskega procesa po metodi Izotah.

## 1.3 Zakaj mehanika tal?

Mehanika tal je samostojna veda inženirske mehanike, saj imajo tla številne posebne lastnosti, ki se razlikujejo od drugih materialov. Razvoj mehanike tal je seveda spodbudila tudi izgradnja zahtevnih gradbenih konstrukcij, ki potrebujejo trdne temelje in ustrezen prenos obremenitve na tla. V naslednjih poglavjih so predstavljene najpomembnejše lastnosti tal.

### 1.3.1 Togost je odvisna od velikosti stanja napetosti

Številni inženirske materiale, kot so kovine, beton in les, opišemo z linearnim odnosom med napetostjo in deformacijo, vsaj do določene stopnje napetosti. To lastnost opisuje Hookov zakon z modulom elastičnosti. Zemljina, ki je obremenjena z večjim tlakom, postane postopoma tudi bolj trdna. Na površini bo pesek zlahka zdrsnil skozi prste, vendar pod določeno napetostjo pridobi vedno večjo togost in trdnost. To je v glavnem posledica povečanja sil med posameznimi delci, kar daje strukturi delcev vse večjo trdnost. To lastnost uporabljamo v vsakdanjem življenju, tudi pri pakiranju zrnatih materialov s plastično ovojnico in vnašanjem vakuuma v embalažo. Paket postane zelo trd, ko iz njega odvedemo zrak.

V gradbeništvu se ta nelinearna lastnost zemljine pogosto uporabi pri izgradnji pilotov. Obremenitev objekta s piloti prenesemo na globlji sloj tal, ki ima morda boljše mehanske lastnosti, prav tako je napetost zaradi lastne teže zgornjega sloja večja. Zaradi tega ima spodnji sloj zelo veliko nosilnost, na pilote pa lahko apliciramo velike obremenitve (slika 1.1.a).

### 1.3.2 Strižna trdnost

Zemljina pod tlačno obremenitvijo postane trša, pod strižno obremenitvijo pa postopoma postane mehkejša. Če strižne napetosti dosežejo vrednost v primerjavi z normalnimi napetostmi, lahko nastane porušitev tal. To pomeni, da naklon nasipanega peska, ne sme biti večji od približno  $30^\circ$  do  $40^\circ$ . Pri večjem naklonu delci peska medsebojno drsijo (slika 1.1.b). Še posebej nevarno je, da je pri zelo finih materialih, kot je glina, nekaj časa mogoč strm naklon pobočja zaradi kapilarnih tlakov vode, vendar kapilarni tlaki čez nekaj časa izginejo in pobočje se poruši.

### 1.3.3 Dilatacija

Strižne deformacije zemljine pogosto spremljajo spremembe volumna zemljine. Razrahljanemu pesku se ob strižni obremenitvi zmanjša volumen. Zbiti pesek pa se lahko deformira samo, če se prostornina nekoliko razširi (prostor med delci se poveča), zaradi česar se pesek razrahlja. Ta pojav je opisal Reynolds leta 1885 in ga imenujemo dilatacija oz. rahljanje (slika 1.1.c). Razrahljani pesek se ob strižni obremenitvi zgošča, kar je še posebej nevarno, če so tla nasičena z vodo, saj zgoščanje privede do povečanega tlaka vode v porah zemljine. Povečan tlak vode v porah pa lahko privede do številnih porušitev

tal. Na primer med zemeljskim potresom se zasičen pesek v zelo kratkem času zgosti, kar povzroči nastanek velikih tlakov porne vode in posledično izničenje efektivne napetosti. Ta pojav imenujemo likvefakcija oz. utekočinjanje.

### 1.3.4 Konsolidacija in lezenje

V nasičeni zemljini je deformacija odvisna od časa, ki je potreben, da voda izteče iz zemljine. Pri tlačni obremenitvi se poroznost zemljine zmanjšuje in se posledično poveča tlak porne vode, zato ta izteka iz por. Zaradi majhne prepustnosti zemljine je ta proces iztekanja vode dolgotrajen, to imenujemo (primarna) konsolidacija. Deformacije tal so pogosto odvisne od časa tudi po končani konsolidaciji, ko so tla izpostavljena stalni efektivni napetosti. Temu pojavu rečemo lezenje oz. sekundarna konsolidacija. Ta pojav lahko opazimo na glini in šoti. Lezenje mehkih tal povzroča s časom vedno večje posedke objektov. Za objekte je takšno posedanje še posebej nevarno, če posedki niso enakomerni, saj se lahko pojavijo razpoke v stavbi. Gradnja nasipov na stisljivih slojih gline in šote povzroči posedanje teh plasti, ki traja več desetletij. Z namenom, da ohranimo višino nasipa je potrebno dodatno nasipati material, kar pa povzroči še večje napetosti v tleh in tudi dodatne posedke. Pesek in hribina ne izkazujeta praktično nobenega lezenja, razen pri zelo visokih obremenitvah.

### 1.3.5 Podzemna voda - podtalnica

Podzemna voda se lahko preceja med zrnatimi delci, kar lahko vpliva na trenje med trdnimi delci. Ker pogosto traja precej časa, preden se voda lahko izloči iz zemljine, prisotnost vode onemogoča hitre spremembe prostornine tal (slika 1.1.d).

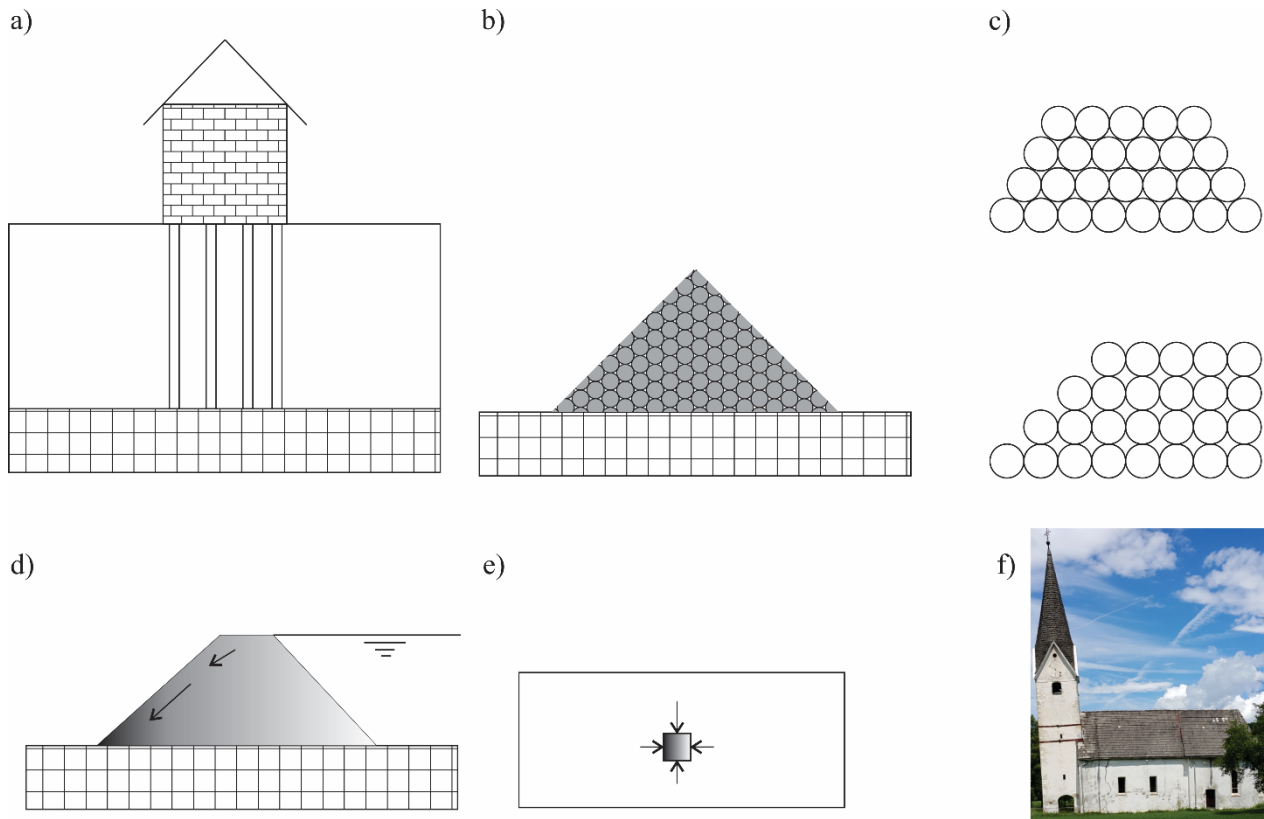
Prisotnost vode je pogosto razlog za porušitev nasipov. Voda, ki pronica skozi nasip, povzroči porušitev na notranji stani nasipa. Zelo pomembno je tudi, da znižanje tlaka vode v tleh, na primer s črpanjem podzemne vode za pitne namene, povzroči povečanja efektivnih napetosti med delci, kar povzroči posedek tal. To se dogaja v številnih velikih mestih, kot sta Benetke in Bangkok, ki ju ogroža morje. Povečanje efektivnih napetosti se pojavi tudi takrat, ko se nivo podzemne vode začasno zniža zaradi izkopa gradbene jame. Objekti v bližini izkopa se lahko posedejo in poškodujejo prav zaradi znižanja podzemne vode. Črpanje plina in nafte iz tal lahko prav tako povzroči velika usedanja tal.

### 1.3.6 Neznane začetne napetosti

Tla so naravni material, ustvarjen z različnimi geološkimi procesi v zelo dolgem obdobju. Začetno stanje napetosti v tleh je posledica predhodnih geoloških procesov in je težko določljivo. Zaradi nelinearnega odnosa med napetostjo in deformacijo zemljine, je določitev začetne napetosti zelo pomembna pri napovedovanju posedkov zaradi dodatne obremenitve. Začetne napetosti so odvisne od geološke zgodovine, ki pa ni natančno znana, kar povzroča veliko negotovosti (slika 1.1.e). Predvsem vodoravne začetne napetosti v tleh običajno niso znane. Začetne navpične napetosti se lahko določijo glede na težo zgornjih plasti. To pomeni, da se napetosti povečujejo z globino, zato se z globino povečujeta tudi togost in trdnost zemljine. Vendar horizontalne napetosti običajno ostanejo neznane. Zaradi navpične napetosti se tla stisnejo, kar poveča horizontalno napetost, vendar se lahko tla tudi razširijo v vodoravni smeri, kar pa zmanjša vodoravno napetosti. Vodoravne napetosti v bližini reke bodo relativno manjše kot na območju, kjer ni rečne struge, saj na brežini reke ni bočnega odpora. Tla, ki so bila v preteklosti obremenjena z ledeniki, imajo večjo togost in so pre-konsolidirana, saj je bila napetost v preteklosti višja kot sedaj.

### 1.3.7 Spremenljivost tal

Nastanek tal je odvisen od geoloških procesov, kar pomeni, da so lahko lastnosti tal na različnih lokacijah precej različne. Tudi na dveh zelo bližnjih lokacijah so lahko lastnosti tal popolnoma drugačne (npr. rečna struga je bila napolnjena z nanosi peska). Spremenljivost lastnosti tal je lahko tudi posledica velike lokalne obremenitve v preteklosti (slika 1.1.f). Osnovno sestavo tal je mogoče dobiti iz geoloških zemljevidov. Geološki zemljevidi kažejo na geološko zgodovino in vrsto tal. Na podlagi podatkov o geološki sestavi tal in izkustev lahko ocenimo lastnosti tal. Za določitev natančnih lastnosti tal je potrebno izvesti laboratorijske in terenske preiskave.



Slika 1.1: Lastnosti zemljine: a) togost je odvisna od velikosti stanja napetosti, b) strig, c) dilatacija, d) prisotnost vode, e) neznane začetne napetosti in f) spremenljivost tal.



## 2 Klasifikacija zemljin

### 2.1 Zrnavost

S klasifikacijo zemljin razvrščamo zemljino v različne razrede. V mnogih primerih imajo te različne vrste zemljin tudi različne mehanske in fizikalne lastnosti. Preprosta razdelitev zemljin temelji na velikosti zrn, ki sestavljajo tla. Zemljine najprej delimo na grobozrnate in drobnozrnate zemljine. Med grobozrnate zemljine spadata gramoz, ki ga označujemo s črko G, in pesek, ki ga označujemo s črko S. Skladno z enotno klasifikacijo zemljin so zrna gramoza večja od 2 mm in manjša od 63 mm. Pesek ima velikost zrn manjšo kot 2 mm, vendar večjo od 0,063 mm. Zrna, ki so manjša od 0,063 mm in večja od 0,002 mm, označujemo kot melj (oznaka M). Zrna, ki so celo manjša od 0,002 mm, klasificiramo kot glino (oznaka C). Osnovna klasifikacija je prikazana v tabeli 2.1.

Tabela 2.1: Vrste zemljin po zrnivosti.

Vrsta zemljine	Oznaka	Min.	Max.
glina	C		0,002 mm
melj	M	0,002 mm	0,063 mm
pesek	S	0,063 mm	2 mm
gramoz	G	2 mm	63 mm

Na nekaterih območjih so tla sestavljena iz šote (Pt), ki vsebuje organski material, kot so propadle rastline. Delci šote so pogosto majhne velikosti, lahko pa vsebujejo tudi velike delce lesa. Torej za šoto ni merodajna velikost zrn, temveč kemična sestava. Količino ogljika v šoti lahko izmerimo tako, da določimo koliko mase izgubimo pri gorenju materiala.

Mehanske lastnosti glavnih vrst zemljine se zelo razlikujejo. Glina je običajno veliko manj prepustna za vodo kot pesek, vendar je običajno tudi veliko mehkejša. Šota ima pogosto zelo majhno prostorninsko težo (včasih celo nižjo od vode) in je močno anizotropna zaradi prisotnosti vlaken iz organskega materiala. Šota je običajno tudi zelo stisljiva. Pesek je precej prepusten. Lahko ima tudi visoko trdnost, še posebej takrat, ko je predobremenjen in zgoščen. Za zrnato zemljino, kot sta pesek in gramoz, je značilno, da ne more prevzemati natezne napetosti. Zrna lahko prenašajo samo tlačne sile, ne pa natezne sile. Šele ko so zrna zelo majhna in tla vsebujejo nekaj vode, lahko kapilarne sile v kontaktnih točkah prenašajo natezno napetost.

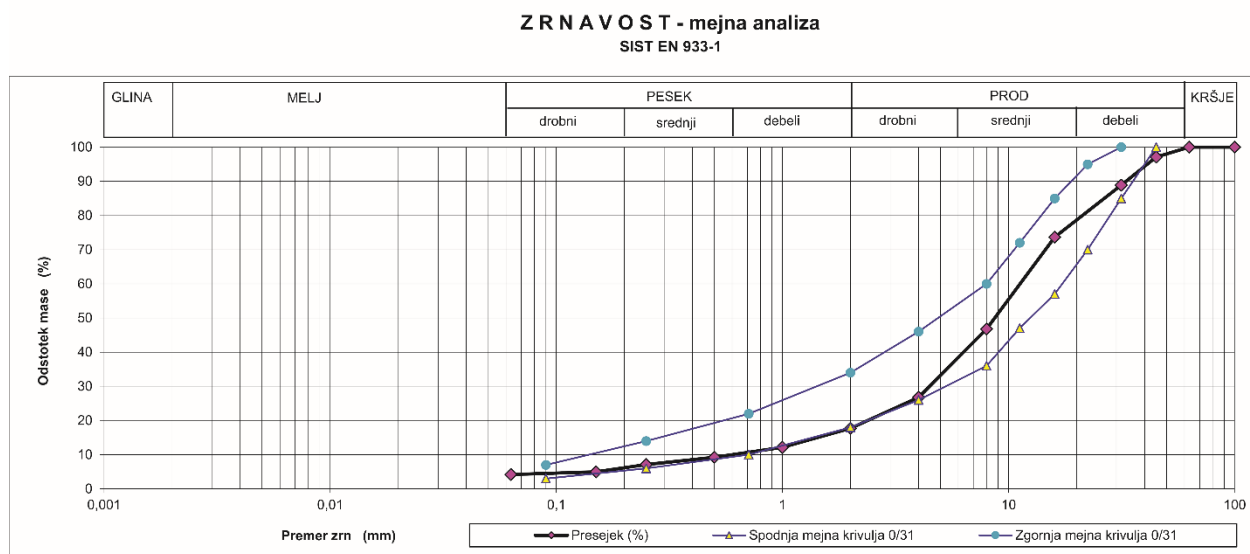
Krivulja zrnivosti je lahko uporabna kot prvi pokazatelj lastnosti tal, ni pa zelo uporabna za mehanske lastnosti. Podatki, ki jih inženir potrebuje, so odvisni od mehanskih lastnosti, kot sta togost in trdnost, in jih je treba določiti na podlagi mehanskih preskusov. Zemljine enake zrnivosti lahko imajo zelo različne mehanske lastnosti. Pesek, ki vsebuje zaobljena zrna, lahko ima veliko manjšo trdnost kot pesek, ki ima zrna z ostrimi površinami.

V Sloveniji uporabljamo za določitev zrnivosti zemljin evropski standard SIST EN ISO 17892-4 [14], Geotehnično preiskovanje in preskušanje – laboratorijsko preskušanje zemljin - 4. del: Ugotavljanje zrnivostne sestave.

## 2.2 Krivulja zrnivosti

Velikost delcev v določeni zemljini je mogoče grafično prikazati s krivuljo zrnivosti (slika 2.1). Takšen diagram prikazuje odstotek zrn, ki so manjša od določenega premera, izmerjen kot odstotek mase (ali teže). Strm naklon krivulje v diagramu kaže na enakomerno zrnivost, blag naklon krivulje pa kaže, da zemljina vsebuje zrna veliko različnih velikosti zrn. Večja zrna (recimo večja od 0,06 mm) lahko ločimo s sejanjem. Sejanje izvedemo s siti z različnimi velikostmi mrežic, ki so zložene ena na drugo, pri čemer je najbolj groba mreža na vrhu in najfinejša mreža na dnu. Po sejanju vsako sito vsebuje zrna, večje od njegove velikosti mreže in manjše od velikosti mreže vseh sitov nad njim. Na ta način je mogoče določiti krivuljo zrnivosti. Mejni krivulji zrnivosti prikazujeta

potrebno območje za primer materiala, ki se uporablja za nevezani nosilni sloj voziščne konstrukcije (tampon).



Slika 2.1: Sejalna krivulja.

Porazdelitev velikosti zrn lahko označimo s količinama  $D_{60}$  in  $D_{10}$ . To pomeni, da je 60 % oz. 10 % zrn (izraženo kot masni delež) manjših od premera. Razmerje teh dveh števil je označeno kot koeficient enakomernosti  $C_u$ :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

Koeficient  $C_c$  ukrivljenosti izračunamo s spodnjim izrazom:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2.2)$$

Pogoja za dobro granuliran gramoz sta  $C_u > 4$  in  $1 < C_c < 3$ .

Za zrna manjša od 0,06 mm velikosti ne določamo s sejanjem, bi velikost lukenj v mrežici postala zelo majhna in bi med tresenjem prašni delci leteli po zraku. Delež majhnih zrn določamo s sedimentacijsko metodo. Ta metoda temelji na enačbi, ki jo je zapisal Stokes. Ta enačba izraža, da je sila na majhno kroglico, ki tone v viskozni tekočini, odvisna od viskoznosti tekočine, velikosti kroglice in sedimentacijske hitrosti. Ker je sila, ki deluje na delec, določena z maso delca pod vodo, lahko določimo hitrost sedimentacije delca v tekočini.

Enačba je:

$$v = \frac{(\gamma_s - \gamma_{wT}) \cdot D^2}{18 \cdot \eta_T} \quad (2.3)$$

pri čemer je  $v$  sedimentacijska hitrost (m/s),  $\gamma_s$  prostorninska teža zrn ( $\text{kN/m}^3$ ),  $\gamma_{wT}$  prostorninska teža tekočine pri temperaturi  $T$  ( $\text{kN/m}^3$ ),  $\eta$  viskoznost tekočine pri temperaturi  $T$  ( $\text{s/m}^2$ ) in  $D$  premer kroglastih zrn (m). Ker je sedimentacijska hitrost pri zelo majhnih zrnih zelo majhna, lahko preiskava traja zelo dolgo.

### 2.3 Kemična sestava

Poleg razlike v velikosti zrn je pri razlikovanju med različnimi vrstami zemljine lahko koristna tudi kemična sestava zemljine. Gramoz in pesek sta običajno sestavljena iz enakih mineralov kot originalna kamnina, iz katere sta bila ustvarjena v erozijskem procesu. Pesek je običajno sestavljen predvsem iz kremenca. Kemijska formula tega minerala je  $\text{SiO}_2$ .

Drobnozrnata zemljina lahko vsebuje enake minerale, vsebuje pa tudi tako imenovane glinene minerale, ki so nastali s kemično erozijo. Glavni glineni minerali so kaolinit, montmorilonit in ilit. Ti minerali so sestavljeni iz aluminijevih spojin z vodikom, kisikom in silikatov. Med seboj se razlikujejo po kemični sestavi, pa tudi po geometrijski strukturi na mikroskopski ravni. Mikrostruktura gline običajno spominja na tanke plošče. Na mikroskopski ravni nastanejo sile med temi ploščami zelo majhnih elementov in ioni vode. Zaradi majhnosti elementov in njihovih razdalj te sile vključujejo električne sile in Van der Waalove vezi.

Medsebojno vplivanje delcev gline je drugačno od interakcije med veliko večjimi zrnji peska ali gramoza. Deformacija gline je odvisna od časa. Ko obremenimo zemljino iz peska, se ta takoj deformira in ostane v tem stanju, če obremenitev ostane konstantna. Pod konstantno obremenitvijo se bo glinena zemljina še naprej deformirala. Temu rečemo lezenje. Lezenje je zelo odvisno od dejanske kemijske in mineraloške sestave gline. Tudi nekatere gline, ki vsebujejo velike količine montmorilonita, lahko kažejo veliko količino nabrekanja, ko se omočijo.

Šota vsebuje ostanke odmrlih dreves in rastlin. Kemično je torej sestavljena delno iz ogljikovih spojin. Šota ni primerna za prevzemanje obremenitve objektov, saj je pogosto zelo lahka in stisljiva. Tudi glina lahko vsebujejo velike količine organskega materiala.

Za inženirja geotehnike je lahko kemična in mineraloška sestava tal koristna kot opozorilo o njenih značilnostih in kot navedbo njegove razlike od drugih materialov, zlasti v kombinaciji s podatki iz prejšnjih projektov. Vendar kemijska analiza ne daje veliko kvantitativnih informacij o mehanskih lastnostih tal. Za določitev teh lastnosti so potrebni mehanski preskusi, pri katerih se merijo deformacije in napetosti.

## 2.4 Konsistenca

Za zelo drobnozrnato zemljino, kot sta melj in glina, je konsistenca pomembna lastnost. Določa, ali je mogoče zemljino enostavno obdelovati. Konsistenca je pogosto zelo odvisna od količine vode v tleh. To izrazimo z vsebnostjo vode  $w$ :

$$w = \frac{m - m_s}{m_s} = \frac{m_w}{m_s} \quad (2.4)$$

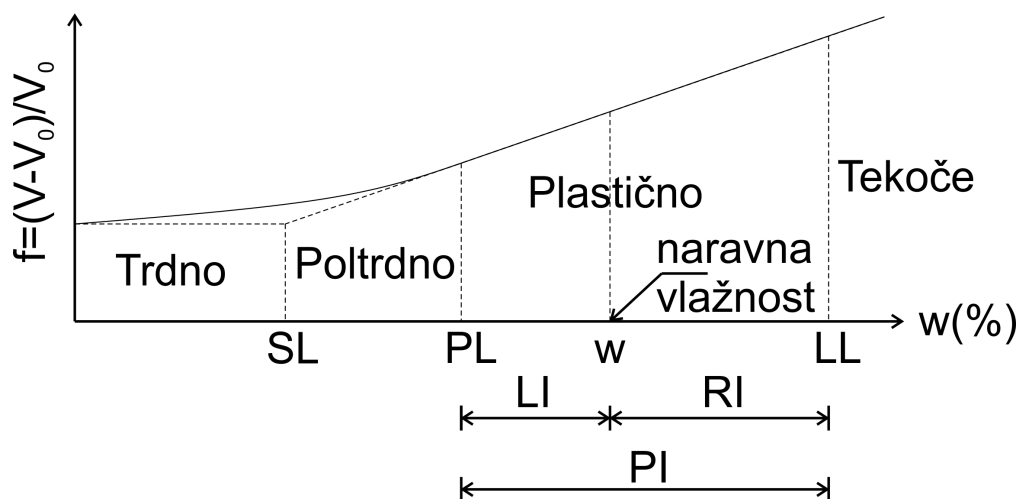
pri čemer so:

$m$  – masa zemljine,

$m_w$  – masa vode in

$m_s$  – masa trdnine (suha masa).

Kadar je vsebnost vode zelo nizka (npr. suha glina), so tla lahko zelo trda in toga, skoraj kot kamen (trdno stanje). Če dodamo vodo, lahko glina postane plastična, pri še večji vsebnosti vode pa lahko postane skoraj tekoča. Za razlikovanje med temi stanji (trdno, plastično in tekoče) uporabljamo standardne preskuse, ki označujejo meje konsistence. Po švedskem inženirju, ki jih je predstavil, jih včasih označimo kot Atterbergove meje konsistence. Atterbergove meje so: meja židkosti  $w_L$  (LL), meja plastičnosti  $w_P$  (PL) in meja krčenja (SL). Meja krčenja je vlažnost, pri kateri je volumen konstanten, ne glede na dodatno izgubo vode. Za določitev parametrov konsistence uporabljamo standard: SIST EN ISO 17892-12 [15], Geotehnično preiskovanja in preskušanje – laboratorijsko preskušanje zemljin - 12. del: Ugotavljanje meje tekočine in plastičnosti.



Slika 2.2: Sprememba volumna zemljine glede na vlažnost.

Tabela 2.2: Meja židkosti in meja plastičnosti za različne vrste zemljine.

peščena glina	15 % < LL < 20 %	17 % < PL < 20 %
melj	20 % < LL < 50 %	20 % < PL < 25 %
glina	40 % < LL < 80 %	25 % < PL < 35 %

Prehod iz tekočega v plastično stanje označujemo kot mejo židkosti,  $w_L$ . Predstavlja najnižjo vsebnost vode, pri kateri je obnašanje tal še vedno večinoma tekoče. Za določitev meje židkosti uporabljamo dve metodi, in sicer Casagrandejev aparat (25 padcev skodelice) in konusni penetrometer (Švedski konus 10 mm penetracije, Britanski konus 20 mm penetracije) [16,17].

Prehod iz plastičnega stanja v trdno stanje imenujemo meja plastičnosti in jo označujemo kot  $w_P$ . Opredeljena je kot vsebnost vode, pri kateri se svaljek premera 3 mm lahko valja, dokler se ne začne drobiti.

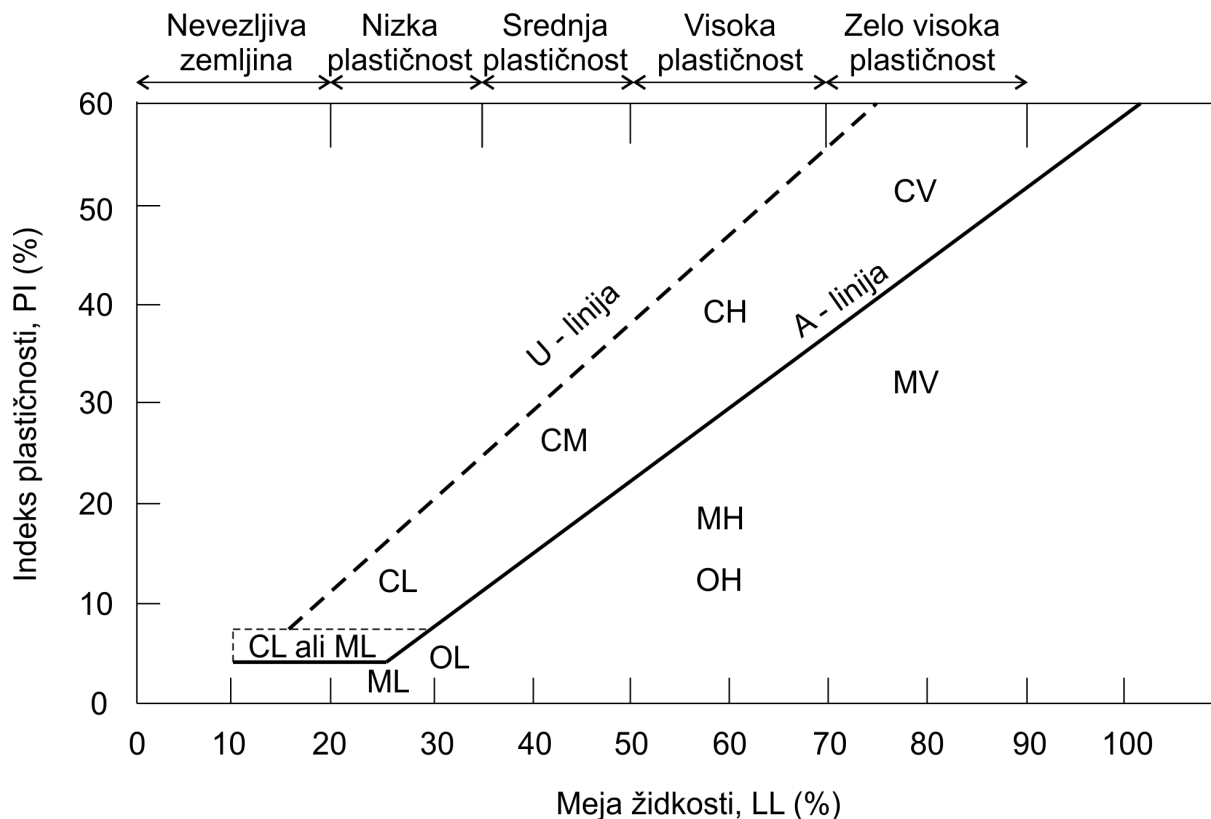
Za številne inženirske aplikacije (gradnja nasipov) je še posebej pomembno, da je razpon med plastičnim in tekočim stanjem velik. To opišemo z indeksom plastičnosti  $PI$ :

$$PI = w_L - w_P \quad (2.5)$$

Visok indeks plastičnosti pomeni, da lahko glino enostavno uporabimo, pri čemer ni potrebno preveč skrbeti, da bi se pretvorila v tekočino ali trdno snov. A linija na sliki spodaj razdeli zemljino na glino (C), melj (M) in organsko zemljino (O). Kadar je rezultat nad U linijo, je potrebno preiskavo ponoviti.

$$PI = 0,73 \cdot (LL - 20) \text{ A-linija} \quad (2.6)$$

$$PI = 0,9 \cdot (LL - 8) \text{ U-linija} \quad (2.7)$$



Slika 2.3: Klasifikacija drobnozrnatih zemljin.

## 2.5 Mednarodna klasifikacija zemljin

Enotna merila za razvrstitev zemljin ne obstajajo, zlasti zaradi lokalnih razlik in značilnosti zemljine. Poznamo več sistemov klasifikacije, kot so: AC klasifikacija, USBR klasifikacija, USCS klasifikacija in druge. Običajno uporabljamo dve oznaki kot je prikazano v tabeli 2.3. Klasifikacije imajo običajno le malo pomena za določitev mehanskih lastnosti tal, kot sta togost in trdnost. Med razvrstitvijo in trdnostjo zemljine je morda nekaj povezave, vendar je to zgolj približna ocena. Za inženirske izračune je treba izvesti mehanske preskuse, pri katerih se merijo napetosti in deformacije. Prod in pesek sta sipka (nekoherentna) materiala, melj in glina pa sta koherentna materiala (imata kohezijo). Za prepoznavanje in razvrščanje zemljin uporabljamo v Sloveniji standard SIST EN ISO 14688-1:2004: Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Prepoznavanje in razvrščanje zemljin - 1. del: Prepoznavanje in opisovanje [18,19].

Tabela 2.3. Oznake zemljine po Unified Soil Classification System (USCS).

