

Setningsberegninger av moderat overkonsolidert leire

Lars Gudmund Botnen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Medveileder: Arnfinn Emdal, Norconsult

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: Setningsberegninger av moderat overkonsolidert leire	Dato: 10.06.2016		
	Antall sider (inkl. bilag): 196		
	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Navn: Lars Gudmund Botnen			
Faglærer/veileder: Gudmund Eiksund			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Arnfinn Emdal			

Ekstrakt:

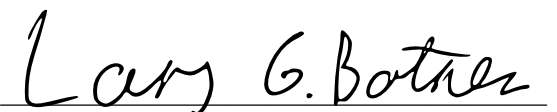
Det er utført setningsberegninger for en pågående byggeprosess på Lilleby, øst for Trondheim sentrum. Området består av et massivt lag av moderat overkonsolidert leire og på store deler av tomten er det fjernet ca. 4m masser som er erstattet med en kjelleretasje. Setningsmålinger under byggeprosessen tyder på at bygningsmassens totale setning vil bli mindre enn hva som ble beregnet ut fra målte parametre. Det er derfor undersøkt hvilken effekt materialegenskaper ved små tøyninger har på slike beregninger. Dette er gjort med materialmodellene Hardening soil (HS) og Hardening Soil Small(HSS).

Setningsberegningene i denne oppgaven er utført i Plaxis 3D med parametre hovedsaklig basert på resultater fra egne laboratorieforsøk på fire blokkprøver fra utbyggingsområdet. Laboratorieundersøkelsen utført er udrenert og drenert treaksialforsøk med av- og rebelastning, ødometerforsøk med av- og rebelastning og benderelementforsøk. I forsøkene ble det observert svært stor stivhet i av- og rebelastningsområdet. Disse resultatene støttes opp av benderelementforsøkene.

Parametrene for materialmodellene er tilpasset slik at de i størst mulig grad gjenskaper stivheten observert i det overkonsoliderte området i ødometeret og av- og rebelastningsområdet i både ødometer og treaksialforsøk. HSS klarte å gjenskape denne kombinasjonen mye bedre enn grunnmodellen HS. Dette kommer tydelig frem både i gjenskapningen av laboratorieforsøkene og i resultatene fra setningsberegningene. Resultatet fra setningsberegningene viser at HS estimerer tre ganger så store setninger enn HSS. Målte verdier fra byggeprosessen er fortsatt betydelig lavere enn de beregnede verdiene, men bygningsmassens setningsforløp er trolig ikke avsluttet enda.

Stikkord:

1. Small Strain Stifness
2. Hardening Soil Small
3. Lilleby
4. av- og rebelastning


(sign.)

Forord

Denne rapporten er utarbeidet i vårsemesteret 2016, mitt siste semester ved Bygg- og Miljøteknikk på NTNU.

Arbeidet med masteroppgaven har vært spennende og ekstremt lærerikt. Jeg har latt meg inspirere av læreviljen og engasjementet for fagfeltet fra mine medstudenter, og fått dyp innsikt i betydningen av en god lunsj. Oppgaven er utført i samarbeid med Norconsult som har bidratt med uthenting av leire og informasjon om byggeprosjektet ved Lilleby. Jeg vil rette en stor takk til de ansatte i geoteknikkavdelingen ved Trondheimskontoret til Norconsult, særlig vil jeg takke Lars Grande, Christofer Klevsjø og Arnfinn Emdal som har beroliget, støttet og hjulpet meg gjennom denne prosessen. Jeg vil også takke hovedveilederen min Gudmund Eiksund samt Steinar Nordal for oppklarende svar på mine spørsmål og hjelp gjennom hele prosessen. Per Østensen fortjener også en stor takk for all hjelp ved oppmontering og reparering av laboratorieutstyret jeg har brukt. Per: du er en sann helt.

Jeg vil også rette en stor takk til Helene Kornbrekke som har lært meg opp i både laboratorieetikette og laboratorieundersøkelser.

Sammendrag

Det er utført setningsberegninger for en pågående byggeprosess på Lilleby, øst for Trondheim sentrum. Området består av et massivt lag av moderat overkonsolidert leire og på store deler av tomten er det fjernet ca. 4m masser som er erstattet med kjelleretasje. Norconsult er ansvarlig prosjekterende og har registrert betydelig lavere setninger av bygningsmassen enn hva deres beregninger tilsier. Råbygget sto ferdig tidlig i mai 2016 og setningsforløpet er ikke avsluttet, men så langt har bygget kun satt seg 1,7 cm. Norconsult har utført ekstensivt grunnarbeid i området, men det har ikke blitt målt parametre som tilsvarer grunnens respons i utbyggingsfasen. Det er derfor undersøkt hvilken effekt materialegenskaper ved små tøyninger har på slike beregninger. Dette er gjort med materialmodellene Hardening soil og Hardening Soil Small.

Setningsberegningene i denne oppgaven er utført i Plaxis 3D med parametre hovedsaklig basert på resultater fra egne laboratorieforsøk på fire blokkprøver fra utbyggingsområdet. Leiren ble hentet fra samme dybde som underkant av fundamentene fra en graveskråning i nærheten av byggeområdet. Laboratorieundersøkelsen utført er udrenert og drenert treaksialforsøk med av- og rebelastning, ødometerforsøk med av- og rebelastning og benderelementforsøk. I forsøkene ble det observert svært stor stivhet i av- og rebelastningsområdet. Denne stivheten er i overkant av 10 ganger så stor som hva som kunne antas ut fra de tidligere utførte forsøkene. Disse resultatene støttes opp av benderelementforsøkene som tilsier at den elastiske stivheten til materialet er enda høyere enn den målte stivheten i rebelastningsforsøkene.

Parametrene for materialmodellene er tilpasset slik at de i størst mulig grad gjenskaper stivheten observert i det overkonsoliderte området i ødometeret og av- og rebelastningsområdet i både ødometer og treaksialforsøk. Hardening Soil Small klarte å gjenskape denne kombinasjonen mye bedre enn grunnmodellen Hardening Soil. Dette kommer tydelig frem både i gjenskapningen av laboratorieforsøkene og i resultatene fra setningsberegningene. Resultatet fra setningsberegningene viser at Hardening Soil estimerer tre ganger så store setninger enn Hardening Soil Small. Målte verdier fra byggeprosessen er fortsatt betydelig lavere enn de beregnede verdiene. Dette er naturlig da bygningsmassens setningsforløp ikke er avsluttet enda.

Summary

Settlement calculation have been conducted for an ongoing building process at Lilleby, east of Trondheim in Norway. The ground consists of a massive layer of moderately consolidated clay. Nearly all the buildings consist of a basement, therefore 4 meters of the upper soil layer had to be removed from large parts of the plot before the building process started. Norconsult is the responsible designer and have recorded significantly lower settlements of the buildings than what their calculations indicated. Erecting was completed in early May 2016 and the settlement process has not yet been completed, but so far the buildings only have a maximal settlement of 1.7 cm. Norconsult has conducted extensive ground investigations in the area, but there has not been measured parameters corresponding to the soil response during the development phase. It is therefore examined what effect small strain stiffness have on these kinds of settlement calculations. This is done with the material models Hardening soil and Hardening Soil Small.

Settlement calculations in this thesis is performed in PLAXIS 3D with parameters mainly based on results from my own laboratory tests on four block samples from the development area. The block samples were taken from the same depth as under the foundations from a newly excavated slope near the erected buildings. The laboratory investigations consisted of undrained and drained triaxial tests with unloading and reloading loops, oedometer tests with unloading and reloading loops and bender element tests. In the experiments it was observed extremely large stiffness in the unloading and reloading loops. This measured stiffness is more than 10 times as large as what was assumed from the previous laboratory tests. These results are supported by the bender element tests that indicate that the elastic stiffness of the material is even higher than the measured stiffness in the unloading and reloading loops.

Parameters for the material models are based on recreating the material response observed in the over consolidated part of the oedometer and the unloading and reloading loops in both oedometer and triaxial testing. Hardening Soil Small managed to recreate this combination better than the basic model Hardening Soil. This is evident both in the recreation of the laboratory tests and the results of the settlement calculations. The result of the calculations show that Hardening Soil estimates three times as large settlements than Hardening Soil Small. Measured values of the building process is still considerably lower than the calculated values, but this is because settlement process is not finished yet.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
1 Prosjektbeskrivelse	1
1.1 Mål	2
2 Stivhet ved lav tøyning	3
2.1 Stivhet ved små tøyninger	3
2.2 Hvordan bestemme G_0	9
2.2.1 Laboratorieundersøkelser	9
2.2.2 In situ målinger	11
2.2.3 Korrelasjoner for G_0	13
2.3 Materialparametres påvirkning på G_0	14
2.4 Bruk av stivhet ved små tøyninger i geotekniske beregninger	16
3 Hardening Soil og Hardening Soil Small	17
3.1 Hardening Soil	17
3.1.1 Begrensinger ved Hardening Soil	18
3.1.2 Parametre i modellen	18
3.2 Hardening Soil Small	22
4 Beskrivelse av Lillebyprosjektet	25
4.1 Tomten	26
4.2 Byggeprosess	27
4.3 Setningsmålinger	27

5	Laboratoriearbeid	29
5.1	Leireprøvene	29
5.2	Treaksialforsøk	32
5.2.1	Utstyr	32
5.2.2	Forsøksprosedyre	33
5.2.3	Feilkilder	37
5.2.4	Resultater	40
5.3	Benderelement	42
5.3.1	Utstyr	43
5.3.2	Forsøksforløp	43
5.3.3	Beregninger	44
5.3.4	Resultater	45
5.4	Ødometerforsøk	45
5.4.1	Utstyr	46
5.4.2	Forsøksforløp	46
5.4.3	Beregninger	46
5.4.4	Feilkilder	47
5.4.5	Resultater	48
6	Modellering av byggeprosess på Lilleby	51
6.1	Byggeprosess	52
6.2	Jordvolum	52
6.3	Bygningsgeometri	53
6.4	Mesh	56
6.5	Bestemmelse av inputparametre for materialene i modellen	57
6.5.1	Parametre for tørrskorpe og fyllmateriale	57
6.5.2	Grunnleggende stivhetsparametre	57
6.5.3	Parametre fra ødometerforsøk	59
6.5.4	Parametre fra treaksialforsøk	59
6.5.5	Parametre fra litteratur og erfaring	60
6.5.6	Parametre for Hardening Soil Small	61
6.5.7	Parametre for materialmodellen	62

6.5.8	Materialparametre fra laboratorietilpasning i Plaxis	62
6.6	Forsøksutforming	67
7	Resultater	69
7.1	Hardening Soil	70
7.2	Hardening Soil Small	74
8	Drøfting	79
9	Konklusjon og videre arbeid	85
	Bibliografi	87
	Figurer	89
	Tabeller	97
A	Indekstest for blokk 1	99
B	Resultater fra treaksialforsøk	101
B.1	Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 1	101
B.2	Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 2	107
B.3	Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 3	115
C	Resultater fra Ødometerforsøk	135
D	Beskrivelse av modellering	155

Symbolliste

Symboler

ϵ	Tøyning
ϵ_f	Bruddtøyning
ϵ_v	Volumtøyning
γ	Skjærtøyning
γ	Tyngdetetthet
γ'	Effektiv tyngdetetthet
$\gamma_{0.7}$	Terskeltøyning for 70% reduksjon av maksimal skjærmodulus
ν	Poissons ratio, tverrkontraksjonstall
ν_{ur}	Poissons ratio for av-/rebelastning
ϕ	Friksjonsvinkel
ρ	Tyngdetetthet
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Effektive hovedspenninger
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Totale hovedspenninger
E_{50}^{ref}	Referansesekantstivhet fra drenert treaks forsøk
E_{oed}^{ref}	Tangensiell referansestivhet for primærbelastning i ødometer
E_{ur}^{ref}	Referansestivhet for av og belastning
G_0, G_{max}	Maksimal skjærmodulus for små tøyninger

I_o	Plastisitetsindeks
K_0	Koeffisient for jordtrykk
K_0^{nc}	Koeffisient for jordtrykk i normalkonsolidert område
p_{ref}	Referansespenning
s_u	Udrenert Skjærstyrke
w	Vanninhold
a	Attraksjon
c'	Kohesjon
e	Poretall
p	Middelspenning av totalspenninger
p'	Middelspenning av effektivspenninger
q	Deviatorspenning
u	Poretrykk

Forkortelser

HS	Hardening Soil
HSS	Hardening Soil Small
CADC	Consolidated Anisotropic Drained test
CAUC	Consolidated Anisotropic Undrained test
CPT	Cone Penetration Test
CRS	Constant Rate of Strain

Kapittel 1

Prosjektbeskrivelse

Lilleby er et boligprosjekt vest i Trondheim hvor Norconsult har ansvar for geoteknisk prosjektering. Bygging på området startet i 2015 og så langt er fire enheter med rekkehus og en boligblokk bygget. Ut fra setningsmålinger under byggefasen har Norconsult sett at byggene gir mindre setning enn forventet fra deres beregninger.

Grunnen består av et relativt homogent leirelag på over 40 m dybde og et øvre lag med fyllmasser. Denne tomten var tidligere et industriområde og store deler av det øvre laget har blitt fjernet grunnet forurensning. Leirelaget er lite sensitivt med en moderat overkonsolideringsratio på 2,6 til 3. Norconsult har gjort ekstensivt grunnarbeid i området, men har ikke registrert parametre som tilsvarer grunnens respons i utbyggingsfasen.

Norconsults beregninger er utført i Plaxis 3D, og tar for seg store volum. Det er derfor undersøkt hvilken effekt materialegenskaper ved små tøyninger har på slike beregninger. Dette er gjort med materialmodellene Hardening soil og Hardening Soil Small.

Et litteraturstudie er utført med fokus på stivhet ved små tøyninger, de aktuelle materialmodellene og tilhørende laboratorieundersøkelser.

For å finne parametre for materialmodellene er det utført laboratorieundersøkelser på blokkprøver fra området. Det er utført rutineundersøkelser, benderelementforsøk, udrenert og drenert treaksialforsøk med av og rebelastning samt ødometerforsøk på leireprøvene. Alle supplerende undersøkelser er utført på NTNUs laboratorie av undertegnede.

Ut fra samlet informasjon er input parametre for Hardening Soil og Hardening Soil Small bestemt. Det er videre gjort en 3D-modellering av byggeprosessen på området. Her blir materialmodellene sammenlignet, og enkelte input parameters påvirkning på setningsberegningene

belyses.

1.1 Mål

Hovedmålene for denne oppgaven er

- Bestemme inputparametre for materialmodellene Hardening Soil og Hardening Soil Small ved å gjøre nødvendige laboratorieundersøkelser og innhente erfaringsverdier.
- Undersøke hvilken effekt inkludering av stivhet ved små tøyninger har for setningsberegninger i Plaxis 3D

Kapittel 2

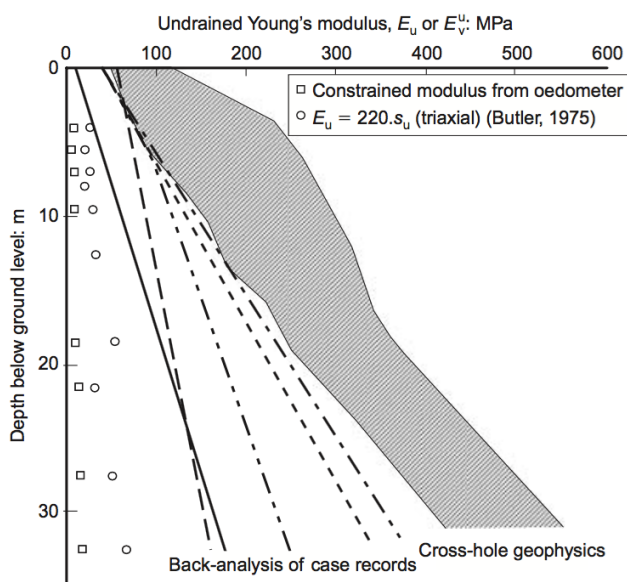
Stivhet ved lav tøyning

Dette kapitlet vil beskrive fenomenet stivhet ved lave tøyninger i relasjon til geoteknisk prosjektering, og presentere pålitelige metoder for å finne verdien av denne. Chris Clayton har gjort utstrakt arbeid innenfor dette feltet og ga i 2011 ut en omfattende artikkel kalt 'Stiffness at small strain: research and practice', og denne utgjør hovedkilden for dette kapitlet.

2.1 Stivhet ved små tøyninger

Ved svært små skjærtøyninger ($\gamma_s < 10^{-5}$) har geotekniske materialer en svært høy stivhet som er vist å være betydningsfull ved geoteknisk prosjektering (Simpson 1992; Burland 1989). Denne stivheten er antatt å være en fundamental egenskap ved geomaterialer som leire, silt, sand, grus og steiner. Den er vist gjeldende ved dynamiske og statiske lasttilfeller (Burland 1989) samt ved drenerte og udrenerte tilfeller. Stivheten ved svært små tøyninger omtales også som den dynamiske stivheten til et materiale og benevnes med G_{max} eller G_0 . I figur 2.1 har Chris Clayton samlet Youngs modulus for Londonleire kalkulert på ulike måter. De ulike strekene er tilbakeregnete verdier fra eksisterende bygg, punktene er resultater fra laboratorietester og det grå området er resultater fra seismiske undersøkelser i leiren, som tilsvarer G_0 . Figuren viser at leirens stivhet trolig er nærmere stivheten til leiren ved svært lav tøyning enn verdiene beregnet fra laboratorieundersøkelser. En neglisjering av denne stivheten kan føre til overestimering av setningen til fundamenter og en nyttegjøring av denne vil kunne gi prosjekter en større sikkerhet ved setningsanalyse. Særlig vil dette kunne være gjeldene for 3D simuleringer av store utbygningsområder hvor deler av utbygningsområdet har minimale tøyninger. En grundig beskrivelse av laboratorieundersøkelser og felttester som beskriver dette fenomenet kan finnes i

doktorgradsavhandlingen til Benz (2007).



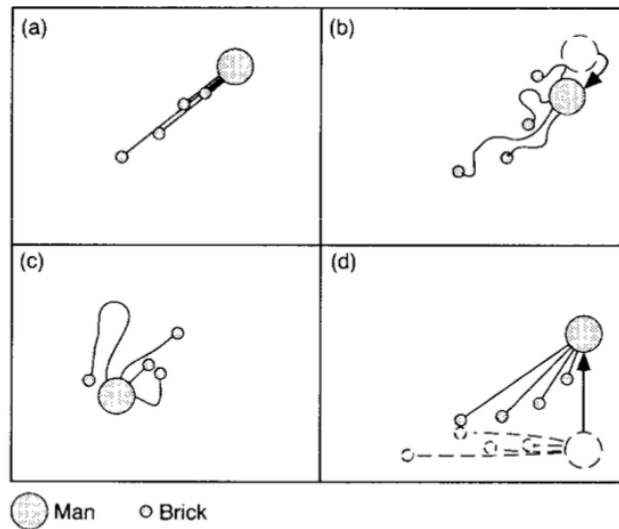
Figur 2.1: Sammenligning av stivheter målt i London (Clayton 2011)

Stivhet ved små tøyninger forklares gjennom en Coulumb type friksjonslov som gjelder mellom partikler i granulære materialer. Altså sitter partiklene sammen med en viss friksjon. Denne friksjonen tillater små bevegelser mellom partiklene uten at den forsvinner - altså svært små tøyninger i materialet.

Brian Simpsons presenterte i 1992 en mursteinsanalogi for å beskrive denne oppførselen (Simpson 1992). Analogien bygger på tanken om at stivheten til materialet kommer av motstanden mot elastisk bevegelse. Etersom materialet belastes begynner deler av materialet å deformeres plastisk, og mister derfor sin stivhet. Simpsons analogi beskriver en mann som drar mursteiner etter seg i snører med ulik lengde. En ubelastet tilstand vil si at mannen står ved steinene. Når mannen begynner å gå i en retning er det først ingen av steinene som beveger seg ettersom alle snørene er slappe. Dette tilsvarer full elastisk oppførsel. I det materialet begynner å deformere seg plastisk vil den første av steinene begynne å gli, og dermed reduseres materialets stivhet. Stivheten til materialet er gitt ved hvor stor andel av steinene som ikke beveger seg.

$$G = G_0 * (\text{Andel elastisk deformasjon}) \quad (2.1)$$

Simpsons analogi støttes av resultater fra treaksialforsøk utført på rekonstruert Londonleire



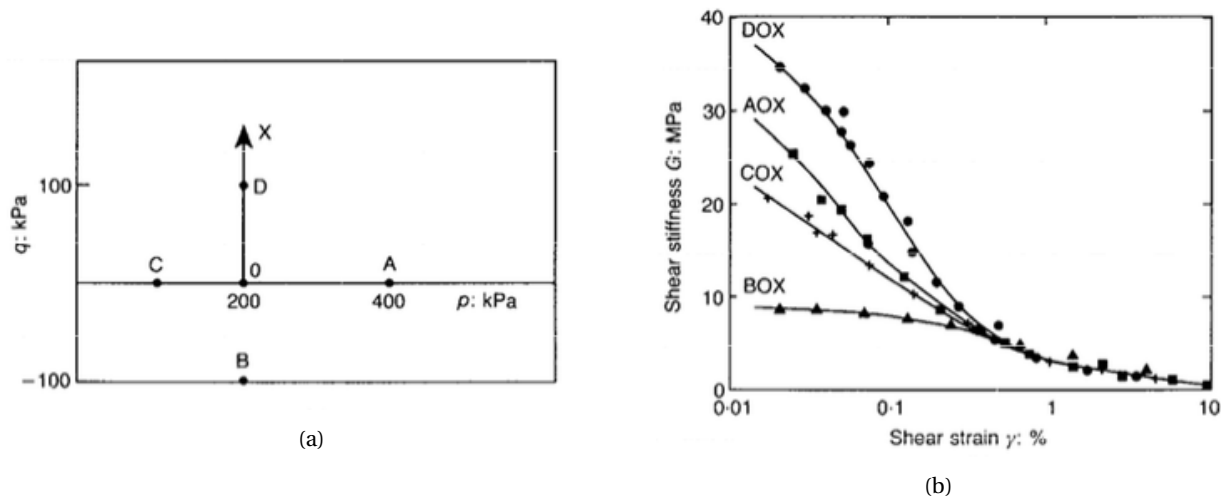
Figur 2.2: Illustrasjon av Simpsons mursteinsteori (Simpson 1992)

av Richardson (1988). Disse forsøkene besto av tre lasttrinn med ulike utgangsspenninger i q-p planet, som vist i figur 2.3a. De obsererte skjærstivhetene fra skjærfasen (0 til X i figur 2.3a) er vist i figur 2.3b

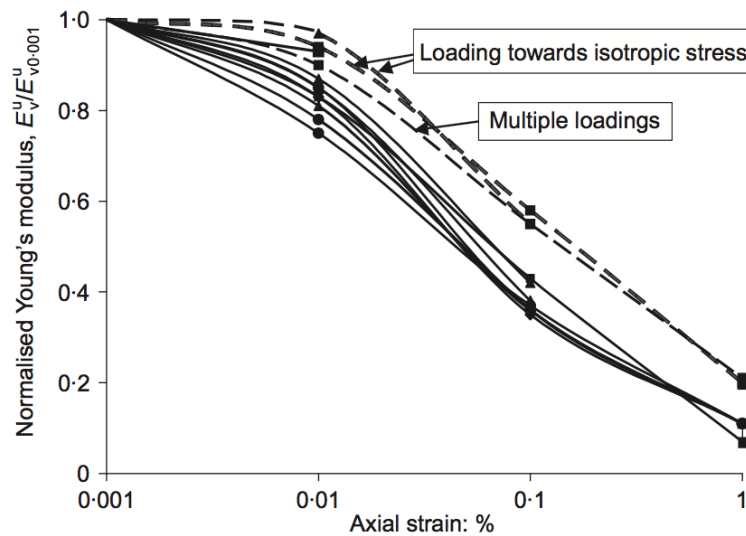
I sin doktoravhandling gjorde Gerhard Heymann undersøkelser på ulike uforstyrrede leirer og kalk. Resultatene fra belastning i treaksapparat for disse materialene er vist i figur 2.4. Selv om stivheten ved små tøyninger til de ulike materialene varierte fra ca. 25 MPa til 4800 MPa viser en normalisering av stivhetene en stor grad av likhet i degraderingen av stivhet. Resultatet viser også at materialenes stivhet faller drastisk fra 0,01% tøyning til 0,1% aksial tøyning.

Altså vil påvirkningen av denne stivheten i geotekniske prosjekter avhenge sterkt av hvilken tøyning materialet har i det gjeldende prosjektet. Det betyr at man ikke bare bør vite hvor stivt et materiale er ved små tøyninger, men også hvordan stivheten reduseres. Dette stiller krav til beregningsmodellen for best mulig resultat. I 1984 gjorde Richard Jardine og Andy Fourie enkle numeriske beregninger med en lineær og en ikke lineær elastisk materialmodell. Den ikke lineære modellen ble kalt LPC2 og var basert på resultater tøyning-stivhets relasjoner fra et forsøk på rekonstruert leire. Som vist i figur 2.5 gir en lineær elastisk modell for høye deformasjoner ved lave tøyninger.

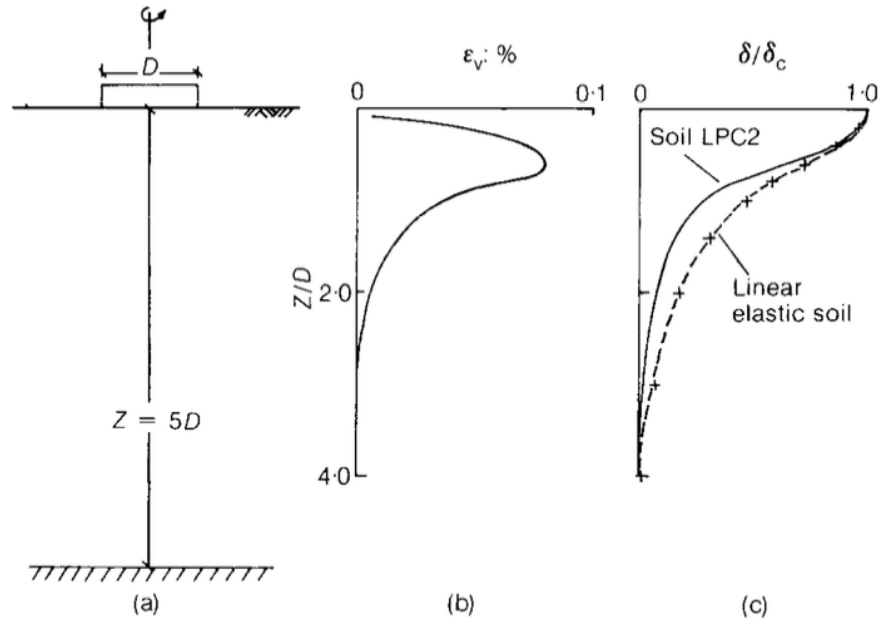
Reduksjonen av skjærstivheten med skjærtøyning har lenge blitt undersøkt, særlig ettersom dette også spiller en stor rolle i jorddynamikk. Den beste beskrivelsen kommer fra Hardin og Drnevich (1972) og er en hyperbolsk sammenheng vist i likning (2.2). Hvor γ_r er en terskeltøyning gitt ved likning (2.3) her er τ_0 skjærspenning ved brudd.



Figur 2.3: Figur (a) illustrerer de ulike spenningsstiene som utgjorde spenningscyklene, og (b) viser de registrerte resultatene fra treaksialforsøkene utført av Richardson (1988)



Figur 2.4: Degradering av stivhet ved økende tøyning for ulike leirer og kalk. Data fra Heymann (1998), plottet på nytt av Clayton (2011)



Figur 2.5: Beregning av setning ved bruk av lineær elastisk og ulineær elastiske metoder (Jardine mfl. 1986)

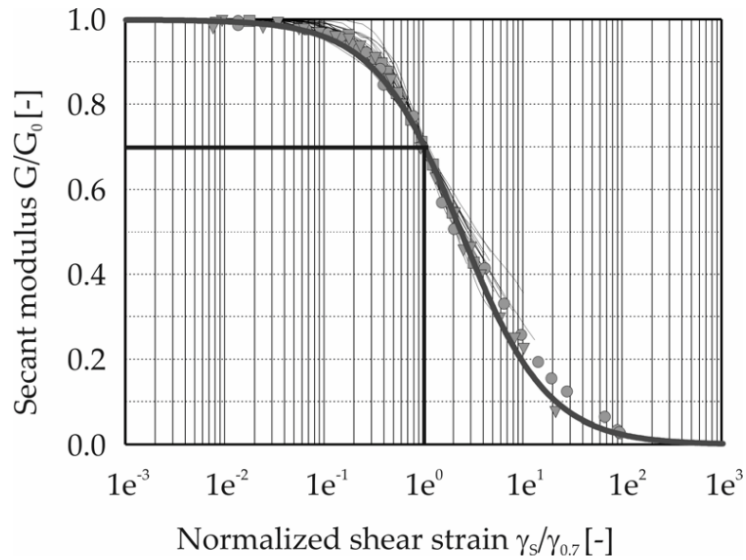
$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (2.2)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_0}{G_0} \quad (2.3)$$

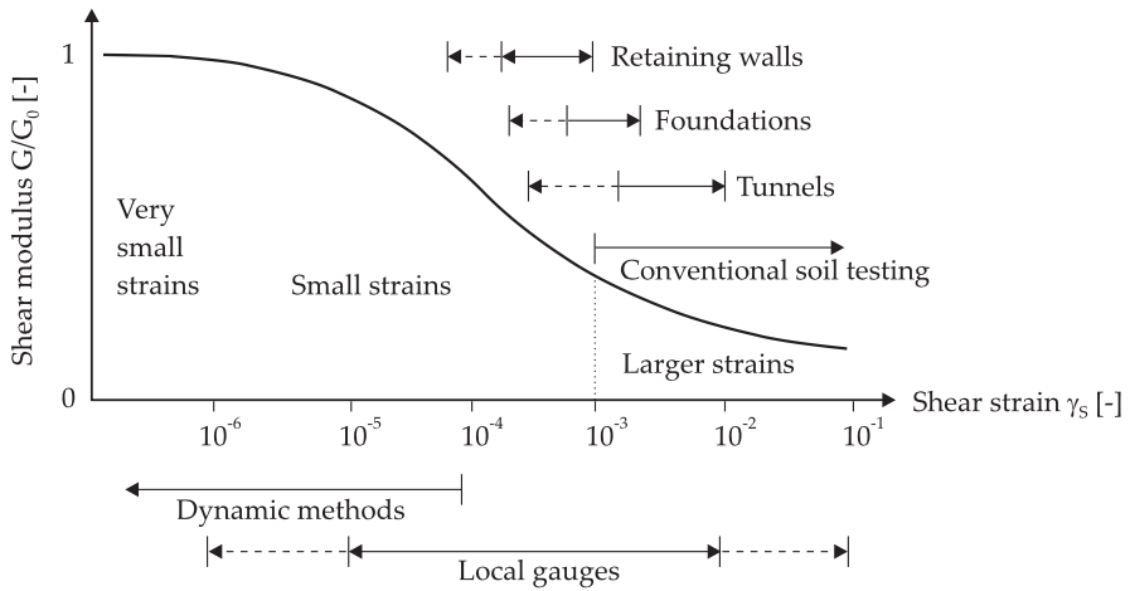
Denne terskelspenningen er omdiskutert og gir ikke alltid gode resultater. Dos Santos og Correia (2001) foreslår å endre γ_r til $\gamma_{0.7}$ og samtidig endre likning (2.2) til likning (2.4). Denne nye terskeltøyningen, $\gamma_{0.7}$, tilsvarer skjærtøyningen hvor skjærstivheten er redusert til 70% av sin opprinnelige verdi. Denne oppdaterte ligningen er plottet mot forsøksdata fra Dos Santos og Correia i figur 2.6.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{3}{7} \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.4)$$

Med denne tilnærmingen vil skjærstivheten oppføre seg som vist i figur 2.7. De markerte tøyingsområdene viser at selv prosjekter med relativt høye tøyninger i materialet kan ha en påvirkning av dette fenomenet.



Figur 2.6: Sammenligning likning (2.4) og forsøksdata fra Dos Santos og Correia (2001) figur hentet fra Brinkgreve og Broere (2006)



Figur 2.7: Et normalisert log-plot som viser skjærstivhet ved ulike skjærtøyninger (Benz mfl. 2009)

2.2 Hvordan bestemme G_0

For å bestemme G_0 kan man enten undersøke hvordan skjærbølger beveger seg gjennom materialet eller måle den ved bruk av ekstremt nøyaktige deformasjonsforsøk. Denne seksjonen presenterer de vanligste metodene for dette. Måling av skjærbølgehastigheter kan gjøres in situ eller i et laboratorium. Siden skjærbølger gir svært små tøyninger i materialet vil materialets stivhet som finnes ved måling av skjærbølgehastigheten tilsvare (G_0). Relasjonen mellom skjærbølgehastigheten og materialets (G/G_0) er vist i likning (2.5). For anisotrope materialer varierer skjærstivheten for materialet av belastnings retningen, for slike materialer definerer G_v og G_h henholdsvis vertikal og horisontal skjærstivhet.

$$G_0 = V_s^2 * \rho \quad (2.5)$$

2.2.1 Laboratorieundersøkelser

Laboratorieundersøkelser generelt medfører en andel usikkerhet. Forstyrrelser fra prøvetaking og lagring av prøver vil være de største usikkerhetene, men også operatøren av undersøkelsene har stor påvirkning på resultatet. Viderer er dette en tidkrevende prosess som gjør at man ikke kan undersøke jordvolumet grundig nok uten at det blir svært kostbart. Derfor får man bare informasjon om punkter i jordvolumet uten en garanti for at de er representative for hele jordvolumet. Hvis laboratorieundersøkelser kombineres med feltundersøkelser vil denne usikkerheten reduseres betraktelig. Fordelene er at man i laboratoriet kan endre grensebetingelsene for undersøkelsene og finne de tilhørende parametrene.

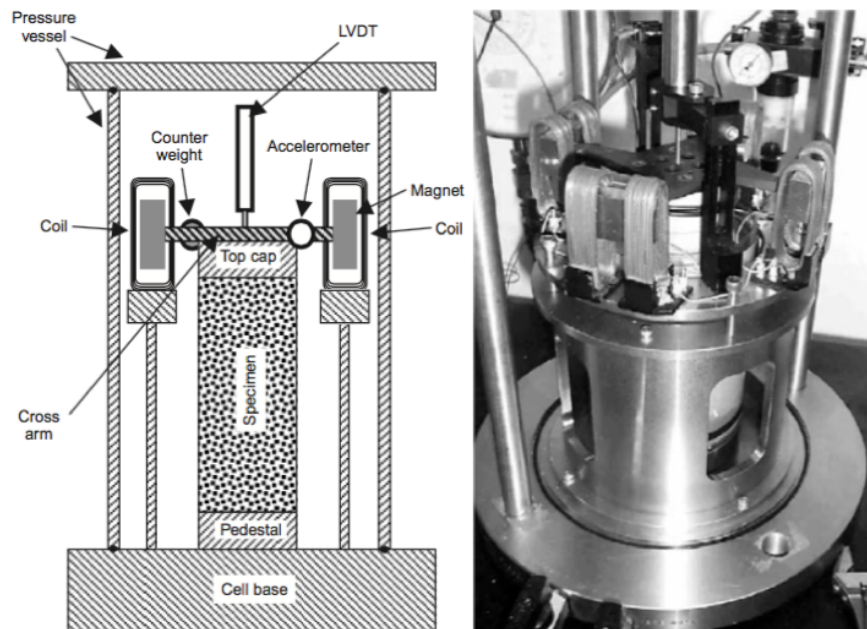
Benderelement

Denne testen bruker små (2x0,5 cm) piezoelektriske plater som genererer og registrerer skjærbølger i geomaterialet. Disse platene kan monteres i vanlige undersøkelsesutstyr som treaks og ødometer. Dette gjør at man kan konsolidere prøven til ulike spenningsnivå - både opprinnelig og forventet spenningsnivå for et eventuelle prosjekt. Denne undersøkelsen er beskrevet i større detalj i kapittel 5.

Resonant søyle test

Denne metoden måler stivheten til et materiale ved svært nøyaktig måling av deformasjon som resultat av svært små belastninger. Belastningen kan være torsjon, aksial eller bøyning. Clayton (2011) anbefaler å bruke torsjonsbelastning for å finne stivheten ettersom den har mindre innbygningsfeilkilder enn de andre. Dette kan gjøres ved bruk av et Stokoe resonant søyle apparat (figur 2.8). Dette apparatet påfører torsjon på materialsøylen ved at strøm føres gjennom ledningsspiralene rundt alle magnetene. En LVDT (Linear Variable Differential Transformer) måler tøyningene med stor nøyaktighet, og G_0 kan regnes ut med likning (2.6) hvor T er torsjonsmoment, l er lengden på prøven og I er prøvens annet arealmoment.

$$G_0 = \frac{Tl}{I} \quad (2.6)$$



Figur 2.8: Venstre: en skjematisk tegning av et Stokoe apparat. Høyre: et foto av et Stokoe apparat. (Clayton 2011)

Avansert treakstesting

Ved bruk av svært nøyaktige tøyning- og kraftmålinger vil det også være mulig å måle stivheten ved å belaste en prøve i et treakialapparat. I treakialapparatet er det mulig å konsolidere prøven med ulike spenningssituasjoner som gjør det mulig å måle stivheten ved ulike spenningssituasjoner.

2.2.2 In situ målinger

Feltundersøkelser for å finne stivhet baserer seg på å skape skjærbølger i materialet og måle disse med geofoner. Hvordan man lager og måler bølgene kan varieres. I denne delen presenteres tre metoder som er anbefalt av Clayton (2011), og er alle illustrert i figur 2.9a.

Metode a

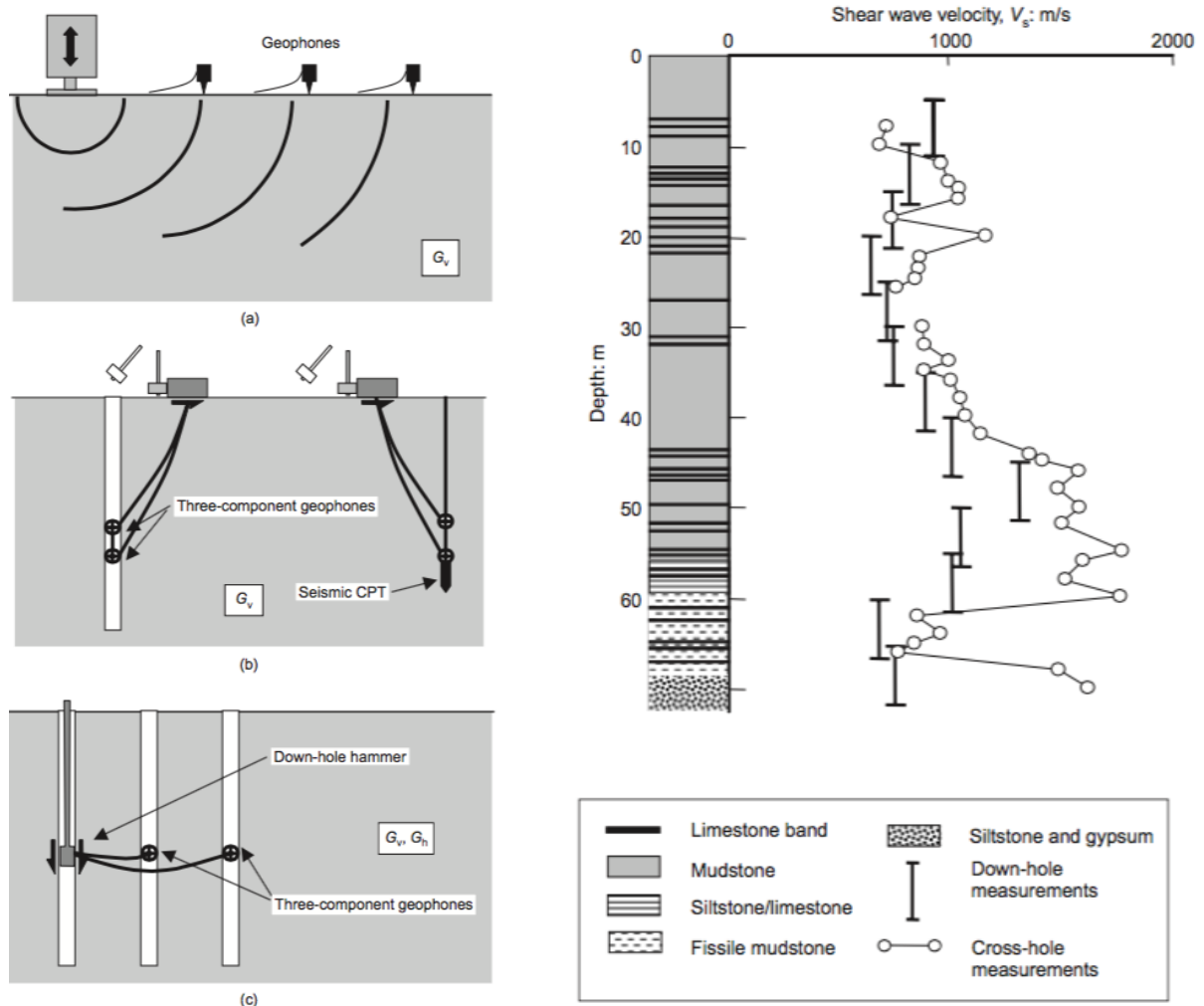
Denne metoden baserer seg på å generere overflatebølger (Rayleigh-bølger) med en vibrator og måle disse med geofoner i jordoverflaten. Overflatebølger er ikke direkte overførbare til skjærbølger, men relasjonen kan enkelt bestemmes ved Poissons ratio (ν). Ofte er Poissons ratioen ukjent og fører derfor ofte til en betydelig feilmargin. Ved å variere frekvensen til vibratoren vil man kunne finne et profil med stivhet mot dybde i området. Fordelene ved denne metoden er at den er relativt billig, hurtig og at den gir stivhetsprofiler. Metoden er sårbar for andre vibrasjoner i området og når maks 8 m ned i stiv leire.

Metode b

Her genereres skjærbølger på jordoverflaten og mottas ved enten geofoner i et borhull eller en seismisk CPT. Denne metoden gir ikke gode resultat i øvre sjikt av jordlagene, men gir gode resultater i dypere ettersom forstyrrelsene reduseres. Denne metoden lar seg derfor godt kombinere med metode a for å få et helhetlig bilde av et jordprofil.

Metode c

Denne metoden bruker et hull for å generere skjærbølger og to eller flere hull for å registrere skjærbølgene. Ved å variere belastningsretningene kan man enten skape vertikale eller horisontale skjærbølger. Dette gjør at man kan finne både den vertikale og horisontale skjærstivheten til materialet. Denne metoden er den klart mest kostbare, men gir samtidig en bedre forståelse av stivheten i de ulike lagene i jorden, mens metode b kun gir et gjennomsnitt av stivheten for alle lagene over punktet man måler. Dette er godt illustrert i figur 2.9b

Figur 2.9: Feltmetoder for bestemmelse av G_0

2.2.3 Korrelasjoner for G_0

Ut fra tidligere studier kan man finne estimater på den maksimale skjærstivheten G_0 . Benz (2007) har samlet en rekke korrelasjoner som baserer seg på vanligere geotekniske undersøkelser. I denne seksjonen har jeg valgt å fokusere på likning (2.7) og likning (2.8) som relaterer til CPT og et diagram utformet av Alpan (1970) som relaterer til stivhet observert i vanlig treaksforsøk.

Likning (2.7) er utformet av (Glenn og Paul 1993), men hentet fra Benz (2007), og relaterer korrigert spissmotstand fra CPT og poreteall til G_0 for leirer.

$$G_0 = 49,4 \frac{q_t^{0,695}}{e^{1,13}} \quad (2.7)$$

Likning (2.8) er utformet ved det svenske geotekniske instituttet (SGI) av Larsson og Mulabdic (1991) og gir korrelasjon mellom G_0 og plastisitetsgrense og udrenert skjærstyrke. Udrenert skjærstyrke kan finnes fra korrigert spissmotstand eller poretrykk fra CTPU. For skandinaviske leirer har $A=208$ og $B=250$ gitt gode resultater (Benz 2007).

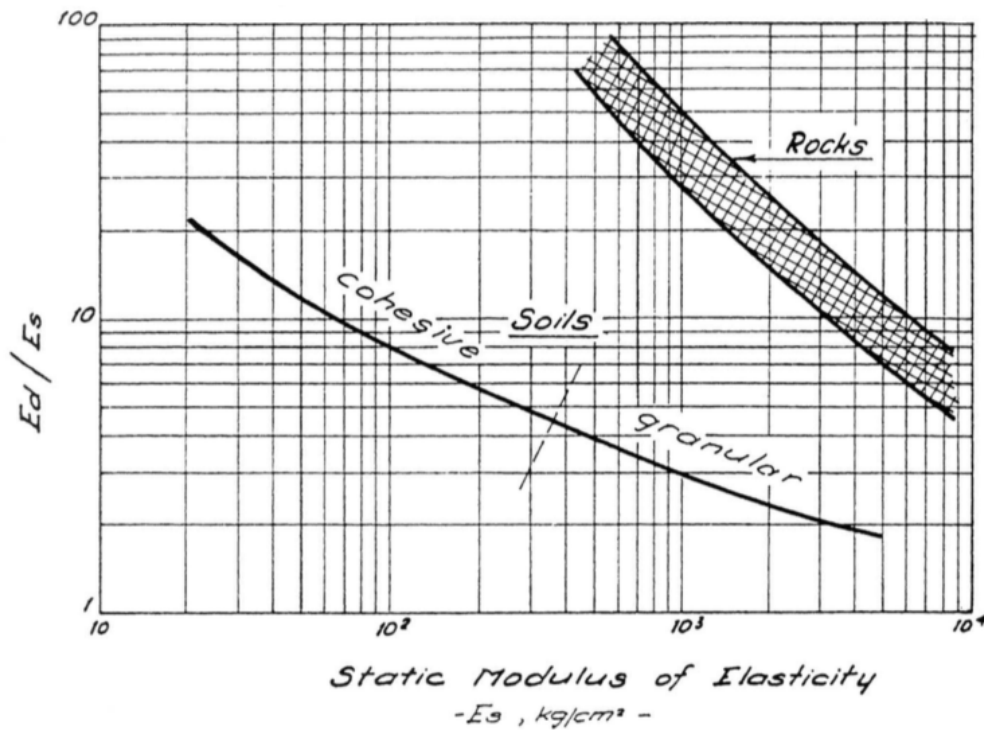
$$G_0 = \left(\frac{A}{I_p} + B \right) c_u \quad (2.8)$$

I figur 2.10 er empiriske verdier for forholdet $\frac{E_d}{E_S}$ plottet mot E_S . Her er E_d dynamisk stivhet, altså E_0 , og E_S er statisk elastisk stivhet funnet ved treaksforsøk. Enheten i diagrammet ($\frac{kg}{cm^2}$) tilsvarer 0,1 MPa. Dette er en omtrentlig metode som kun gir en indikasjon på størrelsesorden på E_0 (Alpan 1970). Skjærstivhet (G_0) relaterer til Youngs modulus (E_0) ved Poissons ratio (ν), som vist i likning (2.9).

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu) \quad (2.9)$$

G_0 - q_t relasjon fra Mayne:

$$G_0 = 406 \frac{q_t^{0,695}}{E^{1,13}} \quad (2.10)$$



Figur 2.10: Korrelasjonsdiagram mellom E_0 og E_s (Alpan 1970)

2.3 Materialparametres påvirkning på G_0

Stivhet til materialet avhenger hovedsaklig av hvor stor overflate og hvor hardt materialpartiklene presses sammen. Derfor avhenger materialets stivhet av parametre som relaterer til dette. Tabell 2.1 er en oppsummering av parametres påvirkning av G_0 og $\gamma_{0,7}$. Tabellen er laget av (Benz 2007), men er basert på arbeid utført av (Hardin og Drnevich 1972). Ut fra denne ser vi at skjærstivheten avhenger hovedsaklig av tøyning, poretalet (e), gjennomsnittsspenning (p) og diageneseprosesser. Tøyningens påvirkning har blitt belyst tidligere i dette kapitlet og vil ikke beskrevet videre her. Lavt poretal tilsier høy tetthet av materialpartikler som gir større kontaktflate i materialet. Dette gjør at skjærstivheten er invers proporsjonal av poretalet. Gjennomsnittsspenning øker friksjonskraften mellom materialpartiklene og skjærstivheten er derfor proporsjonal med denne.

Diageneseprosesser refererer til prosesser som skjer i materialet etter at de er blitt avsatt. De viktigste diageneseprosessene for skjærstivhet er aldring og sementering. Aldring er typisk for kohesive materialer, mens sementering er hovedsaklig for sandige materialer. Begge disse prosessene øker materialets skjærstivhet. Slike effekter er svært følsome for forstyrrelser og kan

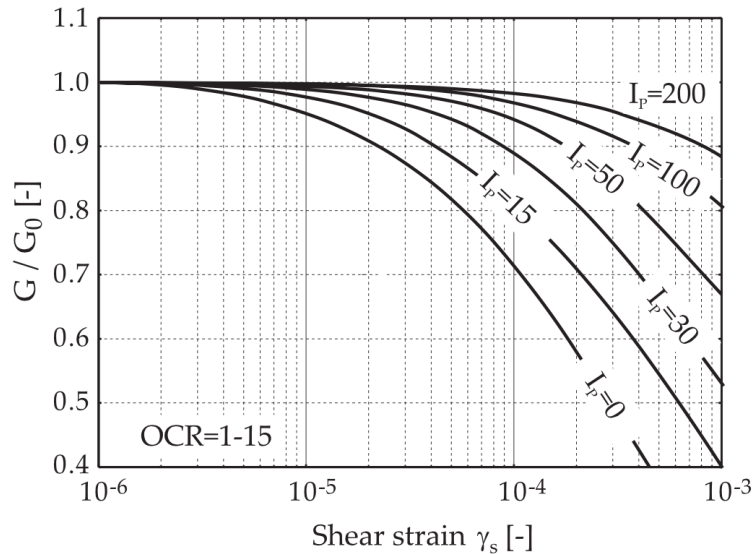
derfor gjøre at tester i laboratorie kan gi lavere stivhet enn felttester (Benz 2007).

Tabell 2.1: Parametres påvirkning på stivheten ved små tøyninger (Benz 2007).

Parameter	Importance to ^a			
	G_0		$\gamma_{0.7}$	
	Clean sands	Cohesive soils	Clean sands	Cohesive soils
Strain amplitude	V	V	V	V
Confining stress	V	V	V	V
Void ratio	V	V	R*	V
Plasticity index (PI)*	-	V	-	V
Overconsolidation ratio	R	L	R	L
Diagenesis*	V*	V*	R*	R*
Strain history*	R	R	V	V
Strain rate	R	R	R	R*
Effective material strength	L	L	L	L
Grain Characteristics (size, shape, gradation)	L*	L*	R	R
Degree of saturation	R	V	L	L*
Dilatancy	R	R	R	R

^a V means Very Important, L means Less Important, and R means Relatively Unimportant

Plastisitetsindeksen har liten påvirkning på størrelsen av G_0 , men har stor påvirkning på stivhetsreduksjonen tøyningamplitude. Vucetic og Dobry (1991) samlet data fra 16 publikasjoner som viser hvordan skjærmodulen (G/G_0) reduseres avhengig av materialets plastisitetsindeks (I_p). Data fra Vucetic og Dorby er plottet på nytt av Benz et. al i figur 2.11, og man kan tydelig se at plastisitetsindeksen har stor påvirkning på reduksjonskurven. En økning i plastisitet forlenger tøyningområdet med maksimal skjærstivhet og reduksjonen er brattere for lavplastiske materialer. Resultatene som ga linjene for plastisitet over 30 % var svært spredt og disse kurvene må brukes med forsiktighet. For materialer med I_p lavere enn 30 derimot har linjene vist seg å gi god overenstemning med nyere forsøk (Benz 2007).



Figur 2.11: Reduksjon av (G/G_0) ved ulike plastisitetsindeks (Benz mfl. 2009)

2.4 Bruk av stivhet ved små tøyninger i geotekniske beregninger

Bruk av stivhet ved små tøyninger ble først brukt i statiske beregninger rundt 1980-tallet og det har siden den gang kommet mange ulike materialmodeller som tar høyde for dette. På 1980-tallet ble det brukt modeller som brukte en eller flere kinematiske bruddflater. En videreutvikling innenfor feltet kom med den såkalte bobblemodellen til Al-Tabbaa og Wood (Al-Tabbaa og Wood 1989). Denne modellen innførte en liten indre bruddflate i Cam-Clay modellen som tillot høyere stivhet ved lave tøyninger. I 1992 lanserte Brian Simpson (Simpson 1992) mursteinteoriene som ble beskrevet tidligere i dette kapitlet, og med dette i tankene har hypoplastiske modeller brukt tøyning mellom korn for å inkorporere stivheten (Niemunis og Herle 1997). Tross de mange modellene for å håndtere stivhet ved små tøyninger brukes disse sjeldent ved prosjektering av geotekniske prosjekter. Dette har trolig rot i kompleksiteten tilknyttet disse modellene. Vanligvis brukes Cam-Clay eller Hardening Soil til prosjektering, men disse modellene har kun ett elastisk domene og kan derfor ikke implementere stivhet ved lave tøyninger. Dette er løst av flere modeller blant annet en videreutvikling av Hardening Soil som er kalt Hardening Soil Small (HS-Small). Denne modellen forklares i detalj i kapittel 3.

Kapittel 3

Hardening Soil og Hardening Soil Small

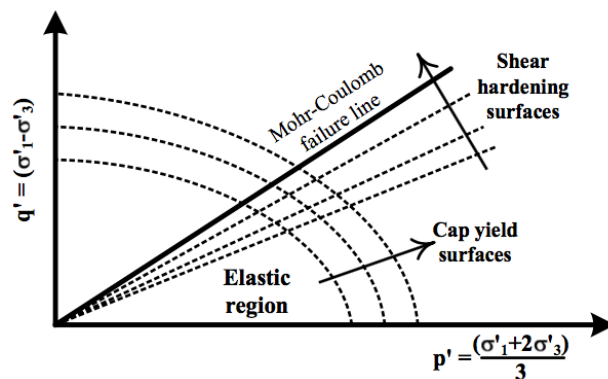
Dette kapitlet gir en innføring i materialmodellene som vil bli brukt til modellering i denne oppgaven. Først presenteres Hardening soil modellen (HS) som bygger på tanken om at stivheten til et materiale avhenger av materialets effektive spenning. En videreutvikling av HS som tar høyde for stivhet ved små tøyninger kalles Hardening Soil Small og vil bli presentert til slutt i kapitlet. Fokuset vil være på grunnleggende forståelse av bruk av modellen og input parametrene som brukes. Full formulering og verifikasjon finnes i Schanz mfl. (1999) som også er brukt som hovedkilde for dette kapitlet.

3.1 Hardening Soil

Den originale HS modellen ble utviklet av Tom Schanz på slutten av 90-tallet. Denne modellen bygger på en tidligere modell kalt Double Hardening Model som ble utviklet av Pieter Vermeer på slutten av 70-tallet (Vermeer 1978). Modellen ble først utviklet for sand, men har senere blitt videreutviklet og dekker nå også kohesive materialer. Modellen bygger på de grunnleggende geotekniske laboratorieundersøkelsene treks og ødometer. Dette kommer tydelig frem fra parametrene som brukes av modellen.

I modellen vurderes totale tøyninger ut fra spenningsavhengige stivheter. Stivheten varierer for jomfrubelastning og av/re-belastning. Dette er mulig ettersom bruddflaten kan utvides ved plastisk tøyning. Figur 3.1 viser hvordan bruddflaten utvikler seg ved økt gjennomsnittsspenning (p') og deviatorisk spenning (q). I figuren er de stiplede linjene modellens egne plastiske bruddkriterier og den heltrukne linjen er bruddlinjen for materialet fra Mohr-Columb. Overgår de stiplede linjene oppstår det plastiske tøyninger i materialet og det får en økt stivhet (hardening). De

rette stiplede linjene i figuren er et snitt av en konisk bruddflate som beskrives av columbkriteriet med en mobilisert friksjon ($\tan(\rho)$). Brytes denne oppstår det plastiske skjærdeformasjoner. De elliptiske grensene i grafen er modellens andre bruddlinje som indikerer tidligere belastning (prekonsolidering). Hvis denne passeres vil det oppstå plastiske volumtøyninger i materialet og som vist i figur 3.1 økes det elastiske området.



Figur 3.1: Illustrasjon av styrkeøkningen fra plastisk tøyning (Surarak 2011).

3.1.1 Begrensinger ved Hardening Soil

Modellen klarer ikke å reprodusere softening og destruktering av materialer. Dette gjør seg særlig gjeldene for sensitive jordarter. Videre klarer ikke denne modellen å vurdere stivhet ved små tøyninger, og brukere må selv tilpasse stivheten til det forventede tøyingsområdet til et hvert prosjekt.

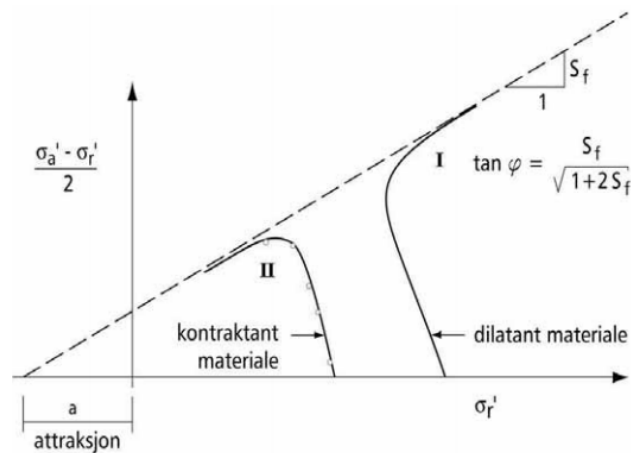
3.1.2 Parametre i modellen

I denne seksjonen vil input parametrene for HS bli presentert samt metoder for å bestemme disse. Tabell 3.1 viser inputparameterne til HS. ϕ' , c' og ψ er velkjente geotekniske bruddparametre og dette avsnittet vil kun beskrive hvordan disse bestemmes. De øvrige parametrene er mer modellspekifikke og er forklart ut fra hvilken funksjon de har i modellen.

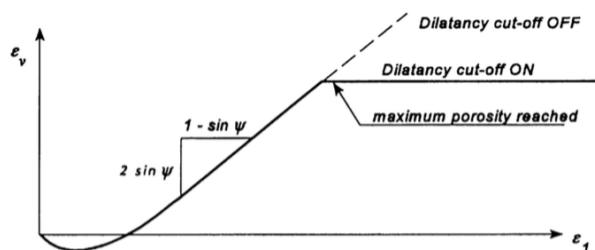
Tabell 3.1: oversikt over inputparametrene i Hardening Soil.

Parameter	Forklaring
ϕ'	Friksjonsvinkel
c'	Kohesjon
R_f	Bruddratio
ψ	Dilatansvinkel
E_{50}^{ref}	Referansesekantstivhet fra drenert treaks forsøk
E_{ur}^{ref}	Referansestivhet for av og rebelastning
E_{oed}^{ref}	Tangensiell referansestivet for primærbelastning i ødometer
m	EkspONENT for stivhetsberegninger
ν_{ur}	Poissons ratio for av-/rebelastning
K_0^{nc}	Koeffisient for jordtrykk i normalkonsolidert område

Kohesjon og friksjonsvinkel kan enkelt finnes ved udrenert treaksforsøk. Ved å plote spenningsstien fra forsøket i et NTH-plott, altså skjærspenning mot radiellspenning, finner man verdiene som vist i figur 3.2. Dilatansvinkelen kan finnes ved å plote volumendring mot aksialtøyning fra et drenert treaksforsøk dette er illustrert i figur 3.3.



Figur 3.2: Illustrasjon av NTH-plott (Vegdirektoratet 2014).



Figur 3.3: Graf som viser beregning av dilatansvinkel (Schanz mfl. 1999).

Ettersom HS har spenningsavhengige stivheter er alle stivhetsparametrene referanseverdier som relateres til en referansespenning (p^{ref}). Denne parameteren har ingen direkte påvirkning

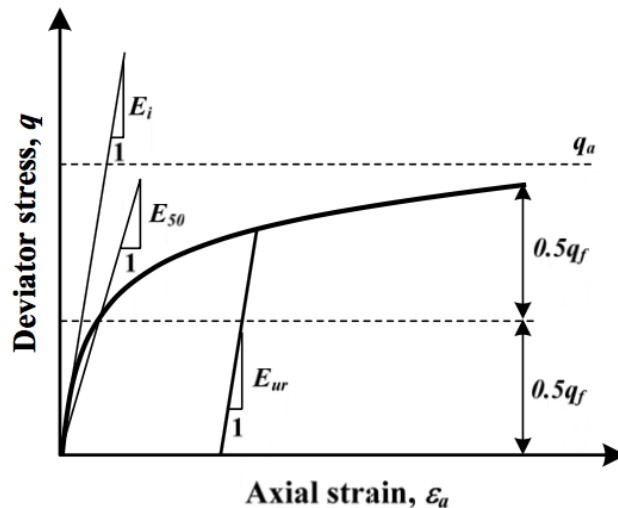
på modellen, men alle inputverdier må være justert etter denne verdien. Justeringen gjøres ved bruk av modellens egne stivhetsligninger som blir presentert videre.

E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} relaterer til stivheter observert i et treksiallforsøk og er illustrert i figur 3.4. E_{50}^{ref} angir stivheten til materialer for primærbelastning og tar utgangspunkt i stivheten ved 50 % av maksimal belastning som vist i figur 3.4. E_{ur}^{ref} relaterer til materialets stivhet ved av- og rebelastning av prøven i et drenert treksiallforsøk. I modellen brukes disse verdiene i likning (3.1) og likning (3.2) for å kontrollere materialets skjærhardning (Schanz mfl. 1999). Referansespenningen for disse verdiene er celletrykket (σ'_3) fra treakstesten.

