

**UNIVERSITETI “ISA BOLETINI” MITROVICË**  
**FAKULTETI I GJEOSHKENCAVE**  
**DEPARTAMENTI I XEHETARISË**



**PUNIM DIPLOME**

**AVNI MEHMETI**

**Mitrovicë, 2021**

**UNIVERSITETI “ISA BOLETINI” MITROVICË**

**FAKULTETI I GJEOSHKENCAVE**

**DEPARTAMENTI I XEHETARISË**

**Studimet Bachelor**



## **PUNIM DIPLOME**

*Titulli: PËRCAKTIMI I TREGUESVE TË ULJEVE TË  
DEPOZITIMEVE SEDIMENTARE*

**Studenti :**

Avni MEHMETI

**Mentor:**

Prof. Dr. Rushit HALITI

**Mitrovicë, 2021**

**UNIVERSITY OF MITROVICA  
FACULTY OF GEOSCIENCES  
DEPARTMENT OF MINING**



**Avni MEHMETI**

**Title : DETERMINATION OF SETTLEMENTS INDICATORS OF THE SEDIMENTARY  
DEPOSITS**

**Diploma THESIS**

**Supervisor : Associate Professor Rushit HALITI**

**Mitrovica, 2021**

## PËRMBAJTJA

KAPITULLI 1.....	1
HYRJE E PËRGJITHSHME .....	1
1.1. Hyrje .....	1
1.2. Shtrurja e problemit të punimit .....	2
1.3. Objektivat e punimit dhe metodologjia e realizimit të tyre.....	3
1.4. Struktura e punimit .....	4
KAPITULLI 2.....	6
VETITË THEMELORE TË DHERAVE .....	6
2.1. Karakteri trefazor i dherave .....	6
2.2. Struktura e dherave .....	9
2.3. Klasifikimi i dherave.....	14
2.4. Përshkueshmëria dhe filtrimi i dherave .....	18
KAPITULLI 3.....	21
NGJESHMËRIA DHE KONSOLIDIMI I DHERAVE.....	21
3.1. Koncepti mbi uljen e tokave .....	21
3.2. Ulja elastike .....	23
3.3. Koncepti i konsolidimit.....	27
3.4. Ulja për shkak të Konsolidimit të dherave-Bazat e konsolidimit .....	30
3.5. Prova laboratorike e konsolidimit njëpërmator .....	33
3.6. Varësia e koeficientit të porozitetit nga trysnia.....	35
3.7. Argjilat e konsoliduara Normalisht dhe të Mbikonsoliduara .....	40
KAPITULLI 4.....	42
ULJA E TOKAVE PËR SHKAK TË KONSOLIDIMIT TË TYRE.....	42
4.1. Llogaritja e uljes për shkak të konsolidimit parësor njëpërmator.....	42
4.2. Llogaritja e tregusit të kompresionit( $C_c$ ) dhe të bufatjes ( $C_s$ ) .....	44
4.3. Ulja e tokave shkak i konsolidimit dytësor .....	48
4.4. Llogaritja e shkallës së konsolidimit (Uljes).....	49
4.5. Metodat për përcaktimin e koeficientit të konsolidimit „ $C_v$ ” .....	52
KAPITULLI 5.....	59

PËRFUNDIME DHE REKOMANDIME .....	59
REFERENCAT.....	62

## LISTA E FIGURAVE

- Figura 1.8. (a)Elementi i dheut ne gjendje natyrale;(b) tri fazat e elementit te dheut
- Figura 4.1. Filtrimi nëpër mjedisin poroz
- Figura 5.1. Ulja elastike të profilit dhe sforcimi i kontaktit në argjil a)themel elastik;b)themel i shtangët
- Figura 5.2. Profili i uljes elastike dhe sforcimi i kontaktit nëpër rërë; (a) themel elastik (b)themel i shtangët
- Figura 5.3. Ulja elastike e themelit elastik dhe të shtangët
- Figura 5.5. Modeli mekanik për shpjegimi e procesit të konsolidimit
- Figura 5.6. Shtresa argjilore e futur në sandviq ndërmjet shtresave ranore
- Figura 5.8. Diagrami skematik i konsolidimatisit,(skema e aparatit eodometrik)
- Figura 5.9. Modeli Sustw-Cilindër
- Figura 5.11. (a) Diagrami skematik i njëkonsolidimetri;(b)fotografia e një konsolidimetri;(c) një provë e konsolidimit në zhvillim e sipër
- Figura 5.12. Diagramideformi-kohë gjatë konsolidimit për rritje të caktuar të ngarkesës
- Figura 5.13.Ndryshimi i lartësisë të mostrës në provën e konsolidimit njëpërmasor
- Figura 5.14. Diagrami tipik i bashkëlidhjes e-logo' ( e kundrejt logo)
- Figura 5.15. Ndryshimi i koeficientit të porozitetit në vartësi të trysnisë efektive
- Figura 5.20. Ulja që shkaktohet nga konsolidimi njëpërmasor
- Figura 5.24. Ndryshimi në lidhje logt nga ushtrimi i një shtrese të caktuar të ngarkesës dhe përkufizimi i tregusit të konsolidimit dytësor( për shkak të konsolidimit të dytë)
- Figura 5.26. (a) Shtresa e argjilës që i nënshtrohet konsolidimit (b)Rrjedhja e ujit në pikën A gjatë konsolidimit
- Figura 5.29. Metoda e logaritmit të kohës për përafrimin e koeficientit të konsolidimit
- Figura 5.30. Metoda e hiperboles për përcaktimin e  $c_v$

## LISTA E TABELAVE

- Tabela 1.18. sistemi i Unifikuar i Klasifikimit të Dherave(adaptuar sipas Das 2004)
- Tabela 5.4. Vlerat Përfaqësuese të Modullit të Elasticitetit të Dheut
- Tabela 5.5. Vlerat Përfaqësuese të Koeficientit të Poissoni-it
- Tabela 5.6. Rezultatet e regjistrimeve nga provat

# KAPITULLI 1

## HYRJE E PËRGJITHSHME

### 1.1. Hyrje

Një nga drejtimet kryesore të Gjeoteknikës është trajtimi dhe zgjidhja e problemeve të kësaj fushe inxhinierike duke kryer analizat inxhinierike të gjeomjedisit dhe duke përcaktuar parametrat gjeoteknikë përkatës për gjeomjedisin gjeologjik ku parashihet të vendosen strukturat e caktuara gjeoteknike .Mbi bazën e këtyre analizave nxirren përfundime me rëndësi për projektimin antishkatërrim ,antiulje dhe antishëmbje të objekteve gjeoteknike me kritere sa më të drejta tekniko-ekonomike .Por,rëndësi të veçantë ka vlerësimi i forcave aktive dhe pasive të cilat shfaqen nga ndërveprimi strukturë-truall dhe të cilat shkaktojnë deformime që njihen si ulje e trolit.Këto dhe disa veçori kryesore të llogaritjeve dhe projektimit bashkëkohor antiulje e trolit përbëjnë objektin e këtij punimi diplome.

Dherat janë materiale të cilat përbëhen nga tri komonrnte :faza e grimcave të ngurta (rëra, argila, zhavorri,...), pastaj ngafluidet (uji, nafta, ...) dhe gazet në poret midis grimcave .Prandaj ky punim diplome fillimisht jep një përvijim bazëmbi strukturën e dherave dhe veçoritë fiziko-mekanike të dherave duke shfrytëzuar mundësitë e tanishme të llogaritjës dhe matjes se tyre ,të cilat na japin një diversitet në zgjedhjen e mënyrës së testimit dhe kontrollin e e sjelljes së tokave në kushte të ndryshme ngarkimi. Në rastin e deformimit të tokës në gjeoteknikë njëri nga problemet e rëndësishme është edhe fenomeni i uljes së tokës .Për këtë arsye si njëra nga vetitë inxhinierike më të rënësishme rezulton të jetë përcaktimi i shkallës së lejuar të uljes së tokave pa deformime shkatërruese. Po ashtu në këtë puniim diplome trajtohenngjeshmëria,deformueshmëria e tokave dhe përcatimi parametrave nga të cilët diktohen ato,sië janë parametrat e konsolidimit parësor dhe dytësor, etj.

## 1.2. Shtrurja e problemit të punimit

Për projektimin e strukturave gjeoteknike siç janë :shpatet e shkalleve e të stivave ,shpatet dhe bazamentet e digave ,muret mbrojtëse, themelet e godinave etj. përgjithësisht nevojiten të studiohen disa karakteristika të dherave të gjeomjedisit ku prognozohet të vendoset struktura e caktuar siç janë :

- ❖ *Kushtet inxhiniero – gjeologjike, hidrogeologjike ,gjeomorfologjike të tokave të studiura,*
- ❖ *Sjelljen dhe gjendjen e sforcuar lidhur me deformueshmërinë e bazamenteve mbi të cilët mbështetën strukturat gjeoteknike ,*
- ❖ *Ngarkesa që do të transmetohet nga mbistruktura deri në bazament dhe përcaktimi i duktilitetit i cili pasqyron vetitë plastike të bazamentit jashtë stadiit elastik të punës së gjeomaterialit kur u nënshtrohen veprimeve shtypëse dhe reagimeve përkatëse të tyre,*
- ❖ *Veçoritë gjeoteknike të dherave siç janë përbërja kokrrizoredhe konsistenca apoqëndresa e dherave, pastaj për plasticitetin, ngjeshmërinë e deformueshmërinë si dhe qëndresën ndaj prerjes për secilin lloj të dheut.*

Procesi projektimit të një strukture gjeoteknike duhet të kënaqë kërkesa dhe kritere të ndryshme, që i përgjigjen shkallës së konsolidimit të mundshëm.Për të realizuar një projekt gjeoteknik, duke pararendosur për një ulje dhe siguri të arsyeshme nga konsolidimi ,aplikohen kritere projektimi të tillë që ,për çdo situatë të pritshme ,strukturave gjeoteknike t'u garantohen reagime të pranueshme të uljeve . Në përputhje me magnituden e uljeve përcakëtohen edhe të ashtuquaturat „kërkesa bazë”si dhe kriteret korresponduese të projektimit tëgjendjeve kufitare përkatëse. Dallohen dy kërkesa bazë :

- **Kërkesa e kufizimit të dëmtimit**-Projektimi që i referohet këtij kriteri njihet me emërtimin „*Projektimi sipas gjëndjes kufitare të shfrytëzimit apo funksionalitetit të strukturës gjeoteknike*”;
- **Kërkesa e mos-shëmbjes apoProjektimi sipasgjëndjes së fundit kufitare** .Për këtë kërkesë si kriter projektimi është të munësohet përballimi i ngarkesave të ndryshme që mund të ushtrohen gjatë jetëgjatësisë së objektit gjeoteknik ,në mënyrë të tillë që të mos



ketë dëmtime të tilla strukturore që shkaktojnë shëmbje ,shkatërrim lokal apo global (global) të objektit e që do të ishin të rrezikshme për sigurinë e njerëzve .Pra ,duhet siguruar që struktura gjeoteknike të ruajë akoma një integritet strukturor dhe aftësi mbajtëse të mjaftueshme për të përballuar reaksionet që veprojnë në to si dhe të posedojnë duktilitet të mjaftueshëm për kënaqjen e kërkesave projektuese themelore ,të lidhura kryesisht me gjendjen e fundit kufitare .

Në literaturën gjeoteknike eurpiane dhe botëroore trajtohet edhe ulja maksimale e mundshme si pasojë e të cilës vepra gjeoteknike humb funksionalitetin apo shfrytëzueshmërinë e saj për shkak të shkallës së lartë të dëmtueshmërisë së veprës ,që shprehet me humbjet materiale dhe ekonomike .Theksojmë analizat rigoroze të uljes kërkojnë aplikim metodash të hollësishme inxhinierike për vlerësimin e humbjeve të mundshme materiale dhe ekonomike ,por një trajtim i gjërë i saj do të dilte përtej objektit të këtij punimi diplome

Nën veprimin e ngarkesave që rezultojnë nga mbi struktura, dherat si materiale shumë poroze(pothuajse 50% e vëllimit të tyre e përbëjnë porët) reagojnë pra sjellja e tyre përcaktohet nëpërmjet ligjeve të porozitetit.

### **1.3. Objektivat e punimit dhe metodologjia e realizimit të tyre**

Qëllimi kryesor i studimeve gjeoteknike është përcaktimi i mundësisë së uljeve apo rrëshqitjeve të ndryshme të pritshme apo siç thuhet ndryshe ,i rrezikut të uljes apo rrëshqitjes të një territori.Mbi bazën e të dhënave gjeomekanike dhe gjeologjike,hidrogeologjikee gjeo të morfologjike si dhe ligjshmërive të gjetura për sjelljen e tokavetë studiuara .Kriteret e vlerësimit të madhësisë dhe intenzitetit të uljeve të bazamenteve bëhen mbi baza shkencore duke futur konceptin e konsolidimit të parë dhe të dytë nga veprimi i forcave shtypëse të mbingarkesave . Prej këtij del së objektivat më kryesorë të këtij punimi janë :

- ▶ *Përcaktimi i parametrave gjeoteknikë sipas metodikave të avancuara të testimit dhe me shfrytëzimin e pajseve përkatëse ;*
- ▶ *Gjetja e ligjshmërive për sjelljene mundshme të bazamenteve të vendosura në formacione të dherave gjatë projektimit të veprave të ndryshme gjeoteknike ;*

- ▶ *Përcaktimi i intensitetit të konsolidimit në rrugë eksperimentale dhe nga marrëdhëniet matematike të faktorëve influencues të cilat përdoren për llogaritjen e uljeve të tokave ;*
- ▶ *Përcaktimi i kufirit të lejuar uljeve të parrezikshme për qëndrueshmërinë dhe performancën e strukturave gjeoteknike në bazë të rezultateve të përftuara në rrugë eksperimentale e të përpunuara nga operatorët gjeoteknik .*

Për të arritur këta objektiva në fillim të punimit është bërë një rishikim i literaturës përkatëse dhe një përshkrim i hollësishëm konceptim . Për të arritur këta objektiva ne fillim të punimit është bërë një rishikim i literaturës e cila ka të bëjë me origjinën dhe formimin e gjeomaterialeve ,strukturën e tyre dhe mënyrën e klasifikimit të tokave për qëllime inxhinierike.

Në këtë punim do të fokusohemi vetëm në studimin e uljeve të tokave për shkak të deformacioneve nga veprimi i sforcimeve shtypëse ,të cilat janë shumë të nevojshme për projektimin e objekteve gjeoteknike të prognozuara të realizohen në gjeozonën e caktuar .Për të arritur objektivat që u përshkruan më lartë kërkohet një kombinim i mekanikës së dherave ,gjeologjisë inxhinierike dhe i gjykimit inxhinierik të duhur të përftuar nga përvoja në të kaluarën .,por edhe duhet njohur ngarkesën e mbistrukturave ,kushtet nëntokësore në shtresa të thella të tokës ,kushtet e ngjeshmërisë dhe uljen e lejuar të tokave në formacionin që studiohet..

## **1.4. Struktura e punimit**

Ky punim është ndarë në pesë kapituj si vijon :

**Kapitulli -1** i këtij punimi jep një hyrje të shkurtër në problemin studimit të konsolidimit të bazamenteve të veprave gjeoteknike dhe parimet e përgjithshme të studimit të këtij fenomeni. Në këtë kapitull jepen objektivat kryesor të punimit dhe roli i uljeve të tokave në zgjidhjen e problemeve të qëndrueshmërisë të strukturave të ndryshme gjeoteknike .

**Kapitulli -2** i trajton modelin e dheut si sistem trefazor nga i cili përcaktohen marrëdhëniet peshë-vëllim të dheut dhe konceptin e strukturës së tij. Këtu tregohet që marrëdhëniet vëllimore përfaqësohen me koeficientin e porozitetit ,porozitetin dhe shkallën e ngopshmërisë me ujë ,kurse marrëdhëniet peshore përfshijnë përmbajtjen e lagështisë dhe peshat vëllimore përkatësisht

dendësitë njësi në gjendje të thatë ,të njomë dhe të ngopur të dheut.Poashtu, këtu është përshkruhet sistemi i unifikuar i klasifikimit të dherave .

**Kapitulli -3** prezenton konceptin e konsolidimit të tokave , si sinonim i qëndrueshmërisë së përgjithshme të tyre dhe kriteret e shkatërrimit të gjeomaterialeve me anë të të cilave kontrollohet qëndrueshmëria e strukturave gjeoteknike.Ky kapitull njekohësisht mbulon përshkrimin e metodikave të testimit në konsolidim të dherave në laborator, aparatet e përsosura për realizmin të provave si dhe mënyrat dhe kushtet e zhvillimit të provave.Po ashtu ,në këtë kapitull trajtohet Teoria Terzhagh për studimin e procesit tëkonsolidimit njëpermasor të dherave ,si koncepti i uljes për shkak të konsolidimit e cila zakonisht jep varësine funksionale midis koeficientit tëporozitetit dhe sforcimit shtypës vertikal efektiv .Këtu, jepen edhe dy koncepte të rëndësishme të lidhura me argjilën , bazuar në historin e sforcimeve qëju është ekspozuar në të kauaren, pra ,koncepti i argjilëstë konsoliduar normalisht dhe të mbikonsoliduar .

**Kapitulli -4** paraqet metoden e përcaktimit të uljes për shkak konsolidimit parësor njëpermasor ,treguesit të ngjeshmërisë dhe bufatjes si dhe ulja për shkak të konsolidimit dytësor .Poashtu këtu përkufizohet shkalla e konsolidimit apo uljes dhe metodika e llogaritjes së tyre si edhe e përcaktimit të koeficientit të konsolidimit siç është :Metoda e rrënjes katrore të kohës dhe Metoda e hiperbolës .

**Kapitulli -5** e përmbyllë punimin duke përmbledhur të gjeturat e studimit dhe jep rekomandimet për trajtim të mëtejshëm të qëndresës në prerje të dherave .

## KAPITULLI 2

### VETITË THEMELORE TË DHERAVE

#### 2.1. Karakteri trefazor i dherave

Dheu është material trefazor që përbëhet nga grimcat e ngurta(skeleti),uji dhe ajri. Sjellja mekanike e tij kryesisht varet nga përmasat e grimcave të ngurta dhe poreve e tij. Grimcat e ngurta formohen prej shkatërrimit ,thërrmimit dhe copëzimit fizike kimik të shkëmbinjve parësor . Prandaj,është me rëndësi të kemi disa kuptime të natyrës të shkëmbinjve dhe formacioneve të tyre.