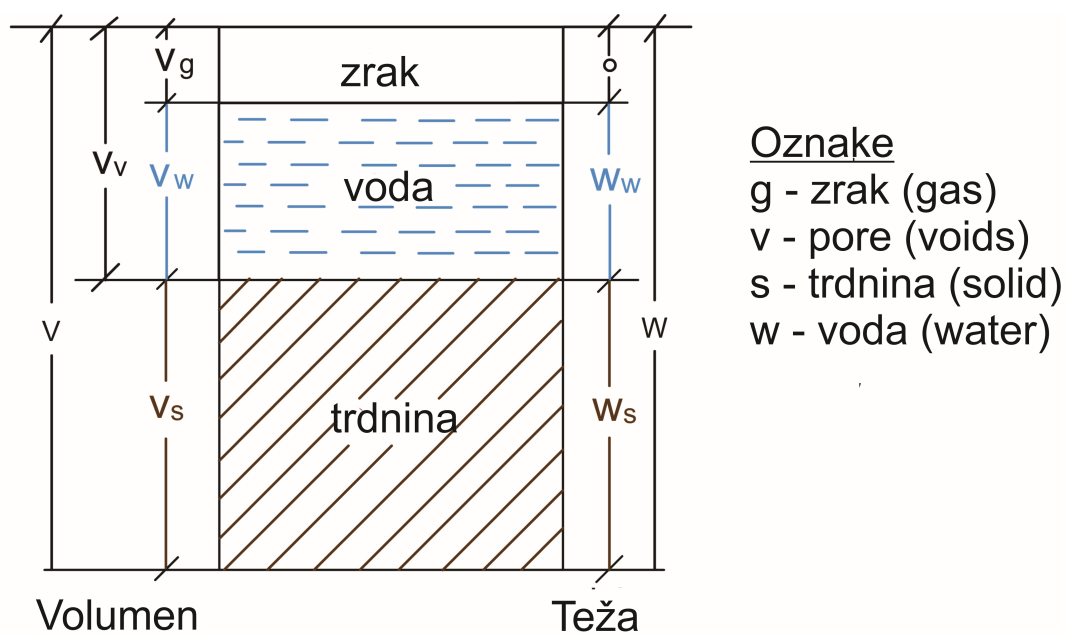
Prva oznaka		Druga oznaka	
G	prod	W	dobro granuliran
S	pesek	P	slabo granuliran
M	melj	M	meljast
C	glina	C	glinen
O	organska zemljina	L	nizka plastičnost
Pt	šota	H	visoka plastičnost



## 3 Trifazni sestav zemljine

### 3.1 Poroznost, količnik por in relativna gostota

Slika prikazuje trifazni sestav zemljine. Zemljina je lahko popolnoma osušena, kar pomeni, da je prisoten samo zrak v porah. Zemljina je lahko zasičena, kar pomeni, da je v porah prisotna samo voda. Zemljina je lahko delno zasičena, kar pomeni, da se v porah nahata voda in zrak.



Slika 3.1: Tri fazni sestav zemljine

Zemljina je običajno sestavljena iz trdnine, vode in zraka. Za opis zemljine se uporabljajo različni parametri porazdelitve teh treh komponent in njihov relativni prispevek h količini zemljine. Te parametre uporabljamo tudi za določitev teže zemljine. Pomemben osnovni parameter je poroznost  $n$ , ki je opredeljena kot razmerje prostornine por in celotne prostornine zemljin:

$$n = V_V/V \quad (3.1)$$

Za večino zemljin je poroznost med 0,30 in 0,45 (od 30 % do 45 %). Kadar je poroznost majhna, je zemljina zgoščena, ko je poroznost velika, pa je zemljina razrahljana.

Količino por lahko izrazimo tudi s količnikom por  $e$ , ki je opredeljen kot razmerje med volumnom por in volumnom trdne snovi:

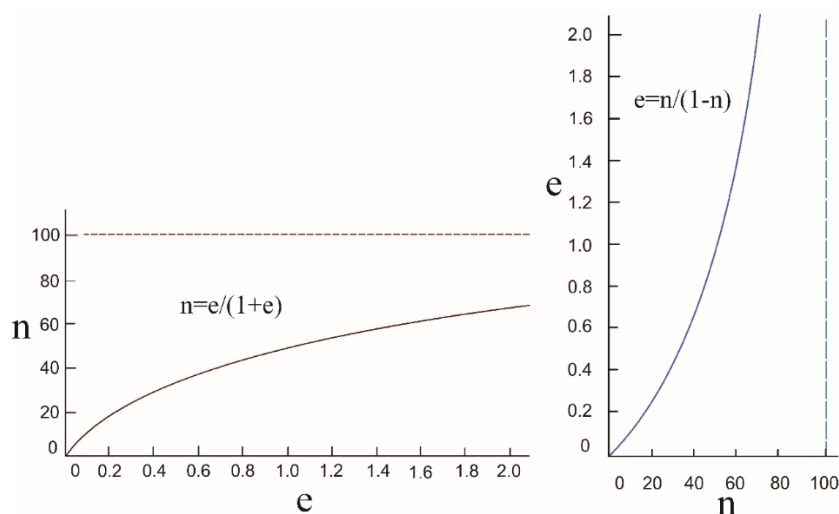
$$e = V_V/V_S \quad (3.2)$$

Količnik por pogosto uporabljamo, ker izraža volumen por glede na konstantni volumen (prostornina trdne snovi). Poroznost in količnik por lahko medsebojno povežemo z izrazom:

$$n = e/(1 + e) \quad (3.3)$$

$$e = n/(1 - n) \quad (3.4)$$

Poroznost ne sme biti manjša od 0 in ne sme biti večja od 1. Količnik por pa je lahko večji od 1.



Slika 3.2: Količnik por in poroznost.

Količnik por se uporablja tudi v kombinaciji z relativno gostoto  $D_r$ . Ta količina je opredeljena kot:

$$D_r = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min}) \quad (3.5)$$

pri čemer je  $e_{max}$  največji možni količnik por,  $e_{min}$  pa najmanjša možna vrednost. Te vrednosti se lahko določimo v laboratoriju. Najbolj zgoščeno zemljino ( $e_{min}$ ) je mogoče dobiti z močnimi vibracijami vzorca. Najbolj razrahljano zemljino ( $e_{max}$ ) pa dobimo s previdnim spuščanjem zemljine v posodo [20].

Tabela 3.1: Relativna gostota in stopnja zgoščenosti zemljine

Opis zemljine	$D_r$ (%)
zelo rahlo	0-15
rahlo	15-35
srednje gosto	35-65
gosto	65-85
zelo gosto	85-100

### 3.2 Stopnja zasičenosti

Pore v zemljini lahko vsebujejo vodo in/ali zrak. Za opis razmerja med vodo in porami uporabimo stopnjo zasičenosti  $S_r$ :

$$S_r = V_w/V_V \quad (3.6)$$

kjer je  $V_w$  volumen vode in  $V_V$  celotni volumen por. Če je vrednost  $S_r = 1$ , je zemljina popolnoma zasičena, če je  $S_r = 0$ , je zemljina popolnoma suha.

### 3.3 Gostota

Za opis gostote in prostorninske teže tal je potrebno opisati potrebne gostote različnih komponent. Gostota snovi je masa na enoto prostornine te snovi. Gostoto vode označimo z  $\rho_w$ , njena vrednost pa znaša približno  $1000 \text{ kg/m}^3$ . Majhna odstopanja od te vrednosti se lahko pojavijo zaradi temperaturnih razlik ali vsebnosti soli. Gostota trdnih delcev je odvisna od dejanske sestave trdnega materiala. V mnogih primerih, zlasti za kremenčev pesek, ima gostoto trdnine približno  $2650 \text{ kg/m}^3$ . To vrednost lahko določimo s previdnim spuščanjem določene mase delcev ( $m_s$ ) v posodo, delno napolnjeno z vodo.

Natančno prostornino delcev lahko merimo z opazovanjem dviga nivoje vode v posodi ( $V_s$ ). Gostoto trdnih delcev torej izrazimo kot:

$$\rho_s = m_s/V_s \quad (3.7)$$

Gostoto trdnine določimo skladno s Slovenskim standardom SIST EN ISO 17892-12 [21], Geotehnično preiskovanja in preskušanje – laboratorijsko preskušanje zemljin - 3. del: Ugotavljanje gostote zrn (ISO 17892-3:2015).

### 3.4 Prostorninska teža

V mehaniki tal se pogosto zahteva določitev skupne prostorninske teže zemljine [22]. To je mogoče izračunati, če so znane poroznost  $n$ , stopnja zasičenosti  $S_r$  in gostota trdnine  $\rho_s$ . Težo vode v zemljini izračunamo kot:

$$W_w = V_w \cdot \rho_w \cdot g = S_r \cdot V_v \cdot \rho_w \cdot g = S_r \cdot n \cdot V \cdot \rho_w \cdot g \quad (3.8)$$

Težo trdnine pa izračunamo z naslednjim izrazom:

$$W_s = (1 - n) \cdot \rho_s \cdot g \cdot V \quad (3.9)$$

Torej prostorninsko težo zemljine lahko izračunamo kot:

$$\gamma = (W_w + W_s)/V = S_r \cdot n \cdot \rho_w \cdot g + (1 - n) \cdot \rho_s \cdot g \quad (3.10)$$

Zgornji izraz opisuje, da je prostorninska teža določena z velikim številom parametrov zemljine: stopnje zasičenosti, poroznosti, gostote vode in gostote trdnine zemljine ter gravitacijske konstante. Če je zemljina popolnoma suha, lahko suho prostorninsko težo izračunamo kot:

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \rho_s \cdot g \quad (3.11)$$

Na podlagi suhe prostorninske teže lahko izračunamo poroznost zemljine pod pogojem, da je znana gostota trdnine. To je običajni postopek za določitev poroznosti zemljine v laboratoriju.

### 3.5 Vlažnost

Vlažnost zemljine je še en uporaben parameter, zlasti za glino. Uporabljen je bil v prejšnjem poglavju. Vlažnost  $w$  je po definiciji razmerje med maso (težo) vode in maso (težo) trdnih delcev:

$$w = W_w/W_s = (S_r \cdot n \cdot \rho_w \cdot g \cdot V) / [(1 - n) \cdot \rho_s \cdot g \cdot V] = S_r \cdot \frac{n}{1-n} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s} = S_r \cdot e \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s} \quad (3.12)$$

V Sloveniji za ugotavljanje vlažnosti uporabljamo standard SIST EN ISO 17892-1:2015 Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 1. del: Ugotavljanje vlažnosti [23].

### 3.6 Specifična gravitacija trdnine

Specifično gravitacija trdnine ( $G_s$ ) izrazimo kot razmerje med prostorninsko težo trdnine in prostorninsko težo vode:

$$G_s = \gamma_s/\gamma_w = \rho_s/\rho_w \quad (3.13)$$

### 3.7 Potopljena prostorninska teža

Potopljeno prostorninsko težo ( $\gamma'$ ) izrazimo kot rezultanto teže zemljine in vzgona zaradi volumna izpodrinjene tekočine:

$$\gamma' \cdot V = \gamma_{sat} \cdot V - \gamma_w \cdot V \quad (3.14)$$

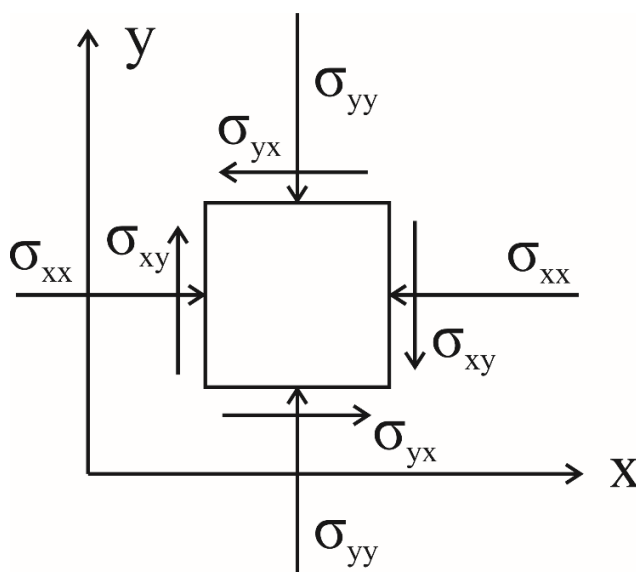
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.15)$$



## 4 Napetosti v zemljini

### 4.1 Napetosti

Tako kot v drugih materialih lahko tudi v zemljini nastanejo napetosti zaradi zunanje obremenitve in zaradi lastne teže zemljine. Zemljina pa imajo številne lastnosti, po katerih se razlikuje od drugih materialov. Prva lastnost je, da zemljina lahko prenašajo samo tlačne normalne napetosti in ne nateznih napetosti. Druga lastnost je ta, da zemljina strižne napetosti prevzame delno neodvisno od napetosti (kohezija) in delno odvisno od napetosti (strižni kot), (glej poglavje 13). Poleg tega je za zemljino značilno tudi, da del napetosti prenaša voda v porah na trdne delce. Napetosti v zemljini so prikazane na spodnji sliki.



Slika 4.1: Napetosti.

## 4.2 Tlaki v porah

Zemljina je porozen material, kjer trdni delci sestavljajo skelet zemljine. V porah je lahko prisotna tekočina (voda). Struktura por običajne zemljine je taka, da so pore medsebojno povezane. Voda zapolnjuje prostor v obliki enega neprekinjenega telesa. V tem vodnem telesu se lahko prenaša tlak, voda pa lahko teče tudi skozi pore. Tlak v porah pogosto poimenujemo tudi porni tlak.

Voda v mirovanju ne more prevzeti strižne napetosti. To pomeni, da je tlak v vseh smereh enak. Če je voda v mirovanju (ni pretoka vode), se tlak v vodi določi glede na globino točke ( $d$ ), ki se upošteva glede na vodno površino. Tlak v vodi izračunamo kot:

$$u = \gamma_w \cdot d \quad (4.1)$$

pri čemer je  $\gamma_w$  prostorninska teža vode in  $d$  globina pod vodno površino.

## 4.3 Efektivna napetost

Na zemljino delujejo normalne in strižne napetosti. V notranjosti zemljine se napetost prenaša s pornim tlakom v vodi  $u$  in napetostmi med trdnimi delci. Napetosti med delci nastajajo deloma s koncentriranimi silami, ki delujejo v stičnih točkah med delci, deloma pa s tlakom vode, ki delce skoraj popolnoma obdaja. Pričakovati je mogoče, da so deformacije skeleta zemljine skoraj v celoti odvisne od koncentriranih sil v kontaktnih točkah, ker se lahko skelet deformira le z zdrsi in premiki v teh kontaktnih točkah. Tlak v vodi je enak tlaku, ki ga povzroča na zrna. Iz tega sledi, da če od skupne napetosti odštejmo porni tlak vode  $u$ , dobimo kontaktne sile. Trdimo lahko tudi, da kadar med delci ni kontaktnih sil in v porah deluje vodni tlak  $u$ , bo ta isti tlak  $u$  deloval tudi na vse delce, ker so popolnoma obdani s tekočino. Deformacija v tem primeru je posledica deformacije trdnih delcev. Kremen in voda sta zelo toga materiala, ki imata elastični modul približno 1/10 modula elastičnosti jekla, tako da so v tem primeru deformacije zelo majhne (recimo  $10^{-6}$ ) in jih ni mogoče upoštevati pri velikih deformacijah, ki jih običajno opazimo v zemljini ( $10^{-3}$  do  $10^{-2}$ ). Iz zgornjih ugotovitev lahko uporabimo naslednji izraz:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.2)$$



kjer je  $\sigma'$  efektivna napetost. Efektivna napetost je merilo koncentriranih sil, ki delujejo v stičnih točkah zrnatega materiala. Če  $u = \sigma$ , potem sledi, da je  $\sigma' = 0$ , kar pomeni, da v kontaktnih točkah ni koncentriranih sil. To ne pomeni, da so napetosti v trdnih delcih v tem primeru enake nič, saj bo na delce še vedno deloval tlak, ki je enak tlaku v vodi. Osnovna ideja je, da se deformacije zrnatega materiala skoraj v celoti določijo s spremembami koncentriranih sil v kontaktnih točkah zrn.

Terzagijeva teorija efektivnih napetosti se pogosto opiše kot "*skupna napetost je enaka efektivni napetosti in tlaku por*", vendar je treba opozoriti, da to velja samo za normalne napetosti. Strižne napetosti lahko prenaša samo skelet iz trdnih delcev.

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + u; \sigma_{yz} = \sigma'_{yz} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + u; \sigma_{zx} = \sigma'_{zx} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + u; \sigma_{xy} = \sigma'_{xy} \quad (4.5)$$

Opazimo lahko, da koncept temelji na predpostavki, da so delci v primerjavi s celotno zemljino zelo togi, in tudi na predpostavki, da so stična območja delcev zelo majhna. To so razumne predpostavke za običajne zemljine.

Izračun efektivnih napetosti v tleh je eden glavnih problemov mehanike tal. Efektivne napetosti so pomembne, saj na podlagi njihovih sprememb določamo deformacije zemljine.

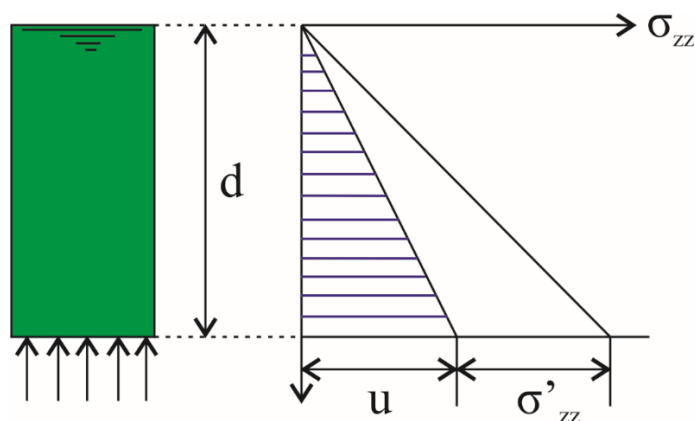


## 5 Napetosti v sloju tal

### 5.1 Vertikalne napetosti

Tla so v mnogih območjih sestavljena iz praktično vodoravnih plasti. Če takšna tla niso obremenjena z lokalnimi površinskimi obtežbami in če je podzemna voda v mirovanju, se lahko navpične napetosti določijo neposredno iz upoštevanja vertikalnega ravnovesja. Postopek je prikazan v tem poglavju. Homogen sloj, popolnoma zasičen z vodo, je prikazan na sliki 5.1. Porni tlak vode je določen z nivojem površine vode. V primeru je predpostavljeno, da nivo vode sovпада s površino tal, (slika 5.1). Predpostavimo, da je prostorninska teža zasičenih tal  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . Vertikalna skupna napetost v tleh se linearno povečuje z globino:

$$\sigma_{zz} = \gamma \cdot d \quad (5.1)$$



Slika 5.1: Vertikalne napetosti.

To je posledica vertikalnega ravnovesja stolpca globine tal  $d$ . Predpostavili smo, da na navpičnih ravninah, ki mejijo na steber zemljine v vodoravni smeri, ni strižnih napetosti. To predpostavka je ustrezna, če je teren homogen, zelo velikih dimenzij in z eno samo geološko zgodovino. To predpostavko pogosto uporabimo, kadar nimamo drugih podatkov.

Na globini 5 m navpična skupna napetost znaša  $100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa}$ . Ker je podzemna voda v mirovanju, bodo tlaki v vodi hidrostatični. Porni tlak vode na globini  $d$  bo enak teži vodnega stolpca:

$$u = \gamma_w \cdot d \quad (5.2)$$

Torej bo porni tlak na globini 5 m enak  $50 \text{ kN/m}^2 = 50 \text{ kPa}$ , kar pomeni da efektivna napetost znaša  $100 \text{ kPa} - 50 \text{ kPa} = 50 \text{ kPa}$ . Za izračun smo uporabili smo spodnji izraz:

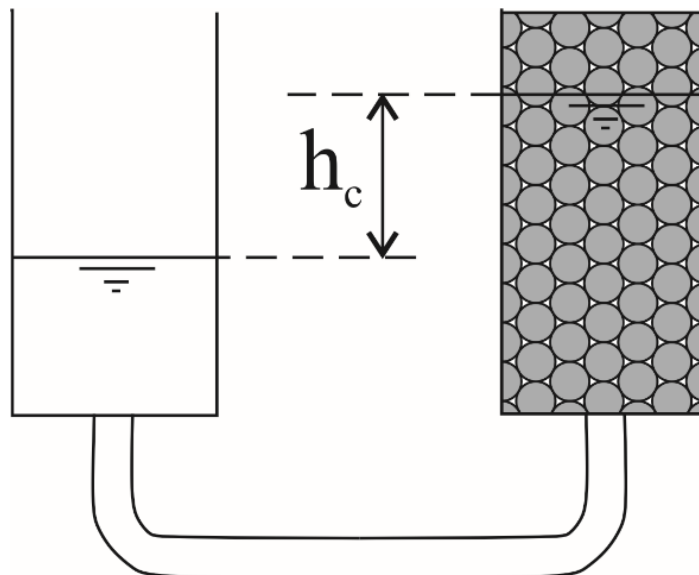
$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - u = (\gamma - \gamma_w) \cdot d \quad (5.3)$$

Vertikalna efektivna napetost narašča linearno z globino. To je posledica linearne porazdelitve skupnih napetosti in pornih tlakov, pri čemer sta obe napetosti enaki nič na površini tal. Poudariti je potrebno, da je mogoče vertikalne skupne in efektivne napetosti določiti le s pogojem vertikalnega ravnovesja, skupaj s predpostavko, da so strižne napetosti na vertikalnih ravninah enake nič. Ob upoštevanju horizontalnega ravnotežja, horizontalnih napetosti ni mogoče določiti. Upoštevanje horizontalnega ravnovesja daje le pogoj, da morata biti horizontalni napetosti na obeh vertikalnih ravninah na levi in desni enaki, njuna velikost pa ostaja neznana.

Določitev horizontalnih (ali bočnih) napetosti je ena od bistvenih težav mehanike tal. Ker horizontalnih napetosti ni mogoče določiti iz ravnotežnih pogojev, pogosto ostanejo neznane. Določitev horizontalnih napetosti je zelo težavno, saj je za to potrebno podrobno poznavanje geološke zgodovine. Morda je najboljši način za določitev horizontalnih napetosti neposredna ali posredna meritev na terenu.

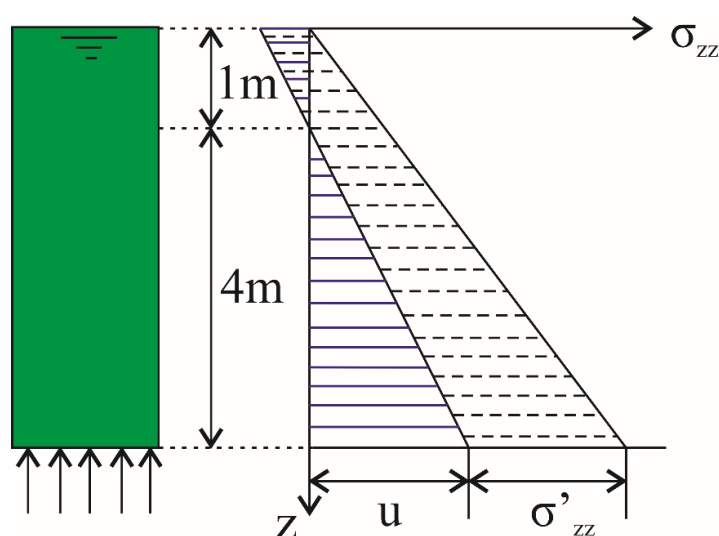
Primer na sliki 5.2 prikazuje znižanje nivoja podtalnice (npr. za 1 m) zaradi črpanja vode. V tem primeru obstajata dve možnosti, ki sta odvisni od velikosti zrn v tleh. Če so tla sestavljena iz zelo grobozrnatega materiala, se bo voda pojavila na nivoju podtalnice (nivo, kjer je  $u = 0$ ). Če pa so tla zelo drobozrnata (kot na primer glina), je možno, da bo nivo vode višje od znižane podtalnice. To se zgodi zaradi kapilarnega učinka.

V drobnih porah v zemljini se lahko voda dvigne nad nivo podtalnice zaradi sukcije, ki ga povzroči površinska napetost na stičišču delcev, vode in zraka. Ta površinska napetost lahko privede do negativnih pritiskov vode. Območje nad nivojem podtalnice označujemo kot kapilarno območje. Najvišja višina vode nad nivojem podtalnice je označena kot  $h_c$ , kar pomeni višina kapilarnega dviga.



Slika 5.2: Kapilarni dvig.

V primeru, da je kapilarni dvig  $h_c$  večji od 1 metra, bodo tla ostala zasičena, ko se bo nivo podtalnice znižal za 1 meter. Skupne napetosti se ne bodo spremenile, ker prostorninska teža zemlje ostaja enaka, toda porni tlaki se bodo zmanjšali za  $\gamma_w \cdot 1 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$ . To pomeni, da se efektivne napetosti povečajo po celotni globini za vrednost  $10 \text{ kN/m}^2$ .

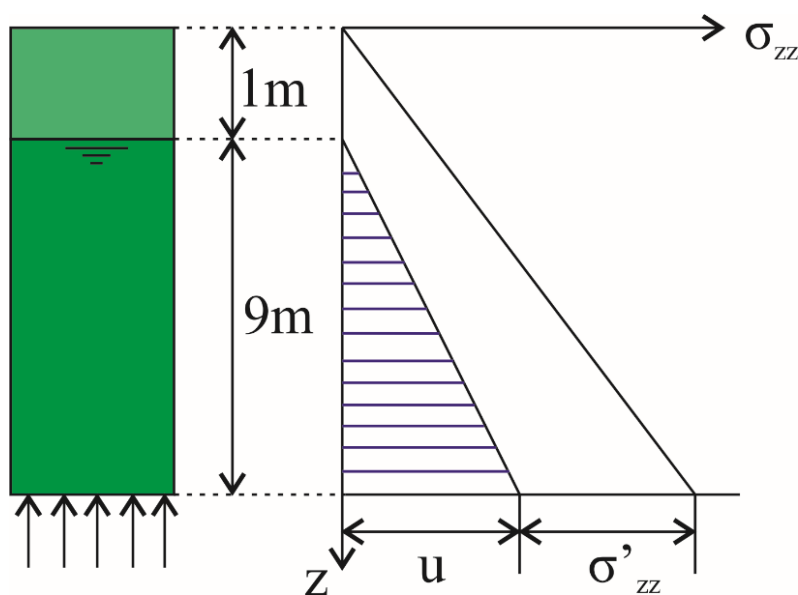


Slika 5.3: Znižanje podtalnice s kapilarnim dvigom.

Znižanje nivoja podtalnice torej povzroči povečanje efektivnih napetosti. To pomeni, da nastanejo deformacije in posedek tal. To se dejansko zgodi zelo pogosto, kjerkoli se nivo podtalnice znižuje. Neenakomerno posedanje tal lahko vodi do poškodb bližnjih objektov. Znižanje nivoja podtalnice ima lahko tudi nekaj pozitivnih posledic. Na primer, povečanje efektivnih napetosti naredi tla veliko bolj trdna in toga, zato so tla sposobna prevzeti večje obremenitve.

V primeru zelo visokega nivoja podtalnice (slika 5.1), ki sovpada s površino tal, so efektivne napetosti na površini enake nič, kar pomeni, da med zrni zemljine ni kontaktnih sil. Tla (tj. močvirnata tla) ne nudijo nobenega upora, zato se lahko zaradi kakršnekoli obremenitve ugreznejo. Zdi se logično, da bodo v takih primerih ljudje motivirani, da znižajo nivo podtalnice. Posedanje Benetk je posledica črpanja velike količine pitne vode iz zemlje v neposredni bližini mesta. Nadaljnje posedanje je bilo zmanjšano z iskanjem črpalnih vrtin, ki so oddaljene od mesta.

Kadar so tla sestavljena iz zelo grobozrnate zemljine, ni kapilarnih sil. V tem primeru bo znižanje podtalnice za en meter povzročilo, da se zgornji 1 meter zemljine osuši (slika 5.4). Zgornji 1 meter zemljine bo imel manjšo prostorninsko težo (cca.  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ). Na globini 1 metra vertikalna efektivna napetost znaša  $\sigma_{zz} = 16 \text{ kPa}$ , na globini 10 m pa je efektivna napetost enaka  $\sigma_{zz} = 106 \text{ kPa}$ , če predpostavimo  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ . Ugotovimo lahko, da se v tem primeru efektivne napetosti povečajo za 6 kPa v primerjavi s primerom, da nivo podtalnice sovpada s površino tal. Porazdelitev skupnih napetosti, efektivnih napetosti in pornih tlakov je prikazana na sliki 5.4.

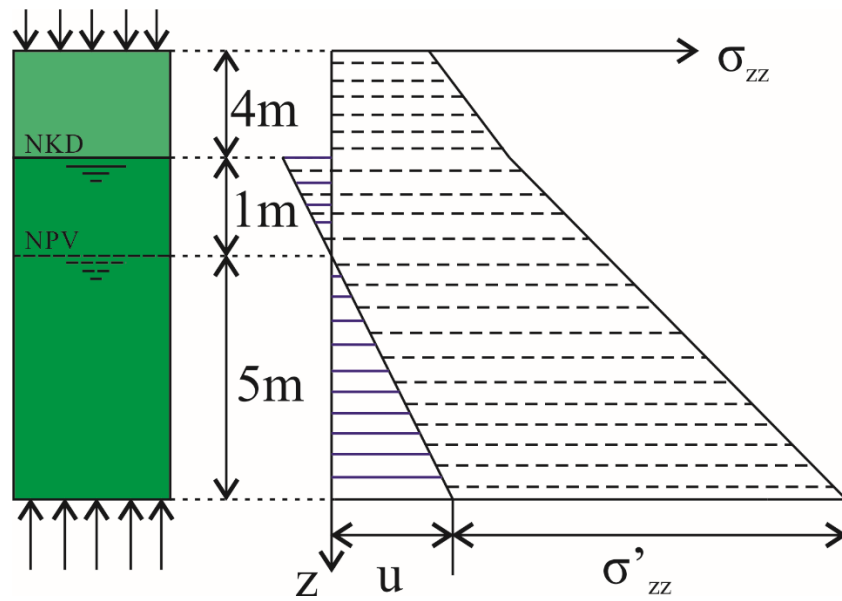


Slika 5.4: Znižanje podtalnice brez kapilarnega dviga.

## 5.2 Postopek izračuna napetosti

V zgornjih primerih je navedeno, kako je mogoče določiti skupne napetosti, efektivne napetosti in porne tlake na vodoravni ravnini v tleh, ki so sestavljena iz vodoravnih slojev. V večini primerov je najboljši postopek ta, da se najprej določijo skupne napetosti. Celotna napetost se izračuna s skupno prostorninsko težo zemeljskega stolpca (zrna in voda) in morebitno obtežbo, ki ga povzroči objekt. V naslednjem koraku se porni tlaki določijo iz hidravličnih razmer v tleh. Če je podzemna voda v mirovanju, zadostuje določitev nivoja podtalnice. Hidrostatični porni tlaki imajo vrednost nič na nivoju podtalnice, nato se linearno povečujejo z globino. Kadar so tla zelo drobnozrnata, je lahko nad površino podtalnice kapilarno območje, v katerem so porni tlaki negativni. Najvišji negativni porni tlak je odvisen od velikosti por in ga je mogoče izmeriti v laboratoriju. Ob predpostavki, da je na voljo dovolj podatkov za določanje pornih tlakov, je mogoče efektivne napetosti določiti kot razliko med skupnimi napetostmi in pornimi tlaki.

Primer na sliki 5.5 prikazuje sloj zemljine debeline 10 m, ki je na površini obremenjen z obtežbo 20 kPa. Podtalnica se nahaja na globini 5 m. Izmerili smo, da višina kapilarnega dviga znaša 1 m. Suha prostorninska teža zemljine znaša  $16 \text{ kN/m}^3$ , zasičena prostorninska teža zemljine pa  $20 \text{ kN/m}^3$ . S pomočjo teh podatkov je mogoče sklepati, da bodo tla do globine 4 m suha, spodnjih 6 m pa nasičena z vodo. Celotna napetost na globini 10 m znaša  $20 \text{ kPa} + 4 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 + 6 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 204 \text{ kPa}$ . Na tej globini je porni tlak  $5 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 50 \text{ kPa}$ . Iz tega sledi, da efektivna napetosti na globini 10 m znaša 154 kPa. Razdelitev skupnih napetosti, efektivnih napetosti in pornih tlakov je prikazana na sliki 5.5. Poudariti je potrebno, da je v tem primeru podzemna voda v mirovanju, tako da je porni tlak hidrostatičen. Ko podzemna voda teče, porni tlak ni hidrostatičen, zato je za določitev pornih tlakov potrebnih več podatkov.



Slika 5.5: Primer – razporeditev napetosti.