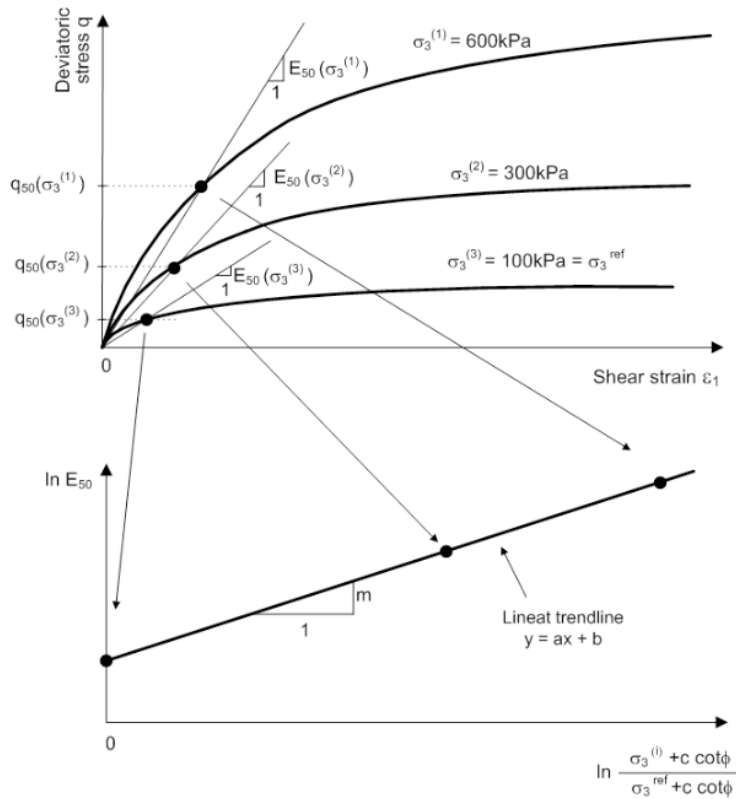
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{ccot(\phi) + \sigma_3}{ccot(\phi) + p^{ref}} \right)^m = E_{50}^{ref} \left(\frac{a + \sigma_3}{a + p^{ref}} \right)^m \quad (3.1)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccot(\phi) + \sigma_3}{ccot(\phi) + p^{ref}} \right)^m = E_{ur}^{ref} \left(\frac{a + \sigma_3}{a + p^{ref}} \right)^m \quad (3.2)$$

Som ligningene viser avhenger stivheten også av parameteren m . Denne parameteren angir hvor spenningsavhengig materialet er. Denne kan finnes ved å gjennomføre flere treksforsøk hvor man varierer cellespenningen som vist i figur 3.5. For myke leirer er spenningsavhengigheten trolig logaritmisk og m er da lik 1.



Figur 3.4: Illustrasjon av stivhetsparametrene fra en drenert treakstest (Schanz mfl. 1999).



Figur 3.5: Metode for å finne spenningsavhengighetsparameteren (Truty og Obrzud 2011).

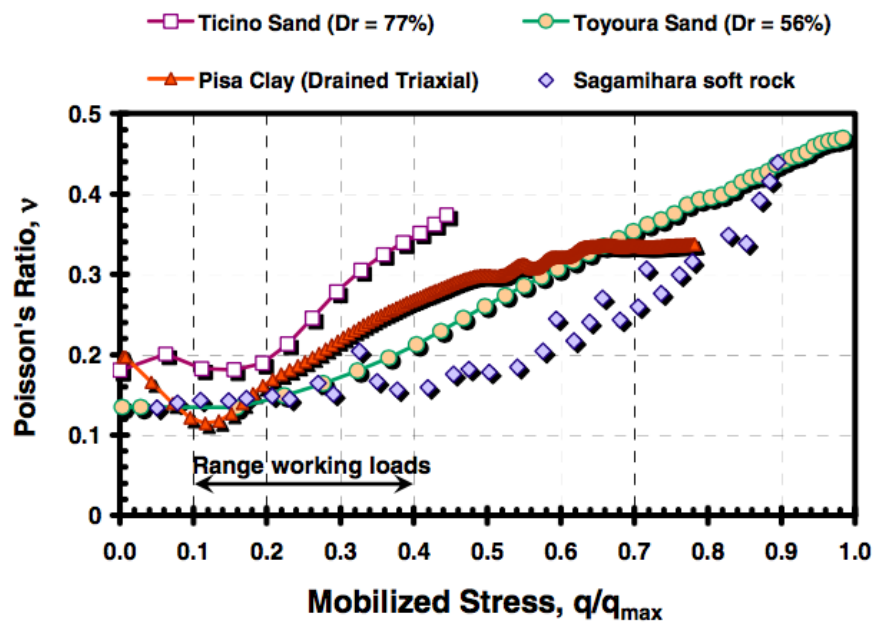
E_{oed}^{ref} relaterer til observert stivhet under primærbelastning i et ødometerforsøk. I modellen brukes den for å kontrollere størrelsen av de plastiske tøyningene som kommer av at belastningen overgår flyteflaten (figur 3.1). Spenningsavhengigheten for denne er gitt ved likning (3.3) hvor referansespenningen er aksialspenningen i ødometeret.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{ccot(\phi) + \sigma_1}{ccot(\phi) + p^{ref}} \right)^m = E_{oed}^{ref} \left(\frac{a + \sigma_1}{a + p^{ref}} \right)^m \quad (3.3)$$

K_0^{NC} er materialets koeffisient for horisontalt jordtrykk ved normalkonsolidering. Denne parameteren kan måles, men kan også estimimeres med likning (3.4) som gir et svært realistisk estimat (Schanz mfl. 1999). ν_{ur} er poissons ratioen for materialet ved av og rebelastning. Den er normalt satt til 0,2 ettersom forsøk på ulike geomaterialer viser at verdien ligger rundt dette ved små nivåer av mobilisert spenning (figur 3.6).

$$K_0^{NC} = 1 - \sin(\phi') \quad (3.4)$$

R_f er bruddratioen, altså hvor stor belastning skal kalles et brudd ($R_f = \frac{q_m}{q_f}$). Normalt settes denne til 0.9 - altså med en liten sikkerhetsmargin.



Figur 3.6: v_{ur} ved ulike mobiliserte belastninger (Mayne mfl. 2009).

3.2 Hardening Soil Small

Denne materialmodellen er, som navnet tilsier, bygget på hardening soil modellen om ble diskutert tidligere i kapitlet. Det som skiller disse modellene er at HSS registrerer små tøyninger i beregninger og øker stivheten til materialet i henhold til teorien om stivhet ved små tøyninger som ble diskutert i kapittel 2. I tillegg til dette har modellens flyteregel og bruddkriterie blitt endret (Benz 2007).

For å beskrive stivheten ved små tøyninger bruker HSS to ekstra parametre, G_0^{ref} og γ_{07} . G_0^{ref} er en referanseverdi og brukes i modellen for å beskrive maksimal skjærstivhet. Ut fra denne estimeres maksimal skjærspenning ved ulike spenninger med likning (3.5). Hvordan man kan finne denne parameteren og hva den beskriver er forklart i kapittel 2 og vil derfor ikke bli diskutert her.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cot(\phi) + \sigma'_1}{c \cot(\phi) + p^{ref}} \right)^m = G_0^{ref} \left(\frac{a + \sigma'_1}{a + p^{ref}} \right)^m \quad (3.5)$$

γ_{07} brukes for å beskrive reduksjonen av skjærstivheten til materialet, og tilsvarer skjærtøy-

ningen hvor skjærmodulen er redusert til 70% av opprinnelig verdi. HSS bruker likning (2.4) som ble nevnt i kapittel 2 for å beskrive dette.

Med disse to ekstra parametrene gjensker materialmodellen riktig reduksjon av stivhet med økende skjærtøyning. Dette gjør at modellen kan beregne jordoppførsel som ligner virkelige feltnålinger bedre enn modeller som er basert på kun lineær elastisitet. Modellen har vist gode resultater for leire, uavhengig av overkonsolideringsratio (Benz 2007).

Kapittel 4

Beskrivelse av Lillebyprosjektet

Lilleby er et boligprosjekt øst i Trondheim hvor Norconsult har ansvar for geoteknisk prosjektering. Bygging på området startet i 2015 og så langt er fire enheter med rekkehus og en boligblokk bygget (figur 4.1). Under boligblokken og rekkehusene B, C og D er det en kontinuerlig parkeringskjeller.



Figur 4.1: Situasjonstegning av lillebyutbyggingen (hentet fra <http://nyelilleby.no/>)

4.1 Tomten

Den opprinnelige topografien for tomten helte fra ca. kote 10 ved boligblokken og til kote 16 sør på tomten.

Kvartærgeologisk kart fra NGU (figur 4.2) viser at området er dominert av elveavsetninger og fyllmasser. Dette er bekreftet av grunnundersøkelser utført av Norconsult. Det øverste laget i området er et fast og består i hovedsak av humus, grus, sand, kull, tegel og fyllmasser. Dette laget har varierende tykkelse på 0-3 m dybde under terreng. Under dette er det kontinuerlig leirelag trolig ned til berg. Leiren er siltig, lite sensitiv med noen få avvik i enkelte dybdeintervall og middels plastisk med en plastisitetsindeks på 15,3 %.

Grunnundersøkelser i området har ikke påtruffet berg og er avsluttet 30-40 m under terrengoverflaten. Grunnvannsnivået varierer i området og det er noe avvik fra hydrostatisk vanntrykk. Fra undersøkelsene utført av Norconsult er generelle geotekniske parametrene bestemt for lagdelingen. De essensielle av disse er oppsumert i tabell 4.1.



Figur 4.2: Kvartærgeologisk kart fra NGU som viser Lillebyområdet.

Tabell 4.1: Materialparametre for lagdelingen på Lilleby

Material	Vekt [kN/m^3]	Attraksjon [kPa]	Friksjonsvinkel [°]	s_u [kPa]	OCR []
Tørreskorpe	19,4	5	35	-	-
Leirelag	19,4	12	26-28	$0,25\sigma'_1$	2,7-3,6

4.2 Byggeprosess

Prosjektet startet med rekkehusene og den tilhørende parkeringskjelleren. Denne bebyggelsen er en avlastning av jorden da ca. 4m med løsmasser fjernes og kun en kjelleretasje med tre enheter med rekkehus bygges. Store deler av parkeringsgarasjen har kun overdekning av jord for hager og uteareal (figur 4.1).

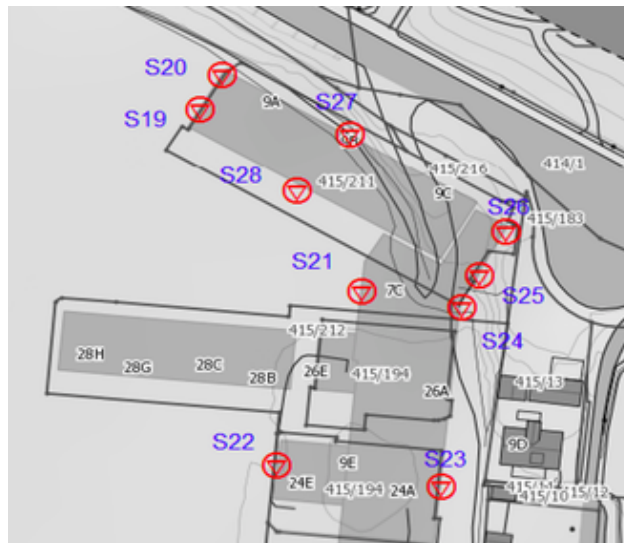
Etter rekkehusene ble boligblokken bygget. Byggingen av disse startet i november 2015 og råbygget stod ferdig tidlig i mai 2016. Grunnet forurensning ble det fjernet mellom fire og tre meter med leire under blokken. Dette ble erstattet med høykvalitets pukk. Dette bygget medfører større laster enn vekten av jorden som ble gravd vekk. Fundamentet er likevel utført slik at lastene ikke vil overgå leirematerialets prekonsolideringslast.

4.3 Setningsmålinger

Under byggefasen er byggene utstyrt med setningsbolter som er målt inn med ca. to ukers intervall. Figur 4.3 viser plasseringen av setningsboltene og målingene er oppsummert i tabell 4.2. Som tabellen viser er det svært små endringer i de siste månedene. Mellom måling 12 og 13 har punkt S24 faktisk steget. Dette er vurdert som et utfall av feilmarginene til måleutstyret. Det presiseres at dette ikke er endelige setninger, men en indikasjon på hvordan setningsforløpet vil bli.

Tabell 4.2: Setningsdata fra de fire siste målingene gjort på Lilleby

Setningspunkt	Registrerte setninger fra første måling 02.11.15 [mm]			
	Måling 10 (14.04.2016)	Måling 11	Måling 12 (11.05.2016)	Måling 13 (24.05.2016)
S19	-5	-5	-6	-7
S20	-8	-9	-12	-11
S21	-5	-6	-8	
S22	-2	-3	-4	
S24	-6	-6	-8	-7
S25	-10	-12	-13	-13
S26	-12	-14	-16	-17
S27	-14	-14	-16	-16
S28	-9	-9	-11	-11



Figur 4.3: Oversiktstegning av setningsboltene i Lillebyområdet

Kapittel 5

Laboratoriearbeid

I forbindelse med denne masteroppgaven er det utført en rekke forsøk i laboratoriet på NTNU. Hovedsaklig er det utført ødometerforsøk og treaksiallforsøk med og uten benderelement. Ødometer- og treaksiallforsøk er begge vanlige geotekniske undersøkelser og vil ikke bli beskrevet i detalj her, men benderelementforsøk er lite utbredt i Norge og er derfor mer utdypet.

5.1 Leireprøvene



Figur 5.1: Foto av graveskråningen hvor leiren ble hentet.

10. Mars 2016 hentet jeg med hjelp av Lars Grande fra Norconsult fire blokker leire på Lilleby. Blokkene ble skjært ut fra en graveskråning, hvor tre av blokkene var på kote 10,9 og en på kote 11,4. Tidligere terreng var på 13,85. Leiren over blokkene fra kote 10,9 ble fjernet varsomt av

gravemaskin rett før de ble skjært ut. Blokkene fra kote 10,9 ble hentet ved hjelp av en spesiallaget metallplate som vist i figur 5.2 og Blokken på kote 11,4 ble hentet ut med spade. Blokkene ble pakket inn i flere lag plastfolie med et midtre lag av fuktet papir og lagret i kjølerom med konstant temperatur på 5,7 °C. Dette for å hindre uttørking og dermed minske forstyrrelser av prøven under lagring.



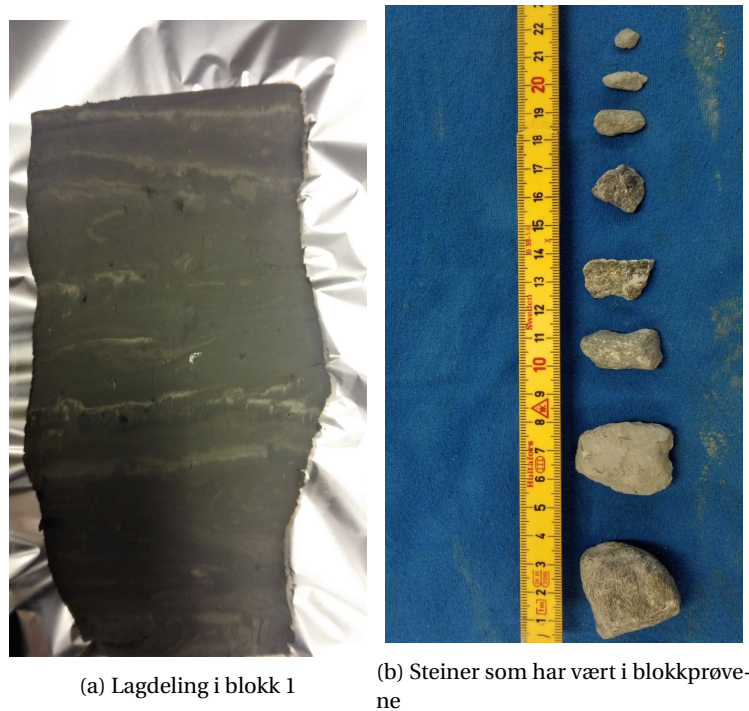
Figur 5.2: Stålplate brukt for henting av blokkprøver

I laboratoriet ble ca. 5 cm av hver side av blokkene forkastet ettersom dette ble antatt forstyrt av uthentingsprosessen. Siden blokkene kommer fra en graveskråning ble en større andel fjernet fra toppen og skråningssiden av blokken for å hindre forstyrrelser fra utgravingen. Etter åpning ble ubrukte deler av blokken igjen pakket inn i flere lag med plastfolie med et midtre lag av fuktet papir og lagret i kjøleskap.

Ettersom blokkene er tatt fra samme område og samme dybde er det kun utført indekstester på en av blokkene og disse er oppsumert i tillegg A. Det er også målt vanninnhold i de fleste treaksial- og ødometerprøvene. Blokkene har tydelige siltlag som snittet i figur 5.3a viser. Det er også påtruffet en del steiner av ulik størrelse (figur 5.3b). Denne inhomogeniteten kan gjøre at forsøkene avviker fra hverandre. Det er derfor utført flere forsøk av alle ulike forsøktypene for å bekrefte de registrerte verdiene. En oversikt av labarbeid og åpningsdato for blokkene er vist i tabell 5.1. Som beskrevet tidligere har det vært funn av relativt store steiner i leireblokkene.

Tabell 5.1: Oversikt over blokkprøvenes åpningsdato og utførte forsøk

Blokknummer	Åpningsdato	Utførte Forsøk			
1	14.03.2016	Ødometer			
		Dato	Nummer	Type	Spenningssti [kPa]
		14.03	1	CRS	0-1500
		17.03	2	CRS	0-1500
		08.04	3	CRS	0-220-5-400-5-1200
		09.04	4	CRS	0-300-5-400-5-1200
		09.04	5	CRS	0-250-5-400-5
		Treksialforsøk			
		Dato	Nummer	Type	Kvalitet
		21.03	1	CAUC07	Dårlig
07.04	2	CAUC07	Dårlig		
2	18.04.2016	Ødometer			
		Dato	Nummer	Type	Spenningssti [kPa]
		18.04	1	CRS	0-300-5-500-5-1200
		20.04	2	CRS	0-300-5-500-5-550-1000
		26.04	3	CRS	0-500-550-1000
		Treksialforsøk			
		Dato	Nummer	Type	Kvalitet
		18.04	1	CAUC07	Middels
		21.04	2	CADC07	God
		26.04	3	CAUC07	Dårlig
05.05	4	CAUC07	God		
3	18.05.2016	Treks			
		Dato	Nummer	Type	Kvalitet
		18.05	1	CAUC07	dårlig
		18.05	2	CADC07	god
		21.05	3	CADC07	god
		25.05	4	CADC07	middels
		25.05	5	BENDER	dårlig
		26.05	6	BENDER	middels
		28.05	7	CADC07	god
28.05	8	BENDER	middels		
4	01.06.2016	Ødometer			
		Dato	Nummer	Type	Spenningssti [kPa]
		01.06	1	CRS	0-100-60-120-80-180-400



(a) Lagdeling i blokk 1

(b) Steiner som har vært i blokkprøve-

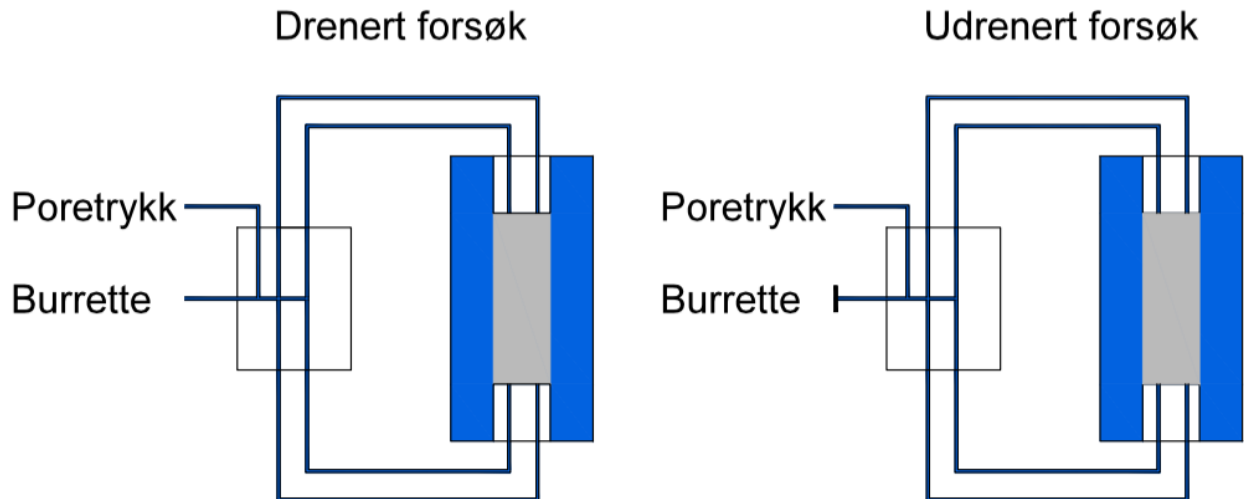
ne
Figur 5.3: Lagdeling og steiner fra leiren fra Lillby

5.2 Treksialforsøk

Treksialapparatet muliggjør belastningsforsøk på en prøve i en bestemt spenningstilstand. Ved å montere prøven i en tett celle kan man påføre vanntrykk som gir en isotropisk spenningstilstand. I tillegg kan prøven belastes aksialt. Apparatet muliggjør måling av belastningskraft, deformasjon, poretrykk og utpressing av vann. Forsøket kan utføres udrenert eller drenert, samt aktivt eller passivt. Et aktivt forsøk komprimerer prøven, mens et passivt strekker den.

5.2.1 Utstyr

Hos NTNU er utstyret for treksialforsøket bygget for en sylindrisk prøve med 54 mm diameter og 100 mm høyde. Til topp og bunnstykket er det koblet slanger som drenerer vann fra prøven til en tett blokk. I denne blokken er det koblet en trykkmåler og en burette som måler vannmengde svært nøyaktig. For et udrenert forsøk stenges kranen mot buretten og vann fra prøven hindres dermed fra å dreneres (figur 5.4). Cellen er koblet til en vanntank med lufttrykktilførsel som muliggjør oppbygning av trykk i cellen.

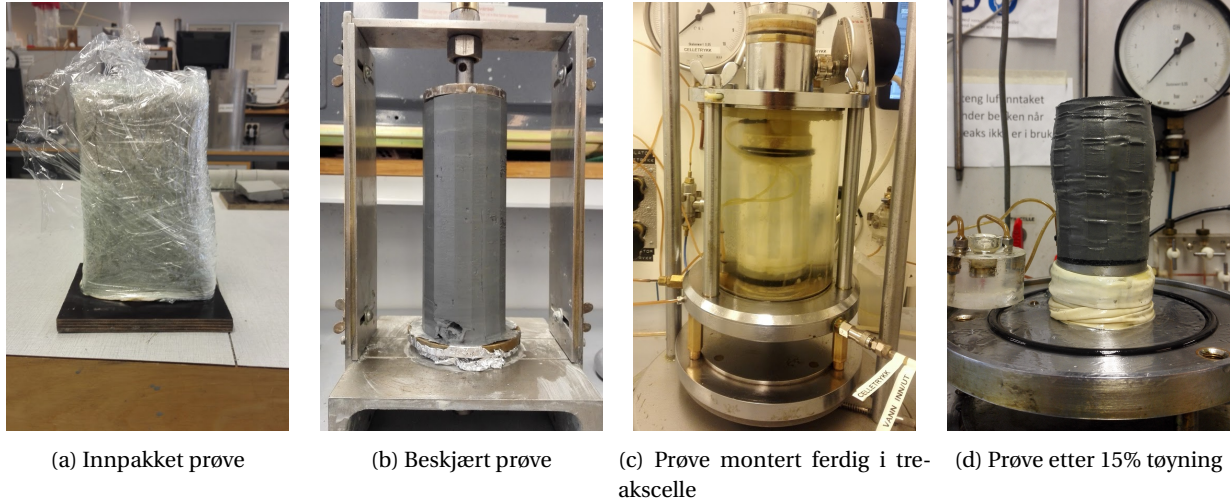


Figur 5.4: Skjematisk illustrasjon av treksiellapparat

5.2.2 Forsøksprosedyre

Prøver som ikke passer dimensjonene til apparatet må beskjæres til å passe. Dette gjøres ved bruk av en tynn og stram steng. For å forme en sylinder monteres prøven i et apparat som vist i figur 5.5b og beskjæres. Tilslutt plasseres prøven i en krybbe på 100 mm og kantene beskjæres. Når prøven er beskåret monteres to steinfilter på endene, og et fuktet filter på prøven. Rundt prøven tres det videre en beskyttende gummihud (figur 5.6c og figur 5.6d) som festes med to gummiringer til topp og bunnstykket av apparatet. Filteret monteres for å fremme drenering av utpresset porevann og gummihuden hindrer direkte kontakt mellom cellevannet og prøven. Når prøven er montert fylles cellen med vann og tettes i toppen av olje og laststaven. Når dette er gjort spyles systemet (filter og ledninger) med luftfritt og destillert vann for å fjerne luftbobler og eventuelle urenheter.

Selve forsøket deles inn i to faser, konsolideringsfase og skjærfase. Under konsolideringsfasen øker man forsiktig cellespenningen og eventuelt aksialspenningen for å oppnå in situ spenningssituasjon for prøven. Under denne fasen måles volumendring fra utpresset vann, som senere kan brukes for å beregne arealendring og som en indikasjon på prøvens og forsøkets kvalitet. Når volumendringen har stoppet, eller er minimal avsluttes konsolideringsfasen. For å sikre metning av prøvens porer påføres et trykk på slangesystemet som gjør at vann presses inn i prøven igjen. Dette trykket kalles baktrykk og når dette påføres økes celletrykket likt slik at den effektive spenningen på prøven ikke endres. Skjærfasen utføres ved å endre aksialspenningen

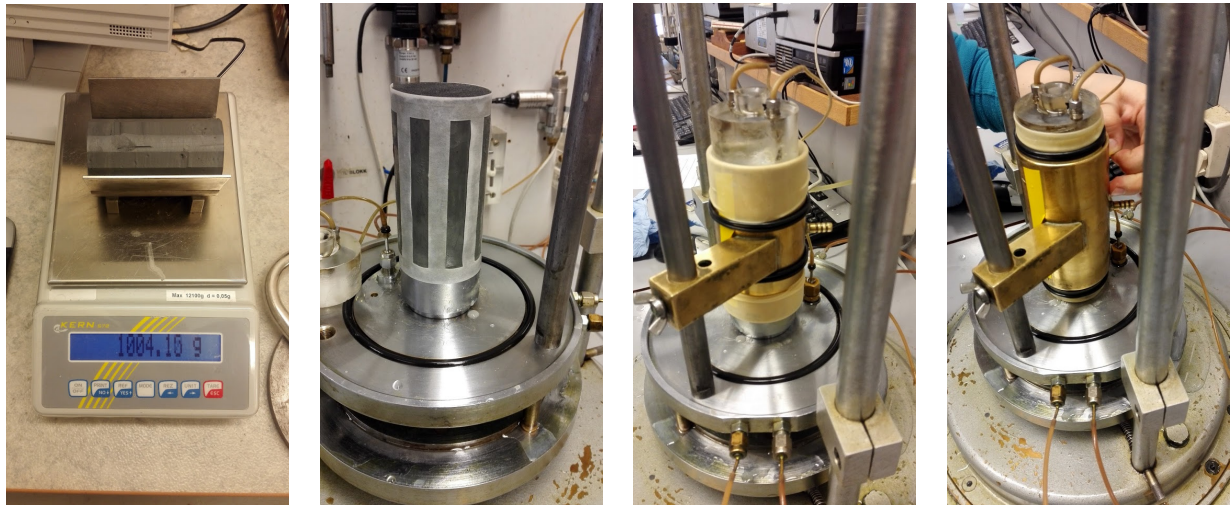


Figur 5.5: Illustrasjon av labforløpet for et treaksforsøk

slik at skjærspenninger oppstår i prøven. som nevnt tidligere gjøres dette enten aktivt eller passivt. Alle udrenerte forsøk i denne oppgaven har blitt kjørt med en deformasjonshastighet på 1 mm per time, altså 1% tøyning per time. Forsøkene stoppes når prøven har fått 15% tøyning.

Drenert skjærforsøk er en metode som brukes svært lite i Norge, ettersom den er svært tidkrevende og resultatene fra udrenerte forsøk antas å gi effektivverdier ettersom man tar høyde for poretrykket. Forskjellen fra et udrenert forsøk er at man ikke ønsker poretrykksoppbygning i materialet. Dette gjøres ved å holde systemet åpent mot buretten og redusere tøyningshastigheten for forsøket. American society for testing and materials (ASTM) har i sin standard for drenert treaksialforsøk angitt likning (5.1) for beregning av nødvendig tøyningshastighet (ASTM 2011). Her er ϵ' tøyningshastighet, ϵ_b er antatt tøyning ved brudd og t_{90} tiden det tar å konsolidere prøven 90%. I leireforsøkene utført har bruddtøyningen ligget rundt 1-1,5% og konsolideringstiden t_{90} har vært rundt 8-10 timer. Disse variasjonene gir en tøyningshastighet i området 0,01 - 0,02 %/time. I to av forsøkene er det valgt å kjøre med tøyningshastighet på 0,015 %/time og et med 0,02 %/time.

$$\epsilon' = \frac{\epsilon_b \%}{10 * t_{90}} \quad (5.1)$$



(a) Beskjært sylindervei i krybbe (b) Prøve med filter (c) Montering av gummihud (d) Montering av gummihud

Figur 5.6: Illustrasjon av montering av prøve for et treaksialforsøk

Når forsøket er ferdig tørkes prøven og vanninnholdet beregnes ut fra tørrvekten. Videre er det mulig å vurdere prøvens kvalitet med å se hvor stor volumsreduksjon prøven får under konsolideringen.

OCR	1-Perfekt		2-Akseptabel		3-Veldig forstyrret	
	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)
1-2	<2,0	<0,04	2,0-4,0	0,04-0,07	>4,0	>0,07
2-3	<1,0	<0,03	1,0-3,0	0,03-0,05	>3,0	>0,05
3-6	<0,5	<0,02	0,5-1,0	0,02-0,035	>1,0	>0,03

Figur 5.7: Tabell for vurdering av kvalitet på treaksialforsøk hentet fra Vegdirektoratet (2014)

Beregninger

For å behandle de registrerte dataene fra forsøkene må de korrigeres, følgende uttrykk er hentet fra Sandven mfl. (2012). Under konsolideringen presses prøven sammen og belastningsarealet vil derfor bli mindre (figur 5.8). Denne arealkorrigeringen beskrives av likning (5.2).

$$A_a = A_0 \left(\frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta V}{3V_0}} \right) \quad (5.2)$$

A_a Areal etter endt konsolidering

A_0 Oprinnelig Areal

V_0 Oprinnelig volum

ΔV_0 Endring av volum

Under skjærforsøket presses prøven sammen igjen og arealet vil utvide seg. For udrenerte forsøk antas ingen volumendring og arealet A_a antas konstant, men for drenerte forsøk er A_a også en variabel ettersom prøven får volumendring under forsøket. Arealet under skjærfasen kan beskrives av likning (5.3) hvor tøyningen (ϵ) er beskrevet av likning (5.4). For drenerte forsøk registreres utpresset vann under skjærfasen som brukes til å beregne A_a .

$$A_s = A_a(1 - \epsilon) \quad (5.3)$$

$$\epsilon = \frac{\delta}{h_0} \quad (5.4)$$

A_s Areal under skjærfase

h_0 Oprinnelig høyde

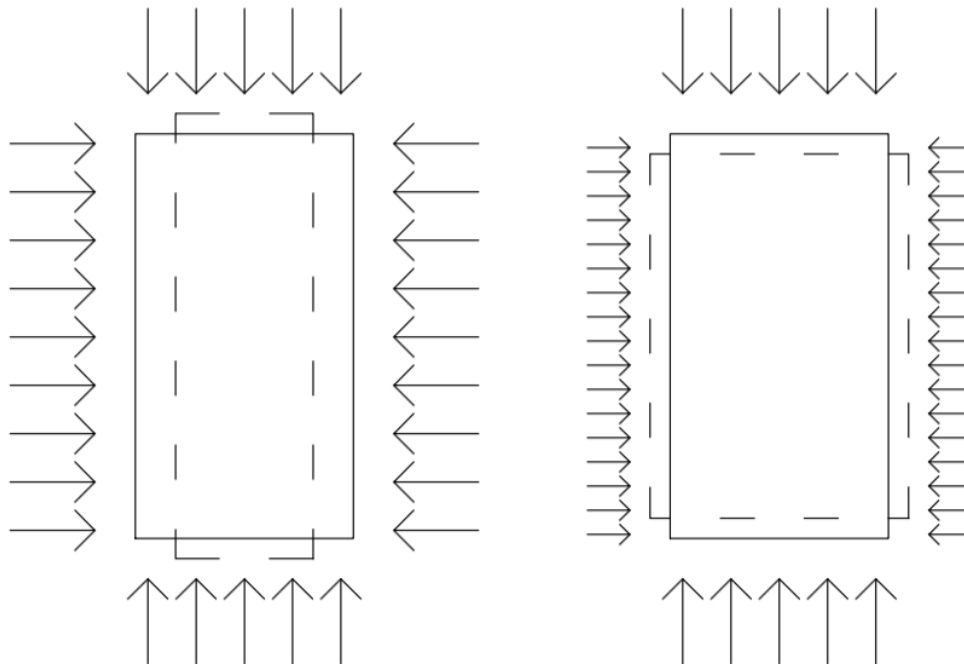
δ Deformasjon

Til slutt kan aksialspenningen for forsøket bestemmes av likning (5.5) hvor F er last målt av apparatet.

$$\sigma_1 = \frac{F}{A_s} + \sigma_{celle} \quad (5.5)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (5.6)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.7)$$



Figur 5.8: Arealforandring under treaksialforsøk. Til venstre: arealreduksjon under konsolidering. Høyre: arealutvidelse under skjærfase.

Registreringen av poretrykket i prøven skjer ved sammenligning av to trykksensorer - en tilknyttet systemet inne i cellen og en utenfor cellen. Denne differansen registreres og brukes i likning (5.8). Her er P_B , P_C og P_D henholdsvis baktrykk, celletrykk og differansetrykk.

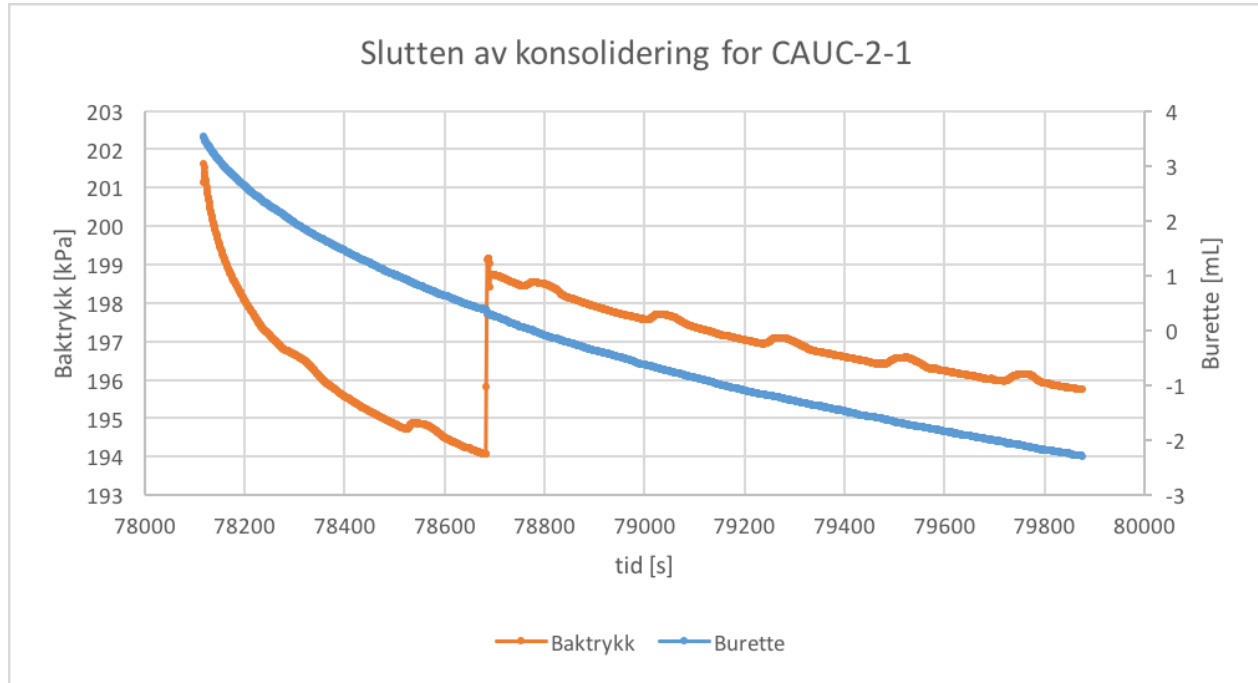
$$u = P_B - P_C - P_D \quad (5.8)$$

5.2.3 Feilkilder

Et av treaksialapparatene som er brukt i denne masteren har lenge stått ubrukt og har hatt flere feil ved seg. Dette apparatet er brukt til alle forsøkene på blokk 1 og 2 samt benderelementforsøkene fra blokk 3. Spesielt har det vært et problem med lekkasjer i slangesystemet og dårlige ventiler som kontrollerer trykktilførsel til apparatet. Lekkasje har vært forsøkt rettet flere ganger og har blitt bedre utover i prosessen, men ble aldri helt tett. På grunn av disse problemene synker baktrykket i løpet av forsøkene og det har en stor påvirkning på resultatene.

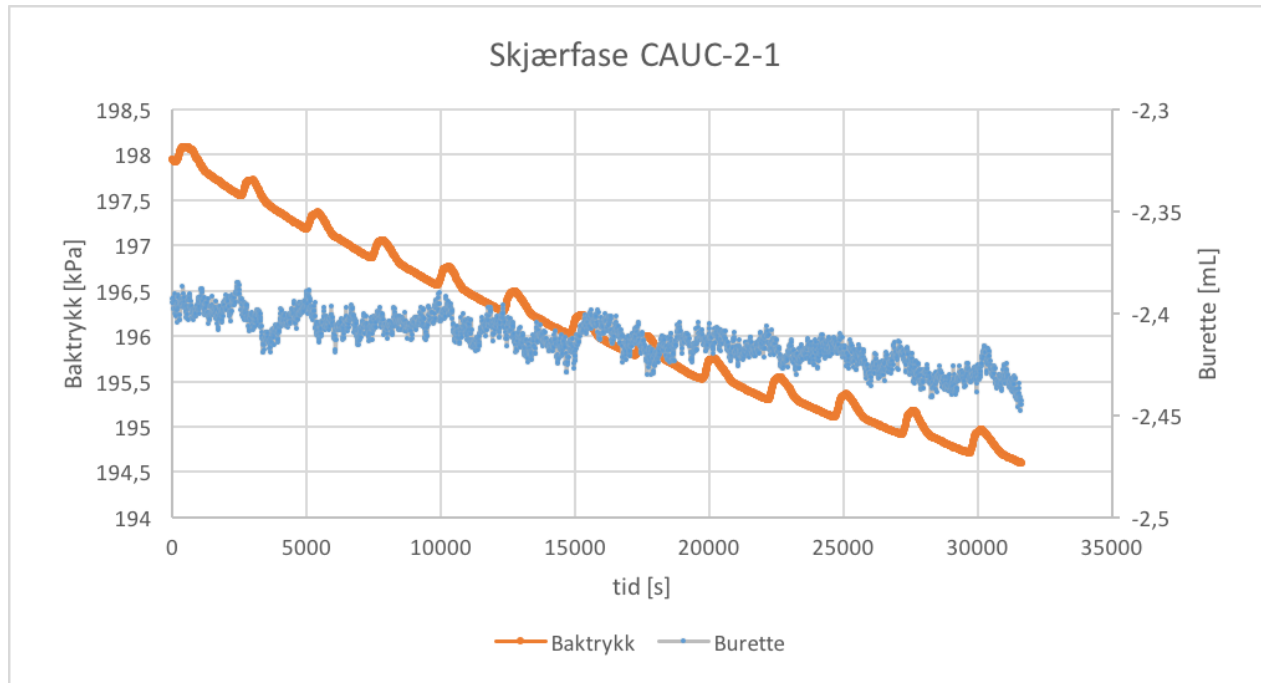
I figur 5.9 er baktrykk og burette plottet mot tid for avslutningen av konsolideringen for forsøk 2-1. Grafen viser trykktapet og reduksjonen av vannet i buretten stabiliserer seg fra rundt 79200

s og utover. Figur 5.10 viser at baktrykket også synker under skjærfasen, men ikke like hurtig som under konsolideringsfasen. Dette betyr trolig at det største trykktapet skjer inne i celledsystemet, uten at man vet hvor stort trykktapet er. Dette ble forbedret gjennom semesteret, men aldri helt bra.

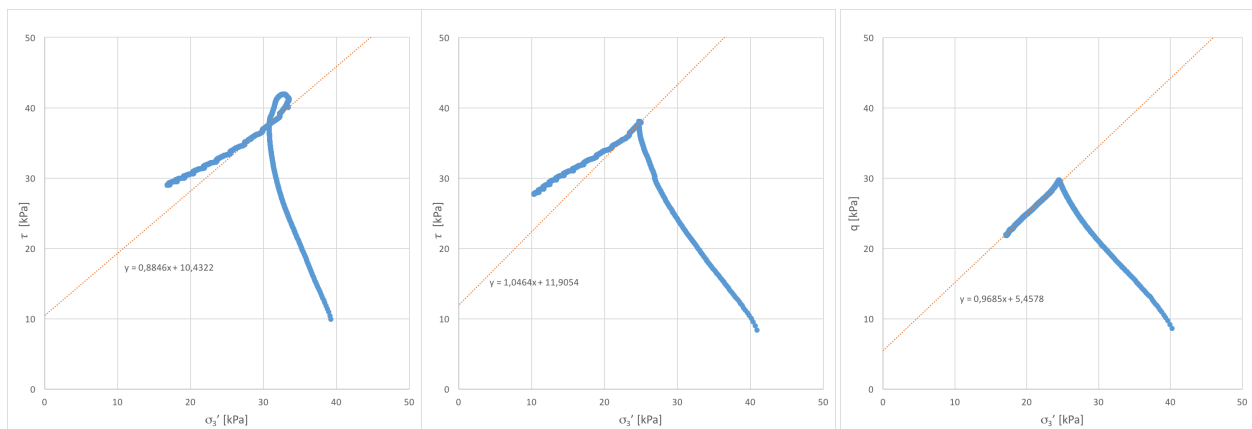


Figur 5.9: Graf som viser baktrykk og burette målt i slutten av konsolideringen av forsøk 2-1

Påvirkningen av baktrykkslekasjen kommer best frem i NTNU-plottene fra udrenerte forsøk. Som vist i figur 5.11a og figur 5.11b svinger bruddlinjen av fra den antatte trendlinjen i forsøk med problemer med baktrykket. Forsøk utført på godt apparat har en lineær oppførsel i bruddområdet. Dette kommer av en for stor reduksjon av σ'_3 under denne fasen. Som beskrevet tidligere beregnes poretrykket ut fra differansen mellom registrert baktrykk og trykk inne i prøven. Derfor kommer trolig feilen fra baktrykksproblematikken og er tilknyttet apparatet. Avviket øker med tiden og det er derfor antatt at forsøkene gir ganske gode resultater ettersom prøvene går til brudd i løpet av den første timen av forsøket. Problemet ligger trolig i ventilene som justerer lufttrykket inn til buretten.



Figur 5.10: Skjematisk illustrasjon av treaksiellapparat



(a) NTNU-plott for CAUC-2-1

(b) NTNU-plott for CAUC-2-4

(c) NTNU-plott for CAUC-3-1

Figur 5.11: NTNU-plott for tre ulike udrenerte forsøk

5.2.4 Resultater

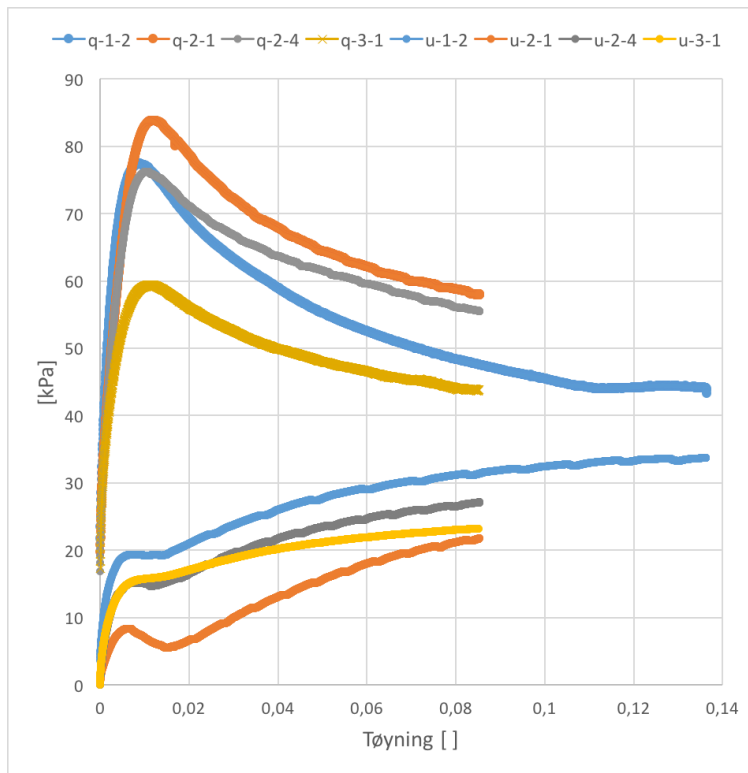
En detaljert presentasjon og forklaring av forsøkene utført finnes i tillegg B. Forsøk 1-1 og 2-3 ble begge forkastet da monteringen og utstyret ødela forsøket og resultatene vurderes derfor ikke som hensiktsmessig å presentere.

Udrenerte forsøk

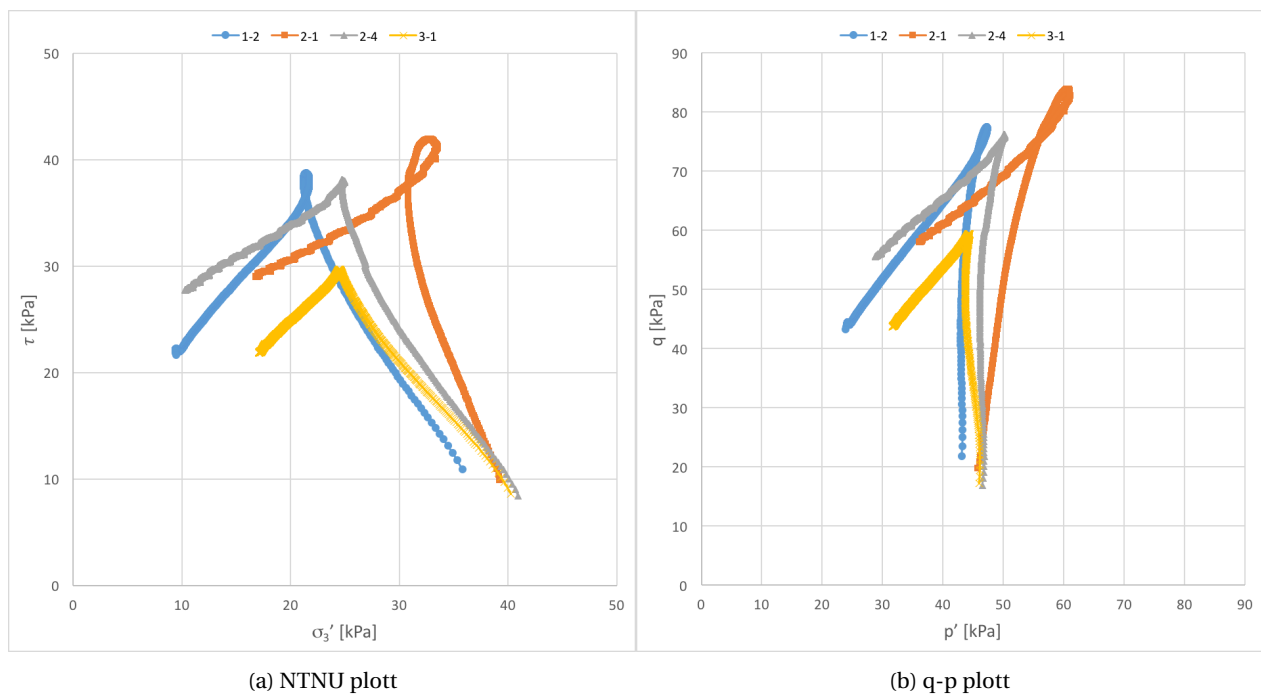
Nøkkelerverdier fra forsøken er oppsumert i tabell 5.2. De udrenerte forsøkene er plottet sammen i et spenning-tøyning-, NTNU- og q-p-plott i henholdsvis figur 5.12 og figur 5.13. Fra grafene er det tydelig at forsøk 2-1 og 2-4 har problemer under skjærfasen. Dette er trolig knyttet til problematikken med baktrykket som beskrevet i feilkildene. Forsøkene presenteres likevel ettersom det er en gradvis forverring av forsøket ettersom tiden går, og at skjærforsøket er over på ca. 1,5 time ettersom tøyningshastigheten er 1% og prøvene går til brudd ved 1% (figur 5.12). Tolkningene som gir verdiene i tabell 5.2 er basert på prøvens oppførsel rett etter brudd og er vist i tillegg B.

Tabell 5.2: Nøkkelerverdier fra udrenerte treaksialforsøk

Forsøk	Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E0[kPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f	w [%]	Kvalitet fra ϵ_v
1-2	38,5	32,7	9,2	5000	1,2	1,1	1,17	1,32	34,4	Akseptabel
2-1	41,5	31	12,2	5700	2,0	1,1	0,88	0,92	35,6	Akseptabel
2-4	38	29,6	11,4	5900	2,15	1,0	1,05	1,03	35,03	Akseptabel
3-1	29,6	30,3	5,7	4000	2,9	1,0	0,968	1,17	34,1	Akseptabel



Figur 5.12: q mot tøyning fra de udrenerte forsøkene



(a) NTNU plott

(b) q-p plott

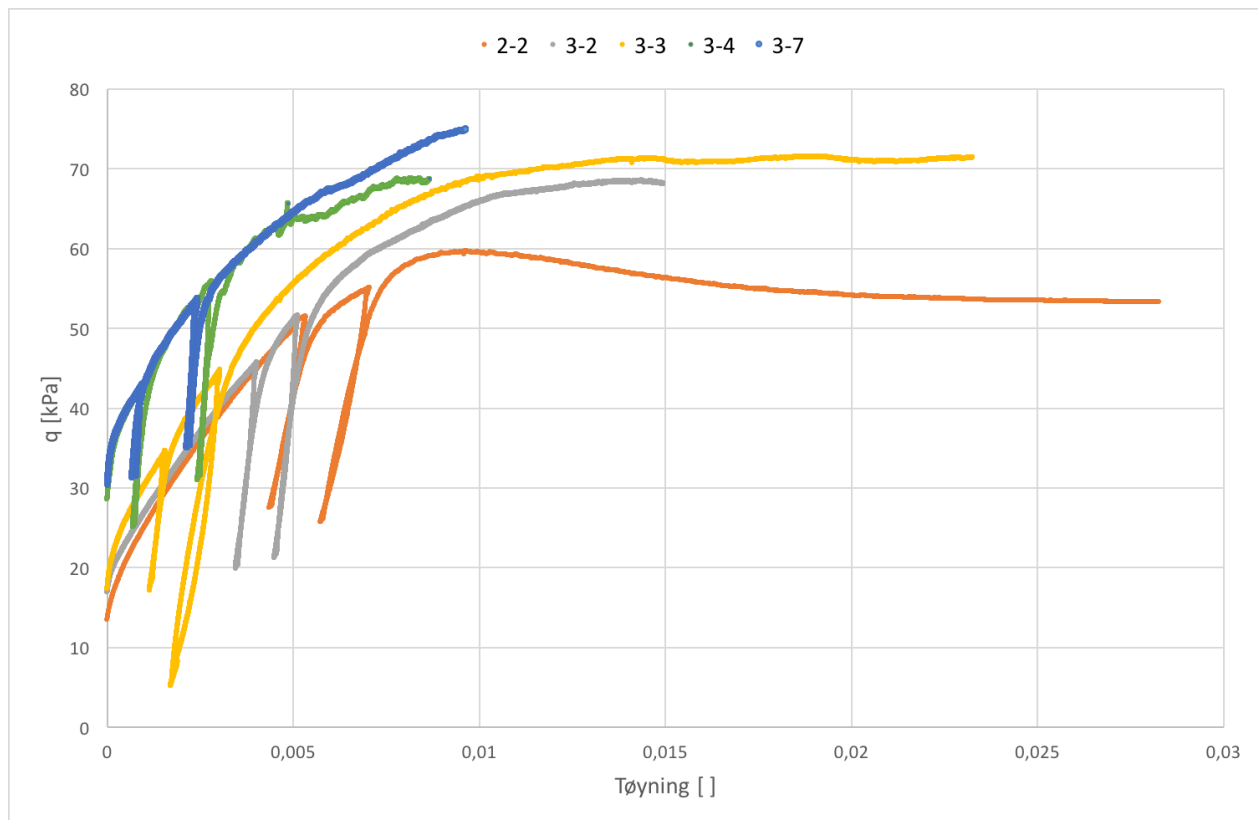
Figur 5.13: NTNU og q-p plott for de udrenerte forsøkene

Drenerte forsøk

Nøkkelvdiier fra de drenerte forsøken er oppsumert i tabell 5.3 og deviatorisk spenning mot tøyning for alle forsøkene er samlet i figur 5.14.

Tabell 5.3: Nøkkelvdiier fra drenerte treaksialforsøk

Forsøk	Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	w [%]	Kvalitet fra ϵ_v
2-2	30	5	23	2,45	1,0	37	Akseptabel
3-2	34	5	44,7	1,6	1,0	34,1	Akseptabel
3-3	35	9	41,5	1,8	1,0	33,7	Akseptabel
3-4	34,3	12,4	66,9	3,8	0,8	31,9	Veldig forstyrret
3-7	34,3	-	69	2,3	-	33,7	Akseptabel



Figur 5.14: q mot tøyning fra de drenerte forsøkene

5.3 Benderelement

Benderelement ble først introdusert til geotekniske undersøkelser av Shirley og Hampton (1978), og ble senere introdusert til Norge av Rune Dyvik og Christian Madshus fra NGI i 1985 (Dyvik og Madshus 1985). Dette er en liten plate bygget opp av en tolags piezoelektrisk transduser. Sli-

ke plater kan omdanne elektrisk energi til mekanisk energi og kan gjøre mekanisk energi om til elektrisk energi igjen. På denne måten kan man skape og måle bevegelser i materialer. Ettersom elementene er små lar de seg lett inkorporere i treaksialapparat og andre geotekniske labapparater. Benderelementene gjør det derfor mulig å finne skjærbølgehastigheten til geotekniske materialer i ulike belastningssituasjoner. Benderelement har vist å gi gode resultater for skjærbølgehastigheten til leire, men resultatene kan ofte være vanskelig å tolke og lar seg ikke alltid gjentas (Clayton 2011).

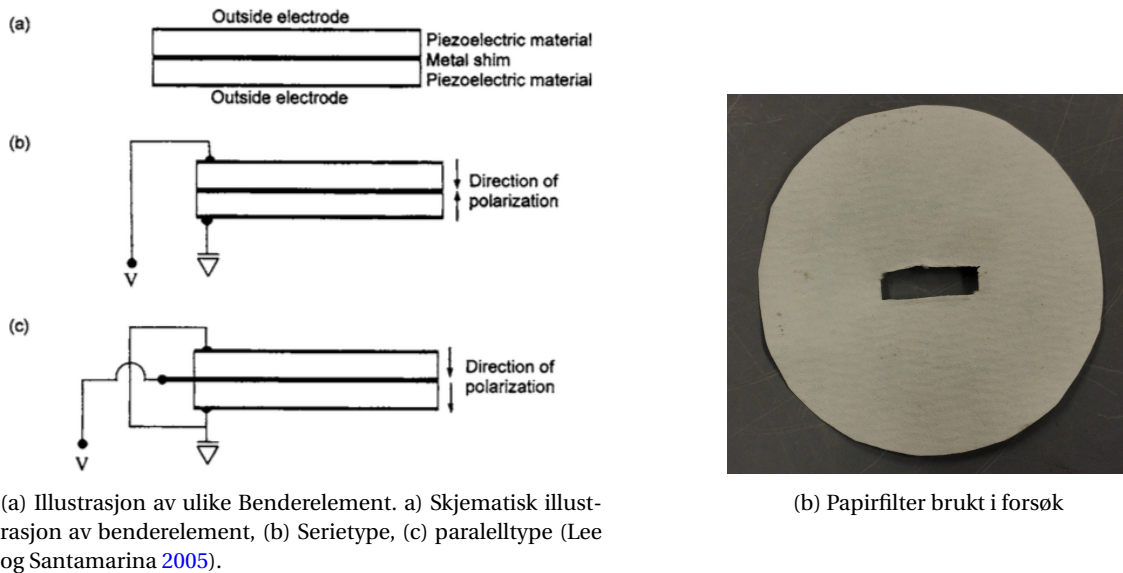
Det finnes to forskjellige benderelementer. Enten er transduserne plassert parallele eller i serie. I de parallele er polretningene for transduserne lik, mens for serie er de motsatt (figur 5.15a). For best resultat av målingene anbefales det å ha et parallelt benderelement som avsender og et serie benderelement som mottaker. Dette er fordi de parallele gir dobbelt så stort utslag på samme spenning som et serieelement (Lee og Santamarina 2005). Ved bruk av serieelement får man derfor tydeligere signaler ut fra målingene.

5.3.1 Utstyr

Benderelementene som er brukt i disse forsøkene er fra GDS Instruments og er montert av Per Asbjørn Østensen ved NTNU. Elementene er montert som anbefalt i avsnittet over og er montert på topp og bunnstykket til en treakscelle. Ettersom de stikker ca. 2,5 mm inn i prøven erstattes de normale treaksfilterene med papirfilter. Disse filterene klippes ut av et større filterpapir. Videre er utstyret en vanlig treaksiallcelle som beskrevet tidligere i dette kapittelet.

5.3.2 Forsøksforløp

Forsøksforløpet er likt som et treaksialforsøk frem til konsolideringen. Etter å ha montert prøven og startet konsolideringen startes loggingen av skjærbølgehastigheten. Sending og registrering av strømsignal styres av et program i LabVIEW utviklet av Per Asbjørn Østensen. Programmet er koblet til en datatolkningsenhet som sender og mottar signaler fra benderelementene. Hvert tiende sekund sendes en sinusbølge med en amplitude på 5 V og en justerbar frekvens. Frekvensen justeres til det motatte signalet har samme form som det sendte signalet. Det sendte signalet, det motatte signalet og den beste tilpassningen av det mottatte signalet plottes i dataprogrammet og lar brukeren finjustere frekvensen på det sendte signalet. Tidsforsinkelsen lagres med en nøyaktighet på 5 μ S. I forsøkene utført i denne oppgaven er hver prøve konsolidert til



Figur 5.15: Illustrasjon av Benderelementutstyr

in situ spenning og til forventet belastningsspenning under byggeprosessen på Lilleby. De ulike konsolideringsspenningen er oppsummert i tabell 5.4.

Tabell 5.4: Konsolidering av leireprøver under benderelementforsøk.

	σ'_1 [kPa]	σ'_3 [kPa]
In situ	56	39,2
Byggebefase	100	70

5.3.3 Beregninger

Fra den registrerte tidsforsinkelsen kan skjærbølgehastigheten beregnes med likning (5.9) hvor H_s er avstanden mellom benderelementene, t_s er skjærbølgens reisetid og δ er deformasjon av prøven ved konsolideringen. Benderelementenes lengde er 2,5 mm så avstanden mellom benderelementene er høyden på prøven minus 5 mm.

$$V_s = \frac{H_s - \delta}{t_s} \quad (5.9)$$

Fra skjærhastigheten kan man finne skjærstivheten ved

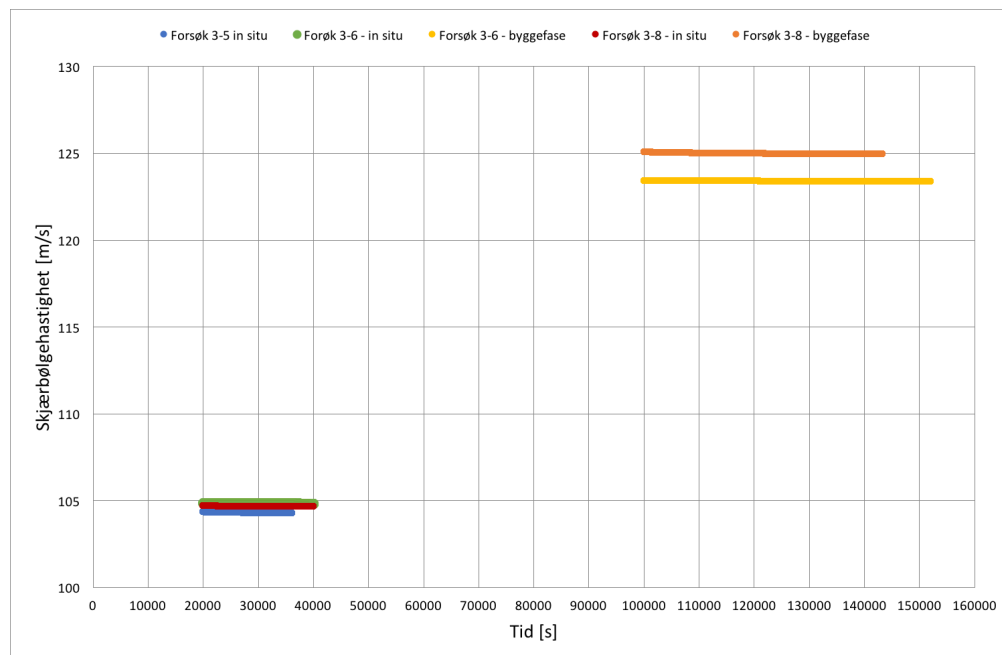
$$G = V_s^2 * \rho \quad (5.10)$$

Tabell 5.5: Oppsummert resultat fra benderelementtestene

Forsøk	Skjærbølgehastighet [m/s]	
	In-situ	Byggefase
3-5	104,3	-
3-6	104,8	123,4
3-8	104,7	125

5.3.4 Resultater

En detaljert presentasjon og forklaring av alle forsøkene utført er vist i tillegg B med de tilhørende treksialforsøkene. Skjærbølgehastigheten fra benderforsøkene i treksialforsøkene 3-6 og 3-8 er vist i figur 5.16 og oppsummert i tabell 5.5.