Shkëmbi është i përbërë nga një ose më shumë minerale. Karakteristikat e një shkëmbi të veçantë varen nga mineralet e përbërjes së tij sipas përkufizimit minerali është element inorganik i ndodhur në formë natyrore ose të përbërë në gjendje të ngurtë. Më shumë se sa 4000 minerale të ndryshme janë zbuluar por vetëm 10 elemente përbëjnë 99% të korës së tokës(shtresa e jashtme e tokës): Oksigjeni(O),Silici(Si),Alumini(Al),Hekuri(Fe),Kalciumi (Ca),Natriumi(Na),Magneziti(Mg),Kaliumi(K),Titani(Ti) dhe Hidrogjeni(H).Shumica e mineraleve (74%) në koren e Tokës përmbajnë Oksigjenin dhe Silicin. Mineralet silikate,që përmbajnë oksigjenin dhe silicin,përfshijnë 90% nga të gjitha mineralet që formohen nga shkëmbinjtë. Një nga mineralet me interes në Mekanikën e dherave është minerali argjilor montmoriloniti (një argjilë e bymyeshme)i cili mund të bymej(zgjeroj)deri në 15 krahasuar me vëllimin origjinal të tij në qoftë së është i pranishëm uji. Kur bymehet,ai mund të prodhoj trysni mjaftë të larta deri në prishjen e themeleve të godinave dhe strukturave të tjera.

Grimcat e imëta përgjithsisht kanë sipërfaqe specifike më të madhe, posaçërisht grimcat pllakëzore kurse mineralet e argjilës në veçanti janë të vendosura ashtu që uji me forca elektrike është i lidhur në sipërfaqen e grimcave të ngurta në prani afatgjate të mbulimit (veshje me një petë të hollë),në të cilin lehtë ngjiten shtresat tjera të molekulës se ujit. Për këtë arsye mineralet argjilor lehtë lidhin ujin dhe prania e ujit është shumë esenciale për sjelljen e dherave me pjesëmarrje të konsiderueshme minerale argjilore. Karakteristike për vetitë e dheut do të jetë në

qoftë së madje edhe disa përqindje të peshës së grimcave të ngurta e përbëjnë mineralet e argjilës( ang.*Clay minerals*).

Në koren e Tokës,sipas origjinës ekzistojnë tri grupe kryesore të formacioneve shkëmbore:

1. Shkëmbinjtë Magmatikë që janë rezultat i ngrirjes së magmës,pra,shkëmbinjtë të cilët formohen nga ftohja e magmës. Ftohja e shpejtë ndodh mbi sipërfaqe,duke sjellë si rezultat krijimin e shkëmbinjve siç është bazalti,kurse ftohja e ngadalshme ndodh në brendi të Tokës duke krijuar llojet e tjera të shkëmbinjve magmatikë,siç janë granitet dhe doleritet. Këta shkëmbinjtë janë paraardhës të shkëmbinjve sedimentare dhe metamorfik ,për këtë arsye quhen shkëmbinj parësor.
2. Shkëmbinjtë sedimentarë,të cilët janë krijuar nga grimcat dhe copat e përfutuara nga shpërbërja e shkëmbinjve të cilët ju janë nënshtruar trysnisë dhe çimentimit që shkaktohet nga kalçiti dhe silici. Shkumësi është përfaqësues tipik i shkëmbinjve sedimentarë.
3. Shkëmbinjtë metamorfikë, që janë produkt i shkëmbinjve ekzistues që u janë nënshtruar shndërrimeve nga veprimi i trysnive dhe temperaturave,duke shkaktuar shndërrime në përbërjen e mineraleve të shkëmbinjve origjinal. Mergeloret shistet(shistet metamorfik)janë shembuj të shkëmbinjve metamorfikë.

Duhet venë në dukje se përafërsisht 95% të 10 km të jashtëm të koreës së Tokës përbëhet nga shkëmbinjtë magmatikë dhe metamorfik,dhe vetëm 5% janë sedimentar. Mirëpo sipërfaqen e zhveshur të korës e përbëjnë të paktën 75% shkëmbinjtë sedimentarë.

Dherat- janë produkt i shkatërrimit fizik dhe kimik i formacioneve shkëmbore ekzistuese . Shkatërrimi fizik përfshinë veprimet klimatike siç janë:ciklet e ngrirje-shkrirjeve dhe erodimi nga veprimi i erës,rrymave ujore,akullnajave. Shkatërrimi kimik përfshinë reaksionin kimik nga uji i shiut. Përmasat e grimcave dhe shpërndarja e përmasave të ndryshme të grimcave të një dheu varet nga agjenti i shkatërrimit dhe agjenti i transportimit.

Dherat karakterizohen si zhavorre,rëra,pluhura ose argjila varësisht nga madhësia e grimcave që mbizotërojnë në përbërje të tyre. Zhavorret janë copa të vogla të kuarcit dhe feldspatit Pëlhurat janë fraksione të dherave mikroskopike që përbëhen nga kokrriza kuarci shumë të imëta. Argjilat janë grimca mikroskopike në formë të shtresimeve nga mikat,mineralet

argjilore dhe mineralet e tjera. Madhësia mesatare e grimcave të ngurta luhetet midis 4.75 deri 76.2 mm për zhavorre dhe nga 0.075 deri 4.75 mm për rëra.

Dherat me një madhësi mesatare të grimcave më të vogël se 0,075 mm janë ose pluhura ose argjila ose kombinim i këtyre dyve.

Dherat gjithashtu mund të përshkruhen bazuar në mënyrën siç janë depozituar ato. Në qoftë se një lloj dheu depozitohet në afërsi të shkëmbinjve amë vetëm në saje të gravitetit(forcës së rëndesës), ai quhet dhe rezidual (mbetës).

Në qoftë se dheu depozitohet gjetkë larg nga vendi i shkëmbinjve amë në saje të një agjentit të transportimit(sic është era, akullnaja apo uji), ai quhet dhe i transportuar.

Vetitë e dherave të cilat janë interesante në ndërtimtari janë të lidhura me shpërndarjen e madhësisë së grimcave të ngurta(përbërjes granulometrike), me vetitë e grimcave individuale të ngurta(vetitë mineralogjike), dhe me mënyrën dhe rezultatin e formimit të dheut.

**Dherat sedimentare** (*sedimentary soils*) janë ato grimca të ngurta të cilave ,të formuara me shpërbërjen e shkëmbit (mekanike ose kimike),të transportuara me uji,erë,akullnajë, organizma ose për shkak të forcës së rëndesës(ku në këtë rast vjen deri te thërrmimi i mëtejme,fundërrimi,sortimi dhe depozitohen në vend të ri. Mënyra e sedimentimit mund et ndjeshëm të ndikoj në vetitë e dheut.

**Dherat reziduale**(*residual soils*) i përbënë materiali i formuar me zbërthimin e shkëmbinjve i cili nuk është transportuar. Shpesh janë në mjedise të lagura(me lagështi) dhe të nxehta,dhe janë mjaft dobët të hulumtuara.

**Mbushja** (*fill*) formohet me vendosje (me veprime të ndërtimit): nga vendi ku arrihet materiali,transportohet deri në vendin e dëshiruar dhe vendoset,me ose pa ngjeshje. }

Në gjeoteknikë dherat mund të ndahen në dy kategori kryesore:të **palidhura(jo koheziv)** dhe të **lidhura(koheziv)** .

**Dherat jokoheziv**, siç janë:zhavorri,rëra dhe dherat pluhurore,kanë grimca që nuk ngjiten se toku(se bashku)madje as në prani të ujit. Nga ana tjetër **dherat koheziv** (argjilat) karakterizohen me grimca në formë të shtresave (pllakëzave)shumë të holla të cilat mund të

tërheqin ujin dhe bëhen lëndë plastike duke u ngjitur me njëra tjetrën. Vemi në dukje që duke pasur parasysh mund të bëhen forma nga argjila e lagur(njomë)por jo shumë të njomë për shkak të karakteristikave kohezive të saj,kjo gjë nuk është e mundur të bëhet me dhera jokoheziv siç është rëra.

## 2.2. Struktura e dherave

Termi *geo* tregon *tokën* ose *dheun*. Inxhinieria gjeoteknike merret me aspektet inxhinierike të dherave dhe shkëmbinjve,nganjëherë të njohur me emërtimin e përbashkët si gjeomateriale . Trualli është material shumë poroz, shumë heterogjen dhe akoma i panjohur plotësisht,me shumë të papritura e më shumë pikëpyetje persa i përket sjelljes së tij. Sjellja e dherave është shumë e ndryshme nga ajo e trupave të ngurtë,apo elastik dhe për studimin e tyre jemi të detyruar të bëjmë shumë thjeshtime.

Kur dherat janë shumë porozë,lidhjet strukturore i kanë relativisht të vogla ose mungojnë fare (në tokat ranore) dhe uji ndikon shumë në sjelljen e tyre. Dherat e të gjitha llojeve e kanë prejardhjen nga formacionet shkëmbore.

Vetitë fizike të dherave përcaktohen nga mineralet të cilat i përbëjnë grimcat e dheut dhe nga shkëmbinjtë prej të cilëve janë formuar dherat.Si produkt i thërrmimit të shkëmbinjve formohen grimcat e ngurta ose kokrrizat të cilat formojnë fazën e ngurtë të grumbullimit të dherave. Shumica e vetive fizike të dheut varen nga madhësia, forma dhe përbërja kimike e grimcave të ngurta të dheut . Vetitë fizike varen nga gjendja fizike e dheut të përbërë nga grimcat e ngurta (skeleti) dhe hapësirat ndërmjet tyre (poret) të cilat mund të përmbajnë ose jo ujë. Treguesit indeksorë bashkë me përbërjen granulometrike (kokrrizore) japin informacione shtesë për vetitë e dheut të cilat janë të lidhura me porozitetin dhe lagështinë e dheut. Me qëllim të përcaktimit më të lehtë të raporteve të fazave në dhera futet i ashtuquajtur i model i dheut me anën e të cilit vlerësohen nga ana sasiore marrëdhëniet njësi të vëllimeve dhe peshave apo masave ,zakonisht për vëllim njësi  $1\text{m}^3$ . Simbolet ,treguesit dhe shkurtesat këtu futen duke iu referuar normave Eurokod –EC7 ,për gjeoteknik ,kryesisht me prejardhje nga gjuha angleze ,prandaj ,për shkak të mbajtjes mend më lehtë,futen edhe termat angleze për marrëdhëniet peshë-vëllim përkatëse.

Në Figurën 2.1(a)tregohet skema e elementit të dheut me vëllim  $V$ (nga anglishtja:*volume*) dhe peshë  $W$ (angl.*weight* ) ashtu siç ekziston ai në gjendje natyrale .Për të trajtuar marrëdhëniet

peshë-vëllim, duhet ta mendojmë elementin të ndarë në tri faza (dmth. *e ngurtë ,e lëngët dhe e gaztë ose e ajrit* ) sikurse tregohet në Figurën 2.1(b). Në këtë mënyrë ,vëllimi i përgjithshëm i mostrës së dhënë të dheut mund të shprehet si në vazhdim:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (2.1)$$

ku janë :  $V_s$  =vëllimi i grimcave të ngurta (skeletit) të dheut(angl.*volume of soil solids*);

$V_v$  =vëllimi i poreve (angl.*volume of voids*);

$V_w$  =vëllimi i ujit në pore(angl.*volume of water in the voids*);

$V_a$  =vëllimi i ajrit ne pore (angl.*volume of air in the voids*).

Duke pranuar që pesha e ajrit është e pa përfillshme ,pesha e përgjithshme e mostrës se dheut mund të jepet nga shprehja :

$$W = W_s + W_w \quad (\text{sepse } W_a = 0) \quad (2.2)$$

ku :  $W_s$  =pesha e grimcave të ngurta te dheut (angl.*wieght of soil solids* );

$W_w$  =pesha e ujit (angl. *weight of water* ). ku :  $W_s$  =pesha e grimcave të ngurta te dheut (angl.*wieght of soil solids* );

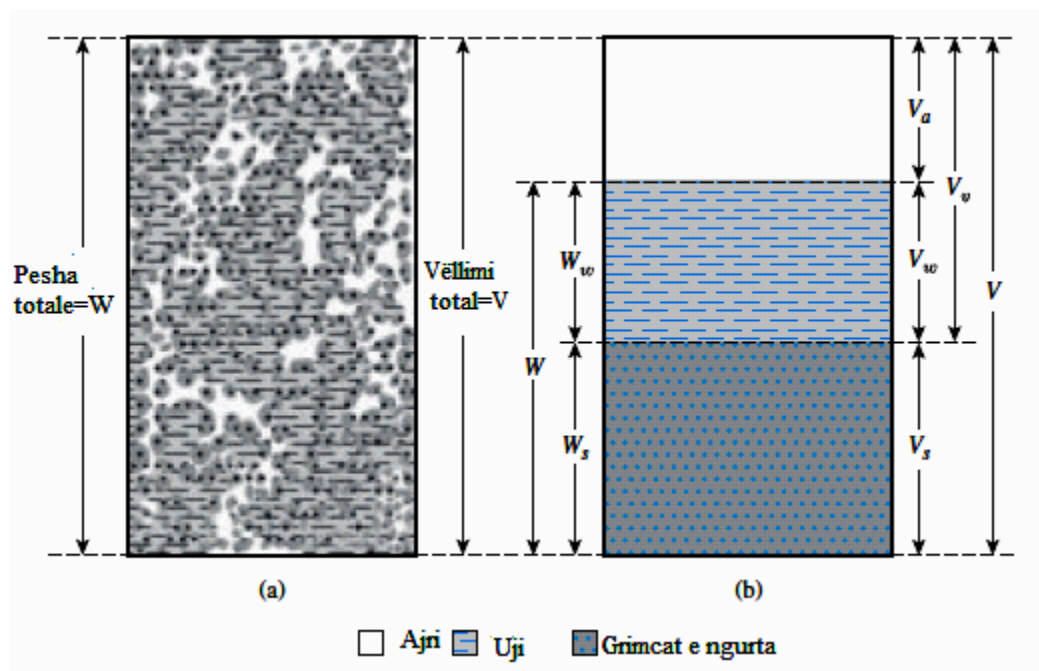
$W_w$  =pesha e ujit (angl. *weight of water* ).

*Marrëdhëniet vëllimore (volume relationships)* të cilat zakonisht përdoren për që te tri fazat në elementin e dheut janë ;*koeficienti i porozitetit(void ratio )* ,(e) ,*poroziteti(porosity)* ,(n) , *dhe shkalla e ngopëshmërisë (degree of saturation)* ,(S ose  $S_r$  ) të cilat do të përkufizohen në vazhdim të këtij seminari. Ndërsa termat të cilat gjerësisht përdorën për të përshkruar marrëdhëniet peshore(*weight relationships*) janë :*lagështia( moisture or water content )* ,(ω) , *pesha vëllimore( unit weight )* (γ) dhe *dendësia (density)*(ρ). Këto dy të fundit mund te jenë tri llojesh pra :*Peshë vëllimore (dendësi) e njomë ( moist unit weight or density)* (γ përkatësisht ρ) ,*peshë vëllimore e thatë (dry unit weight )* (γ<sub>d</sub> gjegj. ρ<sub>d</sub>) dhe *peshë vëllimore e ngopur (saturated unit weight )*(γ<sub>sat</sub> gjegj .ρ<sub>sat</sub> )



Është bërë e ditur që ndikim shumë të madh në sjelljen e dherave ka sasia e ujit në dhera, madhësia dhe forma e grimcave të ngurta dhe renditja e grimcave të ngurta. Hapësira midis *grimcave të ngurta* (solids) i quajmë *pore* (pore, pores). Për sjelljen e dherave me rëndësi do të jenë dhe janë poret të mbushura me ujë plotësisht ose vetëm pjesërisht - kurse rrallë mund të flitet për dhe të thatë (truall të thatë).

Përbërësi i ngurtë i dheut është produkt i shkëmbinjve të prishur. Përbërësi i lëngshëm zakonisht është uji dhe përbërësi i gaztë zakonisht është ajri.



**Figura 2.1** (a)Elementi i dheut ne gjendje natyrale ; (b)tri fazat e elementit te dheut

Në vazhdim japim përkufizimet e disa parametrave themelor të dherave të cilët përmbajnë kuptime të rëndësishme fizike. Këta parametra kryesor do të përdoren për të përafëruar lidhjet që janë të dobishme në mekanikën e dherave.

**Koeficienti i porozitetit** është raporti midis vëllimit të poreve dhe vëllimit të grimcave të ngurta (skeletit):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{2.3}$$

Ky koeficient luhetet në kufijtë midis  $e_{\min}=0,10$  dhe  $e_{\max}=1,20$ .

**Poroziteti n** shprehet me relacionin:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.4)$$

Diapazoni i ndryshimit kryesisht është midis  $n_{\min}=0,10$  dhe  $n_{\max}=0,55$ .

Vemi në dukje së poroziteti dhe koeficienti i porazitetit janë të ndërvarur ,siç tregon marrëdhënia në vazhdim:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\frac{V_v}{V}}{\frac{V - V_v}{V}} = \frac{n}{1-n} \quad (2.5)$$

Gjthashtu mund të përftohet lidhja reciproke:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.6)$$

**Shkalla e ngopjes me ujë , $S_r$**  ,përkufizohet si:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.7)$$

Diapazoni i shkallës së ngopjes përcaktohet nga sasia e mbushjes së poreve me ujë dhe vlen :

$0 \leq S_r \leq 1$  . Mëqë  $S_r$  mat shkallën e mbushjes së poreve me ujë dhe shprehet në përqindje kemi :nëse  $S_r=0\%$ -dheu është i tharë,nëse  $S_r=100\%$ -dheu është plotësisht i ngopur(në këtë rast  $V_v=V_w$ ) ,dhe nëse  $0 \leq S_r \leq 100\%$  -dheu është pjesërisht i ngopur .

**Lagështia** përfaqëson raportine peshës së ujit ndaj peshës së skeletit:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.7)$$

Përmbajtja e ujit në një motër dheu matet pa vështirësi në laboratorium duke peshuar kampionin e dheut fillimisht për të përcaktuar peshën e përgjithshme të saj, $W$  . Pastaj mostra thahet në një furrë dhe peshohet për të gjetë  $W_s$  . Atëherë pesha e ujit llogaritet nga shprehja:

$$W_w = W - W_s$$

Për të gjet përmbajtjen e lagështisë(2.7)pjesëtohet thjesht  $W_w$  me  $W_s$ .

Parametër tjetër me vlerë është pesha specifike  $G_s$ ,e cila përcaktohet si:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.8)$$

ku:  $\gamma_s$ - është pesha e njësisë së vëllimit të skeletit dhe

$\gamma_w$ - është pesha vëllimore njësi e ujit ( $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ ).