## 6 Darcy-jev zakon

### 6.1 Hidrostatika

Porazdelitev napetosti v podzemni vodi v mirovanju opišemo s pravili hidrostatike. Ker ni pretoka, morajo biti izpolnjene naslednje enačbe ravnotežja:

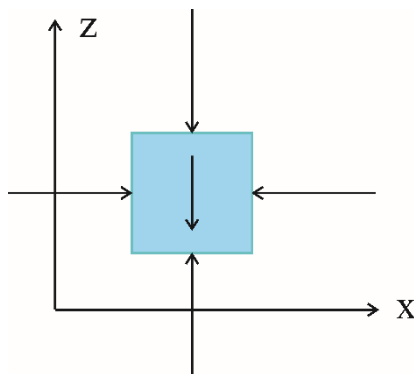
$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (6.1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w = 0 \quad (6.3)$$

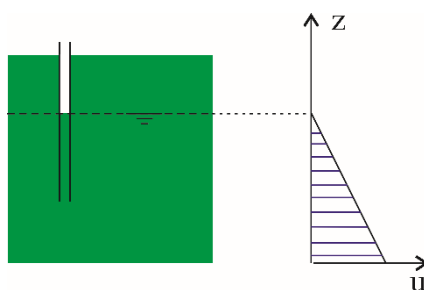
V zgornjem zapisu je predpostavljeno, da je os  $z$  usmerjena navpično navzgor in da v vodi ni strižnih napetosti. Voda je viskozna tekočina in v njej se lahko pojavijo strižne napetosti, vendar le takrat, ko se tekočina premika. Poleg tega so tudi strižne napetosti, ko se tekočina premika, zelo majhne v primerjavi z normalnim tlakom tekočine. Prvi dve enačbi (6.1 in 6.2) pomenita, da se tlak v tekočini ne more spreminjati v horizontalni smeri. Z integracijo enačbe 6.3 dobimo:

$$u = - \int \gamma_w dz = -\gamma_w \cdot z + C \quad (6.4)$$



Slika 6.1: Ravnotežje v vodi.

Enačba 6.4 pomeni, da je porni tlak popolnoma znan, če je mogoče najti integracijsko konstanto  $C$ . Za to je potrebno poznati porni tlak v eni sami točki. Če smo na nekem mestu opazili nivo podtalnice, potem je v tej točki porni tlak  $u = 0$  za dano vrednost  $z$ .



Slika 6.2: Tlak vode.

## 6.2 Pretok podzemne vode

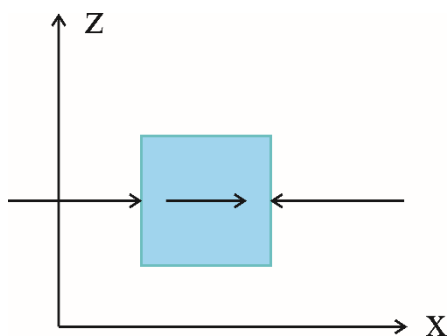
Hidrostaticno porazdelitev pornih tlakov lahko uporabimo le, ko je podzemna voda v mirovanju. Ko podzemna voda teče skozi tla, porazdelitev pornih tlakov ne bo hidrostaticna, ker takrat enačbe ravnotežja (6.1 – 6.3) niso več zadostne. Pri pretoku podzemne vode skozi pore v zemljini je prisotna tudi sila trenja med tekočino in skeletom zemljine. To silo trenja označujemo s črko  $f$ . Enačbe ravnotežja so sledeče:

$$\frac{\partial u}{\partial x} - f_x = 0 \quad (6.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} - f_y = 0 \quad (6.6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w - f_z = 0 \quad (6.7)$$

Komponente  $f_x$ ,  $f_y$  in  $f_z$  so sestavni deli sile na enoto prostornine, ki jo na skelet zemljine aplicira tekoča podzemna voda. Predznak teh izrazov je mogoče preveriti z upoštevanjem ravnotežja v eni od smeri, recimo v smeri  $x$  (slika 6.3). Če se tlak poveča v smeri  $x$ , mora biti na vodo v sili pozitivna  $x$  smer, da se zagotovi ravnotežje. Oba izraza v enačbi ravnotežja sta torej pozitivna, tako da se medsebojno odštejeta.



Slika 6.3: Sile.

Sila trenja med zrnji zemljine in vodo je odvisna od hitrosti vode. Pričakujemo lahko, da bo sila trenja večja, pri enaki hitrosti, če je viskoznost tekočine večja (tekočina je potem bolj lepljiva). Iz natančnih meritev je bilo ugotovljeno, da je razmerje med hitrostjo in silo trenja linearno. Če imajo tla enake lastnosti v vseh smereh (to je izotropno), so podana naslednja razmerja:

$$f_x = -\frac{\mu}{\kappa} \cdot q_x \quad (6.8)$$

$$f_y = -\frac{\mu}{\kappa} \cdot q_y \quad (6.9)$$

$$f_z = -\frac{\mu}{\kappa} \cdot q_z \quad (6.10)$$

pri čemer so  $q_x$ ,  $q_y$  in  $q_z$  komponente specifičnega pretoka,  $\mu$  je dinamična viskoznost tekočine in  $\kappa$  je prepustnost poroznega medija (lastna prepustnost). Natančna definicija  $q_x$  je pretok (prostornina na enoto časa) skozi površino pravokotno na smer  $x$ ,  $q_x = Q/A$  ( $(\text{m}^3/\text{s})/\text{m}^2 = \text{m}/\text{s}$ ). Potrebno je opozoriti, da to ni povprečna hitrost podzemne vode, ker je to količino pretoka ( $q_x$ ) potrebno deliti samo s površino por, ki je faktor  $n$  manjša od celotne površine. Specifični pretok je sorazmeren povprečni hitrosti, torej:

$$\mathbf{v} = \mathbf{q}/n \quad (6.11)$$

Enačbe 6.8 – 6.10 izražajo, da obstaja dodatna sila v enačbah ravnovesja, sorazmerna s specifičnim pretokom (in s tem sorazmerna s hitrostjo vode glede na zrna). Takrat, ko so pore zelo ozke, bo sila trenja zelo velika in vrednost  $\kappa$  zelo majhna. Torej dobimo:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\mu}{\kappa} \cdot q_x = 0 \quad (6.12)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\mu}{\kappa} \cdot q_y = 0 \quad (6.13)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w + \frac{\mu}{\kappa} \cdot q_z = 0 \quad (6.14)$$

Zgornje enačbe lahko tudi zapišemo kot:

$$q_x = -\frac{\kappa}{\mu} \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (6.15)$$

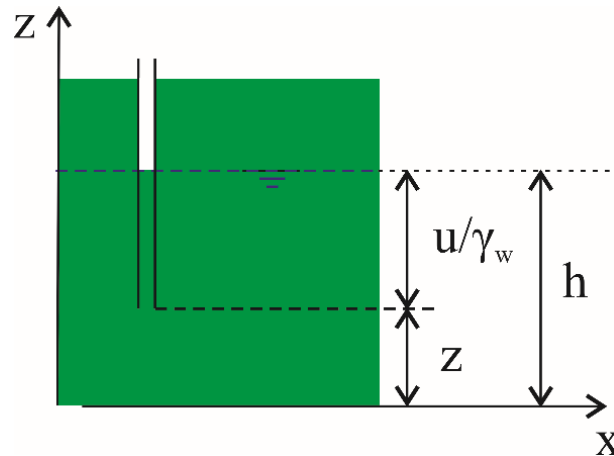
$$q_y = -\frac{\kappa}{\mu} \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (6.16)$$

$$q_z = -\frac{\kappa}{\mu} \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w \right) \quad (6.17)$$

Te enačbe omogočajo določitev komponent specifičnega pretoka, če je poznana porazdelitev tlaka. Enačbe 6.15 – 6.17 predstavljajo osnovno oblika Darcyjevega zakona [6]. Koefficient prepustnosti  $k$  definiramo kot:

$$k = \frac{\kappa}{\mu} \cdot \gamma_w \quad (6.18)$$

Koncept vodnega stolpca je mogoče ponazoriti s cevjo v tleh (slika 6.4). Višino nivoja vode v cevi, izmerjeno glede na določeno horizontalno ravnino (kjer je  $z=0$ ) in do odprtega konca cevi označimo s  $h$ . Kadar je voda v mirovanju, znaša tlak na spodnjem koncu cevi  $u = (h-z) \cdot \gamma_w$ , tako da je  $h = z + u/\gamma_w$ . Če je višina vodnega stolpca v tleh povsod enaka, bo podzemna voda v mirovanju. V primeru, da je višina vodnega stolpca ni povsod enaka, potem se bo podzemna voda v skladu z Darcyjevem zakonom pomikala z mesta z višjim nivojem vodnega stolpca na mesto z nižjim nivojem vodnega stolpca. Če podzemne vode ne vzdržujemo z nekim zunanjim dotokom (padavine), se bo voda nagibala v stanje mirovanja.



Slika 6.4: Nivo podtalnice.

Darcyjev zakon je mogoče zapisati v še enostavnejši obliki, če je znana smer toka, na primer, če voda teče skozi ozko cev, ki napolnjena z zemljino. Voda je nato prisiljena, da teče v smeri cevi. Če obstaja specifični pretok v tej smeri  $s$ , potem velja enačba 6.19:

$$q = -k \cdot \frac{dh}{ds} \quad (6.19)$$

Količina  $dh/ds$  opisuje povečanje vodnega stolpca na enoto dolžine v smeri toka. Znak minus izraža, da voda teče v smeri nižjega vodnega stolpca. Količina  $dh/ds$  se imenuje hidravlični gradient  $i$ :

$$i = \frac{dh}{ds} \quad (6.20)$$

### 6.3 Sila strujanja

Tok podzemne vode ustvarja torej trenje med vodo in zrnji zemljine. V skladu s z enačbami (6.8 – 6.10) je sila trenja (na enoto prostornine):

$$f_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (6.21)$$

$$f_y = \frac{\partial u}{\partial y} \quad (6.22)$$

$$f_z = \frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w \quad (6.23)$$

Z upoštevanjem višine vodnega stolpca  $h = \zeta + u/\gamma_w$  lahko izrazimo:

$$f_x = \gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (6.24)$$

$$f_y = \gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \quad (6.25)$$

$$f_z = \gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (6.26)$$

Sila, ki jo ustvari voda na skelet zemljine, je označena z vektorjem  $\mathbf{j}$ . Zaradi tretjega Newtonovega zakona (načelo enakosti delovanja in reakcije) je to ravno nasprotno od vektorja  $\mathbf{f}$ . Vektor  $\mathbf{j}$  označimo kot silo strujanja, čeprav dejansko to ni sila, ampak sila na enoto prostornine. Torej dobimo:

$$j_x = -\gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (6.27)$$

$$j_y = -\gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \quad (6.28)$$

$$j_z = -\gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (6.29)$$

Sila strujanja je še posebej pomembna takrat, ko določamo lokalno stabilnost v tleh. Nekatera zrna lahko postanejo lokalno nestabilna zaradi velikega pretoka.

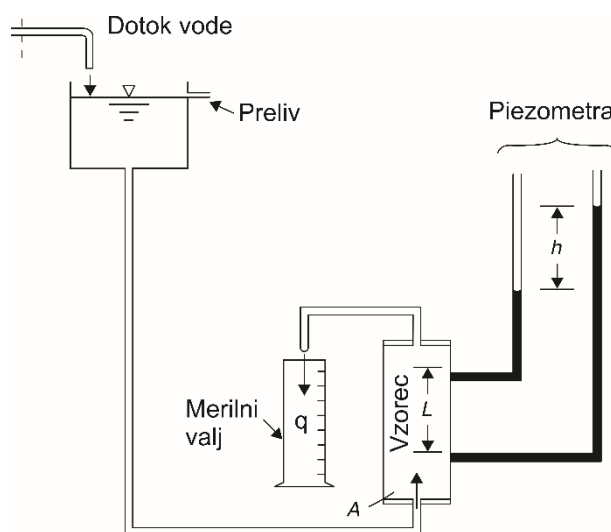
## 7 Prepustnost zemljin

### 7.1 Metoda s konstantnim hidravličnim padcem

Darcyjev zakon o pretoku tekočine skozi porozen medij zapišemo v osnovni obliki kot:

$$q = k \cdot \frac{dh}{ds} = k \cdot i \quad (7.1)$$

To pomeni, da je mogoče koeficient prepustnosti  $k$  določiti, če je mogoče izmeriti specifični pretok  $q$  pri vnaprej določenem gradientu  $dh/ds$ . Preiskava prepustnosti po metodi s konstantnim hidravličnim padcem je prikazana na sliki 7.1.



Slika 7.1: Test prepustnosti zemljine s konstantnim pretokom vode.

Med meritvijo je potrebno zagotoviti stalen vodostaj, kar dosežemo z dotokom vode in prelivanjem odvečne vode preko posode. V teh rezervoarjih se lahko vzdržuje stalen vodostaj. Zaradi razlike v nivoju vode  $h$  voda teče skozi vzorec zemljine. Potrebno je meriti čas ( $t$ ) in količino zbrane vode ( $V$ ).

$$q = k \cdot i = k \cdot \frac{h}{L} \quad (7.2)$$

$$q = \frac{V}{t \cdot A} \quad (7.3)$$

$$k = \frac{V \cdot L}{t \cdot A \cdot h} \quad (7.4)$$

Tipične vrednosti koeficienta prepustnosti  $k$  se gibljejo med  $10^{-6}$  m/s do  $10^{-3}$  m/s. Koeficient prepustnosti za glino je manjši, na primer  $k = 10^{-9}$  m/s ali celo manjši. To je zato, ker je prepustnost približno sorazmerna s kvadratom velikosti zrn zemljine, zrna glinice pa so približno 100 ali 1000 krat manjša od peska. Tipične vrednosti koeficienta prepustnosti so podane v tabeli 7.1.

Hitrost strujanja vode  $v_s$  izračunamo kot:

$$v_s = \frac{q}{n} = \left( \frac{1+e}{e} \right) \cdot q \quad (7.5)$$

Tabela 7.1. Koeficient prepustnosti za različne zemljine.

Tip zemljine	$k$ (m/s)
prod	$10^{-3}$ do $10^{-1}$
pesek	$10^{-6}$ do $10^{-3}$
melj	$10^{-8}$ do $10^{-6}$
glina	$10^{-10}$ do $10^{-8}$

## 7.2 Metoda s spremenljivim hidravličnim padcem

Slika 7.2 prikazuje določitev koeficienta prepustnosti s spremenljivim nivojem vode. Nivo gladine vode se spreminja s časom, kar pomeni, da pretok ni konstanten, zato ga med preiskavo tudi ne merimo. Pri tej preiskavi imamo posodo z vzorcem zemljine, skozi katero nalijemo vodo. Na merilu izmerimo spremembo višine nivoja vode in prav tako izmerimo čas, ki je potreben za spremembo nivoja vode. Koeficient prepustnosti izračunamo s pomočjo enačbe:

$$k = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln \left( \frac{h_0}{h_1} \right) \quad (7.6)$$



kjer je:

$a$  – prečni prerez zgornje cevi,

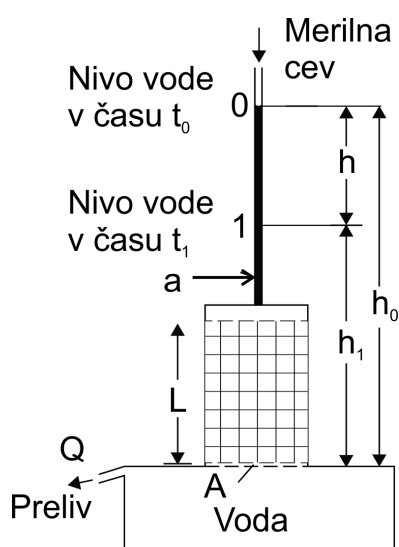
$A$  – prečni prerez vzorca zemljine,

$L$  – višina vzorca,

$t$  – čas,

$h_0$  – nivo vode na začetku,

$h_1$  – nivo vode po času  $t$ .



Slika 7.2: Test prepustnosti zemljine s spremenljivim nivojem vode.

Če se izvede preizkus s spremenljivim nivojem vode na grobo zrnatih tleh, bo časovni interval  $t$  zelo majhen, in ga težko izmerimo. Po drugi strani pa, če izvedemo preskus s konstantnim nivojem vode na drobnozrnati zemljini, bomo porabili precej časa. Izpeljava enačbe za koeficient prepustnosti določen na podlagi testa s spremenljivim nivojem vode je prikazana v nadaljevanju:

$$dV = a \cdot dh \quad (7.7)$$

$$dQ = dV/dt \quad (7.8)$$

$$q = v = dQ/A \quad (7.9)$$

$$v = k \cdot i = k \cdot \frac{h}{L} \quad (7.10)$$

$$\frac{a \cdot dh}{dt \cdot A} = k \cdot \frac{h}{L} \quad (7.11)$$

$$\frac{a \cdot L}{A \cdot k} \int_{h_1}^{h_0} \frac{dh}{h} = \int_{t_0}^{t_1} dt \quad (7.12)$$

$$k = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{(t_1 - t_0)} \cdot \ln \left( \frac{h_0}{h_1} \right) \quad (7.13)$$

### 7.3 Parametri, ki vplivajo na koeficient prepustnosti

Parametri, ki vplivajo na koeficient prepustnosti, so:

- 1) količnik por  $e$  (večji kot je  $e$  večji bo  $k$ );
- 2) granulacija zemljine ( $k$  je pogosto večji v horizontalni smeri kot v vertikalni smeri  $k_h > k_v$ );
- 3) količina ujetega zraka v zemljini (pri določevanju  $k$  v laboratoriju nimamo ujetega zraka v vzorcu, zato so lahko rezultati pridobljeni v laboratoriju drugačni od dejanskih);

V drobnozrnatih nekoherentnih tleh (drobni pesek in mulj) lahko voda povzroči, da se delci med seboj ločijo in se premikajo v smeri toka, kar povzroči nestabilnost zemeljskih struktur. Geotehnični filter "filtrira" vodo, ko se premika skozi tla, ne da bi nastala segregacija zrn.

## 8 Precejanje podzemne vode

### 8.1 Nivojnice in strujnice

Dvodimenzionalni tok podzemne vode skozi homogeno zemljino lahko pogosto na razmeroma preprost način opišemo z mrežo nivojnic in strujnic. Potencial podzemne vode je opredeljen kot:

$$\Phi = k \cdot h \quad (8.1)$$

kjer je  $k$  koeficient prepustnosti in  $h$  višina vodnega stolpca. Predpostavimo, da je koeficient prepustnosti  $k$  konstanten v celotnem polju. Darcyjev zakon zapišemo kot:

$$q_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (8.2)$$

$$q_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (8.3)$$

Darcyjev zakon lahko zapišemo v tudi obliki vektorja  $\mathbf{q}$ :

$$\mathbf{q} = -\nabla \Phi \quad (8.4)$$

V matematični fiziki je vsaka količina, katere gradient je vektorsko polje (na primer sile ali hitrosti), pogosto označena kot potencial. Zaradi tega se v teoriji precejanja podzemne vode  $\Phi$  imenujejo tudi potencial. V nekaterih literaturah se višina vodnega stolpca imenuje potencial ( $\Phi \neq h$ ), čeprav to ni pravilno, ker ni upoštevan koeficient prepustnosti  $k$ .

Enačbi 8.2 in 8.3 opisujeta, da ne bo pretoka podzemne vode v katerikoli smeri, če se potencial ne spreminja. To pomeni, da bodo strujnice (te so označene kot potencialne črte) povsod pravokotne na nivojnice, (slika 8.1). Torej velja:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (8.5)$$

Iz tega sledi, da mora obstajati funkcija  $\psi$  tako, da velja:

$$q_x = -\frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (8.6)$$

$$q_z = +\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (8.7)$$

S tako opredeljenimi komponentami pretoka je izpolnjen pogoj zapisan v enačbi 8.5, kar lahko preverimo tako, da vstavimo enačbi 8.6 in 8.7 v enačbo 8.5.

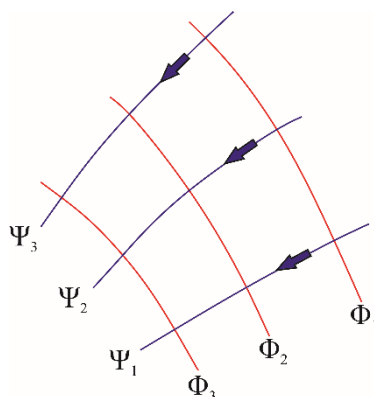
Iz enačb 8.6 in 8.7 sledi, da je pretok samo v smeri  $x$ , če je vrednost  $\psi$  konstantna v smeri  $x$ . To je mogoče preveriti tako, da je pogoj  $q_z = 0$  oziroma da je  $\partial\psi/\partial x = 0$ . Pretok je samo v smeri  $z$ , če je  $q_x = 0$  oziroma  $\partial\psi/\partial z = 0$ . To pomeni, da je funkcija pretoka konstantna v smeri toka. Vzdolž linij toka na sliki 8.1 je vrednost  $\psi$  konstantna. Formalno lahko to zapišemo kot:

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial z} dz = q_z dx - q_x dz \quad (8.8)$$

Iz tega sledi, da bo vrednost  $d\psi$  enaka nič, če bo  $dz/dx = q_x/q_z$ . Iz tega lahko sklepamo, da je v mreži strujnic in nivojnic vrednost  $\psi$  konstantna vzdolž strujnic. Če smer  $x$  sovpada s smerjo toka, je vrednost  $q_z = 0$ . Iz enačb (8.2 – 8.3) in (8.6 – 8.7) sledi, da je v tem primeru vrednost  $\Phi$  konstantna v smeri  $z$  in da je  $\psi$  konstantna v smeri  $x$ . Iz tega sledi:

$$\frac{\Delta \Phi}{\Delta x} = \frac{\Delta \psi}{\Delta z} \quad (8.9)$$

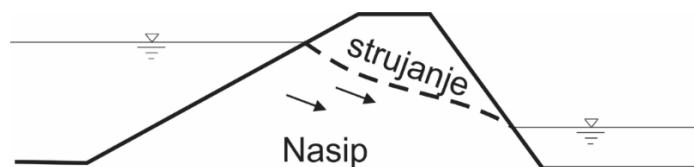
Če izberemo, da bodo intervali  $\Delta\Phi$  in  $\Delta\psi$  enaki, potem velja  $\Delta x = \Delta z$ . Torej strujnice in nivojnice tvorijo majhne kvadrate.



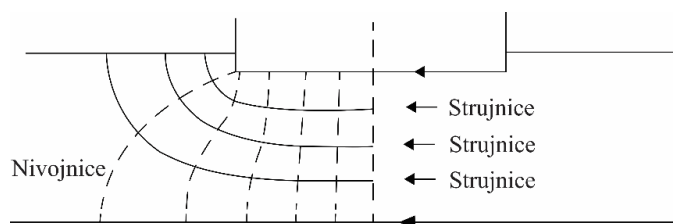
Slika 8.1: Strujnice in nivojnice.

## 8.2 Pretok vode pod konstrukcijo

Mrežo strujnic in nivojnic določimo iterativno. Najprej skiciramo majhno število strujnic, ki sledijo pretoku vode (3 ali 4 strujnice). Po skiciranju tokovnih črt (strujnice) lahko potencialne črte (nivojnice) skiciramo, pri čemer pazimo, da morajo biti pravokotne na črte tokov. Nato je treba poskusiti nivojnice narisati tako, da je razdalja med nivojnicami enaka razdalji med strujnicami. V prvi iteraciji tega pogosto ne dosežemo, kar pomeni, da je treba prvotne strujnice spremeniti. Nato skiciramo boljši niz strujnic tako, da dobimo mrežo, ki je sestavljena iz kvadratov. Celoten postopek ponovimo nekajkrat, dokler končno ne dobimo zadovoljivega sistema kvadratov. Na robovih in mejah lahko včasih dobimo nekaj »posebnih« kvadratov. Slika 8.2 prikazuje strujanje pretok vode skozi nasip zaradi različnih nivojem gladine vode.



Slika 8.2: Pretok vode skozi nasip.



Slika 8.3: Tokovne črte (strujnice) in potencialne črte (nivojnice) pod pregrado.

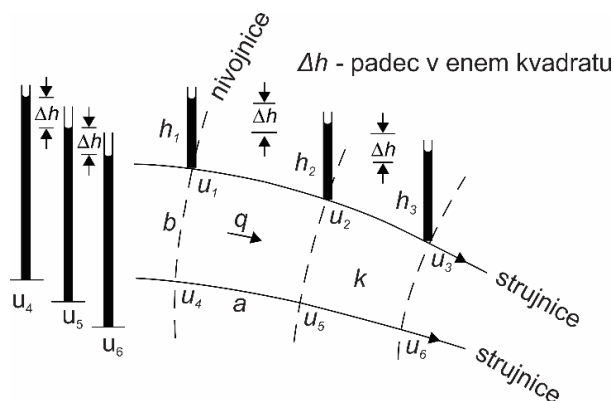
Na podlagi mreže tokovnih in potencialnih črt lahko dobimo rešitve za naslednje probleme:

- Določitev pretoka vode;
- Določitev porega tlaka zaradi strujanja v poljubni točki  $x$ ;
- Določitev varnosti konstrukcije glede na pogoj hidravličnega loma tal.

a) Pretok vode lahko izračunamo kot:

$$Q = k \cdot H \cdot \left(\frac{N_f}{N_e}\right) \quad (8.10)$$

Iz slike 8.3 lahko razberemo, da je razlika hidravličnega padca  $\Delta h$  enaka glede na nivojnice vzdolž tokovne črte.  $N_e$  predstavlja število nivojnic, ki skupaj s strujnicami tvorijo kvadrate.



Slika 8.4: Hidravlični padec na razdalji enega polja (kvadrata).

Celotni hidravlični padec je seštevek vseh hidravličnih padcev:

$$H = N_e \cdot \Delta h \quad (8.11)$$

Specifični pretok na širino ene tokovne poti izračunamo kot:

$$q = k \cdot i \cdot b \quad (8.12)$$

Hidravlični gradient  $i$  na območju enega kvadrata je definiran kot:

$$i = \frac{\Delta h}{a} \quad (8.13)$$

Ker je mreža narisana tako, da strujnice in nivojnice tvorijo kvadrate, velja naslednja relacija:

$$a \approx b \quad (8.14)$$

Na podlagi enačb 8.12 – 8.14 se specifičen pretok za eno tokovnico (strujnico) izračuna kot:

$$q = k \cdot \Delta h \quad (8.15)$$

Ker je mreža sestavljena iz več tokovnic ( $N_f$ ), skupni pretok zanaša na širini enega metra znaša:

$$Q = N_f \cdot q = N_f \cdot k \cdot \Delta h = N_f \cdot k \cdot \frac{H}{N_e} = k \cdot H \cdot \left(\frac{N_f}{N_e}\right) \quad (8.16)$$

b) Določitev pornega tlaka zaradi strujanja

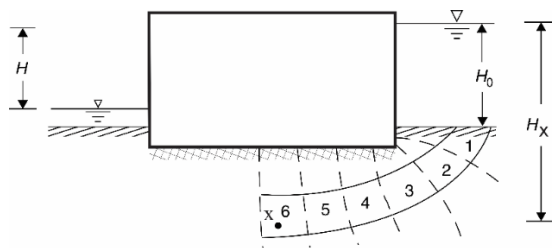
Mrežo tokovnic lahko uporabimo tudi za določitev pornega tlaka zaradi strujanja v poljubni točki v zemljini. Prav tako lahko s pomočjo mreže tokovnic izračunamo tlak vode, ki deluje na konstrukcijo. Porni tlak v točki  $x$  izračunamo kot:

$$u_x = h_x \cdot \gamma_w \quad (8.17)$$

Višino vodnega stolpca v točki  $x$  izračunamo kot:

$$h_x = H_x - H \cdot \left(\frac{N_x}{N_e}\right) \quad (8.18)$$

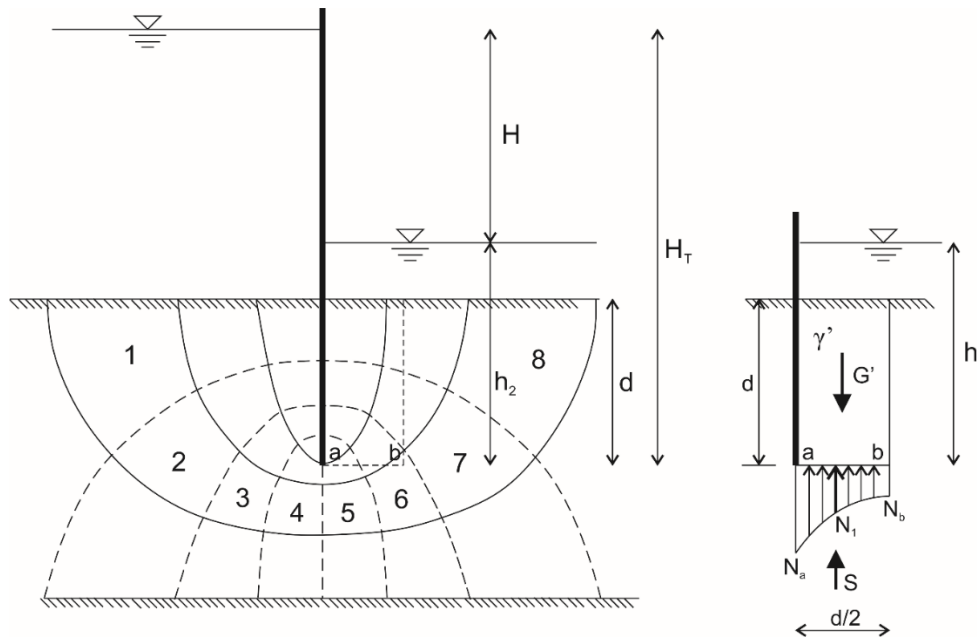
pri čemer je  $H_x$  višina od nivoja vodne gladine in točke  $x$ ,  $N_x$  pa število kvadratov do točke  $x$ .



Slika 8.5: Tokovne črte (strujnice) in potencialne črte (nivojnice) pod pregrado.

## c) Sila strujanja

Vitka podporna konstrukcija omogoča razliko v nivoju vode na levi in desni strani konstrukcije (glej sliko 8.6). Zaradi strujanja vode skozi zemljino je potrebno na strani, kjer je nivo vode nižji, preveriti hidravlični lom tal. Hidravlični lom tal preverimo tako, da izračunamo razmerje med potopljeno težo zemljine  $G'$  (prizme) in silo strujanja  $S$ . Silo strujanja pa lahko določimo s pomočjo strujnic in nivojnic.



Slika 8.6: Hidravlični lom tal.

$$\Delta h = \frac{H}{N_e} \quad \text{izguba pretoka na območju enega kvadrata,} \quad (8.19)$$

$$N_a \quad \text{število kvadratov do točke a,} \quad (8.20)$$

$$N_b \quad \text{število kvadratov do točke b,} \quad (8.21)$$

$$N_1 = \frac{N_a + 2 \cdot N_b}{3} \quad \text{povprečno število kvadratov na razdalji } d/2, \quad (8.22)$$

$$h_1 = H_T - H \cdot \frac{N_1}{N_e} \quad \text{povprečna višina vodnega stolpca,} \quad (8.23)$$

$$h_2 \quad \text{višina vodnega stolpca (nivo vode),} \quad (8.24)$$

$$h_s = h_1 - h_2 \quad \text{vodni stolpec, ki povzroča strujanje,} \quad (8.25)$$

$$h_s = (N_e - N_1) \cdot \Delta h \quad \text{vodni stolpec, ki povzroča strujanje,} \quad (8.26)$$

$$S = \frac{d}{2} \cdot h_s \cdot \gamma_w \quad \text{sila strujanja, ki deluje na prizmo,} \quad (8.27)$$

$$G' = \frac{d}{2} \cdot d \cdot \gamma' \quad \text{potopljena teža prizme,} \quad (8.28)$$

$$F_s = \frac{G'}{S} \quad \text{količnik varnosti.} \quad (8.29)$$



## 9 Napetosti in deformacije

Pri določitvi napetosti in deformacij v tleh izhajamo iz teorije mehanike deformabilnih teles (zemljino obravnavamo kot kontinuum).

### 9.1 Tlačne napetosti

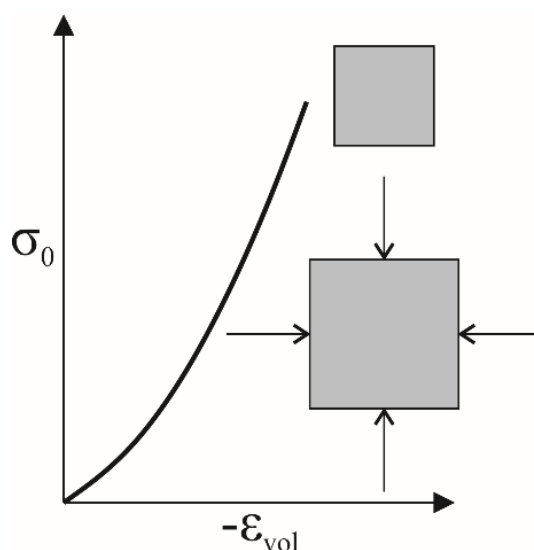
V prejšnjih poglavjih smo omenili, da so deformacije zemljine odvisne od efektivnih napetosti, ki predstavljajo kontaktne sile in se prenašajo med delci. Na kontaktu dveh zrn se lahko prenašata normalna in strižna sila. Normalna sila je lahko samo tlačna sila. Natezne napetosti ni mogoče prevzemati, razen če so delci zemljine zlepljeni. Velikost strižne sile, ki jo lahko zemljina prevzema, je odvisna od velikosti normalne sile. Pričakujemo lahko, da če razmerje med strižno silo in normalno silo presega mejno vrednost (koeficient trenja med zrnji zemljine), bodo delci začeli drseti drug ob drugem, kar bo privedlo do relativno velikih deformacij. Deformacije zrn, ki jih povzroča tlačna sila, lahko zanemarimo v primerjavi s temi drsnimi deformacijami. Zrna lahko torej upoštevamo kot nestisljiva. Iz tega lahko sklepamo, da deformacije tal ne povzročajo deformacije posameznih delcev, temveč preureditev sistema delcev, pri čemer delci drsijo drug ob drugem.