Figur 5.16: Skjærbølgehastighet fra benderforsøk i treksialforsøk 3-5, 3-6 og 3-8

5.4 Ødometerforsøk

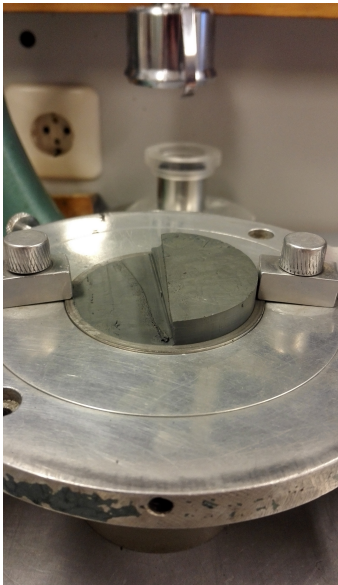
I et ødometerforsøk belastes en sylindrisk prøve vertikalt mens horisontale deformasjoner hindres med en stålring. Forsøket kan utføres ved konstant tøyningshastighet (CRS) eller trinnvis belastning. Forsøksutstyret måler aksialt trykk, poretrykk (i bunn av prøven) og deformasjon. Fra prøvens respons kan man finne prekonsolideringstrykket, ødometermodulen, konsolideringskoeffisienten og tidsmotstandstallet for materialet.

5.4.1 Utstyr

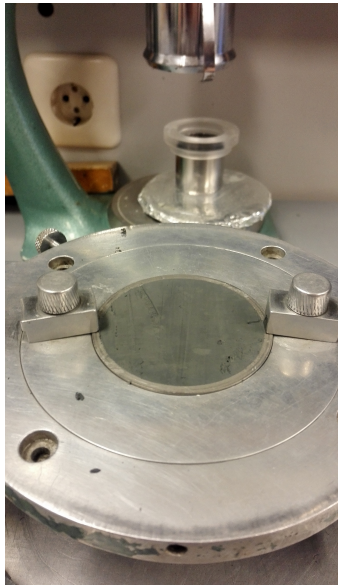
Ødometerutstyret brukt i forsøkene beskrevet her har enveis drenasje i topp og er vist i figur 5.18. Utstyret bruker et topp og bunnfilter som legges i destillert vann og tømmes for luft i en ekstraktor. Ved NTNU kjøres disse forsøkene uten baktrykk og prøvene vil derfor ikke være helt fullmettet.

5.4.2 Forsøksforløp

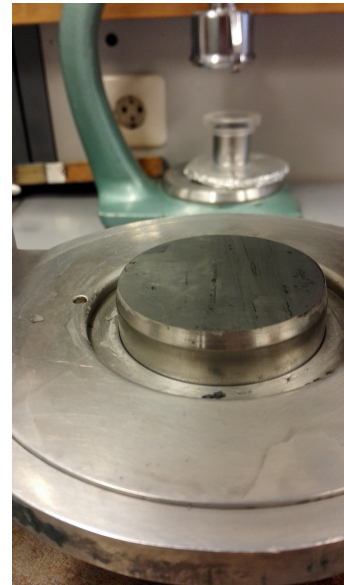
Prøven blir først presset inn i metallringen før sidene trimmes. Videre fylles ødometerapparatet med luftfritt vann og all luft fjernes fra systemet. Bunnfilteret blir montert og sensorene i apparatet nullstilles. Når dette er gjort monteres prøven og toppfilter og apparatet låses fast med en ytre ring. Deretter er det klart for belastning. Belastningsforløpet kan programmeres og man kan dermed sette opp belastning og avlastningsforsøk. I forsøkene i denne oppgaven er det kun utført CRS-forsøk med 1% tøyning per time.



(a) Prøven beskjeres fra midten og ut mot kantene.



(b) Undersiden av prøven ferdig beskjært

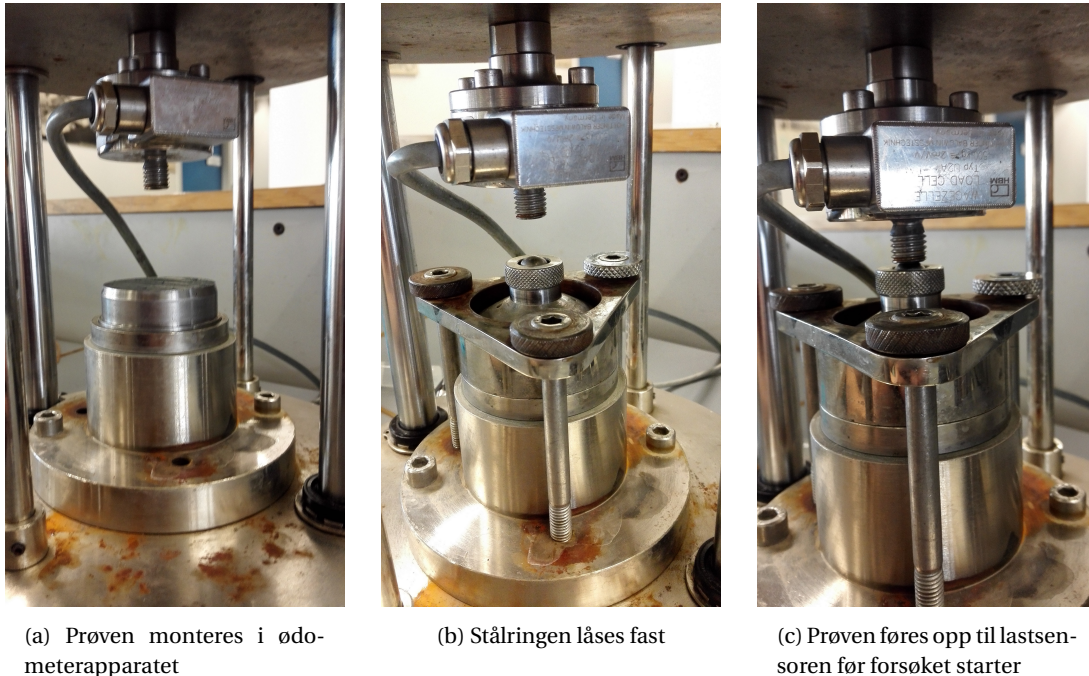


(c) Oversiden av prøven ferdig beskjært

Figur 5.17: Beskjæring av ødometerprøve

5.4.3 Beregninger

Poretrykket i dette forsøket er målt i bunnen av prøven, derfor korrigeres denne verdien med likning (5.11) for å gi en mer representativ verdi. Denne ligningen antar en poretrykksfordelingen



Figur 5.18: Montering av ødometerprøve

i prøven tilsvarer en andregrads parabol (Sandven mfl. 2012).

$$u = u_b * 2/3 \quad (5.11)$$

5.4.4 Feilkilder

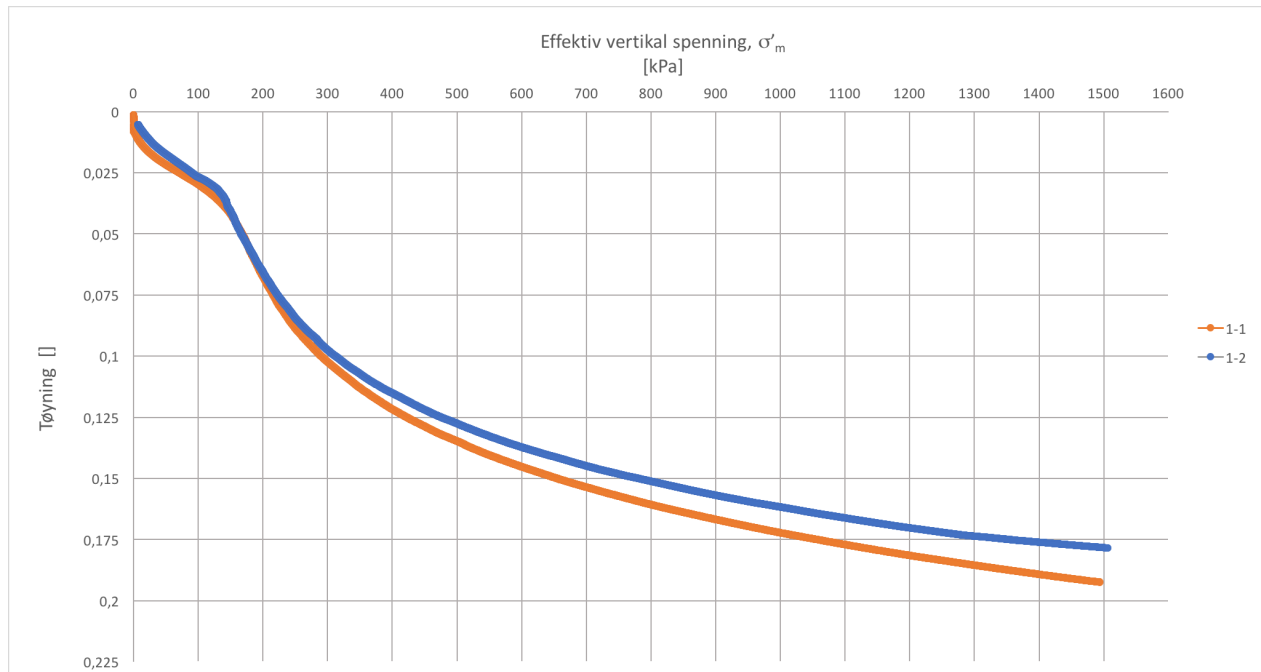
Leireprøvene er ikke homogene og kan gi veldig ulik respons i ødometeret. Som beskrevet tidligere er det skjell og steiner i leiren som kan påvirke resultatene (figur 5.3). Dette gjør det vanskelig å skjære ut en prøve med perfekt topp og bunnflate. Ved funn av små steiner (under 5 mm diameter) har hullene blitt tettet med omrørte leirerester fra prøven, mens ved funn av større hull har prøven blitt forkastet. For et forsøk 2-1 ble ødometerprøven undersøkt i etterkant etter som den ga svært uventet respons, det ble funnet en betydelig mengde med skjellrester som trolig har gitt et svakere område i prøven. Ut fra dette ble forsøk 2-1 forkastet.

Mot slutten av laboratorieundersøkelsen ble det klart at av- og rebelastningen i forsøkene utført på blokk 1 og 2 trolig hadde blitt avlastet for mye og gått til passivt brudd som følge av den dramatiske reduksjonen i vertikalspenning. Dette gjør at det er tvil om hvor gode resultatene fra disse forsøkene er. Som en følge av dette ble det utført et mer forsiktig ødometerforsøk på blokk 4.

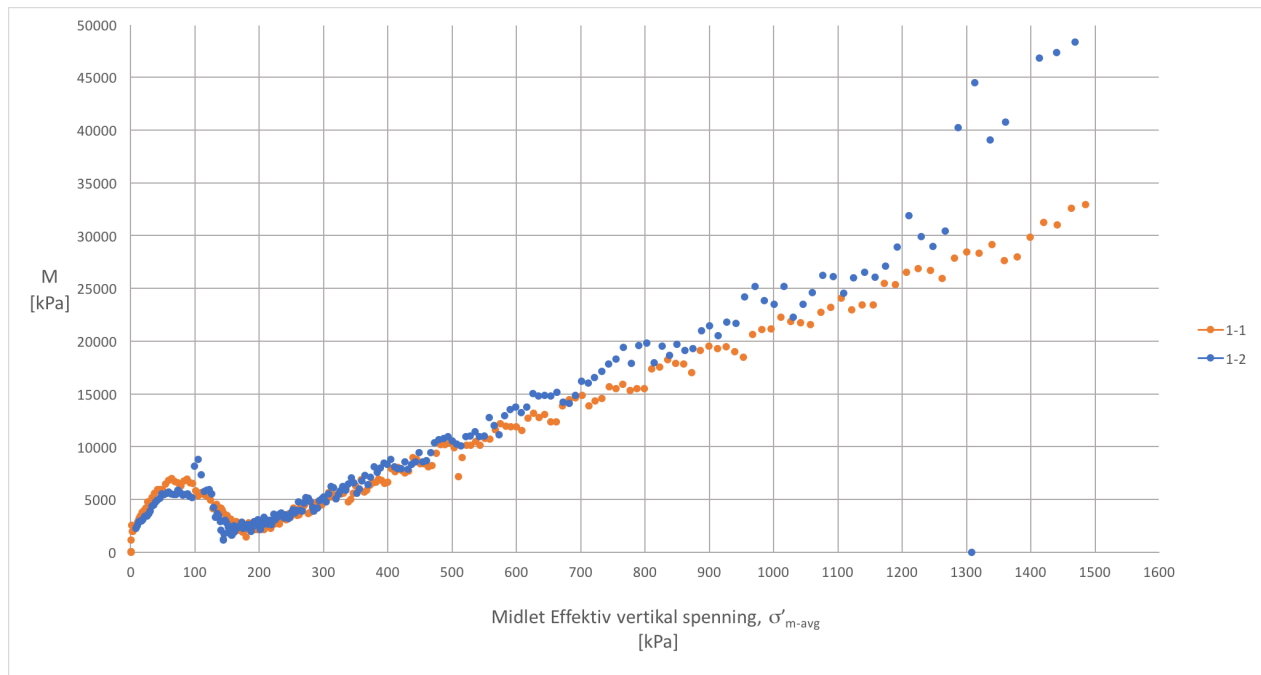
5.4.5 Resultater

En detaljert presentasjon og forklaring av forsøkene utført finnes i tillegg C.

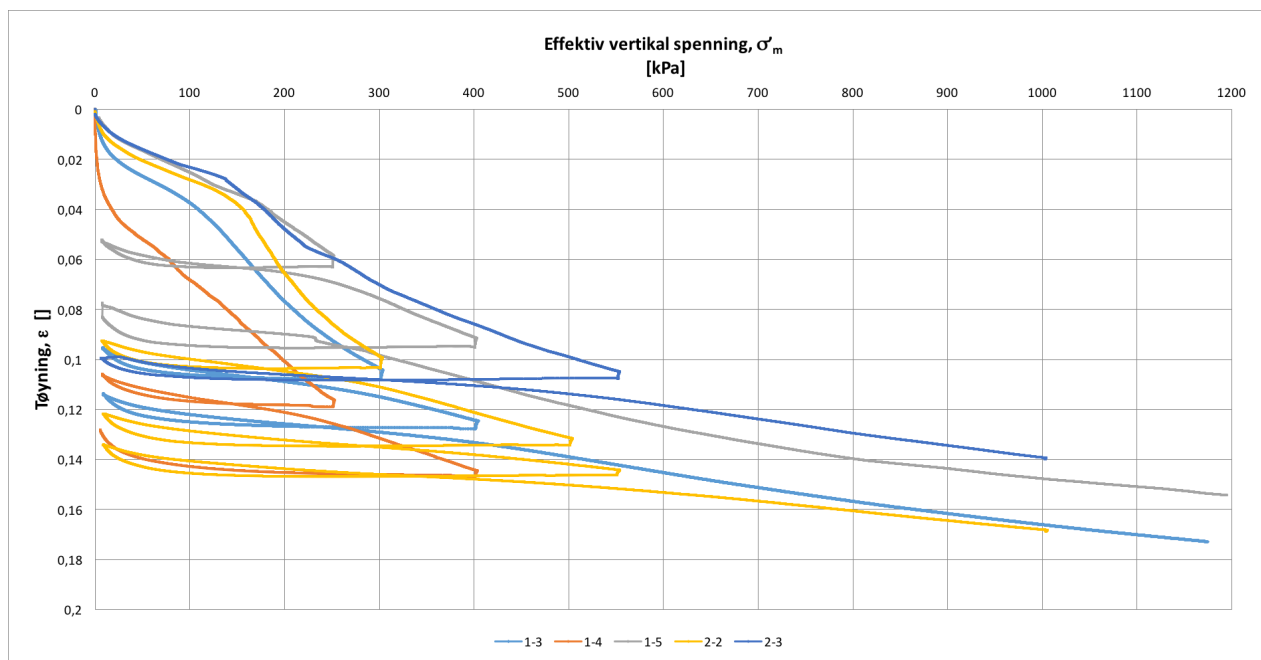
De to første ødometerforsøkene ble utført som rene CRS forsøk fra 0 til 1500 kPa, resultatene fra disse er vist i figur 5.19 og figur 5.20. De øvrige forsøkene ble utført som av og rebelastningsforsøk. Av- og rebelastningsforsøkene utført på blokk 1 og 2 er oppsumert i figur 5.21 og ødometerforsøk 4-1 er vist i figur 5.22.



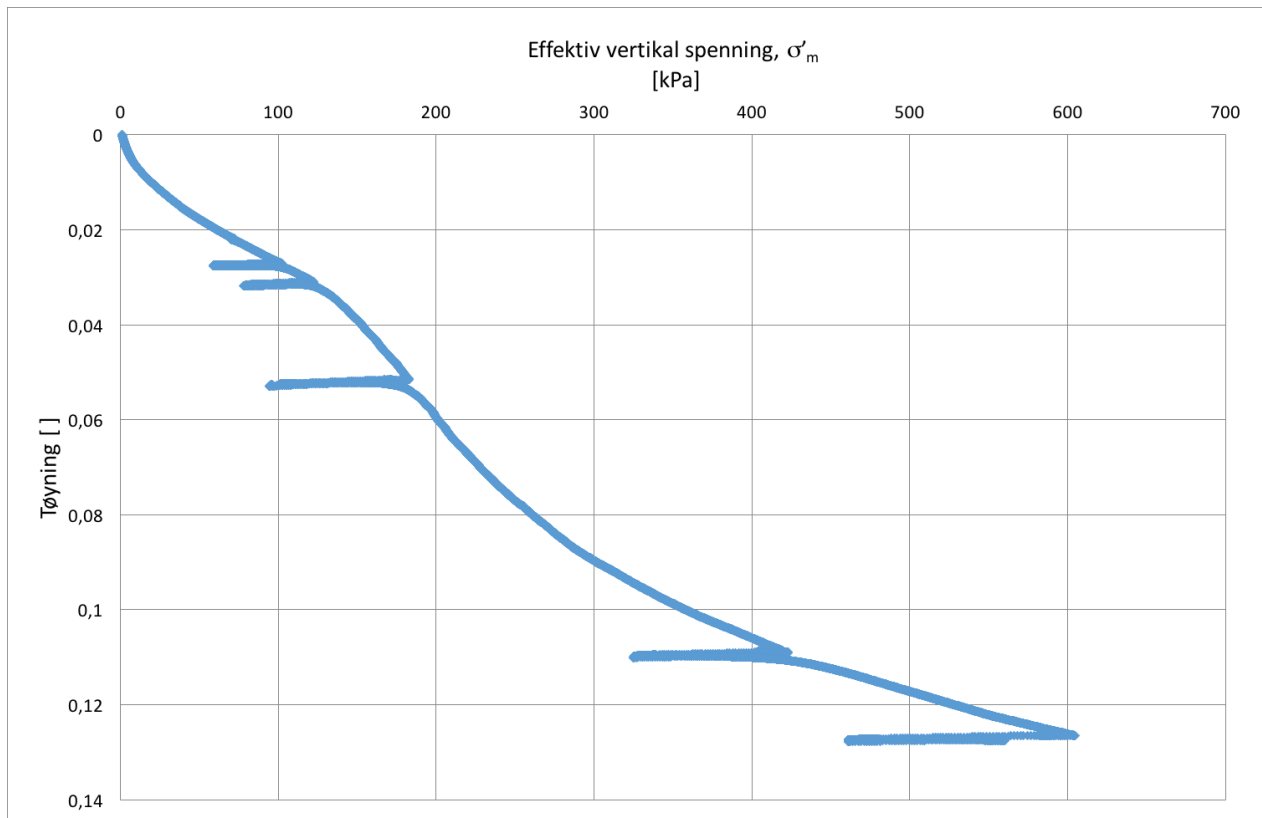
Figur 5.19: Tøyning spenning fra ødometerforsøk 1-1 og 1-2



Figur 5.20: Ødometermodul fra ødometerforsøk 1-1 og 1-2



Figur 5.21: Oppsummerende graf fra alle rebelastningsforsøkene utført på blokk 1 og 2.

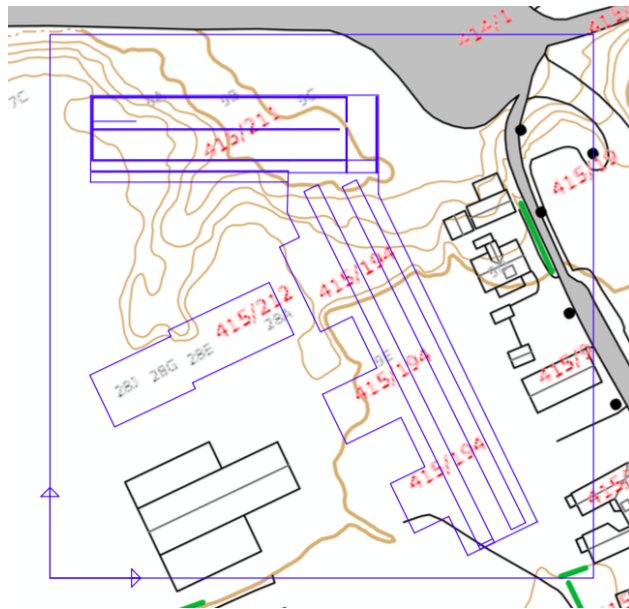


Figur 5.22: Spenning-tøyningsplott for forsøk 4-1

Kapittel 6

Modellering av byggeprosess på Lilleby

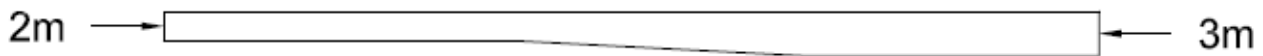
I dette kapittelet beskrives modelleringen av byggefasen på Lilleby. Først beskrives rammene av modellen og til slutt presenteres resultatet. Modelleringen er utført i elementmetodeprogrammet Plaxis. Utformingen av modellen er basert på tegninger fra Norconsult og jordparameterene er basert på egne verdier fra kapittel 5 og jordparameter rapport fra Norconsult. Figur 6.1 viser en oversikt av modellen hvor det blå kvadratet er grensene for modellen og de blå omrissene er de nye byggene. Enkelte aspekter av modelleringen er utbrodert i tillegg D.



Figur 6.1: Grunnlag for modellutformingen

6.1 Byggeprosess

Tomten har tidligere vært et industriområde og store mengder jord har blitt fjernet på grunn av forurensning fra dette. Dette området ble tilbakefylt med pukk før byggingen startet. Fjerning av de forurensede massene har gjort at området har fått en avlastning før byggingen startet. Under boligblokken måtte også betydelige masser fjernes grunnet forurensning. Løsningen ble å fjerne et volum med vertikalsnitt som vist i figur 6.2. I tillegg til byggene som skal føres opp skal områdene under kote 14 i området mellom byggene fylles opp slik at hele det nye området blir på kote 14.



Figur 6.2: Snitt av pukkputen under boligblokken.

Rekkefølgen av byggingen var først parkeringsgarasjen, deretter rekkehusene og til slutt boligblokken. Fasene i modellen er derfor bygget opp slik:

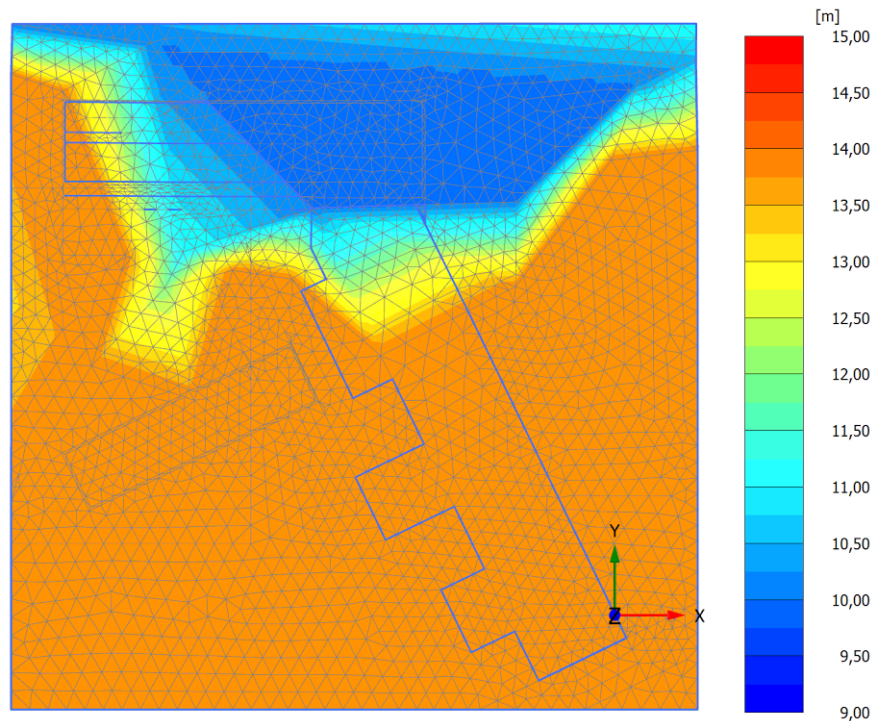
1. Oprinnelig terreng
2. Utgraving av området
3. Fundamentering
4. Belastning fra rekkehus
5. Belastning fra boligblokk

Utgravingsfasen er modellert udrenert, ellers er de øvrige fasene beregnet drenert. Deformasjonene nullstilles ved fundamenteringsfasen ettersom eventuelle hevelser ville blitt fjernet før fundamentet legges.

6.2 Jordvolum

Jordmodellen i plaxis er kvadratisk med sider på 120 m og en dybde som strekker seg fra kote 14 til -50. Det er kun to jordlag, tørrskorpe og leire. Tørrskorpen er plassert fra kote 14 til 10. Dette er en forenkling da dybden av tørrskorpelaget varierer med en nedre grense på kote 10, men siden byggene fundamenteres på kote 10 antas lagene over kote 10 å ha liten påvirkning på resultatet.

Modellen har en forenklet overflate som vist i figur 6.3. Denne overflaten er basert på høydekurver fra kartet vist i figur 6.1 og er laget ved å plassere borpunkt i plaxis på steder hvor overflaten endrer seg. Plaxis interpolerer da lineært mellom de fastsatte jordhøydene. Fra Norconsults målinger antas grunnvannsnivået i området å ligge rundt kote 8,5 med en stigning mot sør i området. For denne modellen er grunnvannet antatt å ligge på kote 8,5 i hele området.



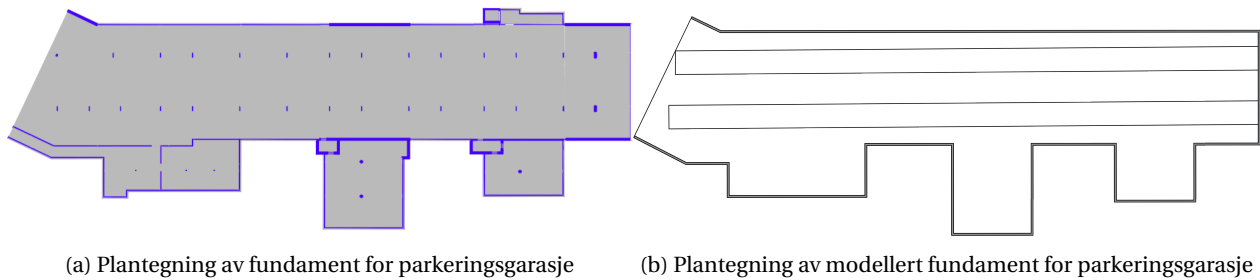
Figur 6.3: Høydefordeling i modellens opprinnelige terreng

Utgravingen for fundamentene er gjort med graveskrånninger med helning 1/2 langs alle bygningsveggene unntatt den nordlige og vestlige vegg av boligblokken hvor hele det overliggende laget er fjernet. Som beskrevet tidligere ble det fjernet betydelige masser under boligblokken

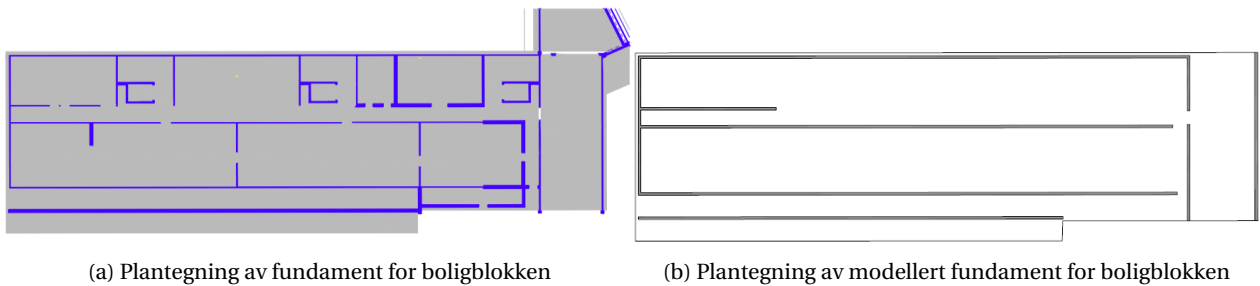
6.3 Bygningsgeometri

Geometrien til fundamentene/kjelleretasjene er basert på fundamenttegninger fra Norconsult. Modellens geometri er noe forenklet fra de opprinnelige tegningene. Forenklingene er gjort for å spare tid, men også for å hindre en for komplisert modell. Forenklingene som er gjort antas å ha liten påvirkning på fundamentenes respons under modelleringen. Hovedsaklig er interne vegger som har liten avstivende effekt på fundamentet utelatt. Særlig gjelder dette for parkeringskjelleren under rekkehusene hvor kun bunnplate, yttervegger og forsterkningsplater i om-

rådene med lastnedføring er inkludert. Fundamentet under blokken er modellert mer nøyaktig med de viktigste interne veggene i kjelleretasjen. Plantegningene for de virkelige fundamentene og modellen er vist i avsnitt 6.3 og avsnitt 6.3. I modellen har byggene ingen helning i z-aksen (dybdeaksen), mens i virkeligheten varierer parkeringsgarasjens fundamentener fra kote 12,01 til kote 10,8.



Figur 6.4: Sammenligning av plantegninger for parkeringsgarasjen

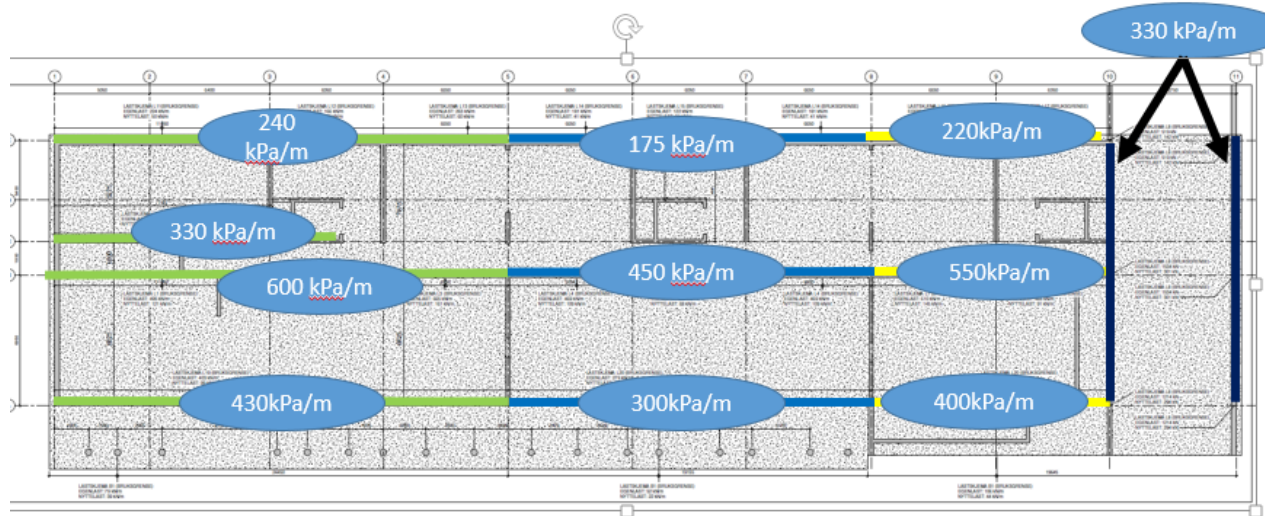


Figur 6.5: Sammenligning av plantegninger for boligblokken

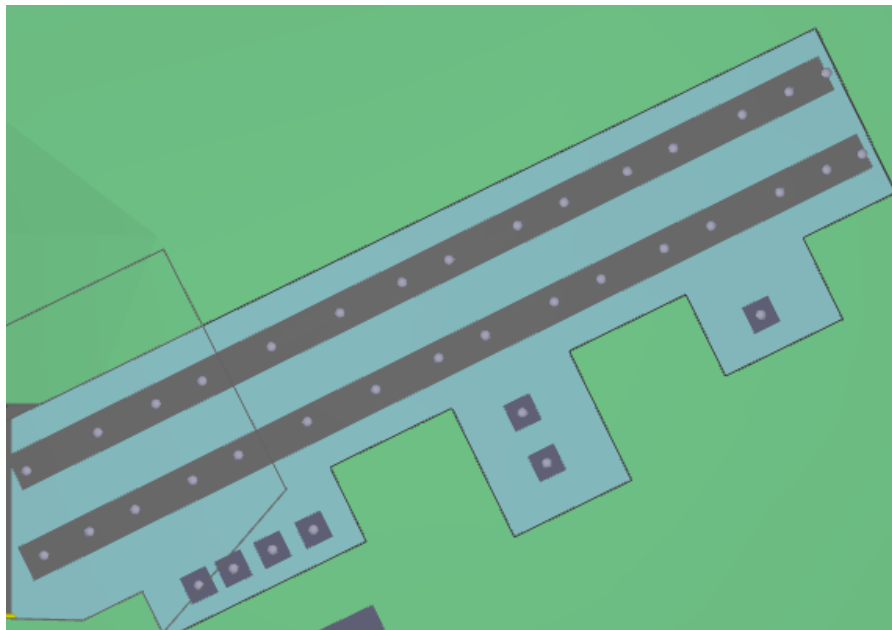
Fundamentene til parkeringsgarasjen og boligblokken er ikke koblet sammen. I utgangspunktet antar Plaxis at alle plater som rører hverandre er festet sammen med momentstive koblinger, men dette kan endres ved å definere koblingen mellom disse platene som "custom connections" og angi frihetsgradene for koblingen. Koblingen mellom disse fundamentplatene har derfor fri rotasjon og bevegelse i forhold til hverandre.

Størrelsen på lastene er beregnet fra egenvekt og nyttelast hos Norconsult. Lastene fra boligblokken føres ned på fundamentplaten gjennom veggene i bygget. Derfor er lastene i boligblokken lagt som linjelaster langs disse veggene som vist i figur 6.6. I parkeringsgarasjen under rekkehusene er lastføringen mer komplisert å modellere da denne er fordelt på interne vegger og søyler i garasjen. Her har det blitt gjort forenklinger ved å utelukke noen av de små vegglastene ettersom disse regnes som neglisjerbare, mens alle punktlaster er modellert med tilhørende forsterkende fundament som vist i figur 6.7. Modellen med alle lastene er vist i figur 6.8 og plan-

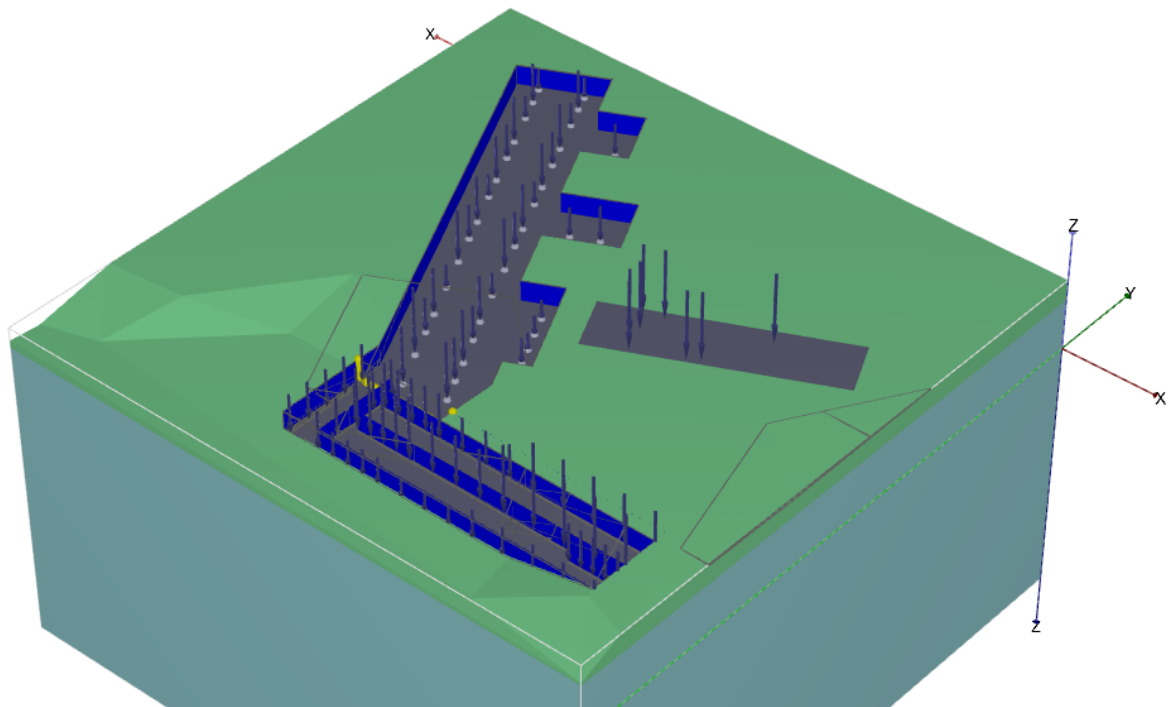
tegninger av hver fase finnes i tillegg D.



Figur 6.6: Lastfordeling på fundamentet til boligblokken



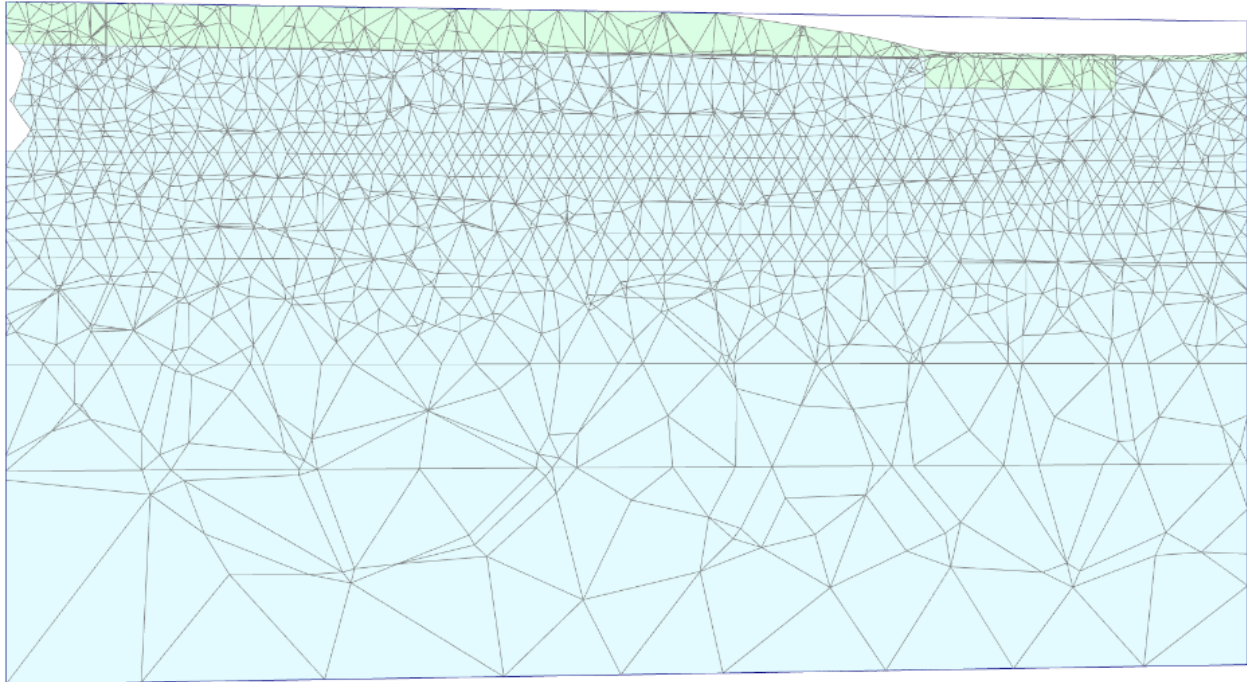
Figur 6.7: Forsterkningspater og punktlaster til parkeringskjelleren på Lilleby



Figur 6.8: Oversiktsbilde av beregningsmodellen i Plaxis med alle lastene.

6.4 Mesh

Ettersom denne modellen har et volum på 5280 m^2 stiller den store krav til beregningsevnen til datamaskinen. For å ha fornuftige datamengder å behandle har meshen til jordvolumet grade-ringer av kvalitet. Et vertikalt utsnitt under området for parkeringskjelleren og boligblokken er vist ifigur 6.9, og en detaljert beskrivelse kan finnes i tillegg D.



Figur 6.9: Snitt av mesh under parkeringskjeller og boligblokk på Lilleby.

6.5 Bestemmelse av inputparametre for materialene i modellen

Parametrene for leirelaget i modellen er basert på forsøkene beskrevet i kapittel 5 og antas å være gjeldende for hele leirelaget. I denne prosessen har også de tidligere labresultatene og grunnundersøkelsen utført av Norconsult blitt brukt.

6.5.1 Parametre for tørrskorpe og fyllmateriale

Parametrene for tørrskorpen, fyllmaterialet og pukkk er basert på erfaringsverdier og verdier oppgitt av Norconsult. Disse er oppsumert i tabell 6.1.

Tabell 6.1: Parametre for materialer hvor Mohr Coloum materialmodell er brukt

Material	Vekt	Youngs modulus, E	Poissons ratio	Attraksjon	Friksjonsvinkel
Tørrskorpe og fyllmateriale	19	5 000	0,2	5	35
Pukk	19	50 000	0,2	10	42

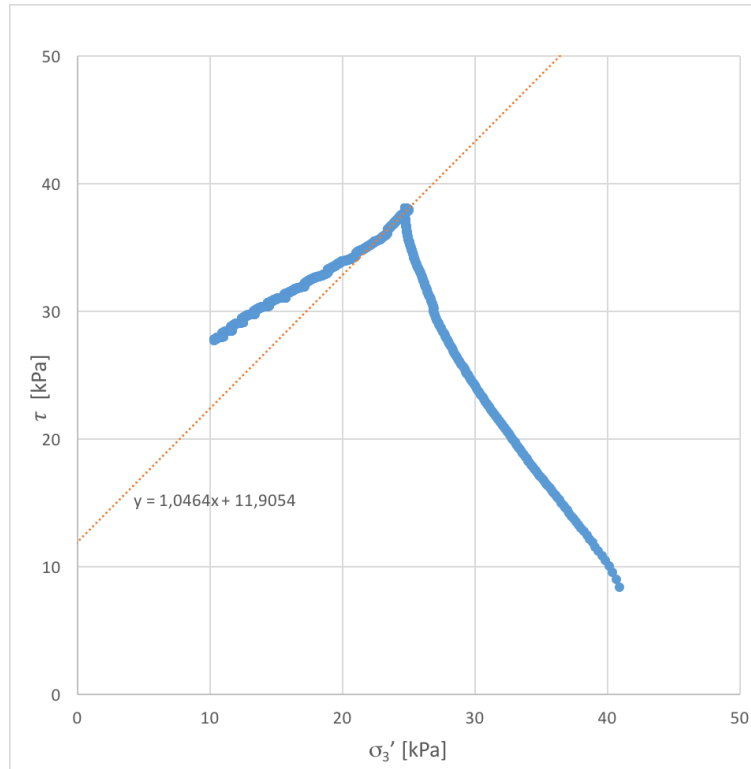
6.5.2 Grunnleggende stivhetsparametre

Attraksjon og friksjonsvinkel er beregnet med utgangspunkt i det udrenerte treaksialforsøket 2-4. Som vist i figur 6.10 har bruddlinjen stigningstall (S_f) på 1,04 og et konstantledd på 5,83. Ved

bruk av formlene fra kapittel 3 kan friksjonsvinkel og attraksjon bestemmes:

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{S_f}{\sqrt{1 + 2S_f}} \right) = 29,6^\circ \quad (6.1)$$

$$a = \frac{k}{S_f} = 11,4 \text{ kPa} \quad (6.2)$$



Figur 6.10: NTNUplot av det udrenerte treaksialforsøket 2-4 med trendlinje for bruddlinje.

Tidligere utførte undersøkelser av Norconsult ga følgende middelerverdier for området:

- $a = 12,5 \text{ kPa}$
- $\phi = 26 - 28^\circ$

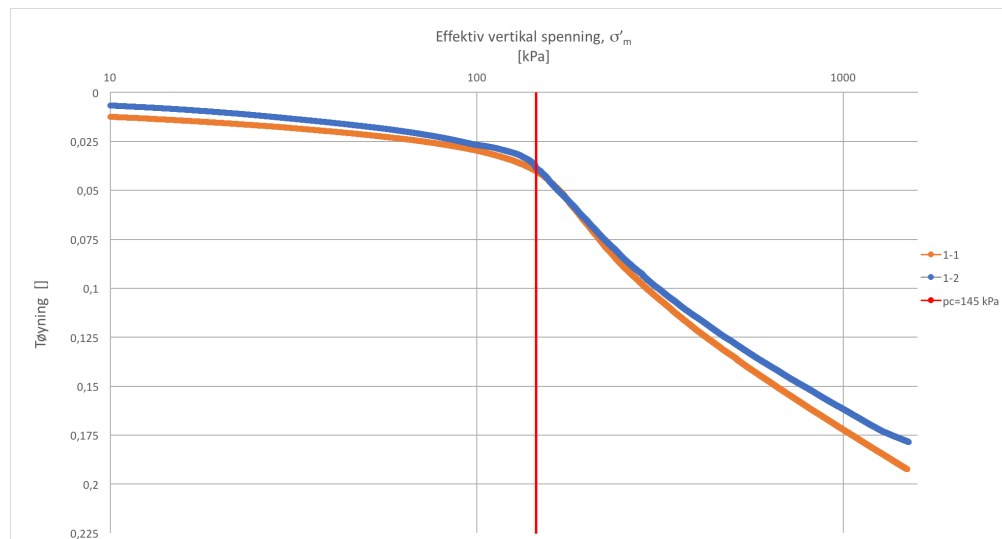
Friksjonsvinkelen, ϕ , varierer med dybden av leirelaget - den starter på 28° ved kote 10 og ender på 26° i bunn av laget. Ut fra disse undersøkelsen er det bestemt konservative verdier for hele leirelaget:

- $a = 12,5 \text{ kPa}$
- $\phi = 26^\circ$

6.5.3 Parametre fra ødometerforsøk

Prekonsolideringen til leiren finnes ved drastisk endring av stivheten i ødometerforsøket. Forsøk 1-1 og 1-2 er plottet i med effektivspenning i logskala i figur 6.11. Her ser man en tydelig endring ved $\sigma'_1 = 145$ kPa som illustrert med den røde streken. Leiren som er testet hadde en overdekning på 2,9 m som gir en insitu vertikalspenning på 56 kPa. Dette gir en overkonsolideringsratio (OCR) på 2,6 som vist i likning (6.3).

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_v} = \frac{145}{56} = 2,6 \quad (6.3)$$



Figur 6.11: Tøyning-spenningsplott av ødometerforsøk 1-1 og 1-2 hvor spenningen er plottet i logskala og p_c er markert med rød strek.

Ødometerstivheten, E_{oed}^{ref} , tilsvare som nevnt i kapittel 3 stivheten observert i jomfrubelasting av en prøve i et ødometer. Denne stivheten er plottet i figur 5.20 som viser god sammenheng mellom de to forsøkene. Fra disse er stivheten ved 200 kPa aksialspenning antatt å være $E_{oed} = 2500$ kPa. Ettersom det vil bli brukt en referansespenning på 100 kPa i modellen skaleres dette med likning (3.3) som gir $E_{oed}^{ref} = 1320$ kPa

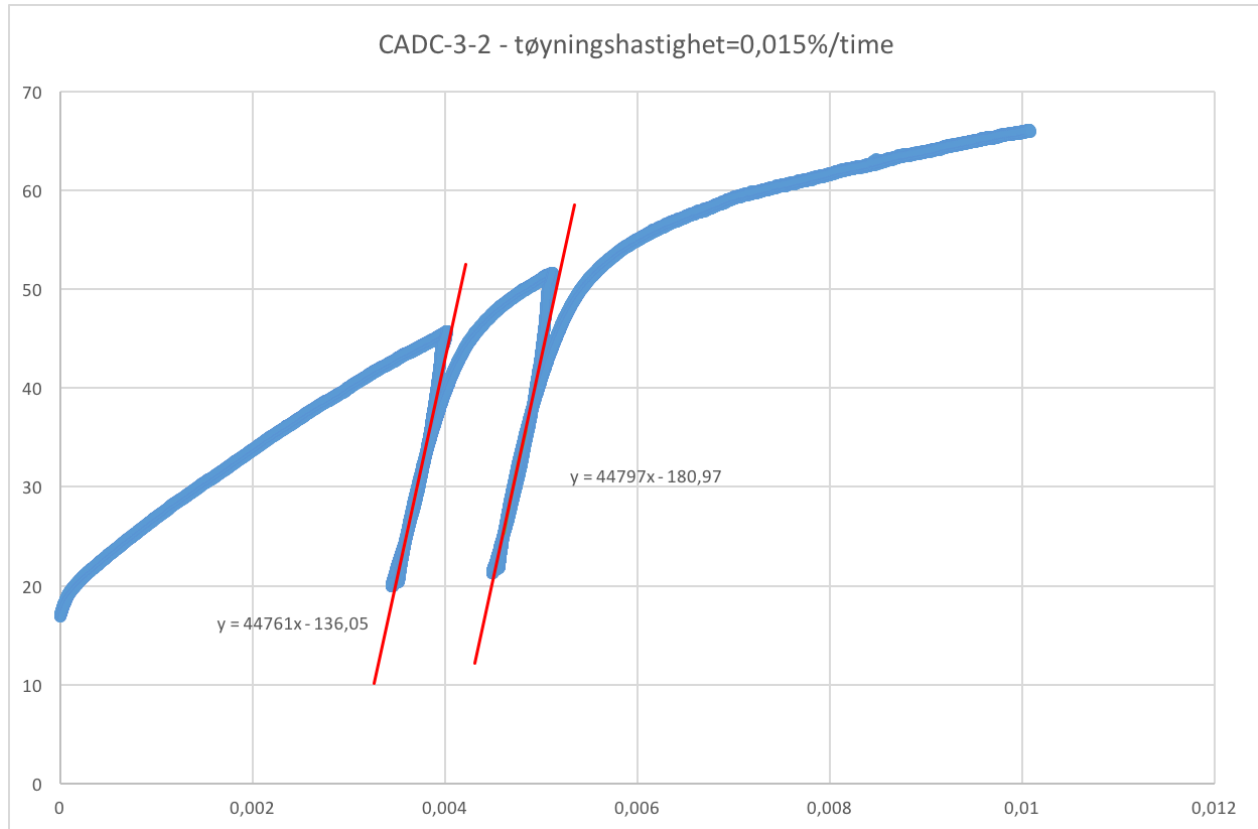
6.5.4 Parametre fra treaksialforsøk

E_{50}^{ref} er bestemt på grunnlag av observert stivhet i treaksialforsøkene med best kvalitet. For vurderingen av E_{ur}^{ref} er det brukt resultater fra drenerte treaksialforsøk. Kun forsøkene utført på

Tabell 6.2: Stivhetsverdier fra drenerte og udrenerte av- og rebelastningsforsøk i treaksialapparat

Forsøksnummer	2-2	3-2	3-3	3-4	3-6	3-7	3-8
Forsøkstype	CADC	CADC	CADC	CADC	CAUC	CADC	CAUC
Konsolideringsspenning kPa	39,2	39,2	39,2	70	70	70	70
Tøyningshastighet [%/t]	0,33	0,015	0,02	0,015	1	0,015	1
E50 MPa	8,9	5,05	9,1	12,4	26,6	-	26,4
Eur [MPa]	23,0	44,7	41,5	69,4	60,8	69,1	43,4
E_{50} [MPa] med $p_{ref}=100$ kPa	19,4	11	19,9	16,9	36,33	-	36
E_{ur} [MPa] med $p_{ref}=100$ kPa	50	97,8	90,8	94,8	83	94,4	59,3

blokk nummer tre er vektlagt ettersom tøyningshastigheten på det utførte forsøket på blokk to trolig hadde for høy tøyningshastighet. Resultatene fra alle av og rebelastningsforsøk utført er vist i tabell 6.2. Referanseverdien som er brukt i modellen er 100 kPa og verdiene er bestemt ut fra denne. E_{ur}^{ref} er konservativt satt til 90 MPa og E_{50}^{ref} er satt til 16 MPa.



Figur 6.12: Plottede resultater fra det drenerte treaksialforsøket 3-2 med trendlinjer for rebelastningsstivhet

6.5.5 Parametre fra litteratur og erfaring

Som beskrevet i kapittel 3 er parametrene ν_{ur} og K_0^{NC} vanskelig å bestemme men tilgjengelig laborieutstyr, men erfaringsverdier har vist seg å gi gode resultater. Ut fra erfaringsverdier

er v_{ur} satt til 0,2 og K_0^{NC} estimeres med $1 - \sin(\phi)$. Dette er også standardverdiene som Plaxis bruker (Brinkgreve og Broere 2006).

6.5.6 Parametre for Hardening Soil Small

Fra benderelementforsøkene kan skjærstivheten beregnes med likning (6.4) hvor V_s er skjærbølgehastigheten og ρ er massetettheten til materialet. Fra Norconsults datarapporter er gjennomsnittlig massetetthet for leirelaget 1977 kg/m^3 . Ut fra dette er tabell 6.3 utarbeidet. Disse resultatene gir et grunnlag for å konservativt velge $G_0=40 \text{ MPa}$.

$$G_0 = V_s^2 \rho \quad (6.4)$$

Tabell 6.3: Skjærstivhet ved ulike konsolideringer fra benderelementforsøkene utført i denne oppgaven

Forsøk	$\sigma_3 = 39,2 \text{ [kPa]}$		$\sigma_3 = 70 \text{ [kPa]}$		$p_{ref}=100 \text{ [kPa]}$	
	$V_s \text{ [m/s]}$	$G_0 \text{ [MPa]}$	$V_s \text{ [m/s]}$	$G_0 \text{ [MPa]}$	$G_0 \text{ [MPa]}$ fra $\sigma_3 = 39,2 \text{ kPa}$	$G_0 \text{ [MPa]}$ fra $\sigma_3 = 70 \text{ kPa}$
B-1	104,3	21,8	-	-	47,0	
B-2	104,8	21,8	123,4	30,1	47,7	41,1
B-3	104,7	21,8	125	30,9	47,7	42,2

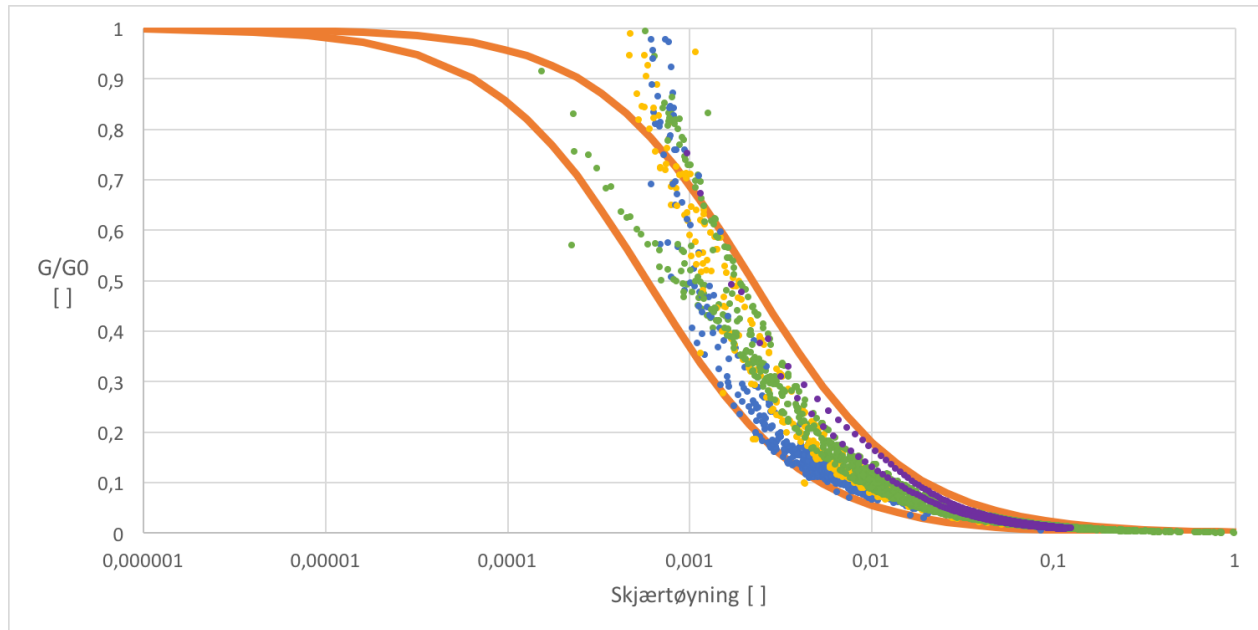
Terskeltøyningen $\gamma_{0.7}$ kan estimeres ut fra korrelasjoner, eller finnes ved forsøk. En enkel korrelasjon er mellom plasitistetsindeks og $\gamma_{0.7}$ som vist i figur 2.11 i kapittel 2. Ut fra Norconsults datarapport er gjennomsnittlig plasitistetsindeks lik 15,3% for leiren i området. Dette gir en antatt $\gamma_{0.7}$ til å være $2 * 10^{-4}$.

Fra treksialforsøk kan skjærtøyning og skjærstivhet estimeres ut fra likning (6.5) og likning (6.6). Dette krever en antagelse om poisonsratioen (ν) for leiren. Denne varierer fra jomfru belastning til rebelastning, men for denne estimeringen er den satt til 0,33.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (6.5)$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (6.6)$$

Figur 6.13 viser estimerte gjennomsnittsverdier av stivhetsverdier fra treksialforsøk 2-4, 3-1, 3-2, 3-3, 3-4 og 3-7 og reduksjonslinjer etter likning (2.4) med $\gamma_{0.7} = 0,025\%$ og $\gamma_{0.7} = 0,095\%$. Punktene som er utenfor de to reduksjonsligningene er trolig knyttet til for stor unøyaktighet i måleutstyret i oppstartsfasen av forsøkene. Ut fra dette kan terskeltøyningen antas å ligge i dette området.



Figur 6.13: Reduksjonslinjer etter likning (2.4) med $\gamma_{0.7} = 0,025\%$ og $\gamma_{0.7} = 0,095\%$ med stivhetsverdier fra treaksialforsøk 2-4, 3-1, 3-2, 3-3 og 3-7. De blå, gule og grønne punktene er henholdsvis primærbelastning, første rebelastning og andre rebelastning i de drenerte forsøkene, og de lilla punktene er fra udrenerte forsøk.

6.5.7 Parametre for materialmodellen

Ut fra laboratorieverdier og erfaringsverdier er parametrene for leirelaget er bestemt. Disse er oppsumert i tabell 6.4. Disse parametrene lot seg ikke bruke i Hardening Soil modellen i Plaxis ettersom modellen ikke tolererer store differanser mellom E_{50}^{ref} og E_{oed}^{ref} . Det er derfor utført en tilpasning mellom parametre i modellen og resultatene fra laboratoriuundersøkelsene. Denne prosedyren er beskrevet i neste avsnitt.

Tabell 6.4: Parametre for leirelaget for Hardening Soil og Hardening Soil Small med $p_{ref}=39,2$

Modell	$\gamma [kN/m^3]$	a [kPa]	$\phi [^\circ]$	$\nu_{ur} []$	$K_0^{NC} []$	$E_{50}^{ref} [MPa]$	$E_{ur}^{ref} [MPa]$	$E_{oed}^{ref} [MPa]$	$\gamma_{0.7} []$	$G_0 [MPa]$
HS	19,4	12,5	26	0,2	0,56	16	90	1,32	-	
HSS	19,4	12,5	26	0,2	0,56	16	90	1,32	0,025-0,095	40

6.5.8 Materialparametre fra laboratorietilpasning i Plaxis

Utarbeidelsen av disse parametrene er gjort med funksjonen 'Soil test' i Plaxis. Denne funksjonen gjør det mulig å utføre teoretiske ødometerforsøk og treaksialforsøk på ett gitt material med ulike materialmodeller. Som beskrevet tidligere tillater ikke Hardening Soil og Hardening Soil Small store forskjeller mellom ødometerstivhet og treaksialstivhet. Dette gjør det vanskelig å få

tilpasset materialparametrene til begge forsøkene. Derfor er det gjort prioriteringer på enkelte aspekter ved materialets oppførsel.

Som beskrevet i kapittel 4 vil spenningssituasjonen etter endt bygging ikke overgå prekonsolideringsspenningen for leirematerialet. byggeprosessen kan relateres til et ødometerforsøk ettersom materialet ikke har mulighet til store deformasjoner horisontalt som det har i et treaksialforsøk. Derfor er det hovedsaklig lagt vekt på stivhetsoppførselen til materialet og med et fokus på oppførselen til materialet i ødometerforsøket før prekonsolideringsnivået. I Hardening Soil er denne oppførselen hovedsaklig styrt av rebelastningsstivheten og ødometerstivheten. Parametrene som har blitt forandret er E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} og E_{oed}^{ref} . Forsøkene som er brukt til sammenligning er ødometer 1-1 og 4-1 samt de drenerte treaksialforsøkene 3-2 og 3-3. Selv om materialet har vist svært høy stivhet ved av og rebelastning både i treaksialforsøk og ødometerforsøk må verdien av E_{ur}^{ref} reduseres betydelig for å få gjenskapt responsen i ødometerforsøkene. Parametrene fra Hardening Soil er videreført til Hardening Soil Small materialmodellen selv om dette gir en tilsynelatende for stiv respons i sammenligning med laboratorieresultatene. Dette valget er utdypet og begrunnet i kapittel 8.

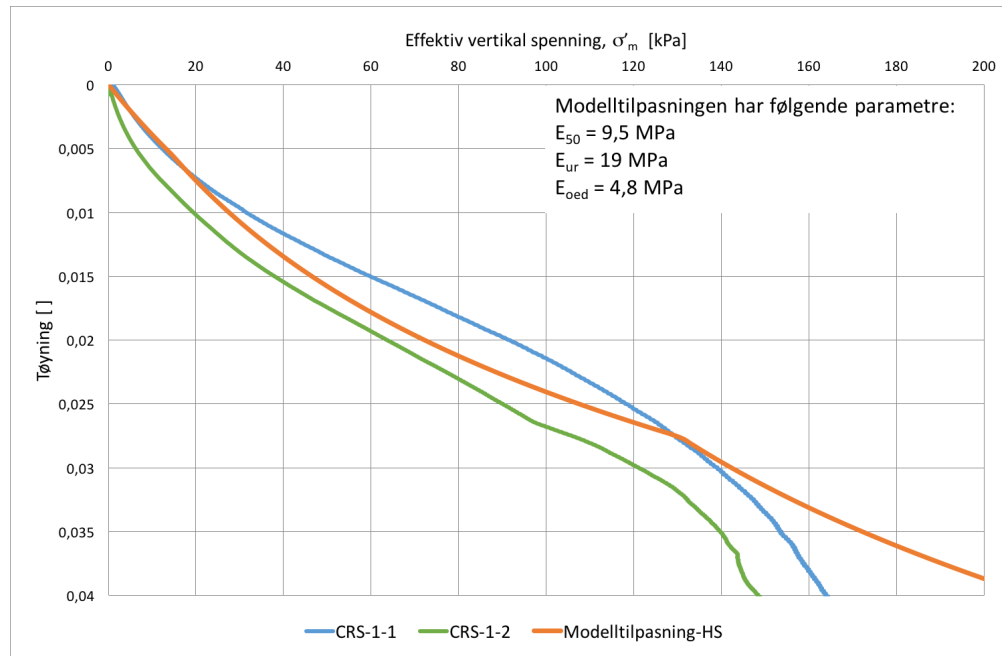
De følgende avsnittene presenteres de to ulike modelltilpasningene.