Vërejmë që pesha specifike përfaqëson peshën relative njësi (apo vëllimore) të grimcave të ngurta në lidhje me ujin. Vlerat tipike të  $G_s$  luhaten nga 2.65 për rërat deri në 2.75 për argjilat. Pesha njësi e dheut përkufizohet si:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.9)$$

dhe pesha njësi e thatë e dheut (dmth. kur  $S_r = 0$ ) jepet si në vijim:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2.10)$$

(treguesi d vjen nga anglishtja „dry”)

Pesha vëllimore mund të lidhet me madhësitë tjera njësi në këtë mënyrë:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s + \omega \cdot W_s}{V} = \frac{W_s(1 + \omega)}{V} = \gamma_d(1 + \omega)$$

ose 
$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad (2.11)$$

Le të supozojmë se vëllimi i skeletit  $V_s$  në Figurën 2.1(b) është i barabartë me 1 njësi (dmth.  $1 \text{ m}^3$ ). Zëvendësohet  $V_s = 1$  në ekuacionin (2.3) që të merret:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} \Rightarrow V_v = e \quad (2.12)$$

si rrjedhim,

$$V = V_s + V_v = 1 + e \quad (2.13)$$

Duke zëvendësuar  $V_s = 1$  në (2.8) marrim:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{1} \Rightarrow W_s = \gamma_w \cdot G_s \quad (2.14)$$

Zëvendësohet (2.14) në (2.7) për të marrë:

$$W_w = w \cdot W_s = \omega \cdot \gamma_w \cdot G_s \quad (2.15)$$

Përfundimisht, zëvendësojmë (2.13), (2.14) dhe (2.15) në (2.9) dhe (2.10) përftojmë:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{\gamma_w \cdot G_s + \omega \cdot \gamma_w \cdot G_s}{1+e} = \frac{\gamma_w \cdot G_s \cdot (1+\omega)}{1+e} \quad (2.16)$$

dhe

$$\gamma = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma_w \cdot G}{1+e} \quad (2.17)$$

Një marrëdhënie tjetër me interesantë mund të merret nga (2.5):

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\frac{W_w}{\gamma_w} - \frac{\omega \cdot \gamma_w \cdot G_s}{\gamma_w}}{\frac{W_w}{\gamma_w} - \frac{\omega \cdot \gamma_w \cdot G_s}{\gamma_w}} = \frac{\omega \cdot G_s}{e} \Rightarrow e \cdot S = \omega \cdot G_s \quad (2.18)$$

Barazimi (2.18) është i dobishëm për vlerësimin e koeficientit të porozitetit të dherave të ngopura me uji bazuar në përmbajtjen e lagështisë së tij. Për llojin e dheut të ngopur plotësisht  $S=1$  dhe vlerë  $G_s$  e cila mund të pranohet  $G_s=2.65$  për rërën dhe  $G_s=2.75$  për argjilë. Përmbajtja e lagështisë mund të përftohet nga një provë e thjeshtë laboratorike e realizuar me një kampion të marruar nga terreni. Një koeficient i përafërt in situ i porozitetit si:

$$e = \omega \cdot G_s \approx (2.65 \div 2.75) \omega.$$

Për një lloj dheu plotësisht të ngopur, kemi:

$$e = \omega \cdot G_s \Rightarrow G_s = \frac{e}{\omega}$$

Duke zëvendësuar këtë në (2.16), përftojmë shprehjen që pason për peshën njësi të ngopur:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_w \cdot G_s \cdot (1+\omega)}{1+e} = \frac{\gamma_w \cdot (G_s + \omega \cdot G_s)}{1+e} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1+e} \quad (2.18)$$

### 2.3. Klasifikimi i dherave

Në praktikën inxhinierike ekzistojnë shumë klasifikime për dherat si bazamente të strukturave inxhinierike dhe si lëndë e parë për ndërtimin e objekteve inxhinierike. Sipas Kodit shqiptar dherat ndahen në dy grupe të mëdha:

Grupi I- përbëhet nga dhera ku mungojnë grimcat argjilore (ato i quajmë toka të palidhura) dhe

Grupi II-përbëhet nga dhera që përbëjnë grimca argjilore(ato i quajmë toka të lidhura.

Për këtë klasifikim shërbejnë tre tregues themelore të cilët përcaktojnë gjendjen fizike të tyre e të cilët janë:përbërja e dheut dhe emërtimi i tij,gjendja e porozitetit natyror,dhe gjendja e lagështisë.

Forma origjinale e klasifikimit sipas sistemit të unifikuar UCS (*unified classification system*)është propozuar nga Casagrande (1942).Ai është rishikuar dhe përpunuar disa herë dhe në vitin 1968 mori formën përfundimtare me emërtimin:ASTMD-2487. Bazë për këtë klasifikim janë dy përcaktime të drejt për drejta:Përbërja kokrrizore, dheKufijtë e plasticitetit

Sipas këtij klasifikimi dherat ndahen në dy grupe të mëdha:

Grupi I - dhera kokrrizore ku futen zhavorret e rërat ose ku kalimi në sitën 200 është më i vogël se 50%.

Grupi II-dhera të imët ku futen pluhura, argjila, dhera organike ose ku kalimi në siten 200 është mbi 50%

Simboli G=shënon dherat zhavorrore; S=rërat ose dherat ranorë ; M=pluhurat inorganike

“ C=Argjilat; W=të graduar mirë; P=të graduar keq

“ L=me plasticitet të ulët kur  $LL < 50\%$ ;“ H=me plasticitet të lartë kur  $LL > 50\%$

Ka edhe dhera që klasifikohen me simbolet:GW,GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC për klasifikimin e tyre duhet pasur parasysh:

Përqindja e materialit që ka kaluar në sitën 200,

Përqindja e materialit që ka kaluar në sitën 4,

Koeficienti i njëtrajtësisë  $C_u$  dhe shkallëzimit  $C_c$ (për dherat ku materiali që kalon sitën 200 përbënë 0÷12%.

Kufiri i rrjedhshmërisë  $LL$  dhe treguesi i plasticitetit  $PI$  për materialin që kalon sitën 40(kur përqindja e materialit që kalon sitën 200 është mbi 5%)

Dy sisteme klasifikimi të cilat përdoren më gjerësisht janë ai i Shoqatës Amerikane të Autostradave(rrugëve) Shtetërore dhe i Zyrtarëve të Transportit(AASHTO) (*American*

*Association of State Highway and Transportation officials*) dhe Sistemi i Unifikuar i Klasifikimit të dherave(USCS).Trajtimi ynë këtu do të përfshijë vetëm sistemin USCS (pra do të kufizohemi vetëm në këtë lloj klasifikimi).

Sistemi i Unifikuar i Klasifikimit të dherave USCS (ASTM 2004:Emërtimi D-2487)i klasifikon dherat bazuar në lakoret e tyre të përbërjes granulometrike dhe kufijve të tyre të Atterbergut .Siç tregohet në Tabelën 1.4 dheu quhet kokrrizor (kokrrizë trashë) në qoftë se ai ka më pak se 50% të grimcave që kalojnë siten No.200. Në këtë grup mund të jenë dherat ranore(S) ose dherat zhavorre(G).Nga kjo rezulton se një lloj i caktuar dheu quhet kokrrizimit në qoftë se kalimi në sitën No.200 është mbi 50%.Dherat në këtë grup përfshijnë pluhurat inorganike (M),argjilat inorganike (C) ose pluhurat organike dhe argjilat (MC)).

Sistemi përdor simbolin W për dherat e graduar mirë,P për dherat e graduar keq, L për dherat me plasticitet të ulët, H për dherat me plasticitet të lartë. Simboli i kombinuar GW psh donë të thotë zhavorr i graduar mirë, SP do të thotë rërë e graduar keq, etj.

Nga ana tjetër,për të përcaktuar emërtimin e saktë të një tipi dheu me ndihmën e sistemit të unifikuar të klasifikimit të dherave,do të jetë e nevojshme që të kemi në dispozicion lakoren granulometrike dhe kufijtë e Atterbergut të atij lloji dheu. Në këtë rast mund të përdoret Tabela 1.4 për të marrë simbolin e dheut.

**Shembulli 2.1.** *Rezultatet e përfuara nga zhvillimi i një analize kokrrizore për një lloj dheu janë si më poshtë:*

*Përqindja e kalimit nëpër sitën No.10=100*

*Përqindja e kalimit nëpër sitën No.40=80*

*Përqindja e kalimit nëpër No.200=58*

*Kufiri i rrjedhshmërisë dhe treguesi i plasticitetit të dheut pa fraksionin No40 janë respektivisht 30 dhe 10. Të klasifikohet dheu me anë të sistemit të unifikuar të klasifikimit. Të caktohet simboli dhe emërtimi i grupit.*

**Zgjidhja:**Me qenë se 58% e dheut kalon nëpër sitën No200, rezulton se ai është nga grupi i dherave të imët. Duke iu referuar diagramës së plasticitetit të dhënë në Figurën 2.14, për LL=30 dhe PI=10, ai mund të klasifikohet si CL (simboli i grupit).

**Tabela 2.1. sistemi i Unifikuar i Klasifikimit të Dherave(adaptuar sipas Das 2004)**

Kriteri			Simboli	
Dhera kokërr mëdha më pak se 50% kalimi në sitën No.200	Zhavorre të pastra:më pak se 5% materiale të imta(pluhur minerali)	$C_u \geq 1$ dhe $C_c \leq 3$	GW	
		$C_u < 4$ dhe/ose $1 > C_c > 3$	GP	
	Zhavorre me copa të vogla:më shumë se 12%material i imët (*pluhur mineralesh)	PI<4 ose paraqitur grafikisht nën ose mbi vijën A(fig.1.14)	GM	
		$C_u \geq 6$ dhe $1 > C_c > 3$	GC	
	Rërat:50% ose më shumë të fraksionit të trashë kalon nëpër sitën No.4	Rëra me materiale të imëta më shumë se 12% material pluhuror	PI<4 ose i paraqitur grafikisht nën vijën A(fig.1.14)	SM
			PI>7 ose i paraqitur grafikisht nën vijën A(fig.1.14)	SC
Pluhurat dhe	Lëndë jo organike	PI>7 dhe skicohet në ose mbi vijën A(Fig.1.13)	CL	
		PI<4 ose i vizatuar nën vijën A(Fig.1.14)	ML	
	Material organik	LL(i tharë në furrë) <0.75	OL	
Dhera kokrrizimët:50% ose më shumë e kalon sitën N0.200	argjilat, LL<50	LL(i pa tharë) <0.75		
	Material inorganik	PI i skicuar në ose mbi vijën A(Fig.1.14)	CH	
		PI i paraqitur grafikisht nën vijën A(Fig.1.14)	MH	
	Material organik	LL(i tharë në furrëtharje)	OH	
		LL(jo i tharë)		

Dhera tepër organike(më shumë substanca organike)	Kryesisht substancë organike,me argjilë të errët dhe kundërmim organik	Pt
---	--	----

Me qëllim të përcaktimit të emrit të grupit i referohemi Figurës 2.14 dhe Tabelës 2.4 lidhur me UCS. Përqindja e kalimit poshtë sitës No200 mbi 30%.Përqindja e zhavorrit=0, përqindja e rërës=(100-58)-(0)=42. Prandaj,përqindja e rërës>përqindja e zhavorrit. Gjithashtu përqindja e zhavorrit është më pak se 15%.Prandaj, emërtimi i grupit është:*argjilë me anim kah ran*

## 2.4. Përshkueshmëria dhe filtrimi i dherave

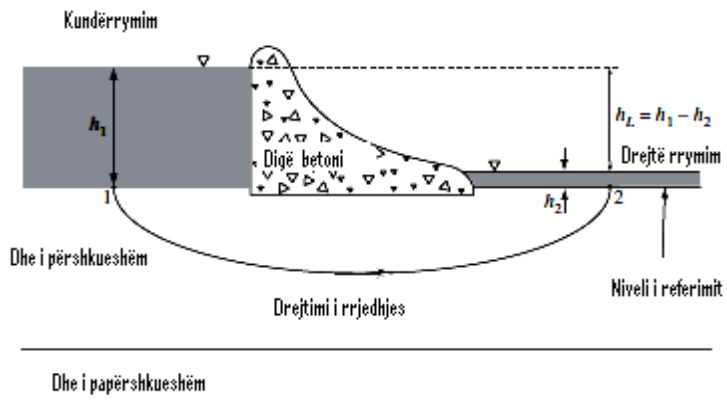
**K.Terzagh:** „Në praktikën inxhinierike,toka si tokë nuk është problem por uji i cili gjendet në pore. Në planetët pa ujë nuk do të kishte nevojë për mekanikën e dherave”

Rrjedhja e ujit në mjedisin poroz quhet filtrim .Dherat,të cilat formojnë mjedisin filtrues, formohen nga *shkatërrimi i formacioneve shkëmbore nën veprimin e ujit*, akullit, erës, temperaturës etj. Në saje të veprimit të këtyre faktorëve,si edhe përbërjes mineralogjike mjedisi poroz mund të jetë: homogjen ose johomogjen, izotrop ose joizotropik. Ai është izotrop atëherë kur cilësitë filtruese të tij varen nga *drejtimi i rrjedhjes*. Krahas dherave,të cilat formojnë mjedisin poroz, ekzistojnë edhe formacionet shkëmbore,të cilat janë *të papërshatshme*. Megjithatë,kur formacionet shkëmbore kanë çarje,bëhen edhe ato të përshkueshme nga uji. Uji nëntokësor ,duke u ndodhur në lëvizje,formon rrjedhje nëntokësore ose ndryshe rrjedhjen e filtrimit,e cila mund të jetë pa presion dhe me presion. Si në të kaluarën,ashtu edhe edhe sot,krahas asaj që uji shfrytëzohet,ai krijon edhe shumë probleme. Lufta e inxhinierëve me ujin në tokë shpesh herë ka përfunduar,dhe akoma sot përfundon me ngadhënjimin e ujit. Në kombinimin me veprimtaritë e njeriut,uji shkakton katastrofa përmasash të gjera. Zhvendosja e masave të dheut (rrëshqitja), shkatërrimi i digave,vërshimet,prishja e funksionalitetit të konstrukcioneve nëntokësore,janë vetëm ca nga rastet kur për shkak të kontrollimit joadekuat të ujit çojnë në prishjen e sigurisë të njerëzve dhe në sjelljen e dëmeve materiale të mëdha. Rregullimi,vënia nën kontroll dhe përgjithësisht,mbrojtja nga veprimtaria e dëmshme e ujit,nënkupton para se gjithash *njohjen e parimeve të përgjithshme të problematikave të rrymimit të ujit nëpër tokë*. Këto parime të përgjithshme janë Këto parime të përgjithshme janë Ligji i Darcy-it dhe ekuacioni i Laplace-it. Megjithatë,heterogjeniteti i dherave dhe shkëmbinjve është i lartë,dhe secili respekt i parimeve teorike nuk çon gjithmonë deri te zgjidhja e sigurisë,e besueshme dhe ekonomikisht e



justifikueshme për shkak të josaktësisë të të dhënave hyrëse. Prej këtej del se, roli i përvojës të arritur me anën e praktikës lokale, në kombinimin me parimet e përgjithshme, më mirë se çdo veprim (trajtim) tjetër, mund të çon deri në zgjidhjen e dëshiruar të problemit .Të gjitha materialet siç janë shkëmbinj, betoni, dherat etj. janë të përshkueshme. Rrjedhja e ujit nëpër të gjithë ata iu bindet përafërsisht ligjeve të njëjta. Pra, diferenca ndërmjet rrjedhjes të ujit nëpër shkëmb apo beton është njëri nga shumë prej tyre. Përshkueshmëria e dherave ka efektin vendimtar në qëndrueshmërinë e themeleve, rënies filtrimit nëpër mbushje të të rezervuarve, drenazhimit të nënshkallëve (nën niveleve), punimeve minerare gjatë shfrytëzimit me karrierë në rërat ujëmbajtëse, prurja e ujit në puse dhe shumë të tjera. Koeficienti i përshkueshmërisë në mekanikën e dherave është treguesi se me sa lehtësi një fluid (uji) mund të rrjedh nëpër një mjedis poroz (dhera). Dherat me kokrriza të mëdha kanë poret më të mëdha, prandaj, përshkueshmëritë e tyre janë më të mëdha. Kjo ka për rrjedhojë që zhavorret janë më të përshkueshme se sa rërat, dhe rërat janë më të përshkueshme se sa pluhurat (lymet). Përshkak të përshkueshmërive jashtëzakonisht të ulëta të tyre argjilave përdoren për të ndërtuar bërthamat e digave prej dheu të cilat veprojnë si mbrojtëse nga uji. Në literaturën për inxhinierin e mjedisit, përcjellshmëria hidraulike shpesh përdoret në vend të koeficientit të përshkueshmërisë, por ata kanë kuptim të njëjtë.

Rrjedhja e ujit nëpër dhera, që quhet filtrim, ndodh kur ekziston një diferencë në nivelin e ujrave nëntokësore (energjisë) në dy anët e një strukture siç është një digë ose një mur mbrojtës me palakolasiç tregohet në Figurën 4.1. ana (krahu) me nivel uji më të lartë quhet *kundërrymë (downstream)* . Rrjedhja e ujit nëpër tokë nën digë nga zona me potencial më të lartë tek zona me potencial më të ultë bëhet sipas ekuacionit të Bernoulli-it. Shpejtësia e rrjedhjes përcaktohet me anë të ekuacionit të Darcy-it, i cili kërkon njohjen e koeficientit të përshkueshmërisë.



**Figura 4.1. Filtrimi nëpër mjedisin poroz**

## KAPITULLI 3

### NGJESHMËRIA DHE KONSOLIDIMI I DHERAVE

#### 3.1. Koncepti mbi uljen e tokave

Strukturat gjeotnike janë të ndërtuara mbi dhera. Ato i transmetojnë ngarkesat në taban nëpërmjet themeleve. Ndikimi i ngarkesave ndjehet nga dheu normalisht deri në një thellësi prej rreth dy deri në tri herë të gjerësisë së themelit. Dheu brenda kësaj thellësie fillon të ngjeshet për shkak të sforcimeve të ushtruara . Ngjeshja e masës të dheut çon deri në zvogëlimin e vëllimit të masës i cili rezulton me ulje të strukturës. Ngjeshja e masës së dheut për shkak të sforcimeve të ushtruara gjithmonë mund të jetë e menjëhershme apo varet nga koha në varësi nga karakteristikat e filtrshmërisë (përshkrushmërisë) të dheut. Dherat jokohërente të cilat kanë përshkueshmëri shumë të madhe ngjeshën për një periudhë kohore relativisht të shkurtër në krahasim me dherat kohërente të cilët janë pak të përshkueshëm. Karakteristikat e ngjeshmërisë të masës së dheut mund të jenë për shkak të cilitdo nga faktorët e më poshtëm apo nga kombinimi i tyre:

- *Ngjeshjes së materies së ngurtë (skeletalit),*
- *Ngjeshjes së ujit dhe ajrit që gjendet në poret e dheut,*
- *Largimit të ujit dhe ajrit nga poret e tokës .*

Dherat nuk janë as vërtetë elastike as plastike. Kur masa e dheut i nënshtrohet veprimit të ngarkesave ngjeshëse ,ndryshimi i vëllimit ndodhë kryesisht për shkak të rrëshqitjes të kokrrizave njëri në lidhje me tjetrin ofrimit reciprok të tyre .Edhe pas shkarkimit të sforcimit kokrrizat e zhvendosura nuk kthehen mbrapa në pozicionet e tyre origjinale . Megjithatë, kthimi elastik i vogël nën ushtrimin e trysnisë së ulët mund t'i atribuohet ngjeshjes elastike të ujit të absorbuar i cili rrethon kokrrizat.