Če je tlačna napetost enaka v vseh smereh (izotropna obremenitev), lahko povzroči deformacijo elementa, pri katerem se prostornina elementa spremeni, oblika elementa pa ostane enaka. Pri takšni obremenitvi ni prisotnih strižnih sil. V primeru, da zemljino obremenimo s strižno napetostjo, se lokalne strižne sile v povprečju povečajo, kar

povzroči velike deformacije. Pričakujemo lahko tudi, da se bodo zrna zemljine pri povečanem tlaku zgostila, zato se bosta povečala število stikov in stično območje. To pomeni, da bodo tla ob povečanem tlaku postala bolj toga. Tlačna obremenitev zmanjša poroznost zemljine. Razmerje med tlačno napetostjo in deformacijo je prikazano na sliki 9.1. Količina  $\sigma_0$  je normalna napetost, ki deluje v vseh treh smereh. To pogosto označujemo kot izotropna napetost. Količina  $\varepsilon_{vol}$  je relativna sprememba prostornine (sprememba prostornine deljena z začetno prostornino):

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V} \quad (9.1)$$

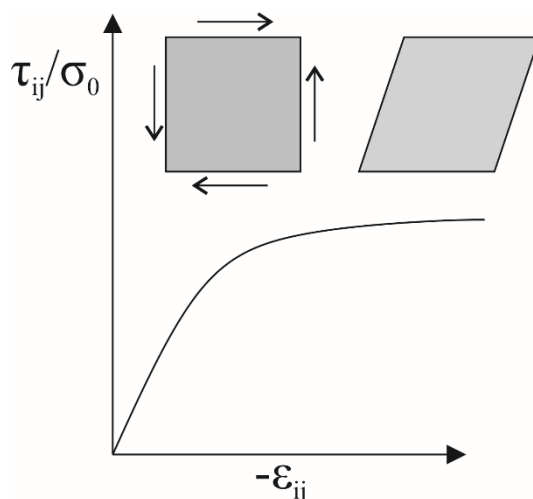
Sklepamo lahko, da se bo togost tal povečala s povečanjem tlačne (obodne) napetosti. Ker se napetosti v tleh običajno povečujejo z globino, to pomeni, da lahko v naravi pričakujemo, da se togost tal povečuje z globino.



Slika 9.1: Volumenska deformacija zaradi tlačne napetosti.

Popolnoma drugačen je odziv zemljine, kadar je obremenjena s strižno napetostjo. Ko povečujemo strižne napetosti na zemljino, se strižne sile med delci povečajo, medtem ko normalne sile v povprečju ostanejo enake. To vodi k zdrsom v kontaktnih točkah, zato se pojavijo velike deformacije. Možno je tudi, da zdrs v eni kontaktni točki privede do večje strižne sile v sosednji kontaktni točki. Vse to pomeni, da obstaja več vzrokov za deformacijo kot samo tlačna napetost. Prav tako obstaja omejitev strižne sile, ki jo lahko zemljina prevzame, saj v vsaki kontaktni točki razmerje strižne sile in normalne sile ne more biti večje od kota trenja med zrnji zemljine.

Razmerje med strižno napetostjo in deformacijo je prikazano na sliki 9.2. Na vertikalni osi je prikazana strižna napetost, označena kot  $\tau_{ij}$  in deljena z izotropno napetostjo  $\sigma_0$ . Na ta način lahko z eno krivuljo prikažemo, kako se strižna deformacija spreminja pri različnih napetostnih stanjih.



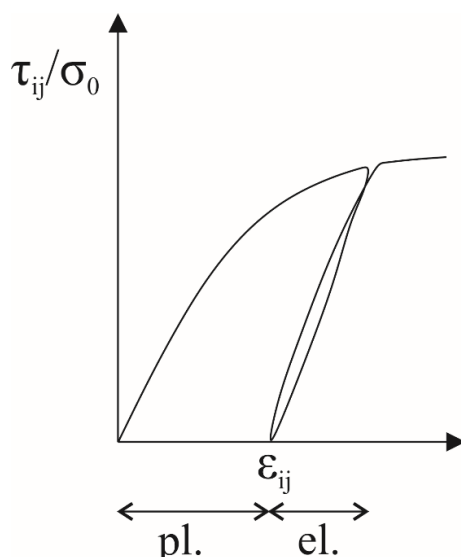
Slika 9.2: Strižna napetost in strižna deformacija.

Poudarimo, da je zelo pomembno razlikovanje med tlačnimi in strižnimi napetostmi ter njihov vpliv na deformacije zemljine. Deformacije zaradi strižne obremenitve so običajno veliko večje od deformacij, ki nastanejo pri tlačni obremenitvi. Prav tako pri tlačni obremenitvi postane zemljina postopoma bolj toga, pri strižni obremenitvi pa postopoma bolj duktilna (podajna).

## 9.2 Razbremenitev in ponovna obremenitev

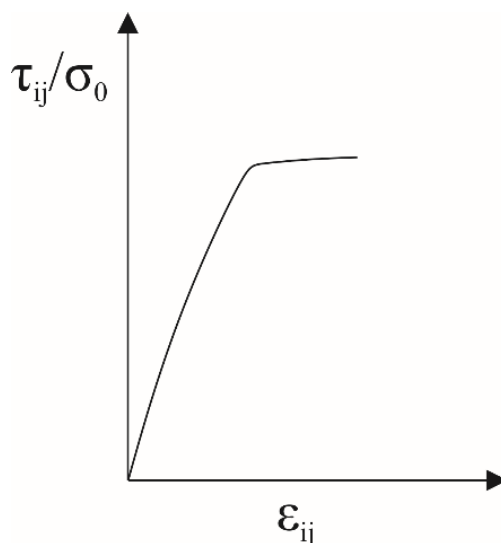
Ker so deformacije tal večinoma posledica sprememb v razporeditvi zrn, lahko pričakujemo, da se zemljina po razbremenitvi ne bo vrnila v prvotno stanje. Torej pri procesu obremenitve in razbremenitve opazimo trajne deformacije.

Pri ponovni obremenitvi zemljine je manj zdrsov zrn, zato bo zemljina pri ponovni obremenitvi veliko bolj trdna kot pri prvi obremenitvi. Pri razbremenitvi in ponovni obremenitvi z največjo obremenitvijo, ki ji je bila zemljina izpostavljena, pogosto opazimo elastični odziv (slika 9.3), čeprav pri vsaki obremenitvi utrpi dodatno plastično deformacijo.



Slika 9.3: Razbremenitev in ponovna obremenitev. (elastični plastični del)

Zanimivo je dejstvo, da so deformacije po razbremenitvi in ponovni obremenitvi znova veliko večje, če se napetosti povečajo nad prejšnjo največjo napetostjo (slika 9.4). To je zelo praktično v primeru, ko je bil sloj zemljine v zgodovini že obremenjen in razbremenjen. Če je končna obremenitev večja od največje obremenitve, ki je bila pred tem, lahko opazimo razmerje, kot je prikazano na sliki 9.4, pri čemer hipno povečanje deformacije kaže raven predhodne največje obremenitve (pred obremenitvijo). Temu pojavu pravimo, da je zemljina prekonsolidirana. Dokler obremenitve ostanejo pod to napetostjo, so tla razmeroma toga, toda nad predkonsolidacijsko napetostjo bo odziv zemljine veliko bolj duktilen. Tovrstno vedenje pogosto opazimo na zemljinah, ki so bila v svoji zgodovini (ledena doba) obremenjena z debelo plastjo ledu.

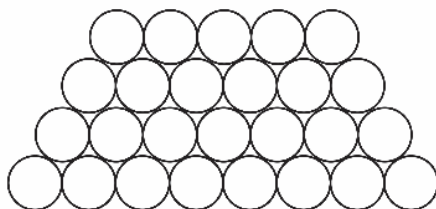


Slika 9.4: Pred obremenitev - prekonsolidirana zemljina.

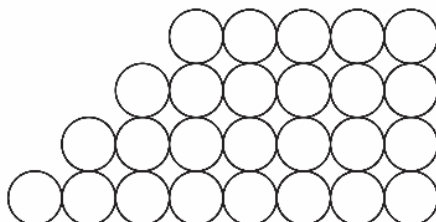
### 9.3 Dilatacija

Eden najbolj značilnih pojavov v zrnatih tleh je dilatacija, o kateri je Reynolds prvič poročal okoli leta 1885. Dilatacija je povečanje prostornine, ki se lahko pojavi med strižno obremenitvijo. V večini inženirskih materialov (kot so kovine) sprememba prostornine nastane zaradi prostorske (izotropne) napetosti, strižne deformacije pa nastanejo zaradi strižnih napetosti. Ti dve deformaciji pa sta med seboj neodvisni. Mehansko obnašanje zemljine je bolj zapleteno. To lahko ponazorimo z gosto zgoščenim peskom (slika 9.5a). Ko je zgoščena zemljina obremenjena s strižno napetostjo, je edini možen način deformacije tak, da zrna drsijo in se valjajo druga ob drugi, kar ustvarja nekaj dodatnega prostora med njimi (slika 9.5b).

a)



b)



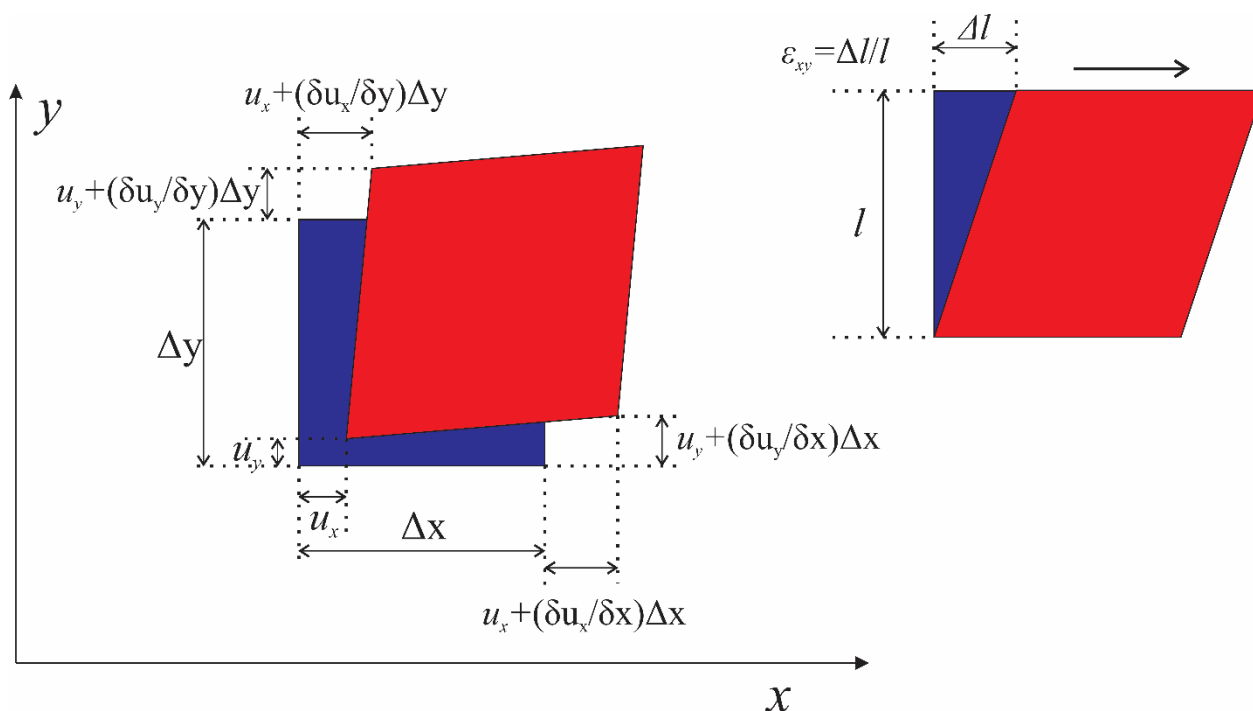
Slika 9.5: Dilatacija (prehod in stanja a v b) in kontrakcija (prehod iz stanja b v a).

Nasprotni učinek se lahko pojavi v primeru zelo razrahljanega peska (slika 9.5b). Če zelo razrahljan pesek obremenimo s strižno napetostjo, bo težnja po zmanjšanju volumna (slika 9.5a). Temu pravimo kontrakcija. Učinek kontrakcije je najbolj opazen, ko so tla nasičena z vodo. Zmanjšanje prostornine pomeni, da je za vodo sedaj na voljo manj prostora. Ta voda mora iztekati iz zemlje, vendar to traja nekaj časa. V primeru zelo hitre obremenitve bo težnja po zmanjšanju volumna povzročila naraščanje pornega tlaka. Efektivne napetosti se bodo zmanjšale, tla pa bodo postala šibkejša. Lahko se zgodi, da se efektivne napetosti zmanjšajo na nič, tako tla izgubijo vso svojo nosilnost. Temu pojavu pravimo

utekočinjanje tal (likvefakcija). Tla se nato obnašajo kot težka tekočina (živi pesek), ki ima prostorninsko težo približno dvakrat večjo od vode.

#### 9.4 Deformacijski vektor

Zemljina se različno odzove na tlačno in strižno obremenitev. Komponente vektorja premikov označimo z  $u_x$ ,  $u_y$  in  $u_z$ . V primeru, da ti premiki niso konstantni v celotnem polju, potem bodo nastale deformacije. Slika prikazuje deformacije v x-y ravnini.



Slika 9.6: Deformacije.

Sprememba dolžine elementa ulomljeno s prvotno dolžino elementa definiramo kot  $\epsilon_{xx}$ . To specifično deformacijo zapišemo kot:

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (9.2)$$

Podobno zapišemo specifično deformacijo v smeri y:

$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad (9.3)$$

Strižno specifično deformacijo zapišemo kot:

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad (9.4)$$

V 3D prostoru zapišemo komponente kot:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (9.5)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad (9.6)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (9.7)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad (9.8)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \quad (9.9)$$

$$\varepsilon_{zx} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \right) \quad (9.10)$$

Volumsko deformacijo zapišemo kot:

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad (9.11)$$

Kadar je vrednost  $\varepsilon_{vol}$  negativna, potem je govorimo o tlačni deformaciji. Distorzijsko specifično deformacijo zapišemo kot:

$$e_{xx} = \varepsilon_{xx} - \frac{1}{3} \varepsilon_{vol} \quad (9.12)$$

$$e_{yy} = \varepsilon_{yy} - \frac{1}{3} \varepsilon_{vol} \quad (9.13)$$

$$e_{zz} = \varepsilon_{zz} - \frac{1}{3} \varepsilon_{vol} \quad (9.14)$$

$$e_{xy} = \varepsilon_{xy} \quad (9.15)$$

$$e_{yz} = \varepsilon_{yz} \quad (9.16)$$

$$e_{zx} = \varepsilon_{zx} \quad (9.17)$$

Seštevek distorzijskih specifičnih deformacij ne povzroči volumske deformacije:

$$e_{xx} + e_{yy} + e_{zz} = 0 \quad (9.18)$$

Podobno kot distorzijske specifične deformacije zapišemo tudi distorzijske napetosti:

$$\tau_{xx} = \sigma_{xx} - \bar{\sigma} \quad (9.19)$$

$$\tau_{yy} = \sigma_{yy} - \bar{\sigma} \quad (9.20)$$

$$\tau_{zz} = \sigma_{zz} - \bar{\sigma} \quad (9.21)$$

$$\tau_{xy} = \sigma_{xy} \quad (9.22)$$

$$\tau_{yz} = \sigma_{yz} \quad (9.23)$$

$$\tau_{zx} = \sigma_{zx} \quad (9.24)$$

Povprečno normalno (sferno) napetost (izotropna napetost) zapišemo kot:

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (9.25)$$

#### 9.4 Linearno-elastični material

Najpreprostejša možna povezava med napetostmi in specifičnimi deformacijami je linearno elastično razmerje v izotropnem materialu. To lahko opišemo z dvema pozitivnima konstantama, sfernim (kompresijski) modulom  $K$  in strižnim modulom  $G$ . Kompresijski modul  $K$  daje razmerje med volumenskimi deformacijami in izotropno napetostjo [24,25].

$$\bar{\sigma} = -K \cdot \varepsilon_{vol} \quad (9.26)$$

Znak minus je dodan, ker pozitivne napetosti pomenijo tlačne napetosti, medtem ko negativne napetosti pomenijo natezne napetosti. Takšna notacija se pogosto uporablja v mehaniki tal v nasprotju s teoretično mehaniko kontinuuma, kjer pozitivne napetosti veljajo za natezne napetosti. Strižni modul  $G$  (distorzijski modul) daje razmerje med distorzijskimi deformacijami in distorzijskimi napetostmi:

$$\tau_{ij} = -2 \cdot G \cdot e_{ij} \quad (9.27)$$

Možne so naslednje kombinacije npr.:

$$\tau_{xx} = -2 \cdot G \cdot e_{xx} \quad (9.28)$$

$$\tau_{xy} = -2 \cdot G \cdot e_{xy} \quad (9.29)$$



Specifične deformacije lahko v izotropne linearno elastičnem materialu izračunamo s pomočjo naslednjih enačb:

$$\varepsilon_{xx} = -\frac{1}{E} \cdot [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (9.30)$$

$$\varepsilon_{yy} = -\frac{1}{E} \cdot [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (9.31)$$

$$\varepsilon_{zz} = -\frac{1}{E} \cdot [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (9.32)$$

S pomočjo enačb 9.26 – 9.32 lahko izrazimo kompresijski modul  $K$  in strižni modul  $G$  v odvisnosti od modula elastičnosti  $E$  in Poissonovega razmerja  $\nu$ :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (9.33)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9.34)$$



## 10 Enodimenzionalni tlak

Pri idealnem tlačnem preizkusu bi bila potrebna izotropna obremenitev vzorca, ki bi se moral deformirati v vseh smereh. Čeprav so preskusi na prostorskih vzorcih mogoči, se pogosteje izvaja tlačni preizkus, pri katerem ni dovoljena horizontalna deformacija. To dosežemo tako, da se vzorec obda z jeklenim obročem in nato vzorec deformira v navpični smeri. Pri takšnem testu je deformacija posledica predvsem zaradi spremembe volumna, vendar se pojavi tudi nekaj sprememb v obliki. Pri tlačnem preizkusu, ki ne dopušča deformacije v prečni smeri (tlačni preizkus v Edometru) [26], se cilindrični vzorec zemljine vgradi v zelo trd jekleni obroč in obremeni preko drenažne plošče na vrhu vzorca. Voda, ki se nahaja v porah zemljine se lahko drenira iz vzorca skozi drenažne plošče na dnu in na vrhu vzorca. Pri preskusu se obremenitev povečuje postopoma z dvigovanjem vertikalne napetosti po inkrementih. V tem primeru vodoravne deformacije ne nastanejo, ker jih omejuje jekleni obroč.

$$\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0 \quad (10.1)$$

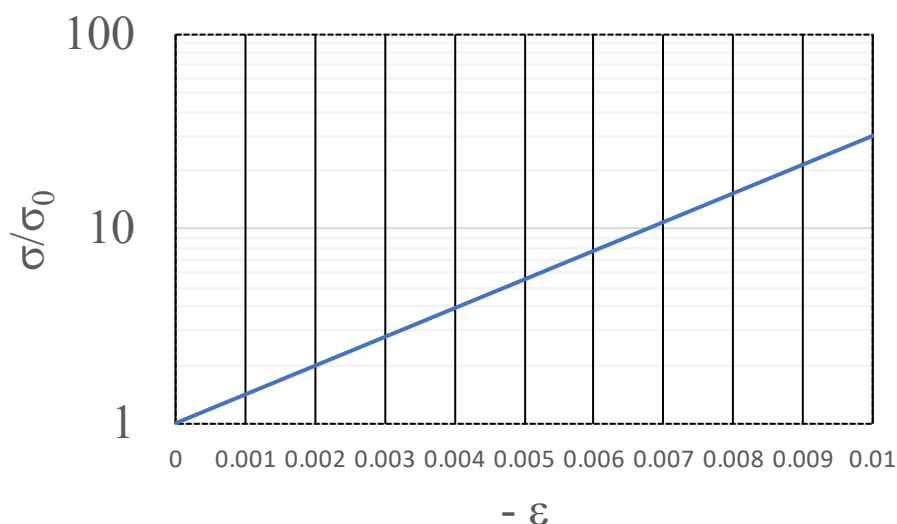
To pomeni, da lahko nastane le vertikalna deformacija, ki je enaka volumski deformaciji:

$$\varepsilon = \varepsilon_{vol} = \varepsilon_{zz} \quad (10.2)$$

Pri tlačnem preskusu je vzorec zemljine obremenjen z vertikalno napetostjo:

$$\sigma = \sigma_{zz} \quad (10.3)$$

Pri tlačnem preizkusu opazimo, da povečanje vertikalne napetosti, ki ga povzroči obremenitev od recimo 10 kPa do 20 kPa, povzroči večje deformacije, kot če obremenitev povečamo iz 20 kPa na 30 kPa. Ko se obremenitev poveča, vzorec postane manj deformabilen (tog). Pogosto opazimo, da povečanje napetosti z 10 kPa na 20 kPa povzroči enako veliko deformacijo kot povečanje napetosti iz 20 kPa na 40 kPa, ali pa povečanje obremenitve z 40 kPa na 80 kPa. Torej vsaka podvojitev obremenitve povzroči približno enako deformacijo. Zaradi tega dejstva krivuljo napetosti in deformacije narišemo v pol-logaritmičnem diagramu.



Slika 10.1: Deformacija zemljine v odvisnosti od napetosti.

Na ordinati je prikazana normalizirana napetost, kjer  $\sigma_0$  označuje začetno napetost. Diagram prikazuje ravno črto, vendar je potrebno poudariti, da je ordinata podana v logaritemski funkciji. Deformacijo torej zapišemo z enačbo:

$$\varepsilon = -\frac{1}{c} \ln\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad (10.4)$$

Enačbo lahko zapišemo tudi z desetiškim logaritmom:

$$\varepsilon = -\frac{1}{c_{10}} \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad (10.5)$$

Velja tudi naslednja povezava med  $C$  in  $C_{10}$ :

$$C = 2,301 \cdot C_{10} \quad (10.6)$$

Konstanti stisljivosti  $C$  in  $C_{10}$  sta brez dimenzijski vrednosti, ki sta odvisni od vrste zemljine.

Tabela 10.1: Konstanta stisljivosti  $C_{10}$  za različne vrste zemljine.

Vrsta zemljine	$C_{10}$
pesek	20-200
melj	10-50
glina	4-10
šota	1-10

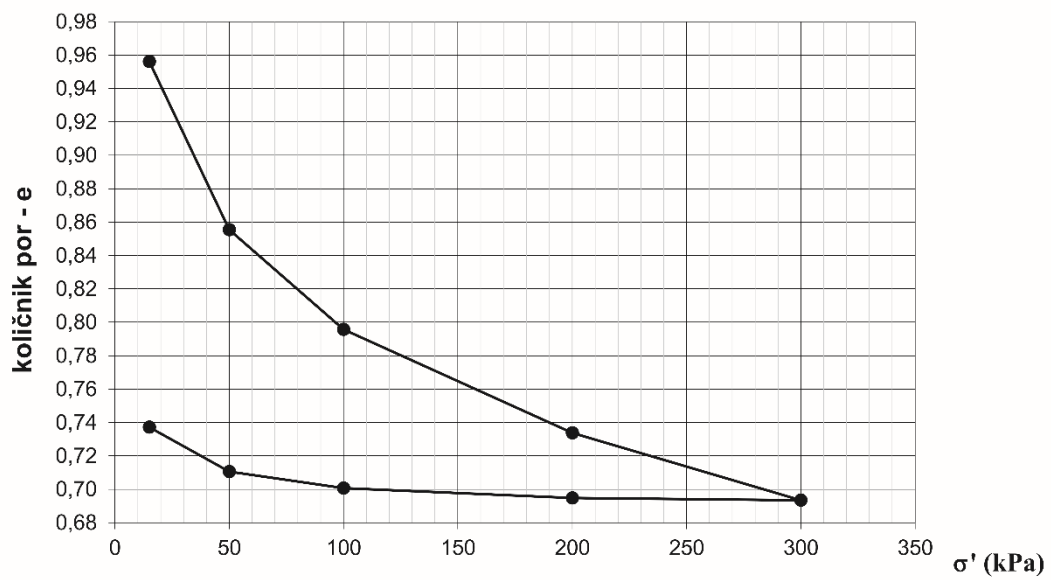
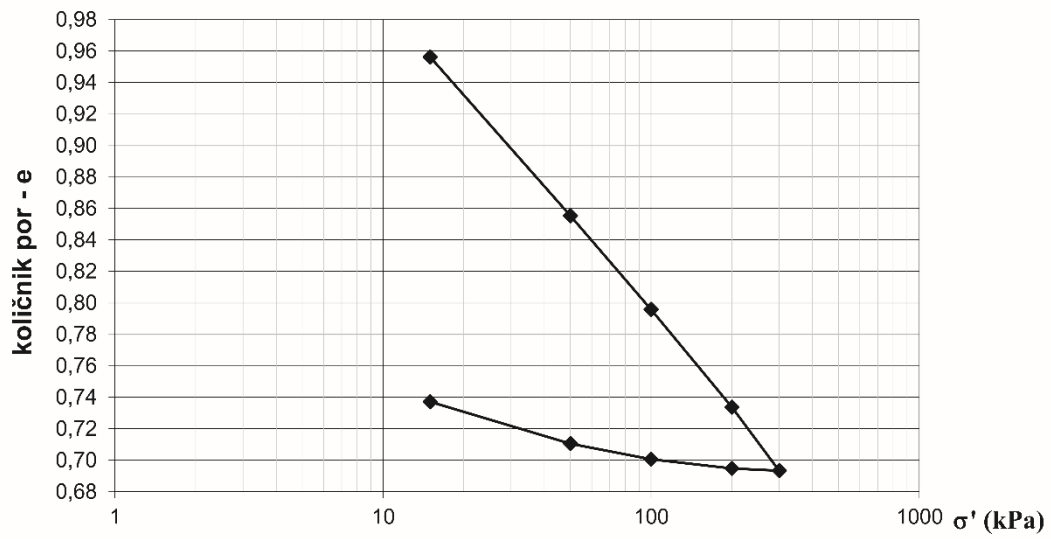
Deformacijsko enačbo lahko izrazimo tudi v obliki količnika por  $e$ :

$$e_0 - e = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad (10.7)$$

kjer  $e_0$  predstavlja količnik por pri začetni napetosti  $\sigma_0$ . Za določitev kompresijskega in strižnega modula lahko uporabimo spodnjo enačbo:

$$D = K + \frac{4}{3}G = 3K \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)} = \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = C \cdot \sigma \quad (10.8)$$

Spremembo količnika por v odvisnosti od vertikalne efektivne napetosti lahko izrazimo v grafični obliki kot je prikazano na sliki 10.2. To razmerje lahko izrazimo tako, da na abscisi narišemo vertikalno efektivno napetost v naravnem ali logaritemskem merilu in na ordinati količnik por.



Slika 10.2: Količnik por v odvisnosti od napetosti.

## 11 Konsolidacija

V prejšnjem poglavju smo privzeli, da je deformacija tal odvisna samo od napetosti. To pomeni, da časovnega razvoja deformacij nismo upoštevali. V resnici pa je razvoj deformacij močno odvisen od časa, posebej v glinenih tleh. V nasičeni zemljini je deformacija odvisna od časa, ki je potreben, da voda izteče iz zemljine. Pri tlačni obremenitvi se poroznost zmanjšuje in posledično je v zemljini za vodo na razpolago manj prostora. Voda se iz por lahko iztisne, vendar v glinenih tleh lahko to traja precej časa zaradi majhne prepustnosti. Ta proces se imenuje konsolidacija. V tem poglavju bomo analizirali enodimenzionalno deformacijo, ob predpostavki, da se tla ne deformirajo v bočni smeri. Predpostavili bomo tudi, da voda lahko teče le v navpični smeri (Edometrski test).

### 11.1 Količnik por in posedek pri konstantni obremenitvi

Začetni volumen zemljine znaša:

$$V = 1 + e_0 \quad (11.1)$$

Sprememba volumna je enaka spremembi količnika por:

$$\Delta V = \Delta e \quad (11.2)$$

Specifično deformacijo izračunamo kot:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (11.3)$$

Pri Edometriskem testu lahko specifično deformacijo izračunamo tudi z naslednjo enačbo:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (11.4)$$

Prav tako velja, da je količnik por v času  $t$  enak:

$$e = e_0 - \Delta e \quad (11.5)$$

Iz zgornjih dveh enačb sledi, da je količnik por v času  $t$  enak:

$$e = e_0 \frac{(h_0 - \Delta h)}{h_0} - \frac{\Delta h}{h_0} \quad (11.6)$$

Za zasičeno zemljino izračunamo začetni količnik por:

$$w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{V_w \cdot \rho_w}{V_s \cdot \rho_s} = \frac{V_w}{V_s \cdot G_s} = \frac{e_0}{1 \cdot G_s} \rightarrow e_0 = w \cdot G_s \quad (11.7)$$

Pogosto pri izračunu količnika por  $e$  uporabimo enačbo:

$$e = \frac{h_p}{h_s} \quad (11.8)$$

pri čemer se  $h_s$  izračuna na podlagi enačbe:

$$h_s = \frac{V}{A} = \frac{m_s}{A \cdot \rho_s} \quad (11.9)$$

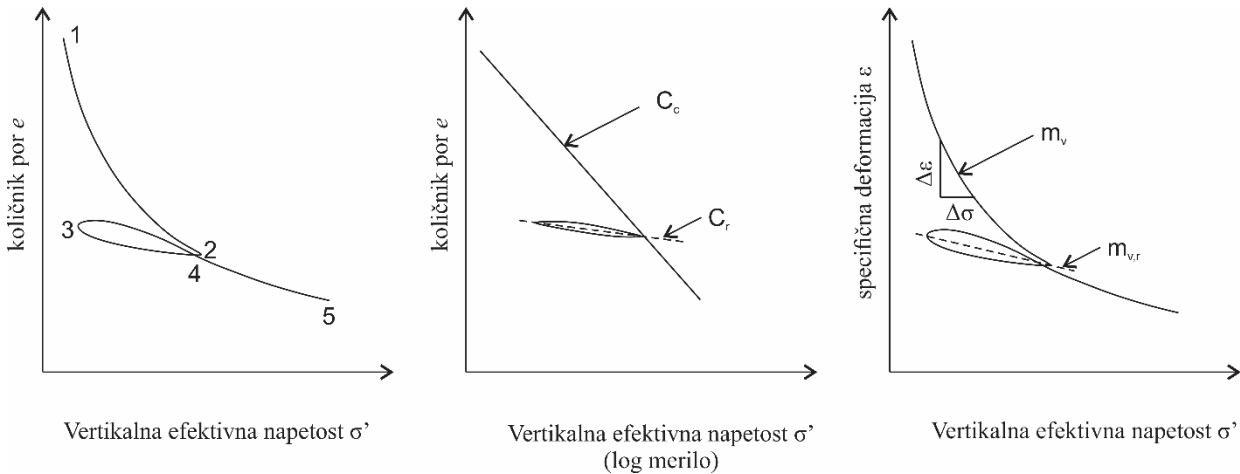
$h_p$  izračunamo kot razliko med višino vzorca in višino trdnine:

$$h_p = h_0 - h_s \quad (11.10)$$



## 11.2 Učinek vertikalne napetosti na primarno konsolidacijo

Izračunamo lahko končni količnik por pri vsakem napetostnem stanju. Rezultate nanesemo na diagram, ki je prikazan na spodnji sliki.



Slika 11.1: Primarna konsolidacija.

Na podlagi rezultatov izračunamo koeficient stisljivosti  $C_c$ :

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log(\sigma'_{1'}) - \log(\sigma'_{0'})} = \frac{e_0 - e_1}{\log\left(\frac{\sigma'_{1'}}{\sigma'_{0'}}\right)} \quad (11.11)$$

in volumski modul stisljivosti  $m_v$ :

$$m_v = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\sigma'_{2'} - \sigma'_{1'}} \quad (11.12)$$

$E_{oed}$  Edometrski modul lahko izrazimo kot (deformacija samo v z smeri)

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} \quad (11.13)$$

## 11.3 Koeficient konsolidacije

Koeficient konsolidacije izračunamo s spodnjo enačbo:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (11.14)$$

kjer je  $k$  koeficient prepustnosti in  $m_v$  modul stisljivosti

Prav tako koeficient konsolidacije izračunamo s pomočjo enačbe:

$$c_v = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{t} \quad (11.15)$$

kjer je  $T_v$  časovni faktor,  $H_{dr}$  je drenažna pot in  $t$  je čas.