Hardening Soil tilpasning til laboratorieforsøk

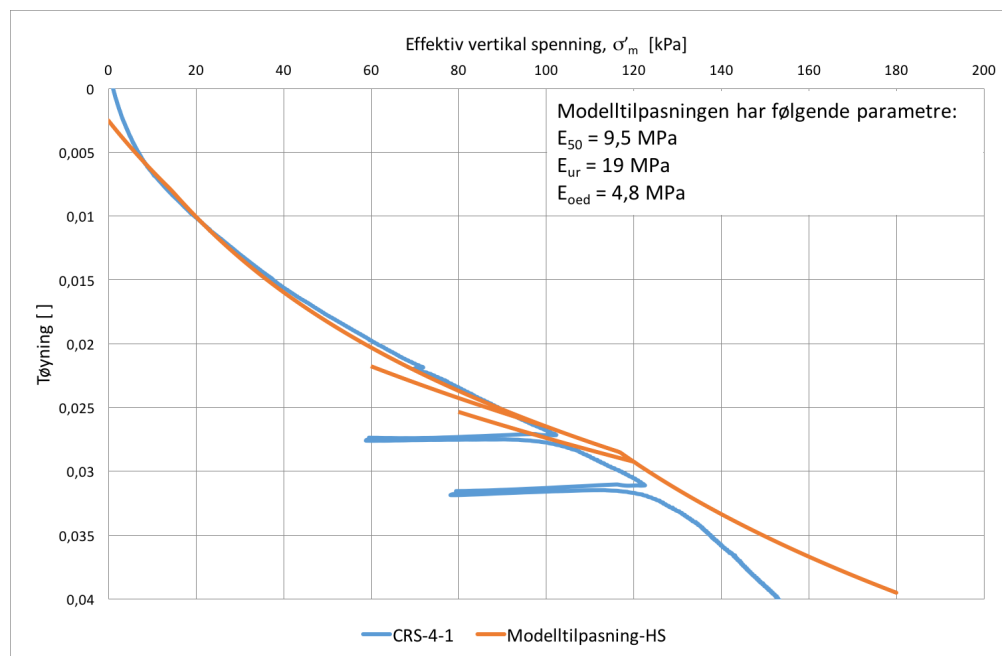
Parameterne som er brukt for denne tilpasningen er oppsumert i tabell 6.5.

Tabell 6.5: Parametre for leirelaget for Hardening Soil tilpasset ødometerforsøk. $p_{ref}=100$

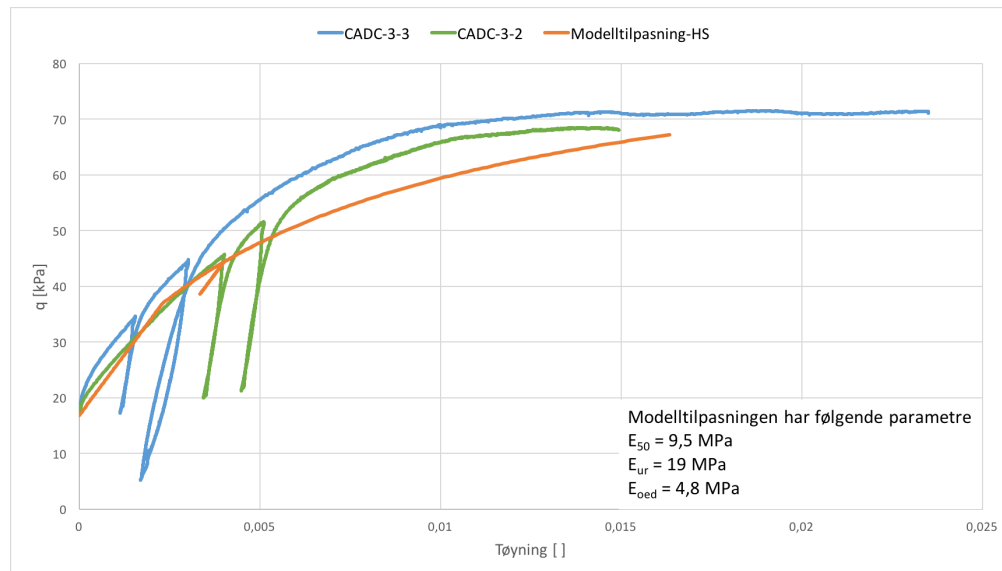
Modell	γ [kN/m ³]	a [kPa]	ϕ [°]	ν_{ur} []	K_0^{NC} []	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]
HS	19,4	12,5	26	0,2	0,56	9,5	19	4,8



Figur 6.14: Modelltilpasning til ødometerforsøk 1-1



Figur 6.15: Modelltilpasning til ødometerforsøk 4-1



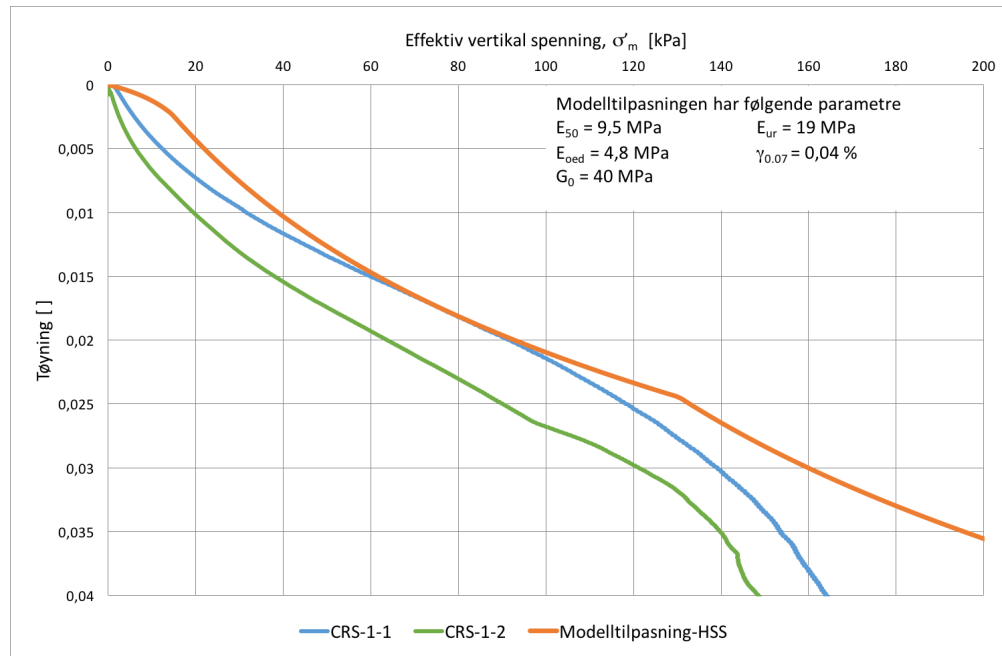
Figur 6.16: Modeltilpasning til treksialforsøk 3-2 og 3-3

Hardening Soil Small tilpasning til laboratorieforsøk

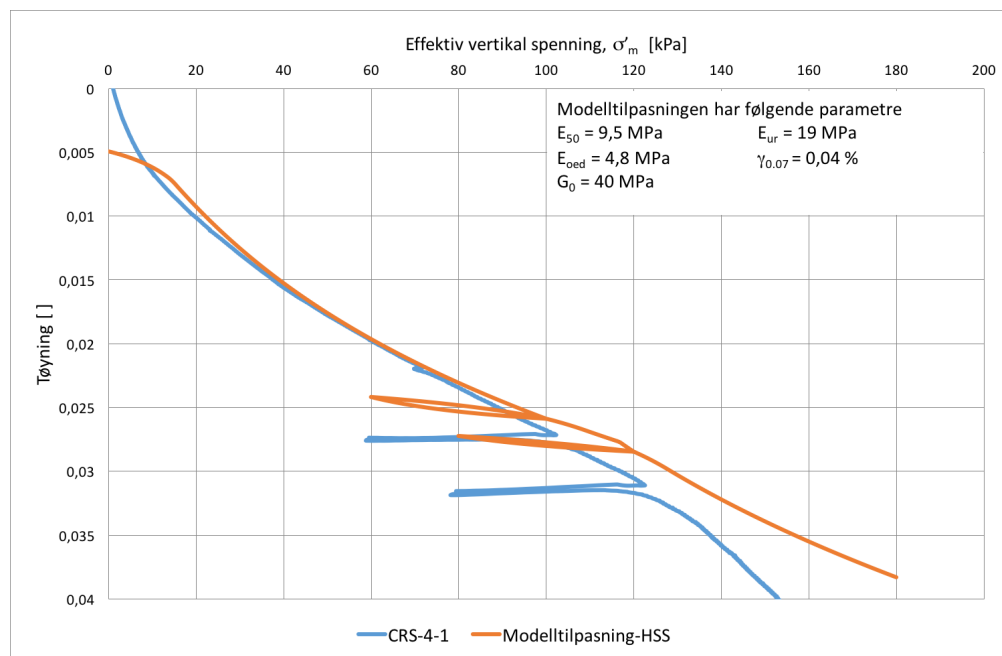
Parameterne som er brukt for denne tilpasningen er oppsumert i tabell 6.5

Tabell 6.6: Parametre for leirelaget for Hardening Soil Small tilpasset ødometerforsøk. $p_{ref}=100$

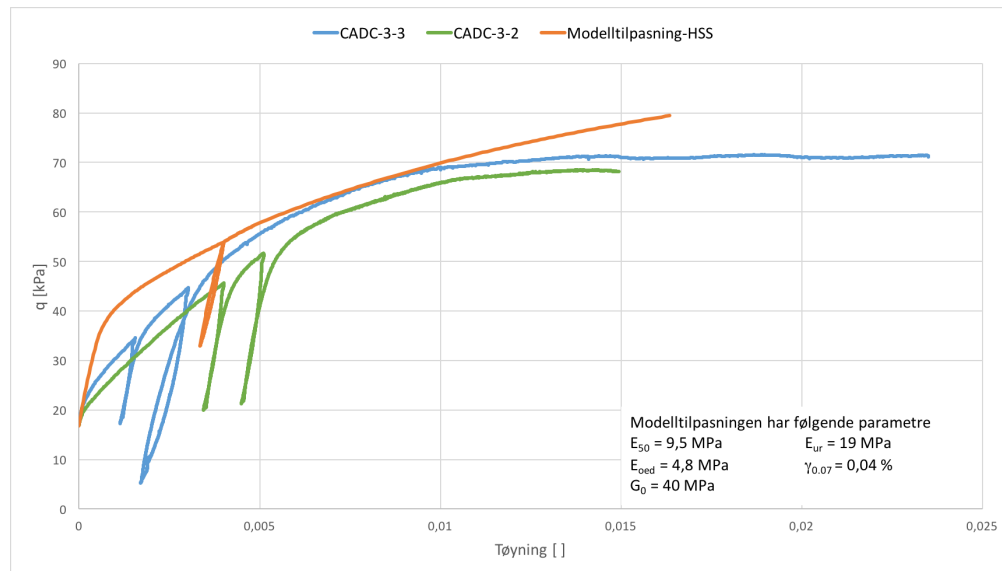
Modell	γ [kN/m ³]	a [kPa]	ϕ [°]	ν_{ur} []	K_0^{NC} []	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	$\gamma_{0.7}$ [%]	G_0 [MPa]
HSS	19,4	12,5	26	0,2	0,5	3,5	16	1,5	0,04	40



Figur 6.17: Modelltilpasning til ødometerforsøk 1-1



Figur 6.18: Modelltilpasning til ødometerforsøk 4-1



Figur 6.19: Modelltilpasning til treksialforsøk 3-2 og 3-3

6.6 Forsøksutforming

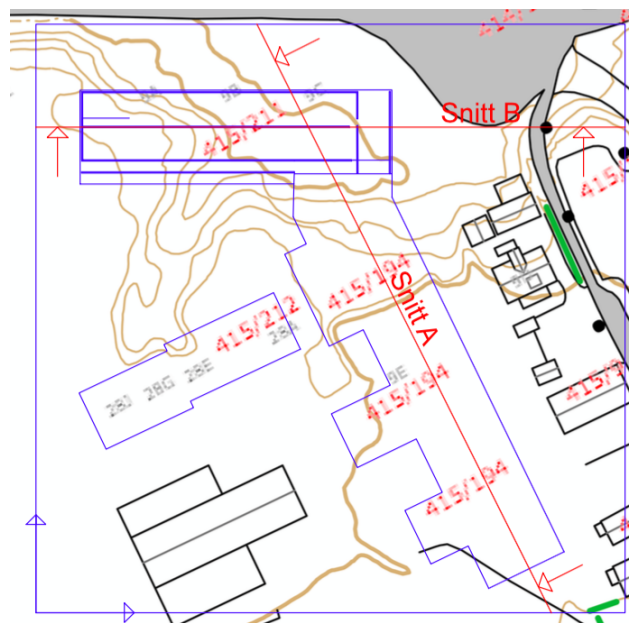
Det er utført beregninger i Plaxis med modellen og de to ulike materialsettene beskrevet i dette kapittelet. Beregningene er utført på helt lik modell med helt lik mesh. Eneste forandring er materialmodellene og tilførselen av de ekstra parametrene for Hardening Soil Small. Resultatene fra disse er beskrevet i neste kapittel.

Kapittel 7

Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene fra modellering i elementmetode programmet Plaxis. Det er utført beregninger på en byggeprosess på Lilleby med materialmodellene Hardening Soil og Hardening Soil Small. Hvilke parametre som er brukt og hvordan modellen er bygget opp er beskrevet i kapittel 6. Mer detaljerte resultater er presentert i tillegg D.

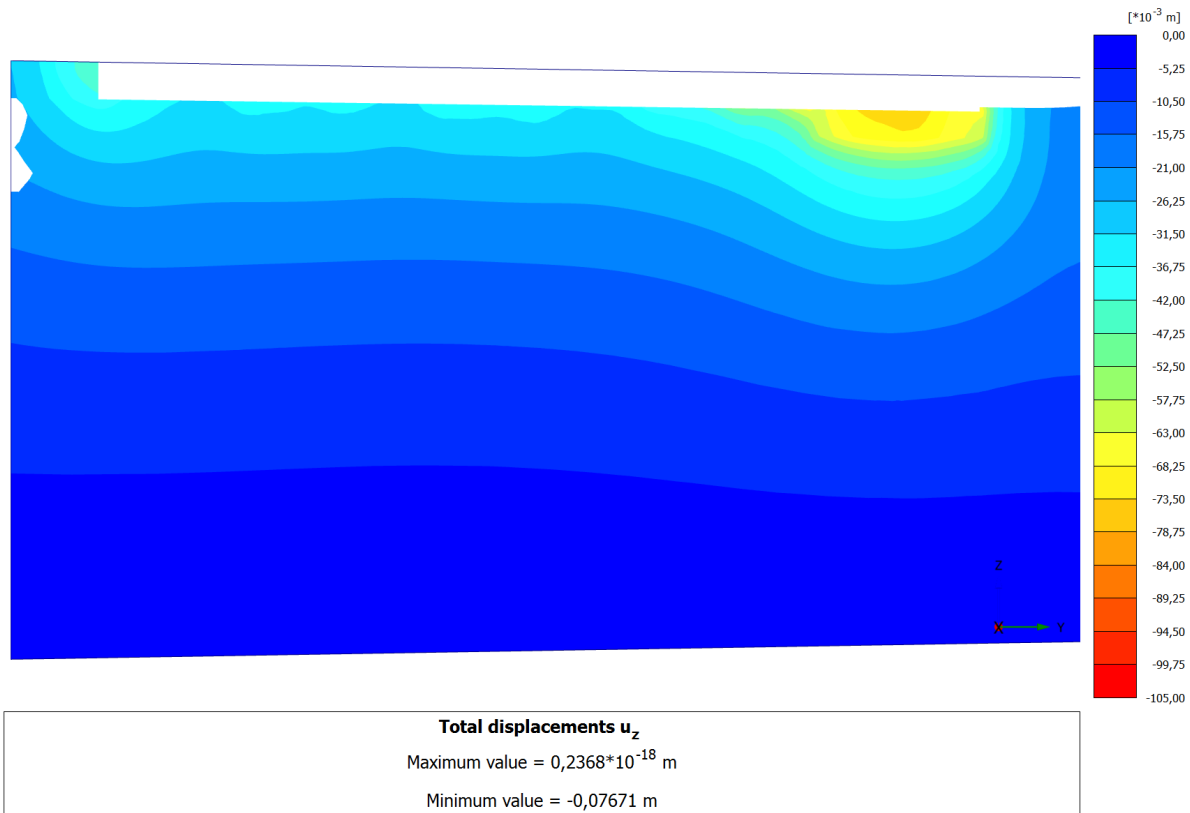
Ettersom dette er setningsberegninger er det kun presentert deformasjon i dybdeaksen (z). Deformasjonene er vist i fire horisontale snitt ved kotene 10, 0, -10 og -20, to vertikale snitt, A og B som vist i figur 7.1, samt deformasjonen av fundamentplatene.



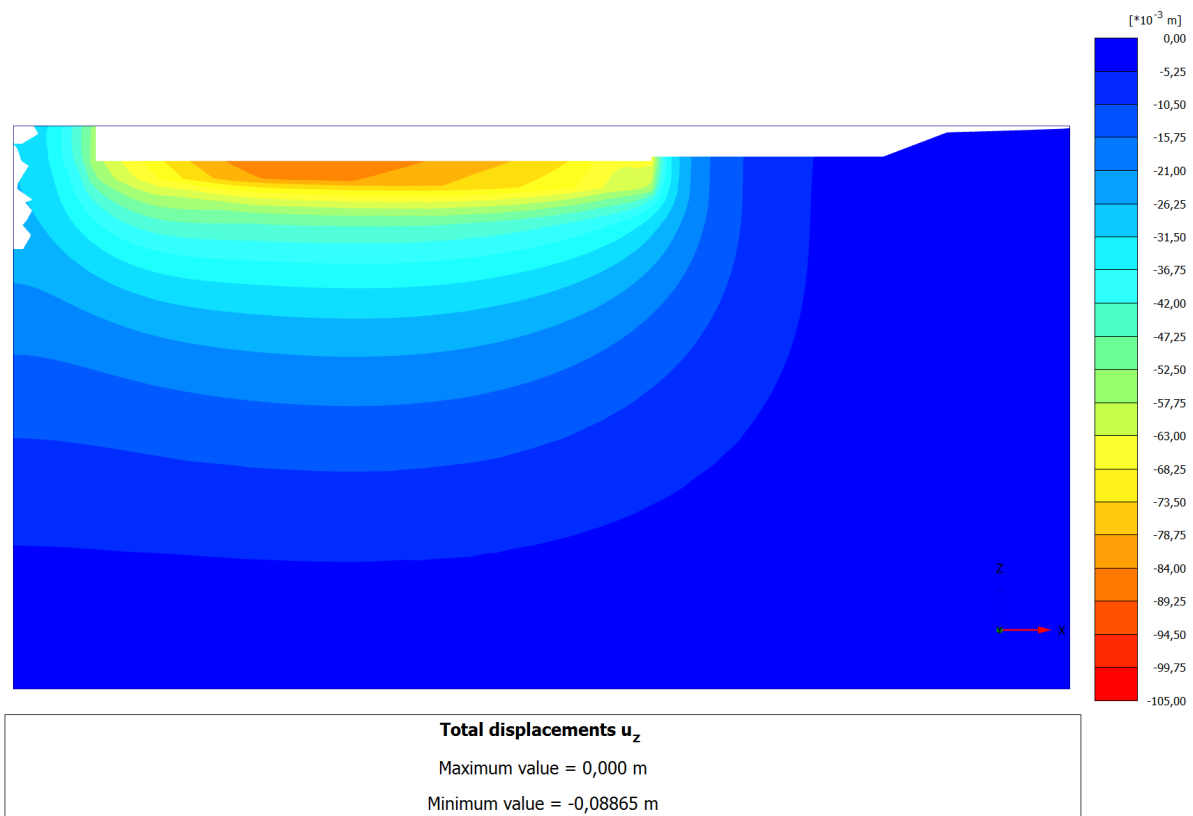
Figur 7.1: Oversikt over posisjonen til de vertikale snittene som er brukt

7.1 Hardening Soil

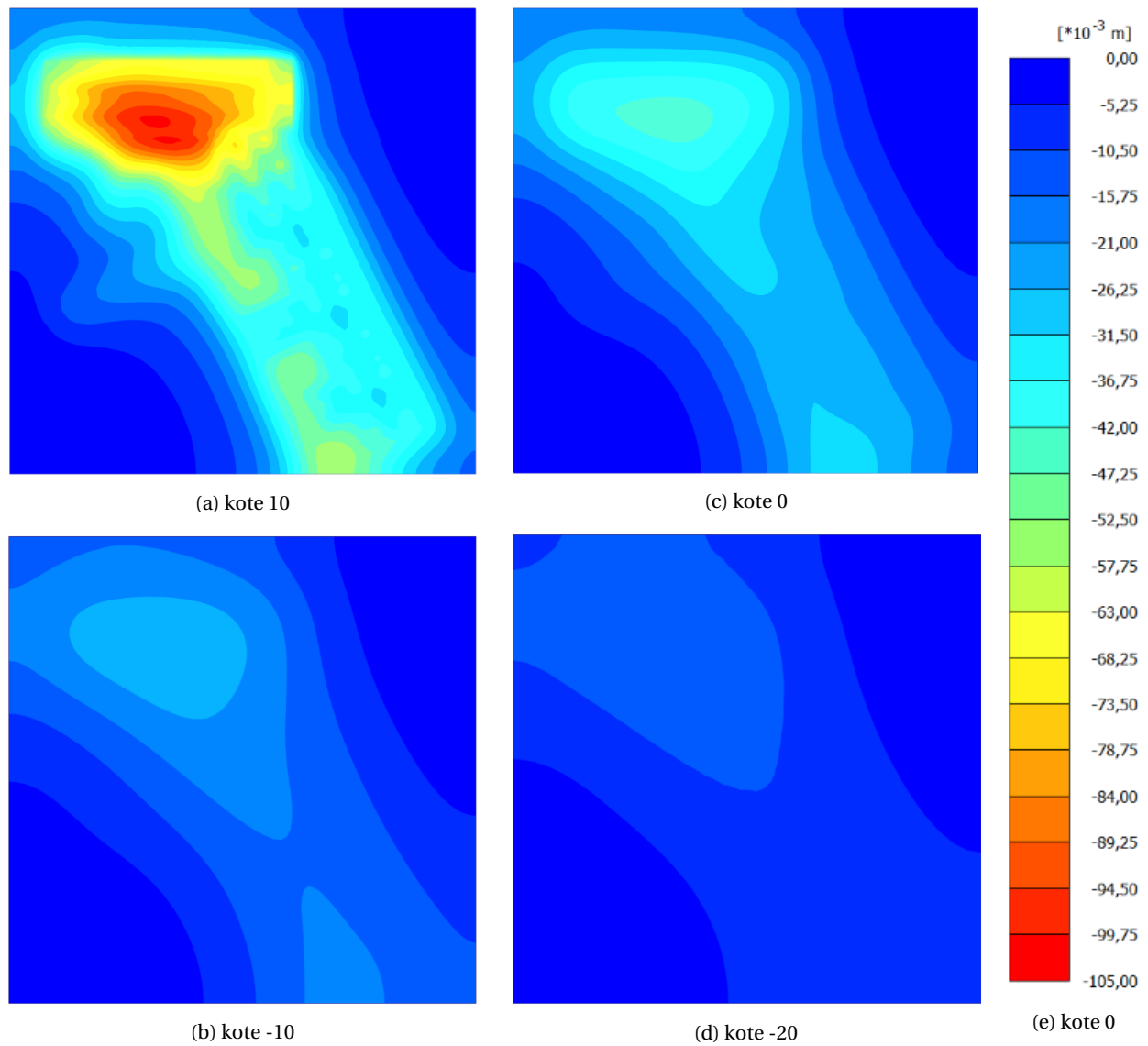
De følgende resultatene kommer fra beregning utført med materialmodellen Hardening Soil.



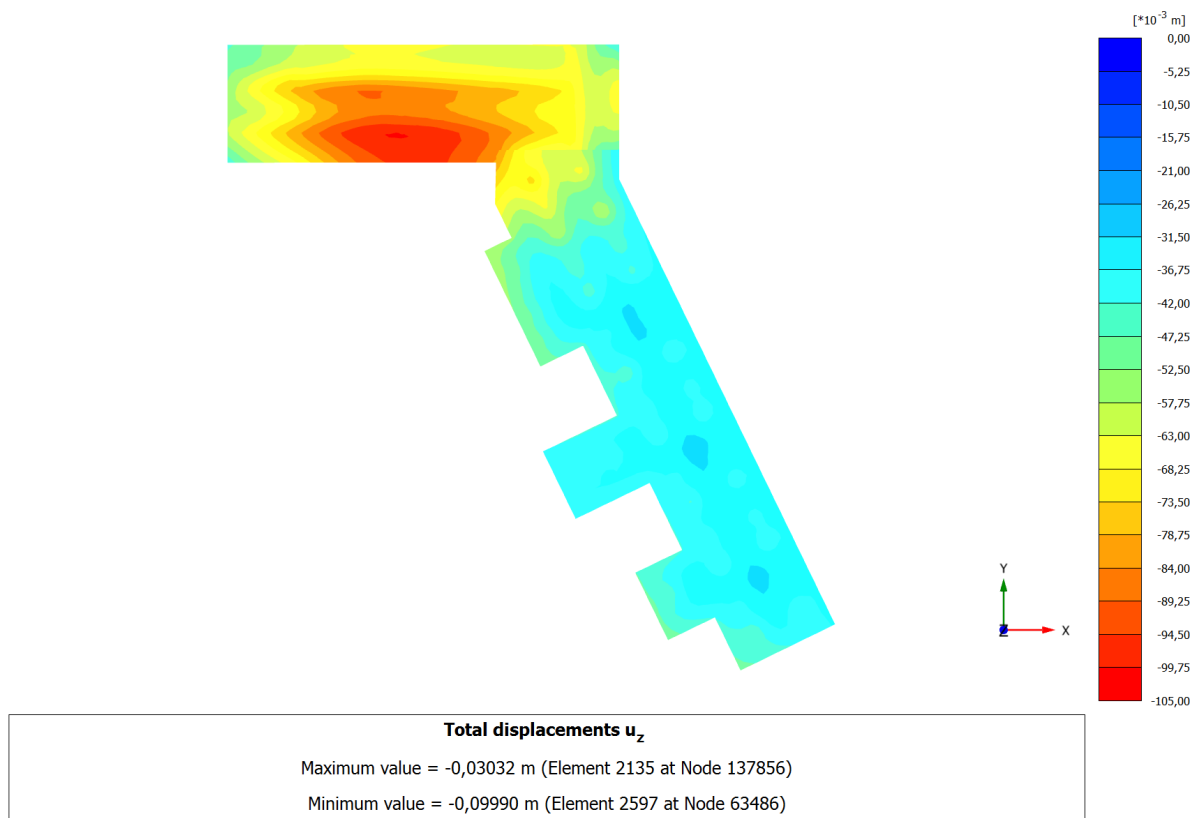
Figur 7.2: Vertikale setninger i snitt A



Figur 7.3: Vertikale setninger i snitt B



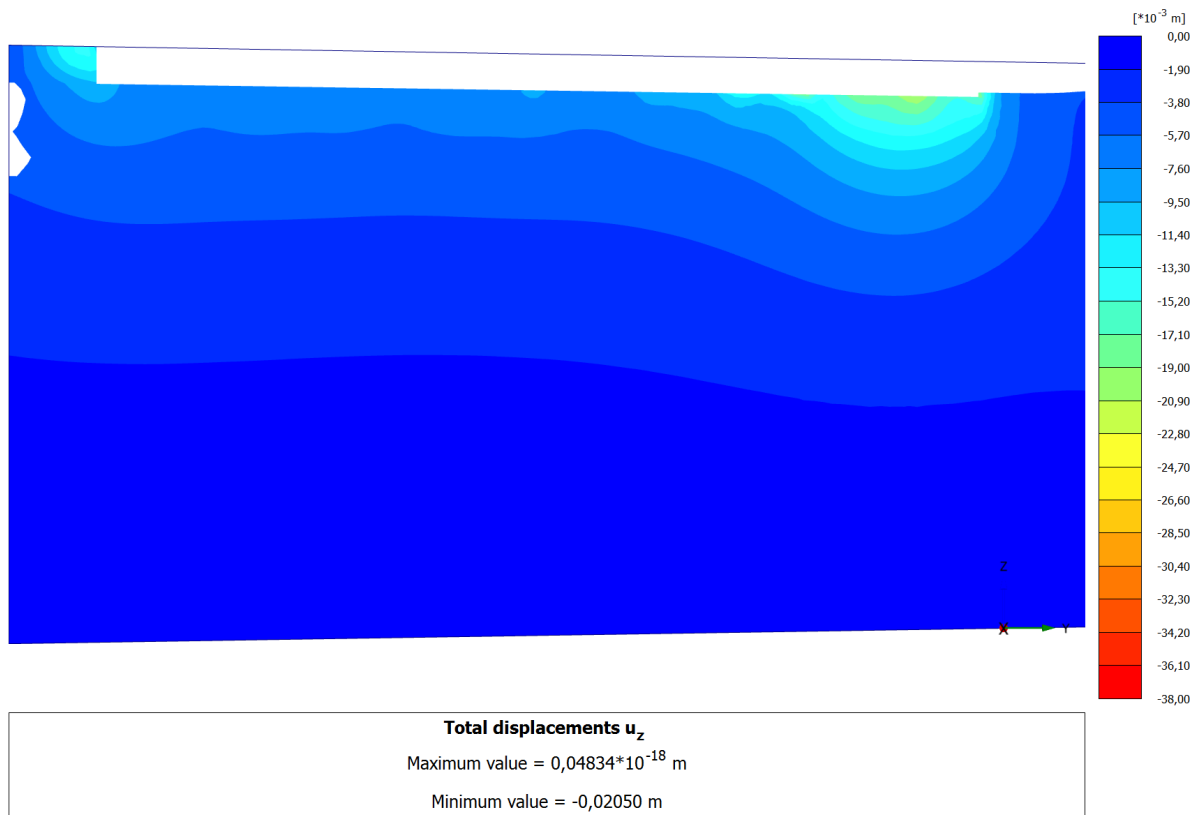
Figur 7.4: Figuren viser vertikale deformasjoner i horisontale snitt av hele det beregnede jordvolumet ved fire ulike dybder. Kote 10 er rett under fundamentene.



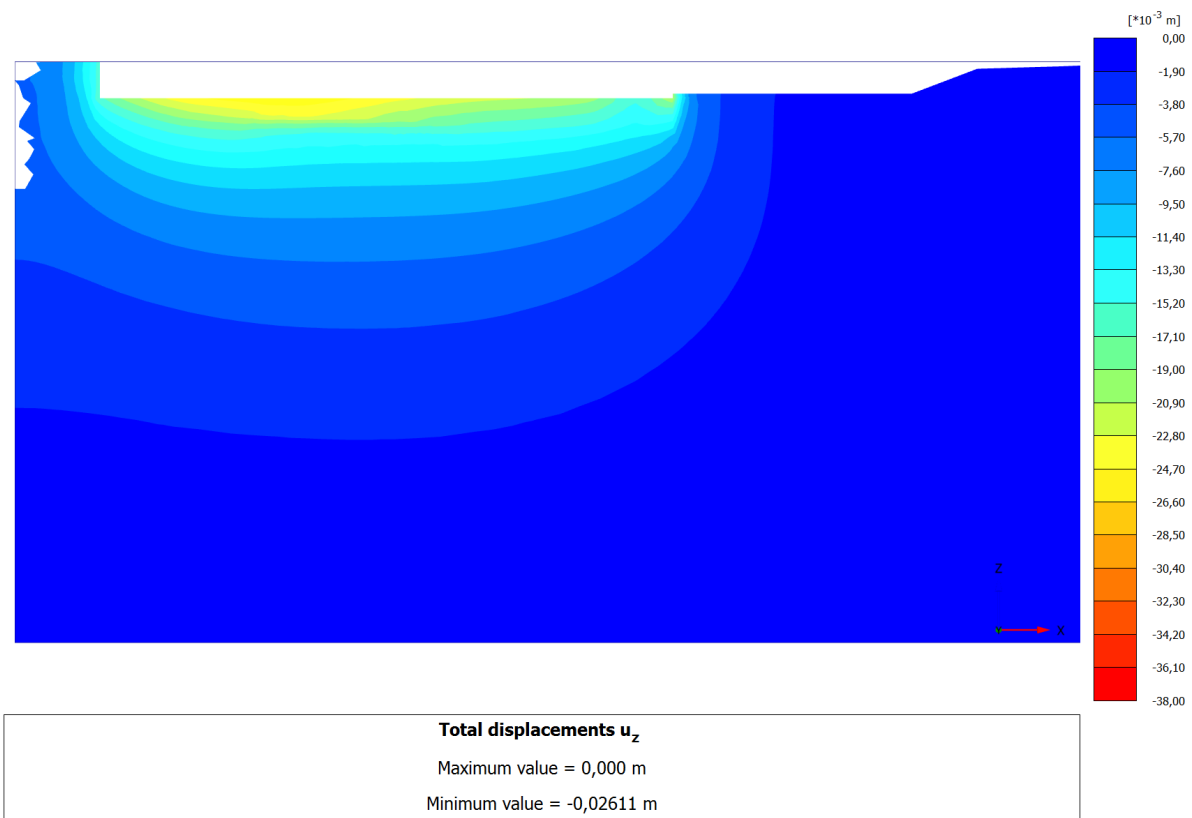
Figur 7.5: Fundamentplaten til parkeringsgarasjen og boligblokken

7.2 Hardening Soil Small

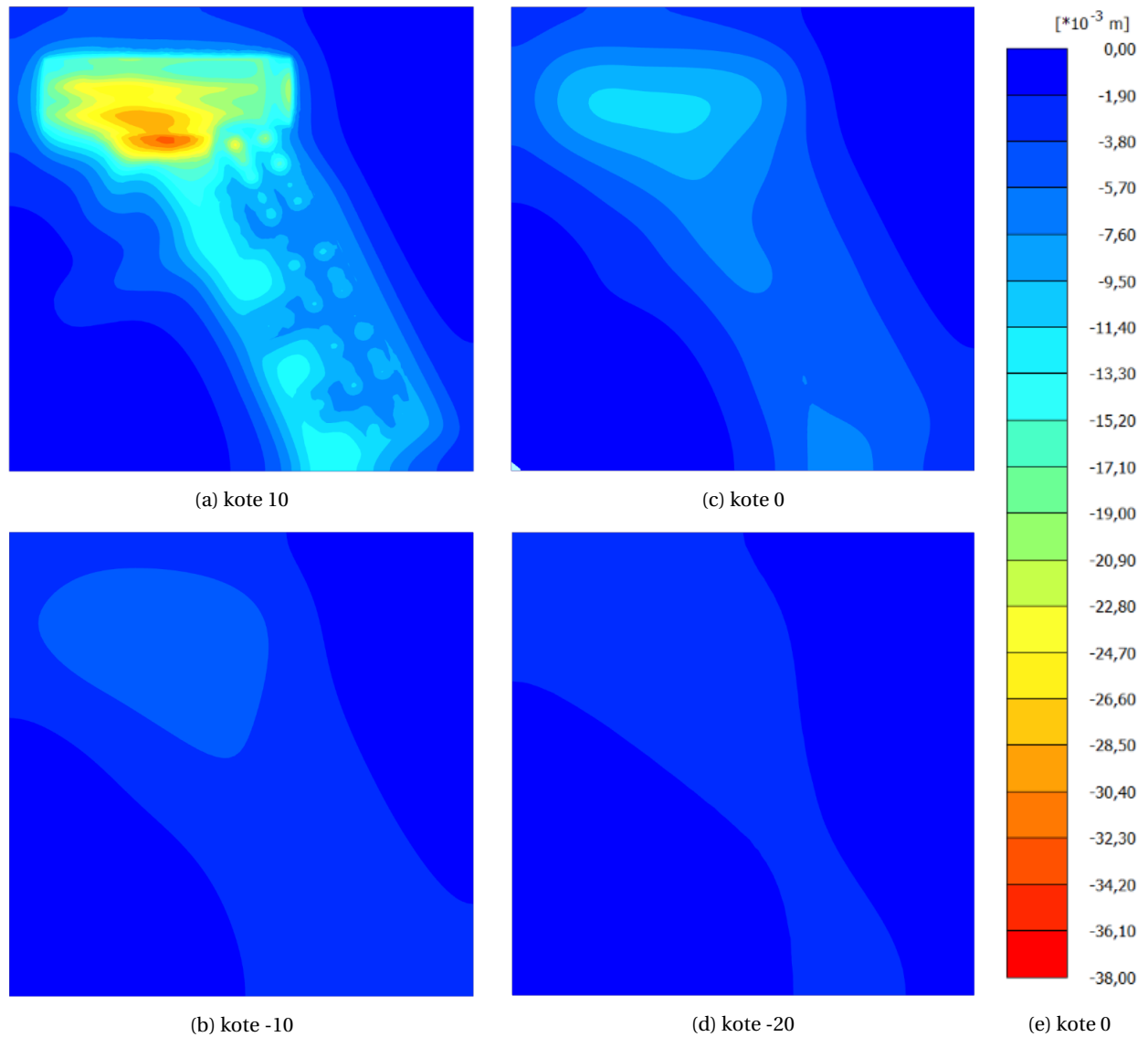
De følgende resultatene kommer fra beregning utført med materialmodellen Hardening Soil Small.



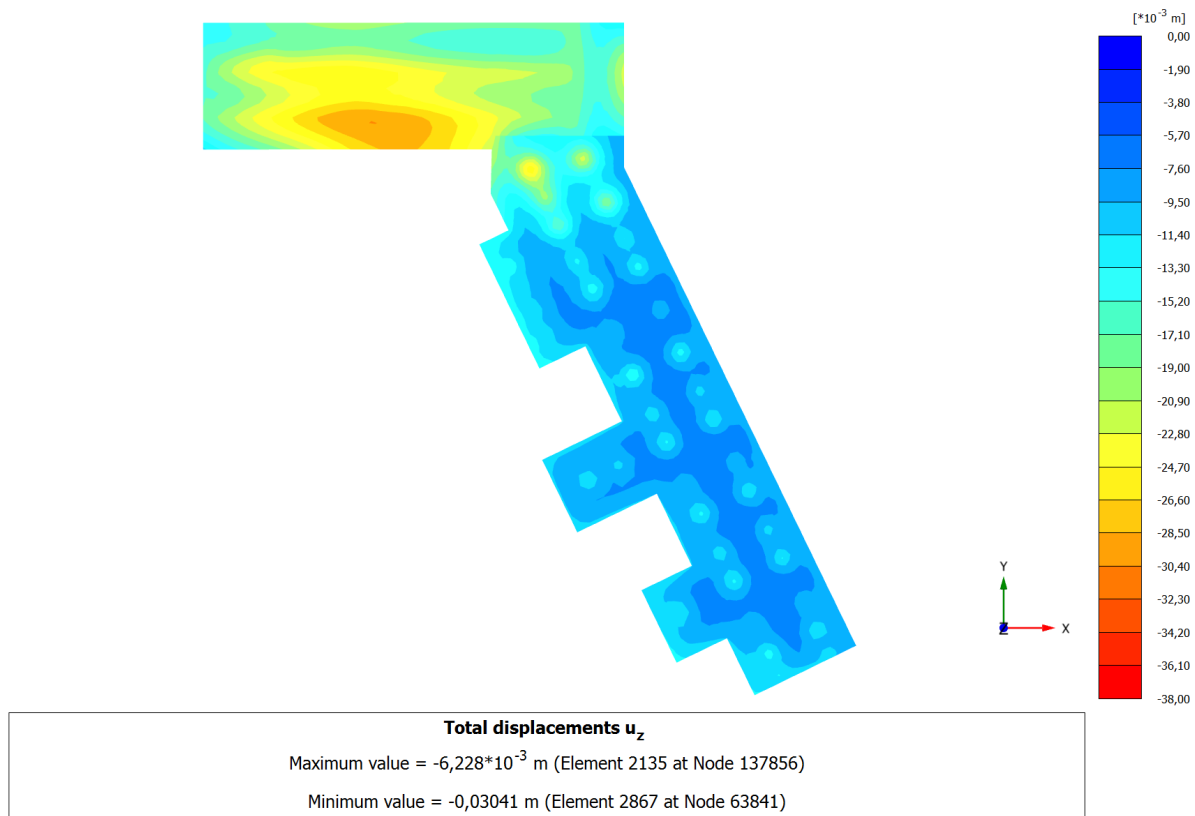
Figur 7.6: Vertikale setninger i snitt A



Figur 7.7: Vertikale setninger i snitt B



Figur 7.8: Figuren viser vertikale deformasjoner i horisontale snitt av hele det beregnede jordvolumet ved fire ulike dybder. Kote 10 er rett under fundamentene.



Figur 7.9: Fundamentplaten til parkeringsgarasjen og boligblokken

Kapittel 8

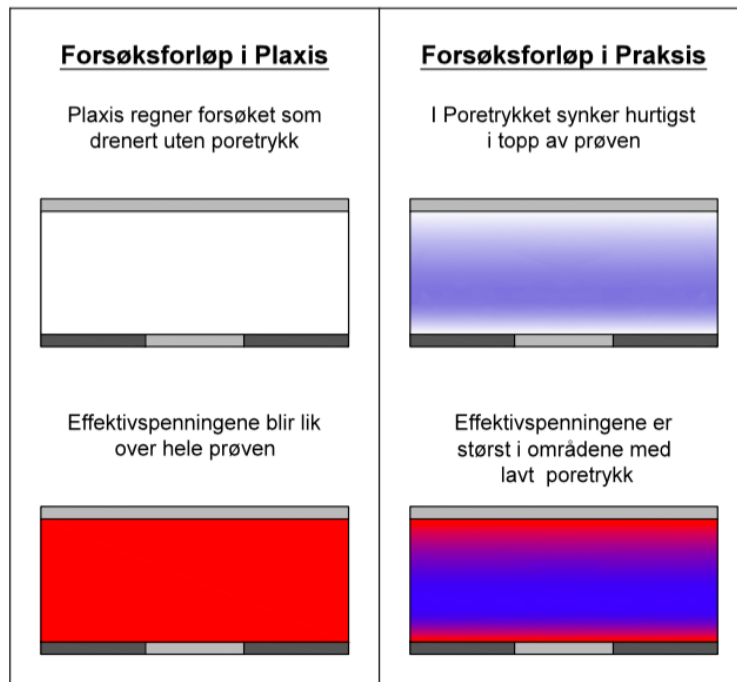
Drøfting

Bestemmelse av parametre til materialmodellene

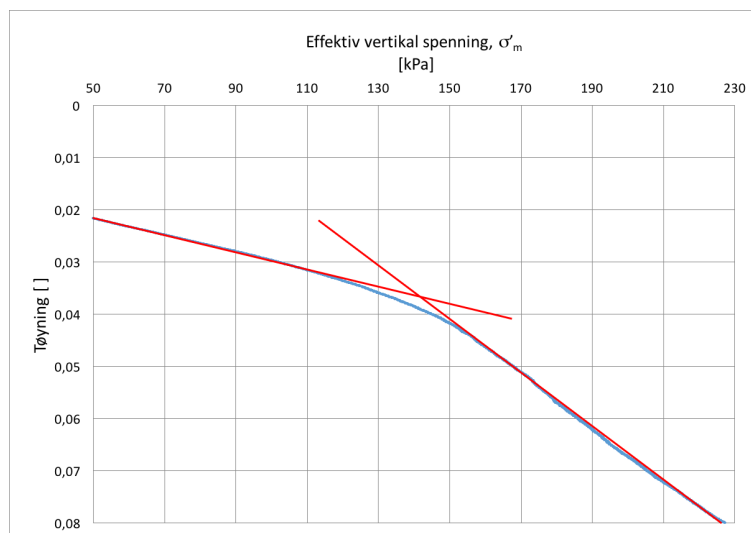
Selv om det ble bestemt et parametersett for materialmodellene ut fra laboratorieresultater og anbefalinger fra utviklerne måtte disse justeres for å kunne brukes med materialmodellene. Det ble derfor utført en modelltilpasning med prioritering av tilpassning til ødometeroppførselen i det overkonsoliderte området og i rebelastningsområdet da disse er mest beskrivende for byggeprosessen på Lilleby.

Det bestemte settet med parametre for materialmodellen Hardening Soil gjenskaper ødometerforsøk 1-1 bra i store deler av det overkonsoliderte området (figur 6.14), men har tydelig avvik i området mot prekonsolideringsnivået. Dette kommer trolig fra hvordan soil test funksjonen i plaxis fungerer. Her beregnes kun et teoretisk materialelement med rammebetingelsene til de ulike forsøkene. Forsøket får derfor en svært idealisert, drenert, respons som ikke vil la seg gjenskape i praksis. I virkeligheten består forsøket av en 2 cm høy prøve med ulik drenering mot topp og bunn. I topp er hele prøven dekket av et filter, mens i bunn er det kun ca. en fjerdedel av arealet av prøven som er dekket. Denne ulike dreneringen gjør at poretrykksoppbygningen som respons på belastningen er ulik i prøvevolumet. Dette fører til ulike effektivspenninger i materialet. Denne forskjellen i effektivspenning gjør at det resulterende knekningspunktet mellom overkonsolidert og normalkonsolidert område avrundet i forsøket utført i virkeligheten isteden for den teoretiske knekken observert i plaxis. En skjematisk illustrasjon av denne forskjellen er vist i figur 8.1 og fenomenet er illustrert i figur 8.2.

Modelltilpasningen med Hardening Soil Small (HSS) har samme problem ved prekonsolide-



Figur 8.1: Skjematisk illustrasjon av forløpet til et ødometerforsøk i plaxis og i praksis.



Figur 8.2: Illustrasjon av en avrundet overgang fra overkonsolidert til normalkonsolidert område i ødometerforsøk 1-1.

ringsspenningen som Hardening Soil, i tillegg er det et tydelig avvik ved små tøyninger. Forskjellen mellom stivhetsresponsen fra modellen og leireprøven viser at det utførte ødometerforsøket ikke har den samme stivheten ved små tøyninger som er forventet ut fra teorien som modellen er bygget på. Tvert i mot er stivheten til materialet i det overkonsoliderte området lavest i de første 5 % av tøyingsforløpet. Dette kommer trolig som følge av prøveforstyrrelser og hvordan forsøket er belastningssti er lagt opp. I jorden har materialet en gitt spenningstilstand som følge av overdekkende materiale og horisontale restriksjoner. Når prøven når ødometerforsøket har denne spenningssituasjonen endret seg totalt - og dermed også materialets oppførsel. Dette gjør at forsøksresultatene avviker fra den antatt gjeldene teorien. Det som til en viss grad bekrefter denne teorien er av- og rebelastningskruvene i de drenerte treaksial- og ødometerforsøkene. Figur 6.18 og figur 6.19 viser at modelltilpasningen med HSS klarer å gjenskape disse av- og rebelastningsløkkene mye bedre enn hva grunnmodellen (HS) klarer.

En avgjørende faktor for beregningene i denne oppgaven er gjenskapningen av av- og rebelastningene i treaksial- og ødometerforsøkene. I tråd med Simpsons mursteinsmodell, som beskrevet i kapittel 2, er denne delen av forsøkene trolig i det fullstendig elastiske området. Simpsons analogi sier at alle snørene til musteinene er slappe i det lastretningen endres, og i en periode har materialet nær full elastisk respons. Sammenligning av observert rebelastningsstivhet og skjærstivhet (tabell 8.1) viser at rebelastningsstivheten er i nærheten av den registrerte stivheten ved små tøyninger fra benderelementforsøkene. Dette forholdet og det teoretiske bakteppet gir grunn til å tro at de observerte resultatene fra av- og rebelastningsforsøkene er reelle.

Tabell 8.1: My caption

	$p_{ref}=39,2$ kPa	$p_{ref}=70$ kPa
E_{ur} [MPa]	40 -44	69
G_0 [MPa]	21,8	30
beregnet E_0 fra G_0 med $\nu_{ur} = 0,2$	52,3	72

Modellering av byggeprosess i Plaxis 3D

En sammenligning av av resultatene fra modelleringen er vist i kapittel 8. Her er de vertikale setningene vist ved fire ulike dybder med horisontale snitt av hele jordvolumet. Snittene er generert med samme fargeskala som vist i figur 8.3i.

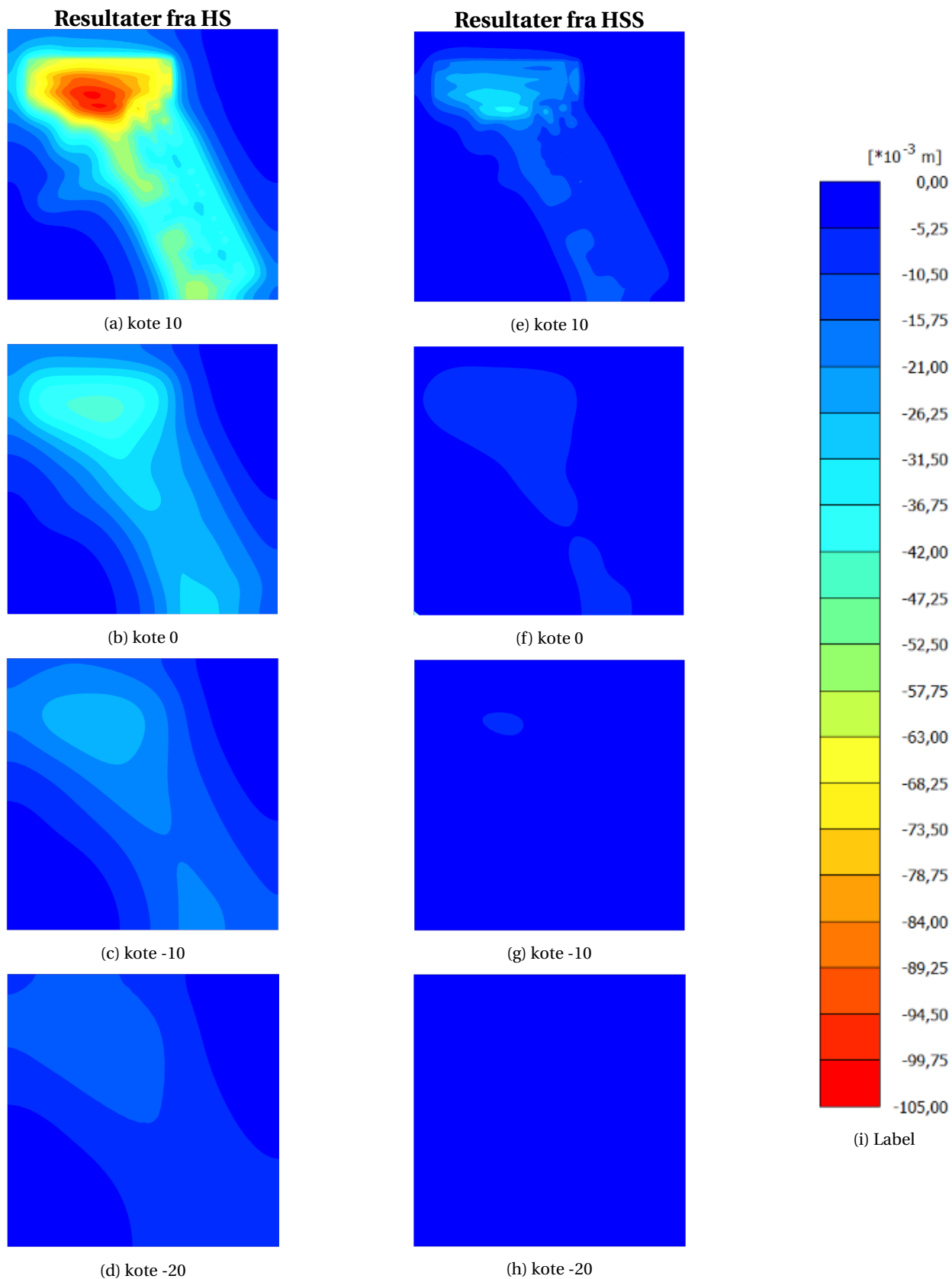
Som beskrevet tidlilgere klarte Hardening Soil Small å gjenskape den observerte rebelast-

ningsstivheten mye bedre enn grunnmodellen Hardening Soil. Dette kommer tydelig frem både i gjenskapningen av laboratorieforsøkene og i resultatene fra setningsberegningene. Som vist i kapittel 8 gir HSS kun nevneverdige setninger i de ti første meterne under fundamentene mens HS gir betydelige setninger selv 30 meter under fundamentene. Maksimal setning opptrer i samme område i begge beregningene - ca. midt på den sørlige kanten av boligblokkens fundament. Dette området tilsvarer setningsbolt S28 (kapittel 4) og resultatene fra setningsberegningene er sammenlignet med de målte setningene i tabell 8.2.

Tabell 8.2: My caption

	Målt verdi 24.05.2016	Beregnet setning med HS	Beregnet setning med HSS
Setninger i punkt S28 [mm]	11	99,9	30,4

Det er viktig å presisere her at østsiden av boligblokken er plassert i et område hvor svært lite masser er fjernet og at byggefasen i dette området i all hovedsak er belastning for materialet. Resultatene for dette området viser ingen stor forskjell fra den vestlige siden hvor det er fjernet betydelige mengder masser. Altså er trolig den observerte stivheten like mye knyttet til stivhet ved små tøyninger som rebelastningsaspektet. Dette resultatet kommer trolig fra at rebelastningsstivheten måtte reduseres fra ca. 90 MPa til 19 MPa for å få modelltilpasningen til å gjengi ødometerforsøket. Likevel tror jeg har HSS modellen gjengir områdets oppførsel nogenlunde riktig. Som beskrevet tidligere er det jo egentlig feil å omtale rebelastningsstivheten og stivheten ved små tøyninger som to ulike aspekter ved materialmodellen da de i bunn og grunn kommer av det samme fenomenet - friksjon mellom materialets partikler.



Figur 8.3: Sammenligning horisontale snitt ved ulike kotehøyder av vertikale setninger beregnet med Hardening Soil (venstre) og Hardening Soil Small (høyre). Kote 10 er ved bunnen av fundamentene.

Kapittel 9

Konklusjon og videre arbeid

Konklusjon

Det er utført setningsberegninger for byggeprosessen på Lilleby, beregningene er hovedsaklig basert på resultater fra egne laboratorieforsøk på fire blokkprøver fra utbyggingsområdet. Leiren ble hentet fra samme dybde som underkant av fundamentene, ca 50 meter fra den vestlige kanten og ca. 160 meter fra den sør østlige enden av bygningsmassen. Grunlaget anses tilstrekkelig da tidligere undersøkelser utført av Norconsult viser at leirelaget er rimelig homogent og arbeidet ikke et prosjekteringsgrunnlag, men et studie av effekten av materialfenomenet 'small strain stiffness'. Arbeidet er utført opp mot en reell byggeprosess for å kunne relatere resultatene til virkelige verdier.

Resultatet fra de to undersøkelsene viser svært stor forskjell på setningsestimater hvor grunnmodellen Hardening Soil estimerer nesten tre ganger så store setninger enn den videreutviklede Hardening Soil Small. Hvilken modell som gir rett svar vil kun tiden vise, men setningsforløpet så langt, materialets oppførsel i laboratoriet og teorien på dette feltet tilsier at setningene trolig vil være nærmere estimatet fra Hardening Soil Small enn fra Hardening Soil.

Det som er sikkert er at en inkludering av disse materialeegenskapene vil gi en reduksjon i setningsestimater for de fleste byggeprosjekter. Hvor stor denne effekten vil være avhenger selvfølgelig av et hvert prosjekt samt hvor villig den prosjekterende part er til å tro på noe som ikke observeres i ordinære laborierutiner, men som er omtalt i forskningen.

Videre arbeid

Det største hinderet for bruk av materialmodeller som Harening Soil Small er de to ekstra inputparametrene som kreves for å beskrive oppførselen ved små tøyninger. En videre studie av hvordan disse parametre kan bestemmes fra de ordinære laboratorierutinene vil kunne fremme denne bruken. For eksempel kunne en av- og rebelastning i ødometerforsøkene gi en indikasjon på denne oppførselen. Det kan utføres en undersøkelse av hvilken effekt denne avstikkeren i belastningsstien påvirker de ordinære parametrene fra ødometeret og hvordan denne relaterer til G_0 . Resultatene fra slike målinger kan også brukes i kombinasjon med korrelasjoner fra CPT som kan gi et godt, konservativt, grunnlag for å estimere G_0 .

Bibliografi

- Alpan, I (1970). "The geotechnical properties of soils". I: *Earth-Science Reviews* 6.1, s. 5–49.
- ASTM (2011). *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*. Standard.
- Benz, Thomas (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik.
- Benz, Thomas, Radu Schwab og Pieter Vermeer (2009). "Small strain stiffness in geotechnical analyses". I: *Bautechnik* 86.S1, s. 16–27. ISSN: 1437-0999.
- Brinkgreve, RBJ og W Broere (2006). "Plaxis material models manual". I: *Delft:[sn]*.
- Burland, JB (1989). "Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful"-the stiffness of soils at small strains". I: *Canadian Geotechnical Journal* 26.4, s. 499–516. ISSN: 0008-3674.
- Clayton, CRI (2011). "Stiffness at small strain: research and practice". I: *Géotechnique* 61.1, s. 5–37. ISSN: 0016-8505.
- Dos Santos, JA, AG Correia mfl. (2001). "Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil." I: *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, 27-31 August 2001. Volumes 1-3*. AA Balkema, s. 267–270.
- Dyvik, Rune og Christian Madshus (1985). "LAB MEASUREMENTS OF $G/m/a/x$ USING BENDER ELEMENTS". I: s. 186–196. URL: <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-0022186099&partnerID=40&md5=0208dfb7f10997e282f7cf91405a5245>.
- Glenn, J Rix og W Mayne Paul (1993). "G max-qc relationships for clays". I:
- Hardin, Bobby O og Vincent P Drnevich (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (terzaghi lecture)". I: *Journal of the soil mechanics and foundations division* 98.6, s. 603–624.
- Heymann, Gerhard (1998). "The stiffness of soils and weak rocks at very small strains". Ph.d.-avh. University of Surrey.
- Jardine, RJ, AB Fourie, DM Potts og JB Burland (1986). "Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction". I: *Geotechnique* 36.3, s. 377–396.
- Larsson, Rolf og Mensur Mulabdic (1991). "Piezocone tests in clay". I: *SGI REPORT* 42.
- Lee, Jong-Sub og J Carlos Santamarina (2005). "Bender elements: performance and signal interpretation". I: *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 131.9, s. 1063–1070. ISSN: 1090-0241.

- Mayne, Paul W, Matthew R Coop, Sarah M Springman, An-Bin Huang og Jorge G Zornberg (2009). "Geomaterial behavior and testing". I: *Proc., 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Bd. 4. IOS, s. 2777–2872.
- Niemunis, A og I Herle (1997). "Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range". I: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials 2.4*, s. 279–299.
- Pinches, GM og RP Thompson (1990). "Crosshole and downhole seismic surveys in the UK Trias and Lias". I: *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications 6.1*, s. 299–307.
- Richardson, D (1988). "Investigations of threshold effects in soil deformations". Ph.d.-avh. City University London.
- Sandven, R, K Senneset, A Emdal, S Nordal, N Janbu, L Grande og HA Kornbrekke (2012). "Geotechnics, field and laboratory investigations". I: *Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Geotechnical Division, Trondheim. Lecture notes: Part 1*.
- Schanz, T, PA Vermeer og PG Bonnier (1999). "The hardening soil model: formulation and verification". I: *Beyond 2000 in computational geotechnics*, s. 281–296.
- Shirley, Donald J og Loyd D Hampton (1978). "Shear-wave measurements in laboratory sediments". I: *The Journal of the Acoustical Society of America 63.2*, s. 607–613.
- Simpson, B (1992). "Retaining structures: displacement and design". I: *Géotechnique 42.4*, s. 541–576. ISSN: 0016-8505.
- Surarak, Chanaton (2011). *Geotechnical aspects of the Bangkok MRT blue line project*. Griffith University.
- Al-Tabbaa, A og D Muir Wood (1989). "An experimentally based "bubble" model for clay". I: *Numerical models in geomechanics. NUMOG III*, s. 91–99.
- Truty, A og R Obrzud (2011). "The Hardening Soil Model a Practical Guidebook". I: *Zace Services Ltd, Software engineering. Lausanne*.
- Vegdirektoratet (2014). "Håndbok 016 - Geoteknikk i vegbygging". I:
- Vermeer, PA (1978). "A double hardening model for sand". I: *Geotechnique 28.4*, s. 413–433.
- Vucetic, Mladen og Ricardo Dobry (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response". I: *Journal of geotechnical engineering 117.1*, s. 89–107. ISSN: 0733-9410.