Problemet inxhinierike që kanë të bëjnë me dherat janë të dy llojeve. Lloji i parë përfshin të gjitha rastet kur nuk ekziston mundësia që sforcimi të jetë mjaft i madh që të kapërcejë qëndrueshmërinë ndaj prerjes të dheut, por kur deformimet çojnë deri të ajo që mund të jetë me madhësi serioze të zhvendosjes të kokrrizave individuale të cilat çojnë në ulje brenda masës së dheut. Me këtë tip të problemit do të merremi në këtë kapitull. Lloji i dytë përfshinë rastet në të

cilat ekziston rreziku që sforcimi prerës të tejkalojnë qëndrueshmërinë ndaj prerjes të dheut. Problemet e këtij tipi quhen Probleme të Qëndrueshmërisë me të cilat do të merremi në kapitujt e trysnisë së dheut (ang. *earth pressure*), qëndrueshmëria e shpateve dhe aftësia mbajtëse e themeleve.

Dheu në natyrë mund të gjendet në cilëndo nga gjendjet më mëposhtme:

1. *Në gjendje të thatë,*
2. *Në gjendje pjesërisht të ngopur,*
3. *Në gjendje të ngopur.*

Uljet e strukturave të ndërtuara mbi dherat kokrrizore kryesisht konsiderohen vetëm në dy gjendje, do të thotë, ose të thatë ose të ngopur. Pra, uljet mund të përcaktohen me anë të metodave semi-empirike (Terzaghi, Peck dhe Mesri, 1996).

Rritja e sforcimit shkaktohet nga konstruksioni i themeleve apo ngarkesave të tjera të cilat ngjeshin shtresat e dheut. Ngjeshja shkaktohet nga:

1. *Deformimi i grimcave të dheut,*
2. *Zhvendosja (rivendosja) e grimcave të dheut, dhe*
3. *Largimi (dalja) e ujit apo e ajrit nga hapësirat e poreve.*

Në përgjithësi, *uljet e dheut që shkaktohen nga vëprimi i ngarkesave mund të ndahen në tre kategori të përgjithshme:*

1. **Ulja elastike (apo ulje e menjëhershme)** e cila shkaktohet nga deformimi elastik i dheut të thatë dhe i dherave të njomët (me lagështi) e të ngopur me ujë pa ndonjë ndryshim të lagështisë. Llogaritjet e uljes elastike përgjithësisht bazohen në ekuacionet e nxjerra sipas teorisë së elasticitetit.
2. **Ulja e shkaktuar nga konsolidimi primar (ulja për shkak të konsolidimit të parë (me filtrim)),** ë cila është rezultat i ndryshimit të vëllimit dhe dherave kohezive të ngopur për shkak të daljes të ujit që zënë hapësirat e poreve.
3. **Ulja për shkak të konsolidimit të dytë (pa filtrim),** e cila vërohet tek dherat kohezive të ngopur me ujë dhe është rezultat i rregullimit të dheut. Kjo është një formë shtesë e ngjeshjes që ndodh për sforcim efektiv konstant.

Ky kapitull paraqet parimet themelore për vlerësimin e uljeve elastike dhe si rezultat i konsolidimit të shtresave të dheut nga ushtrimi i ngarkesave të mbivendosura.

Ulja e përgjithshme e themelit atëherë mund të jepet si:

$$S_t = S_p + S_s + S_e$$

ku:  $S_t$  - ulja e përgjithshme (total settlement)

$S_p$  - ulja për shkak të konsolidimit të parë (primary settlement)

$S_s$  - ulja për shkak të konsolidimit të dytë (sekondar)

$S_e$  - ulja elastike

Kur themelet konstruktohen në argjila shumë të ngjeshme ulja për shkak të konsolidimit mund të jetë disa herë më e madhe së sa ulja elastike

### 3.2. Ulja elastike

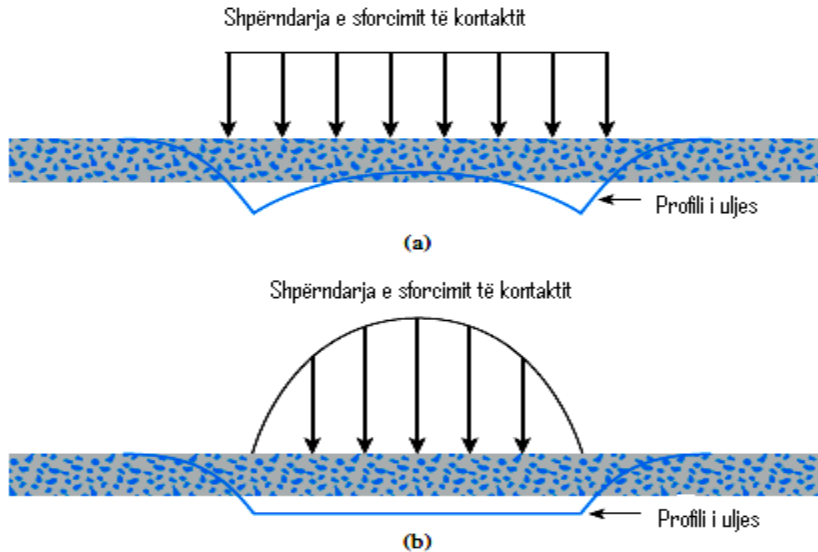
Ulja elastike apo e menjëhershme e themeleve ( $S_e$ ) ndodh drejtpërdrejt pas zbatimit të ngarkesave, pa ndryshim të lagështisë të dheut. Madhësia e uljes së kontaktit do të varet nga elasticiteti (ang. *flexibility*) i themelit dhe lloji i materialit në të cilin është mbështetur.

Marrëdhëniet për përcaktimin e rritjes të sforcimit në tokë, i cili shkakton ulje elastike për shkak të zbatimit të ngarkesës lineare, ngarkesës në formë rrypi, ngarkesës nga mbushja, ngarkesës rrethore dhe ngarkesës drejtkëndore, bazohen në supozimet që pasojnë:

- Ngarkesa ushtrohet në sipërfaqe të tokës
- Sipërfaqja e ngarkuar është elastike (fleksibile)
- Mjedisi i dheut është homogjen, elastik, izotropik dhe shtrihet deri në thellësi të madhe.

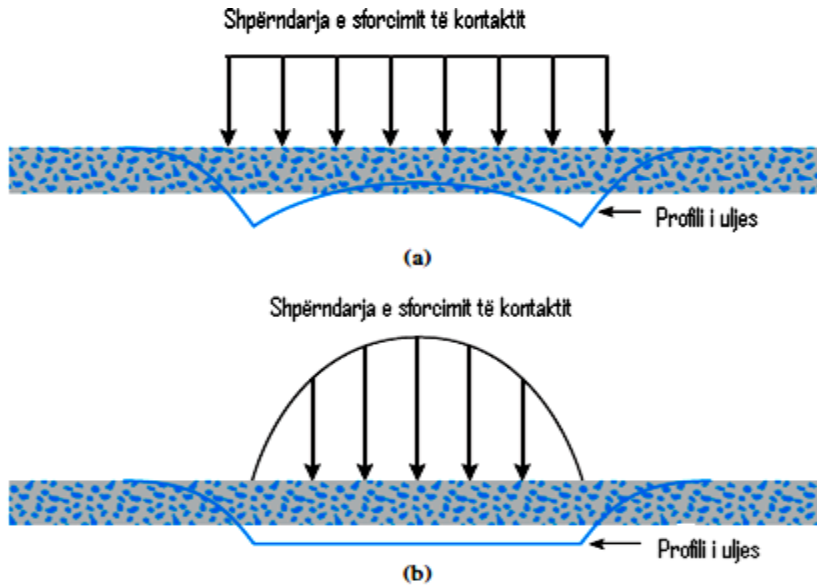
Figura 3.1(a) tregon një themel absolutisht elastik (ang. *perfectly flexible*) që është mbështetur në një material elastik siç është argjila e ngopur. Në qoftë se themeli i nënshtrohet një ngarkese të shpërndarë njëtrajtësisht, sforcimi i kontaktit do të jetë i njëtrajtshëm dhe themeli do të përjetoj përkulje të profilit (ang. *sagging profile*).

Nga ana tjetër, në qoftë se shqyrtojmë një themel absolutisht të shtangët (*ang. perfectly rigid*) i cili mbështetet në sipërfaqen e tokës që i nënshtrohet një ngarkese të shpërndarë njëtrajtësisht, sforcimi i kontaktit dhe profili (prerja vertikale) e uljes së themelit do të jetë ashtu sikurse tregohet në Figurën 3.1(b). Themeli do të i nënshtrohet një ulje uniforme dhe sforcimi i kontaktit do të rishpërndahet.



**Figura 3.1. Ulja elastike e profilit dhe sforcimi i kontaktit në argjila: (a) themel elastik; (b) themel i shtangët.**

Shpërndarjet e sforcimit të kontaktit dhe profilet e uljes të një themeli elastik dhe të shtangët të mbështetura në rërë dhe që i nënshtrohet ngarkimit të njëtrajtshëm janë treguar në Figurën 3.2.



**Figura 3.2. Profili i uljes elastike dhe sforcimi i kontaktit në rërë; (a) themeli elastik; (b) themeli i shtangët**

Teorikisht, në qoftë se themeli është absolutisht elastik, ulja mund të shprehet si:

$$S_e = \Delta\sigma (\alpha \cdot B')^{\frac{1-\mu_s^2}{E_s}} \cdot I_s \cdot I_f \quad (3.1)$$

ku:  $\Delta\sigma$  - sforcimi i dobishëm që zbatohet në themel

$\mu_s$  - koeficienti i Poisson-it i dheut

$E_s$  - moduli mesatar i elasticitetit i dheut nën themelit i matur nga  $z=0$  deri  $z=4B$

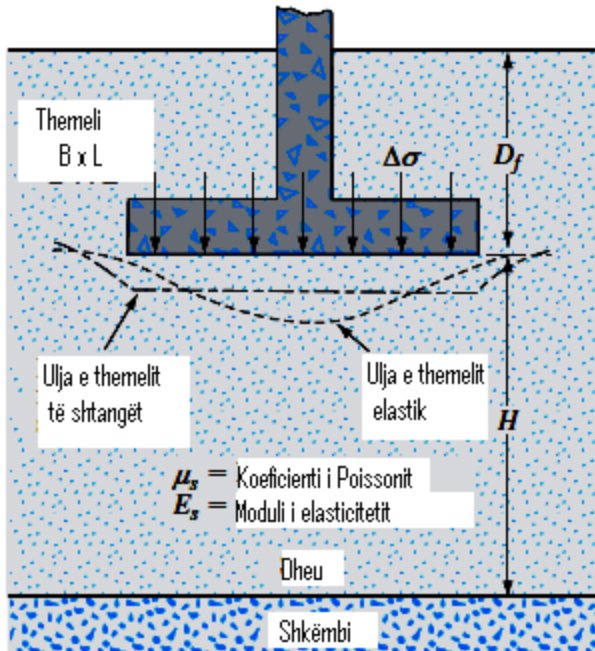
$B' = \frac{B}{2}$  për qendrën e themelit ( $B'$  - gjerësia efektive e themelit)

$= B$  - për qoshe të themelit

$I_s$  - faktori i formës (Steinbrenner, 1934)

$$I_f = \text{faktori i thellësisë (Fox, 1948)} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s \text{ dhe } \frac{L}{B}\right) \quad (3.2)$$

$\alpha$  = faktori që varet nga vendndodhja e themelit ku ulja duhet të llogaritet.



**Figura 3.3. Ulja elastike e themelit elastik dhe të shtangët**

Vlerat përfaqësuese të modulit të elasticitetit dhe koeficientit të Poissonit për lloje të ndryshme të dherave janë dhënë respektivisht në Tabelën 3.1 dhe 3.2.

**Tabela 3.1 Vlerat Përfaqësuese të Modulit të Elasticitetit të Dheut**

Emërtimi (Tipi) i Dheut	$E_s$	
	$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{\ell b}{m^2}$
Argjila e butë	1,800÷3,500	250÷500
Argjila e fortë	6,000÷14,000	850÷2,000
Rëra e shkrifër	10,000÷28,000	1,500÷4,000
Rëra e ngjeshur	35,000÷70,000	5,000÷10,000



**Tabela 3.2. Vlerat Përfaqësuese të Koeficientit të Poissoni-it**

Tipi i dheut	Koeficienti i Poisson-i, $\mu_s$
Argjila e shkrifët	0,2÷0,4
Rërë mesatare	0,25÷0,4
Rërë e ngjeshur	0,3÷0,45
Rërë pluhurore	0,2÷0,4
Argjilë e butë	0,15÷0,25
Argjilë mesatare	0,2÷0,5

### 3.3. Koncepti i konsolidimit

Kur sistemi argjilë e ngopur-ujë i nënshtrohet trysnisë së jashtme, trysnia që vepron fillimisht pranohet në ujë e poreve duke rezultuar në këtë mënyrë me trysinë e tepërt të ujit në pore. Në qoftë se drenazhimi është i lejuar, gradienti hidraulik që rezulton inicijon daljen e ujit jashtë masës argjilore dhe efekt masa fillon që të ngjshet. Një pjesë e sforcimit që zbatohet transmetohet në skelet të dheut ,gjë që përsëri shkakton zvogëlim të mbitysnisë porore. Ky proces, përfshinë ngjeshjen graduale që ndodhë në të njëjtën kohë me daljen e ujit nga masa dhe me transferimin e trysnisë të zbatuar nga ujë i poreve në skelet të mineralit quhet konsolidim. Procesi i kundërt me konsolidimin quhet fryrje (mbufatje) i cili shkakton një rritje të përmbajtjes së lagështisë për shkak të rritjes së vëllimit të poreve.

Konsolidimi mund të jetë për shkak të njërit apo më shumë nga faktorët që pasojnë:

- *Ngarkesat e jashtme statike nga strukturat.*
- *Pesha veltijake e dheut siç janë mbushjet e vendosura së fundi (rishtas)*
- *Zbritja e nivelit të ujit nëntokësor.*
- *Tharja.*

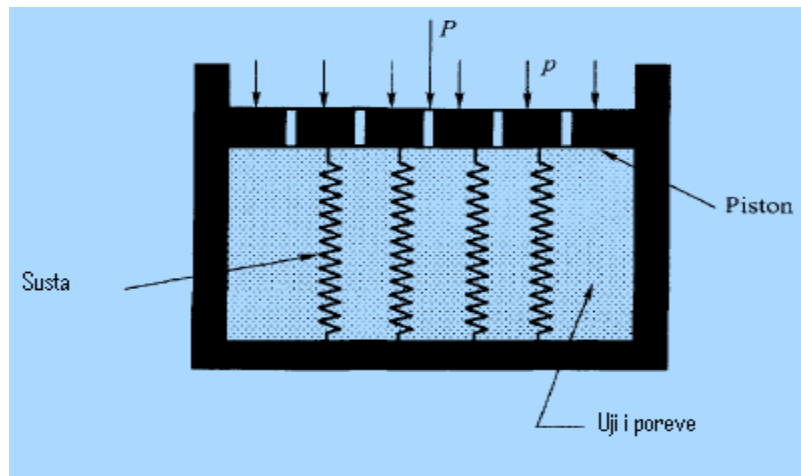
Ngjeshja e përgjithshme e shtresës argjilore të ngopur nga ushtrimi i trysnisë të tepërt efektive mund të konsiderohet si shumë e:

- ▶ Ngjeshjes (kompresionit) të menjëhershëm,
- ▶ Konsolidimit parësor, dhe
- ▶ Ngjeshjes dytësore

Pjesa e uljes të një strukture e cila ndodh pak a shumë njëkohësisht me zbatimin e ngarkesave quhet ulje fillestare ose e menjëhershme. Kjo ulje është për shkak të ngjeshjes së menjëhershme të shtresës së dheut në kushte pa drenim dhe llogaritet duke supozuar që masa e dheut në kushte pa drenim dhe llogaritet duke supozuar që masa e dheut do të sillet si një dhe elastik (tokë elastike)

Procesi i konsolidimit të një sistemi dhe-argjilor-ujë mund të shpjgohet me ndihmën e *modelit ekonomik* siç është përshkruar nga Terzaghi dhe Frohlich (1936).

Modeli përbëhet nga një cilindër me një piston të lëmuar sikurse tregohet në Figurën 3.3. Pistoni mbështetet në një apo më shumë susta metalike helikoidale. Hapësira poshtë (nën) pistonit është plotësisht e mbushur me ujë. Sustat paraqesin skeletin e mineralit në masën reale të dheut (masivin e tokës), kurse uji nën piston është uji poror nën kushtet e ngopjes me uji të masës së dheut. Kur ngarkesa  $p$  vendoset mbi piston, ky sforcim transferohet në ujë (meqë uji pranohet që është i pangjeshëm) dhe trysnia e ujit rritet. Trysnia në ujë është:  $u=p$ .

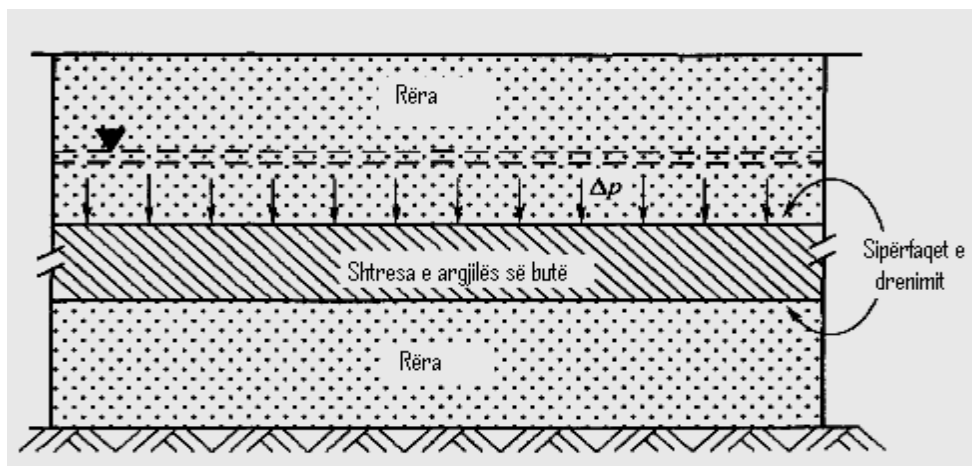


**Figura 3.3. Modeli mekanik për shpjgimin e procesit të konsolidimit**

Në qoftë se bëhen disa vrime në piston, uji do të rrjedh menjëherë nëpër vrime. Me rrjedhjen e ujit nëpër vrime një pjesë e ngarkesës të mbartur nga uji transferohet në susta.