Na podlagi teh dveh enačb lahko izračunamo čas konsolidacije glede na stopnjo konsolidacije:

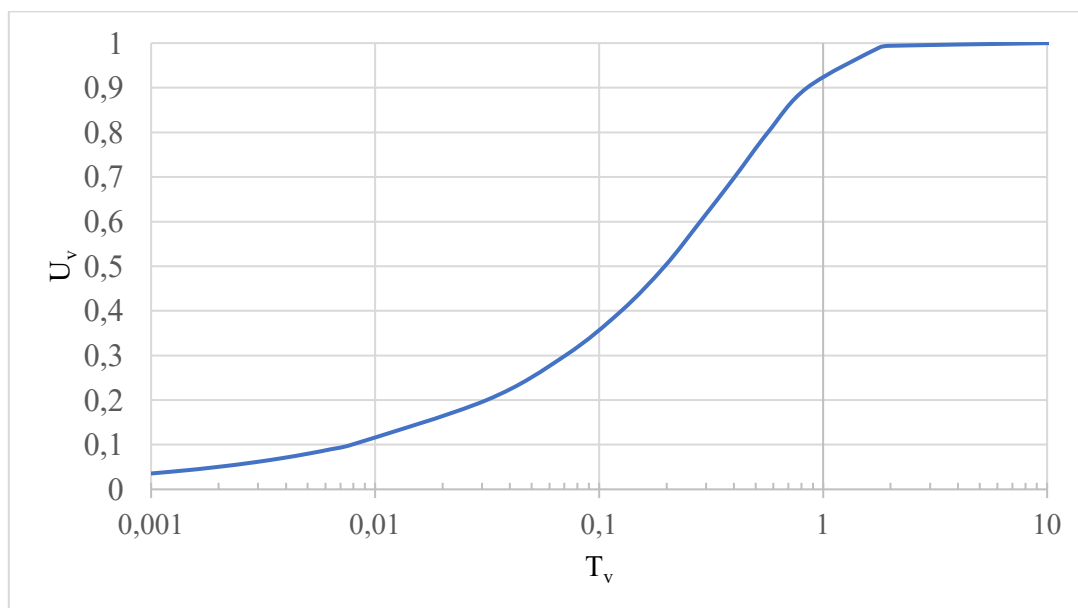
$$t = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2 \cdot \gamma_w}{E_{oed} \cdot k} \quad (11.16)$$

Časovni faktor  $T_v$  je odvisen od stopnje primarne konsolidacije  $U_v$  in ga izračunamo kot:

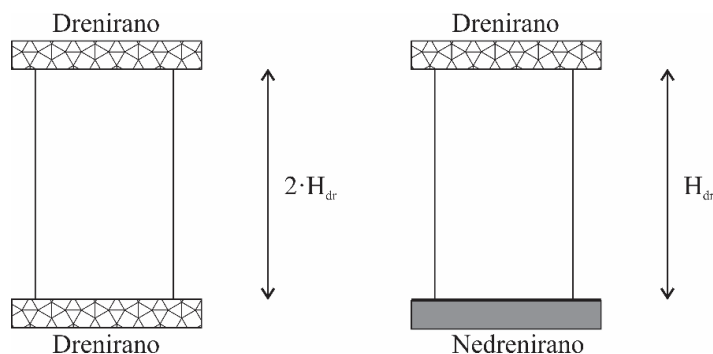
$$T_v = \frac{\pi}{4} \cdot U_v^2 : U_v < 60 \% \quad (11.17)$$

$$T_v = -0,933 \log(1 - U_v) - 0,0851 : U_v > 60 \% \quad (11.18)$$

Stopnja konsolidacije  $U_v$  v odvisnosti od časovnega faktorja  $T_v$  je prikazana na spodnjem grafu.



Slika 11.2: Stopnja konsolidacije  $U_v$  v odvisnosti od časovnega faktorja  $T_v$ .

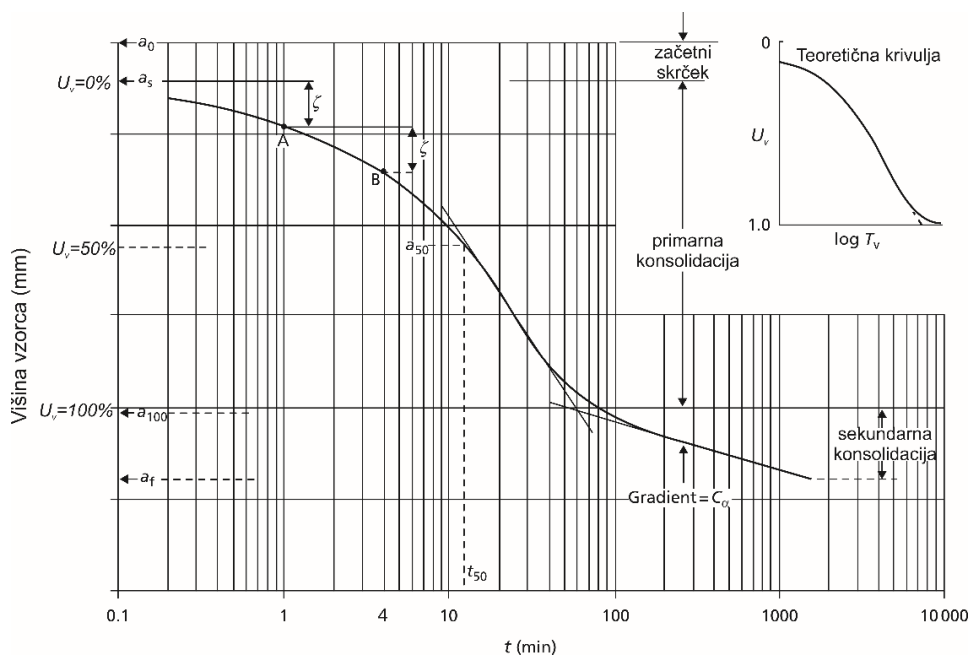


Slika 11.3: Drenažna pot.

### 11.4 Določitev koeficienta konsolidacije – Casagrandejeva metoda (logaritem časa)

Koeficient konsolidacije  $c_v$  določimo v štirih korakih [16]:

- 1) Najprej določimo skrček  $\xi$  kot razliko višine vzorca v času  $t = 1$  min in  $t = 4$  min. To vrednost skrčka dodamo nad točko A (višina vzorca v času  $t = 1$  min). Na ta način dobimo višino vzorca pri  $U = 0\%$ .
- 2) Narišemo premici v strmim in položnem delu krivulje. Presečišče obeh krivulja določa višino vzorca po končani konsolidaciji ( $U = 100\%$ ).
- 3) Odčitamo čas  $t_{50\%}$ , ki je potreben, da je se izvede  $50\%$  konsolidacije.
- 4) Izračunamo koeficient konsolidacije z enačbo  $c_v = \frac{0,197 \cdot H_{dr}^2}{t_{50\%}}$

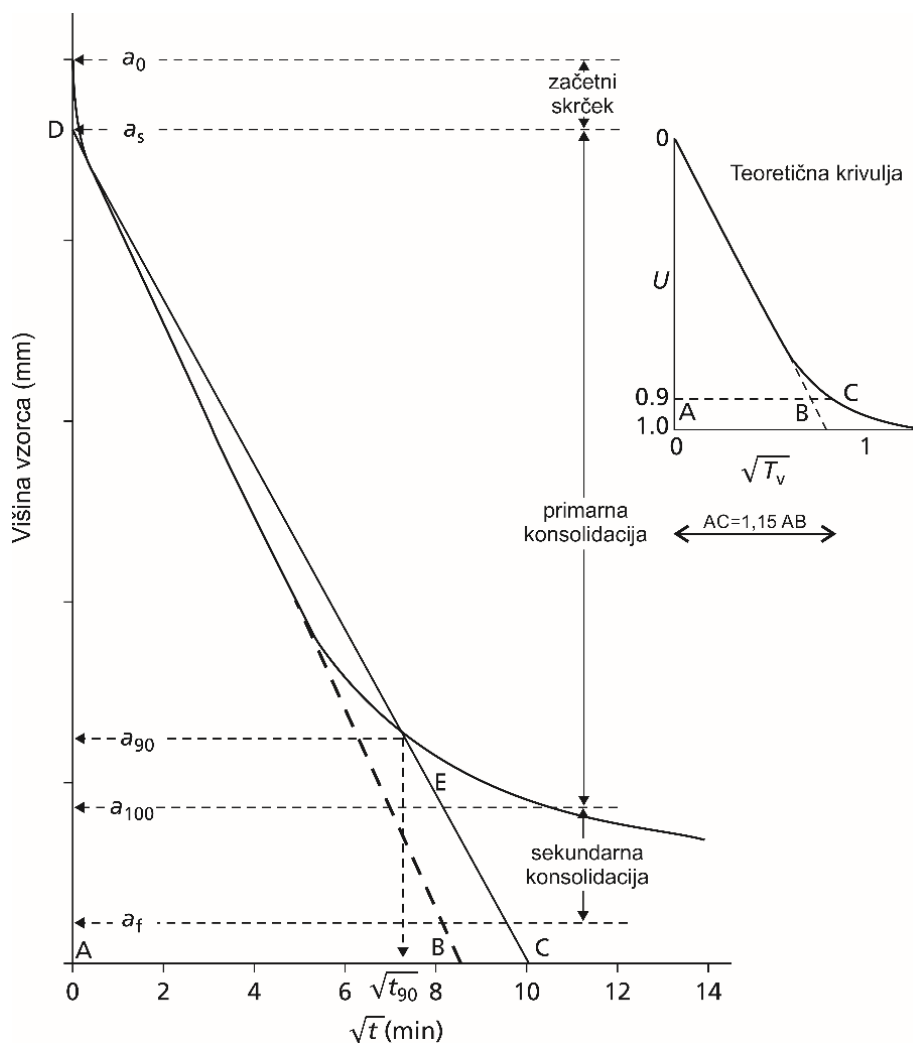


Slika 11.4: Določitev koeficienta konsolidacije – Casagrandejeva metoda (logaritem časa).

## 11.5 Določitev koeficienta konsolidacije – Taylorjeva metoda (koren časa)

Koeficient konsolidacije  $c_v$  določimo v naslednjih korakih:

- 1) Izrišemo krivuljo stisljivosti kot funkcijo korena časa. Narišemo premico skozi ravni del krivulje in dobimo točko B in D. Na ta način dobimo višino vzorca pri stopnji konsolidacije  $U = 0\%$ .
- 2) Na abscisi povečamo dobimo točko C tako, da razdaljo AB povečamo za 15%. Narišemo premico DC.
- 3) Odčitamo čas  $t_{90\%}$ , ki je potreben, da se izvede 90% konsolidacije.
- 4) Izračunamo koeficient konsolidacije z enačbo  $c_v = \frac{0,848 \cdot H_{dr}^2}{t_{90\%}}$ .
- 5) Za določitev meje med primarno in sekundarno konsolidacijo povečamo razdaljo med  $U=0\%$  in  $U=90\%$  za  $1/9$ . To razdaljo uporabimo, da narišemo dobimo  $U=100\%$ .



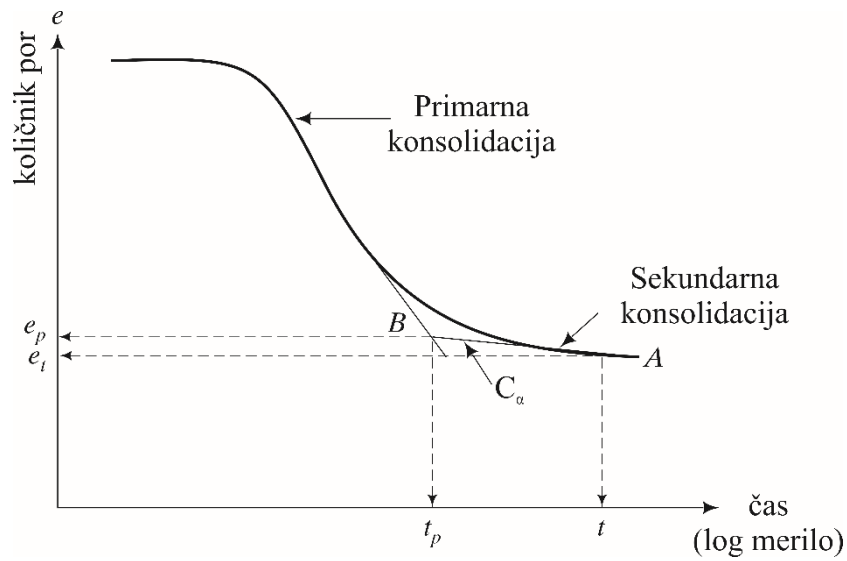
Slika 11.5: Določitev koeficienta konsolidacije – Taylorjeva metoda (koren časa).

## 12 Lezenje

Leta 1936 je Albert Keverling Buisman [27] z dolgotrajnimi preskusi ugotovil, da deformacije glin pri konsolidacijskem testu ne limitirajo k konstantni končni vrednosti, ampak se deformacije nadaljujejo zelo dolgo. Na pol-logaritmičnem diagramu lahko te deformacije zelo dobro opišemo z ravno črto. Sekundarna konsolidacija (lezenje) je posledica iztoka vode iz mikopor oziroma zaradi lezenja glinenih plošč.

Krivuljo konsolidacije razdelimo na dva dela, in sicer na primarno in sekundarno konsolidacijo. Sekundarno konsolidacijo poimenujemo imenujemo tudi lezenje, ki nastane zaradi konstantne obremenitve zemljine. Koefficient stisljivosti za sekundarno konsolidacijo  $C_\alpha$  določimo z naslednjo enačbo:

$$C_\alpha = \frac{e_p - e_t}{\log(t) - \log(t_p)} = \frac{|\Delta e|}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right)} \quad (12.1)$$



Slika 12.1. Primarna in sekundarna konsolidacija.

V tabeli 12.1 so podane okvirne vrednosti koeficientov stisljivosti za sekundarno konsolidacijo  $C_\alpha$ .

Tabela 12.1: Koeficienti stisljivosti za sekundarno konsolidacijo  $C_\alpha$ .

	$C_\alpha$	Sekundarna konsolidacija
prekonsolidirana gline	< 0,002	zelo majhna
	0,004	majhna
normalno konsolidiran gline	0,008	srednja
	0,016	velika
organska zemljina	0,032	zelo velika
	0,064	ekstremno velika

## 13 Strižna trdnost

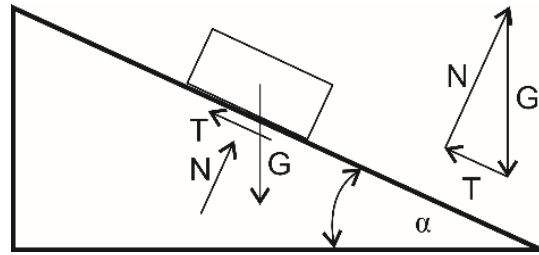
Strižne deformacije zemljine se postopoma povečujejo z naraščanjem strižne napetosti in pri dovolj veliki strižni napetosti se zemljina strižno poruši.

### 13.1 Coulomb

Predpostavimo, da strižna porušitev zemljine nastane, kadar je strižna napetost na določeni ravnini prevelika v primerjavi z normalno napetostjo. Na preostalih ravninah je strižna napetost v primerjavi z normalno napetostjo manjša. Slika 13.1 prikazuje delujoče sile na pobočju z naklonom  $\alpha$ . Iz ravnotežja sil dobimo, da je strižna sila  $T = G \cdot \sin\alpha$  in normalna sila  $N = G \cdot \cos\alpha$ , kjer je  $G$  lastna teža bloka. Razmerje med strižno in normalno silo je torej enako  $T/N = \tan\alpha$ . Dokler je naklon pobočja manjši od kritične vrednosti  $f$  (koeficienta trenja), blok ne bo zdrsnil. Leta 1776 je Charles-Augustin de Coulomb, francoski znanstvenik, uporabil analogijo bloka na pobočju, da je določil maksimalno možno strižno napetost v zemljini  $\tau_f$ :

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \varphi \quad (13.1)$$

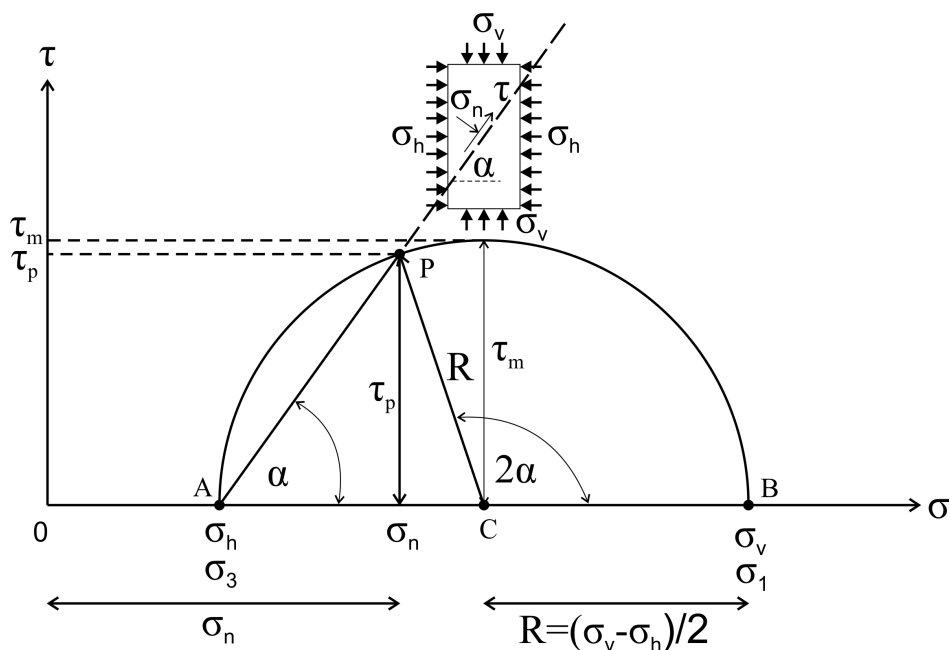
pri čemer je  $\sigma'$  normalna efektivna napetost na obravnavano ravnino,  $c$  je kohezija in  $\varphi$  strižni kot zemljine. Kohezija  $c$  pomeni, da četudi je normalna napetost enaka nič, je potrebna določena strižna napetost, da nastane strižna porušitev tal. V primeru dveh zelo gladkih površin je kohezija posledica molekularnih sil.



Slika 13.1: Delovanje sil na pobočju.

## 13.2 Mohrov krog

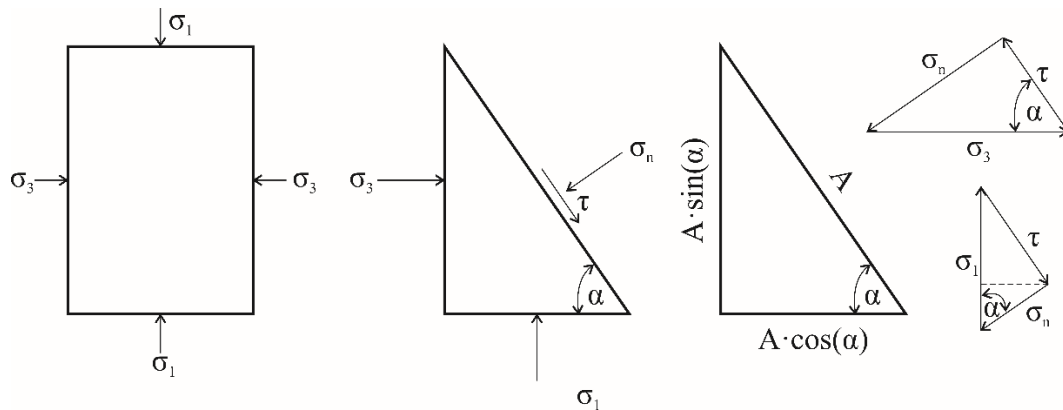
Mohrov krog je grafično sredstvo za določitev normalne in strižne napetosti na kateri koli ravnini v 2D dvoosnem napetostnem stanju [28]. Slika 13.2 prikazuje prerez dolge pravokotne prizme, obremenjene z vertikalno in horizontalno napetostjo.  $\sigma_1$  in  $\sigma_3$  sta glavni napetosti, kjer ni prisotnih strižnih napetosti. Prav tako ni prisotne glavne napetosti  $\sigma_2$  v vzdolžni smeri, zato je na sliki prikazano popolnoma dvoosno napetostno stanje. Mohrov krog narišemo na grafu, kjer x-os predstavlja normalno napetost in y-os strižno napetost. Glavne napetosti  $\sigma_1$  in  $\sigma_3$  narišemo na x-os kot  $0A$  in  $0B$ , nato narišemo polkrog, s premerom dolžine  $AB$ . Želimo določiti normalno in strižno napetost na ravnini, ki je odmaknjena za kot  $\alpha$ , nagnjeno od vodoravne ravnine. To dosežemo tako, da narišemo črto z naklonom  $2\alpha$  s središčem v točki  $C$ . Točko presečišča črte z obodom kroga označimo s točko  $P$  in odčitamo normalno in strižno napetost. Točko  $P$  lahko določimo tudi tako, da narišemo črto z naklonom  $\alpha$  z začetkom v točki  $A$ .



Slika 13.2: Mohrov krog.



Z ravnovesjem sil (ne z ravnovesjem napetosti) lahko izrazimo napetosti na poljubni ravnini, ki je pod naklonom  $\alpha$ .



Slika 13.3: Normalne in strižne napetosti na poljubni ravnini.

$$\sigma_n \cdot A = \sigma_3 \cdot A \cdot \sin \alpha \cdot \sin \alpha + \sigma_1 \cdot A \cdot \cos \alpha \cdot \cos \alpha \quad (13.2)$$

$$\sigma_n = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha \quad (13.3)$$

$$\tau \cdot A = -\sigma_3 \cdot A \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sigma_1 \cdot A \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (13.4)$$

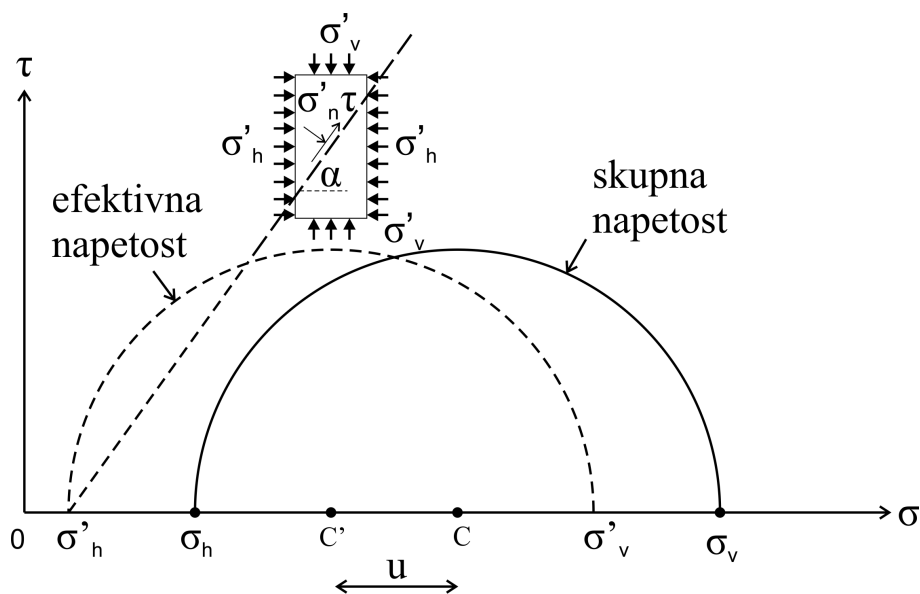
$$\tau = \sigma_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \sigma_3 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (13.5)$$

Mohrov krog velja za homogeni in izotropni material. Če so pore v zemljini popolnoma zapolnjene z vodo, potem zunanje obremenitve povzročijo porni tlak  $u$ . To pomeni, da je zemljina obremenjena z efektivno napetostjo, kar zapišemo kot:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (13.6)$$

$$\tau_f' = c' + \sigma'_n \cdot \tan(\varphi') \quad (13.7)$$

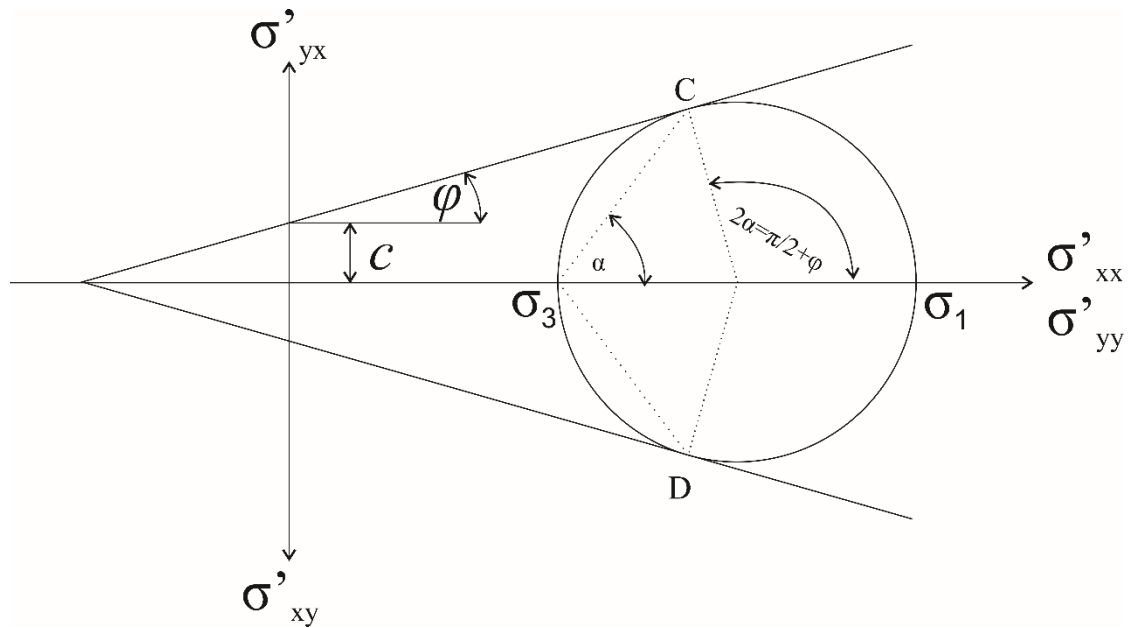
$$\tau_f' = c' + (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi') \quad (13.8)$$



Slika 13.4:  
Mohrov krog za skupne in efektivne napetosti.

### 13.3 Mohr-Coulombov kriterij strižne porušitve

Točka na Mohrovem krogu določa normalno in strižno napetost na določeni ravnini. Napetosti na vseh ravninah skupaj tvorijo krog. Mohrov krog prikazuje, da se razmerje med strižno in normalno napetostjo spreminja po krogu, kar pomeni, da je to razmerje na različnih ravninah različno. Na sliki 13.5 je prikazan Coulombov kriterij strižne porušitve v obliki dveh ravnih črt. Presečišče teh dveh črt z navpično osjo določa kohezijo  $c$ . Vrednost kohezije določajo med-molekularne sile, cementacija in sukcijska. Da bi poudarili, da je trdnost zemljine odvisna od efektivne napetosti, so napetosti na tej sliki označene kot  $\sigma'$ . Na krogu označimo točki C in D, kjer je kritično napetostno stanje. Na vseh drugih ravninah strižna napetost ostane pod kritično vrednostjo. Zato je mogoče predpostaviti, da se bo porušitev zgodila vsakič, ko se Coulombova ovojnica dotakne Mohrovega kroga. Temu pravimo Mohr-Coulombov kriterij strižne porušitve. Če je Mohrov krog popolnoma znotraj ovojnice, ne bo prišlo do porušitve, saj je na vseh ravninah strižna napetost manjša od kritične vrednosti. Krogi zunaj ovojnice niso mogoči, saj bi bila strižna napetost na nekaterih ravninah večja od kritične vrednosti.



Slika 13.5: Mohr-Coulombov kriterij strižne porušitve.

Mohr-Coulombov kriterij strižne porušitve dobro opisuje strižno porušitev grobozrnatih zemljin (prod, pesek). Pri tovrstnih zemljinah je vrednost kohezije praktično nič ( $c = 0$  kPa), strižni kot pa je običajno od  $30^\circ$  do  $45^\circ$ , odvisno od oblike zrn. Glinena tla imajo običajno kohezijo in določen strižni kot, ki je običajno nekoliko manjši od grobozrnatih zemljin. Za drobozrnatih zemljin je Mohr-Coulomb kriterij smiselno uporaben, če upoštevamo vpliv pornih tlakov, ki so časovno odvisni. Številne glinice imajo tudi lastnost, da se kohezija s časom med konsolidacijo povečuje.

#### 13.4 Korelacija med Mohr-Coulombovo premico strižne trdnosti in $K_f$ premico.

Korelacijo med Mohr-Coulombovo premico strižne trdnosti in  $K_f$  premico lahko izrazimo s pomočjo spodnje slike. Najprej izrazimo strižni kot  $\varphi$  v odvisnosti od kota  $\theta$ :

$$\tan \theta = \frac{R}{TC} = \frac{R}{e} \quad (13.9)$$

$$\sin \varphi = \frac{R}{TC} = \frac{R}{e} \quad (13.10)$$

Torej iz zgornjih dveh enačb sledi:

$$\tan \theta = \sin \varphi \quad (13.11)$$

$$\varphi = \sin^{-1}(\tan \theta) \quad (13.12)$$

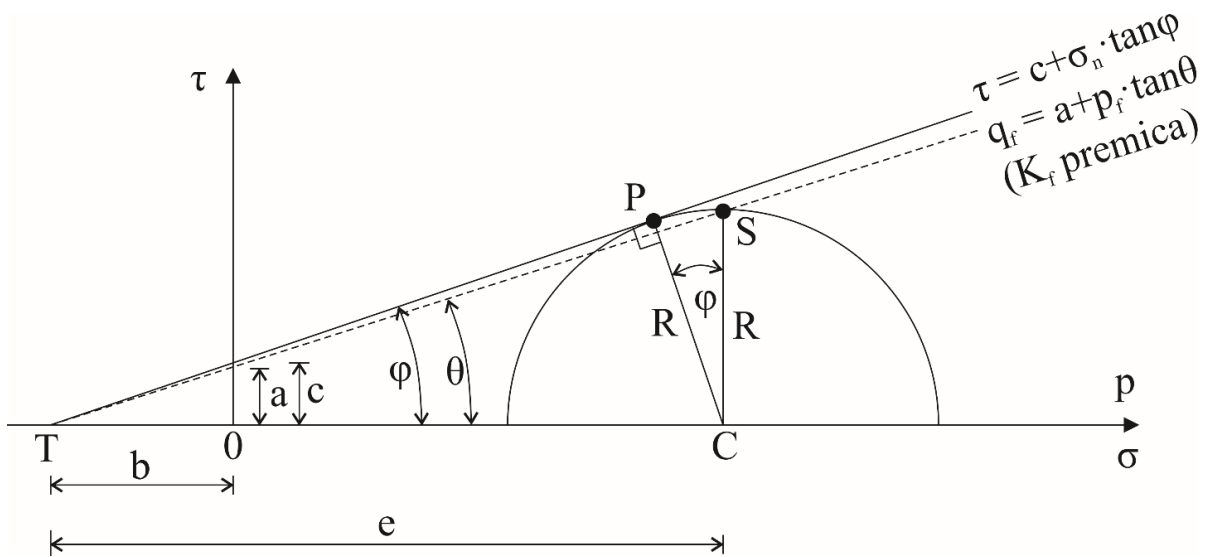
Za določitev vrednosti kohezije  $c$  uporabimo naslednje zveze:

$$\tan \theta = \frac{a}{b} \rightarrow b = \frac{a}{\tan \theta} \quad (13.13)$$

$$\tan \varphi = \frac{c}{b} \rightarrow c = b \cdot \tan \varphi \quad (13.14)$$

$$c = b \cdot \tan \varphi = \frac{a}{\tan \theta} \cdot \tan \varphi = \frac{a}{\sin \varphi} \cdot \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{a}{\cos \varphi} \quad (13.15)$$

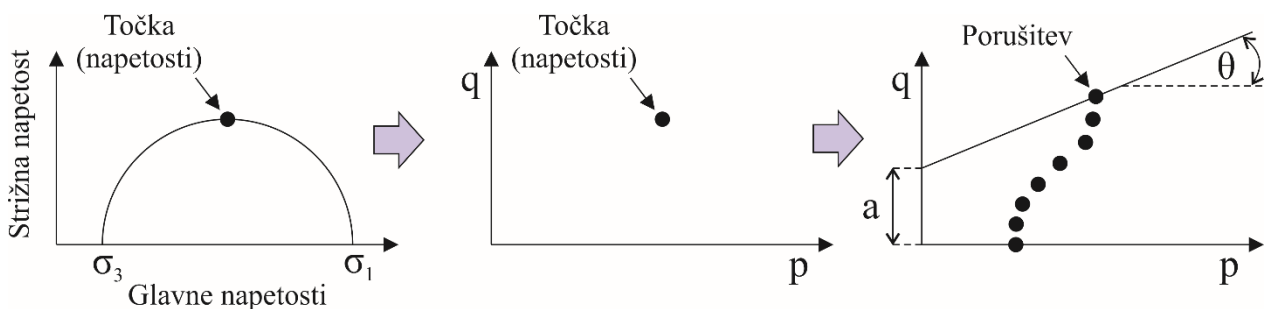
Torej na podlagi enačb 13.12 in 13.15 lahko izrazimo strižni kot in kohezijo zemljine, kadar imamo podane vrednosti  $\theta$  in  $a$ .