Figurer

2.1	Sammenligning av stivheter målt i London (Clayton 2011)	4
2.2	Illustrasjon av Simpsons mursteinteori (Simpson 1992)	5
2.3	Figur (a) illustrerer de ulike spenningsstiene som utgjorde spenningsyklusene, og (b) viser de registrerte resultatene fra treksialforsøkene utført av Richardson (1988)	6
2.4	Degradering av stivhet ved økende tøyning for ulike leirer og kalk. Data fra Heymann (1998), plottet på nytt av Clayton (2011)	6
2.5	Beregning av setning ved bruk av lineær elastisk og ulineær elastiske metoder (Jardine mfl. 1986)	7
2.6	Sammenligning likning (2.4) og forsøksdata fra Dos Santos og Correia (2001) figur hentet fra Brinkgreve og Broere (2006)	8
2.7	Et normalisert log-plot som viser skjærstivhet ved ulike skjærtøyninger (Benz mfl. 2009)	8
2.8	Venstre: en skjematisk tegning av et Stokoe apparat. Høyre: et foto av et Stokoe apparat. (Clayton 2011)	10
2.9	Feltmetoder for bestemmelse av G_0	12
2.10	Korrelasjonsdiagram mellom E_0 og E_S (Alpan 1970)	14
2.11	Reduksjon av (G/G_0) ved ulik plastisitetsindeks (Benz mfl. 2009)	16
3.1	Illustrasjon av styrkeøkningen fra plastisk tøyning (Surarak 2011).	18
3.2	Illustrasjon av NTH-plott (Vegdirektoratet 2014).	19
3.3	Graf som viser beregning av dilatansvinkel (Schanz mfl. 1999).	19
3.4	Illustrasjon av stivhetsparametrene fra en drenert trekstest (Schanz mfl. 1999). . .	20
3.5	Metode for å finne spenningsavhengighetsparameteren (Truty og Obrzud 2011). .	21
3.6	v_{ur} ved ulik mobilisert belastning (Mayne mfl. 2009).	22

4.1	Situasjonstegning av lillebyutbyggingen (hentet fra http://nyelilleby.no/) . . .	25
4.2	Kvatærgeologisk kart fra NGU som viser Lillebyområdet.	26
4.3	Oversiktstegning av setningsboltene i Lillebyområdet	28
5.1	Foto av graveskråningen hvor leiren ble hentet.	29
5.2	Stålplate brukt for henting av blokkprøver	30
5.3	Lagdeling og steiner fra leiren fra Lillby	32
5.4	Skjematisk illustrasjon av treaksiellapparat	33
5.5	Illustrasjon av labforløpet for et treaksforsøk	34
5.6	Illustrasjon av montering av prøve for et treaksialforsøk	35
5.7	Tabell for vurdering av kvalitet på treaksialforsøk hentet fra Vegdirektoratet (2014)	35
5.8	Arealforandring under treaksialforsøk. Til venstre: arealreduksjon under konsolidering. Høyre: arealutvidelse under skjærfase.	37
5.9	Graf som viser baktrykk og burette målt i slutten av konsolideringen av forsøk 2-1 .	38
5.10	Skjematisk illustrasjon av treaksiellapparat	39
5.11	NTNU-plott for tre ulike udrenerte forsøk	39
5.12	q mot tøyning fra de udrenerte forsøkene	41
5.13	NTNU og q-p plott for de udrenerte forsøkene	41
5.14	q mot tøyning fra de drenerte forsøkene	42
5.15	Illustrasjon av Benderelementutstyr	44
5.16	Skjærbølgehastighet fra benderforsøk i treaksialforsøk 3-5, 3-6 og 3-8	45
5.17	Beskjæring av ødometerprøve	46
5.18	Montering av ødometerprøve	47
5.19	Tøyning spenning fra ødometerforsøk 1-1 og 1-2	48
5.20	Ødometermodul fra ødometerforsøk 1-1 og 1-2	49
5.21	Oppsummerende graf fra alle rebelastningsforsøkene utført på blokk 1 og 2.	49
5.22	Spenning-tøyningsplott for forsøk 4-1	50
6.1	Grunnlag for modellutformingen	51
6.2	Snitt av pukkputen under boligblokken.	52
6.3	Høydefordeling i modellens opprinnelige terreng	53
6.4	Sammenligning av plantegninger for parkeringsgarasjen	54

6.5	Sammenligning av plantegninger for boligblokken	54
6.6	Lastfordeling på fundamentet til boligblokken	55
6.7	Forsterkningslplater og punktlaster til parkeringskjelleren på Lilleby	55
6.8	Oversiktsbilde av beregningsmodellen i Plaxis med alle lastene.	56
6.9	Snitt av mesh under parkeringskjeller og boligblokk på Lilleby.	57
6.10	NTNUplot av det udrenerte treaksialforsøket 2-4 med trendlinje for bruddlinje. . .	58
6.11	Tøyning-spenningsplott av ødometerforsøk 1-1 og 1-2 hvor spenningen er plottet i logskala og p_c er markert med rød strek.	59
6.12	Plottede resultater fra det drenerte treaksialforsøket 3-2 med trendlinjer for rebe- lastningsstivhet	60
6.13	Reduksjonslinjer etter likning (2.4) med $\gamma_{0.7} = 0,025\%$ og $\gamma_{0.7} = 0,095\%$ med stiv- hetsverdier fra treaksialforsøk 2-4, 3-1, 3-2, 3-3 og 3-7. De blå, gule og grønne punk- tene er henholdsvis primærbelastning, første rebelastning og andre rebelastning i de drenerte forsøkene, og de lilla punktene er fra udrenerte forsøk.	62
6.14	Modelltilpasning til ødometerforsøk 1-1	64
6.15	Modelltilpasning til ødometerforsøk 4-1	64
6.16	Modelltilpasning til treaksialforsøk 3-2 og 3-3	65
6.17	Modelltilpasning til ødometerforsøk 1-1	66
6.18	Modelltilpasning til ødometerforsøk 4-1	66
6.19	Modelltilpasning til treaksialforsøk 3-2 og 3-3	67
7.1	Oversikt over posisjonen til de vertikale snittene som er brukt	69
7.2	Vertikale setninger i snitt A	70
7.3	Vertikale setninger i snitt B	71
7.4	Figuren viser vertikale deformasjoner i horisontale snitt av hele det beregnede jordvolumet ved fire ulike dybder. Kote 10 er rett under fundamentene.	72
7.5	Fundamentplaten til parkeringsgarasjen og boligblokken	73
7.6	Vertikale setninger i snitt A	74
7.7	Vertikale setninger i snitt B	75
7.8	Figuren viser vertikale deformasjoner i horisontale snitt av hele det beregnede jordvolumet ved fire ulike dybder. Kote 10 er rett under fundamentene.	76
7.9	Fundamentplaten til parkeringsgarasjen og boligblokken	77

8.1	Skjematisk illustrasjon av forløpet til et ødometerforsøk i plaxis og i praksis.	80
8.2	Illustrasjon av en avrundet overgang fra overkonsolidert til normalkonsolidert område i ødometerforsøk 1-1.	80
8.3	Sammenligning horisontale snitt ved ulike kotehøyder av vertikale setninger beregnet med Hardening Soil (venstre) og Hardening Soil Small (høyre). Kote 10 er ved bunnen av fundamentene.	83
A.1	Kornfordelingskruve	100
B.1	Volumendring i forsøk 1-1	102
B.2	Poretrykksutvikling under skjærfasen i forsøk 1-1	103
B.3	Oversikt over påført celletrykk og baktrykk på prøven under konsolidering i forsøk 1-2	104
B.4	Volumendring i forsøk 1-2 under konsolidering, før påføring av baktrykk	105
B.5	q mot tøyning fra forsøk 1-2	106
B.6	NTNU og q-p plott for forsøk 1-2	106
B.7	Tap av baktrykk under skjærfasen i forsøk 2-2	108
B.8	Volumendring i forsøk 2-1 under konsolidering, før påføring av baktrykk	109
B.9	q mot tøyning fra forsøk 2-1	110
B.10	NTNU og q-p plott for forsøk 2-1	110
B.11	q mot tøyning fra forsøk 2-2	111
B.12	Volumendring og q-p plott for forsøk 2-2	112
B.13	Volumendring i forsøk 2-4 under konsolidering, før påføring av baktrykk	113
B.14	q mot tøyning fra forsøk 2-4	114
B.15	NTNU og q-p plott for forsøk 2-4	114
B.16	Volumendring i forsøk 3-1 under konsolidering, før påføring av baktrykk	115
B.17	q mot tøyning fra forsøk 3-1	116
B.18	NTNU og q-p plott for forsøk 3-1	116
B.19	q mot tøyning fra forsøk 3-2	117
B.20	Volumendring og q-p plott for forsøk 3-2	118
B.21	q mot tøyning fra forsøk 3-3	119
B.22	Volumendring og q-p plott for forsøk 3-3	120

B.23 q mot tøyning fra forsøk 3-4	121
B.24 Volumendring og q-p plott for forsøk 3-4	122
B.25 Målt volumendring i forsøk 3-5 under konsolidering	123
B.26 Rekonstruert volumendring i forsøk 3-5 under konsolidering	124
B.27 Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk	125
B.28 Volumendring i forsøk 3-6 under konsolidering	126
B.29 q mot tøyning fra forsøk 3-6	127
B.30 NTNU og q-p plott for forsøk 3-6	127
B.31 Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk	128
B.32 q mot tøyning fra forsøk 3-7	129
B.33 NTNU og q-p plott for forsøk 3-7	130
B.34 Volumendring i forsøk 3-8 under konsolidering, før påføring av baktrykk	131
B.35 q mot tøyning fra forsøk 3-8	132
B.36 NTNU og q-p plott for forsøk 3-8	132
B.37 Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk 3-8	133
C.1 Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-1	136
C.2 Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 1-1	136
C.3 Ødometermodul for forsøk 1-1	137
C.4 konsolideringskoeffisient for forsøk 1-1	137
C.5 Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-2	138
C.6 Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 1-2	138
C.7 Ødometermodul for forsøk 1-2	139
C.8 konsolideringskoeffisient for forsøk 1-2	139
C.9 Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-3	140
C.10 Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 1-3	140
C.11 Ødometermodul for forsøk 1-3	141
C.12 konsolideringskoeffisient for forsøk 1-3	141
C.13 Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-4	142
C.14 Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 1-4	142
C.15 Ødometermodul for forsøk 1-4	143
C.16 konsolideringskoeffisient for forsøk 1-4	143

C.17	Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-5	144
C.18	Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 1-5	144
C.19	Ødometermodul for forsøk 1-5	145
C.20	konsolideringskoeffisient for forsøk 1-5	145
C.21	Spenning-tøyningdiagram for forsøk 2-1	146
C.22	Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 2-1	146
C.23	Ødometermodul for forsøk 2-1	147
C.24	konsolideringskoeffisient for forsøk 2-1	147
C.25	Spenning-tøyningdiagram for forsøk 2-2	148
C.26	Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk2-2	148
C.27	Ødometermodul for forsøk	149
C.28	konsolideringskoeffisient for forsøk forsøk 2-2	149
C.29	Spenning-tøyningdiagram for forsøk 2-3	150
C.30	Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 2-3	150
C.31	Ødometermodul for forsøk 2-3	151
C.32	konsolideringskoeffisient for forsøk 2-3	151
C.33	Spenning-tøyningdiagram for forsøk 4-1	152
C.34	Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 4-1	153
C.35	Ødometermodul for forsøk 4-1	154
D.1	3D illustrasjoner av bygningsgeometrien brukt i modellen	156
D.2	Situasjonsplan av utgravingsfasen i modellen	156
D.3	Situasjonsplan av utgravingsfasen i modellen	157
D.4	Situasjonsplan av fundamenteringsfasen i modellen	158
D.5	Situasjonsplan av den første belastningsfasen i modellen	159
D.6	Situasjonsplan av den andre belastningsfasen i modellen	160
D.7	Snitt av mesh under parkeringskjeller og boligblokk på Lilleby.	161
D.8	Snitt av mesh under boligblokk på Lilleby.	161
D.9	Horsiontalt snitt av modellens mesh ved kote 10	162
D.10	Horsiontalt snitt av modellens mesh ved kote 2	163
D.11	Horsiontalt snitt av modellens mesh ved kote -6	164
D.12	Horsiontalt snitt av modellens mesh ved kote -16	165

D.13 Oversikt over posisjonen til de vertikale snittene som er brukt	166
D.14 Vertikale setninger i snitt A, beregnet med Hardening Soil.	167
D.15 Vertikale setninger i snitt B, beregnet med Hardening Soil.	168
D.16 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 10, rett under fundamentplatene. Beregnet med Hardening Soil.	169
D.17 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 0. Beregnet med Hardening Soil. . .	170
D.18 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -10. Beregnet med Hardening Soil. .	171
D.19 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -20. Beregnet med Hardening Soil. .	172
D.20 Vertikale setninger på hele fundamentet. Beregnet med Hardening Soil.	173
D.21 Vertikale setninger på fundamentet til parkeringsgarasjen. Beregnet med Harde- ning Soil.	174
D.22 Vertikale setninger på fundamentet til boligblokken. Beregnet med Hardening Soil.	175
D.23 Vertikale setninger i snitt A, beregnet med Hardening Soil Small.	176
D.24 Vertikale setninger i snitt B, beregnet med Hardening Soil Small.	177
D.25 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 10, rett under fundamentplatene. Beregnet med Hardening Soil Small.	178
D.26 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 0. Beregnet med Hardening Soil Small.	179
D.27 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -10. Beregnet med Hardening Soil Small.	180
D.28 Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -20. Beregnet med Hardening Soil Small.	181
D.29 Vertikale setninger på hele fundamentet. Beregnet med Hardening Soil Small. . . .	182
D.30 Vertikale setninger på fundamentet til parkeringsgarasjen. Beregnet med Harde- ning Soil Small.	183
D.31 Vertikale setninger på fundamentet til boligblokken. Beregnet med Hardening Soil Small.	184

Tabeller

2.1	Parametres påvirkning på stivheten ved små tøyninger (Benz 2007).	15
3.1	oversikt over inputparametrene i Hardening Soil.	19
4.1	Materialparametre for lagdelingen på Lilleby	27
4.2	Setningsdata fra de fire siste målingene gjort på Lilleby	28
5.1	Oversikt over blokkprøvenes åpningsdato og utførte forsøk	31
5.2	Nøkkerverdier fra udrenerte treaksialforsøk	40
5.3	Nøkkerverdier fra drenerte treaksialforsøk	42
5.4	Konsolidering av leireprøver under benderelementforsøk.	44
5.5	Oppsumert resultat fra benderelementtestene	45
6.1	Parametre for materialer hvor Mohr Coloum materialmodell er brukt	57
6.2	Stivhetsverdier fra drenerte og udrenerte av- og rebelastningsforsøk i treaksialap- parat	60
6.3	Skjærstivhet ved ulike konsolideringer fra benderelementforsøkene utført i denne oppgaven	61
6.4	Parametre for leirelaget for Hardening Soil og Hardening Soil Small med $p_{ref}=39,2$	62
6.5	Parametre for leirelaget for Hardening Soil tilpasset ødometerforsøk. $p_{ref}=100$. .	63
6.6	Parametre for leirelaget for Hardening Soil Small tilpasset ødometerforsøk. $p_{ref}=100$	65
8.1	My caption	81
8.2	My caption	82
A.1	Resultater fra indekstester	99

B.1	Nøkkelverdier fra forsøk 1-2	104
B.2	Nøkkelverdier fra forsøk 2-1	109
B.3	Nøkkelverdier fra forsøk 2-2	111
B.4	Nøkkelverdier fra forsøk 2-4	113
B.5	Nøkkelverdier fra forsøk 3-1	115
B.6	Nøkkelverdier fra forsøk 3-2	117
B.7	Nøkkelverdier fra forsøk 3-3	119
B.8	Nøkkelverdier fra forsøk 3-4	121
B.9	Nøkkelverdier fra forsøk 3-6	126
B.10	Nøkkelverdier fra forsøk 3-7	129
B.11	Nøkkelverdier fra forsøk 3-8	131
C.1	Vanninnhold i ødometerprøvene.	135
C.2	Nøkkelverdier fra forsøk 2-2	148
D.1	Materialparametre for betongplater.	155

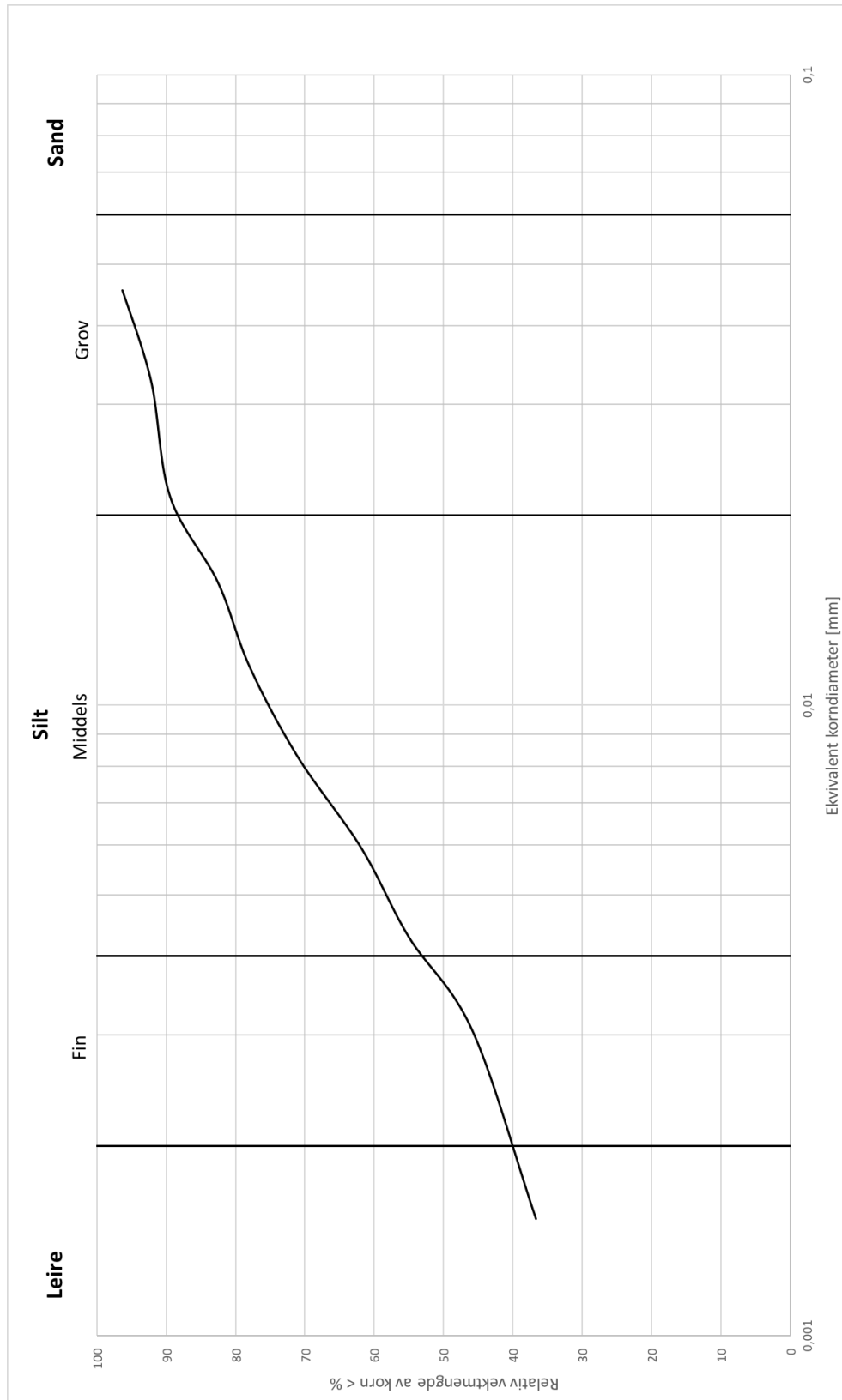
Tillegg A

Indekstest for blokk 1

Leiren er hentet fra en dybde på 2,3 til 2,95 m og indekstestene er utført samme dato som blokken ble åpnet.

Tabell A.1: Resultater fra indekstester

Udrenert skjærstyrke fra konus [kPa]	28
Udrenert omrørt skjærstyrke fra konus [kPa]	3,3
vanninnhold, w_1 [%]	36,54
vanninnhold, w_2 [%]	36,04
Flytegrense, w_l	33,3
Plastisitetsgrense, w_p	18,3
Plastisitetsindeks, I_p [%]	15,00
Tetthet fra pyknometer [g/cm^3]	2,8179
Poretall fra ødometer 1-1	1,036



Figur A.1: Kornfordelingskrue

Tillegg B

Resultater fra treaksialforsøk

I denne masteren er det brukt tre ulike treaksiallapparater. Hovedsakelig er det brukt et studentapparat som er oppbevart i kjelleren på Lerkendalsbygget på NTNU. Dette ble brukt for forsøkene på blokk 1 og 2 samt benderelementforsøkene i blokk 3. Det har vært en rekke problemer med dette apparatet både med lekkasjer i systemet og lekkasjer i ventiler. Dette har gjort at det er knyttet en usikkerhet til hvilket baktrykk og hvilket poretrykk som faktisk har vært inne i prøven under skjærfasen ettersom baktrykket måles på utsiden av den avstengte cellen. Treaksialforsøkene som ble utført på blokk 3 uten benderelement ble utført på to apparater i geoteknikklaboratoriet på Lerkendalsbygget. Disse apparatene er bedre vedlikeholdt og er i bedre tilstand enn apparatet brukt på blokk 1 og 2.

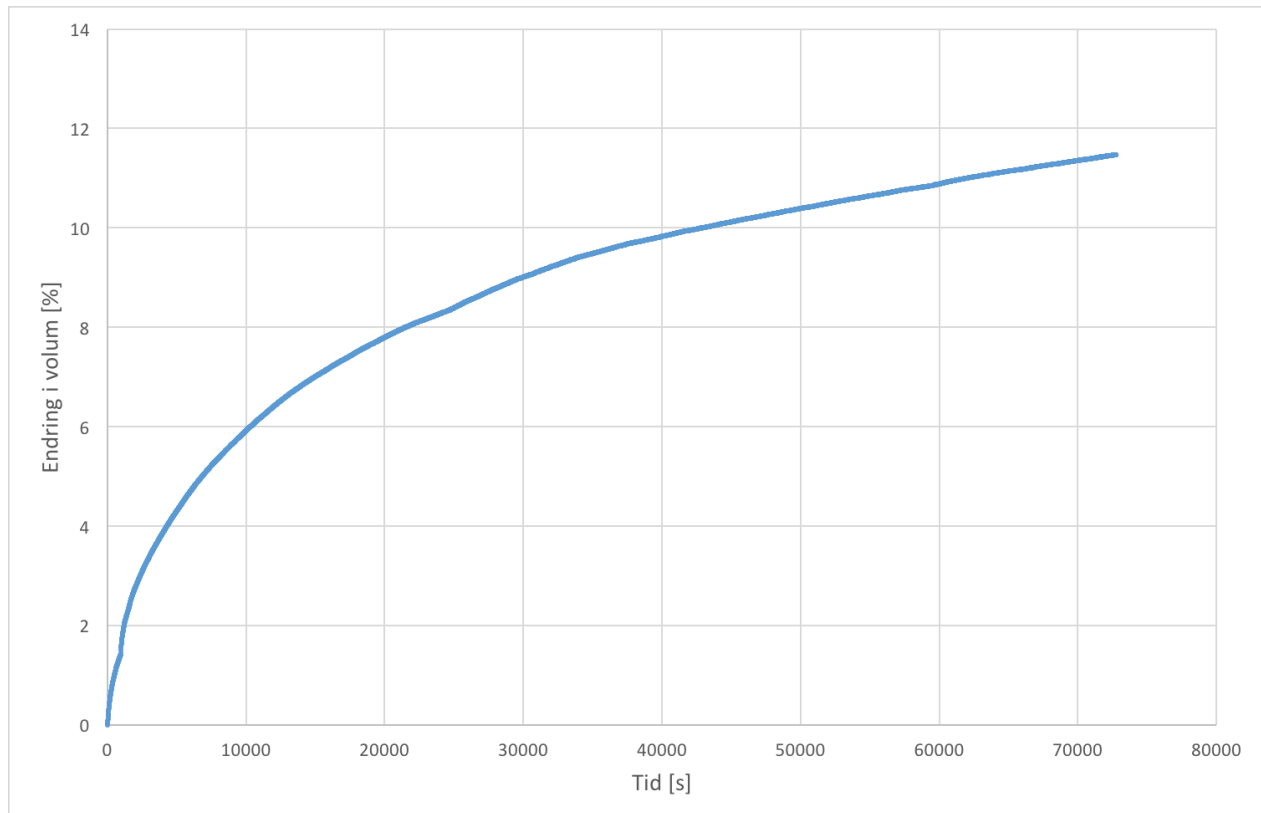
Videre i dette vedlegget er resultatene fra de fleste forsøkene fremlagt. Det er utelatt noen resultat da disse har hatt betydelige forstyrrelser og resultatene ikke vurderes som hensiktsmessige å presentere.

Prøvene er konsolidert til en vertikal spenning $\sigma_v=56$ med $K_0=0,7$ om ikke annet er spesifisert.

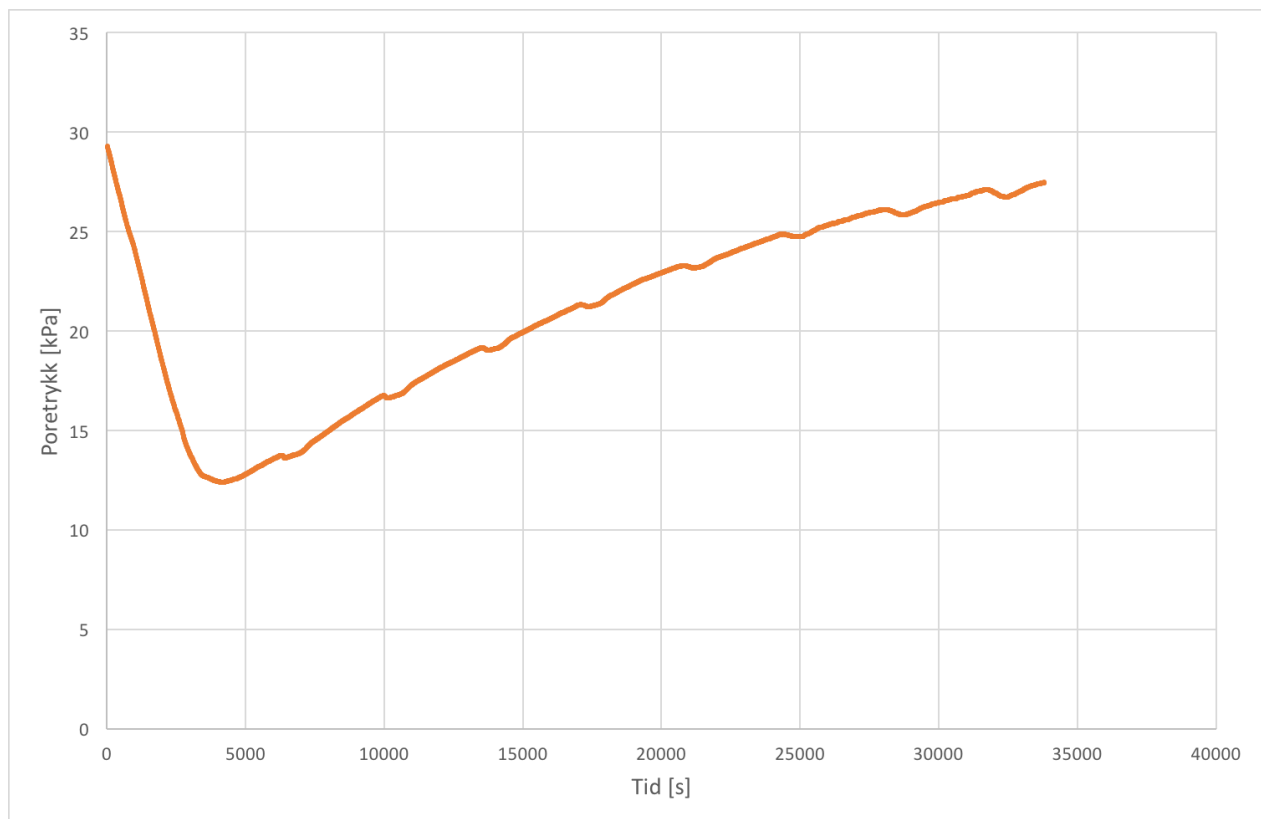
B.1 Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 1

1-1 - CAUC07

Dette forsøket ble forkastet da nullstillingen av baktrykket ikke ble utført riktig og prøvene ble ødelagt ved påføring av baktrykket. Differansen mellom celletrykk og baktrykk skulle vært 40 kPa, men ble iallefall 70 kPa. Det ble tydelig at noe var feil under skjærforsøket ettersom de registrerte verdiene for poretrykket sank i skjærfasen (figur B.2). I tillegg var det problemer med lekkasje i systemet. Som vist i figur B.1 stoppet ikke under konsolideringen.



Figur B.1: Volumendring i forsøk 1-1



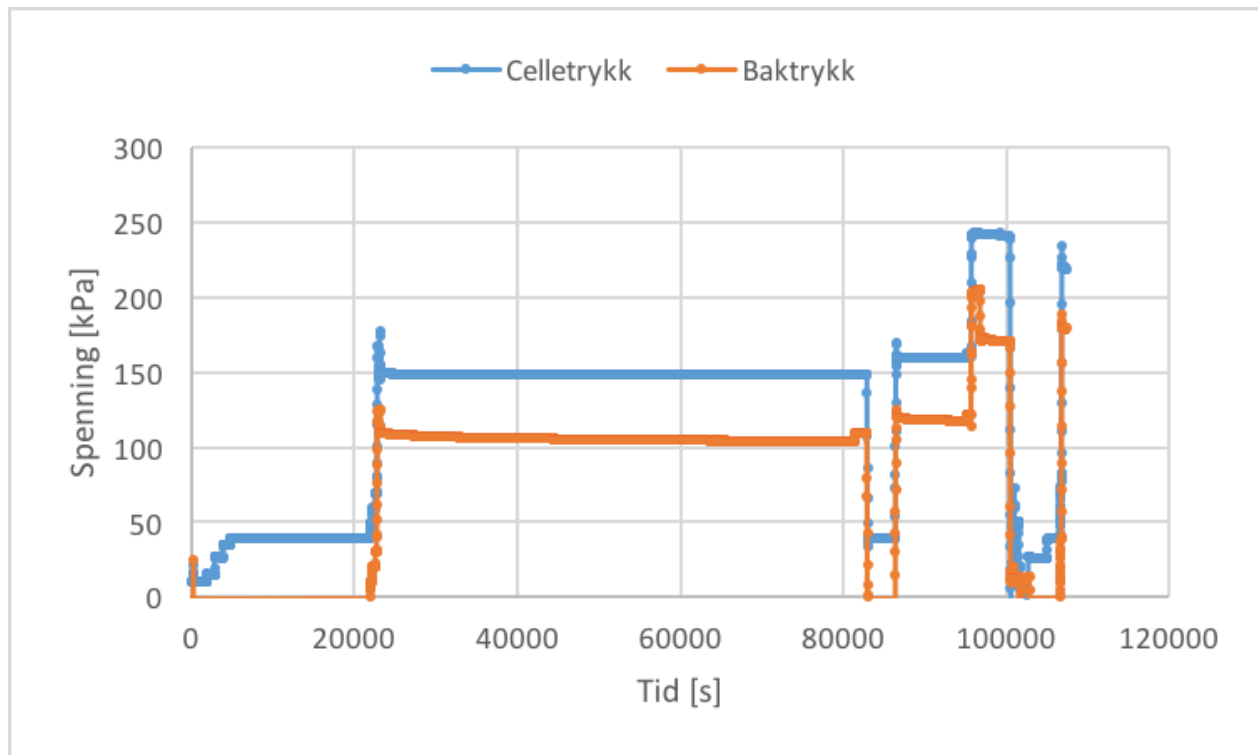
Figur B.2: Poretrykksutvikling under skjærfasen i forsøk 1-1

1-2 - CAUC07

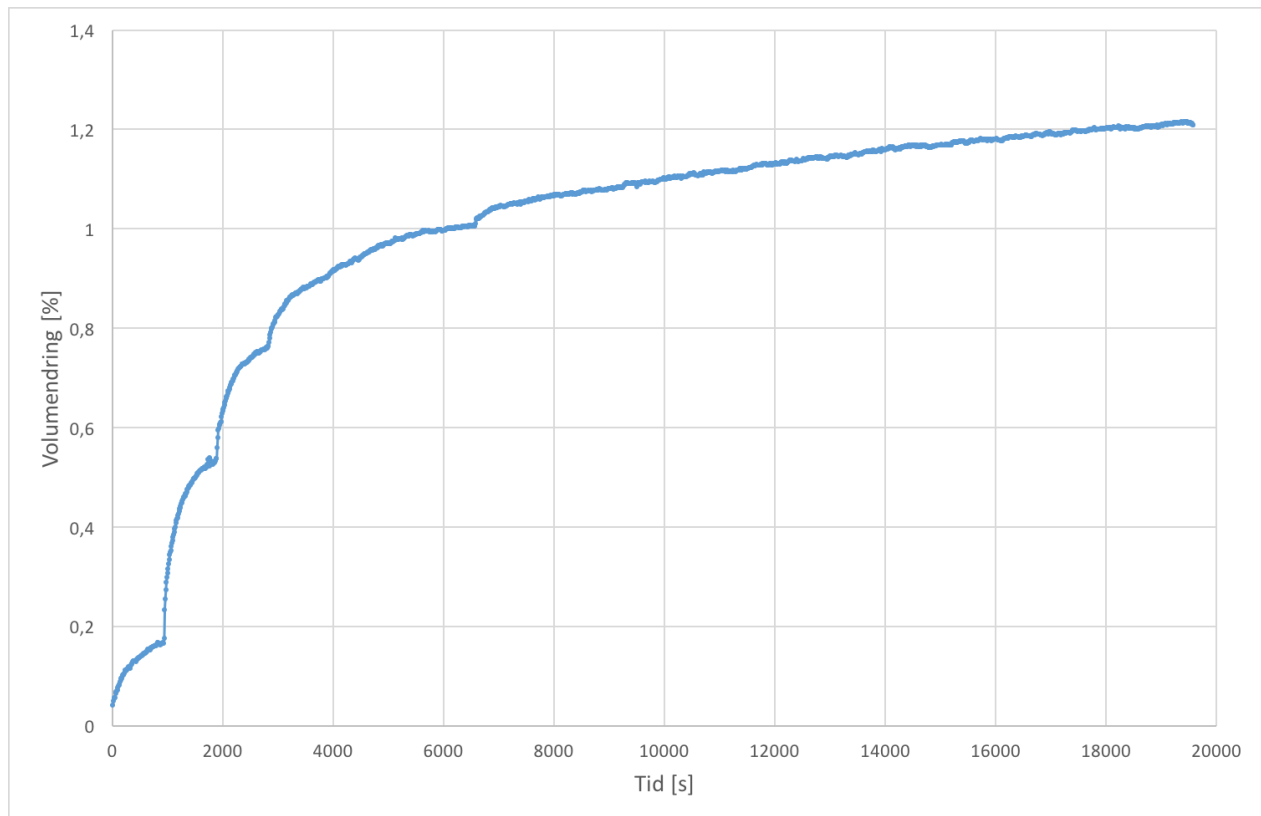
Feilen med baktrykkspåføringen fra forrige forsøk ble ikke løst før under dette forsøket og prøven fikk derfor en litt noen utilsiktede spenningsituasjoner. Derfor er det også store usikkerheter knyttet til kvaliteten ved dette forsøket. De målte verdiene gir mer mening enn forsøk 1-1 og det antas derfor at resultatene kan ha rot i virkeligheten, men bør kun brukes som sammenligningsgrunnlag. Nøkkerverdiene for dette forsøket er oppsumert i tabell B.1.

Tabell B.1: Nøkkerverdier fra forsøk 1-2

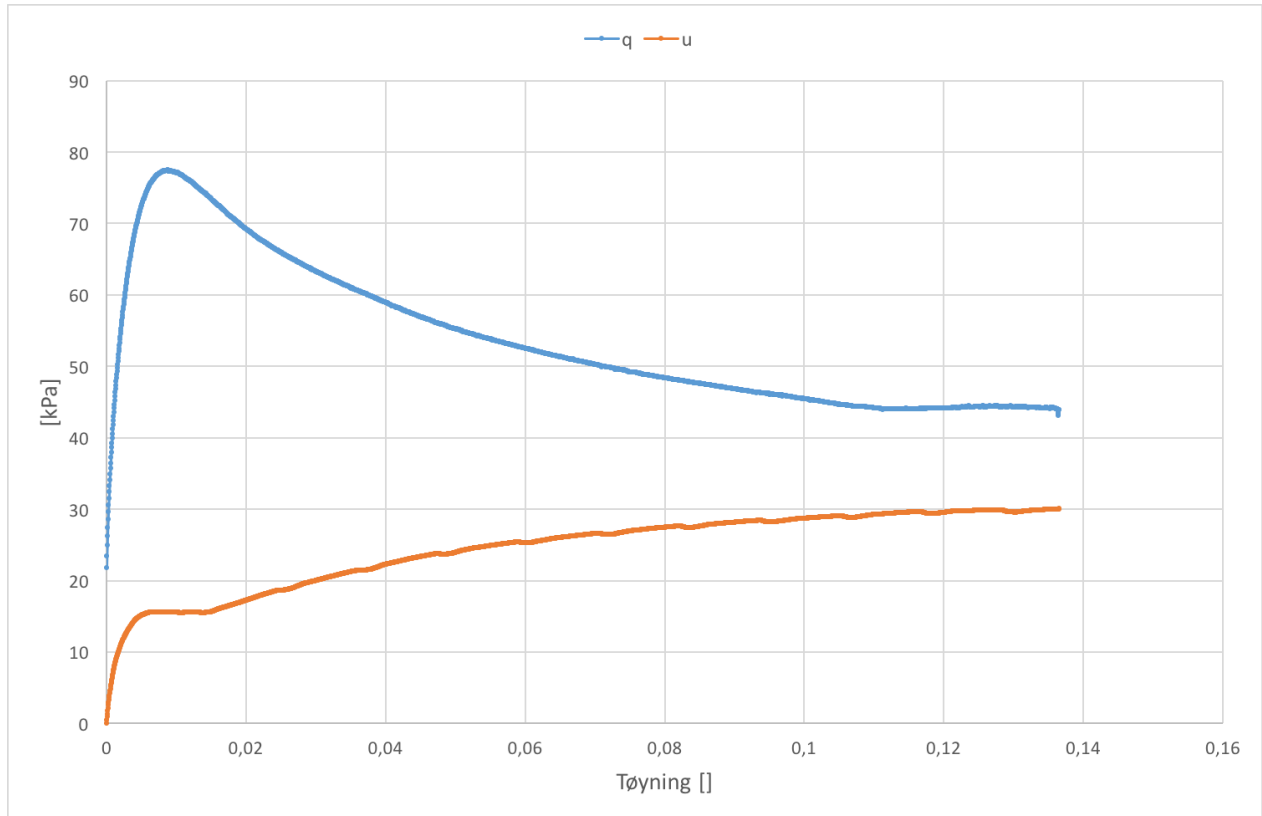
S_u [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E_{50} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
38,5	32,7	9,2	5,0	1,2	1,1	1,17	1,32



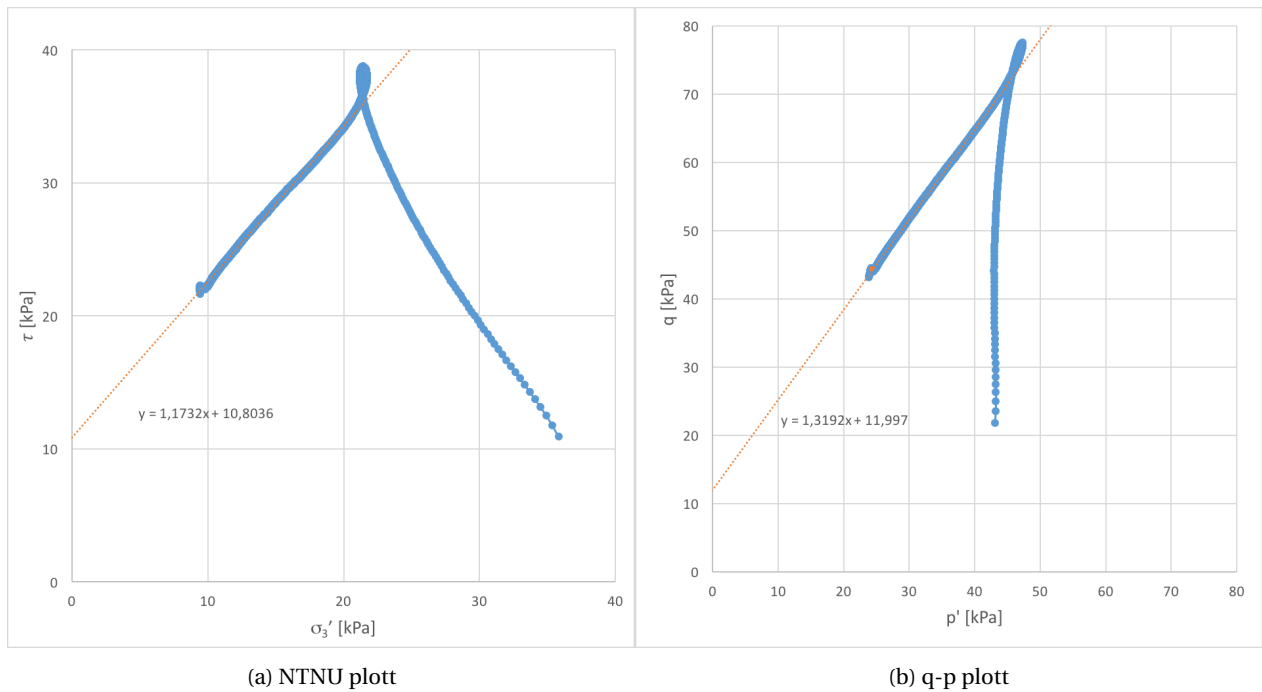
Figur B.3: Oversikt over påført celletrykk og baktrykk på prøven under konsolidering i forsøk 1-2



Figur B.4: Volumendring i forsøk 1-2 under konsolidering, før påføring av baktrykk



Figur B.5: q mot tøyning fra forsøk 1-2



(a) NTNU plott

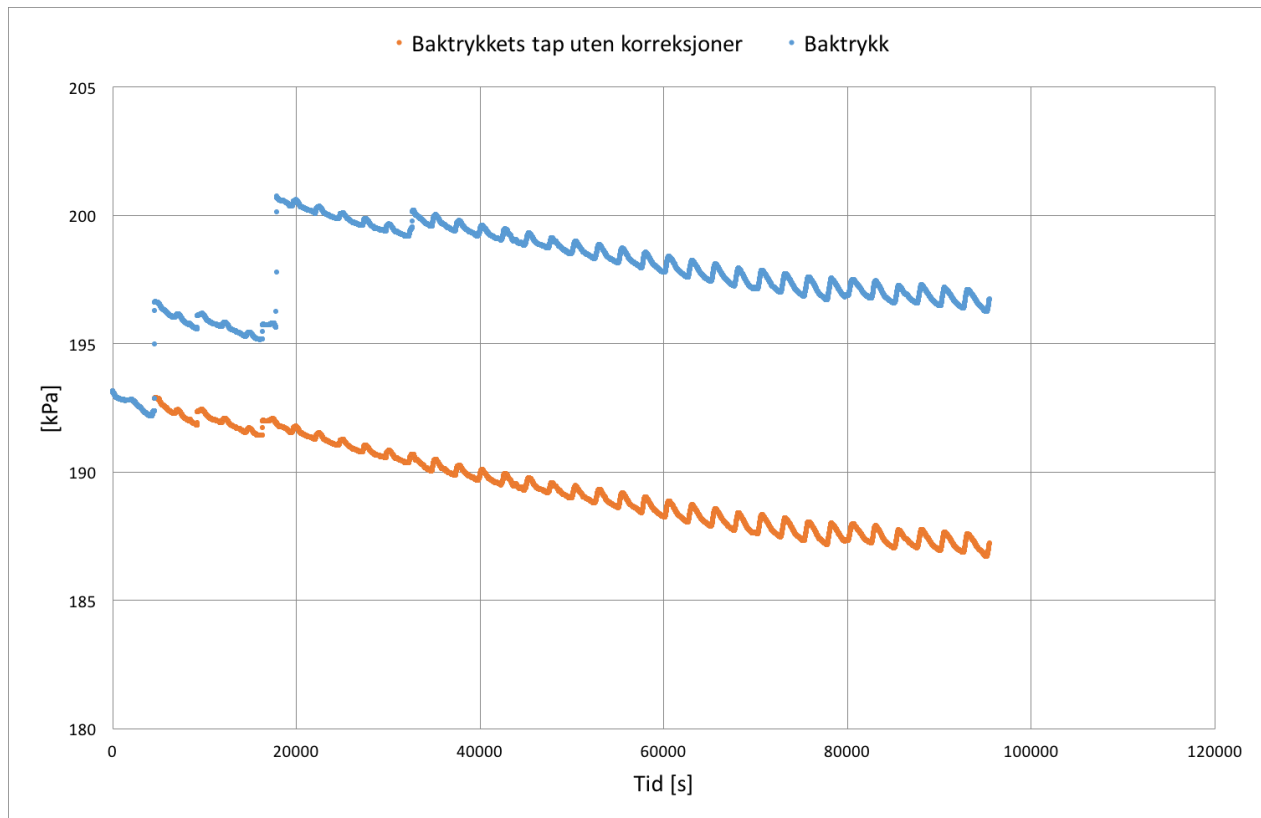
(b) q-p plott

Figur B.6: NTNU og q-p plott for forsøk 1-2

B.2 Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 2

Resultatene fra disse forsøkene viser at det poretrykk ikke registreres skikkelig. Dette kommer frem best i NTNU-plottene fra de undrenerte forsøkene (figur B.10a og figur B.15a) hvor bruddlinjen svinger av fra den antatte trendlinjen. Dette kommer av en for stor reduksjon av σ'_3 under denne fasen. Som beskrevet i kapittel 5 beregnes poretrykket ut fra differansen mellom registrert baktrykk og trykk inne i prøven. Derfor kommer trolig feilen fra baktrykksproblematikken tilknyttet apparatet. Avviket øker med tiden og det er derfor antatt at forsøkene gir nogenlunde gode resultater ettersom prøvene går til brudd i løpet av den første timen av forsøket. Figur B.7 viser baktrykksutviklingen under det drenerte forsøket 2-2, som den blå linjen illustrerer ble det forsøkt økt under forsøket. Den oransje linjen viser hvordan baktrykket ville vært om dette ikke ble gjort. Mellom disse forsøkene ble det utført teter på plastsyndre for å prøve å redusere lekkasjen, men det lot seg ikke løse. Problemet ligger trolig i ventilene som justerer lufttrykket inn til buretten.

Forsøk 2-3 er ikke presentert da forsøket ble svært forstyrret og det vurdert å være hensiktsmessig å presentere.

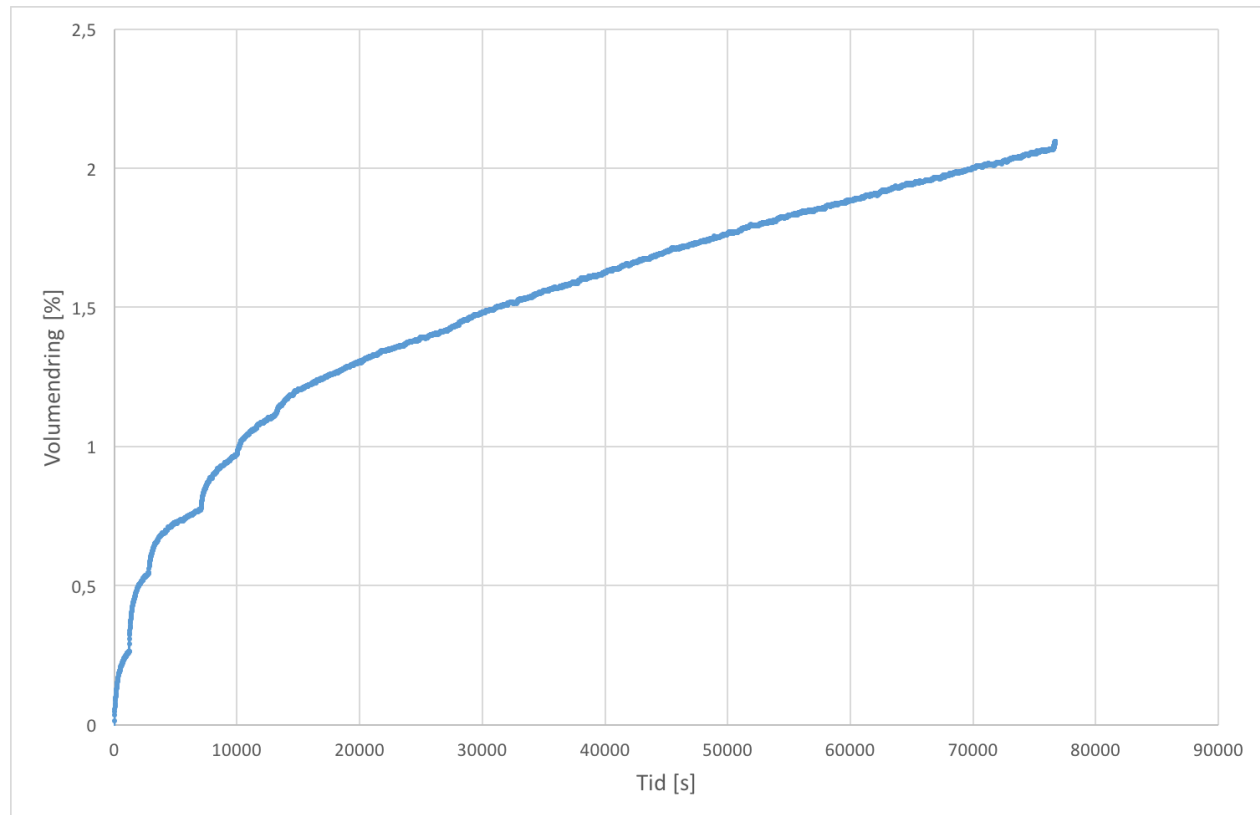


Figur B.7: Tap av baktrykk under skjærfasen i forsøk 2-2

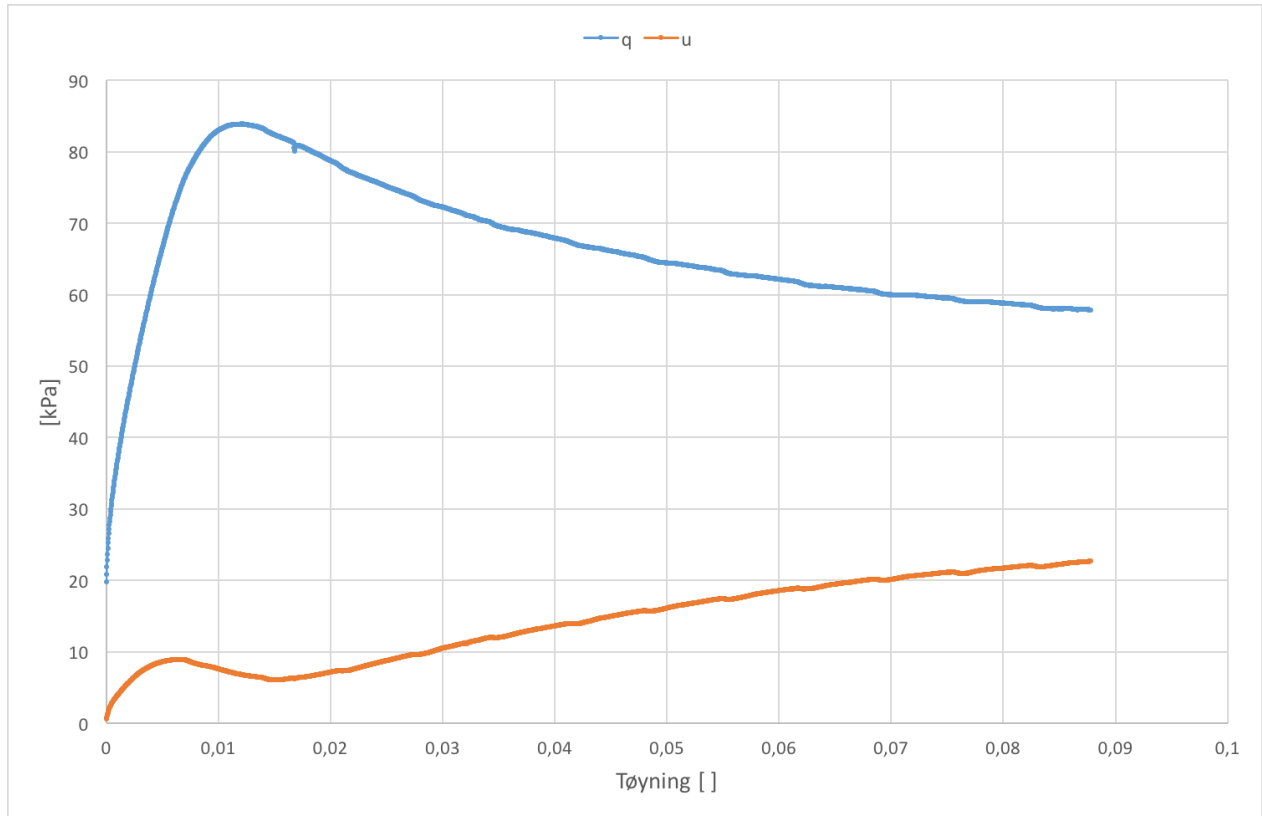
2-1 - CAUC07

Tabell B.2: Nøkkelværdier fra forsøk 2-1

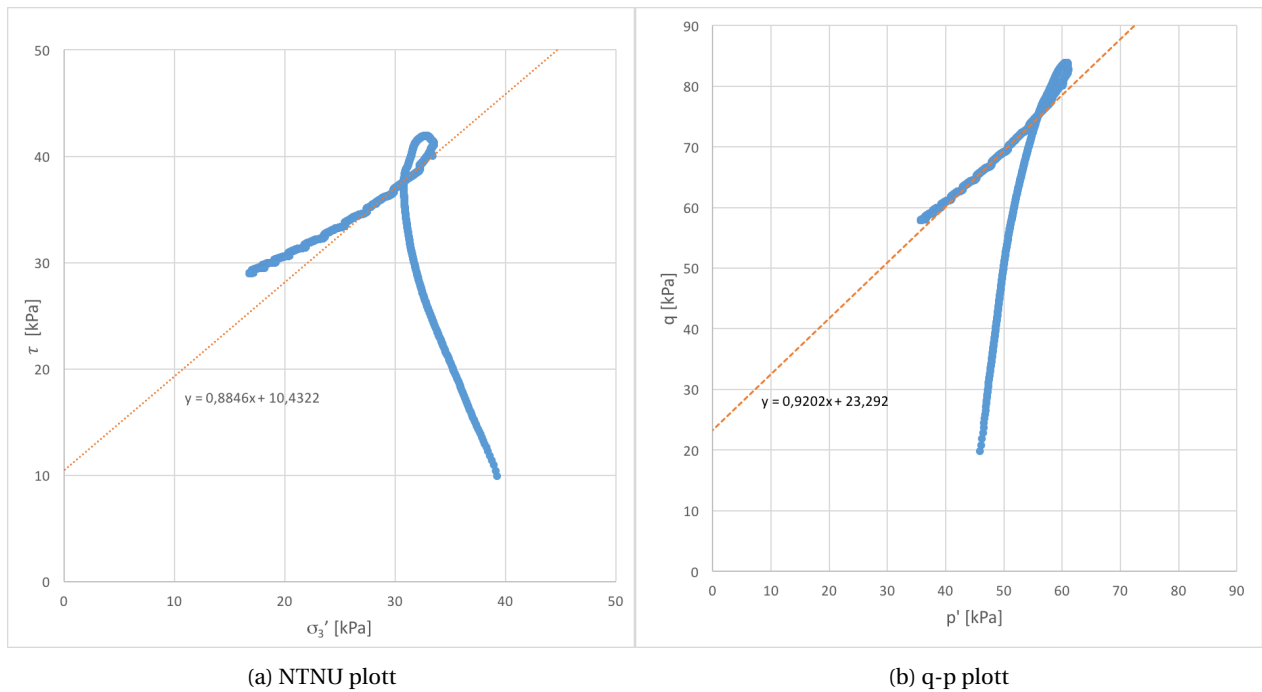
Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E_{50} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
41,5	31	12,2	5,7	2,1	1,1	0,88	0,92



Figur B.8: Volumendring i forsøk 2-1 under konsolidering, før påføring av baktrykk



Figur B.9: q mot tøyning fra forsøk 2-1



(a) NTNU plott

(b) q-p plott

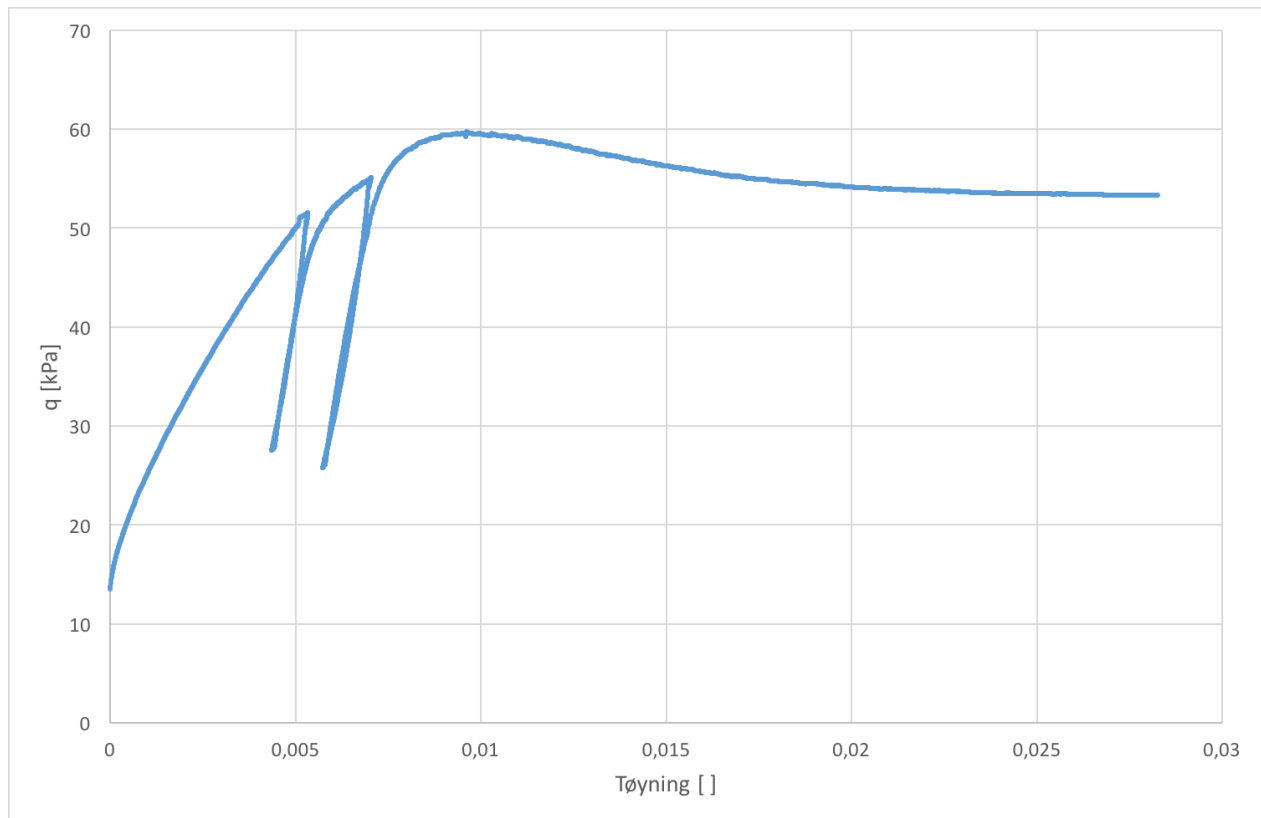
Figur B.10: NTNU og q-p plott for forsøk 2-1

2-2 - CADC07

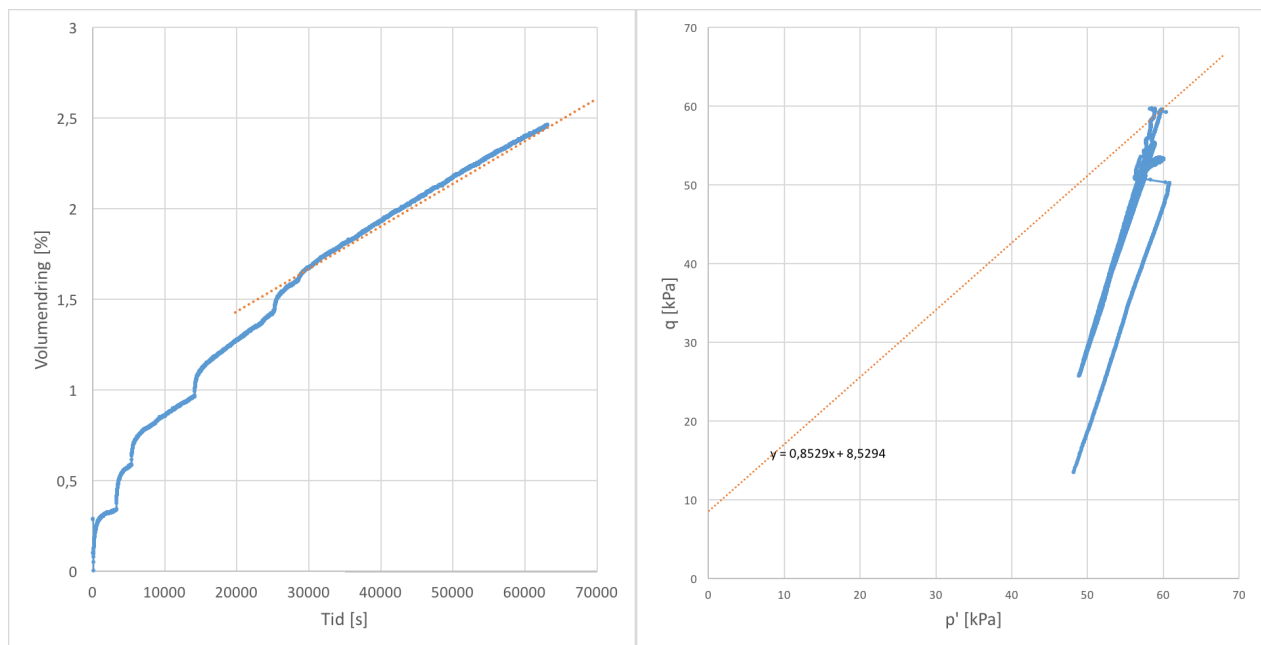
Dette forsøket ble utført drenert, men uten standardisert tøyningshastighet. Tøyningshastigheten var 0,33%/time som er antatt for hurtig for å unngå poretrykksoppbygning i prøven.