Kur sistemi sustë-ujë arrin kushtin e ekuilibrit nga ushtrimi i ngarkesës (forcës së dobishme), ulja e pistonit është e ngjashme me ngjeshjen e sistemit nga trysnit e jashtme që ushtrohen.

Konsolidimi një-Përmasor. Në shumicën e rasteve ulja e një strukture është rezultat i pranisë të një apo më shumë shtresave të argjilës së butë ndërmjet shtresave të rërës apo argjilës fort (shtangët) sikurse tregohet në Figurën 3.4. Fërkimi ndërmjet shtresës së shtangët (e fortë) dhe të butë gjithmonë parandalon plotësisht lëvizjen anësore të shtresave të buta. Teoria e cila është zhvilluar nga Terzaghi (1925) mbi bazën e këtij supozimi quhet teoria e konsolidimit një-përmasor

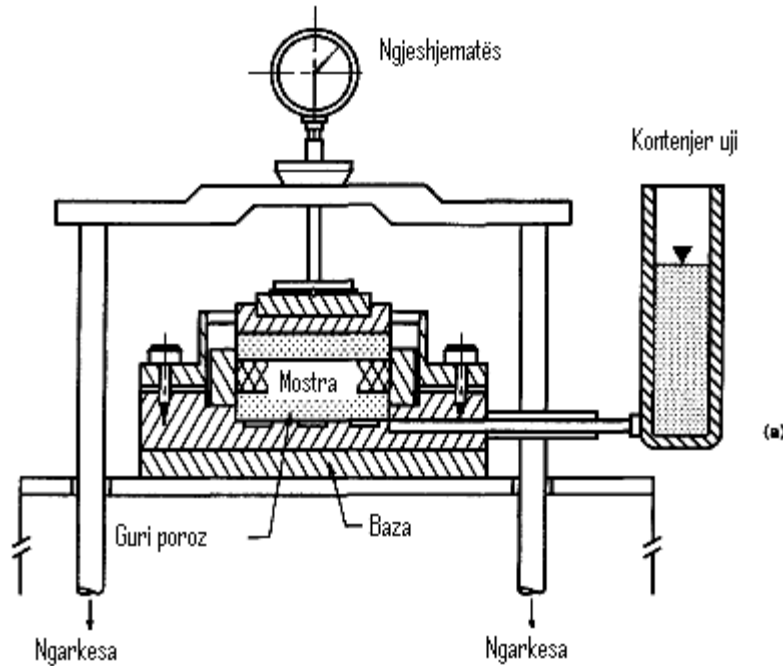


*Figura 3.4. Shtresa argjilore e futur në sandviç ndërmjet shtresave ranore*

### **Konsolidimmatësi (Ngjeshjematësi ose Eodometri )**

Ngjeshmëria e sistemit argjilë-ujë, të ngopur përcaktohet me anë të aparatit të treguar skematikisht në Figurën 3.5. Ky aparat gjithashtu njihet si eodometër.

Prova në konsolidim zakonisht kryhet në temperaturë të dhomës, në unaza lundruese ose të fiksuar me diametër nga 5 deri 11 cm dhe me lartësi nga 2 deri 4 cm. Figura 3.5 është e tipit unazë e fiksuar. Në llojin e unazës lundruese, unaza është e lirë që të lëvizë në drejtimin vertikal.

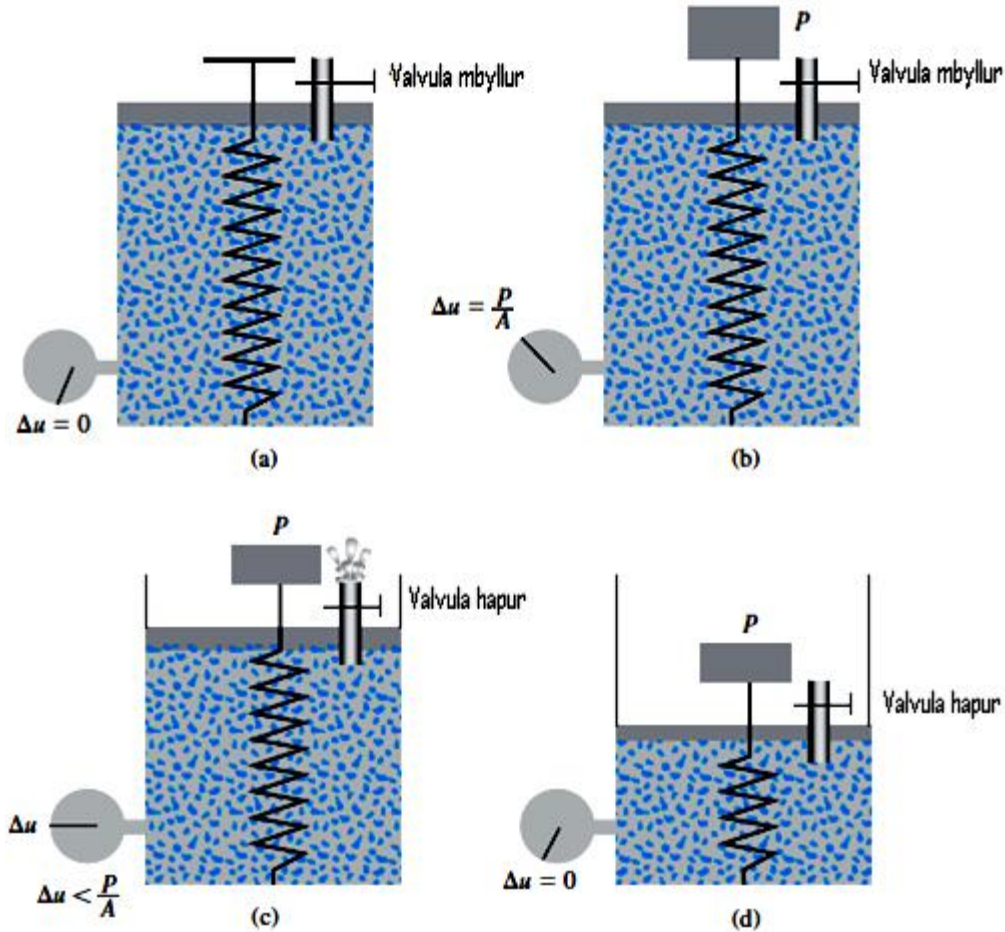


**Figura 3.5** Diagrami skematik i konsolidimmatësit.(skema e aparatit eodometrik).

### 3.4. Ulja për shkak të Konsolidimit të dherave-Bazat e konsolidimit

Kur një shtresë dheu e ngopur i nënshtrohet një rritje të sforcimit, trysnia e ujit në pore rritet në mënyrë të papritur (befasishëm). Në dherat ranore të cilat janë shumë të përshkueshme, drenazhimi që shkaktohet nga rritja e trysnisë së ujit në pore përfundon menjëherë (pa vonësë). Drenazhimi (kullimi) i ujit të poreve shoqërohet me zvogëlimin e vëllimit të masës së dheut, i cili rezulton me ulje. Për shkak të drenazhimit të shpejtë të ujit në pore në dhera ranore, ulja elastike dhe konsolidimi ndodhin përnjëherësh (në të njëjtën kohë).

Kur shtresa argjilore e ngjeshshme e ngopur i nënshtrohet një rritje të sforcimit, ulja elastike ndodh me njëherë. Me qenë se përcjellshmëria hidraulike e argjilës është më e vogël se sa e rërës, trysnia e tepërt e ujit të poreve të gjenerohet (krijohet) nga ngarkimi gradual (shkallë shkallë) shpërndahet gjatë periudhës së gjatë. Kështu, ndryshimi i vëllimit që shoqëron (dmth. konsolidimi) i argjilës mund të vazhdojë gjatë pas uljes elastike. Ulja që shkaktohet nga konsolidimi i argjilës mund të jetë disa herë më e madh se sa ulja elastike.



**Figura 3.6 Modeli Sustë-Cilindër**

Deformimi në vartësi të kohës i dherave argjile me rërë (suargjilës)të ngopur (i suargjilës së ngopur me ujë)mund të kuptohet më mirë duke marrë parasysh një model të thjeshtë i cili përbëhet nga një cilindër me një sustë (balestër) në mes të tij. Pranojmë që sipërfaqja e brendshme e prerjes tërthore të cilindrit është e barabartë me A. Cilindri mbushet me uji dhe ka një piston të lëmuar të papërshkueshëm prej uji dhe valvulen sikurse tregohet në Figurën 3.6(a).Në këtë çast ,në qoftë se vendosim një ngarkesë P mbi piston (Figura 3.6(b)) dhe mbajmë të mbyllur valvulen, e tërë ngarkesa do të merret nga uji në cilindër meqenëse uji është i pangjeshëm. Susta nuk do të kaloj nëpër asnjë deformim. Trysnia hidrostatike në këtë çast mund të jepet si:

$$\Delta u = \frac{P}{A} \tag{3.3}$$

Kjo vlerë mund të vrojtohet në trysni matësin (pressure gauge) që bashkëngjitet në cilindër.

Në përgjithësi, mund të shkruajmë:

$$\mathbf{P}=\mathbf{P}_s+\mathbf{P}_w \quad (3.4)$$

ku:  $P_s$ = ngarkesa që mbartet (transmetohet) nga susta, dhe

$P_w$ = ngarkesa që mbartet (transmetohet) nga uji.

Sipas diskutimit të mëparshëm, mund të shihet që kur mbyllë valvula pas vendosjes të ngarkesës  $P$ ,

$$\mathbf{P}_s=0 \text{ dhe } \mathbf{P}_w=\mathbf{P}$$

Tash, në qoftë se hapet valvula, uji do të rrjedh në drejtim jashtë (Figura 3.6c). Kjo rrjedhje do të shoqërohet me një zvogëlim të trysnisë hidrostatike të tepërt dhe një zvogëlim të ngjeshjes të sustës. ra, në këtë çast,

$$\mathbf{P}_s>0 \text{ dhe } \mathbf{P}_w<\mathbf{P} \quad (\text{dmth. } \Delta u < \frac{P}{A})$$

Pas ca kohe, trysnia hidrostatike e tepërt do të bëhet zero kurse sistemi do të arrijë gjendjen e ekuilibrit, sikurse tregohet në Figurën 3.6(d). Tani mund të shkruhet:

$$P_s=P \text{ dhe } P_w=0$$

dhe 
$$P=P_s+P_w$$

Duke pasur parasysh këtë, mund të analizojmë deformimin e një shtrese argjilore të ngopur që i nënshtrohet një rritje të sforcimit (Figura 3.6 (a)). Shqyrtojmë rastin kur një shtresë e argjilës së ngopur me trashësi  $H$  e cila kufizohet ndërmjet dy shtresave të rërës e që i është nënshtuar një rritje të papritur të sforcimit të përgjithshëm prej  $\Delta\sigma$ . Ky sforcim total shtesë do të transmetohet në ujin e poreve dhe grimcat e ngurta të dheut. Kjo do të thotë që sforcimi total (i përgjithshëm),  $\Delta\sigma$ , do të ndahet në disa pjesë ndërmjet sforcimit efektiv do të jetë e ngjashme me atë të sustës në Figurën 3.6, kurse sjellja e ndryshimit të trysnisë së ujit në pore do të jetë e ngjashme me atë të trysnisë së tepërt hidrostatike në Figurën 3.6. Sipas parimit të sforcimit efektiv, rezulton që:

$$\Delta\sigma=\Delta\sigma'+\Delta u \quad (3.5)$$

ku:  $\Delta\sigma'$ = rritja e sforcimit efektiv,  $\Delta u$ = rritja e trysnisë së ujit në pore,

### 3.5. Prova laboratorike e konsolidimit njëpërmasor

Procedura e testimit në konsolidim njëpërmasor së pari është propozuar nga Terzagh. Kjo provë kryhet në konsolidometër (ndonjëherë quhet eodometër). Diagrami skematike i konsolidometrit është paraqitur në Figurën 3.7(a). Figura 3.7(b) paraqet fotografimin e një konsolidometri. Mostra e dheut vendoset brenda një unaze metalike me dy gur poroz, njëri në kokë të mostrës e tjetri në fund. Mostrat zakonisht kanë përmasat të diametrit 64mm ( $\approx 2,5$ in) dhe trashësi 25mm ( $\approx 1$ in).

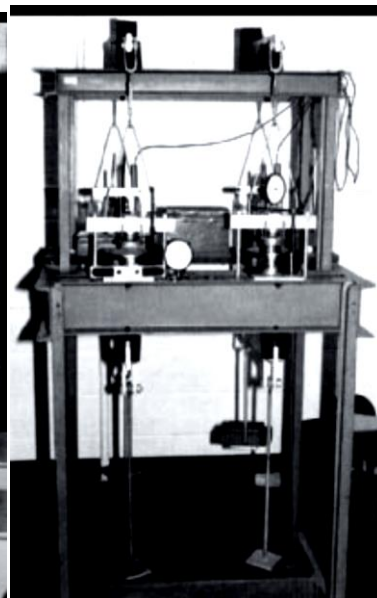
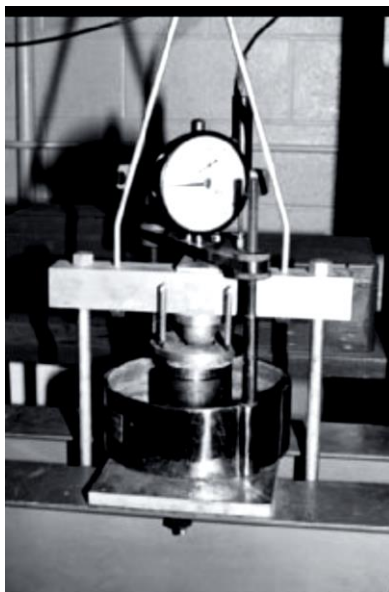
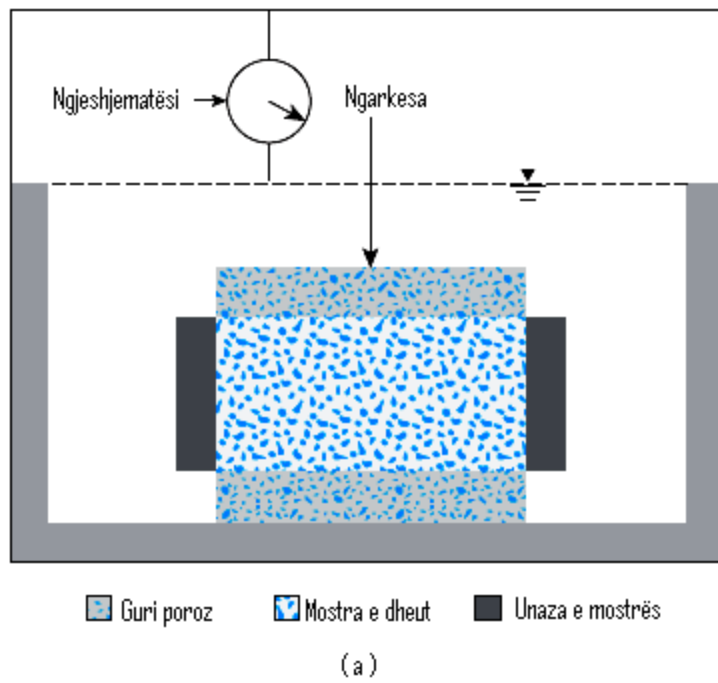
Ngarkesa në mostër ushtrohet nëpër mjet një krahu leve, kurse ngjeshja matet me anë të një instrumenti matës të shkallëzuar-manometri (trysnimatësi) (trysni shkruar apo trysni regjistruar). Mostra mbahet nën ujë gjatë provës. Çdo ngarkesë zakonisht mbetet për 24 orë. Pas kësaj, rëndomë ngarkesa dyfishohet, e cila dhe dyfishon trysninë në mostër, dhe vazhdohet me matjen e ngjeshjes. Në fund të provës përcaktohet pesha e thatë e mostrës provë (mostrës të testimit). Figura 3.7(c) paraqet një provë të konsolidimit në zhvillim e sipër (ana e djathtë).

Forma e përgjithshme e paraqitjes grafike të deformimit të mostrës ndaj kohës për një rritje të caktuar të ngarkesës është treguar në Figurën 3.8. Nga grafiku, mund të vërejmë tri faza të dallueshme, të cilat mund të përshkruhen si në vazhdim:

**Faza I:** Ngjeshja fillestare e cila shkaktohet kryesisht nga mbingarkimi,

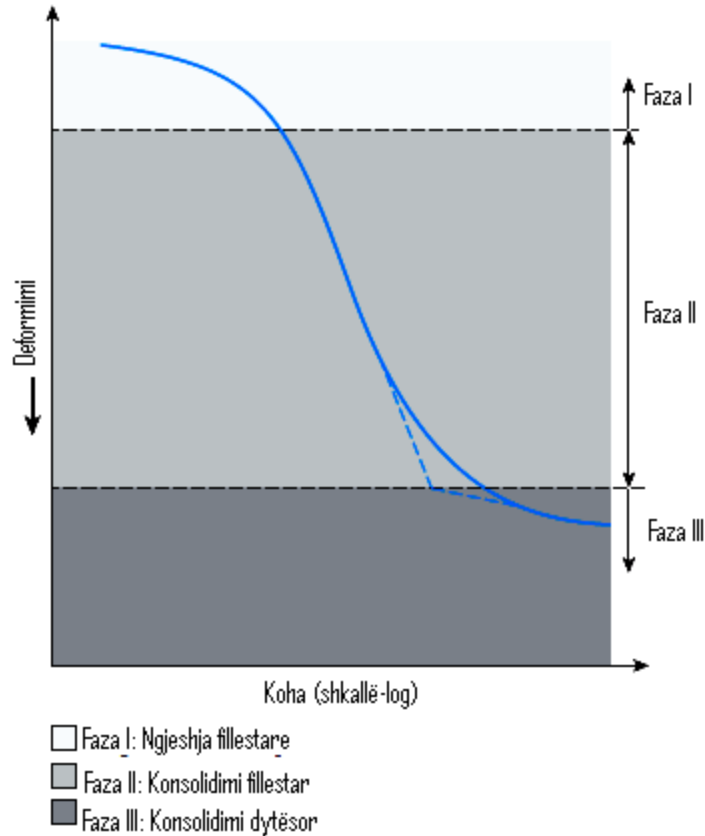
**Faza II:** Konsolidimi parësor, gjatë të cilit trysnia e tepërt e ujit në pore gradualisht transferohet në sforcim efektiv për shkak të daljes së ujit nga poret.

**Faza III:** Konsolidimi dytësor, i cili shfaqet pas shpërndarjes së tërësishme të trysnisë të tepërt të ujit në pore, kur ndonjë deformim i mostrës ndodhë për shkak të rirregullimit plastik të strukturës (ndërtimit) të dheut.