Slika 13.6. Mohr-Coulombova premico strižne trdnosti in  $K_f$  premica.

### 13.5 Poti napetosti.

Mohrove kroge običajno narišemo samo za napetostno stanje pri porušitvi. Pomembno pa je tudi opazovati povečevanje strižne napetosti z naraščajočo obremenitvijo. V ta namen lahko uporabimo koncept poti napetosti, ki je prikazan na sliki 13.7.



Slika 13.7: Koncept napetostnih poti.

Namesto, da bi za vsak prirastek napetosti narisali številne Mohrove kroge, narišemo le eno točko, ki lahko predstavlja velikost napetosti Mohrovega kroga. Ta napetostna točka je nameščena na vrhu Mohrovega kroga in jo lahko izrazimo z naslednjima enačbama:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (13.16)$$

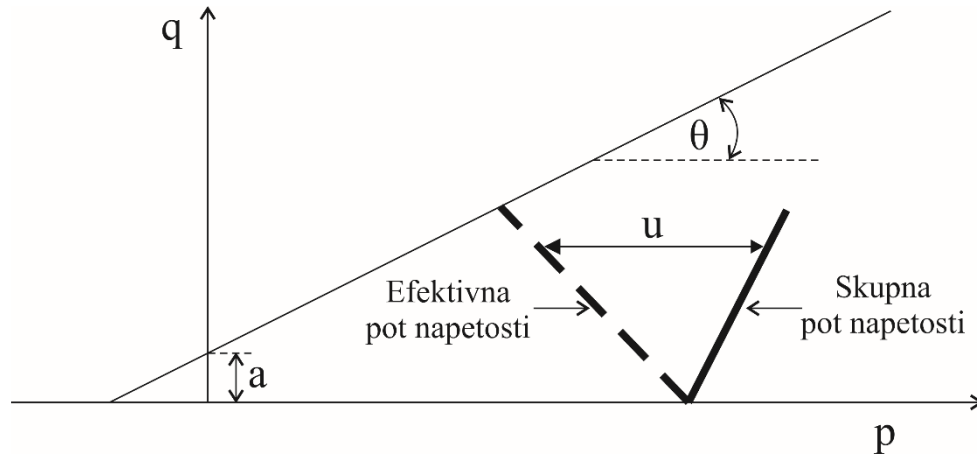
$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (13.17)$$

Z uporabo pristopa poti napetosti lahko dobimo vrednosti  $\theta$  in  $a$  pri poružitvi zemljine. Potrebno je poudariti, da  $\theta$  in  $a$  ne predstavljata strižni kot zemljine ( $\phi$ ) in kohezije ( $c$ ). S pomočjo spodnjih enačb lahko izrazimo strižni kot in kohezijo:

$$\varphi = \sin^{-1}(\tan \theta) \quad (13.18)$$

$$c = \frac{a}{\cos \varphi} \quad (13.19)$$

Koncept poti napetosti običajno uporabljamo predvsem pri efektivnih napetostnih stanjih  $p'$  in  $q'$ . Poti napetosti lahko izrazimo za skupne in efektivne napetosti na istem diagramu.



Slika 13.8: Efektivna in skupna pot napetosti.



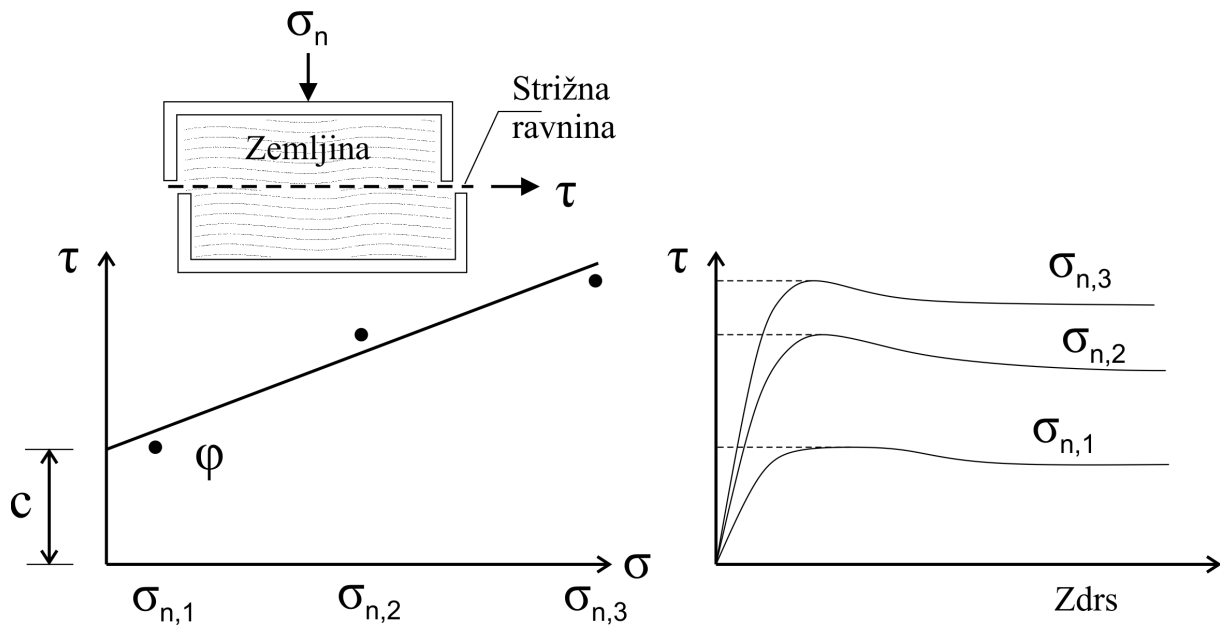
## 14 Določitev parametrov strižne trdnosti

Za določitev strižne trdnosti zemljine uporabljamo najpogosteje enega izmed spodaj naštetih preizkusov:

1. Direktni translatorsni strižni preizkus;
2. Triosne preiskave strižne trdnosti;
3. Preizkus enosne tlačne trdnosti;
4. Preizkus s krilno sondo (Vane).

### 14.1 Direktni translatorsni strižni preizkus

Vzorec zemljine se vstavi v okvir, ki je izdelan iz dveh delov [29]. Aplikira se napetost  $\sigma_n$ , nato pa se spodnji okvir pomakne, dokler se zemljina ne prestriže. Preizkus se ponovi pri različnih vrednostih normalnih napetosti in nato se nariše ravna črta med točkami (linearna aproksimacija). Pri normalni napetosti  $\sigma_n=0$  odčitamo vrednost kohezije  $c$  in naklon premice, ki nam poda vrednost strižnega kota  $\varphi$ .



Slika 14.1: Direktni strižni preizkus.

## 14.2 Triosne preiskave strižne trdnosti

Namen triosne preiskave strižne trdnosti je določiti strižno trdnost zemljine s čim bolj natančnim simuliranjem dejanskega stanja zemljine v tleh in glede na podan inženirski problem. Glede na stanje zemljine in na vrsto inženirskega problema uporabimo enega izmed naslednjih preizkusov [30, 31]:

- 1) Nekonsolidirani nedrenirani preizkus (UU);
- 2) Hitri nedrenirani preizkus (QU);
- 3) Konsolidirani nedrenirani preizkus (CU);
- 4) Konsolidirani drenirani preizkus (CD).

Vzorci zemljine preizkušamo tako, da jih najprej obremenimo s hidrostatičnim (obodnim) tlakom  $\sigma_h = \sigma_3$  in nato z neposredno obremenitvijo bata povečujemo napetost  $\sigma_d$  (deviatorična napetost) v vertikalni smeri  $\sigma_v = \sigma_1$  do porušitve vzorca. Če je zemljina nekoherentna, potem določimo samo strižni kot, zato zadostuje samo eden triosni preskus. Prav tako izvedemo samo eden triosni preskus, kadar imamo popolnoma koherentno zemljino. Zemljino, ki vsebuje oba strižna parametra, pa moramo preskusiti pri različnih bočnih napetostih  $\sigma_3$ .



### 14.2.1 Nekonsolidirani nedrenirani preizkus (UU)

UU preizkus se izvaja na **delno zasičeni** zemljini. Med tem preskusom se iztekanje porne vode prepreči. Na ta način se simulira inženirske probleme, kjer zaradi nizke prepustnosti zemljine ni dovolj časa, da bi se porni tlak vode znižal (predvsem v koherentnih zemljinah). Pri tem preizkusu se izmerijo skupne napetosti in porni tlaki, zato lahko izračunamo efektivne napetosti. Prav tako izmerimo skrček vzorca pri posameznih obremenitvah. Rezultat preizkusa sta strižna parametra  $\varphi'_u$  in  $c'_u$ .

UU preizkus opravimo takrat, ko odtekanje vode ni možno, in takrat, ko je hitrost obremenitve zelo velika, da se lahko iztoke vode zanemari. Trdnost zemljine je v začetnem času najmanjša, vendar se s časom povečuje (izkop gradbene jame in izgradnja temeljev v delno nasičenih tleh, stabilnost nasipov z majhno prepustnostjo zemljine, pri izgradnji nasipov se ustvarijo veliki porni tlaki vode zaradi hitre obremenitve).

Korekcijo deviatorične napetosti izračunamo s predpostavko, da je prostornina vzorca konstantna pri obremenjevanju:

$$V_0 = h_0 \cdot A_0 = h_t \cdot A_t \quad (14.1)$$

$$\varepsilon = x_t/h_0 = (h_0 - h_t)/h_0 \rightarrow \varepsilon \cdot h_0 = h_0 - h_t \rightarrow \varepsilon \cdot h_0 - h_0 = -h_t \rightarrow \frac{h_t}{h_0} = 1 - \varepsilon \quad (14.2)$$

$$A_t = A_0 \cdot \frac{h_0}{h_t} = A_0 \cdot \frac{1}{(1-\varepsilon)} \quad (14.3)$$

$$\sigma_{d,t} = \frac{P_t}{A_t} \quad (14.4)$$

### 14.2.2 Hitri nedrenirani preizkus (QU)

Hitri nedrenirani preizkus (QU) je traja bistveno manj časa kot ostali triosni preizkusi. Pri preiskavi ni potrebno meriti pornega tlaka, prav tako pa se ne dovoli odtekanje vode (drenaža). QU preizkus izvajamo običajno na **nasičenih** in kohezivnih tleh. Strižna trdnost zemljine pa ni odvisna samo od stopnje zasičenosti, ampak tudi od zgodovinskega napetostnega stanja (normalno konsolidirana glina (NCC), pre-konsolidirana glina OCC).

Pri popolnoma zasičeni zemljini sprememba hidrostatičnega (obodnega tlaka  $\Delta\sigma_h$ ) pomeni enako povečanje porenega tlaka  $\Delta u$  v vzorcu. Torej se efektivna napetost ne spremeni. Ker efektivna napetost pri različnih hidrostatičnih tlakih ostaja enaka, se vzorec poruši pri enaki deviatorični napetosti (enak polmer Mohrovega kroga).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (14.5)$$

$$\sigma'_c = \sigma_c - u \quad (14.6)$$

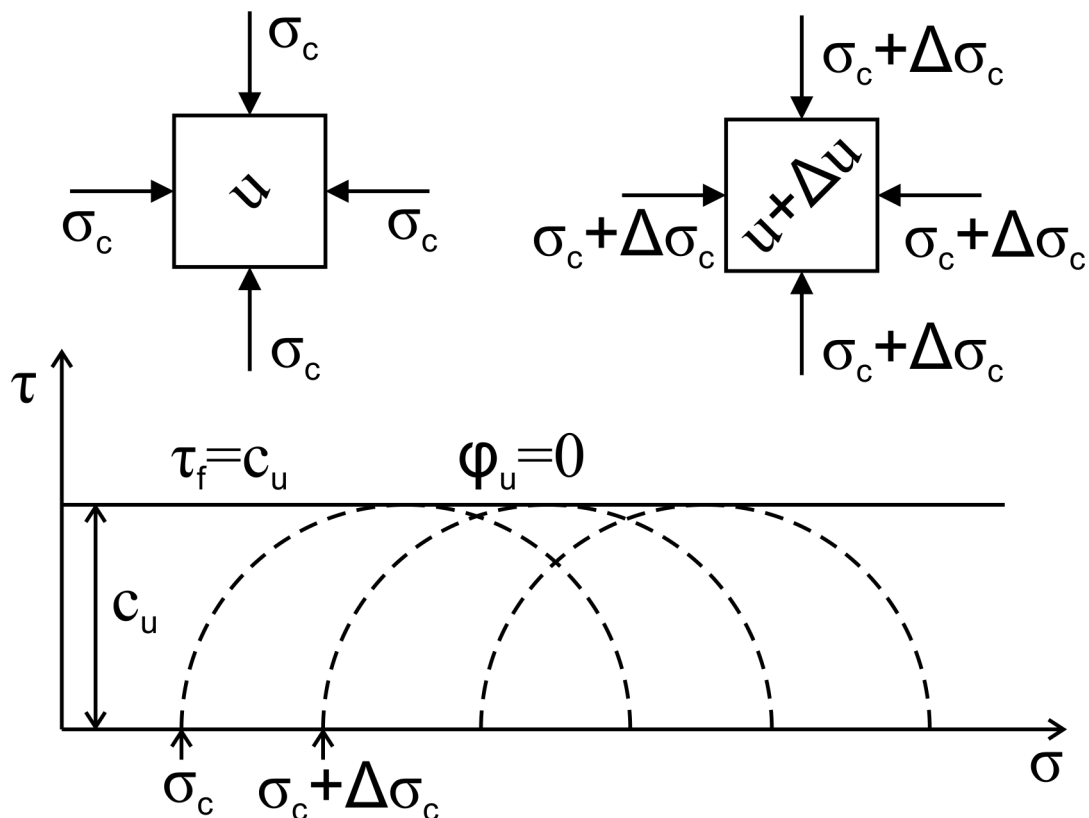
$$(\sigma_c + \Delta\sigma_c)' = \sigma_c + \Delta\sigma_c - (u + \Delta u) \quad (14.7)$$

$$\Delta u = \Delta\sigma_c \quad (14.8)$$

$$(\sigma_c + \Delta\sigma_c)' = \sigma_c - u + \Delta\sigma_c - \Delta\sigma_c \quad (14.9)$$

$$(\sigma_c + \Delta\sigma_c)' = \sigma_c - u \quad (14.10)$$

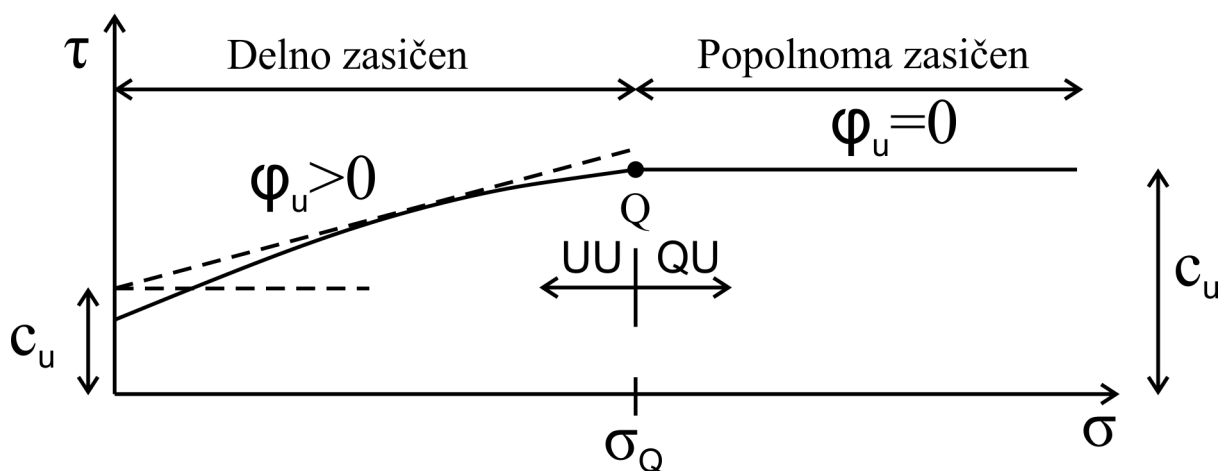
$$\sigma'_c = (\sigma_c + \Delta\sigma_c)' \quad (14.11)$$



Slika 14.2: Hitri nedrenirani preizkus (QU).

QU preizkus uporabljamo za preveritev kratkotrajne stabilnosti in nosilnosti konstrukcij na zemljinah z nizko prepustnostjo. Rezultat preizkusa je nedrenirana strižna trdnost  $c_u$ . Nedrenirano strižno trdnost uporabljamo pri podpornih konstrukcijah, kadar je zemljina zasičena in drenaža ni omogočena. QU preizkus za določitev strižne trdnosti uporabljamo tudi takrat, ko je časovni interval prekratek, da bi se lahko poreni tlaki zmanjšali.

Pri delno zasičeni zemlji se uporablja UU preizkus. Kadar imamo zasičeno zemljino ali pa je tlak tako visok, da se zemljina popolnoma zasiči, uporabimo QU preizkus.



Slika 14.3: Nekonsolidirani nedrenirani preizkus (UU) oziroma hitri nedrenirani preizkus (QU).

### 14.2.3 Konsolidirani nedrenirani preizkus (CU)

Pri CU preizkusu se dovoli, da voda med konsolidacijo teče iz vzorca, zato se porni tlak zaradi  $\sigma_c$ , popolnoma izniči. Po konsolidaciji se drenažni odtočni ventil zapre in nato se aplicira deviatorična napetost. Pri preiskavi se izmeri porni tlak, deformacija vzorca in deviatorična napetost. Rezultati preizkusa so efektivni strižni parametri ( $\varphi'_{cu}$ ,  $c'_{cu}$ ) in parametri strižne trdnosti zaradi skupne napetosti ( $\varphi_{cu}$ ,  $c_{cu}$ ). CU preizkus se uporabi takrat, ko lastna teža objekta najprej konsolidira zemljino, nato pa se obremenitev hitro poveča in ciklično ponavlja (vodohrani, silosi, nasipi, kjer se zemljina delno konsolidira zaradi dolgotrajne izgradnje)

### 14.2.4 Konsolidiran dreniran preizkus (CD)

V tem preskusu se vzorec konsolidira pod hidrostatičnim tlakom v celici (porni tlak  $u = 0$ ). Nato s počasnim povečanjem deviatorične napetosti zagotovimo, da se porni tlak, ki nastane, lahko sprosti. Ker je porni tlak pri poružitvi enak nič ( $u = 0$  kPa) velja, da je skupna napetost enaka efektivni napetosti:

$$\sigma'_v = \sigma_c + \sigma_d \quad (14.12)$$

$$\sigma'_h = \sigma_h = \sigma_c \quad (14.13)$$

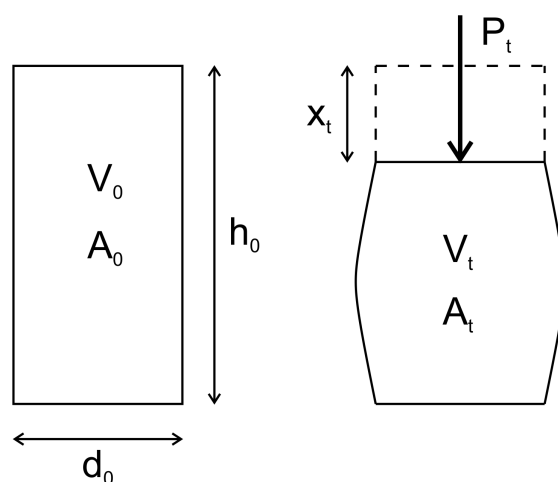
Ker pri konsolidiranem dreniranem (CD) preizkusu prostornina vzorca ni konstantna zaradi odtekanje vode, je potrebno izdelati korekcijo površine, na katero deluje vertikalna sila. Količino vode, ki je odtekla,  $\Delta V_t$ , je potrebno izmeriti, da lahko izračunamo ustrezno površino:

$$V_t = A_t \cdot (h_0 - x_t) \quad (14.14)$$

$$V_t = V_0 - \Delta V_t \quad (14.15)$$

$$A_t \cdot (h_0 - x_t) = V_0 - \Delta V_t \rightarrow A_t = A_0 \cdot \left( \frac{1 - \frac{\Delta V_t}{V_0}}{1 - \frac{x_t}{h_0}} \right) \quad (14.16)$$

$$\sigma_{d,t} = \frac{P_t}{A_t} \quad (14.17)$$



Slika 14.4: Korekcijo površine pri konsolidiranem dreniranem preizkusu (CD).

CD preizkuse uporabljamo pri inženirskih problemih, kjer je možnost drenaže vode (temelji, piloti, podporne konstrukcije v gramozu in pesku, pri nenadnih spremembah nivoja gladine vode).

### 14.3 Enosna tlačna trdnost

Vzorec koherentne zemljine lahko obremenimo tudi brez bočne napetosti  $\sigma_h = \sigma_3$  (tj. Unconfined Compression Test). Pri tej preiskavi prostornina vzorca v času obremenjevanja ostane konstantna, vendar se spremeni prečni prerez vzorca [32]. Korigiran prerez izračunamo:

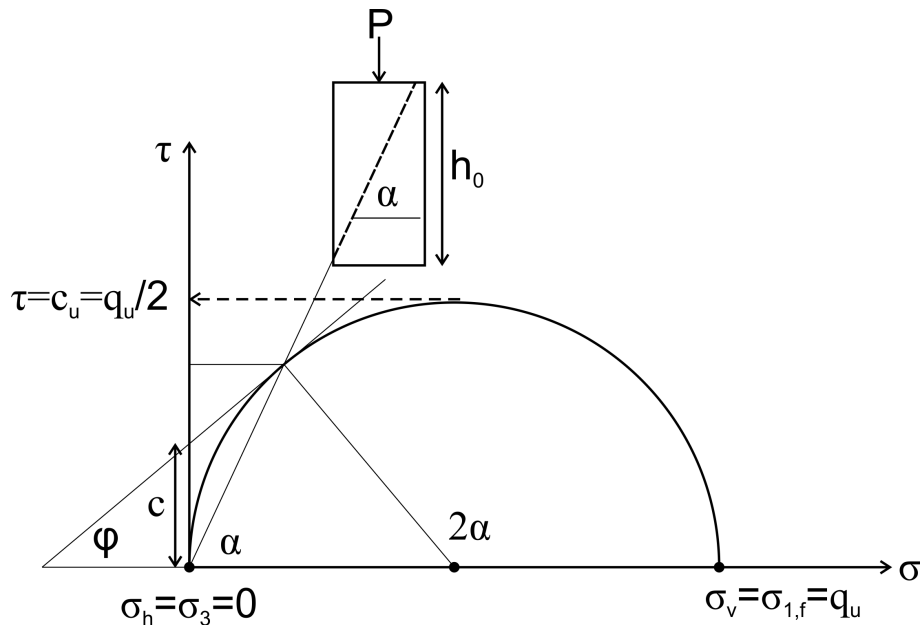
$$A_t = A_0 \cdot \frac{1}{(1 - \varepsilon)} \quad (14.18)$$

$$\varepsilon_z = \frac{x_t}{h_0} \quad (14.19)$$

$$\sigma_{1f} = q_u \quad (14.20)$$

$$c_u = q_u/2 \quad (14.21)$$

Rezultat preiskave je enoosna tlačna trdnost  $q_u$ , katere polovična vrednost predstavlja nedrenirano strižno trdnost  $c_u$ .

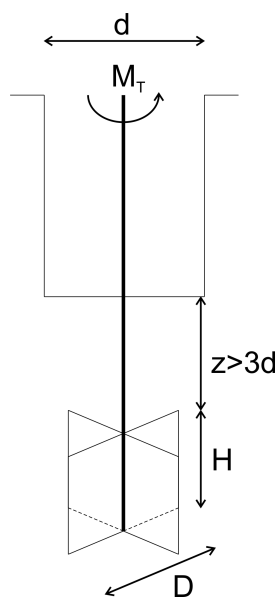


Slika 14.5: Enoosna tlačna trdnost.

#### 14.4 Preizkus s krilno sondo (Vane)

Preiskava strižne trdnosti zemljine s krilno sondo se najpogosteje izvaja v vrtini [33]. Krilna sonda je sestavljena iz štirih lopatic. Z napravo za merjenje torzijskega momenta določimo nedrenirano strižno trdnost zemljine  $c_u$  (kPa). Preizkus s krilno sondo izvajamo predvsem takrat, ko je zemljina zelo plastična in zaradi tega težko odvezamo vzorce zemljine. Nedrenirano strižno trdnost na podlagi preizkusa s krilno sondo izračunamo z enačbo:

$$c_u = \frac{M_T}{\pi d^2 \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6}\right)} \quad (14.22)$$



Slika 14.6: Preizkus s krilno sondo.

#### 14.5 Efektivna strižna parametra trdnosti $c'$ in $\varphi'$

Pri zasičenih zemljinah je potrebno upoštevati vpliv pornih tlakov vode. Na strižni ravnini v nasičeni zemljini prisotnost porne vode ne prispeva k strižni trdnosti, enostavno zato, ker voda nima strižne trdnosti. Strižna ravnina zaradi trenja se lahko zgodi samo na točkah, kjer se zrna med seboj dotikajo, kar imenujemo efektivna strižna napetost.

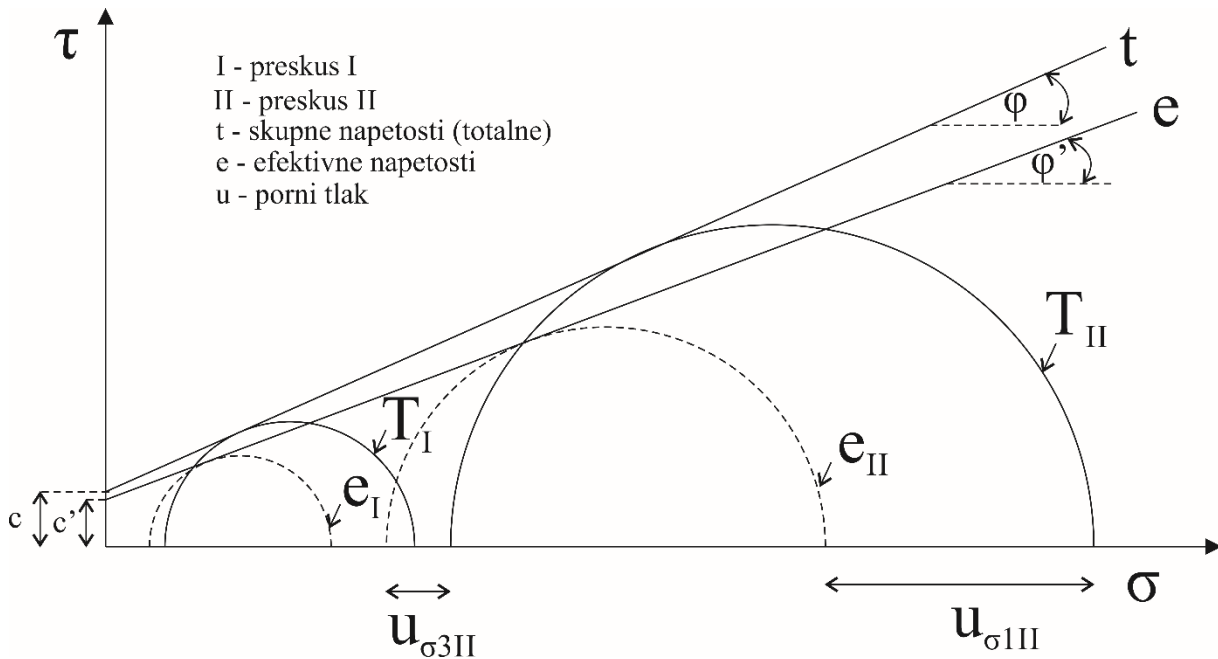
$$\tau' = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (14.23)$$

Če je zemljina v nasičenem stanju in če ima voda možnost odtekanja pod obremenitvijo (konsolidacija), je bolj ustrezno, da dolgoročni odziv zemljene opišemo z efektivnimi strižnimi parametri. Efektivna strižna parametra  $c'$  in  $\varphi'$  lahko določimo s triosnim testom, kadar lahko izmerimo porni tlak med preskušanjem ali pa dovolimo, da se vzorec drenira in nato izvedemo triosni preizkus. Prvi pristop je dejansko hitrejši, če je le mogoče opraviti triosni preskus z merjenjem pornega tlaka. Skupne in efektivne Mohrove kroge je mogoče narisati, kot je prikazano na spodnji sliki, iz katere lahko dobimo  $c$  in  $\varphi$  ter  $c'$  in  $\varphi'$ . Za nekatere zemljine ne moremo natančno napovedati, kakšno je razmerje med skupnimi in efektivnimi strižnimi parametri. Splošno velja:

$$c' < c \quad (14.24)$$

$$\varphi' < \varphi \quad (14.25)$$

Analiza s skupnimi napetostmi je merodajna v kratkoročnem obdobju, medtem ko je analiza z efektivnimi napetostmi merodajna za dolgoročno obdobje. Kratkoročno/dolgoročno obdobje razlikujemo zaradi konsolidacije. Totalni (skupni) strižni parametri temeljijo na nedrenirani preiskavi (U), efektivni parametri pa na drenirani preiskavi (D).



Slika 14.7: Mohrovi krog za skupne in efektivne napetosti.

## 14.6 Skemptonova koeficienta

Skempton je zapisal razmerje med povečanimi porni tlaki vode in povečanimi skupnimi napetostmi [34,35]:

$$\Delta u = B \cdot [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (14.26)$$

Postopno povečanje skupnih napetosti  $\sigma_c$  in  $\sigma_v$  med triosnim preskusom povzroči povečanje pornih tlakov  $\Delta u$  v zemljini. Vpliv  $\sigma_c$  in  $\sigma_d$  na spremembo pornega tlaka  $\Delta u$  obravnavamo ločeno. V prvi fazi triosnega preskusa majhen prirastek tlaka vode v celici  $\sigma_c$  povzroči majhno povečanje pornega tlaka  $\Delta u_c$ .

$$\Delta u_c = B \cdot \Delta \sigma_c \quad (14.27)$$

Velikost  $\Delta u_c$  je odvisna tudi od stopnje nasičenosti zemljine ( $B = 1$  - popolnoma zasičena zemljina;  $0 < B < 1$  delno nasičena zemljina;  $B = 0$  – popolnoma suha zemljina). Zato se lahko ta prva faza triosnega testa uporabi za določitev stopnje nasičenosti zemljine.

V drugi fazi apliciramo deviatorično napetost  $\sigma_d$ . Če povečamo vertikalno napetost, ne da bi omogočili odtok vode iz vzorca, potem to povzroči dodatno povečanje poregna tlaka:

$$\Delta u_d = \bar{A} \cdot \Delta \sigma_d \quad (14.28)$$

Skupna sprememba poregna tlaka  $\Delta u$  med triosnim preskusom torej znaša:

$$\Delta u = \Delta u_c + \Delta u_d = B \cdot \Delta \sigma_c + \bar{A} \cdot \Delta \sigma_d \quad (14.29)$$

$$\Delta u = B \cdot \left( \Delta \sigma_c + \frac{\bar{A}}{B} \cdot \Delta \sigma_d \right) \quad (14.30)$$

$$A = \frac{\bar{A}}{B} \quad (14.31)$$

$$\Delta u = B \cdot (\Delta \sigma_c + A \cdot \Delta \sigma_d) \quad (14.32)$$

Vrednost parametra  $A$  je v veliki meri odvisna od zgodovine napetosti v tleh. Običajne vrednosti  $A$  so:

- zelo prekonsolidirana glina  $-0,5 < A < 0$ ,
- prekonsolidirana glina  $0 < A < 0,5$ ,
- normalno konsolidirana glina  $0,5 < A < 1,5$ .