Tabell B.3: Nøkkelerverdier fra forsøk 2-2

Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]
30	5,0	23	2,45	1,0



Figur B.11: q mot tøyning fra forsøk 2-2



(a) Volumendring i forsøk 2-2 under konsolidering, før påføring av baktrykk

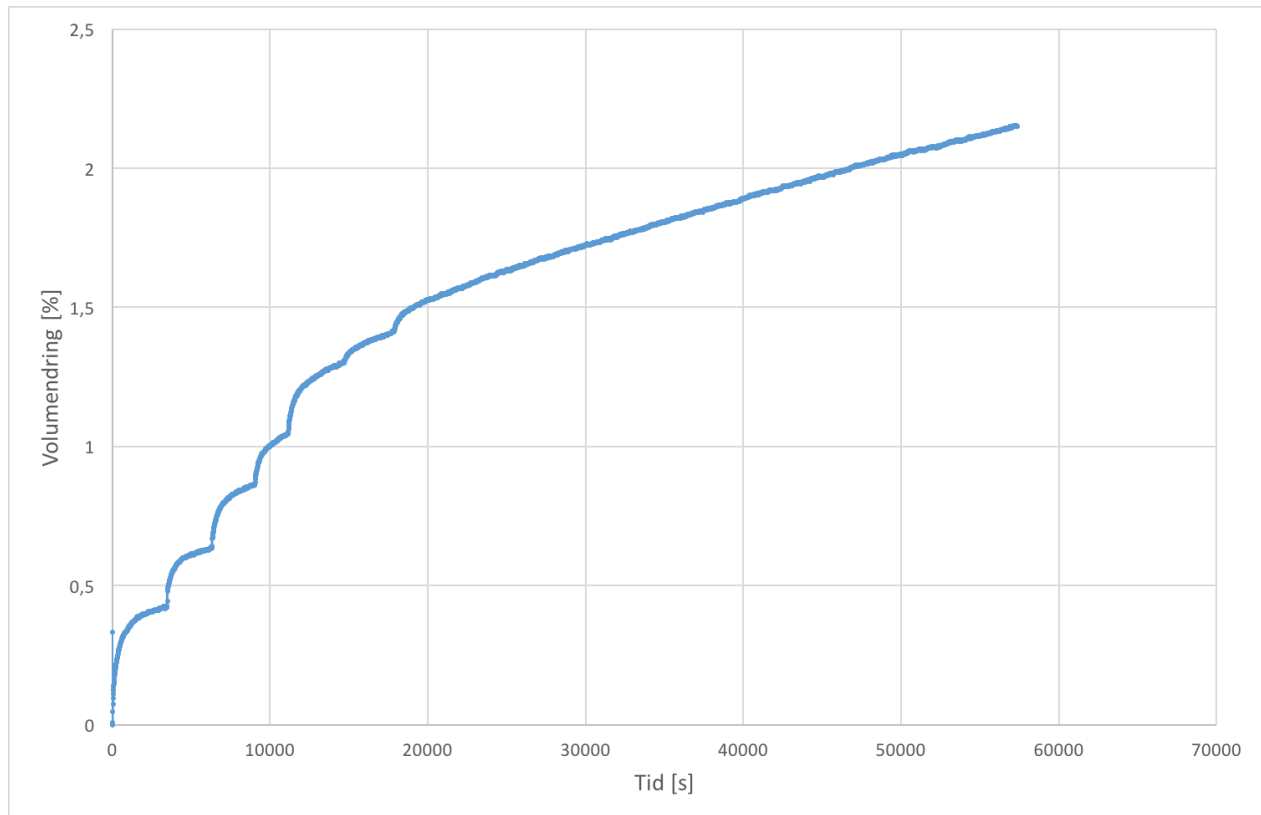
(b) q-p plott

Figur B.12: Volumendring og q-p plott for forsøk 2-2

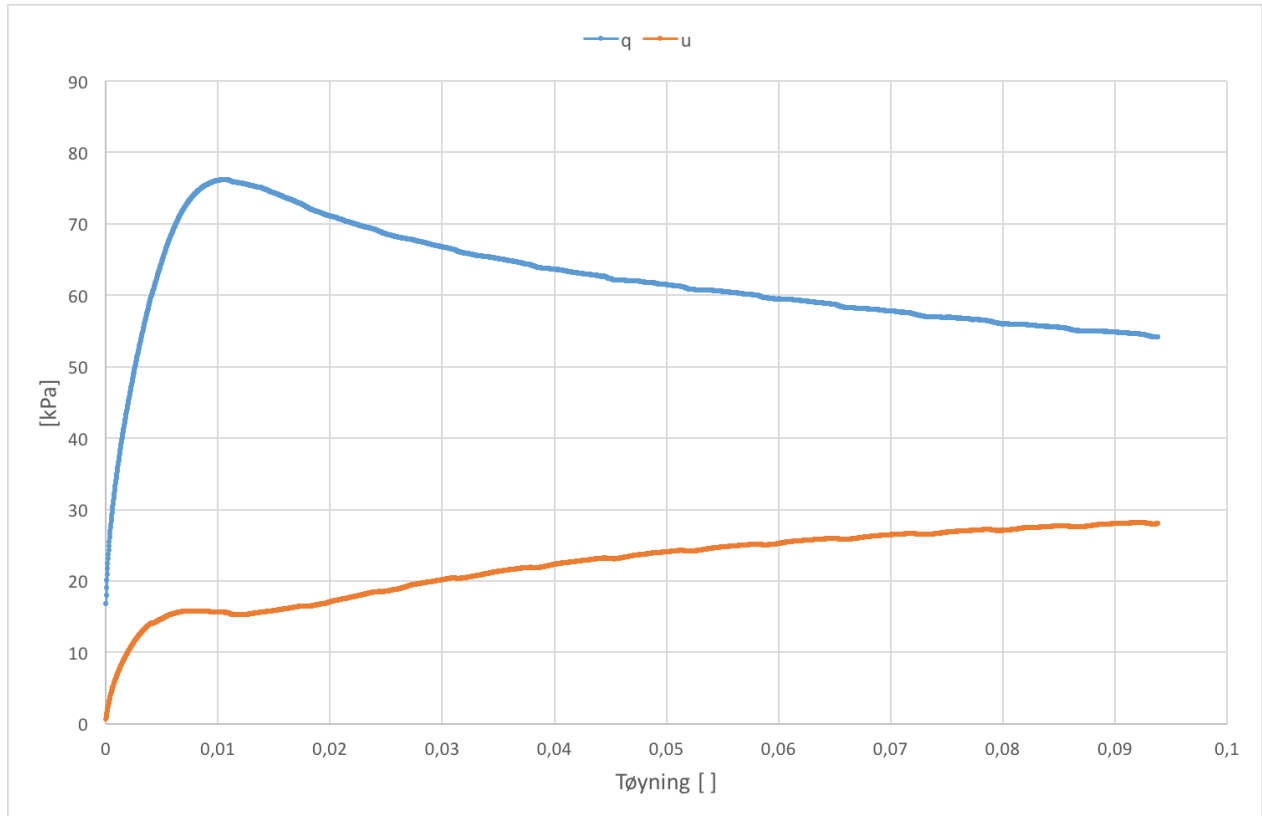
2-4 - CAUC07

Tabell B.4: Nøkkelværdier fra forsøk 2-4

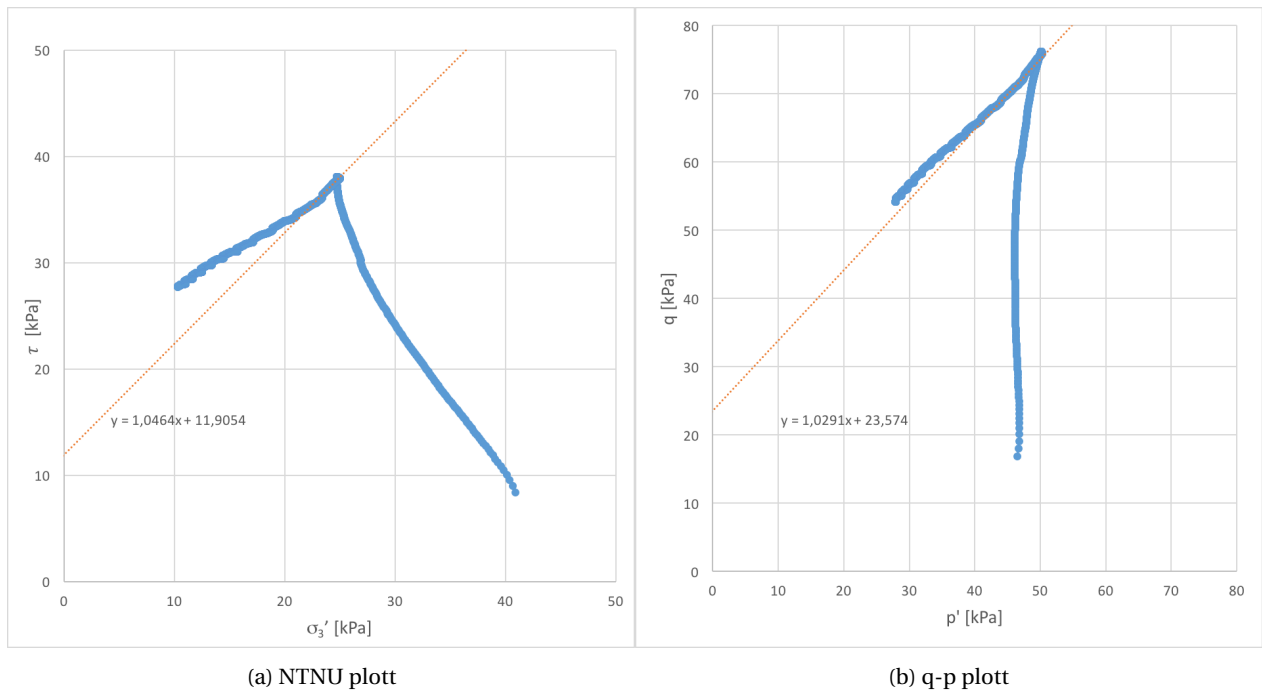
S_u [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E_{50} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
38	29,6	11,4	5,9	2,15	1,0	1,05	1,03



Figur B.13: Volumendring i forsøk 2-4 under konsolidering, før påføring av baktrykk



Figur B.14: q mot tøyning fra forsøk 2-4



(a) NTNU plott

(b) q-p plott

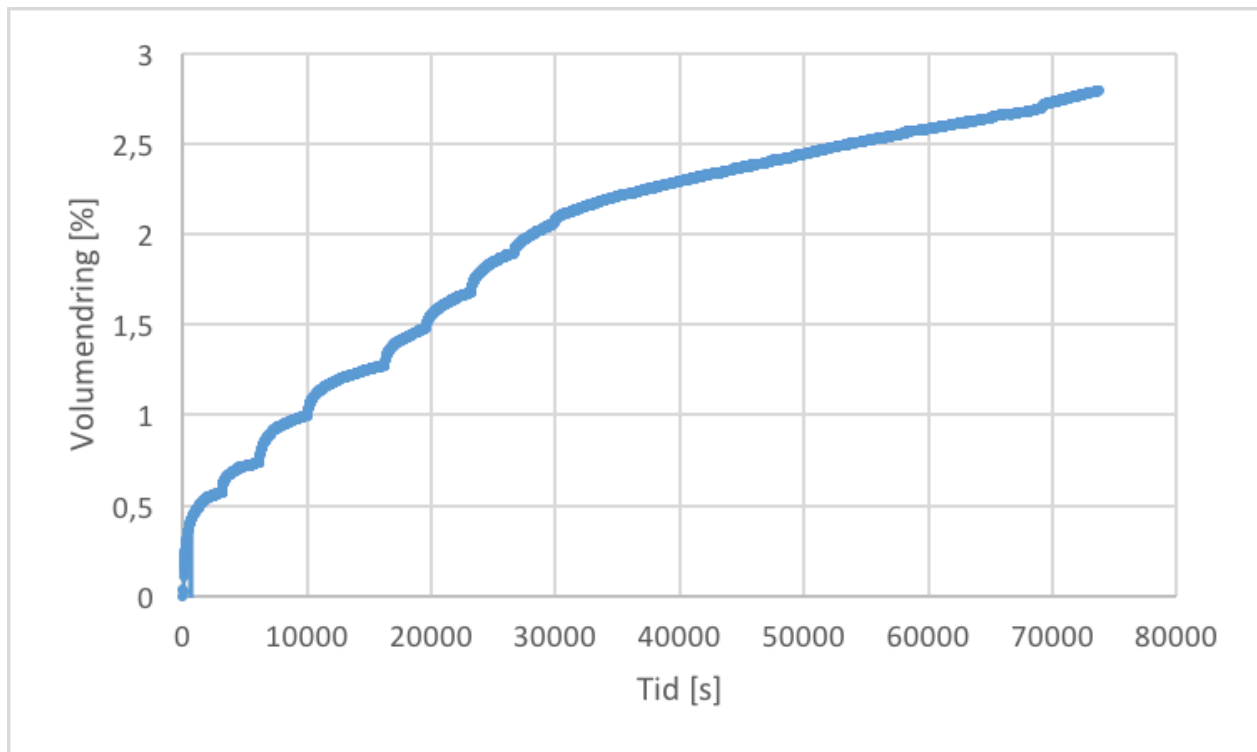
Figur B.15: NTNU og q-p plott for forsøk 2-4

B.3 Resultater fra forsøk på leireprøver fra blokk 3

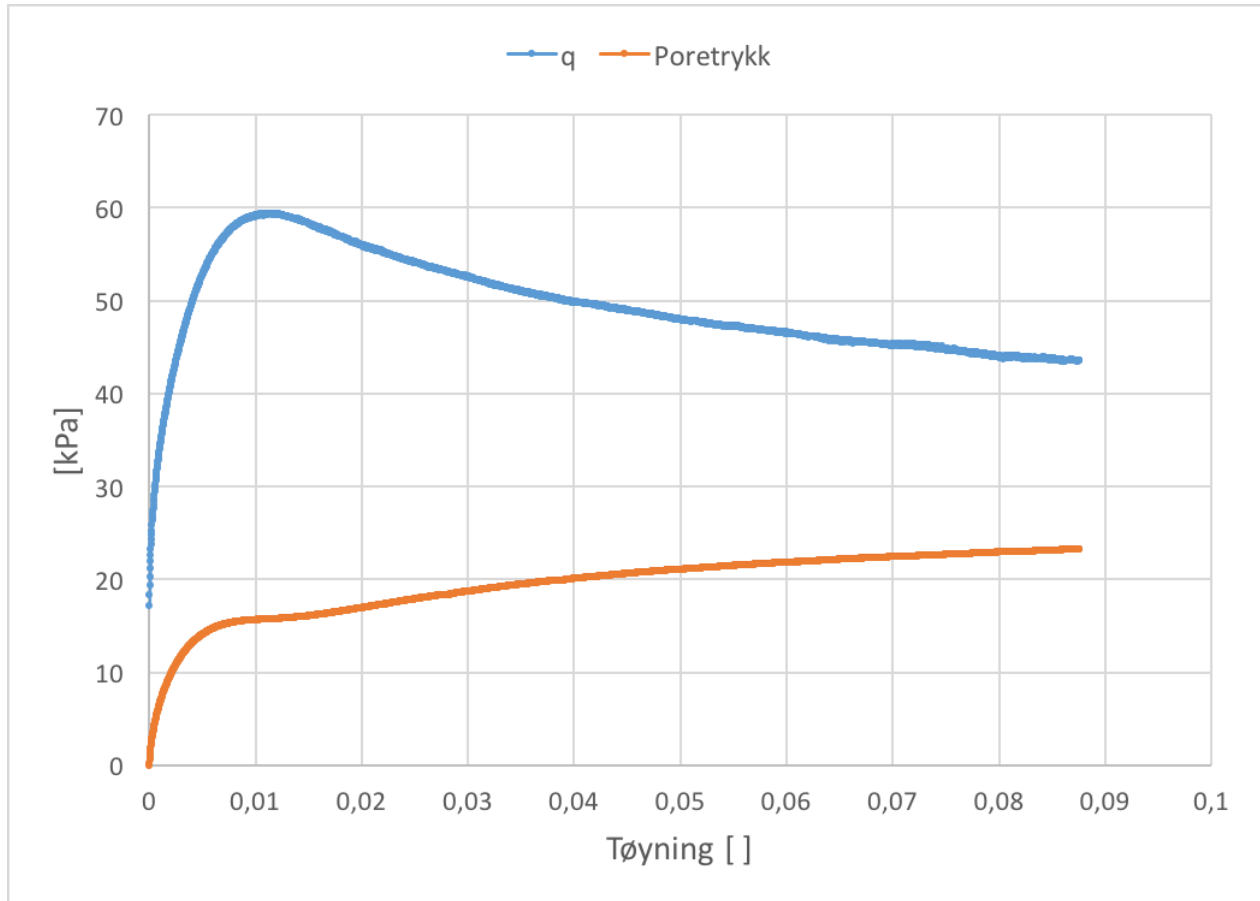
3-1 - CAUC07

Tabell B.5: Nøkkelværdier fra forsøk 3-1

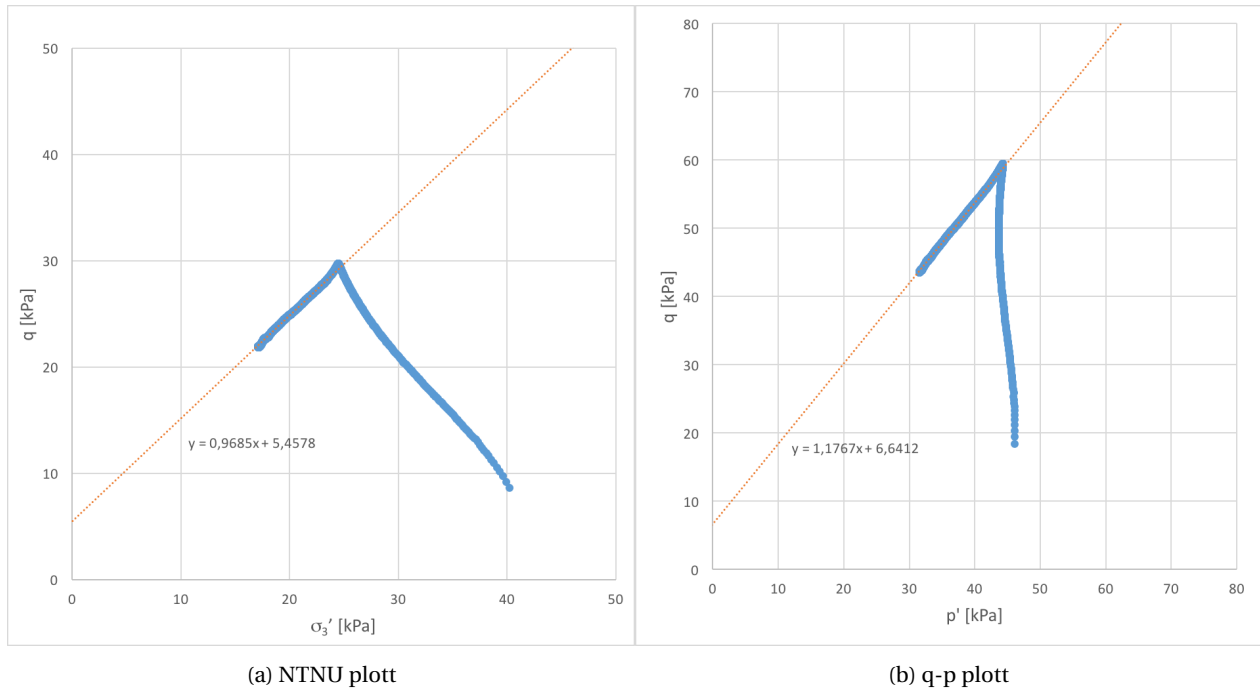
Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E_{50} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
29,6	30,3	5,7	4,0	2,8	1,0	0,968	1,17



Figur B.16: Volumendring i forsøk 3-1 under konsolidering, før påføring av baktrykk



Figur B.17: q mot tøyning fra forsøk 3-1



(a) NTNU plott

(b) q-p plott

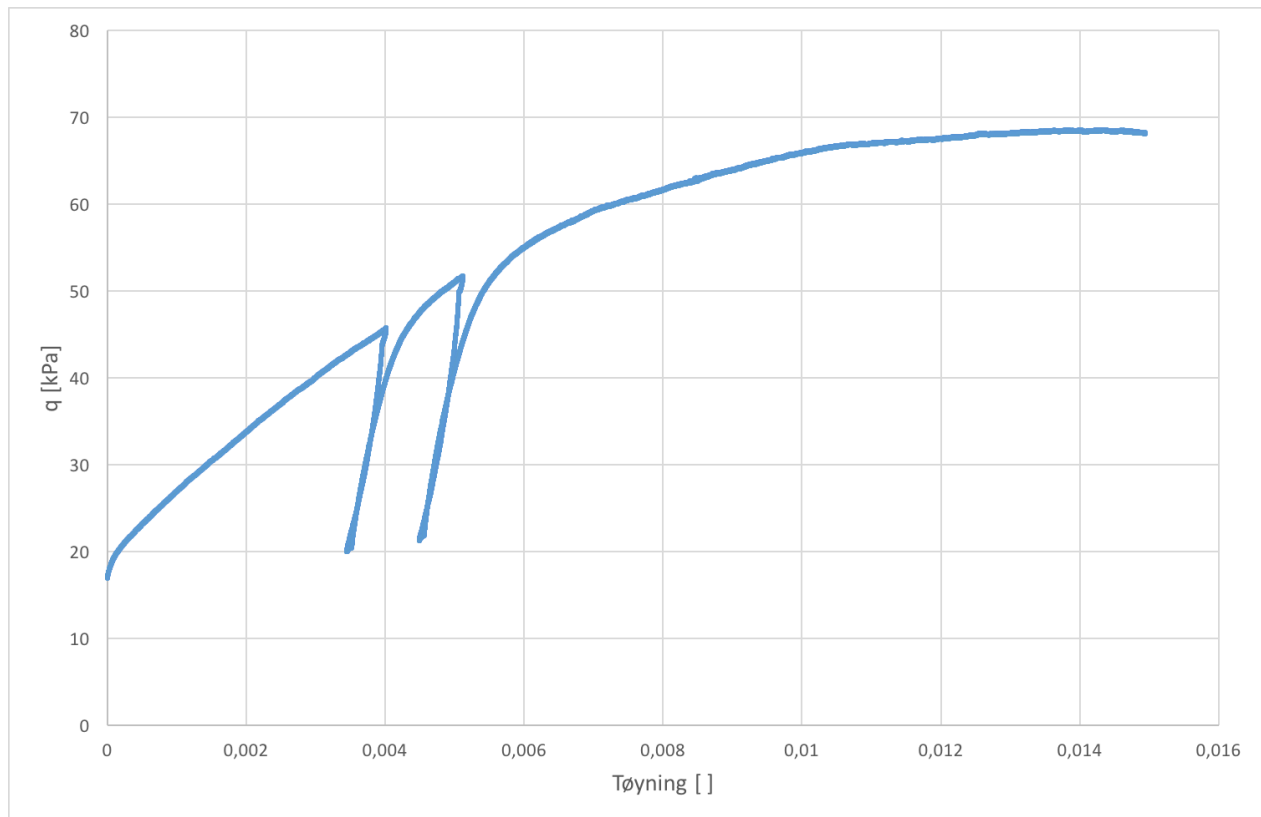
Figur B.18: NTNU og q-p plott for forsøk 3-1

3-2 - CADC07

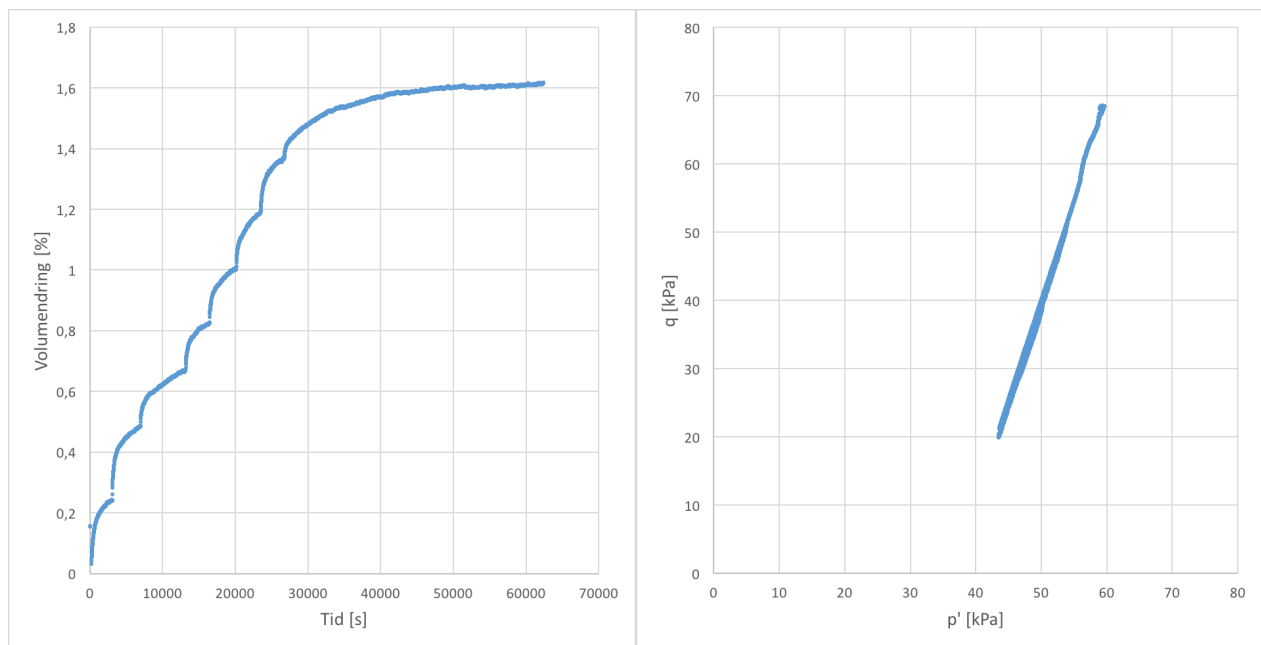
Dette forsøket ble kjørt med en tøyningshastighet på 0,02%/time

Tabell B.6: Nøkkelerdier fra forsøk 3-2

Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]
34	5	44,7	1,6	1,0



Figur B.19: q mot tøyning fra forsøk 3-2



(a) Volumendring i forsøk 3-2 under konsolidering, før påføring av baktrykk

(b) q-p plott

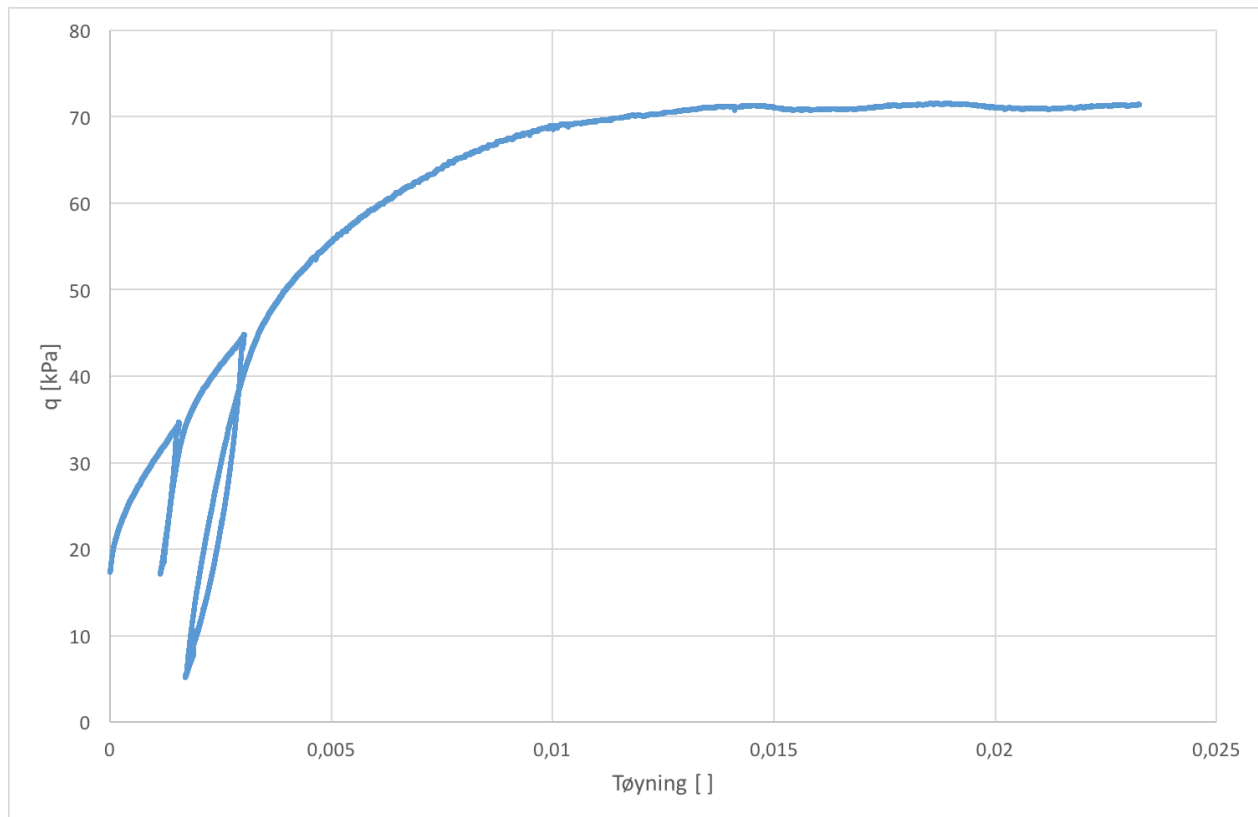
Figur B.20: Volumendring og q-p plott for forsøk 3-2

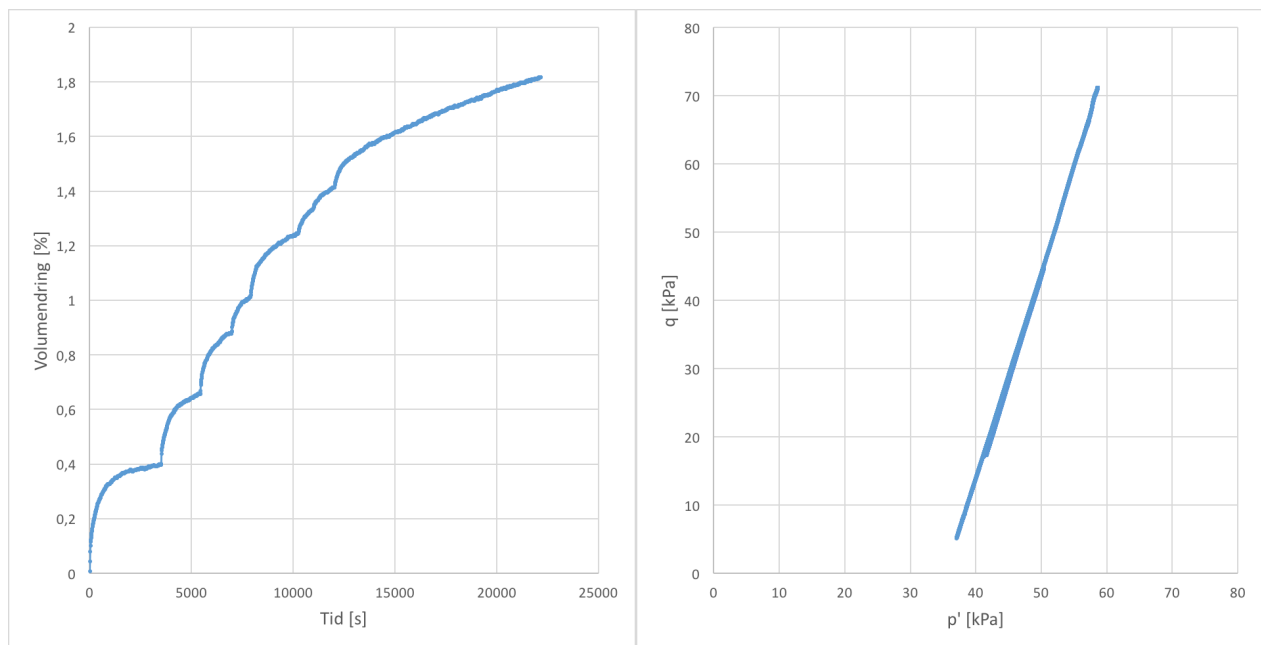
3-3 - CADC07

Dette forsøket ble kjørt med en tøyningshastighet på 0,015%/time

Tabell B.7: Nøkkelerverdier fra forsøk 3-3

Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]
35	9	41,5	1,8	1,0

Figur B.21: q mot tøyning fra forsøk 3-3



(a) Volumendring i forsøk 3-3 under konsolidering, før påføring av baktrykk

(b) q-p plott

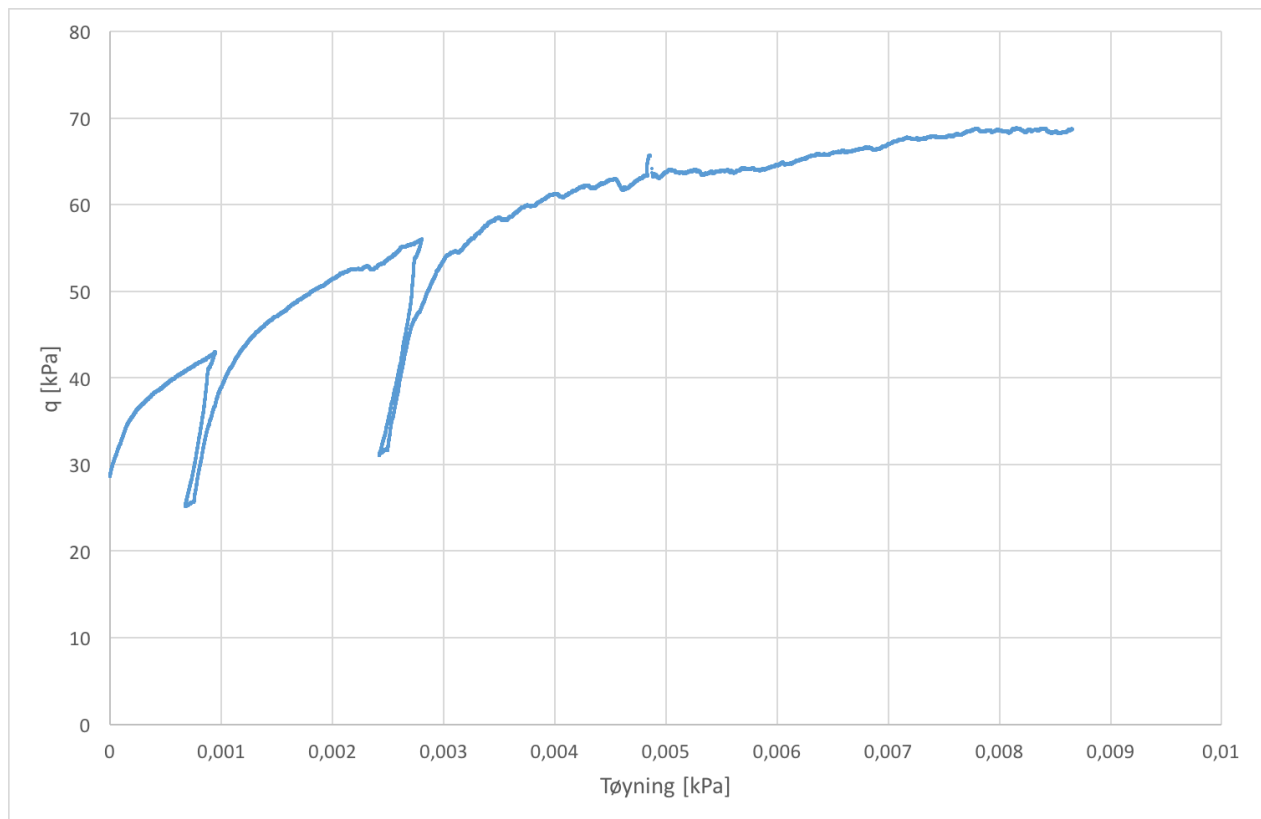
Figur B.22: Volumendring og q-p plott for forsøk 3-3

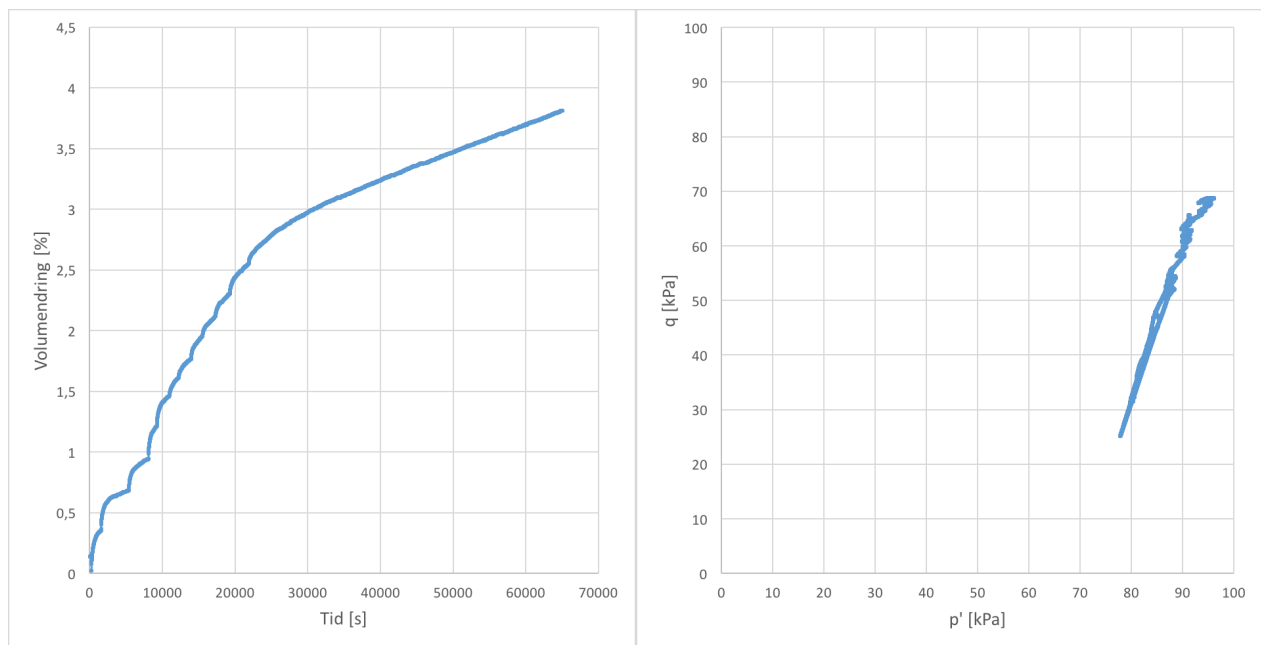
3-4 - CADC07

Dette forsøket ble kjørt med en tøyningshastighet på 0,015%/time og uten baktrykk for å undersøke hvilken effekt dette ville ha på rebelastningsstivheten. Prøven ble konsolidert til 100 kPa vertikalt med en $K_0=0,7$.

Tabell B.8: Nøkkelvrdier fra forsøk 3-4

Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]
34,3	12,4	66,9	3,8	0,8

Figur B.23: q mot tøyning fra forsøk 3-4



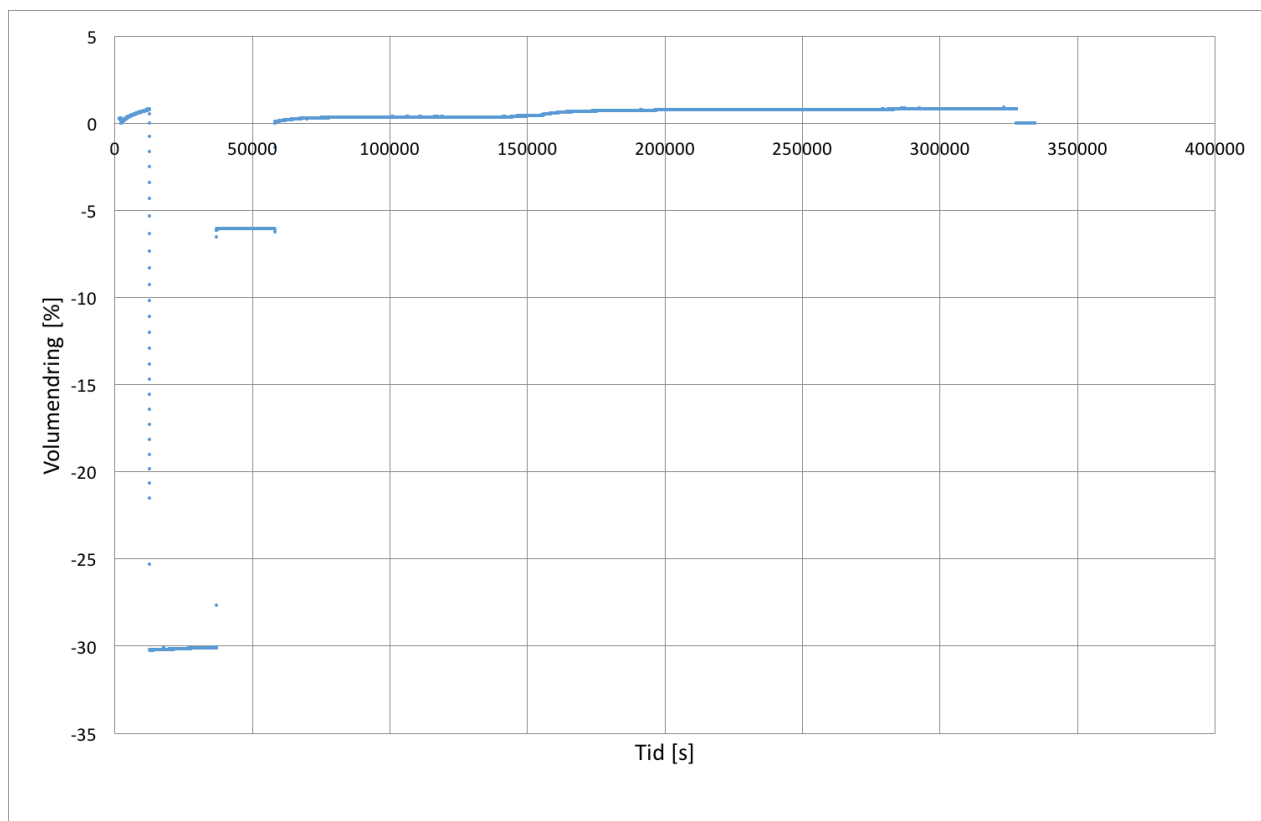
(a) Volumendring i forsøk 3-4 under konsolidering, før påføring av baktrykk

(b) q-p plott

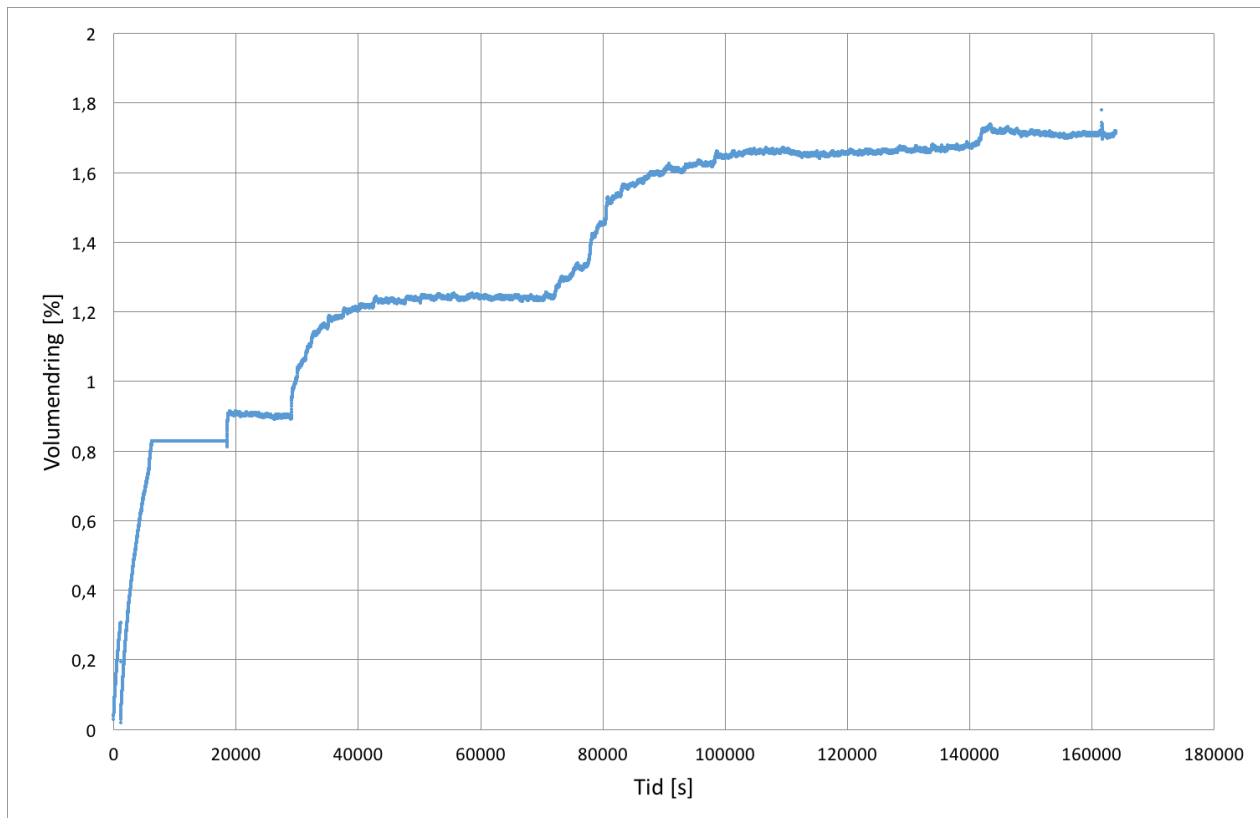
Figur B.24: Volumendring og q-p plott for forsøk 3-4

3-5 - CAUC07

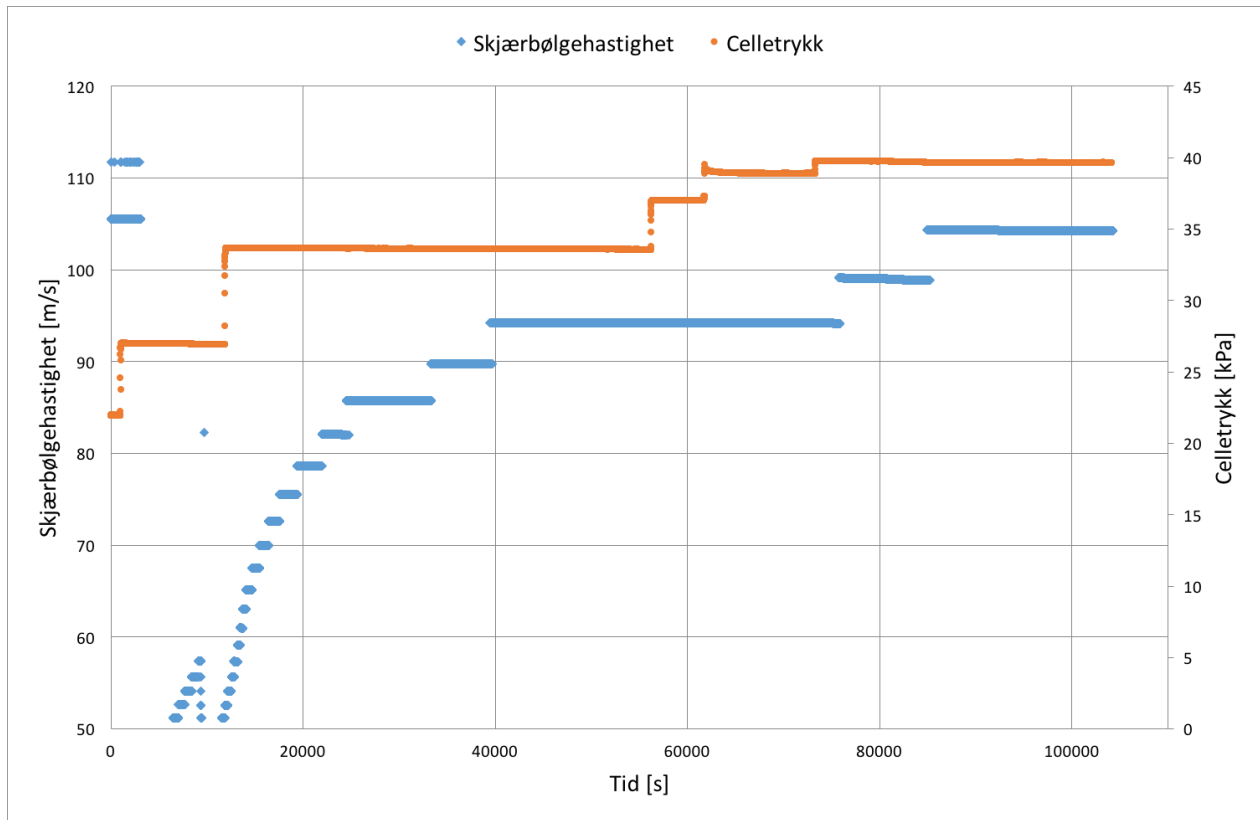
Dette forsøket ble trolig ødelagt under konsolideringen da celletrykket forsvant og skapte et undertrykk i systemet. Undertrykket gjorde at vannet i buretten ble sugt inn i prøven samt en betydelig mengde luft. Dette er vist i figur B.25. Celletrykket forsvant grunnet en misforståelse i labben som førte til at trykkluften ble fjernet fra vanntanken. Celletrykke ble forsiktig påført igjen og prøven ble konsolidert til in-situspenning. Et rekonstruert volumendringsdiagram er vist i figur B.26. Det ble kun utført benderelementforsøk på denne prøven. Resultatene kan kun brukes som et sammenligningsgrunnlag for andre benderelementforsøk.



Figur B.25: Målt volumendring i forsøk 3-5 under konsolidering



Figur B.26: Rekonstruert volumendring i forsøk 3-5 under konsolidering



Figur B.27: Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk

3-6 - CAUC07

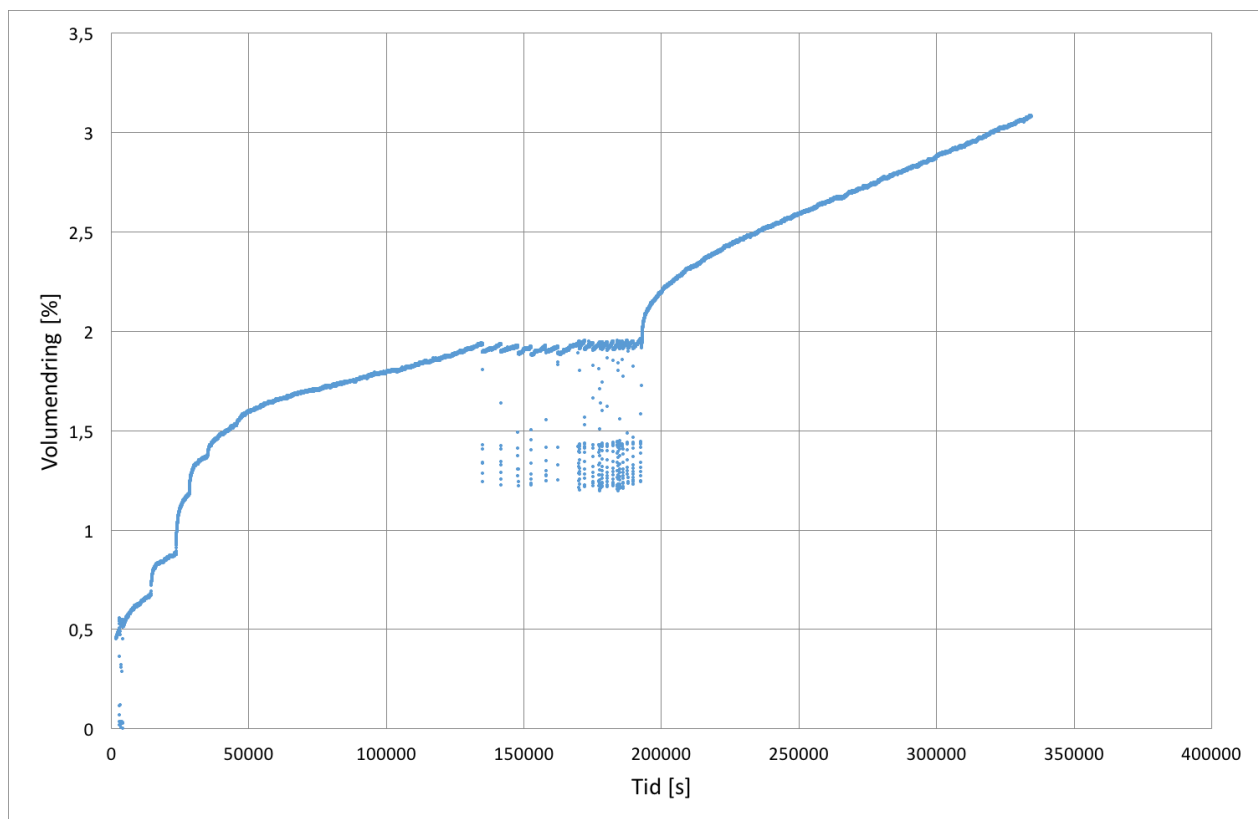
Dette forsøket er en del av et benderforsøk og har derfor kun papirfilter. Prøven ble først konsolidert til insitu spenning ($\sigma'_1 = 56$, $\sigma'_3 = 39,2 \text{ kPa}$) og senere konsolidert til ($\sigma'_1 = 100$, $\sigma'_3 = 70 \text{ kPa}$). Skjærfasen ble utført på den siste konsolideringen. Prøven var kun 74 mm høy ettersom resten av sylinderen hadde steiner. Det er tydelig en dårlig poretrykksrespons som gjør at forsøket gir mye stivere resultater enn andre forsøk. Det ble heller ikke kjørt med baktrykk ettersom treaksialapparatet som ble brukt har hatt mye problemer med lekkasje fra baktrykket.

Det var også noe problem med målingen av buretten i dette forsøket som gjorde at det registrerte en rekke med svært lave verdier (figur B.28). Buretten ble undersøkt manuelt under konsolideringen for å forsikre at de registrerte verdiene var riktige.

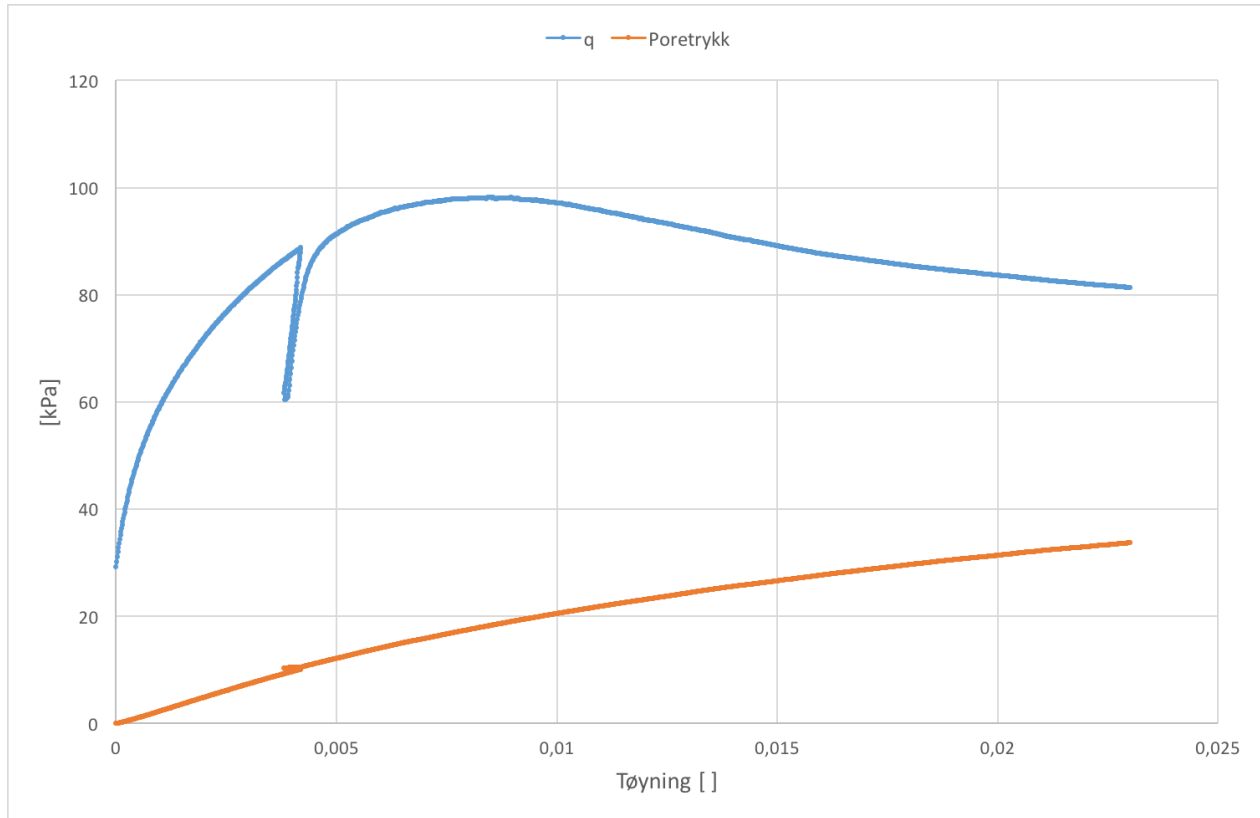
Prøven ble konsolidert til 100 kPa vertikalt med en $K_0=0,7$.