**Figura 3.7 (a) Diagrami skematik i një konsolidimetri; (b) fotografia e një konsolidimetri ; (c) një provë e konsolidimit në zhvillim e sipër(**





**Figura 3.8** Diagrami deformim-kohë gjatë konsolidimit për rritje të caktuar të ngarkesës

### 3.6. Varësia e koeficientit të porozitetit nga trysnia

Pas ndërtimit të grafikut të bashkëlidhjes kohë-deformim për ngarkesa të ndryshme nga të dhënat e përfuara në laborator, është e nevojshme që të studijohet ndryshimi i koeficientit të porozitetit të mostrës në funksion të trysnisë. Në vazhdim po japim një procedurë hap pas hapi për studimin:

**Hapi 1.** Llogaritet lartësia e grimcave (solids),  $H_s$ , në mostrën e dheut (Figura 3.9) duke përdorur ekuacionin:

$$H_s = \frac{W_s}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w} = \frac{M_s}{A \cdot G_s \cdot \rho_w} \quad (3.5)$$

ku:  $W_s$  = pesha e thatë e mostrës;  $M_s$  = masa e thatë e mostrës;  $A$  = sipërfaqja e mostrës

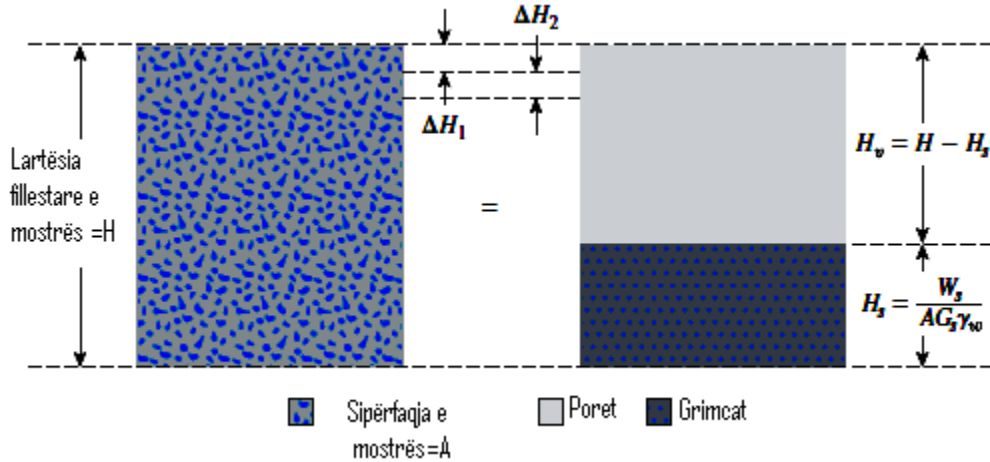
$G_s$  = Peshë specifike e grimcave të ngurta (skeletalit);  $\gamma_w$  = pesha vëllimore e ujit

$P_w =$  dendësia e ujit

**Hapi 2:** Llogaritet lartësia fillestare e poreve si:

$$H_v = H - H_s \quad (3.6)$$

ku:  $H$ - lartësia fillestare e mostrës.



**Figura 3.9** Ndryshimi i lartësisë të mostrës në provën e konsolidimit njëpërmasor

**Hapi 3:** Llogaritet koeficienti fillestar i porozitetit,  $e_0$ , i mostrës, duke shfrytëzuar ekuacioni

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v \cdot A}{H_s \cdot A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (3.7)$$

**Hapi 4:** Për ngarkesën e parë shtesë,  $\sigma_1$ , (ngarkesa totale/ sipërfaqja njësi e mostrës), e cila shkakton deformimin  $\Delta H_1$ , llogaritet ndryshimi në koeficientin e porozitetit si:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (3.8)$$

( $\Delta H_1$ , përfitohet nga regjistrimi fillestar dhe përfundimtar në aparatrin matës të graduar gjatë ngarkimit).

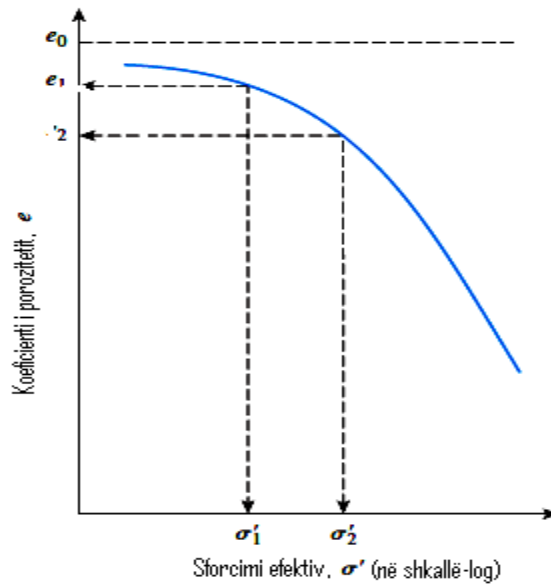
Është e rëndësishme të vihet re që, në përfundim të konsolidimit, sforcimi i përgjithshëm  $\sigma_1$  është i barabartë me sforcimin efektiv  $\sigma_1'$ .

**Hapi 5:** Llogaritet koeficienti i ri i porozitetit pas konsolidimit që shkaktohet nga trysnia shtesë si:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (3.9)$$

Për ngarkesën tjetër,  $\sigma_2$  (shenim:  $\sigma_2$  është i barabartë me ngarkesën kumulative përnjësi të sipërfaqës të mostrës), e cila shkakton deformimi shtesë  $\Delta H_2$ , koeficienti i porozitetit në përfundim të konsolidimit mund të llogaritet si:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (3.10)$$



**Figura 3.10** Diagrami tipik i bashkëlidhjes  $e$ - $\log \sigma'$  ( $e$  kundrejt  $\log \sigma'$ )

Në këtë çast,  $\sigma_3 =$  aforcimi efektiv,  $\sigma'_2$ . Duke vepruar në mënyrën e ngjashme, mund të përftohen koeficientet e porozitetit në përfundim të konsolidimit për të gjitha shtesat e ngarkesës.

Sforcimi efektiv  $\sigma'$  dhe koeficientet korrespondues të porozitetit ( $e$ ) në përfundim të konsolidimit paraqiten grafikisht në leter në kurben në shkallë se nulogaritmike. Forma tipike e një paraqitje grafike (diagrami) të tillë është treguar në Figurën 3.10.

**Shembulli praktik 3.1.** Rezultatet e japura në Tabelën 3.3 të mëposhtme të nxjerrura nga një provë lobarotorike e konsolidimit në një mostër dheu të nxjerrur nga terreni. Masa e thatë e

mostrës=128g, lartësia e mostrës në fillim të provës=2,54 cm,  $G_a=2,75$ , dhe sipërfaqja e mostrës=30,68cm<sup>2</sup>.

**Tabela 3.3** Rezultatet e regjistrimeve nga prova

Trysnia efektive $\sigma'$ ( $\frac{ton}{ft^2}$ )	Lartësia finale e mostrës në përfundim të konsolidimit (cm)
0	2,540
0,5	2,488
1	2,465
2	2,431
4	2,389
8	2,324
16	2,225
32	2,115

Të bëhehn llogaritjet e nevojshme dh të ndërtohet lakorja e në lidhje me  $\log \sigma'$ .

**Zgjidhja:** Duke përdorur relacionin (3.5), gjendet:

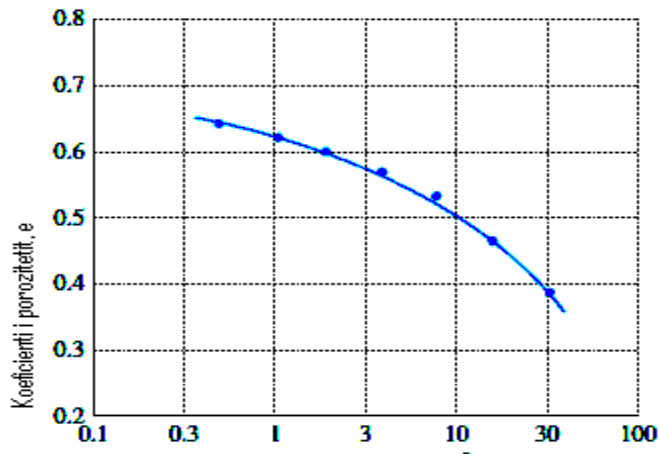
$$H_s = \frac{W_s}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w} = \frac{M_s}{A \cdot G_s \cdot \rho_w} = \frac{128 \cdot g}{30,68 \text{ cm}^2 \cdot (2,75) \cdot \left(\frac{g}{\text{cm}^3}\right)} = 1,52 \text{ cm}$$

Tani mund të pregatitet tabela e mëposhtme (Tabela 3.4)

**Tabela 3.4**

Trysnia efektive $\sigma' \left( \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \right)$	Lartësia në fund të konsolidimit, H (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$E = \frac{H_v}{H_s}$
0	2,540	1,02	0,671
0,5	2,488	0,968	0,637
1	2,465	0,945	0,622
2	2,431	0,911	0,599
4	2,389	0,867	0,572
8	2,324	0,804	0,529
16	2,225	0,705	0,464
32	2,115	0,595	0,390

Diagrami e në lidhje me  $\log \sigma'$  është në Figurën 3.11.



Sforcimi efektiv,  $\sigma'$  (ton/ft<sup>2</sup>)-shkallë.log.

**Figura 3.11** Ndryshimi i koeficientit të porozitetit në vartësi të trysnisë efektive

### 3.7. Argjilat e konsoliduara Normalisht dhe të Mbikonsoliduara

Prova eodometrike (prova në ngjeshje pa zgjërimit anësor) realizohet në aparatën e quajtur Eodometër dhe shërben për përcaktimin e shtangësisë një përmasore dhe vetive konsoliduesve të dherave. Prova randomë realizohet me mostra të paprishura të dheut nga terreni (mostra e dheut e nxjerrur me teknologji të veçantë dhe me procedurën (veprimin) e cila në masën më të madhe të mundshme sigurohemi që dheu në mostër ti përmbaj vetitë të cilat i ka poseduar dheu origjinal (në natyrë) në terren para nxjerrjes së mostrës).

Duke qenë nxjerrja e mostrave me strukturë të paprishur të dherave ranore dhe zhavorrore (tokave ranore dhe zhavorrore) është e vështirë ose pothuajse pamundur, provat eodometrike më së shpeshti kryhen në dherat kokërrizimët të ngopura me një siç janë argjilat dhe pluhurat. Në aparatën eodometrik vendosen mostrat cilindrike të dheut me diametër të paktën  $D=35\text{mm}$  dhe lartësi të paktën  $H=12\text{mm}$  (me raportin  $\frac{D}{H} \geq 2,5$ ). Mostra vendoset në unazën e çelikut, e cila nuk lejon deformime anësore. Në fundin e sipërm dhe të poshtëm të mostrës vendoset gurët poroz, të cilët mundësojnë që uji të rrjedhë (del) nga mostra në të dy fundet horizontale të saj.

*Argjilë e konsoliduar normalisht*, trysnia mbishtresore efektive e pranishme e të cilës është trysnia maksimale të cilës dheu i është nënshtruar (ka qenë nënshtruar) në të kaluarën.

*E mbikonsoliduar*, trysnia mbishtresore efektive e pranishme e të cilës është më e vogël se ajo të cilës dheu ka qenë ekspozuar (ka përjetuar) në të kaluarën. Trysni e mëparshme efektive maksimale quhet trysni e parakonsolidimit (ose presioni natyror i dheut i ushtruar nga mbulesa (masa e dheut) në thellësinë „H”).

Për karakterizimin e tokave kokërr imëta në mekanikën e dherave shfrytëzohet raporti i sforcimit të parakonsolidimit  $\sigma'_p$  dhe sforcimi efektiv vertikal në tokë  $\sigma'_{vo}$ , i cili quhet koeficient i mbikonsolidimit OCR (*Over Consolidation Ratio*):

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Për toka të konsoliduara normalisht  $\text{OCR}=1$ , kurse për toka të parakonsoliduara është  $\text{OCR}>1$ . Përcaktimi i sforcimit të parakonsolidimit ka rëndësi të posaçme në gjeoteknikë. Do të thotë, toka e konsoliduar normalisht nën ushtrimin e ngarkesës do të ulet dukshëm më tepër nga ajo e

parakonsoliduar, shpesh në atë masë që fondimi i ndërtesave në toka të konsoliduar normalisht do të kërkon konstruksione të veçanta dhe të shtrenjta të themelit}.

Shkalla e mbikonsolidimit, OCR, që është raporti midis sforcimit vertikal maksimal në të kaluarën,  $\sigma'_p$ , dhe atij të cilit i ësh nënshtruar toka në çastin e tanishëm  $\sigma'_{vo}$ , pra:  $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$ , mund të merr tre vlera:

$OCR=1 \Rightarrow$  toka është e konsoliduar normalisht,

$OCR < 1 \Rightarrow$  toka është e nën konsoliduar, dhe

$OCR > 1 \Rightarrow$  toka është e mbi konsoliduar

Dherat argjilore të mbi konsoliduar kanë  $OCR > 1$ .

Të konsoliduara normalisht, NC (*Normally consolidated*), janë ato toka në të cilat  $OCR=1$ . Të tilla janë ato toka në të cilat procesi i konsolidimit ka përfunduar, kurse më parë nuk kanë qenë të nënshtruar ndaj ngarkesave më të mëdha. Të mbikonsoliduara, OC, (*over consolidated*), janë ato toka në të cilat  $OCR > 1$ , pra, kryesisht kanë qenë të nënshtruara veprimit të ngarkesave të mëdha.

## KAPITULLI 4

### ULJA E TOKAVE PËR SHKAK TË KONSOLIDIMIT TË TYRE

#### 4.1. Llogaritja e uljes për shkak të konsolidimit parësor njëpërmator

Me njohuritë e fituara nga analiza e rezultateve të provës në konsolidim, tani mund të vazhdohet me llogaritjen e uljes së mundshme që shkaktohet nga konsolidimi parësor në terren, duke supozuar konsolidimin një përmator.

Le marrim në shqyrtim një shtresë argjile të ngopur me trashësi  $H$  dhe sipërfaqe të prerjes tërthore  $A$  nën ushtrimin e një sforcimi ekzistues efektive mesatar të mbulesës  $\sigma'_o$ . Për shkak të një rritje të sforcimit (trysnisë) efektive,  $\Delta\sigma'$ , ulja parësore le të jetë  $S_c$  (madhësia e uljes si rezultat i konsolidimit parësor  $S_c$ ). Kështu, ndryshimi i vëllimit të mostrës (Figura 4 .1) mund të jepet nga shprehja:

$$\Delta V = V_o - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A \quad (4.1)$$

Ku:  $V_o$  dhe  $V_1$  janë vëllimi fillestar dhe përfundimtar, përkatësisht. Por, ndryshimi i vëllimit të përgjithshëm është i barabartë me ndryshimin e poreve (*volume of voids*),  $\Delta V_v$ . Prej këtij:

$$\Delta V = S_c A = V_{v_o} - V_{v_1} = \Delta V_v \quad (4.2)$$

ku :  $V_{v_o}$  dhe  $V_{v_1}$  janë respektivisht vëllimi fillestar dhe përfundimtar i poreve. Nga përkufizimi i koeficientit të porozitetit, rrjedh që:

$$\Delta V_v = \Delta e \cdot V_s \quad (4.3)$$

ku :  $\Delta e$  = ndryshimi i koeficientit të porozitetit. Por:

$$V_s = \frac{V_o}{1 + e_o} = \frac{A \cdot H}{1 + e_o} \quad (4.4)$$

ku :  $e_o$  = koeficienti fillestar i porozitetit tek vëllimi  $V_o$ .

Në këtë mënyrë, nga Ekuacioni (4.1) deri në (4.4) kemi:



$$\Delta V = S_c A = \Delta e \cdot V_s = \frac{A \cdot H}{1 + e_o} \cdot \Delta e \quad \text{apo} \quad S_c = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (4.5)$$

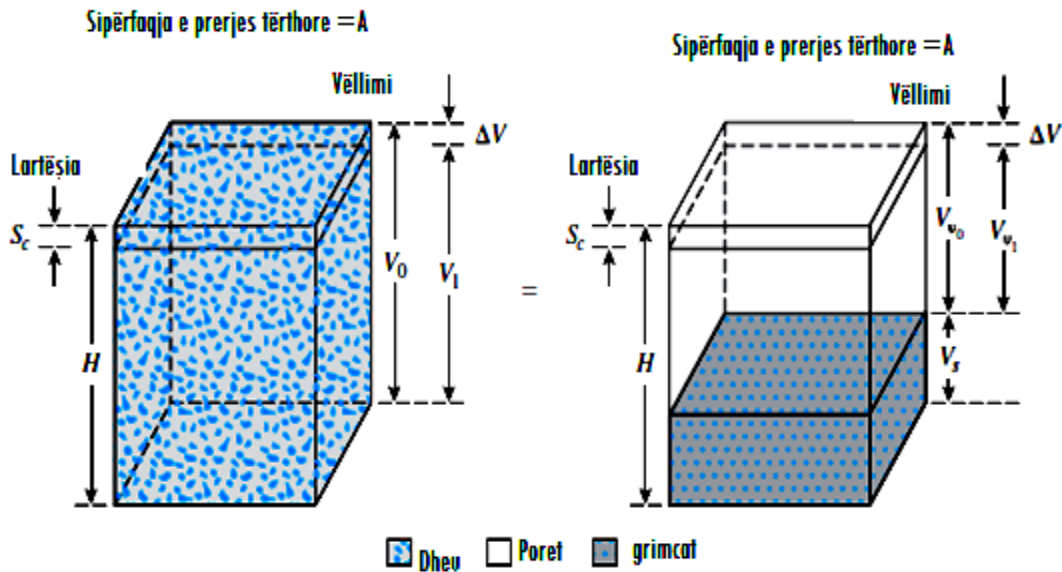


Figura 4.1 Ulja që shkaktohet nga konsolidimi njëpërmator

Për argjilat e konsoliduara normalisht për të cilatekziston një marrëdhënie lineare  $e-\log\sigma'$  (shih Figurën 4.2).

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_o + \sigma') - \log\sigma'_o] \quad (4.6)$$

ku :  $C_c$  = pjerrësia (kënd rënia) e diagramit  $e-\log\sigma'$  dhe përkufizohet si **treguesi i kompresionit (ngjeshjes)**.