## 15 Napetosti – teorija elastičnosti

### 15.1 Točkovna obtežba

Boussinesq je leta 1885 podal enačbe za izračun napetosti zaradi točkovne obtežbe na površini, homogene, izotropne zemljine z linearnim razmerjem med napetostjo in deformacijo (slika 15.1) [7].

$$\sigma_z = \frac{3Vz^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad (15.1)$$

$$\sigma_x = \frac{3V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{x^2 \cdot z}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[ \frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{R^3(R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right] \quad (15.2)$$

$$\sigma_y = \frac{3V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{y^2 \cdot z}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[ \frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{R^3(R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right] \quad (15.3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{x \cdot y \cdot z}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[ \frac{(2R+z) \cdot x \cdot y}{R^3(R+z)^2} \right] \right] \quad (15.4)$$

$$\tau_{xz} = \frac{3V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{y \cdot z^2}{R^5} \right] \quad (15.5)$$

$$\tau_{yz} = \frac{3V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{x \cdot z^2}{R^5} \right] \quad (15.6)$$

Vertikalne, radialne, obodne in strižne napetosti na globini  $z$  in vodoravne razdalja  $r$  od točke obremenitve izrazimo kot (cilindrične koordinate):

$$\sigma_z = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot (3 \cdot \cos^5 \vartheta) \quad (15.7)$$

$$\sigma_z = \frac{V}{z^2} \cdot I_q = \frac{V}{z^2} \cdot \frac{3}{2 \cdot \pi \cdot [(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \quad (15.8)$$

$$\sigma_z = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot (3 \cdot \cos^3 \vartheta) \quad (15.9)$$

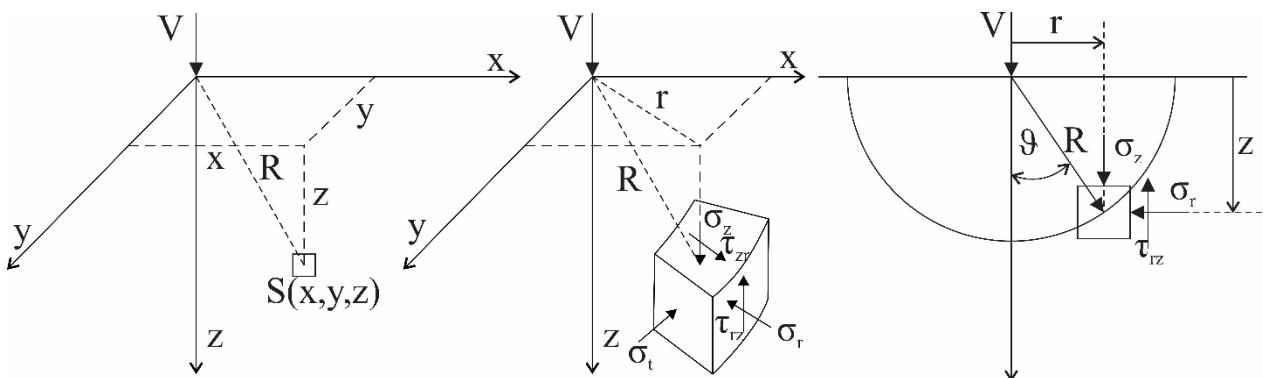
$$\sigma_z = \frac{3 \cdot V \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad (15.10)$$

kjer je:

$$\vartheta = \tan^{-1}(r/z) \quad (15.11)$$

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} \quad (15.12)$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (15.13)$$



Slika 15.1: Točkovna obtežba.

Ostale komponente napetosti izračunamo s spodnjimi enačbami:

Radialne napetosti:

$$\sigma_r = \frac{V}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{R \cdot (R+z)} \right] \quad (15.14)$$

$$\sigma_r = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ 3 \cdot \cos \vartheta \cdot \sin^2 \vartheta - \frac{(1-2\nu)}{1+\cos \vartheta} \right] \quad (15.15)$$

Tangencialne napetosti:

$$\sigma_t = \frac{V}{2 \cdot \pi} \cdot (1-2\nu) \cdot \left[ \frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3} \right] \quad (15.16)$$

$$\sigma_t = \frac{V}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot (1-2\nu) \cdot \left[ \frac{1}{1+\cos \vartheta} - \cos \vartheta \right] \quad (15.17)$$

Strižne napetosti:

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot V \cdot r \cdot z^2}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad (15.18)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \cos^2 \vartheta \cdot \sin \vartheta \quad (15.19)$$

## 15.2 Linijska obtežba

Na sliki spodaj je prikazan primer obremenitve  $q$  na enoto dolžine. Napetosti v točki S izračunamo kot:

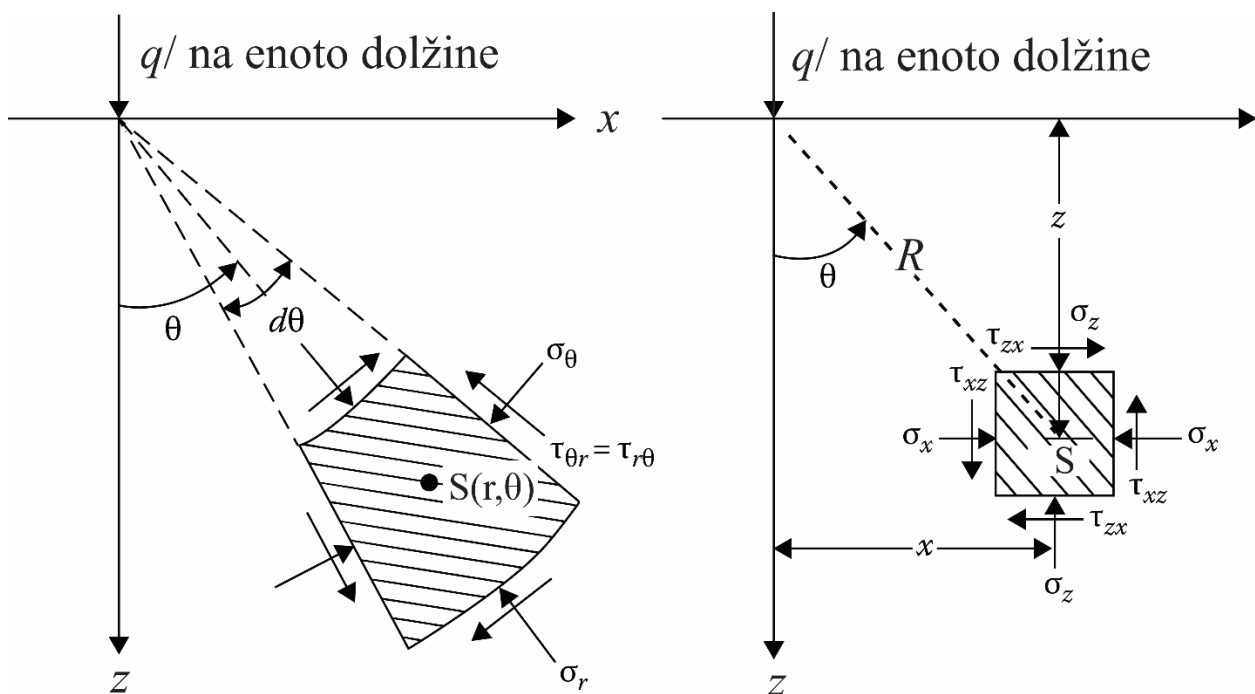
$$\sigma_r = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot R} \cdot \cos \theta \quad (15.20)$$

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot R} \cdot \cos^3 \theta = \frac{2 \cdot q \cdot z^3}{\pi \cdot (x^2 + z^2)^2} \quad (15.21)$$

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot R} \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos \theta = \frac{2 \cdot q \cdot x^2 \cdot z}{\pi \cdot (x^2 + z^2)^2} \quad (15.22)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot R} \cdot \sin \theta \cdot \cos^2 \theta = \frac{2 \cdot q \cdot x \cdot z^2}{\pi \cdot (x^2 + z^2)^2} \quad (15.23)$$

$$R = \sqrt{x^2 + z^2} \quad (15.24)$$



Slika 15.2: Linijska obtežba.

### 15.3 Enakomerna brezkraina pasovna obtežba

Napetosti v zemeljskem pol-prostoru zaradi enakomerne brezkraina pasovne obtežbe izračunamo kot:

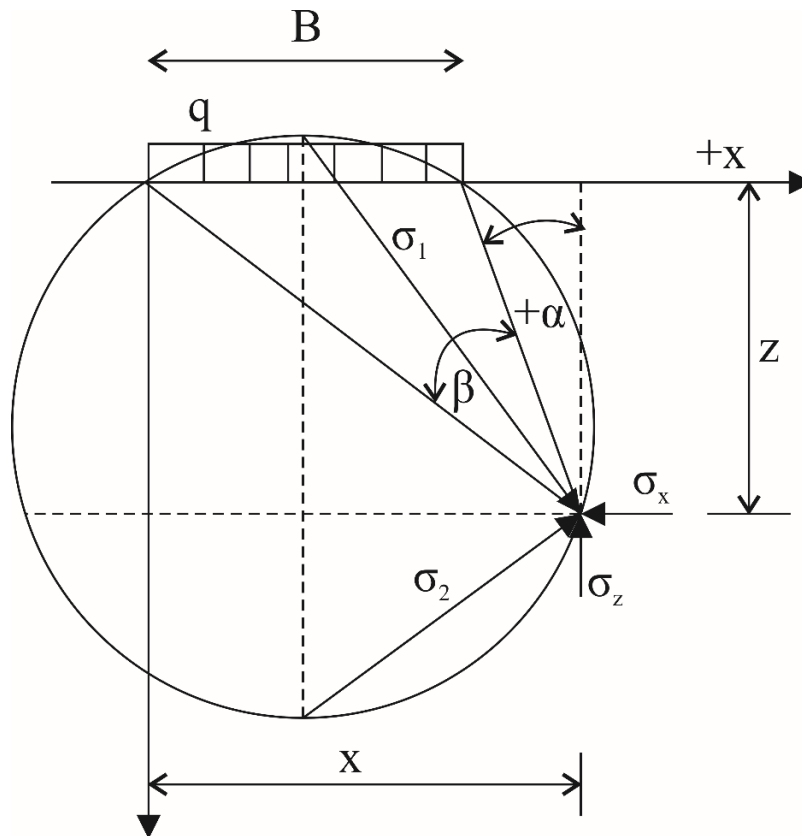
$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \cdot [\beta + \sin \beta \cdot \cos(2\alpha + \beta)] \quad (15.25)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot [\beta - \sin \beta \cdot \cos(2\alpha + \beta)] \quad (15.26)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \cdot [\sin \beta \cdot \sin(2\alpha + \beta)] \quad (15.27)$$

Glavne napetosti izrazimo kot:

$$\sigma_{1,2} = \frac{q}{\pi} \cdot [\beta \pm \sin(\beta)] \quad (15.28)$$



Slika 15.3: Enakomerna brezkraina pasovna obtežba.

Kot  $\alpha$  in  $\beta$  izračunamo s pomočjo spodnjih dveh enačb:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{x-B}{z} \right) \quad (15.29)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{x}{z} \right) - \alpha \quad (15.30)$$

## 15.4 Enakomerna pravokotna obtežba

Vertikalno komponento napetosti na določeni globini  $z$  in na vogalu pravokotne obtežbe izračunamo kot:

$$\sigma_z = q \cdot I_q \quad (15.31)$$

pri čemer je  $q$  zvezna obtežba in  $I_q$  vplivni faktor. Vplivni faktor izračunamo kot:

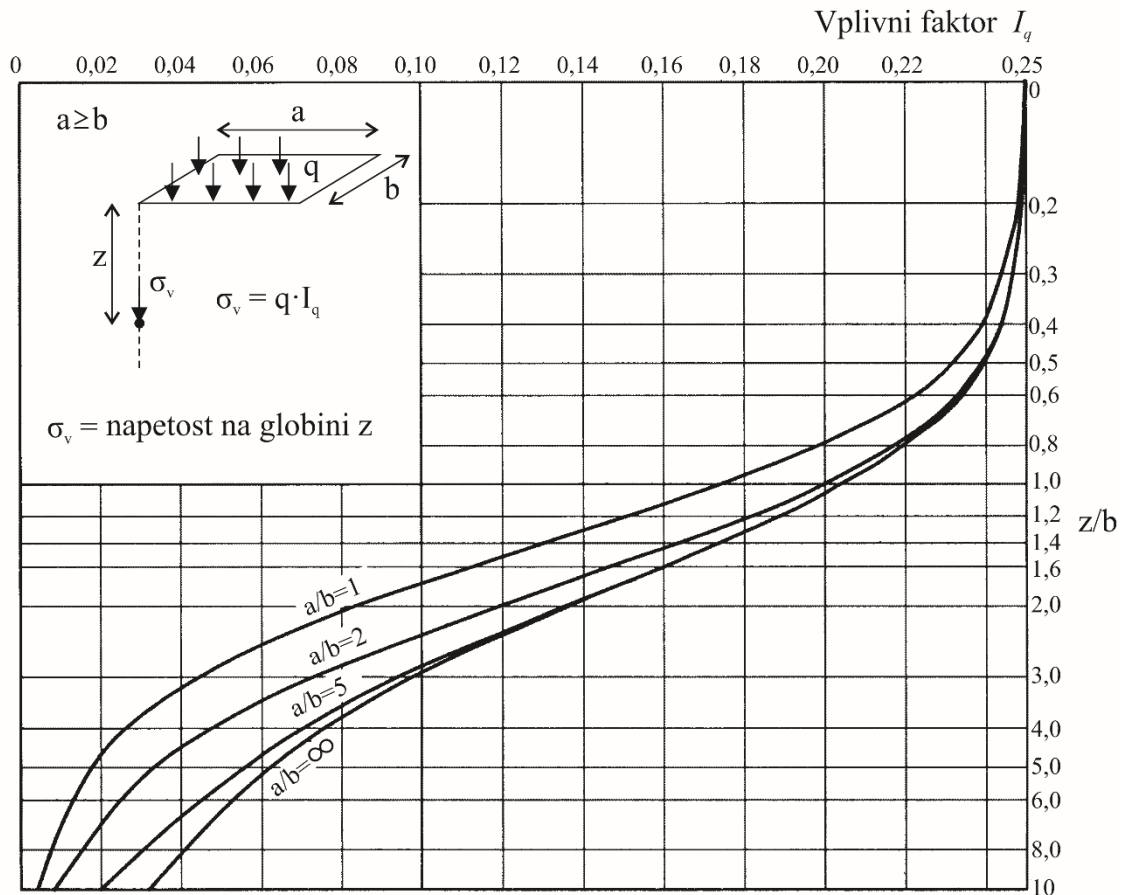
$$I_q = \frac{1}{2 \cdot \pi} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{a \cdot b}{R \cdot z} \right) + \frac{a \cdot b \cdot z}{R} \left( \frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right] \quad (15.32)$$

$$R^2 = a^2 + b^2 + z^2 \quad (15.33)$$

Daljšo stranico pravokotne ploskve označimo z  $a$  in krajšo stranico pravokotne ploskve označimo z  $b$ . Tabela 15.1 prikazuje vrednosti vplivnega faktorja  $I_q$  za različna razmerja med stranicama pravokotne ploskve ( $a/b$ ).

**Tabela 15.1: Vplivni faktorji (izračunani na podlagi enačbe 15.32) za določitev vertikalne napetosti pod vogalno točko pravokotne obtežbe.**

z/b	a/b							
	1	1.5	2	3	4	5	10	20
0,00	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,25	0,2470	0,2480	0,2480	0,2480	0,2480	0,2480	0,2480	0,2480
0,50	0,2320	0,2380	0,2390	0,2400	0,2400	0,2400	0,2400	0,2400
0,75	0,2060	0,2180	0,2220	0,2230	0,2240	0,2240	0,2240	0,2240
1,00	0,1750	0,1940	0,2000	0,2030	0,2040	0,2040	0,2050	0,2050
1,25	0,1460	0,1680	0,1770	0,1830	0,1840	0,1850	0,1850	0,1850
1,50	0,1210	0,1450	0,1560	0,1640	0,1660	0,1660	0,1670	0,1670
1,75	0,1010	0,1250	0,1370	0,1470	0,1490	0,1500	0,1510	0,1510
2,00	0,0840	0,1070	0,1200	0,1310	0,1350	0,1360	0,1370	0,1370
2,25	0,0710	0,0920	0,1060	0,1180	0,1220	0,1240	0,1260	0,1260
2,50	0,0600	0,0800	0,0930	0,1060	0,1110	0,1130	0,1150	0,1150
2,75	0,0520	0,0700	0,0820	0,0960	0,1020	0,1040	0,1060	0,1070
3,00	0,0450	0,0610	0,0730	0,0870	0,0930	0,0960	0,0990	0,0990
3,25	0,0390	0,0540	0,0650	0,0790	0,0860	0,0890	0,0920	0,0920
3,50	0,0340	0,0480	0,0590	0,0720	0,0790	0,0820	0,0860	0,0860
3,75	0,0300	0,0430	0,0530	0,0660	0,0730	0,0760	0,0810	0,0810
4,00	0,0270	0,0380	0,0480	0,0600	0,0670	0,0710	0,0760	0,0760
4,50	0,0220	0,0310	0,0390	0,0510	0,0580	0,0620	0,0680	0,0680
5,00	0,0180	0,0260	0,0330	0,0430	0,0500	0,0550	0,0610	0,0620
5,50	0,0150	0,0220	0,0280	0,0370	0,0440	0,0480	0,0550	0,0570
6,00	0,0130	0,0190	0,0240	0,0330	0,0390	0,0430	0,0510	0,0520
6,50	0,0110	0,0160	0,0210	0,0280	0,0340	0,0390	0,0460	0,0480
7,00	0,0090	0,0140	0,0180	0,0250	0,0310	0,0350	0,0430	0,0450
7,50	0,0080	0,0120	0,0160	0,0220	0,0270	0,0310	0,0400	0,0420
8,00	0,0070	0,0110	0,0140	0,0200	0,0250	0,0280	0,0370	0,0390
8,50	0,0060	0,0100	0,0120	0,0180	0,0220	0,0260	0,0340	0,0370
9,00	0,0060	0,0090	0,0110	0,0160	0,0200	0,0240	0,0320	0,0350
9,50	0,0050	0,0080	0,0100	0,0150	0,0180	0,0220	0,0300	0,0330
10,00	0,0050	0,0070	0,0090	0,0130	0,0170	0,0200	0,0280	0,0310
11,00	0,0040	0,0060	0,0080	0,0110	0,0140	0,0170	0,0250	0,0280
12,00	0,0030	0,0050	0,0060	0,0090	0,0120	0,0140	0,0220	0,0260
13,00	0,0030	0,0040	0,0060	0,0080	0,0100	0,0130	0,0200	0,0230
14,00	0,0020	0,0040	0,0050	0,0070	0,0090	0,0110	0,0180	0,0220
15,00	0,0020	0,0030	0,0040	0,0060	0,0080	0,0100	0,0160	0,0200
16,00	0,0020	0,0030	0,0040	0,0050	0,0070	0,0090	0,0140	0,0190
17,00	0,0020	0,0020	0,0030	0,0050	0,0060	0,0080	0,0130	0,0170
18,00	0,0010	0,0020	0,0030	0,0040	0,0060	0,0070	0,0120	0,0160
19,00	0,0010	0,0020	0,0030	0,0040	0,0050	0,0060	0,0110	0,0150
20,00	0,0010	0,0020	0,0020	0,0040	0,0050	0,0060	0,0100	0,0140



Slika 15.4: Vplivni faktor za izračun vertikalne napetosti na vogalu pravokotne obtežbe.

### 15.5 Newmarkova metoda za določitev napetosti pod obtežbo poljubne oblike

Newmark je uvedel grafično metodo za izračun vertikalnih napetosti pod obtežbo poljubne oblike [36]. Osnova za Newmarkovo metodo je enačba za izračun vertikalne napetosti pod središčem krožne enakomerne obtežbe:

$$\sigma_v = q \cdot I \quad (15.34)$$

$$I = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{3/2}} \quad (15.35)$$

Iz zgornjih enačb sledi izračun polmerov za izbrano vrednost  $z_0$  in razmerje  $\sigma_v/q$ :

$$r = z_0 \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_v}{q}\right)^{-2/3} - 1} \quad (15.36)$$

Narišemo lahko poljubno število koncentričnih krogov na podlagi vrednosti  $\sigma_v/q$ . V tabeli 15.2 so podane vrednosti polmerov za 10 različnih izbranih vrednosti  $\sigma_v/q$  (tj. 10 koncentričnih krogov) in za štiri različne vrednosti  $z_0$ . Poudariti je potrebno, da desetega kroga ni možno narisati, ker je njegov polmer neskončne velikosti.

**Tabela 15.2: Vrednosti polmerov Newmarkovih krogov za izbrane vrednosti  $z_0$ .**

$z_0$ (cm) =	2											
$\sigma_v/q$ (-) =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
r (cm) =	0,00	0,54	0,80	1,04	1,27	1,53	1,84	2,22	2,77	3,82	$\infty$	
$z_0$ (cm) =	3											
$\sigma_v/q$ (-) =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
r (cm) =	0	0,81	1,20	1,55	1,91	2,30	2,75	3,33	4,16	5,72	$\infty$	
$z_0$ (cm) =	4											
$\sigma_v/q$ (-) =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
r (cm) =	0	1,08	1,60	2,07	2,55	3,07	3,67	4,44	5,55	7,63	$\infty$	
$z_0$ (cm) =	5											
$\sigma_v/q$ (-) =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
r (cm) =	0,00	1,35	2,00	2,59	3,18	3,83	4,59	5,55	6,94	9,54	$\infty$	

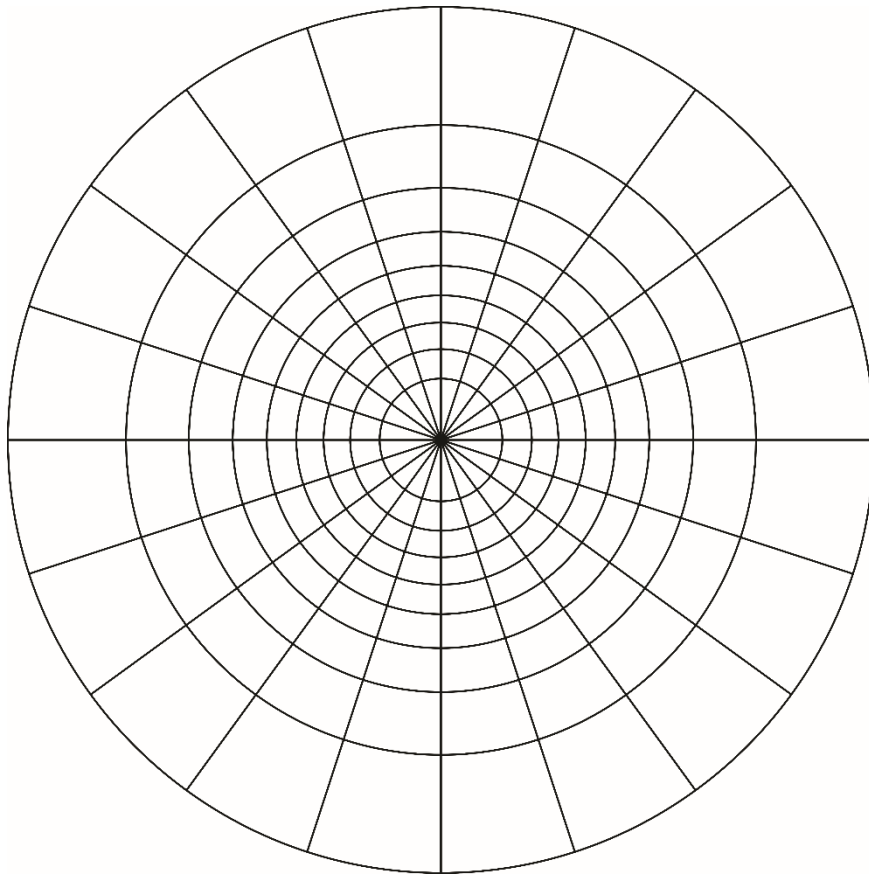
Sistem krogom razdelimo na poljubno število segmentov  $N$ . Če izberemo 10 koncentričnih krogov in 20 sektorjev, potem vsota vseh segmentov znaša  $10 \cdot 20 = 200$ . Bremensko ploskev poljubne oblike moramo narisati v merilu  $M = 1 : z/z_0$ , pri čemer se mora točka, pod katero računamo napetost, nahajati v središču koncentričnih krogov. Število segmentov  $N_i$ , ki jih pokriva bremenska ploskev  $q$ , nam omogoča izračun spremembe vertikalnih napetosti:

$$\sigma_v = q \cdot \frac{N_i}{N} \quad (15.37)$$

Za 10 koncentričnih krogov in 20 sektorjev sledi:

$$\sigma_v = q \cdot \frac{N_i}{10 \cdot 20} \quad (15.38)$$

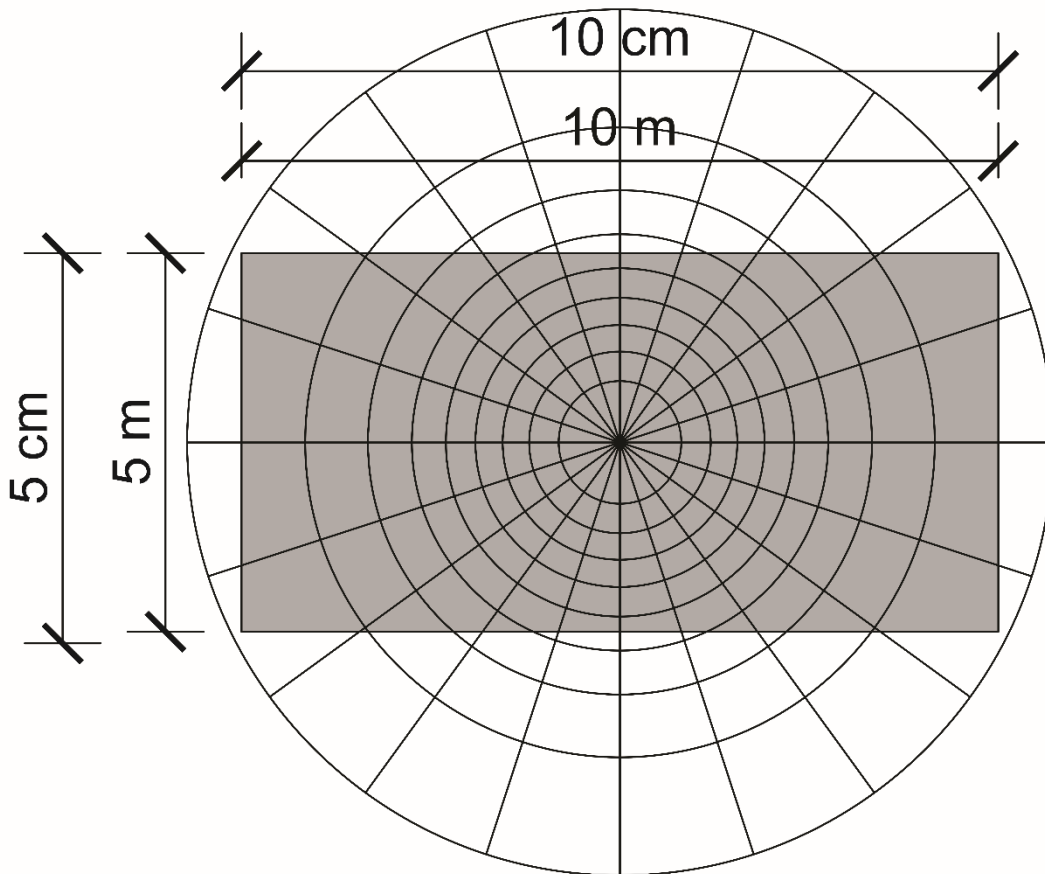




Slika 15.5: Newmarkovi krogi ( $z_0 = 3$  cm).

Kot primer izračunajmo napetost na globini  $z = 3$  m, ki nastane pod središčem obtežbe pravokotne oblike 10 m x 5 m. Najprej izračunamo ustrezno merilo:  $z/z_0 = 300 \text{ cm}/3 \text{ cm} = 100$ . Torej vse dimenzije pravokotne obtežbe zmanjšamo za vrednost 100x. Obtežbo širine 10 m x 5 m narišemo v Newmarkove kroge v velikosti  $a = 1000 \text{ cm}/100 = 10 \text{ cm}$  in  $b = 500 \text{ cm}/100 = 5 \text{ cm}$ . Iz slike spodaj lahko ugotovimo, da obtežba prekriva 146 segmentov. Torej je vrednost napetosti na globini  $z = 3$  m enaka:

$$\sigma_v = q \cdot (146/200).$$



Slika 15.6: Newmarkovi krogi z obtežbo ( $z_0 = 3 \text{ cm}$ ,  $z = 3 \text{ m}$ ).

## 16 Stabilnostna analiza

Za analizo stabilnosti pobočij poljubne oblike in sestave so bile razvite različne približne metode. Večina teh metod predpostavlja krožno drsno površino. S številnimi poenostavitvami in predpostavkami se določi vrednost količnika varnosti  $F$ , tj. razmerje med trdnostjo in obremenitvijo. Krožna porušnica, ki daje najmanjšo vrednost  $F$ , velja za kritično porušnico. Razvoj številnih metod (ki so jih med drugim razvili Fellenius, Taylor, Bishop, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu) pa opozarja, da nobena od njih ni popolnoma natančna [37-40]. Torej je potrebno z dobljenimi rezultati ravnati previdno. Izbira metode za analizo stabilnosti je odvisna od tega, ali je potrebno določiti količnik varnosti za kratkotrajno ali dolgoročno stabilnost pobočja.

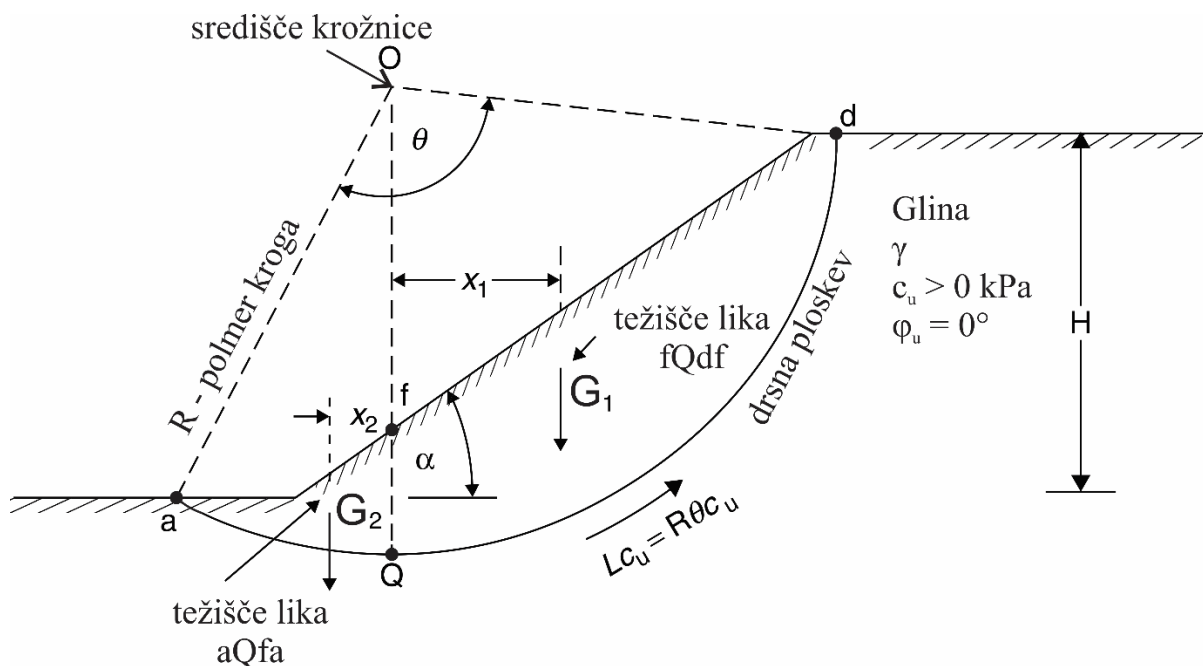
Pri kratkotrajni stabilnosti pobočja ne predvidevamo spremembo pornega tlaka. S triosnim preskusom (hitri nedrenirani preizkus – QU) dobimo vrednosti nedrenirane strižne trdnosti  $c_u$  in  $\varphi_u$ . Za nasičene gline pa je  $\varphi_u = 0$ , zato je strižna trdnost enaka  $\tau = c_u$ . Poudariti je potrebno, da se QU test izvaja samo na nasičenih drobnozrnatih zemljinah, zato se kratkoročna stabilnostna analiza izvaja na podlagi totalnih (skupnih) napetosti.

Pri dolgoročni stabilnosti pobočja je potrebno upoštevati, da je proces konsolidacije zaključen. Parametre strižne trdnosti dobimo na podlagi triosnega testa (konsolidirani nedrenirani preizkus – CU), kjer merimo tudi porne tlake, da lahko izrazimo efektivne strižne parametre  $c'$  in  $\varphi'$ . Dolgoročna stabilnostna analiza pobočja se izvede na podlagi efektivnih napetosti. Poudariti je potrebno, da je pri analizi stabilnosti vzdolž površine, ki je že zdrsnila, potrebno uporabiti preostalo strižno trdnost  $\varphi'_t$ .