Tabell B.9: Nøkkelverdier fra forsøk 3-6

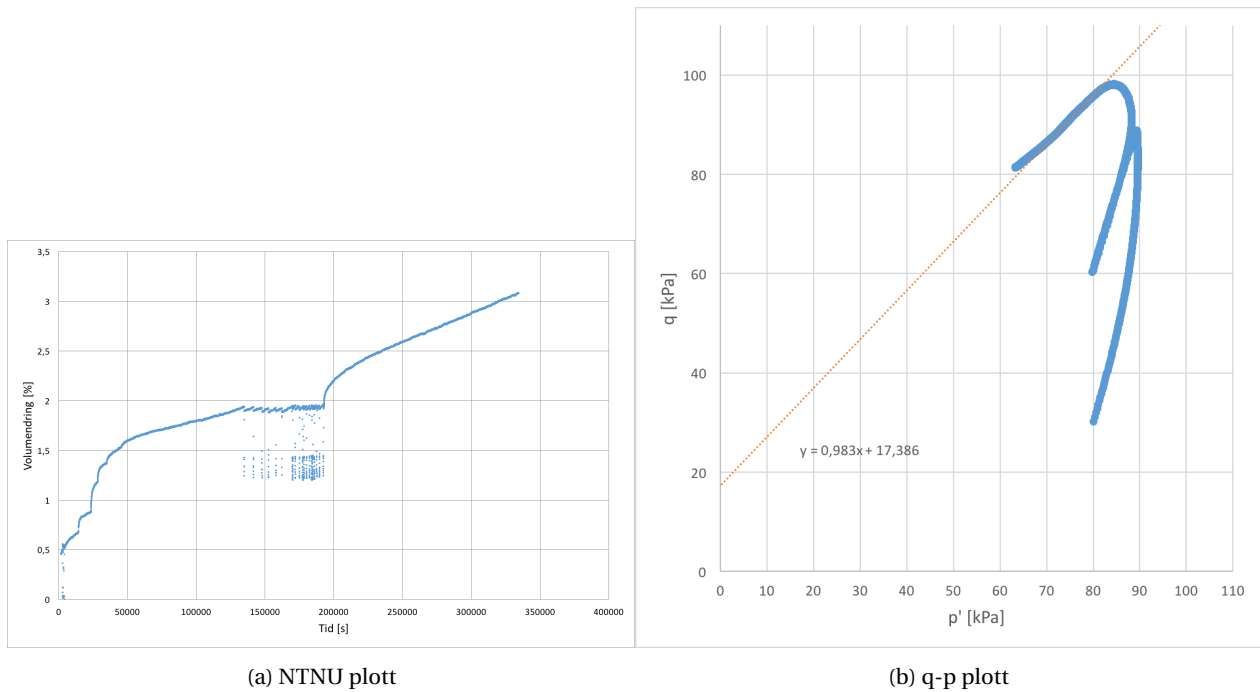
Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
32,5	32,5	18	8,7	60,8	2,0	0,8	0,73	0,983



Figur B.28: Volumendring i forsøk 3-6 under konsolidering



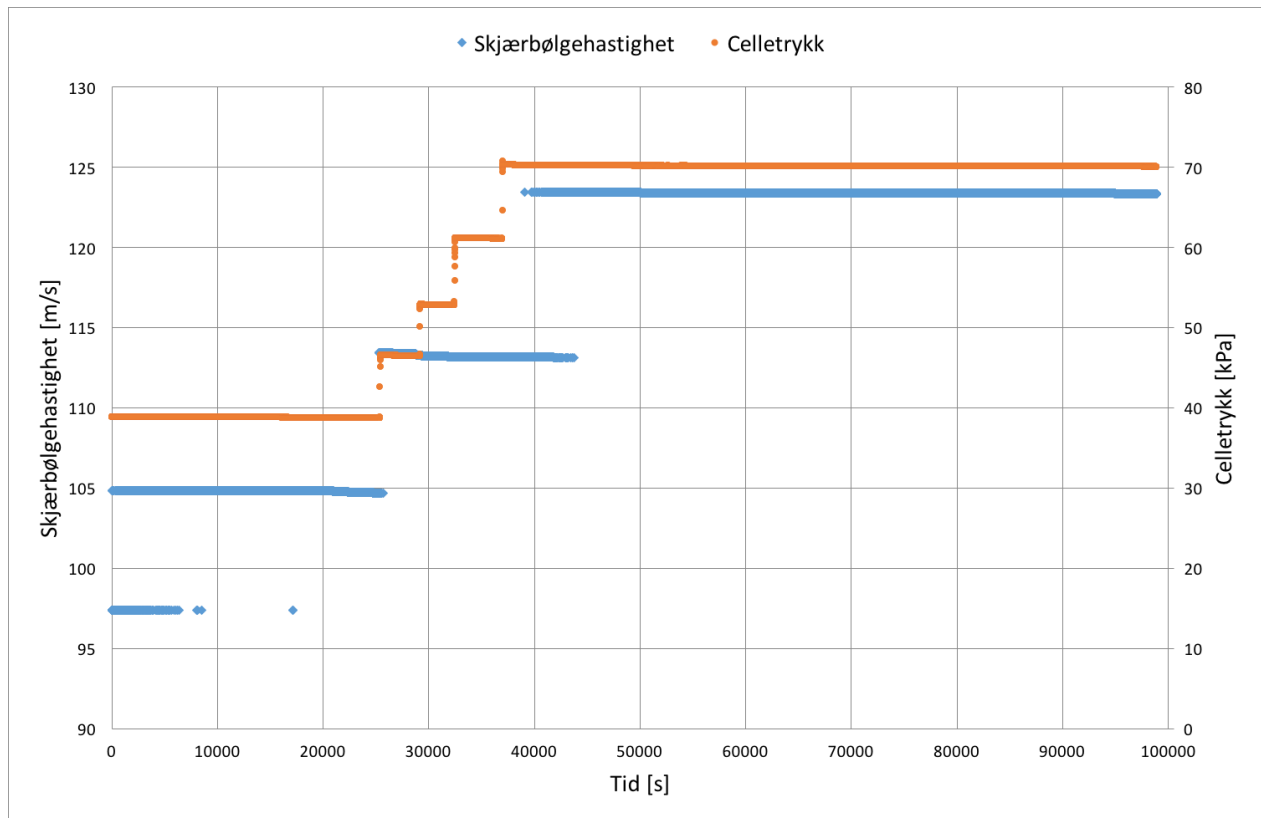
Figur B.29: q mot tøyning fra forsøk 3-6



(a) NTNU plott

(b) q-p plott

Figur B.30: NTNU og q-p plott for forsøk 3-6



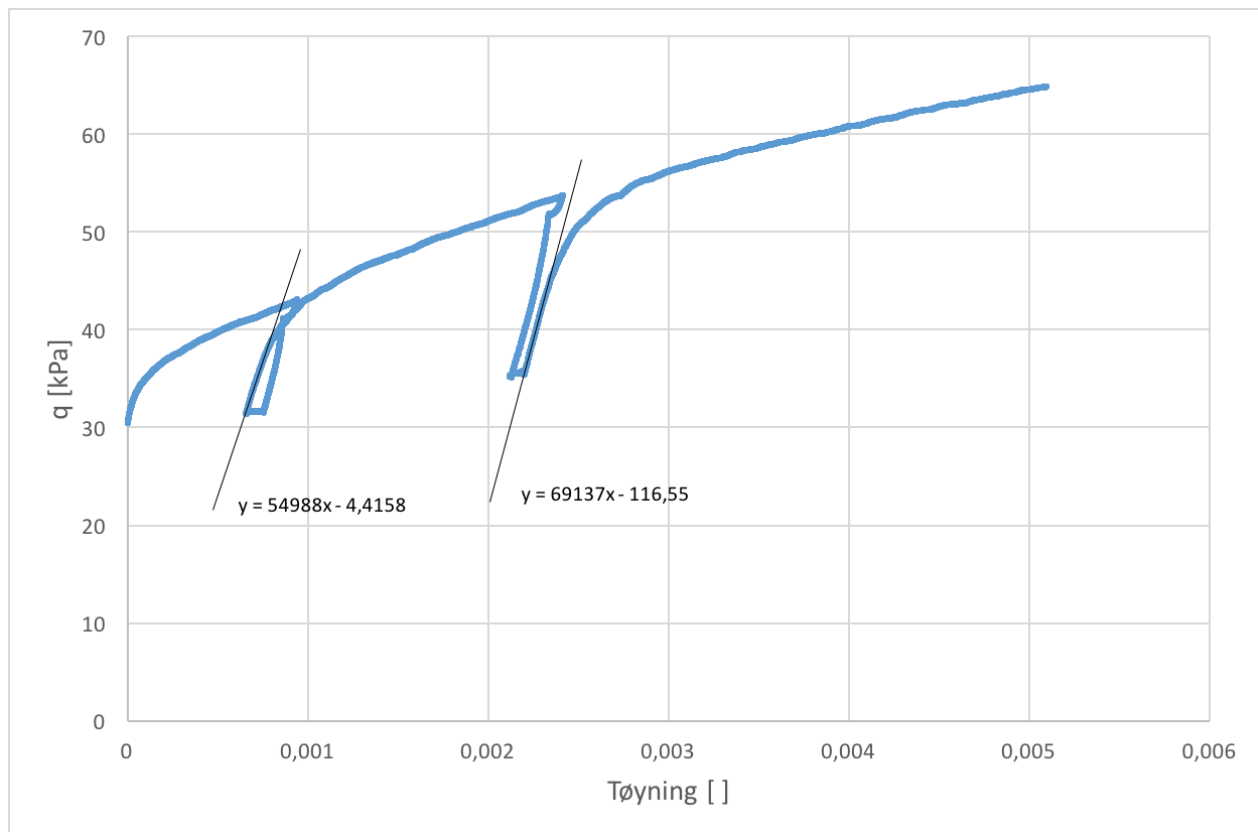
Figur B.31: Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk

3-7 - CADC07

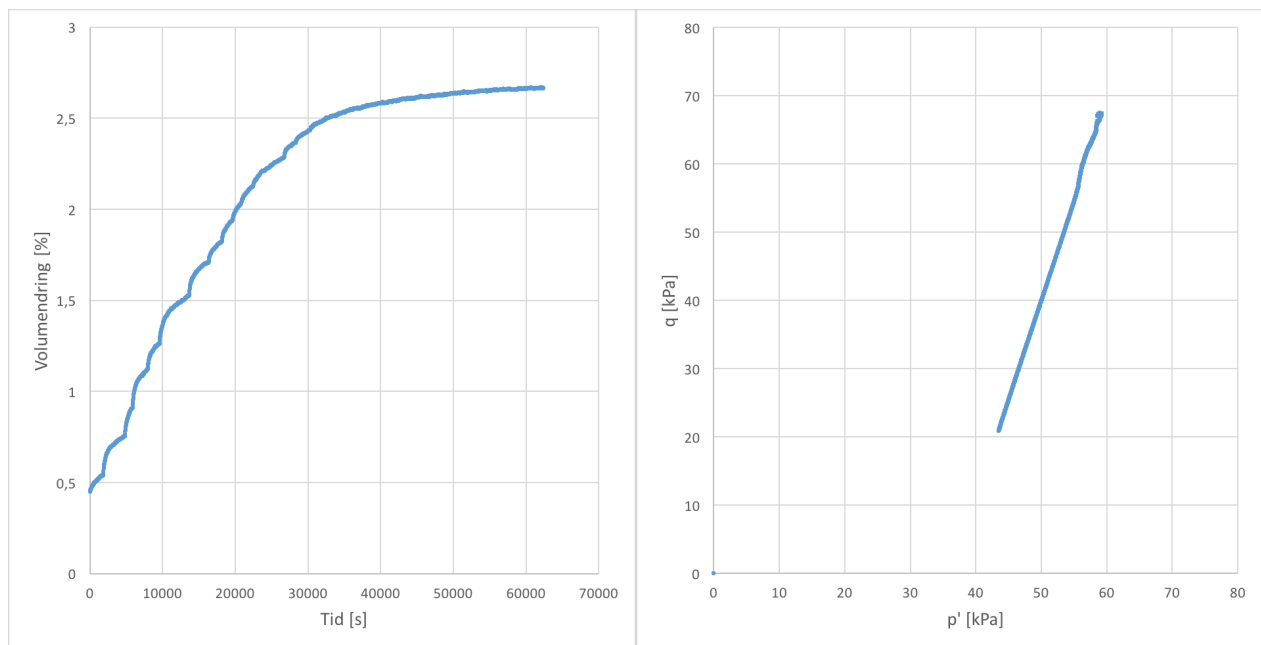
Dette forsøket måtte avsluttes etter et strømbrydd som gjorde at celle og baktrykket forsvant fra cellen. Det nådde derfor ikke brudd. Tøyningshastigheten i forsøket var 0,015%/time. Prøven ble konsolidert til 100 kPa vertikalt med en $K_0=0,7$.

Tabell B.10: Nøkkelverdier fra forsøk 3-7

Su [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]
34,3	-	69	2,3	-



Figur B.32: q mot tøyning fra forsøk 3-7



(a) Volumendring i forsøk 3-7 under konsolidering, før påføring av baktrykk

(b) q-p plott

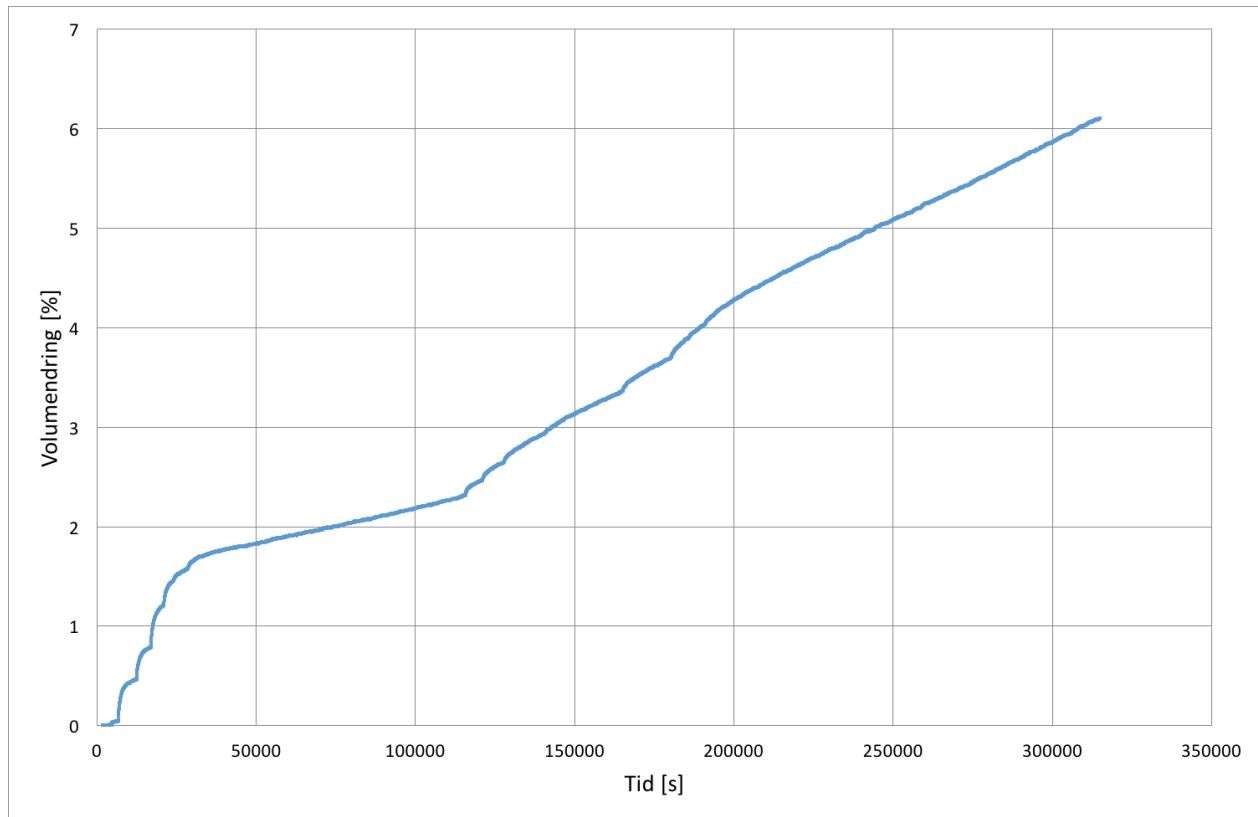
Figur B.33: NTNU og q-p plott for forsøk 3-7

3-8 - CAUC07

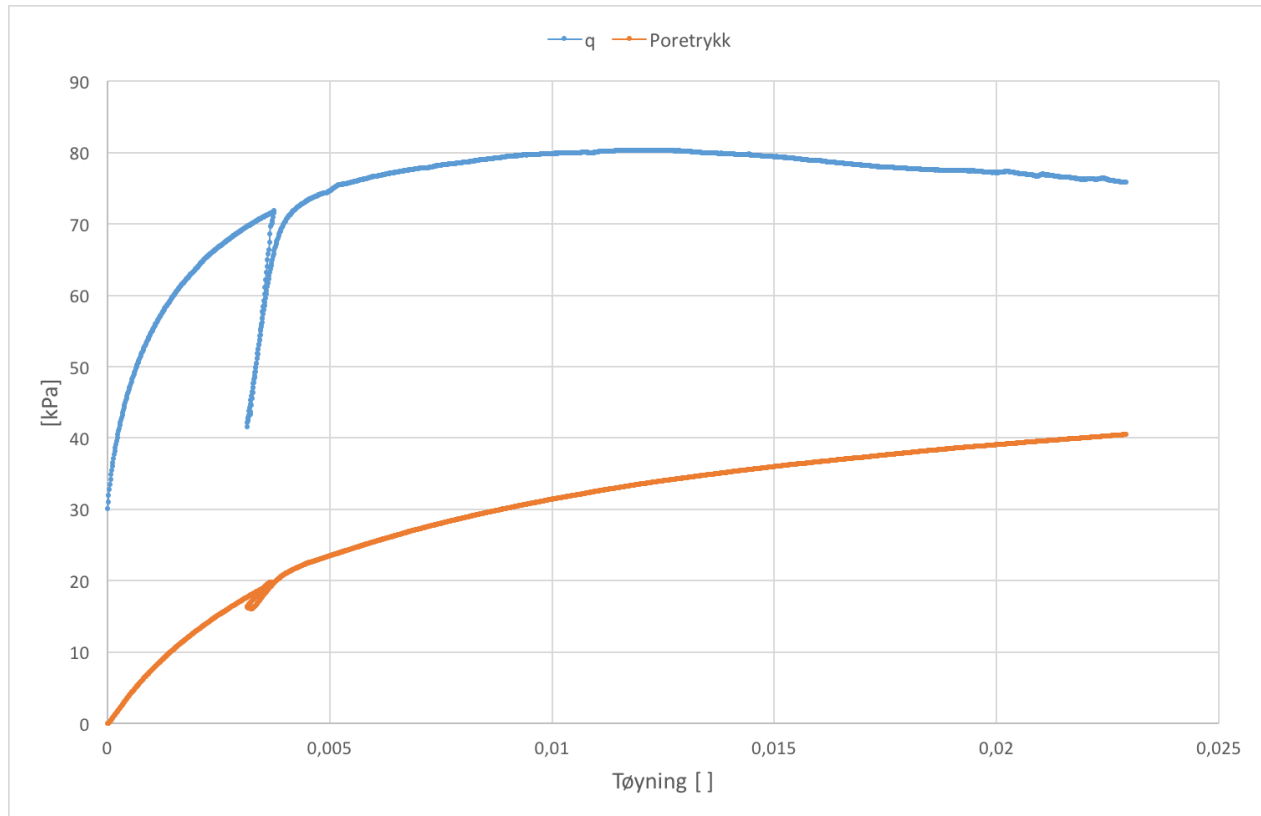
Prøven ble konsolidert til 100 kPa vertikalt med en $K_0=0,7$.

Tabell B.11: Nøkkelerverdier fra forsøk 3-8

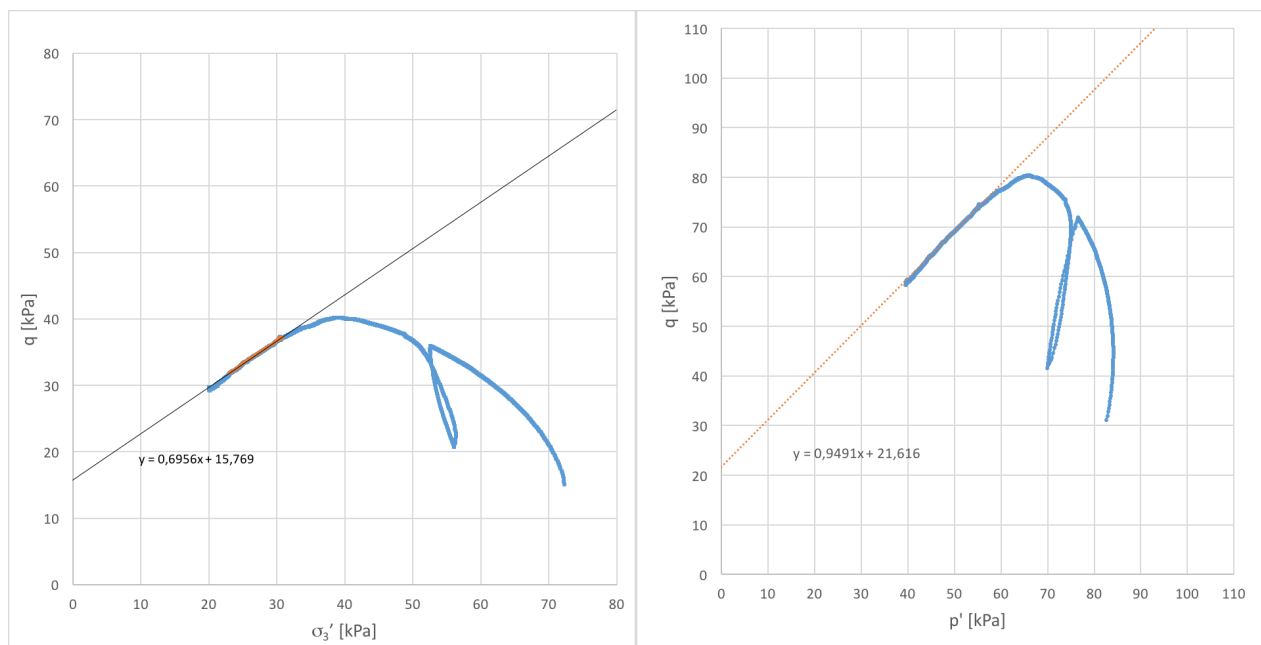
Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E [MPa]	E_{ur} [MPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
40	32,9	22,7	5,4	43,4	6,2	1,0	0,7	0,95



Figur B.34: Volumendring i forsøk 3-8 under konsolidering, før påføring av baktrykk



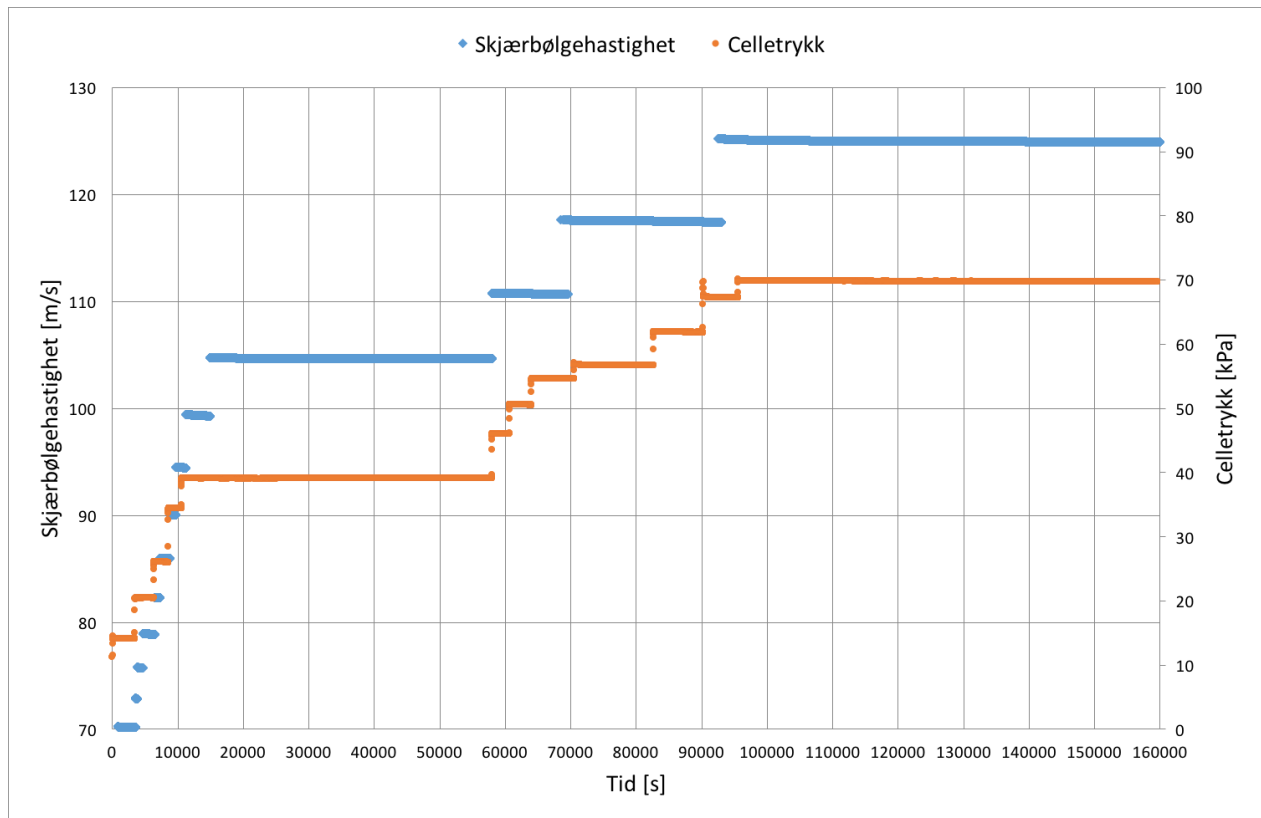
Figur B.35: q mot tøyning fra forsøk 3-8



(a) Volumendring i forsøk 3-8 under konsolidering, før påføring av baktrykk

(b) q-p plott

Figur B.36: NTNU og q-p plott for forsøk 3-8



Figur B.37: Skjærbølgehastighet fra benderelementforsøk 3-8

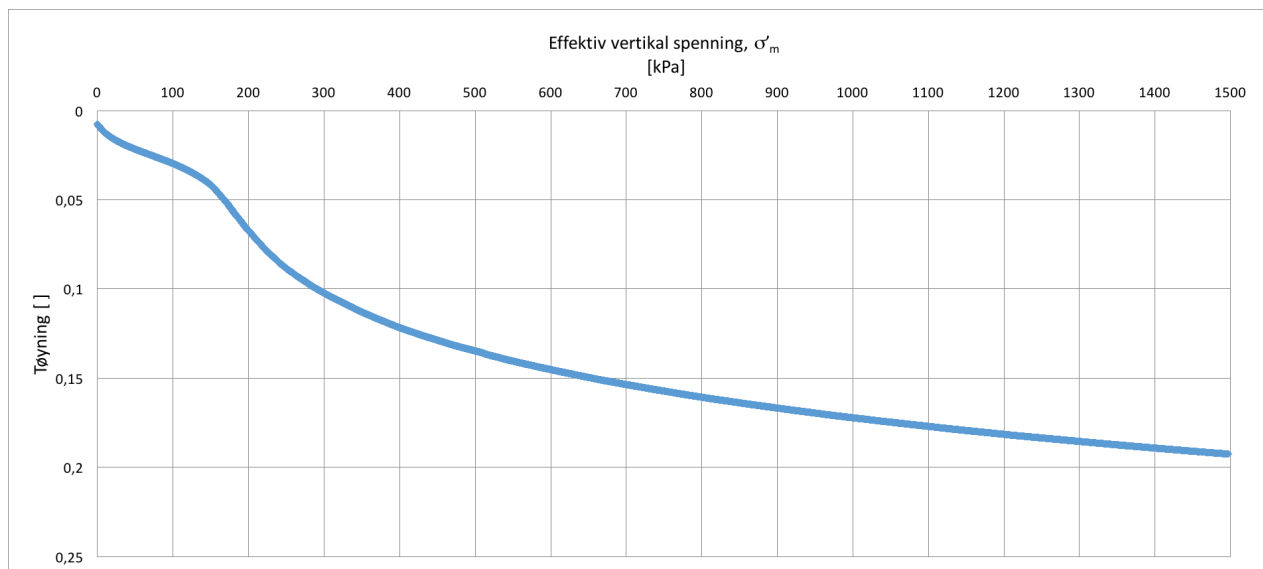
Tillegg C

Resultater fra Ødometerforsøk

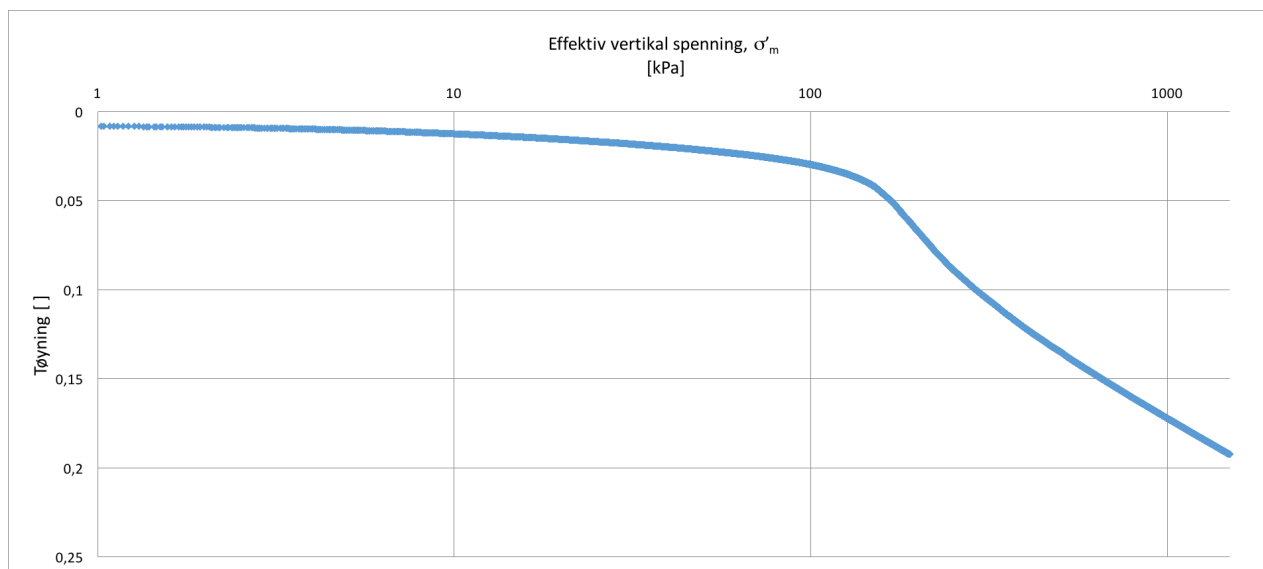
I dette vedlegget er resultatene fra ødometerforsøkene presentert. Vanninnholdet til prøvene fra forsøkene er oppsumert i tabell [C.1](#), vanninnholdet i ødometer 1-2 ble ved en feiltakelse ikke målt.

Tabell C.1: Vanninnhold i ødometerprøvene.

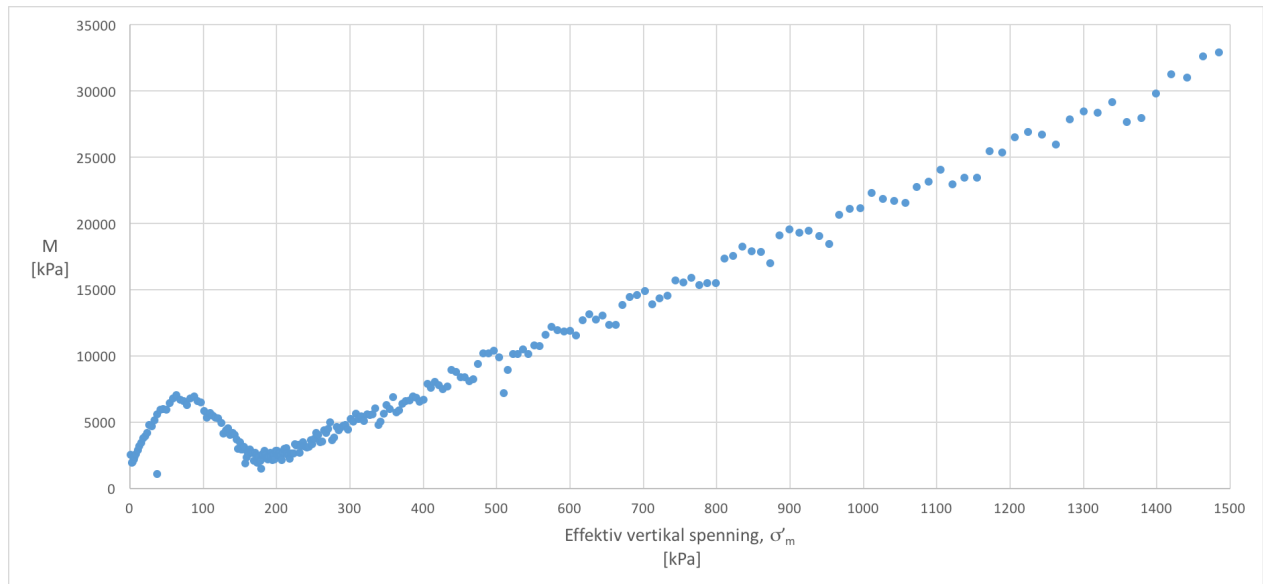
Forsøk	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	2-1	2-2	2-3	4-1
Vanninnhold [%]	37,5	-	34,7	31,9	33,7	39,9	35,2	38,9	35,2

1-1 - CRS

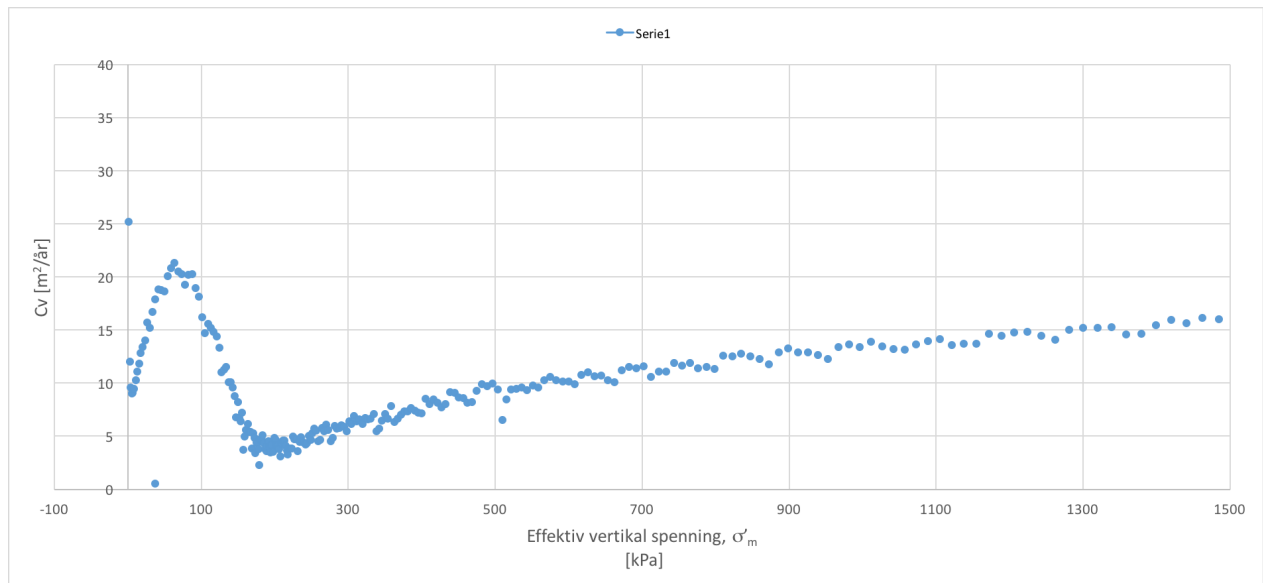
Figur C.1: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-1



Figur C.2: Logaritmisk spennings-tøyningdiagram for forsøk 1-1

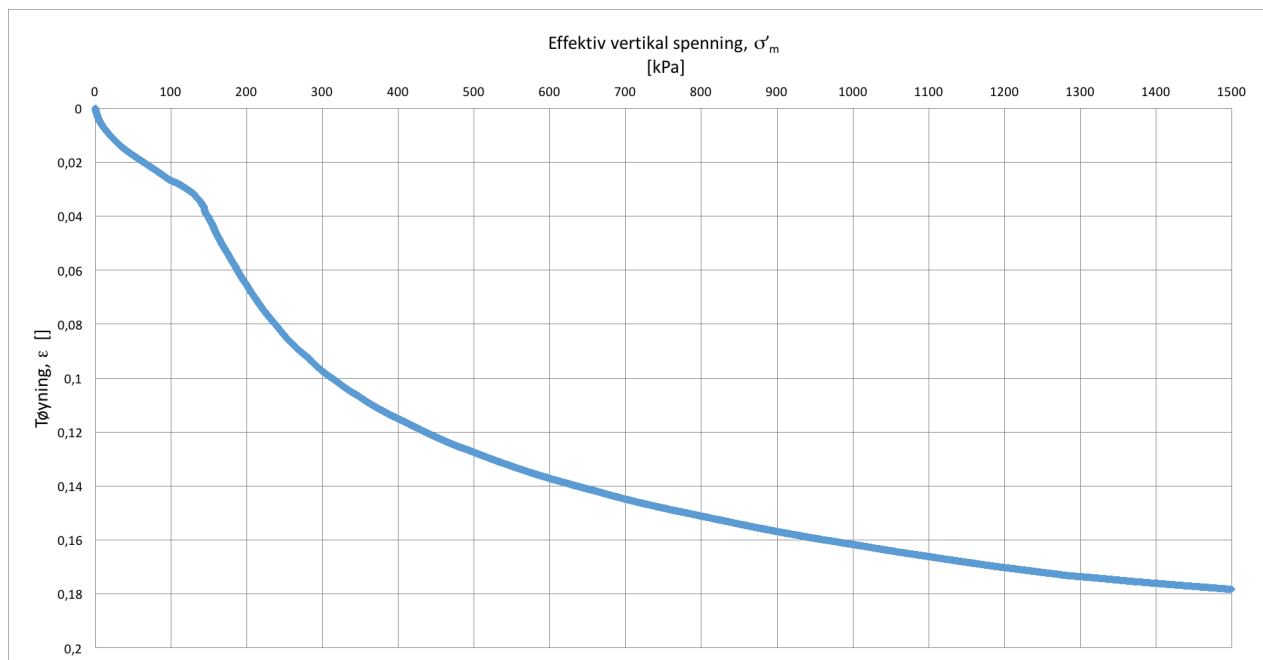


Figur C.3: Ødometermodul for forsøk 1-1

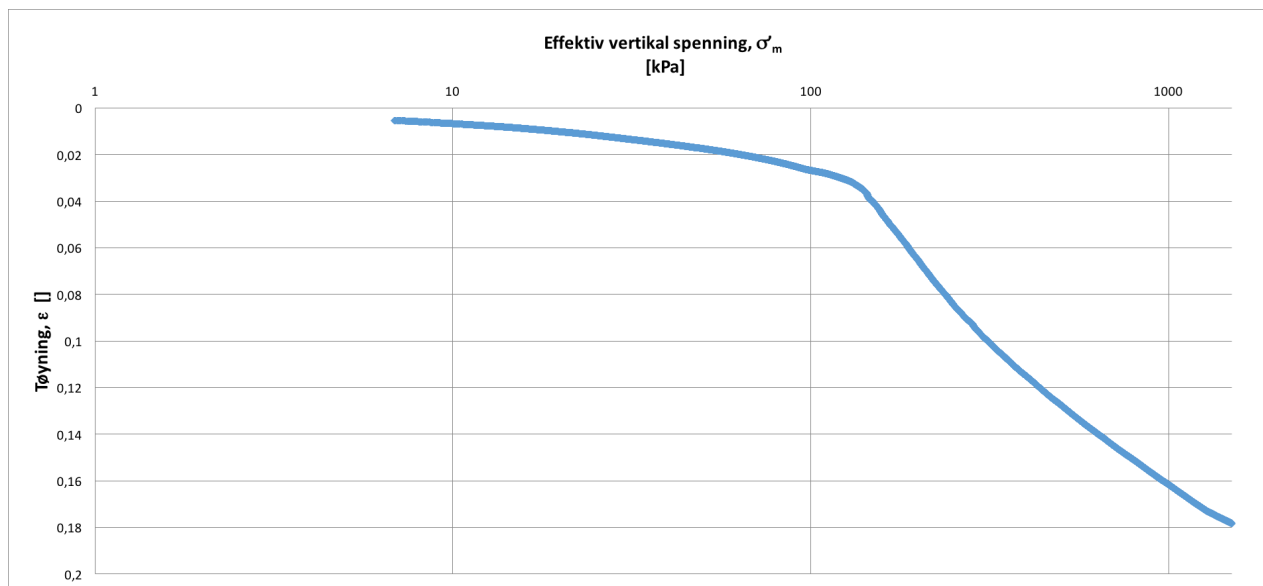


Figur C.4: konsolideringskoeffisient for forsøk 1-1

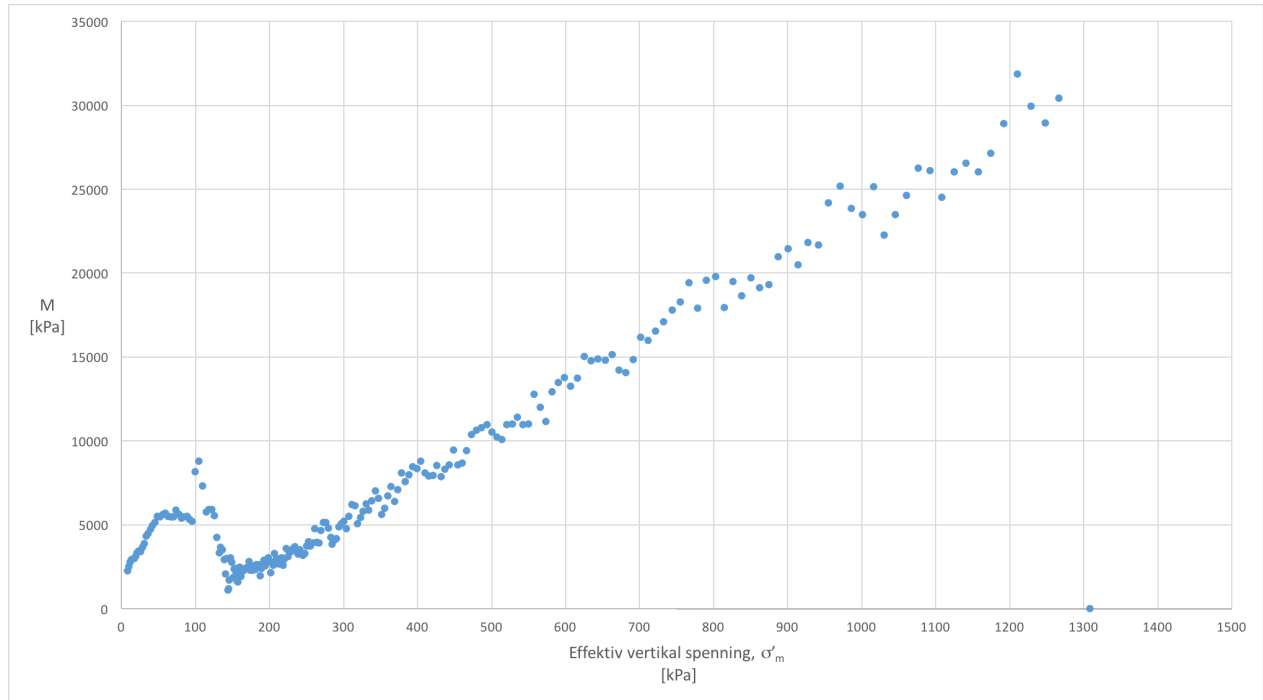
1-2 - CRS



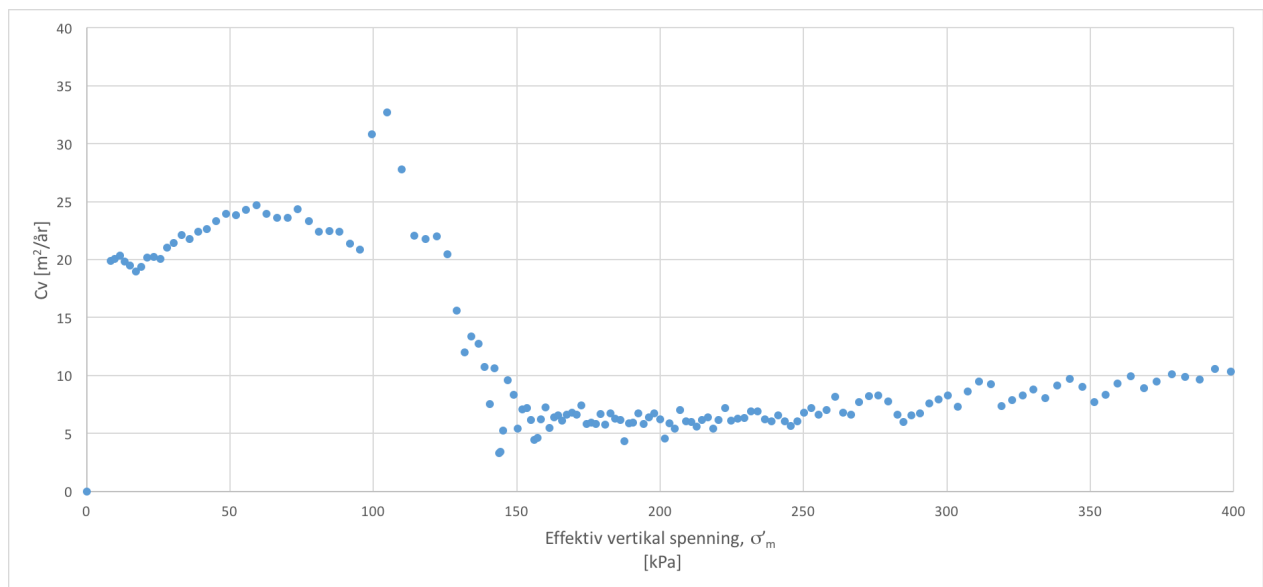
Figur C.5: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-2



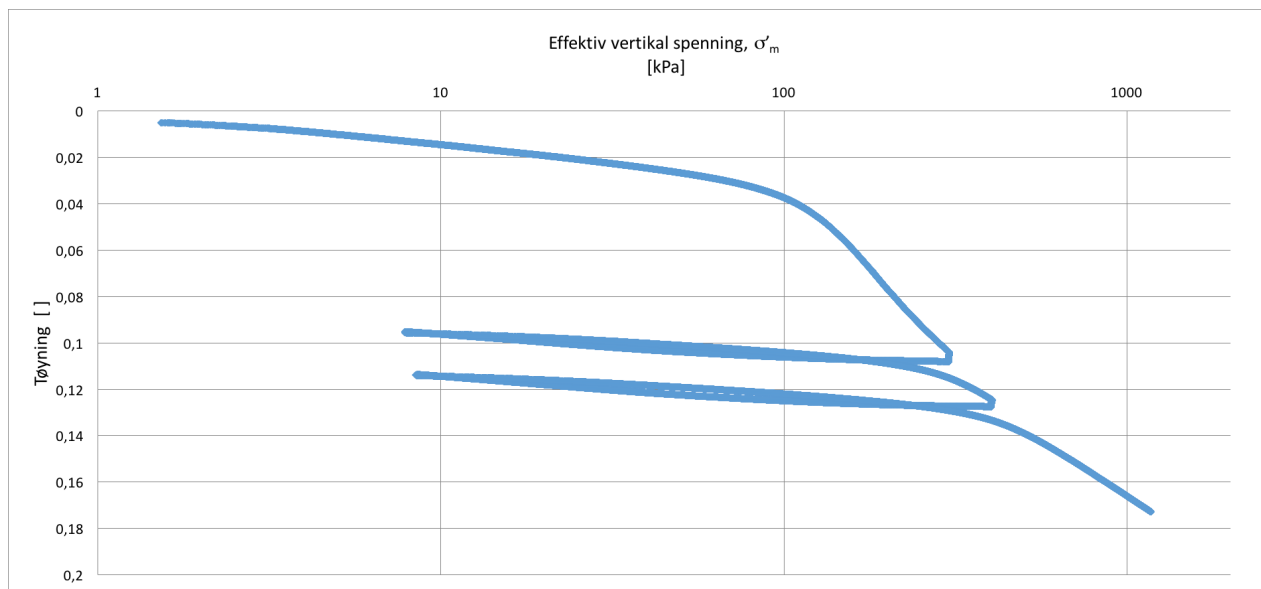
Figur C.6: Logaritmisk spennings-tøyningsdiagram for forsøk 1-2



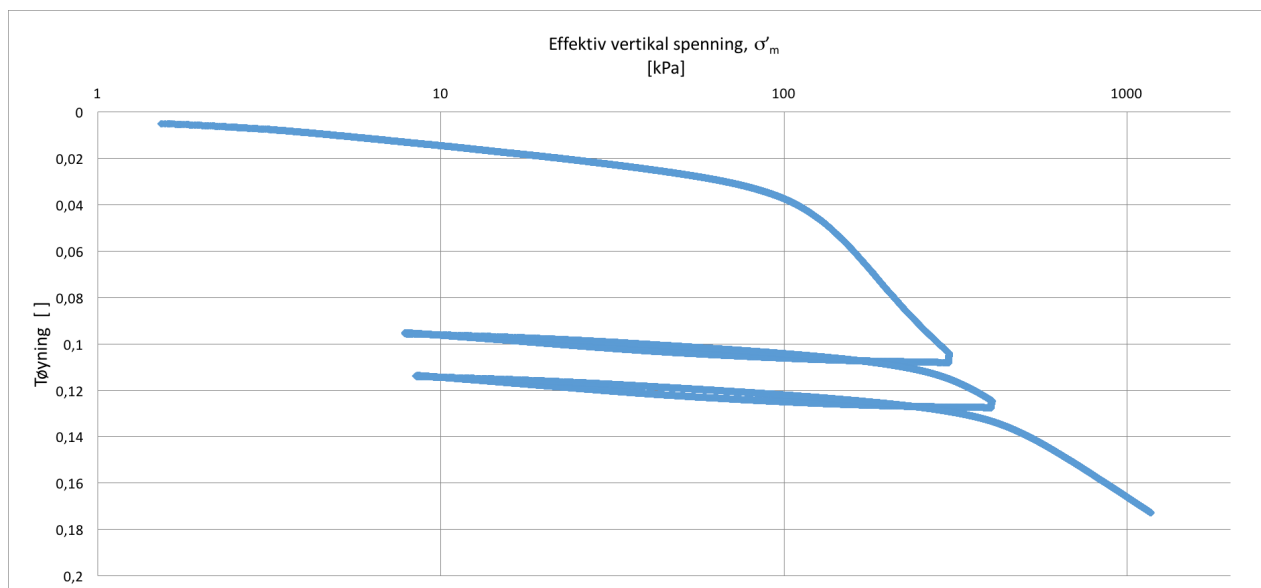
Figur C.7: Ødometermodul for forsøk 1-2



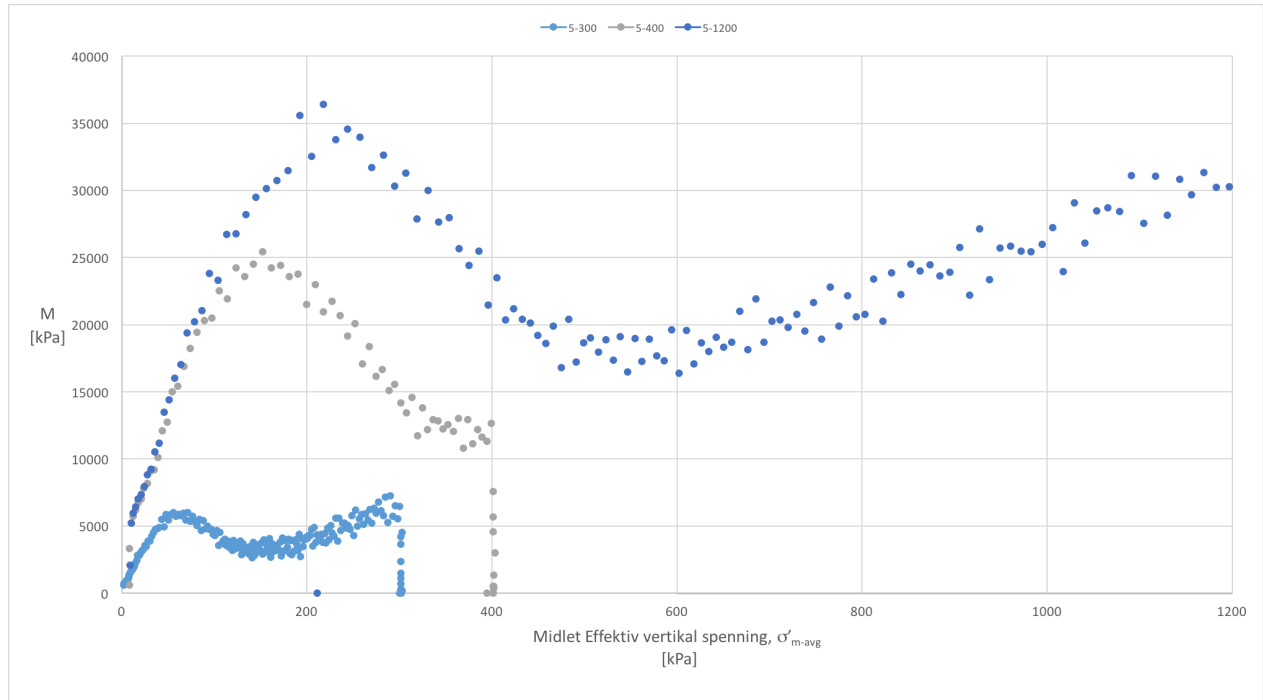
Figur C.8: konsolideringskoeffisient for forsøk 1-2

1-3 - CRS

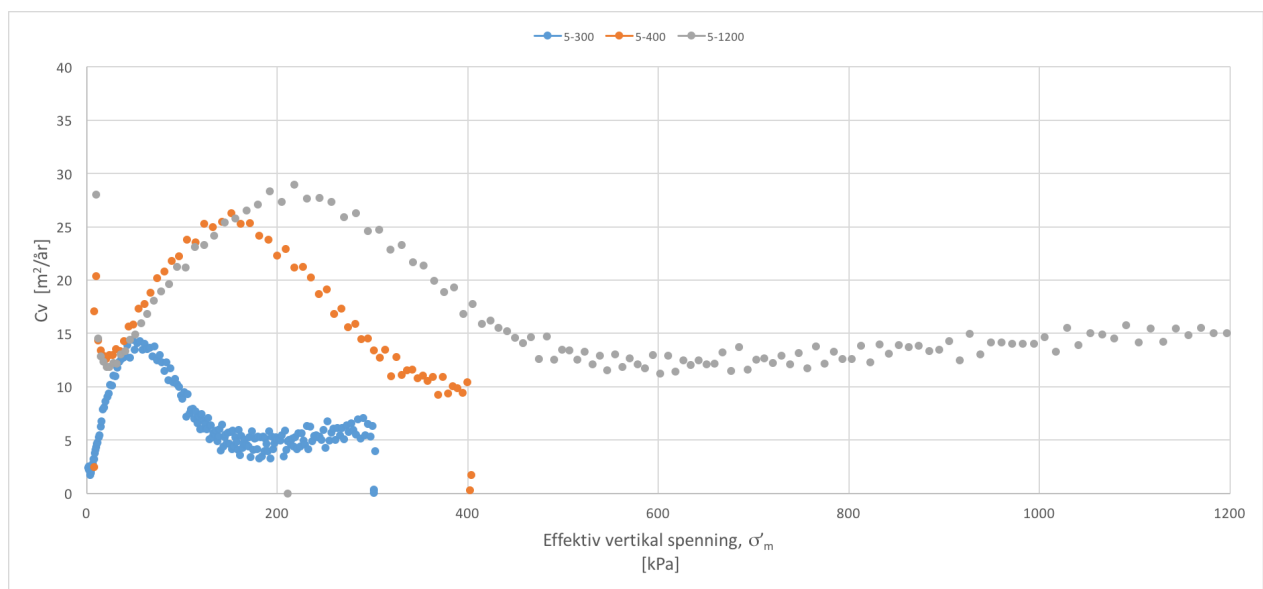
Figur C.9: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-3



Figur C.10: Logaritmisk spennings-tøyningdiagram for forsøk 1-3

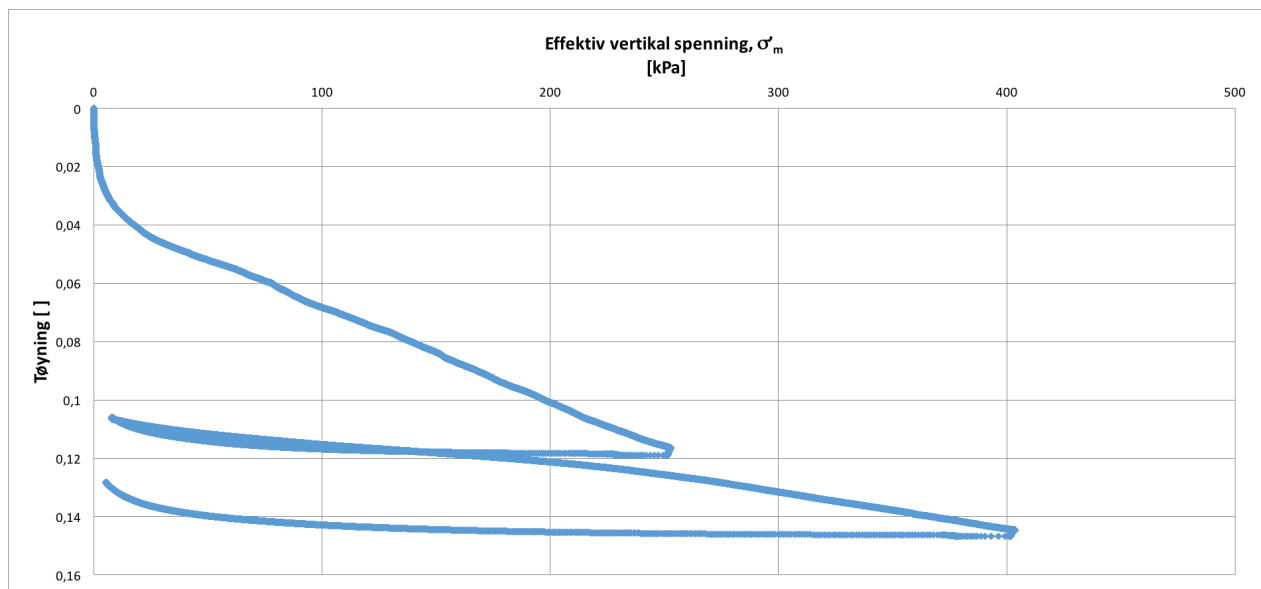


Figur C.11: Ødometermodul for forsøk 1-3

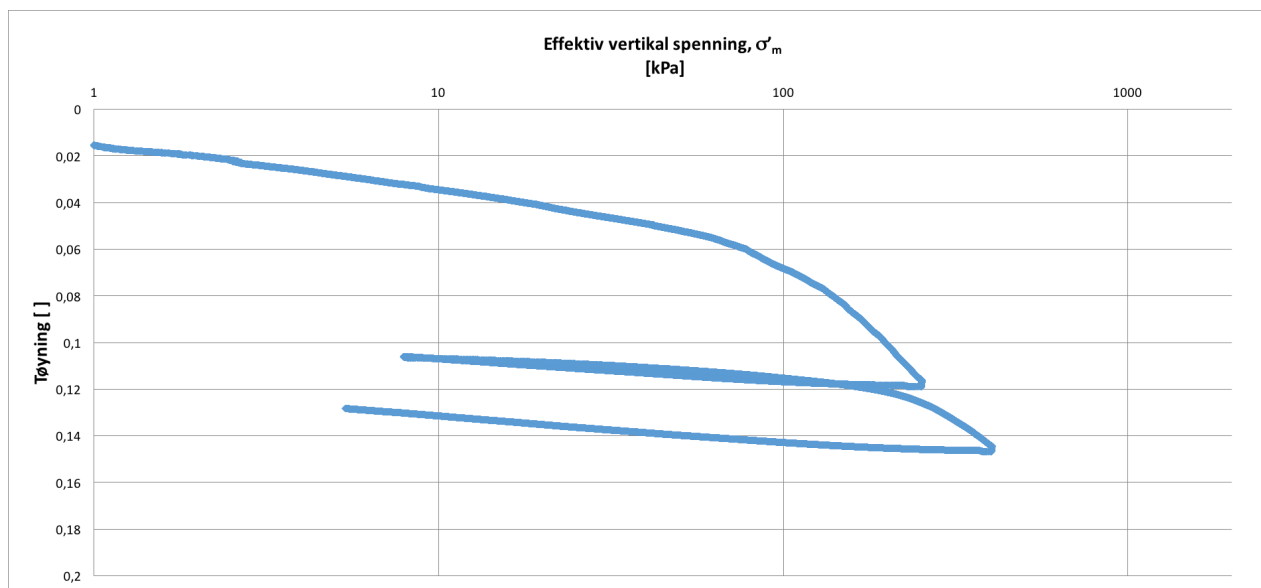


Figur C.12: konsolideringskoeffisient for forsøk 1-3

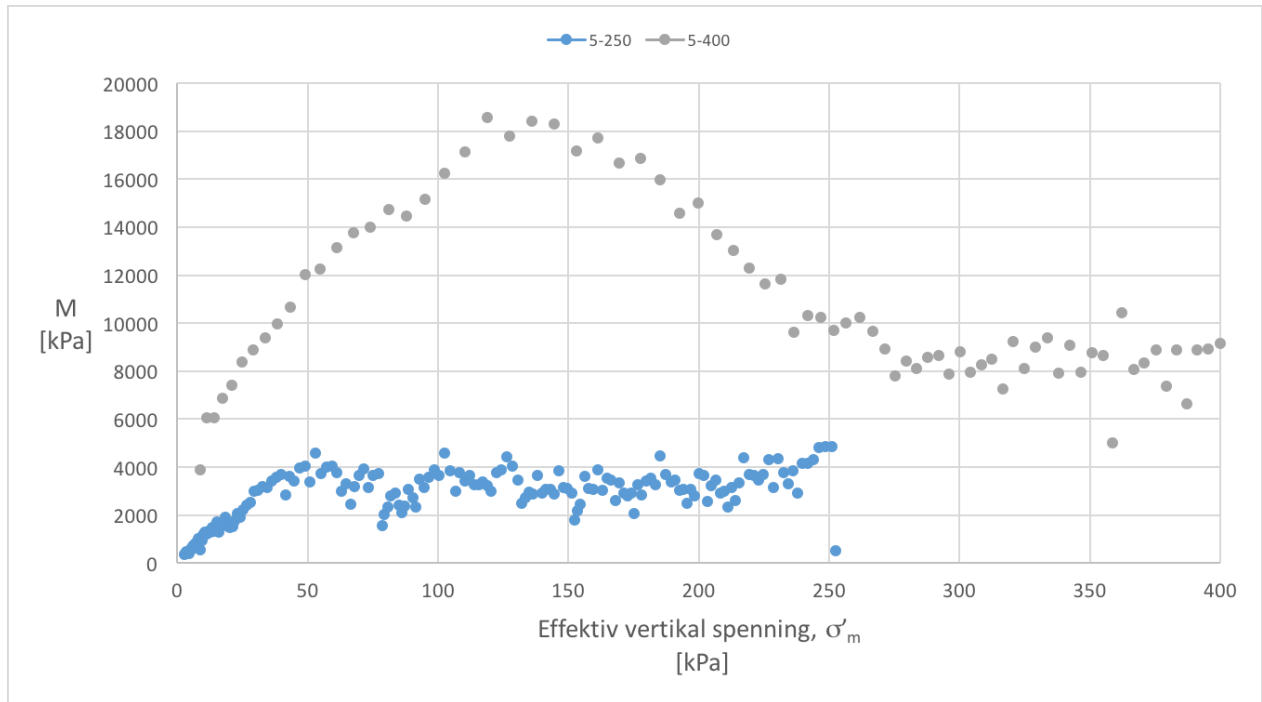
1-4 - CRS



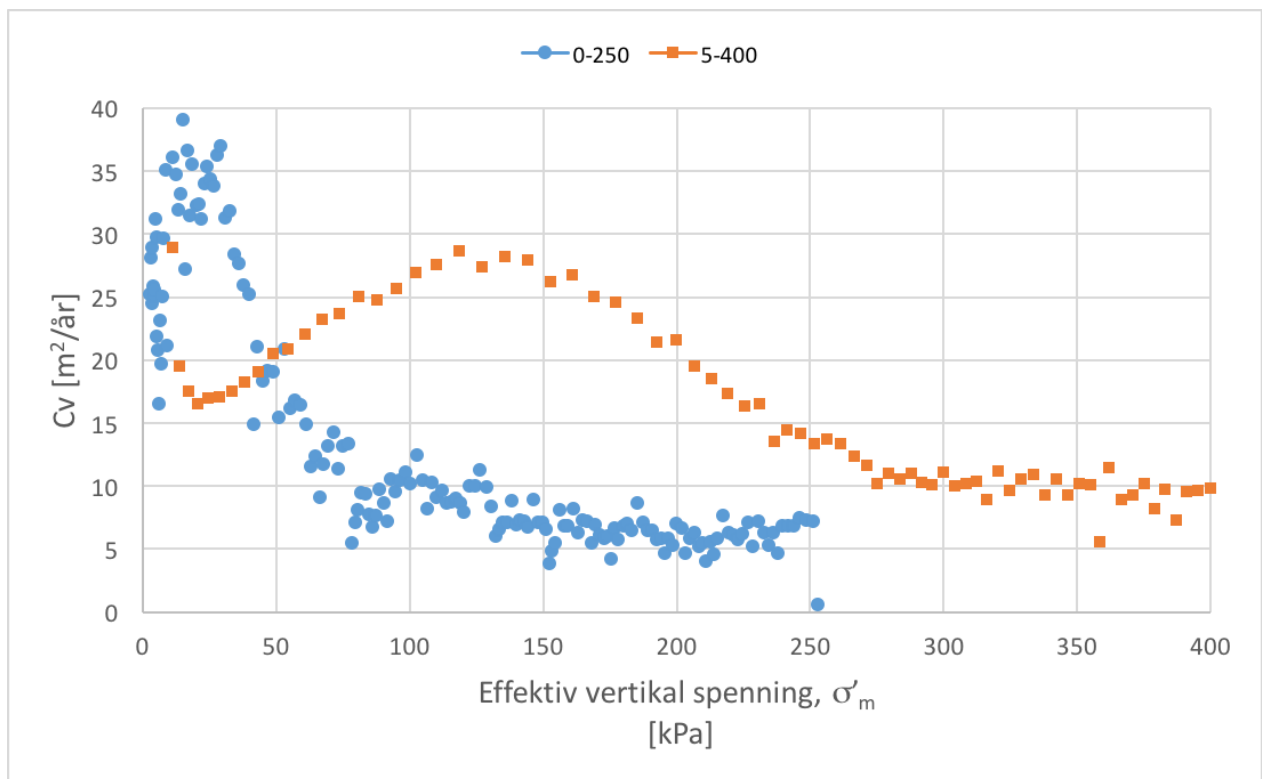
Figur C.13: Spennings-tøyningdiagram for forsøk 1-4