Zëvendësimi i Ekuacionit (4.6) në Ekuacionin (4.5) jep:

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) \quad (4.7)$$

Në argjilat e mbi konsoliduar, për  $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ , ndryshimi i diagramit  $e-\log\sigma'$  në terren do të jetë përgjatë vijës hj, pjerrësia e të cilit do të jetë përafërsisht e barabartë me atë për lakoren logaritmike të kërcimit. Pjerrësia e lakores të kthimit  $C_s$  quhet treguesi i bufatjes: kështu:

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (4.8)$$

Nga ekuacionet (4.5) dhe (4.8) nxjerrim:

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \cdot \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (4.9)$$

Në qoftë se  $\sigma'_o + \Delta \sigma' > \sigma'_c$ , atëherë

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\sigma'_o}{\sigma'_c} + \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \quad (4.10)$$

Por, në qoftë se kurba e  $e - \log \sigma'$  është e dhënë, ajo mund thjeshtë të zgjidhet  $\Delta e$  prej diagramit për gamën (intervalin) e përvetësuar (pranuar) e sforcimeve. Ky numër mund të zëvendësohet në ekuacionin (4.5) për llogaritjen e uljes,  $S_c$ .

## 4.2. Llogaritja e tregusit të kompresionit ( $C_c$ ) dhe të bufatjes ( $C_s$ )

Treguesi i kompresionit për llogaritjen e uljes së terrenit që shkaktohet nga konsolidimi mund të përcaktohet nga ndërtimi i grafikut (sikurse tregohet në Figurën 4.2 pasi që të fitohen rezultatet e provës laboratorike për koeficientin e porozitetit dhe trysninë.

Skempton (1944) ka sugjeruar shprehjen empirike në vazhdim për treguesin e ngjeshmërisë për argjilat e pangopura me ujë.

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (4.11)$$

Ku:  $LL =$  Kufiri i rrjedhshmërisë.

Gjithashtu edhe një seri korrelacionesh janë në dispozicion për llogaritjen e tregusit të ngjeshmërisë. Ato janë zhvilluar (nxjerrë) nga provat me argjilat e ndryshme. Disa nga këtomarrëdhënie jepen në Tabelën 4.1.

Në bazë të vrojtimit të realizuara në disa argjila natyrale, Rendon-Herrero (1983) japin marrëdhënien për treguesin e kompresionit në trajtën:

$$C_c = 0,141 G_s^{1,2} \left( \frac{1 + e_o}{G_s} \right)^{2,38} \quad (4.12)$$

Nagaraj dhe Murty (1985) treguesin e kompresionit e kanë shprehur si:

$$C_c = 0,2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] \cdot G_s \quad (4.13)$$

**Tabela 4.1 Korrelacionet për Treguesin e ngjeshmërisë,  $C_c^*$**

Ekuacioni	Dhënësi i rekomandimit (referuesi)	Rajoni i zbatueshmërisë
$C_c = 0,00(11-7)$	Skempton (1944)	Argjila e reformësuar
$C_c = 0,01 \omega_N$		Argjilat e Chicagos
$C_c = 1,15(e_o - 0,27)$	Nishida (1956)	Të gjitha argjilat
$C_c = 0,30(e_o - 0,27)$	Hough (1957)	Dherat koheziv inorganik: pluhuri, argjilat pluhurore, argjila.
$C_c = 0,0115 \omega_N$		Dherat organik, torfat, pluhuri organik dhe argjila
$C_c = 0,0048(LL-9)$		Argjilat Braziliane
$C_c = 0,75(e_o - 0,5)$		Dherat me plasticitet të ulët
$C_c = 0,208 e_o + 0,0083$		Argjilat e Chicagos 8
$C_c = 0,156 e_o + 0,0107$		Të gjitha argjilat

**Shënim :**  $e_o$  – koeficienti i porozitetit *in-situ*,  $\omega_N$  – lagështia *in-situ* (në vendndodhjen e dheut) .

Mbështetur në modelin e modifikuar Cam Clay, Wroth dhe Wood (1978) janë treguar që :

$$C_c \approx 0,5 G_s \frac{[LL(\%)]}{100} \quad (4.14)$$

ku:  $PI$  – është treguesi i plasticitetit.

Në qoftë se vlera mesatare e  $G_s$  merret që të jetë afërsisht 2,7 (Kulhawy) dhe Maune, 1990) Ekuacioni (4.14) mund të rishkruhet në trajen :

$$C_c \approx \frac{PI}{74} \quad (4.15)$$

Më vonë, Park dhe Koumoto (2004) treguesin e kompresionit e kanë shprehur me anë të marrëdhënjes :

$$C_c \approx \frac{n_o}{371,747 - 4,275 n_o} \quad (4.16)$$

**Treguesi i bufatjes** ( $C_c$ ) (angl. *Swell Index*) është më i vogël për nga madhësia së sa treguesi i kompresionit dhe përgjithësisht mund të përcaktohet nga provat laboratorike. Në shumicën e rasteve:

$$C_s = \left( \frac{1}{3} \text{deri} \frac{1}{10} \right) C_c$$

Treguesi i bufatjes nga Nagaraj dhe Murty është shprehur nga marrëdhënja :

$$C_c \approx 0,0463 \frac{[LL(\%)]}{100} \cdot G_s \quad (4.17)$$

Bazuar në Modelin e modifikuar Cam Clay, Kulhawy dhe Mayne (1990) kanë treguar që:

$$C_c \approx \frac{PI}{370} \quad (4.18)$$

Vlerat tipike të kufirit të rrjedhshmërisë, kufirit të plasticitetit, treguesit i kompresionit natyral (të virgjër), dhe treguesit të bufatjes për dherat e njëjta natyrale jepen në Tabelën 4.2.

**Tabela 4.2 Ngjeshja dhe Bufatja e Dherave Natyrale**

Lloji i dheut	Kufiri i rrjedhshmërisë	Kufiri i plasticitetit	Treguesi i kompresionit, $C_c$	Treguesi i bymimit, $C_s$
Argjila e kaltër e Bostonit	41	20	0,35	0,07
Argjila e Chicagos	60	20	0,4	0,07
Ft. argjila Gordon, Gjeorgjia	51	26	0,12	-
Argjila e New Orleans-it	80	25	0,3	0,05
Argjila Montana	60	28	0,21	0,05

**Shembulli 4.1** Rezultatet e provës laboratorike të konsolidimit jepen në Tabelën 4.3.

**Tabela 4.3 Regjistrimet e provës të konsolidimit**

Trysnia (sforcimi), $\sigma'$ (ton/ft <sup>2</sup> )	Koeficienti porozitetit, e <sub>i</sub>	Vërejtjet	Trysnia, $\sigma'$ (ton/ft <sup>2</sup> )	Koeficienti porozitetit, e <sub>i</sub>	Vërejtjet
0,25	1,03	Ngarkim	8,0	0,71	Ngarkim
0,5	1,02		16,0	0,62	
1,0	0,98		8	0,635	
2,0	0,91		4	0,655	
4,0	0,79		2	0,67	

(a) Të ndërtohet grafiku e-log $\sigma'_c$  dhe të përcaktohet sforcimi i parakonsolidimit,  $\sigma'_c$ .

(b) Të llogaritet treguesi i kompresionit dhe raporti i  $\frac{C_s}{C_c}$

(c) Në bazë të diagramit mesatar e-log $\sigma'$ , të llogaritet koeficienti për  $\sigma'_o = 12 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$ .

**Zgjidhje :** Pjesa (a): Diagrami e-log $\sigma'$  është paraqitur në Figurën 5.21. Procedura grafike e Casagrande-s përdoret për të përcaktuar sforcimin e parakonsolidimit (natyral):

$$\sigma_o = 1,2 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

Pjesa (b): Nga diagrami mesatare-log $\sigma'$ , për degën e ngarkimit (ngjeshjes) dhe shkarkimit (bufatjes), mund të përcaktohen vlerat vijuese (shih Tabelën 4.4)

**Tabela 4.4**

Dega	E	$\sigma_o \left[ \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \right]$
E ngarkimit	0,9	2
	0,8	4
E shkarkimit	0,67	2
	0,655	4

Nga dega e ngjeshjes (ngarkimit)

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} = \frac{0,9 - 0,8}{\log \left( \frac{4}{2} \right)} = 0,33$$

Nga dega e shkarkimit (bufatjes):

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} = \frac{0,67 - 0,655}{\log \left(\frac{4}{2}\right)} = 0,05$$

$$\text{Raporti: } \frac{C_s}{C_c} = \frac{0,05}{0,33} = 0,15$$

$$\text{Pjesa c: } C_c = \frac{e_1 - e_3}{\log \frac{\sigma_3}{\sigma_1}}$$

Dimë që  $e_1 = 0,9$  për  $\sigma_1' = 2 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$  dhe që  $C_c = 0,33$  [pjesa (b)]. Le të jetë  $\sigma_3' = 12 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$ . Kështu:

$$0,33 = \frac{0,9 - e_3}{\log \left(\frac{12}{2}\right)}, \text{ nga rezulton } e_3 = 0,9 - 0,33 \log \left(\frac{12}{2}\right) = 0,64$$

### 4.3. Ulja e tokave shkak i konsolidimit dytësor

Pas përfundimit të konsolidimit parësor (dmth. pas shpërndarjes së tërësishme mbityrnisë të ujit në pore) vërehet njëfarë ulje për shkak të përshtatjes, rregullimit plastik të strukturës (skeletit) të dheut. Kjo fazë e konsolidimit quhet konsolidim dytësor ose sekondar.

Gjatë konsolidimit të dytësor diagrami i varësisë të deformimit ndaj logaritmit të kohës (def-logt) është praktikisht linear (shih Figurën 4.2). Ndryshimi i koeficientit të porozitetit,  $e$ , me ndryshimin e kohës për një shtesë ngarkese të caktuar do të jetë i ngjashëm me atë që tregohet në Figurën 4.2. Ky ndryshim është treguar në Figurën 4.2, treguesi i kompresionit të dytësor (sekondar) mund të përcaktohet nga formula:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (4.14)$$

ku:

$C_\alpha =$  treguesi i ngjeshjes dytësore (koeficienti i kompresionit për shkak të konsolidimit dytësor)

$\Delta e =$  ndryshimi i koeficientit të porozitetit.

$t_1, t_2 =$  koha

Madhësia e konsolidimit dytësor mund të llogaritet si:

$$S_s = C_\alpha' \cdot H \cdot \log \left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (4.16)$$

dhe

$$C_\alpha' = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \quad (4.17)$$

ku:

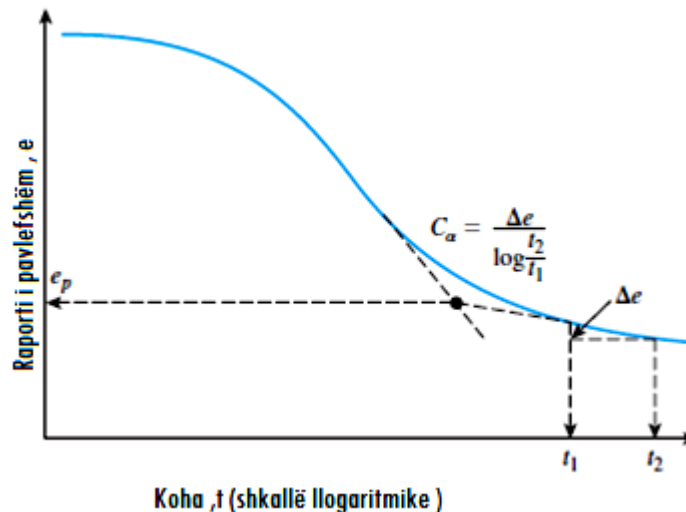
$e_p$ - koeficienti i porozitetit në fund të konsolidimit parësor (shih Figurën 4.2)

$H$  -është trashësia e shtresës argjilore

Ulja për shkak të konsolidimit dytësor është më i rëndësishëm se sa për efekte konsolidimi parësor të dherave organik dhe inorganik shumë të ngjeshëm. Në argjilat inorganike të mbikonsoliduara, treguesi i ngjeshjes dytësore është shumë i vogël dhe m pak rëndësi praktike.

Ulja e përgjithshme për efekt të konsolidimit =ulja shkak i konsolidimit parësor ( $S_c$ )+ulja shkak i konsolidimit sekondar ( $S_s$ ).Në këtë mënyrë:

Ulja si rezultat i konsolidimit të përgjithshëm = 2,15+0,59=2,74 in.



*Figura 4.2 Ndryshimi i e në lidhje logt nga ushtrimi i një shtese të caktuar të ngarkesës dhe përkufizimi i treguesit të konsolidimit dytësor (për shkak të konsolidimit të dytë)*

#### 4.4. Llogaritja e shkallës së konsolidimit (Uljes)

Ulja e përgjithshme që shkaktohet nga konsolidimi parësor i cili rezulton nga rritja e sforcimit në një shtresë të dheut mund të llogaritet duke përdorur njërin nga tre ekuacionet: (4.7), (4.8) dhe (4.10) -të dhënë në paragrafin 4.3. Por, ata nuk japin kurrfarë informacioni në lidhje me shpejtësinë e konsolidimit parësor. Terzaghi (1925) ka propozuar teorinë e parë që merr parasysh

shpejtësinë e konsolidimit një përmasor për dherat argjilore të ngopura me ujë. Ekuacionet matematike bazohen në gjashtë supozime e mëposhtme (shih gjithashtu Taylor, 1948):

*Sistemi argjilë-ujë është homogjen,*

*Ngopja me ujë është e plotë (dheu është plotësisht i ngopur),*

*Ngjeshmëria e ujit është e papërfillshme,*

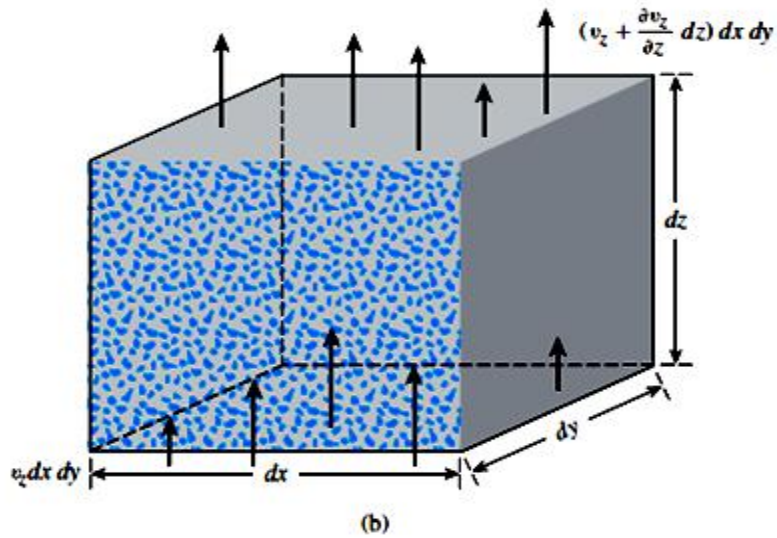
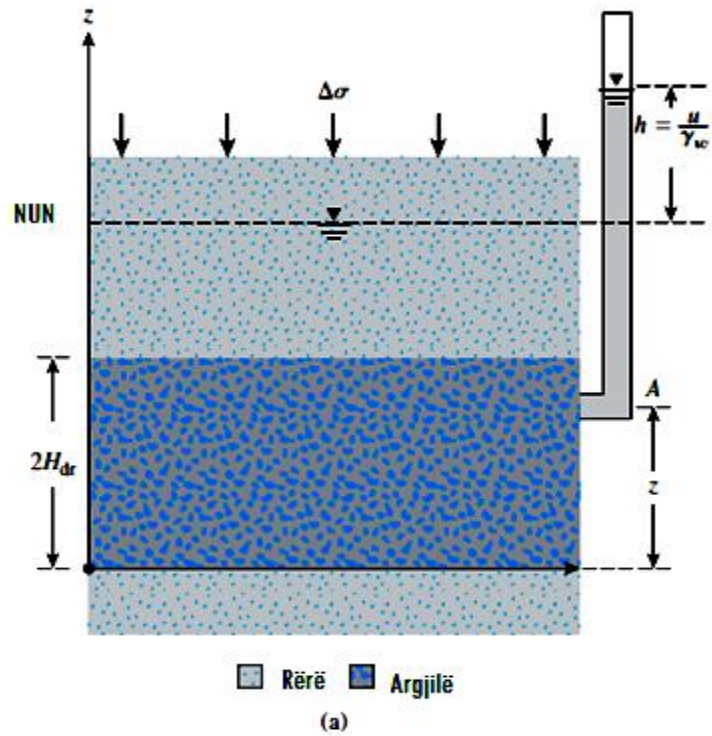
*Ngjeshmëria e grimcave të dheut është e papërfillshme (por grimcat (kokrrizat) e dheut risistemohen).*

*Rrymimi i ujit është vetëm në një drejtim (dmth. në drejtim të ngjeshjes) (Deformimet dhe rrymimi i ujit janë një përmasor (vetëm në drejtim vertikal)*

*Vlen ligji i Darcy-it.*

Figura 4.3(a) tregon një shtresë të argjilës me trashësi  $2H_{dr}$  (Shënimi:  $H_{dr} = \text{gjatësia e trajektores maksimale të drenazimit}$ ) e cila është e vendosur ndërmjet dy shtresave të rërës shumë ujë përshkrues (me filtrueshmëri të fuqishme). Në qoftë se shtresa argjilore i nënshtrohet rritjes së trysnisë (sforcimit prej  $\Delta\sigma$ , trysnia e ujit në pore në cilëndo pikë A në shtresën e argjilës do të rritet. Për konsolidimin njëpërmasor, uji do të rrjedh në drejtim vertikal drejt shtresës së rërës.





**Figura 4.3 (a) Shtresa e argjlës që i nënshtrohet konsolidimit i (b) Rrjedhja e ujit në pikën A gjatë konsolidimit**

Figura 4.3(b) tregon rrjedhjen e ujit nëpër një element prizmatik në pikën A. Për elementin e dheut provohet që :

**Shpejtësia e rrjedhjes së ujit -Shpejtësia e prurjes së ujit = Shpejtësia e ndryshimit të vëllimit**

Kështu,

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) \cdot d_x \cdot d_y - v_z \cdot d_x \cdot d_y = \frac{\partial v}{\partial t}$$

ku:  $v$  = vëllimi i elementit të dheut

$v_z$  = shpejtësia e rrjedhjes drejtimin  $z$

apo:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot d_x \cdot d_y \cdot d_z = \frac{\partial v}{\partial t} \quad (4.18)$$

Duke shfrytëzuar ligjin e Darcy-it kemi:

$$v_z = k \cdot i = -k \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4.19)$$

ku:  $u$  = trysnia e tepërt e ujit në pore e shkaktuar nga rritja e forcimit

#### **4.5. Metodat për përcaktimin e koeficientit të konsolidimit „ $C_v$ ”**

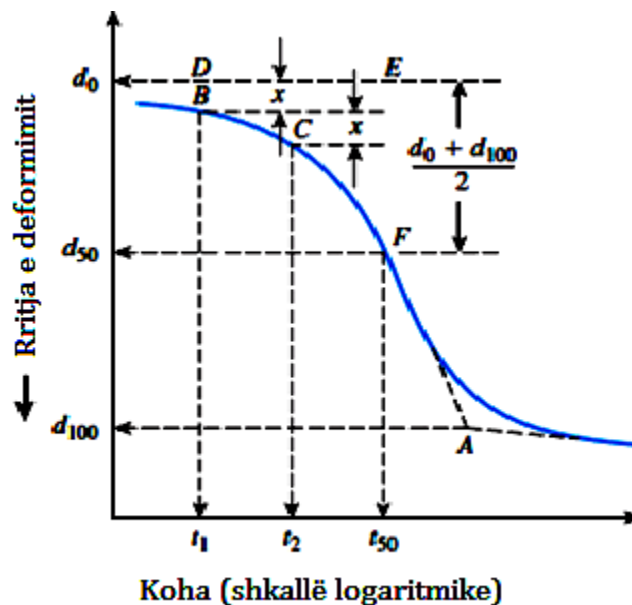
Koeficienti i konsolidimit „ $C_v$ ” është i domosdoshëm për të llogaritur kohën e zhvillimit të konsolidimit të parë. Për gjithësisht koeficienti i konsolidimit  $c_v$  zvogëlohet ashtu siç rritet kufiri i rrjedhshmërisë (liquid limit). Intervali i ndryshimit të  $c_v$  për një kufi të dhënë të rrjedhshmërisë të dheut është e gjerë.