## 16.1 Analiza s totalnimi napetostmi

### 16.1.1 Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ )

Pobočje postane nestabilno, ko učinek gravitacijskih sil, ki delujejo na zemljino, preseže strižno trdnost zemljine vzdolž drsne površine. Gravitacijski sili, ki ju običajno uporabljamo pri analizi skupnih napetosti, sta teža zemljine nad drsno površino in površinska obtežba.



Slika 16.1: Analiza s totalnimi napetostmi - popolnoma koherentna zemljina.

kjer je:

$\gamma$  – prostorninska teža zemljine,

$G_1$  – teža zemljine, ki povzroča drsenje,

$G_2$  – teža zemljine, ki preprečuje drsenje,

$L$  – dolžina drsne ploskve,

$c_u$  – nedrenirana strižna trdnost,

$c_u \cdot L$  – strižni odpor na drsni ploskvi,

$x_1$  in  $x_2$  – horizontalna razdalja od težišča  $G_1$  in  $G_2$  do središča kroga.

Z ravnotežjem momentov na središče kroga dobimo:

$$M_a = G_1 \cdot x_1 - G_2 \cdot x_2 = \sum G \cdot x \quad (16.1)$$

$$M_R = L \cdot c_u \cdot R = \theta \cdot R \cdot c_u \cdot R \quad (16.2)$$

Količnik varnosti izračunamo kot:

$$F_s = \frac{M_R}{M_a} = \frac{L \cdot c_u \cdot R}{\sum G \cdot x} \quad (16.3)$$

Pobočje je stabilno, kadar je  $F_s$  večji od 1. Običajno zahtevamo, da je vrednost  $F_s$  večja od 1,25. Na količnik varnosti lahko vplivamo s spreminjanjem  $G_1$  in  $G_2$ .

Cilj stabilnostne analize je poiskati potencialno drsno površino za dano pobočje, ki daje najmanjši faktor varnosti. Če je ta vrednost večja od 1,25, porušitve ne pričakujemo. Če je vrednost  $F_s$  manjša, je potrebno  $M_R$  povečati. Pri stabilnostni analizi je potrebno analizirati več preskusnih krogov in primerjati njihove količnike varnosti, dokler ne najdemo krog z najmanjšo vrednostjo  $F_s$ . Lokacija središč poskusnih krogov je določena poljubno, kar pomeni dolgotrajno iskanje kritičnega polmera in položaja središča kroga.

### 16.1.2 Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ ) – lamelna metoda

Določitev težišča lika nepravilnih oblik je nekoliko težje določiti. Zato za določitev količnika varnosti uporabljamo švedsko metodo lamel (rezin), kjer predpostavimo, da zemeljski pritiski ( $E_a$  in  $E_p$ ) delujejo na obeh straneh lamele in se med seboj izničijo. Za izbrano število lamel izračunamo preglednico podano spodaj.

Tabela 16.1: Razdelitev pobočja na lamele.

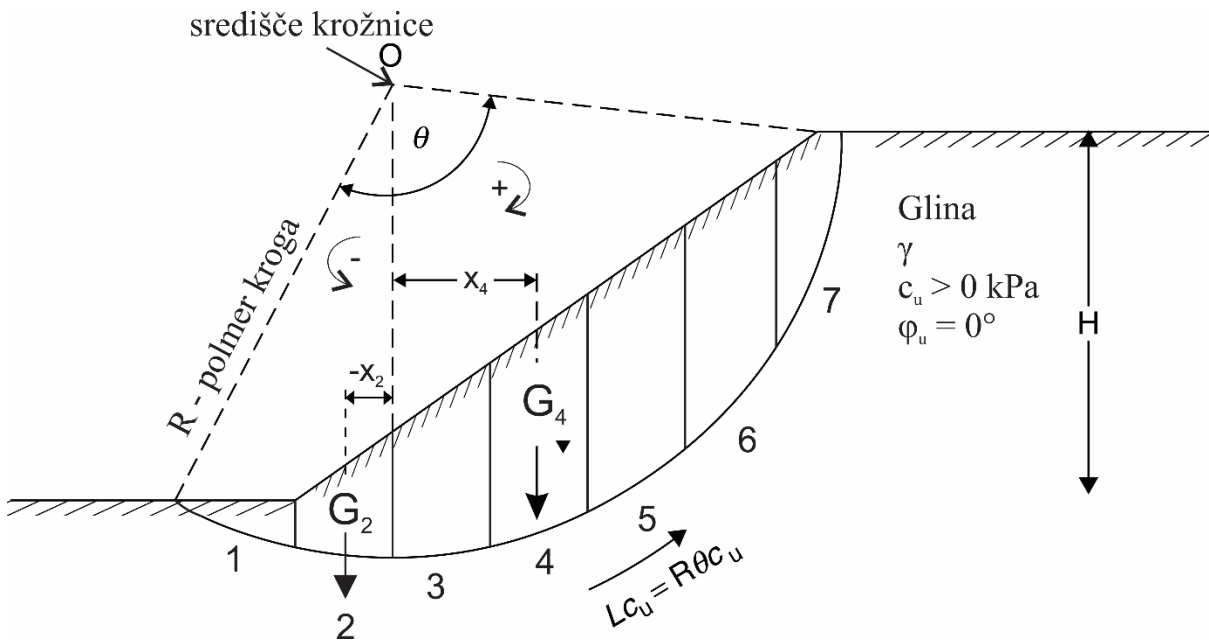
Št. lamele	Višina lamele	Širina lamele	Teža lamele	Ročica	Moment
i	$h_i$	$b_i$	$G_i$	$x_i$	$M_a$

$$G_i = h_i \cdot b_i \cdot \gamma \quad (16.4)$$

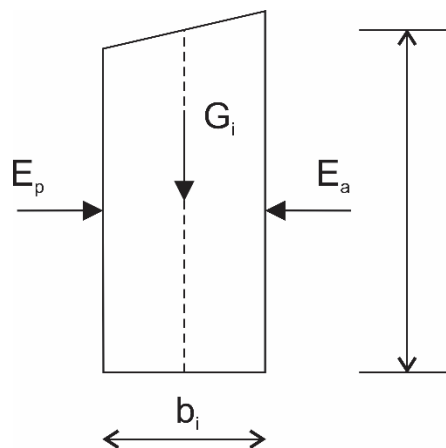
$$M_a = \sum G \cdot x = G_1 \cdot (-x_1) + G_2 \cdot (-x_2) + G_3 \cdot (x_3) + \dots \quad (16.5)$$

$$M_R = L \cdot c_u \cdot R = \theta \cdot R \cdot c_u \cdot R \quad (16.6)$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_a} = \frac{L \cdot c_u \cdot R}{\sum G \cdot x} \quad (16.7)$$



Slika 16.2: Analiza s totalnimi napetostmi - popolnoma koherentna zemljina (lamelna metoda).



Slika 16.3: Zemeljski pritiski ( $E_a$  in  $E_p$ ) delujejo na obeh straneh lamele.

### 16.1.3 Popolnoma koherentna zemljina ( $\varphi_u = 0^\circ$ ) – lamelna metoda z radialnim postopkom

V prejšnjem primeru sta bila  $M_a$  in  $M_R$  izračunana tako, da so bile odmerjene razdalje od težišča lamele do navpične črte skozi sredino kroga. Pri tem radialnem postopku določimo tangencialno komponenta teže lamele na drsni površini. Pobočje razdelimo na posamezne lamele in določimo središče lamele na drsni površini. Nato načrtamo premico od središča lamele do središča kroga. Kot, ki ga obdajata navpična črta skozi središče kroga in premica od središča lamele do središča kroga, označimo s  $\psi$ . Izračunamo tangencialno komponento teže lamele:

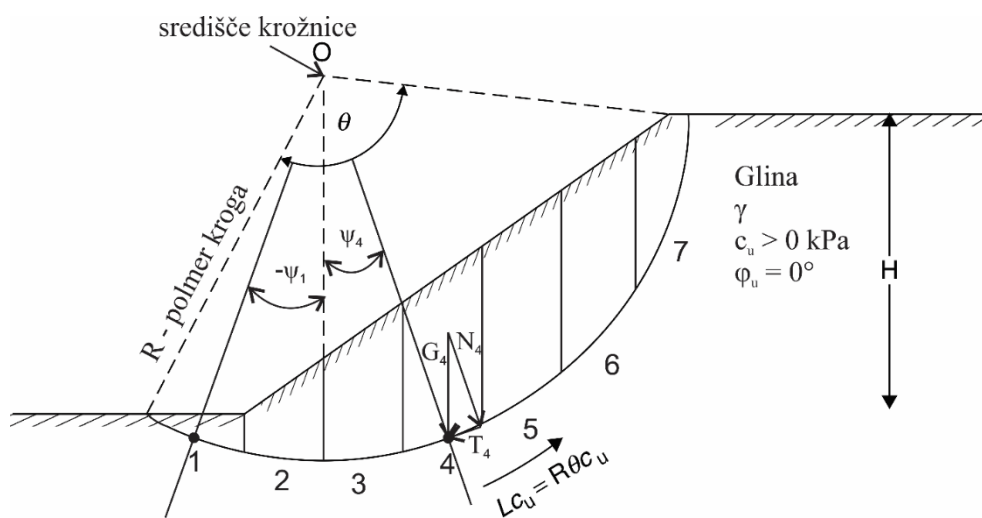
$$T_i = G_i \cdot \sin \psi_i \quad (16.8)$$

Nato izračunamo vsoto:

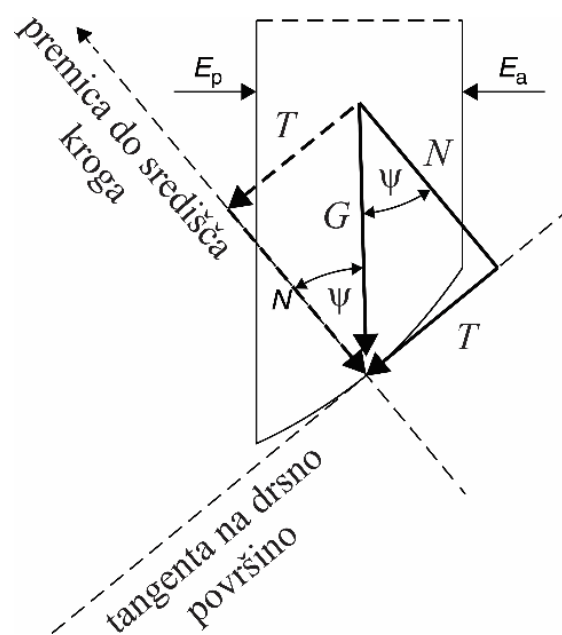
$$T = \sum T_i \quad (16.9)$$

Količnik varnosti izračunamo kot:

$$F_s = \frac{M_R}{M_a} = \frac{L \cdot c_u \cdot R}{R \cdot \sum T_i} = \frac{L \cdot c_u}{\sum T_i} \quad (16.10)$$



Slika 16.4: Analiza s totalnimi napetostmi - popolnoma koherentna zemljina (radialni postopek).



Slika 16.5: Razdelitev teže lamele na komponente.

### 16.1.4 Koherentna zemljina ( $\varphi_u \neq 0^\circ$ , $c_u \neq 0$ kPa) – lamelna metoda z radialnim postopkom

Radialni postopek lahko uporabimo tudi pri delno nasičenih tleh, v primeru, da ni potrebno upoštevati pornega tlaka vode (Nekonsolidirani nedrenirani preizkus - UU). Zaradi strižnega kota  $\varphi_u$  je treba sedaj upoštevati tudi normalno komponento teže lamele  $N$  in tangencialno komponento  $T$ .

$$N_i = G_i \cdot \cos \psi \quad (16.11)$$

$$T_i = G_i \cdot \sin \psi \quad (16.12)$$

Silo trenja izračunamo kot:

$$F_i = N_i \cdot \tan \varphi_u \quad (16.13)$$

S pomočjo spodnje preglednice izračunamo posamezne komponente sile in silo trenja:

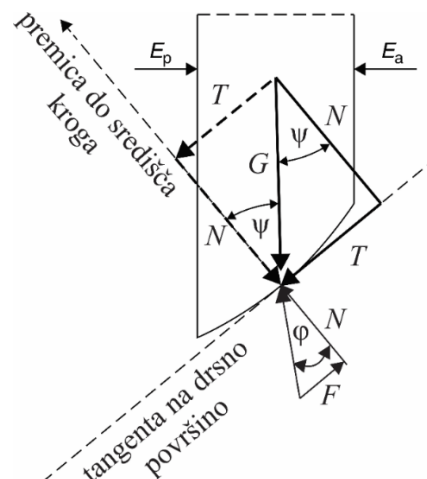
Tabela 16.2: Razdelitev pobočja na lamele - radialni postopek.

Št. lamele	Višina lamele	Širina lamele	Teža lamele	Kot	Tangencialna komponenta	Normalna komponenta	Sila trenja
i	$h_i$	$b_i$	$G_i$	$\psi_i$	$T_i$	$N_i$	$F_i$

$$M_a = R \cdot \sum T \quad (16.14)$$

$$M_R = R \cdot \sum F + L \cdot c_u \cdot R \quad (16.15)$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_a} = \frac{R \cdot \sum F + L \cdot c_u \cdot R}{R \cdot \sum T} = \frac{\sum F + L \cdot c_u}{\sum T} \quad (16.16)$$

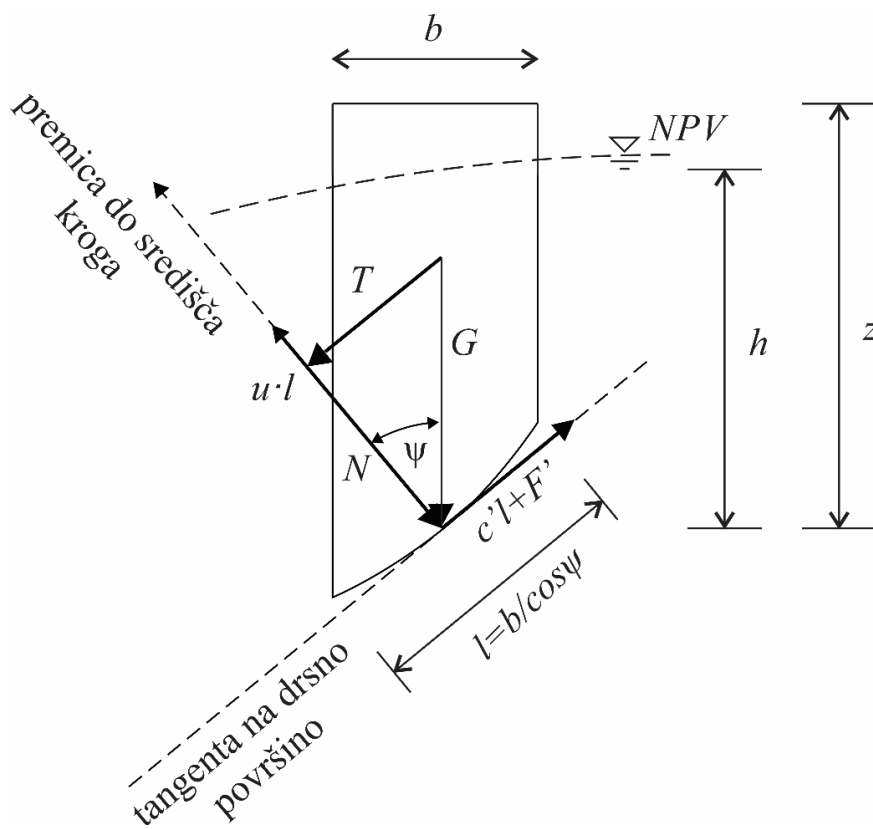


Slika 16.6: Razdelitev teže lamele na komponente in določitev sile zaradi trenja.



## 16.2 Analiza z efektivnimi napetostmi

Stabilnostna analiza na podlagi totalnih (skupnih) napetosti se običajno uporablja za oceno kratkotrajne stabilnosti pobočij in nedavno zgrajenih nasipov, v popolnoma ali delno nasičenih normalno konsolidiranih glinah. Pri tej analizi je sila teža edina sila, ki povzroča nestabilnost pobočja in prav tako ni sprememb v pornem tlaku. Analizo stabilnosti na podlagi efektivnih napetosti uporabljamo za dolgoročno preveritev stabilnosti pobočij v normalno konsolidiranih in pre-konsolidiranih glinah, kjer je prisotna podtalna voda. Poleg postopkov, uporabljenih pri analizi totalnih napetosti, je potrebno upoštevati tudi porni tlak vode na dnu vsake lamele.



Slika 16.7: Analiza z efektivnimi napetostmi.

$$M_a = R \cdot \sum T \quad (16.17)$$

$$M_R = R \cdot \sum l \cdot c' + R \cdot \sum F \quad (16.18)$$

$$\sum F = \sum (N' \cdot \tan \varphi') = \sum ((N - u \cdot l) \cdot \tan \varphi') \quad (16.19)$$

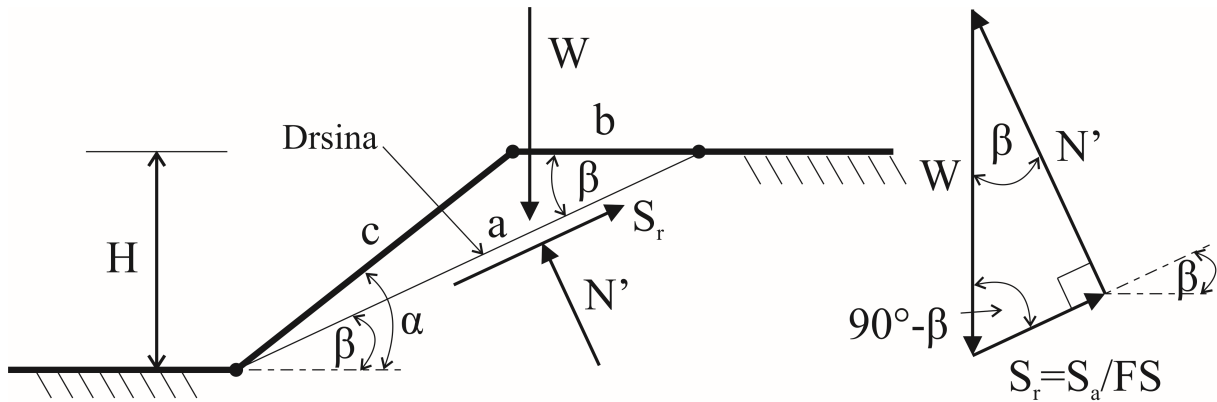
$$\sum F = \sum ((G \cdot \cos \psi - u \cdot l) \cdot \tan \varphi') \quad (16.20)$$

$$u = h \cdot \gamma_w \quad (16.21)$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_a} = \frac{\sum (l \cdot c') + \sum ((G \cdot \cos \psi - u \cdot l) \cdot \tan \varphi')}{\sum T} \quad (16.22)$$

### 16.3 Ravna porušnica

Stabilnostna analiza pobočja je izvedena z ravno drsino. Pri tej analizi je potrebno določiti kot  $\beta$ , pri katerem ima količnik varnosti FS najnižjo vrednost.



Slika 16.8: Ravna porušnica.

$$S_r - W \cdot \sin \beta = 0 \rightarrow S_r = W \cdot \sin \beta \quad (16.23)$$

$$N' - W \cdot \cos \beta = 0 \rightarrow N' = W \cdot \cos \beta \quad (16.24)$$

$$W = \gamma \cdot A \quad (16.25)$$

$$A = a \cdot v_a / 2 \quad (16.26)$$

$$a = H / \sin \beta \quad (16.27)$$

$$\frac{a}{\sin(180^\circ - \alpha)} = \frac{c}{\sin(\beta)} = \frac{b}{\sin(\alpha - \beta)} \quad (16.28)$$

$$b = \frac{a \cdot \sin(\alpha - \beta)}{\sin(180^\circ - \alpha)} = \frac{H \cdot \sin(\alpha - \beta)}{\sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \quad (16.29)$$

$$A = \frac{a \cdot b \cdot \sin(180^\circ - \alpha)}{2} = \frac{H^2 \cdot \sin(\alpha - \beta)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \quad (16.30)$$

$$W = \gamma \cdot \frac{H^2 \cdot \sin(\alpha - \beta)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \quad (16.31)$$

$$S_r = \gamma \cdot \frac{H^2 \cdot \sin(\alpha - \beta)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \cdot \sin \beta \quad (16.32)$$

$$N' = \gamma \cdot \frac{H^2 \cdot \sin(\alpha - \beta)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \cdot \cos \beta \quad (16.33)$$

$$FS = \frac{Ca' + N' \cdot \tan(\varphi')}{S_r} \quad (16.34)$$

$$Ca' = c' \cdot a = c' \cdot H / \sin \beta \quad (16.35)$$

$$FS = \frac{Ca' + W \cdot \cos \beta \cdot \tan(\varphi')}{W \cdot \sin \beta} = \frac{Ca'}{W \cdot \sin \beta} + \frac{\tan(\varphi')}{\tan \beta} = \frac{c' \cdot H / \sin \beta}{\gamma \cdot \frac{H^2 \cdot \sin(\alpha - \beta)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \sin(180^\circ - \alpha)} \cdot \sin \beta} + \frac{\tan(\varphi')}{\tan \beta} \quad (16.36)$$

## 16.4 Stabilnostna analiza neskončno ravnih pobočij

Pogosto drsna porušnica ni ukrivljena, ampak je vzporedna z naklonom pobočja na majhni globini. Splošna enačba za določitev količnika varnosti predpostavlja, da je nivo podtalne vode vzporeden z naklonom pobočja in da se drsna površina nahaja na globini  $z$ .

$$G = (z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma_{sat} \quad (16.37)$$

$$N = G \cdot \cos \alpha \quad (16.38)$$

$$T = G \cdot \sin \alpha \quad (16.39)$$

$$F = N \cdot \tan \varphi \quad (16.40)$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_N} = \frac{G \cdot \cos \alpha}{\frac{1}{\cos \alpha}} = G \cdot \cos^2 \alpha \quad (16.41)$$

$$u = \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (16.42)$$

$$\tau = \frac{T}{A_N} = \frac{G \cdot \sin \alpha}{\frac{1}{\cos \alpha}} = G \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (16.43)$$

$$\sigma'_N = \sigma_N - u = [(z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma_{sat}] \cdot \cos^2 \alpha - \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (16.44)$$

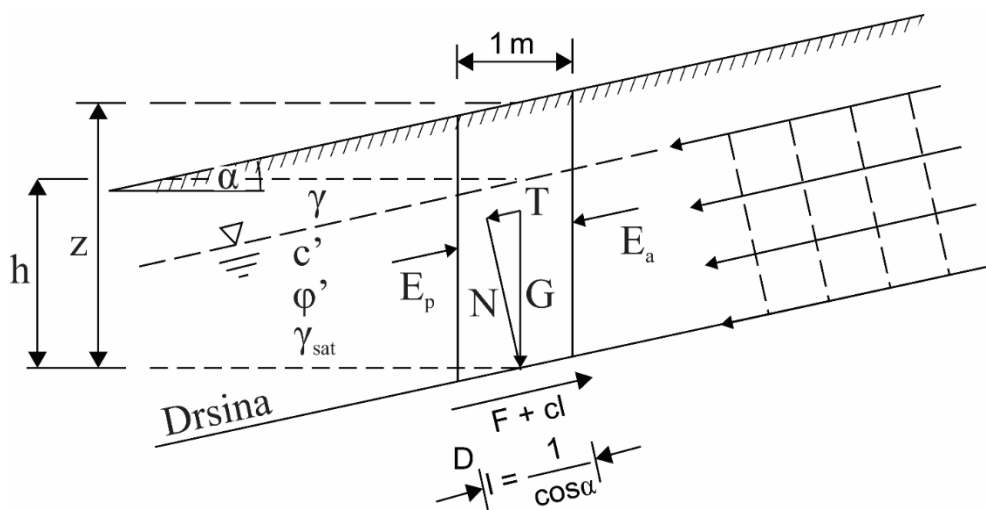
$$\sigma'_N = \sigma_N - u = [(z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma_{sat} - \gamma_w \cdot h] \cdot \cos^2 \alpha \quad (16.45)$$

$$\sigma'_N = \sigma_N - u = [(z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma'] \cdot \cos^2 \alpha \quad (16.46)$$

$$F_S = \frac{c' + \sigma'_N \cdot \tan \varphi}{\tau} = \frac{c' + [(z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma'] \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi}{[(z - h) \cdot \gamma + h \cdot \gamma_{sat}] \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (16.47)$$

$$F_S = \frac{c' + (1 - r_u) \cdot z \cdot \gamma \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi}{z \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (16.48)$$

$$r_u = \frac{\gamma_w \cdot h}{\gamma \cdot z} \quad (16.49)$$



Slika 16.9: Stabilnostna analiza neskončnih pobočij.



## Literatura

- [1] Budhu, M., 2010. Soil Mechanics and Foundations. 3rd Edition. John Wiley & Sons, Incorporated.
- [2] Knappett, J.A., Craig, R.F., 2012. Craig's Soil Mechanics. Eighth Edition, Craig's Soil Mechanics, Eighth Edition. <https://doi.org/10.1201/b12841>.
- [3] Das, B.M., 2019. Advanced Soil Mechanics, Advanced Soil Mechanics. CRC Press, 5th Edition <https://doi.org/10.1201/9781351215183>.
- [4] Aysen, A., 2002. Soil Mechanics Basic Concepts and Engineering Applications, CRC Press.
- [5] Macquorn Rankine, W.J., 1857. On the Stability of Loose Earth. Philos. Trans. R. Soc. London Ser. I 147, 9–27.
- [6] Darcy, H., 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Recherche.
- [7] Boussinesq, J., 1885. Applications des potentiels a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques, Gauthier Villars, Paris.
- [8] Terzaghi, K., 1923. Die berechnung der durchlassigkeitziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen, Mathematisch-naturwissenschaftliche, Klasse. Akademie der Wissenschaften, Vienna, 125-138.
- [9] Terzaghi, K., 1936. Stability of slopes of natural clay. Proc. Ist International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 161-165.
- [10] Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics. New York, J. Wiley and Sons, Inc.
- [11] Terzaghi, K., 1950. Mechanism of landslides. Cambridge, Mass: Harvard University.
- [12] Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 232–255.
- [13] Šuklje, L. (1984). Mehanika tal. Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 359 str.
- [14] SIST EN ISO 17892-4 (2017). Geotehnično preiskovanja in preskušanje – laboratorijsko preskušanje zemljin -4. del: Ugotavljanje zrnastostne sestave.
- [15] SIST EN ISO 17892-12 (2018). Geotehnično preiskovanja in preskušanje – laboratorijsko preskušanje zemljin -12. del: Ugotavljanje meje tekočine in plastičnosti.
- [16] Casagrande, A., 1932. Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering. Journal of Boston Society of Civil Engineers, Vol. 19, No. 14, pp. 168-209.
- [17] Casagrande, A., Fadum, R.E., 1940. Notes on soil testing for engineering purposes. Cambridge, Mass: Harvard University, Graduate School of Engineering.
- [18] SIST EN ISO 14688-1:2004: Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Prepoznavanje in razvrščanje zemljin - 1. del: Prepoznavanje in opisovanje.
- [19] SIST EN ISO 14688-1:2004/A1:2013 (2013). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Prepoznavanje in razvrščanje zemljin - 1. del: Prepoznavanje in opisovanje (ISO 14688-1:2002/A1:2013).
- [20] SIST EN 1997-2:2007 (2007). Evrokod 7: Geotehnično projektiranje - 2. del: Preiskovanje in preskušanje tal.

- [21] SIST EN ISO 17892-3:2016 (2016). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 3. del: Ugotavljanje gostote zrn (ISO 17892-3:2015).
- [22] SIST EN ISO 17892-2:2015 (2015). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 2. del: Ugotavljanje prostorninske gostote (ISO 17892-2:2014).
- [23] SIST EN ISO 17892-1:2015 (2015). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 1. del: Ugotavljanje vlažnosti (ISO 17892-1:2014).
- [24] Timoshenko, S., Goodier, J., 1970. Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Company. New York.
- [25] Poulos, H.G., Davis, E.H., 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. Wiley, New York.
- [26] SIST EN ISO 17892-5:2017 (2017). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 5. del: Edometriški preskus s postopnim obremenjevanjem (ISO 17892-5:2017).
- [27] Buisman, A. S. K., 1936. Results of Long Duration Settlement Test. Proc. I. ICSMFE, Cambridge, Vol. I, str. 103-105.
- [28] Mohr, O., 1914. Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, W. Ernst, Berlin.
- [29] SIST EN ISO 17892-10:2019 (2019). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 10. del: Neposredni strižni preskus (ISO 17892-10:2018).
- [30] SIST EN ISO 17892-8:2018 (2018). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 8. del: Nekonsolidirani nedrenirani triosni preskus (ISO 17892-8:2018).
- [31] SIST EN ISO 17892-9:2018 (2018). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 9. del: Konsolidiran triosni tlačni preskus na z vodo zasičenih zemljinah (ISO 17892-9:2018).
- [32] SIST EN ISO 17892-7:2018 (2018). Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 7. del: Enoosni tlačni preskus (ISO 17892-7:2017).
- [33] ASTM D2573/D2573M – 18 (2018). Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils.
- [34] Skempton, A., W., 1953. The colloidal »activity« of Clays. Proc. 3, ICSMFE, Zurich, Vol.1, 57-61.
- [35] Skempton, A., W., 1954. The Pore Pressure Parameters A and B. Geotechnique, London, Vol. 4.
- [36] Newmark, N., M., 1942. Influence Charts for the Computation of Stresses in Elastic Foundations.
- [37] Taylor, D.W., 1937. Stability of Earth Slopes. Journ. Boston Soc. Civ. Eng., Vol. 24, str. 197-246.
- [38] Taylor, D.W., 1958. Fundamentals of Soil Mechanics. Y. Wiley Sons., New York.
- [39] Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, London, Vol. 15. str. 79-93.
- [40] Bishop, A.W., Morgenstern, N., 1960. Stability Coefficients for Earth Slopes. Géotechnique, Vol. 10, str. 129–153. <https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.4.129>.

# IZBRANA POGLAVJA IZ MEHANIKE TAL

PRIMOŽ JELUŠIČ

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Maribor, Slovenija. E-pošta: primoz.jelusic@um.si

**Povzetek** Namen učbenika je predstaviti osnovne postopke za ovrednotenje fizikalnih in mehanskih lastnosti zemljin, ki so osnova za učinkovito reševanje problemov v geotehnikih. V učbeniku so podane zakonitosti, ki opisujejo fizikalne in mehanske lastnosti zemljin. Vsebine mehanike tal so medsebojno povezane, zato jih je težko ločiti na posamezna poglavja. Glede na obstoječo literaturo s področja mehanike tal je vsebina učbenika razdeljena na 16 poglavij: Uvod, Klasifikacija zemljin, Tri-fazni sestav zemljine, Napetosti v zemljini, Napetosti v sloju tal, Darcy-jev zakon, Prepustnost zemljin, Precejanje podzemne vode, Napetosti in deformacije, Eno-dimenzionalni tlak, Konsolidacija, Lezenje, Strižna trdnost, Določitev parametrov strižne trdnosti, Napetosti-teorija elastičnosti in Stabilnostna analiza.

**Ključne besede:**

mehanika  
tal,  
lastnosti  
zemljin,  
napetosti v  
sloju  
tal,  
konsolidacija,  
strižna  
trdnost,  
stabilnostna  
analiza.

# SELECTED CHAPTERS FROM SOIL MECHANICS

PRIMOŽ JELUŠIČ

University of Maribor, Faculty of Civil Engineering, Transportation Engineering and  
Architecture, Maribor, Slovenia. E-mail: primoz.jelusic@um.si

**Abstract** The objective of the book is to present the basic procedures for evaluating the physical and mechanical properties of soils, which are the basis for effective problem solving in geotechnical engineering. The book provides laws that describe the physical and mechanical properties of soils. The contents of Soil Mechanics are interrelated, making it difficult to separate them into individual chapters. According to the existing literature in the field of soil mechanics, the contents of the book are divided into 16 chapters: Introduction, Soil Classification, Three-Components of Soil, Stresses in Soil, Stresses in Soil Layer, Darcy's Law, Soil Permeability, Groundwater Seepage, Stresses and Strains, One-Dimensional Compression, Consolidation, Creep, Shear Strength, Determination of Shear Strength Parameters, Elastic Stresses and Deformations, and Stability Analysis.

**Keywords:**  
soil  
mechanics,  
soil  
properties,  
stresses in  
soil  
layer,  
consolidation,  
shear  
strength,  
stability  
analysis.







Univerza v Mariboru

---

Fakulteta za gradbeništvo,  
prometno inženirstvo in arhitekturo