Për një shtesë të caktuar të ngarkesës në një mostër, zakonisht përdoren dy metoda grafike për përcaktimin e  $c_v$  nga provat laboratorike në konsolidim një përmasor. E para është metoda e logaritmit të kohës të propozuar nga Casagrande dhe Fachim (1940), dhe tjetra është metoda e rrënjës katrore të kohës të dhënë nga Taylor (1942). Me vonë, janë propozuar të paktën dy metoda të tjera. Ato janë metoda e hiperbolës (Sridharan dhe Prakash, 1985) dhe metoda e fazës paraprake log-t (Robinson dhe Allam, 1996)

**(i) Metoda e Logaritmit të Kohës**

Për një ngarkim shtesë të caktuar të provës laboratorike ,diagrami i deformimit të mostrës në varësi të logaritmit të kohës është treguar në Figurën 5.29. Konstruksionet e më poshtme janë të nevojshme për të përcaktuar  $c_v$ .

**Hapi 1:** Zgjedhen pjesët vijëdrejta e konsolidimit të parë dhe të dytësor deri në ndërprerje në pikën A(Pika A ndan fundin e konsolidimit të parë dhe fillimin e konsolidimit të dytë).Ordinata e pikës A përfaqësohet nda  $d_{100}$ - dmth,deformimi për përfundimin të 100% të konsolidimit parësor,kurse abshisa kohën e përfundimit të tij(shkalla e konsolidimit  $U$ =ngjeshje me kohën  $T$  (ngjeshje në fund të konsolidimit).



**Figura 4.4 Metoda e logaritmit të kohës për përafrimin e koeficientit të konsolidimit**

**Hapi 2:** Pjesa fillestare e lakuar e diagramit të deformimit në lidhje me logt përafrohet që të jetë një parabolë në shkallë natyrale. Zgjedhim kohet  $t_1$  dhe  $t_2$  në hurbën në formë parabolike të tillë që:  $t_2=4t_1$  .Diferenca e deformimit të mostrës gjatë kohës  $(t_1-t_2)$  pranojmë që të jetë barazi me  $x$ .

**Hapi 3:** Hiqet vija horizontale DE e tillë që distanca vertikale BD të jetë e barabartë me  $x$ ( $BD=x$ ). Deformimi që korrespondon me vijën DE dhe  $d_0$  (dmth. deformimi për % konsolidim)

*Hapi 4:* Ordinata e pikës F në lakoren e konsolidimit përfaqëson deformimin për 50% të konsolidimit parësor, kurse abshisa e saj përfaqëson kohën korresponduese ( $t_{50}$ ).

*Hapi 5:* Për 50% të shkallës mesatare të konsolidimit, faktori i kohës së nevojshme është  $T_v=0,197$  (shih Tabelën 4.4), kështu:

$$T_{50} = \frac{c_v \cdot t_{50}}{H_{dr}^2}$$

Prej koeficientit të konsolidimit rezulton të jetë:

$$c_v = \frac{0,197 \cdot H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (4.19)$$

ku:  $H_{dr}$  = Trajektorja mesatare më e gjatë e drenimit gjatë konsolidimit

### (ii) Metoda e Rrënjës Katrore të Kohës

Në metodën e rrënjës katrore të kohës, ndërtohet grafiku i deformimit në lidhje me rrënjën katrore të tokës për ngarkesën shtesë (Figura 4.5). Konstruksionet grafike tjera që kërkohen janë si në vazhdim:

*Hapi 1:* Hiqet vija AB nëpër pjesën paraprake të lakores (nëpër pjesën pothuajse të lakores së ndërtuar Def- $\sqrt{t}$ ).

*Hapi 2:* Hiqet vija AC e tillë që  $\overline{OC} = 1,15 \overline{OB}$ . Abshisa e pikës D, e cila është pikëprerja e AC dhe lakorës së konsolidimit, jep rrënjën katrore të kohës për 90% të konsolidimit ( $\sqrt{t_{90}}$ ).

*Hapi 3:* Koha e nevojshme për realizimin e 90% të konsolidimit të parë është  $T_{90}=0,848$  (Shih Tabelën 4.4), kështu:

$$T_{90} = 0,848 = \frac{c_v \cdot t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Prej nga merret:

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (4.20) \quad H_{dr} \text{ në}$$

ekuacioni (4.20) përcaktohet në mënyrë të ngjashme me atë në metodën e logaritmit të kohës.

Metoda e Hiperbolës



Hapi 4:Përcaktohet pjerrësia m e vijës bc.

Hapi 5:Llogaritet.

$$C_v=0,3 \left( \frac{m \cdot H_{dr}^2}{D} \right) \quad (4.21)$$

Vemi në dukje se duke qenë se njësia e D është koha/gjatësia dhe njësia e m është koha/gjatësia/koha= $\frac{1}{gjatësia}$ , njësia e  $c_v$  është :

$$\frac{\left( \frac{1}{gjatësia} \right)^{(gjatësia)^2}}{\left( \frac{koha}{gjatësia} \right)} = \frac{(gjatësia)^2}{koha}$$

Metoda e hiperbolës është mjaftë e thjeshtë që të përdoret ,dhe kjo jep rezultate të mira për U =60 % deri në 90%.

Për konkretizim të fenomenit të uljes së trolit në praktikën gjeoteknike po japim një shembull numerik.

**Shembulli 4.2** Rezultatet e provës në konsolidim njëpërmasor për një lloj argjile NC jepen në Tabelën e mëposhtme :

Sforcimi insitu $\sigma'_0$ (kPa)	140	212
Koeficienti i horizontit në fund të konsolidimit, e	0,92	0,86

Mostra e provuar ka trashësi 25,4(mm) dhe drenon në dy drejtime .Koha e nevojshme që të arrihet konsolidimi në shkallën 10% i mostrës është 4,5 (min).shtresa argjilore e ngjashme në terren e cila ka trashësinë 2,8(m) dhe drenon në dy drejtime ,dhe i është nënshtruar ushtrimit të sforcimit vertikal efektiv (in-situ) të njëjtëë(dmth. $\sigma'_0=140(kPa)$  dhe  $\sigma'_0 + \Delta\sigma' =212 (kPa)$  ).Të përcaktohen:

(a)Ulja maksimale që pritet si rezultat i konsolidimit në terren;

(b)Sa kohë duhet të kaloj që ulja e përgjithshme në terren të arrijë shkallën 40(mm).

## Zgjidhje :

**Pjesa (a):**Për argjilen NC (të konsoliduar normalisht ) kemi: $\sigma'_0=\sigma'_c$  ,prandaj ulja maksimale apo kufitare si rezultat i procesit të konsolidimit ,llogaritet nga shprehja :

$$S_c = C_c \times \frac{H_{dr}}{1+e_0} \times \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (*)$$

ku: $C_c$  -është koeficienti i ngjeshmërisë (pjerrësia e lakorës e-log $\sigma'_v$  me boshtin  $\log \sigma'_v$  ) i cili llogaritet si në vazhdim :

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{e_0 - e_1}{\log \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right)} = \frac{e_0 - e_1}{\log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)} = \frac{0,92 - 0,86}{\log \frac{212}{140}} = 0,33$$

Duke vendosur madhësitë e njohura në Ekuacionin (\*) merret :

$$S_c = 0,33 \times \frac{2,8}{1+0,92} \times \log \frac{212}{140} = 0,0875(\text{m}) = 87,5 (\text{mm}).$$

**Pjesa (b) :**Shkalla mesatare e konsolidimit për tërë shtresën argjilore ,për kohën t përcaktohetnga formula :

$$U = \frac{S_{ct}}{S_{cmax}}$$

ku: $S_{ct}$ -ulja e shtresës argjilore për kohën t pas ushtrimit të ngarkesës;

$S_{cmax}$  – ulja maksimale për efekt të konsolidimit kur argjila i nënshtrohet një ngarkese të caktuar:

$$U = \frac{S_{ct}}{S_{cmax}} = \frac{40}{87,5} \times 100 = 45,5\% .$$

Koeficienti i konsolidimit , $c_v$  ,mund të llogaritet nga rezultatet e provës në laborator .Faktori kohë papërmasa, $T_v$ ,që korrespondon me ulje  $U = 50\%$  ka vlerën  $T_v = 0,197$  ,kurse

$$H_{dr} = \frac{H}{2} = \frac{25,4}{2} = 12,7 (\text{mm}),$$

- Për rastin e drenimit në dy drejtime ,për kohën  $t = 4,5$  (min),koeficienti i konsolidimit do të jetë :

$$c_v = T_v \times \frac{H_{dr}}{t_{50}} = 0,197 \times \frac{12,7}{4,5} = 7,061 \left( \frac{\text{mm}^2}{\text{min}} \right).$$

Ndryshimmi i  $T_v$  në funksion të uljes me konsolidim në terren :  $U = 45,7\%$  (pra  $U < 0,60$  ) mund të përafrohet me relacionin :

$$T_v = \frac{\pi}{4} \times \left( \frac{U\%}{100} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \times \left( \frac{47,5}{100} \right)^2 = 0,177$$

Por, nga ana tjetër sipas relacionit :  $T_v = \frac{c_v \times t}{H_{dr}^2}$  rezulton :

$$t = \frac{T_v \times H_{dr}^2}{c_v} = \frac{0,177 \times \left( \frac{2,8 \times 1000}{2} \right)^2}{7,061} = 49132 \text{ (min)} = 34,1 \text{ (ditë)}.$$

Pra, vlera e faktorit kohë në varësi të shkallës së konsolidimit është :  $t = 34,1$  (ditë)



## KAPITULLI 5

### PËRFUNDIME DHE REKOMANDIME

Në këtë punim diplome janë trajtuar konceptet fundamentale dhe teoritë për vlerësimin e uljes elastike dhe uljes në saje të konsolidimit parësor dhe dytësor të bazamenteve ku mbështetën strukturat gjeoteknike .Është konfirmuar së ulja elastike e bazamenteve kryesisht është funksion i përmasave bazamentit të strukturave dhe rigjeditetit të tij ,pastaj i modulit të elastitetit ,koeficientit të Poissonit të truallit dhe i intensitetit të ngarkimit të bazamentit .

Konsolidimi është procesi i uljes në varësi të kohës i shtresave argjilore të vendosura nën nivelin e ujërave nëntokësore me anë të daljes (dëbimit )të mbitysnisësë ujit e cila prodhohet nga ushtrimi i ngarkesës në bazament .Ulja totale për shkak të konsolidimit të bazamentit të shtrirë mbi argjilë është funksion i treuesit të kompresionit ( $C_c$ ) dhe i treguesit të mbufatjes ( $C_s$ ),koeficientit fillestar të porozitetit ( $e_0$ ) dhe i sforcimit mesatar vertikal efektiv që rritet në shtresën e argjilës .Shkalla e konsolidimit për shtresën e caktuar të dheut dhe gjithashtu nga gjatësisë së trajektorës minimale të drenazhimit .Vendosja e drenazhimeve me anë te rërave apo zhavorrit dhe kanaleve kullues ndihmon që zvogëlohet koha për realizimin s shkalles së dëshiruar të konsolidimit për projektin e caktuar gjeoteknik.

Në literaturë ekzistojnë disa raste nga e kaluara për të cilat parimet e ngjeshmërisë së dherave janë përdorur për parashikim dhe krahasim të uljes faktike totale dhe madhësisë së uljes se profillit të dheut nga ushtrimi i ngarkesës së mbivendosura .Në disa raste uljet faktike dhe maksimale të parashikuara përputhen jashtëzakonisht shumë ,kurse në shumë raste tjera ,uljet e parashikuara devijojnë në masë të madhe nga uljet faktike të vrojtuar. Shpërputhjet në rastet e fundit mund të jenë për efekt të disa shkaqeve si :

1. *Vlerësimi i pasaktë i vetive të dheut,*
2. *Johomogjeniteti dhe parregullësia e profileve të dheut,*
3. *Gabimi në vlerësim i rritjes të sforcimit neto(përfundimtar )në vartësi të thellësisë ,i cili shkakton uljen.*

Ndryshimi midis madhësisë së uljes të parashikuar dhe të vrojtuar gjithashtu mund të jetë për shkak të :

- Vlerësimi të gabuar të koeficientit të konsolidimit , $c_v$  ,dhe
- Pranisë së shtresave të parreullta të ranorit brena shtresës së argjilës ,të cilat zvogëlojnë gjatësinë e trajektorës minimale të drenazhimit , $H_{dr}$ .

Në bazë të të gjeturave të punimit mund të nxirren përfundimet si në vazhdim :

- ✚ Ngarkesat vepruese në bazamente të strukturave inxhinierike ,përgjithësisht kanë drejtim vertikal dhe varen nga karakteristikat e deformueshmërisë ose ngurtësisë së truallit ,kurse deformimi që pësojnë dherat e bazamenteve ,sipas karakterit të tyre mundën me qenë elastik ,plastik apo kombinim i tyre;
- ✚ Vlerat llogaritëse (projektuese ) të koeficientit të konsolidimit shprehin veçoritë e tokave për të pësuar deformime mbetëse ,në stadin post-elastik të punës së strukturës gjeoteknike ,kryesisht për shkak të deformimit vertikal ,që në e quajtmë „ulje e tokave’’dhe i cili duhet të jetë brenda kufijve të lejuar;
- ✚ Deformimet joelastike të shkaktuara nga ulja e trollit konsiderohen të pranueshme kur ato nuk e kapërcejnë kufirin e deformueshmërisë së mundshme elasto –plastike të trollit ,dmth. kufiri i kapacitetit mbajtës të trollit ;
- ✚ Rezistencat (forcat e brendshme )duhet të jenë më të larta në të gjitha zonat kritike së sa efektet e veprimeve korresponduese të jashtme ,për shmangien e punës së strukturave gjeoteknike përtej stadiit elastik dhe shmangien e fenomenit të humbjes lokale të qëndrueshmërisë së trollit të shtypur për efekt të forcave të jashtme ;
- ✚ Mosshkatërimi i strukturave gjeoteknike sigurohet përmes përmirësimit të veçorive fiziko-mekanike të trollit dhe mos lejuar hyrjen në deformime post –elastike nga veprimi i forcave të mëdha shtypëse dhe/ose prerëse ,sepse rrëshqitja dhe prerja përgjithësisht karakterizohen me thyerje e shkatërrime joduktile,gjë që mund të shoqërohen me rrjedhime të rrezikshme për tërësinë e strukturës .

Konsideroj së mbeten të trajtohen në të ardhmen edhe shumë probleme lidhur me studimin gjeoteknikë të uljes së tokave duke marr parasysh edhe faktorë të tjerë të cilët kanë ndikim në deformacionin e tokave. Për të nxjerre informacion shtese i cili do të komplementonte

studimet e kryera në laborator nevojitet të kryhen provat në terren SPT dhe CPT .Prandaj, nevojitet njohja e mirë e vetive të trollit ,në vendet ku planifikohen të vendosen strukturat gjeoteknike ,kështu që konsideroj së kanë mbetë pa u trajtuar edhe shume probleme që kanë të bëjnë me deformimet e tokës në stadin e post-elastik të cilat kanë rëndësi në studimin e uljes së strukturave gjeoteknike.

## REFERENCAT

- [1]. A.AYSEN.,Soil Mechanics :Basic Concepts and Engineering Applications “ ;2002 .A.A. Bakema Publishers, Lisse /Abingdon /Exton/ Tokyo;
- [2]. BRAJA M.DAS :,Principles of Geotechnical Engineering “;2010 ,Cengage Learning,USA;
- [3] .BRAJA M.DAS :,Advanced Soil Mechanics” ;2007,Taylor &Francis, New York ,USA;
- [4] SAM HELWANY :,Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications “,2007,Jon Wiley&Sons New Jersey;
- [5] RUBIN CHOWDHURY ,FILIP FLETNJE ,GAUTAM BHATTACHARYA : :,Geotechnical Slope Analysis “ ,2010 London &Francis Group ,London UK;
- [6]. C.VENKATRAMAIIH: „Geotechnical Engineering “,2009 ,NEW INTERNATIONAL PUBLISHERS ,New Delhi;
- [6] . JON ATKINSON :,The Mechanics of Soil and Foundations” ,2007,Taylor &Francis Group,London and New Yourk;
- [7] . V.N.S.MURTHY :,Geotechnical Engineering” , 2006 Marcel Dekker ,Inc.,New York
- [8]. D .L.SHAH ,A.V. SHROFF :,Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ”A.A.Baclema, India
- [9]. HALITI .R., “Metodat për përcaktimin e qëndrueshmërisë së mjedisit ,Libër i përgatitur për shtyp”,2014, Fakulteti i Gjeoshkencave, Universiteti Publik,,Isa Boletini” , Mitrovicë.
- [10] LEE W. ABRAMSON et al.:„Slope Stability and Stabilization Methods “ John Wiley&sons,Inc, New York ,2002;
- [11]. J.MICHAEL DUNCAN AND STEPHEN G. WRIGHT :,SOIL STRENGTH AND SLOPE STABILITY “,Wiley,John Wiley &Sons ,INC, 2005;
- [12]. GREGORY B.BAECHEER ,JOHN T. CHRISTIAN :,Reability and Statistics in Geotechnical Engineering “ John Wiley & Sons Ltd ,2003;
- [13] DUNCAN C.WYLLIE &CHRISTOPHER W.MAH :,Rock Slope Engineering ”,Taylor &Francis e-Library ,2005 ;
- [14] WILLI FREEDEN ,M.ZUHAIR NASHEP ,THOMAS SANOR :,Hamdbook of G[11].
- [15] HALITI .R., “Bazat e Gjeoteknikës”,Libër elektronik i përgatitur për shtyp, 2013, Fakulteti i Gjeoshkencave, Universiteti Publik,,Isa Boletini” , Mitrovicë.