Figur C.14: Logaritmisk spennings-tøyningdiagram for forsøk 1-4

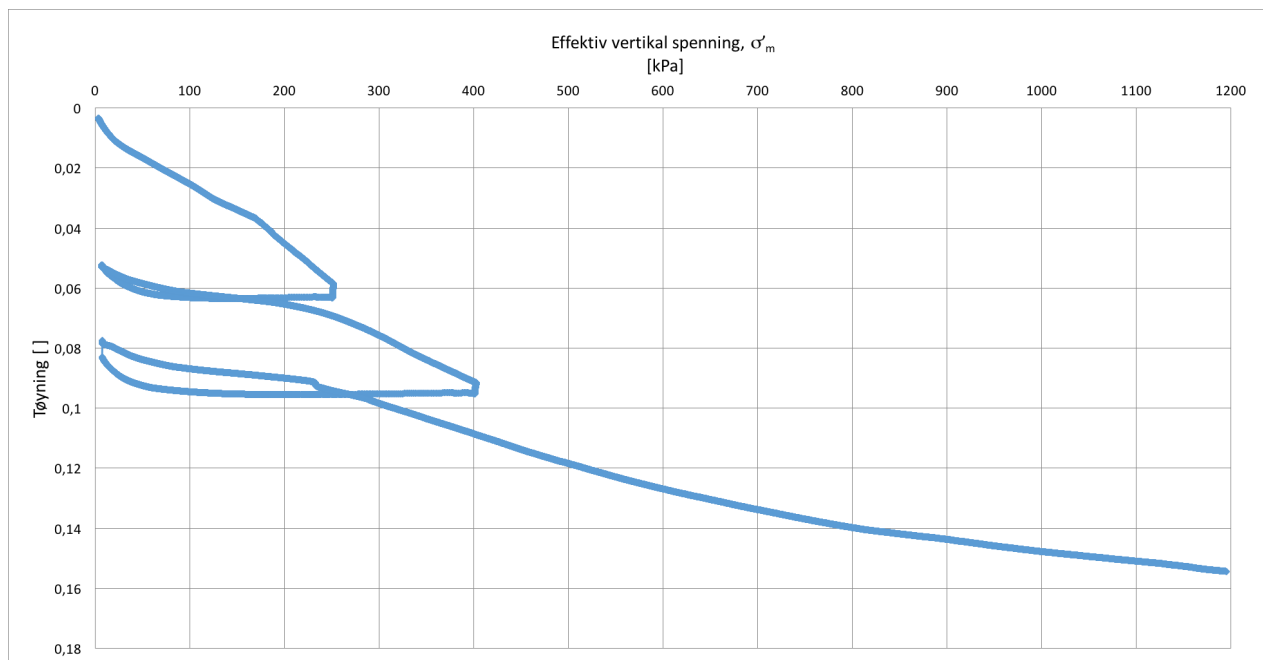


Figur C.15: Ødometermodul for forsøk 1-4

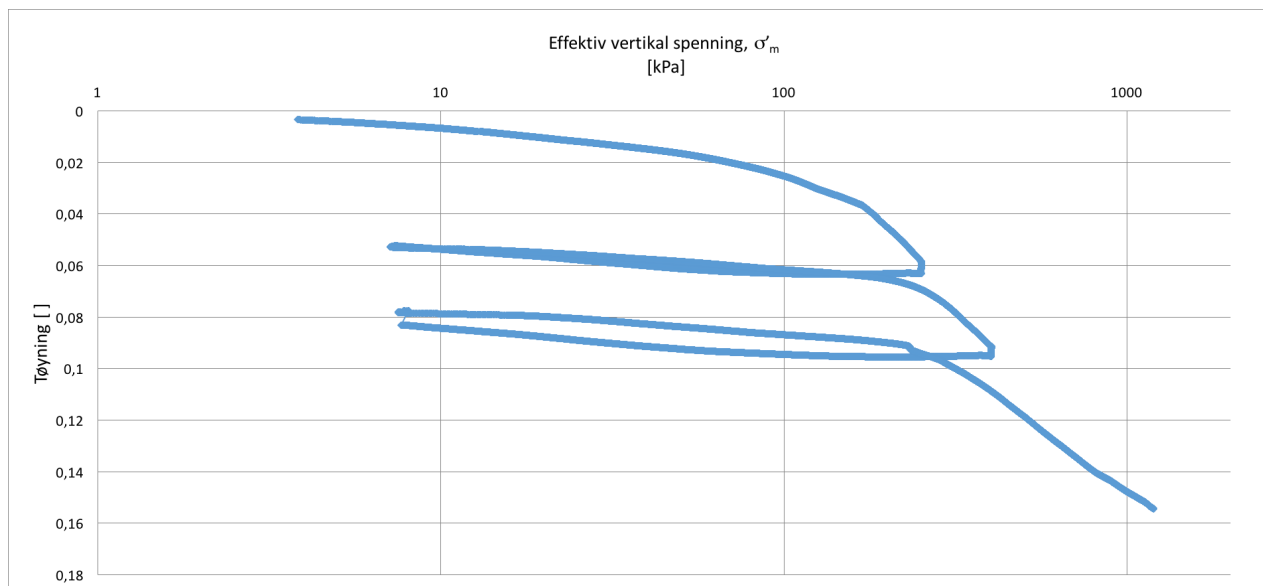


Figur C.16: konsolideringskoeffisient for forsøk 1-4

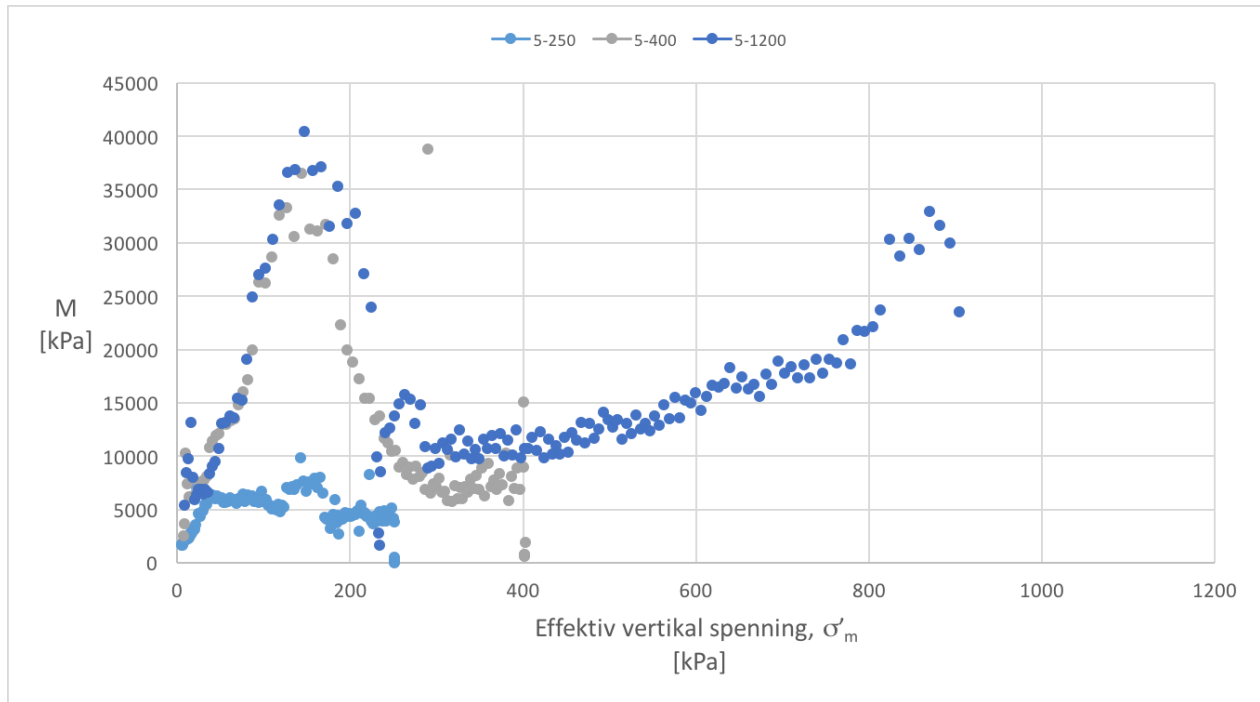
1-5 CRS



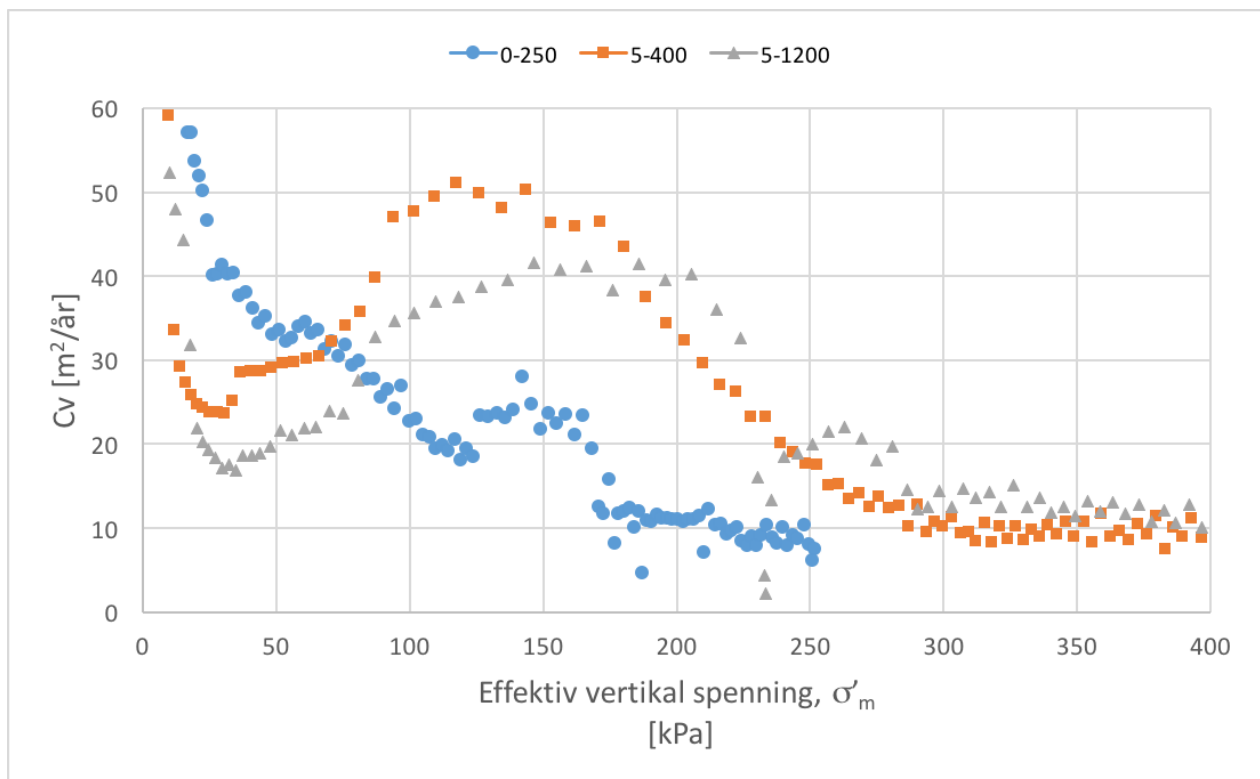
Figur C.17: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 1-5



Figur C.18: Logaritmisk spennings-tøyningdiagram for forsøk 1-5

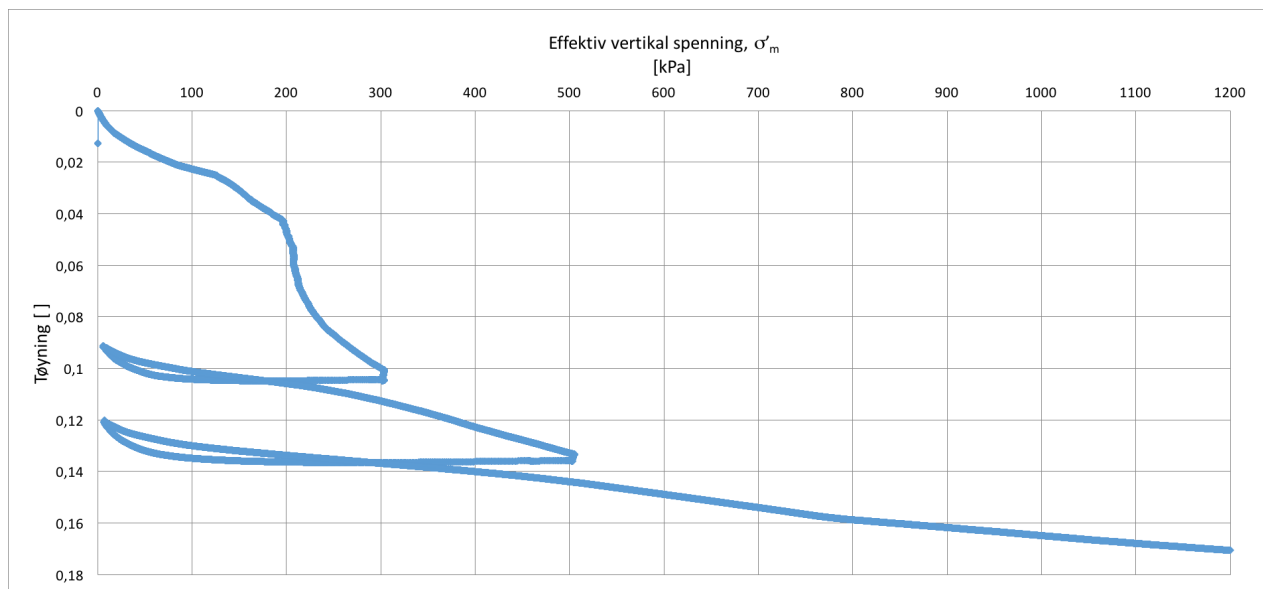


Figur C.19: Ødometermodul for forsøk 1-5

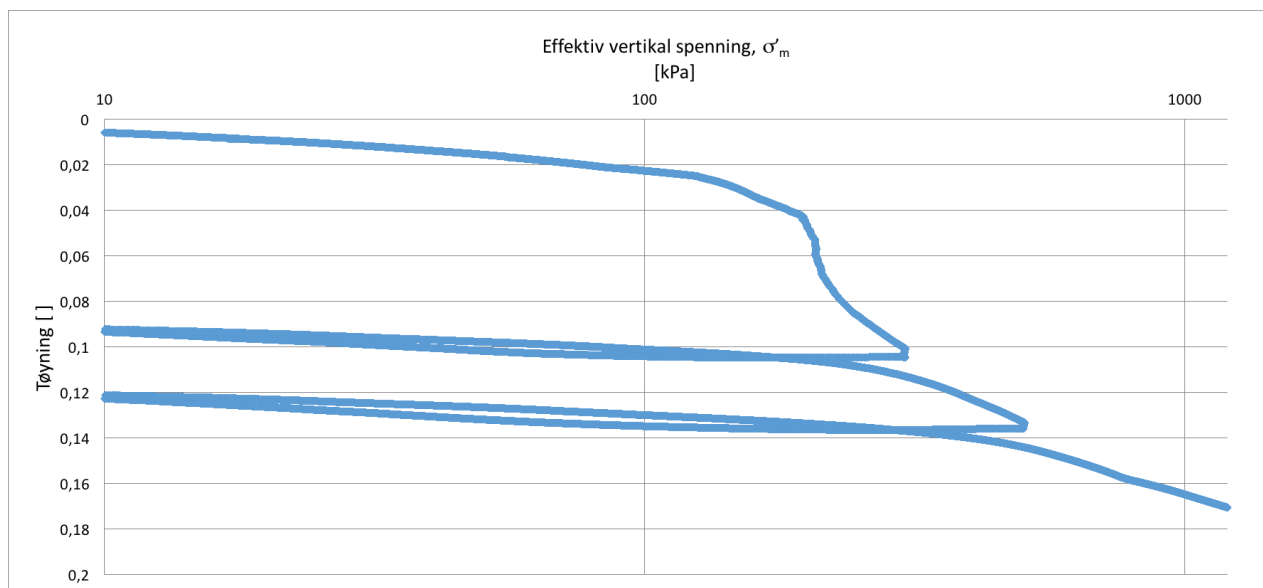


Figur C.20: konsolideringskoeffisient for forsøk 1-5

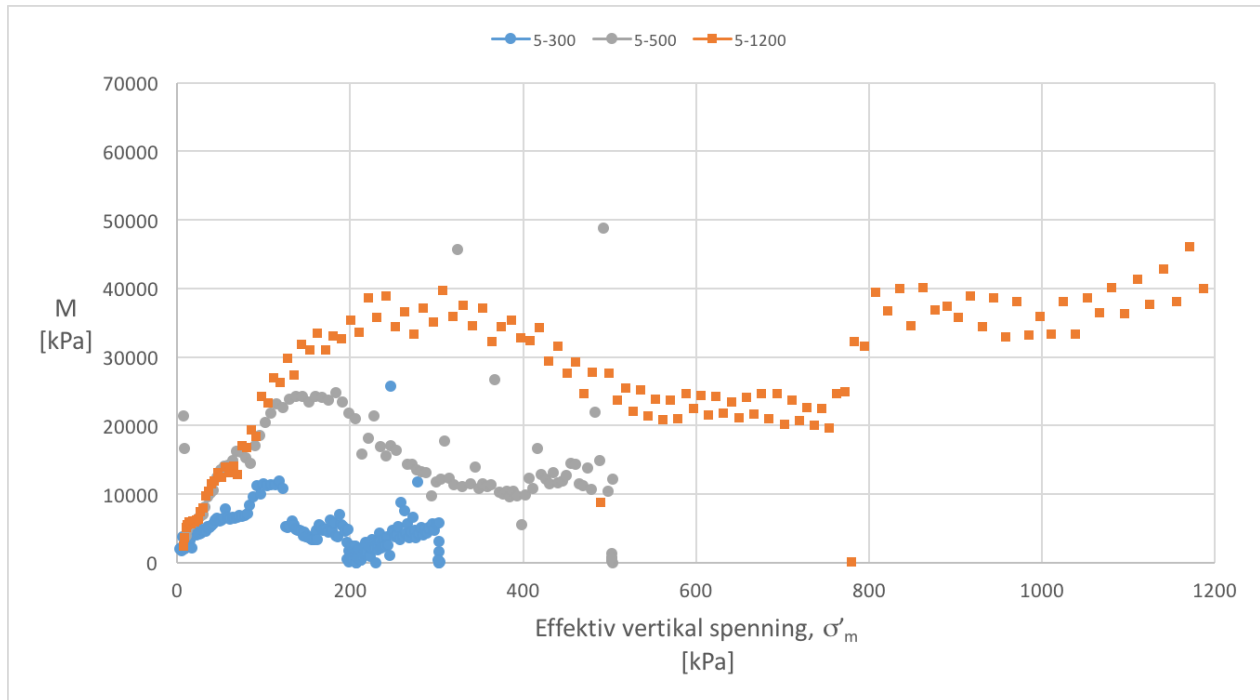
2-1 CRS



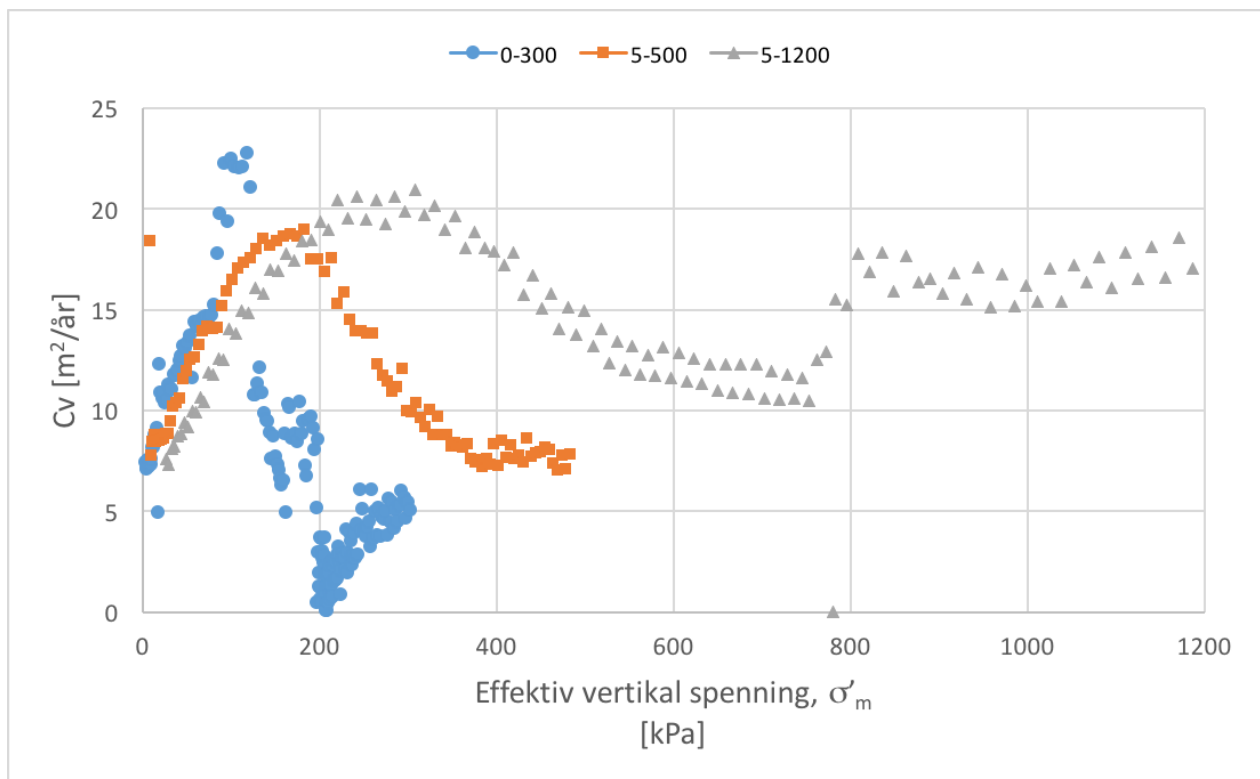
Figur C.21: Spennings-tøyningdiagram for forsøk 2-1



Figur C.22: Logaritmisk spennings-tøyningdiagram for forsøk 2-1



Figur C.23: Ødometermodul for forsøk 2-1

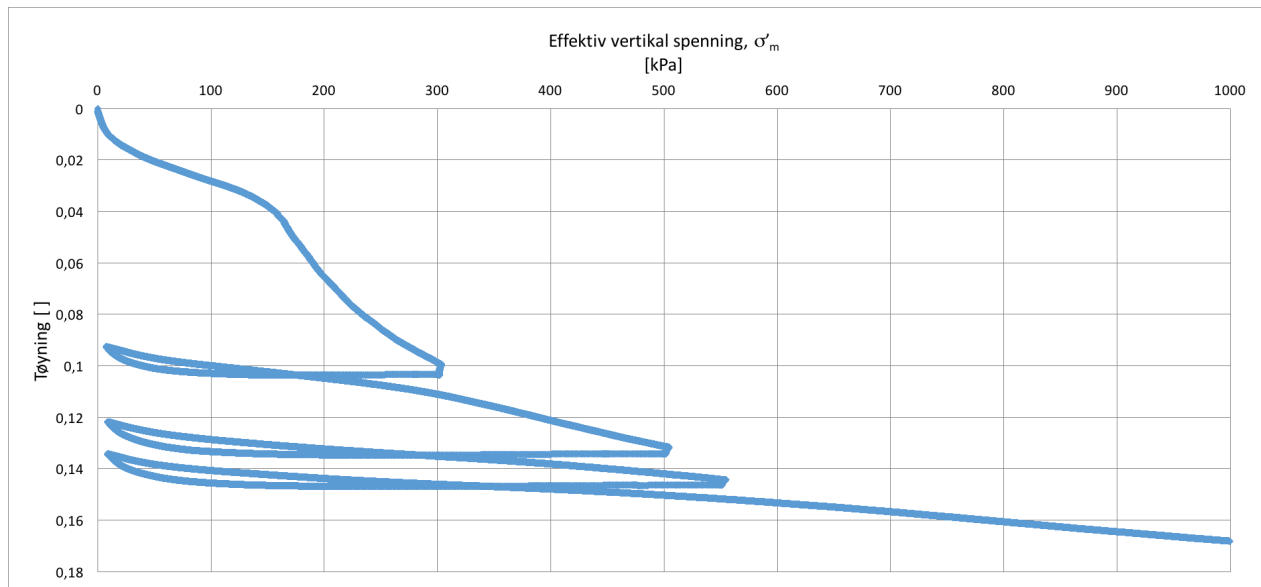


Figur C.24: konsolideringskoeffisient for forsøk 2-1

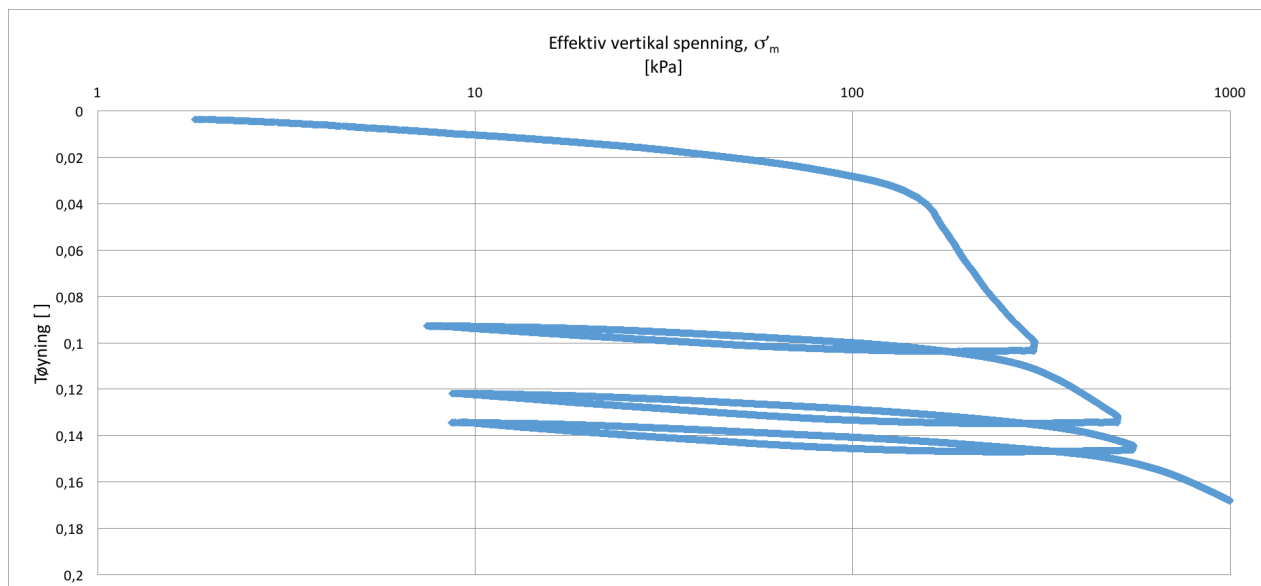
2-2 - CRS

Tabell C.2: Nøkkelværdier fra forsøk 2-2

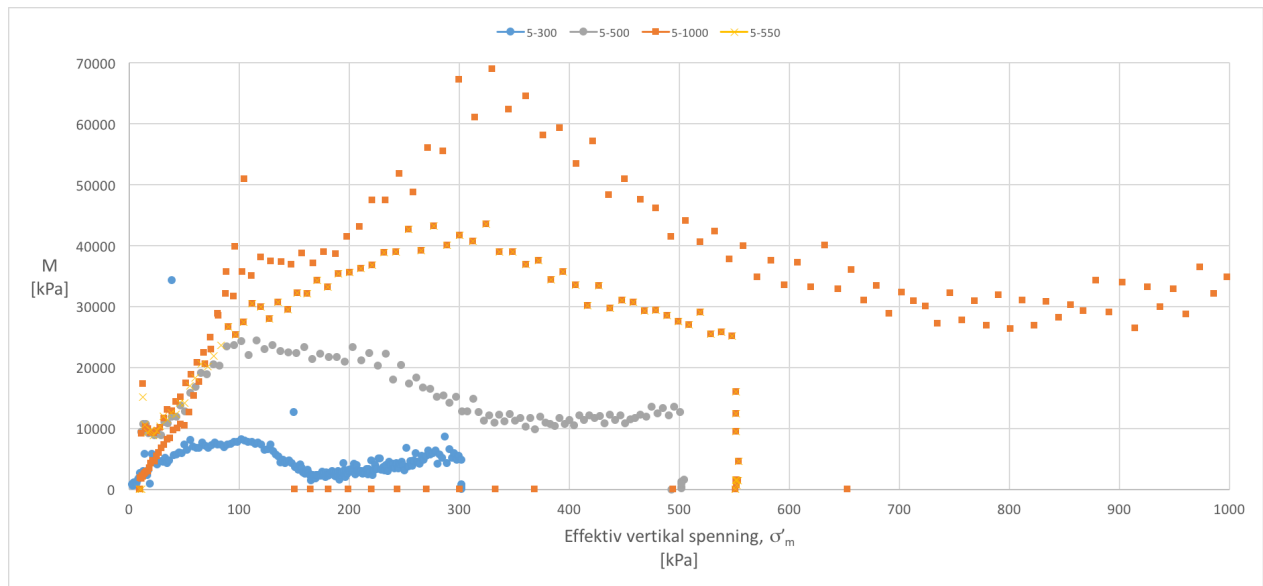
Su [kPa]	ϕ [°]	a [kPa]	E [kPa]	E_{ur} [kPa]	ϵ_v [%]	ϵ_f [%]	S_f	M_f
30	-	-	5000	23 000	2,0	1,0	0,88	0,92



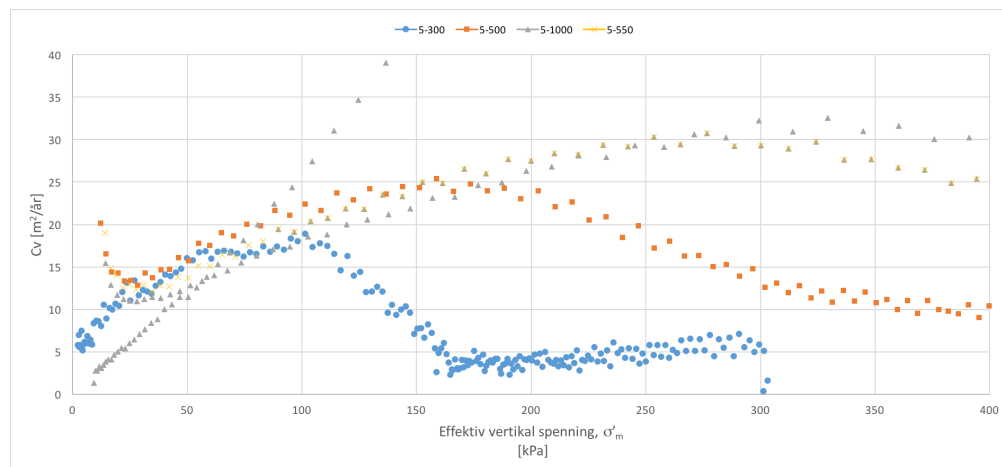
Figur C.25: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 2-2



Figur C.26: Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 2-2

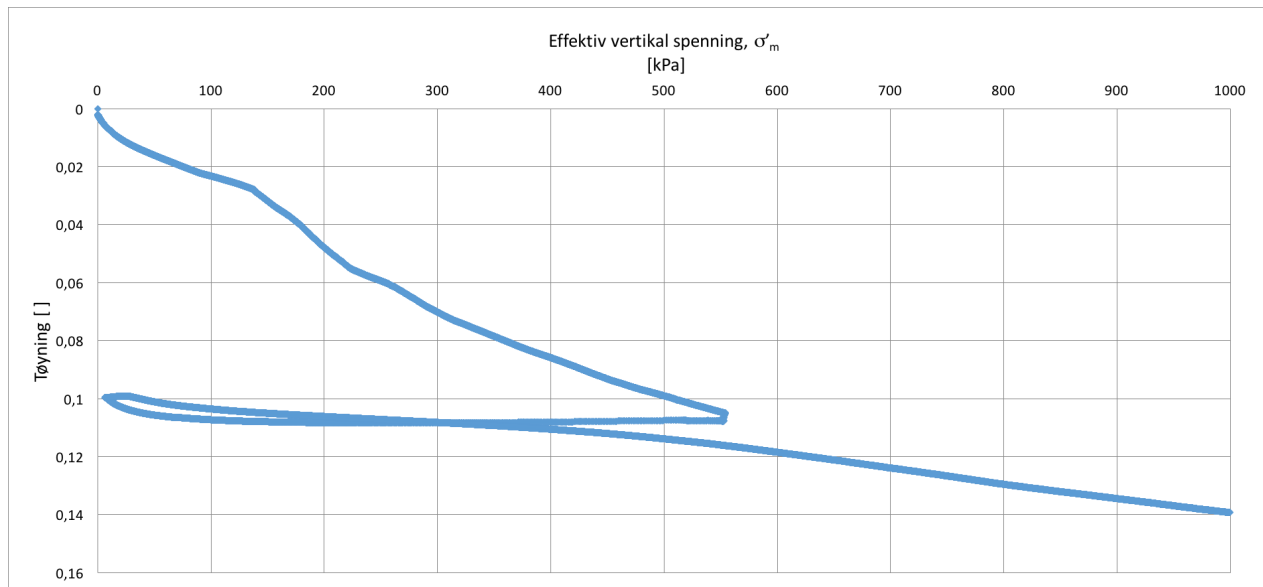


Figur C.27: Ødometermodul for forsøk

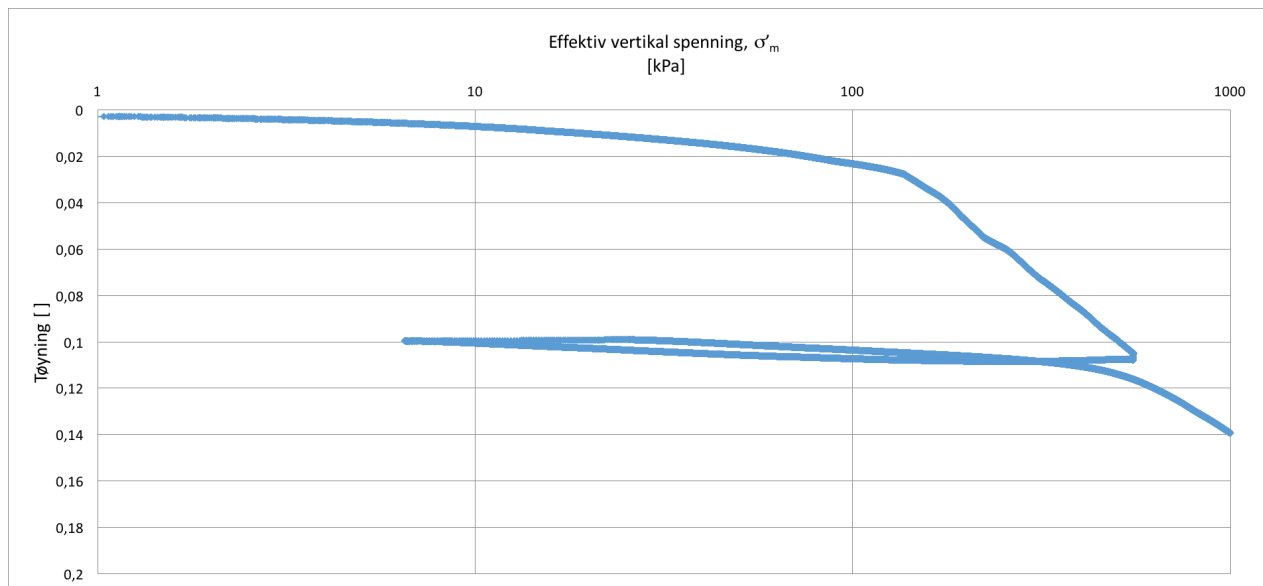


Figur C.28: konsolideringskoeffisient for forsøk forsøk 2-2

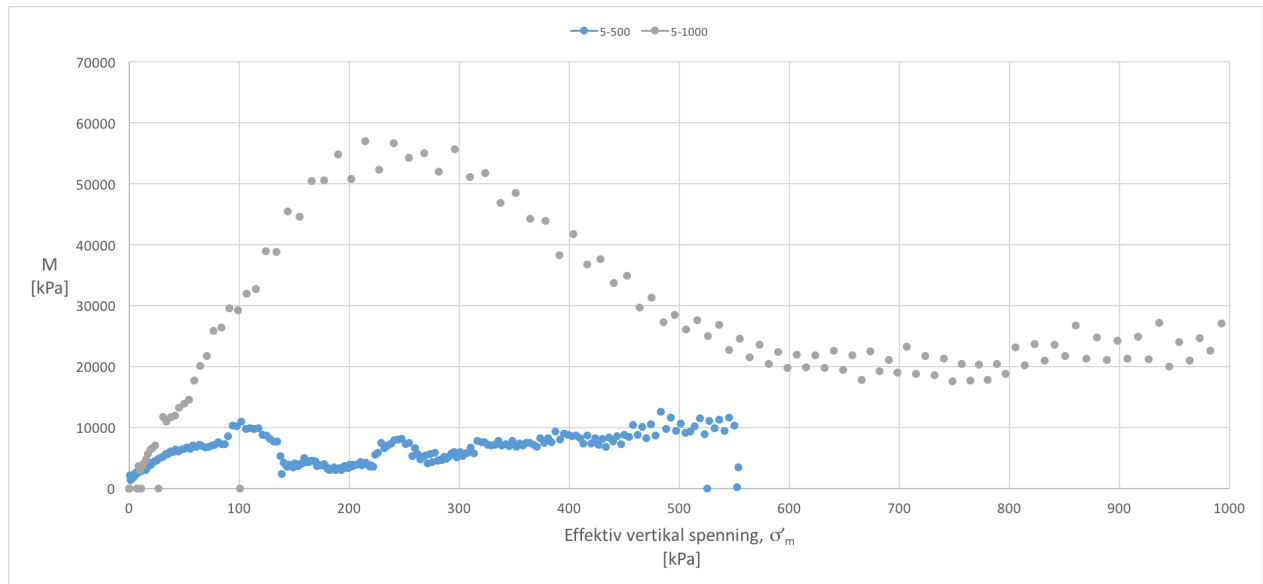
2-3 CRS



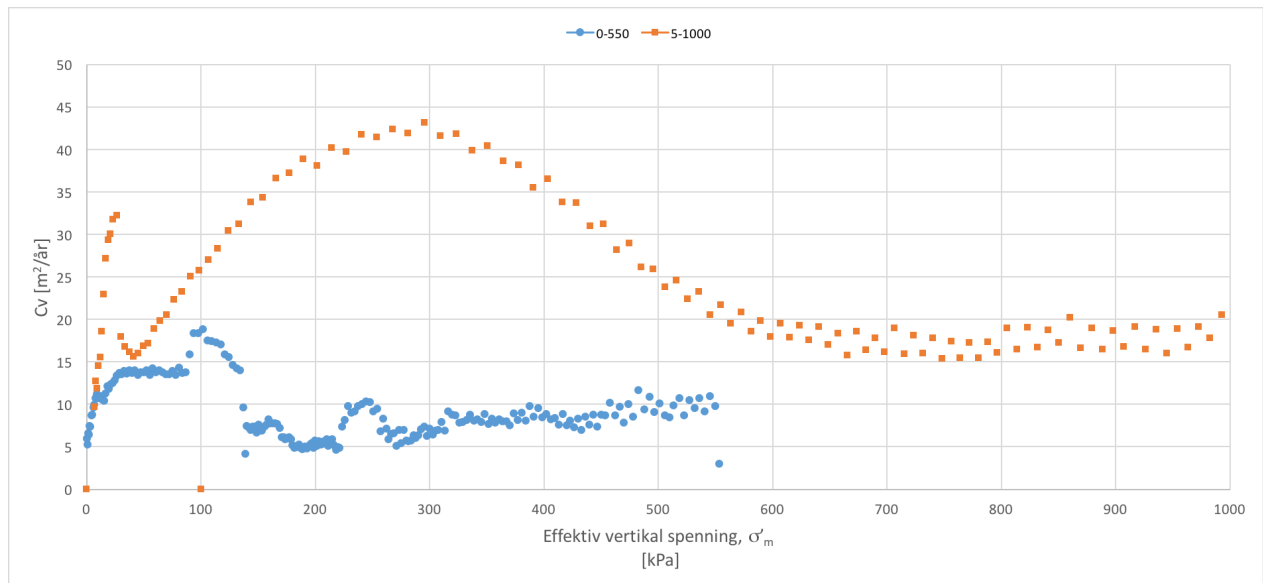
Figur C.29: Spending-tøyningsdiagram for forsøk 2-3



Figur C.30: Logaritmisk spending-tøyningsdiagram for forsøk 2-3

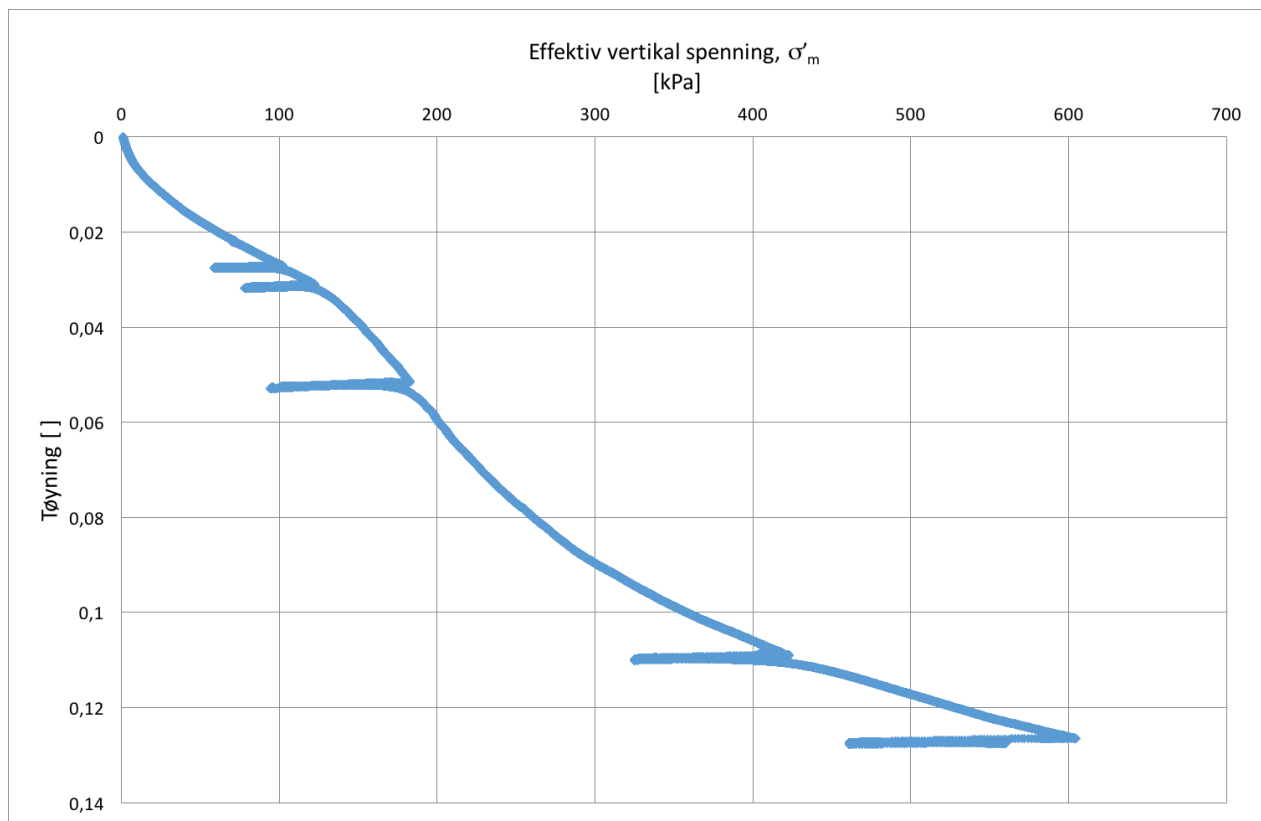


Figur C.31: Ødometermodul for forsøk 2-3

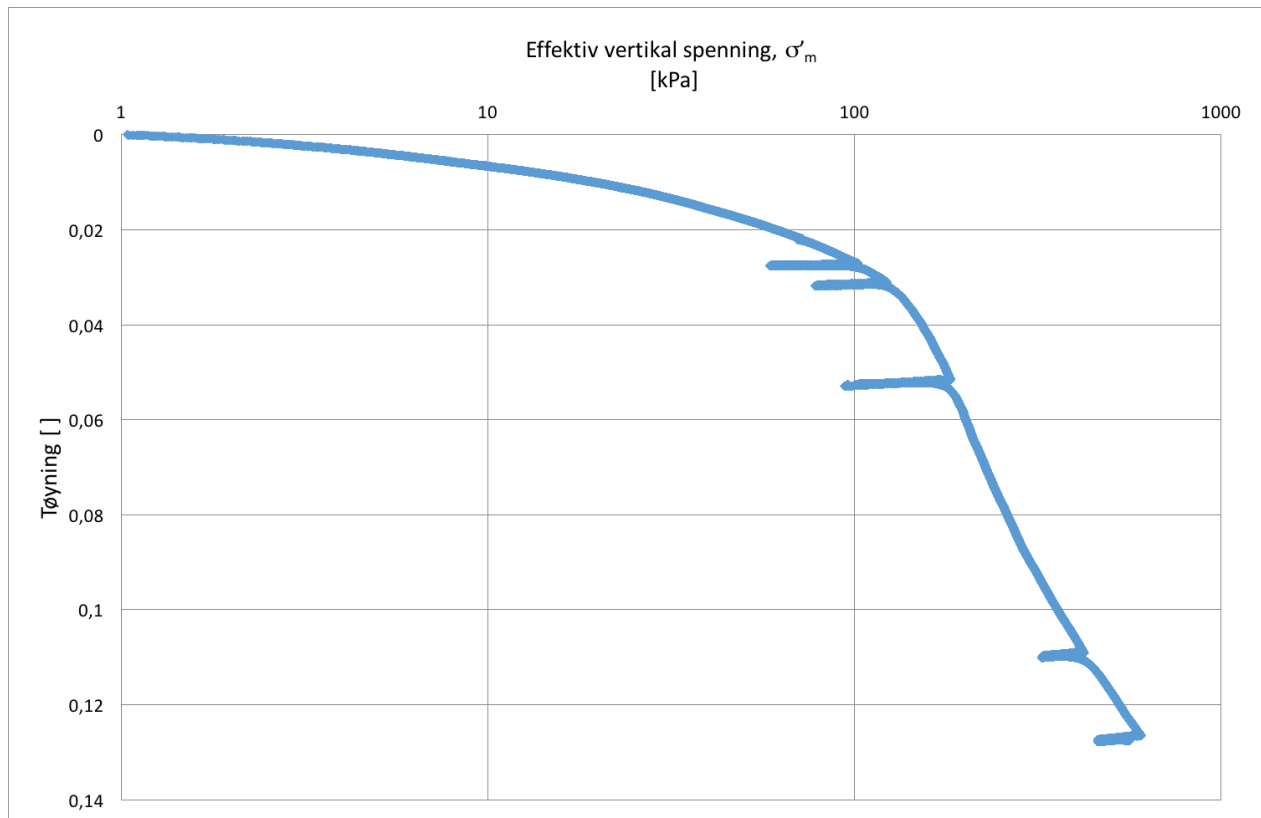


Figur C.32: konsolideringskoeffisient for forsøk 2-3

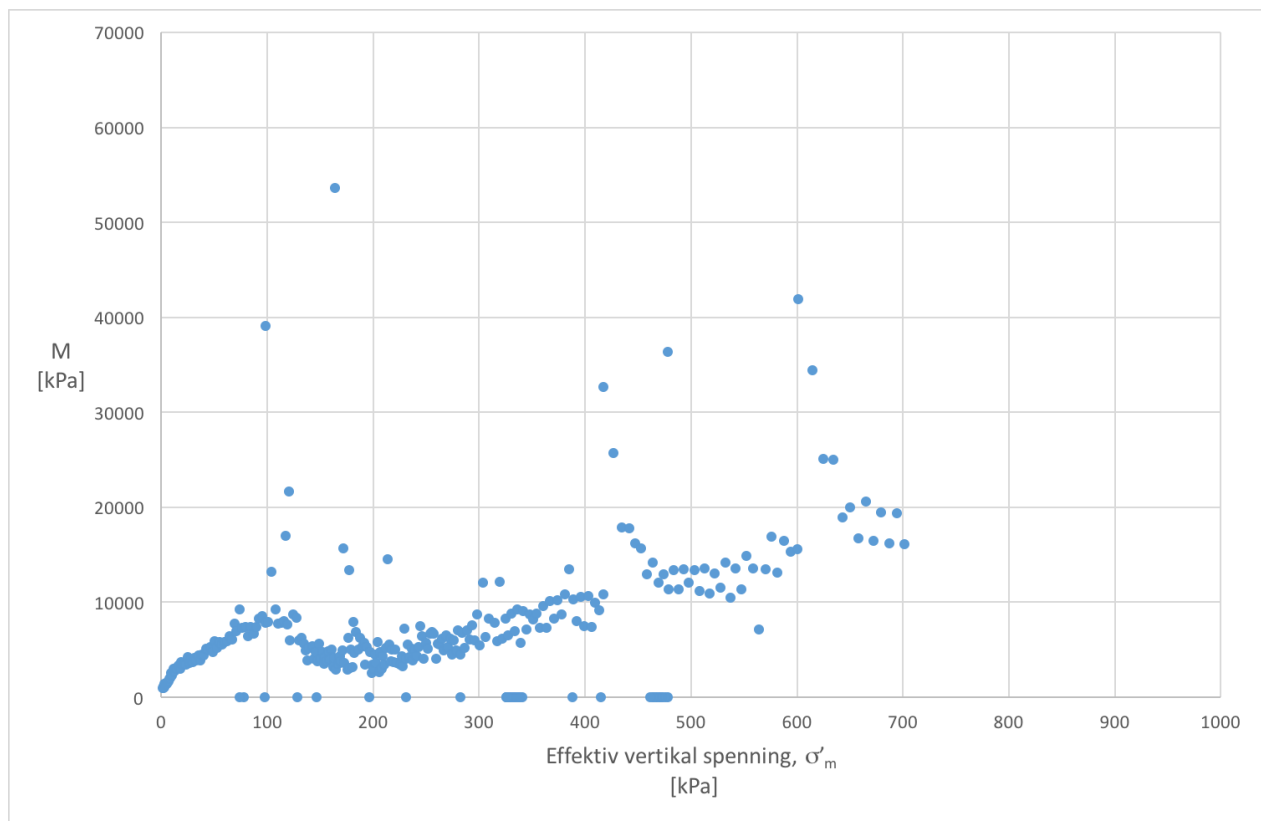
4-1 CRS



Figur C.33: Spenning-tøyningdiagram for forsøk 4-1



Figur C.34: Logaritmisk spenning-tøyningsdiagram for forsøk 4-1



Figur C.35: Ødometermodul for forsøk 4-1

Tillegg D

Beskrivelse av modellering

I dette vedlegget er enkelte aspekter ved modellen som er brukt i plaxis utbrodert mer grundig.

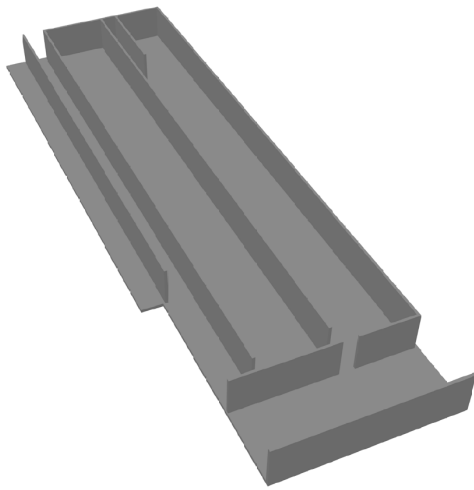
Bygningsgeometri

Geometrien er på graveskråninger og fundament er laget i Autocad 3D og importert inn i Plaxis. Dette har medført en del problemer med at deler av modellen ikke har hengt sammen, men har latt seg løse med en svært fin mesh i områdene for denne geometrien.

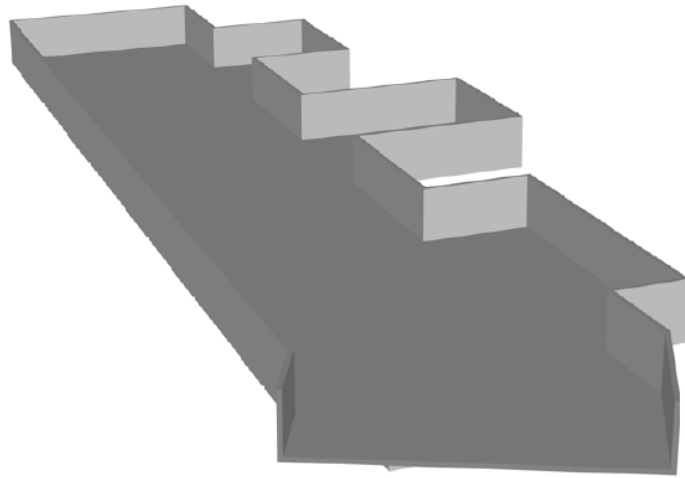
Bygningsgeometrien brukt i modellen er vist i figurene [D.1a](#) og [D.1b](#). Materialparametrene for betongmaterialet brukt i modellen er oppsumert i tabell [D.1](#). Veggplatene har en tykkelse på 250 mm, underlaget og forsterkningsplatene i parkeringsgarasjen har en tykkelse på 300 mm og underlaget under boligblokken har en tykkelse på 500 mm. Rundt alle plater er det plassert interface. Mot tørrskorpen er $R_{inter}=0,8$ og mot leiren (i underkant av fundamentet) er $R_{inter}=1$.

Tabell D.1: Materialparametre for betongplater.

Tyngdetetthet [kN/m ³]	20
Youngsmodulus [GPa]	12,5
Poissions ratio []	0,3



(a) 3D gjengivelse av geometrien for kjelleretasjen til boligblokken som er brukt i modellen

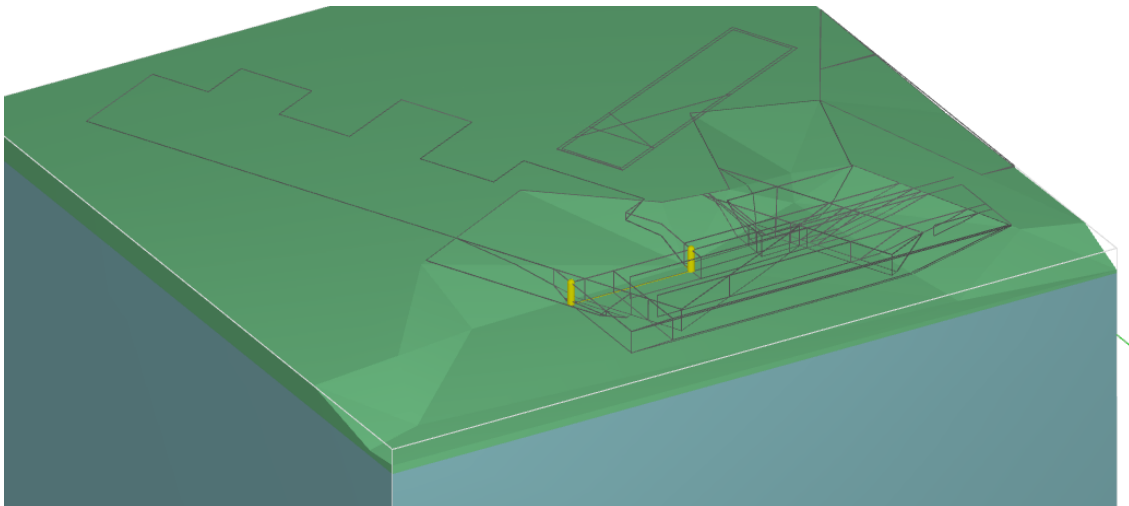


(b) 3D gjengivelse av geometrien for parkeringsgarasjen under rekkehusene som er brukt i modellen

Figur D.1: 3D illustrasjoner av bygningsgeometrien brukt i modellen

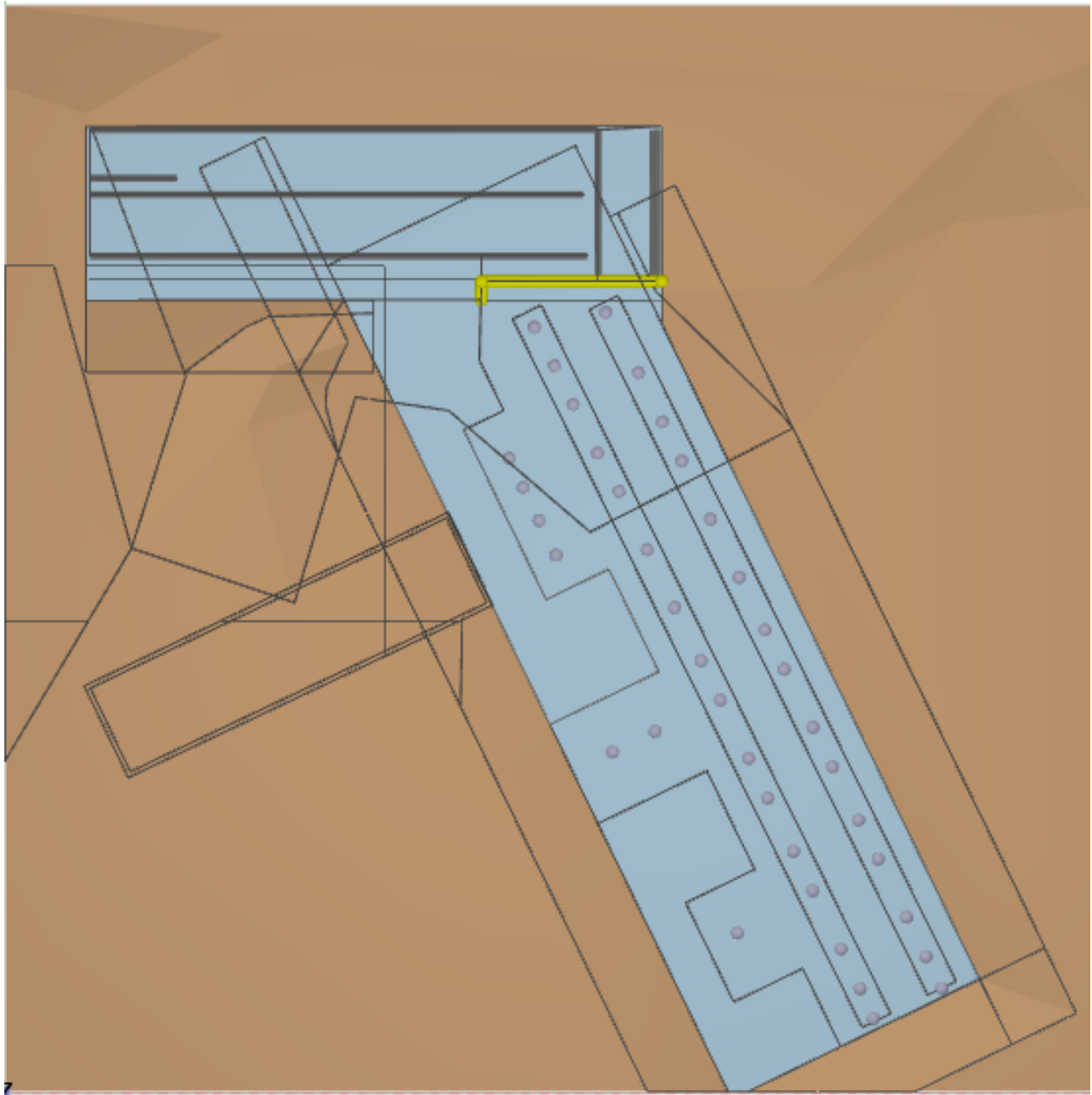
Situasjonsplan av hver beregningsfase

Det opprinnelige terrenget i modellen er vist i figur D.2. De følgende horisontale snittene viser ensituasjonsplan av hver kalkulererte fase i modelleringen.

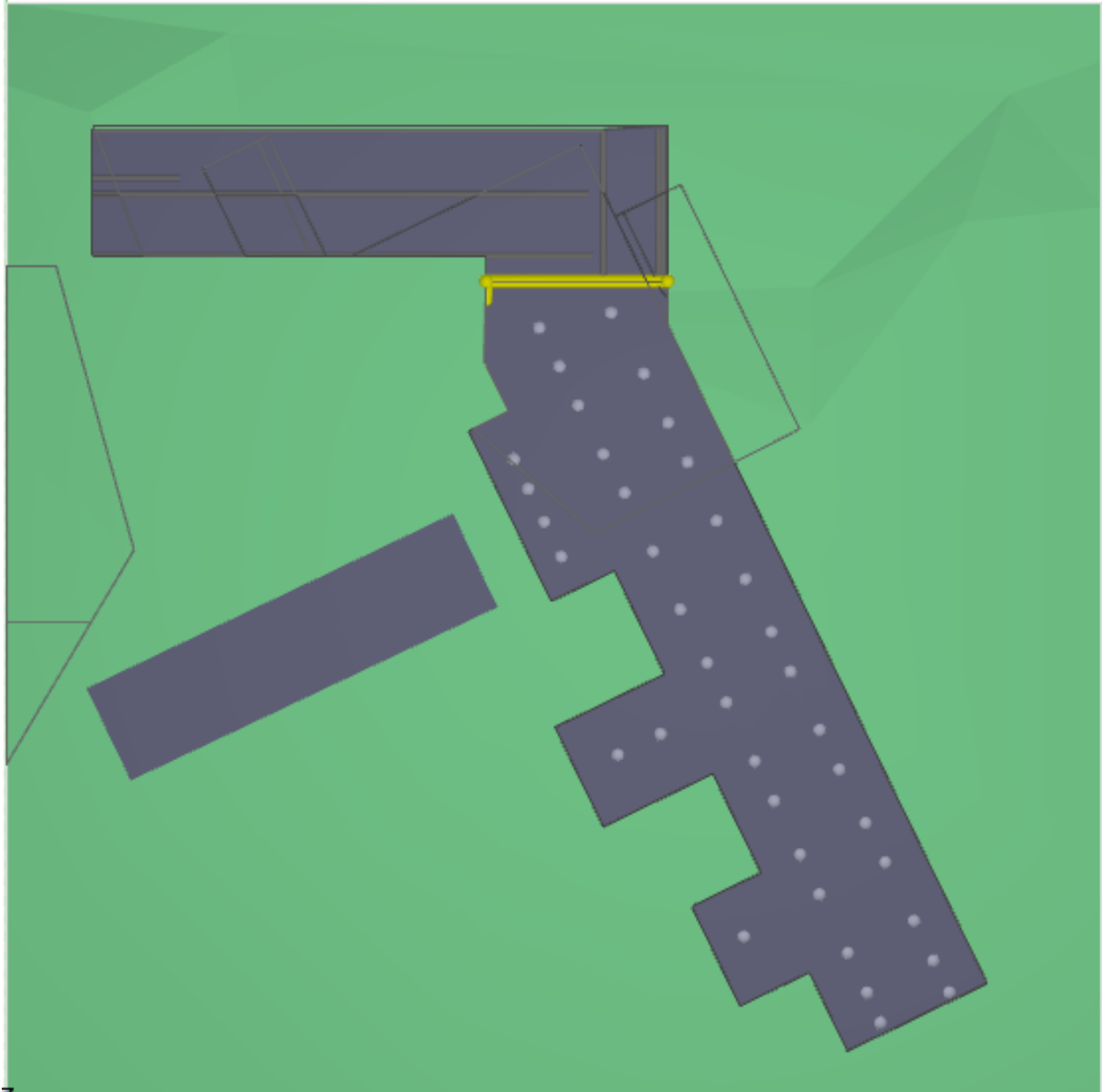


Figur D.2: Situasjonsplan av utgravingsfasen i modellen

Utgravingsfase

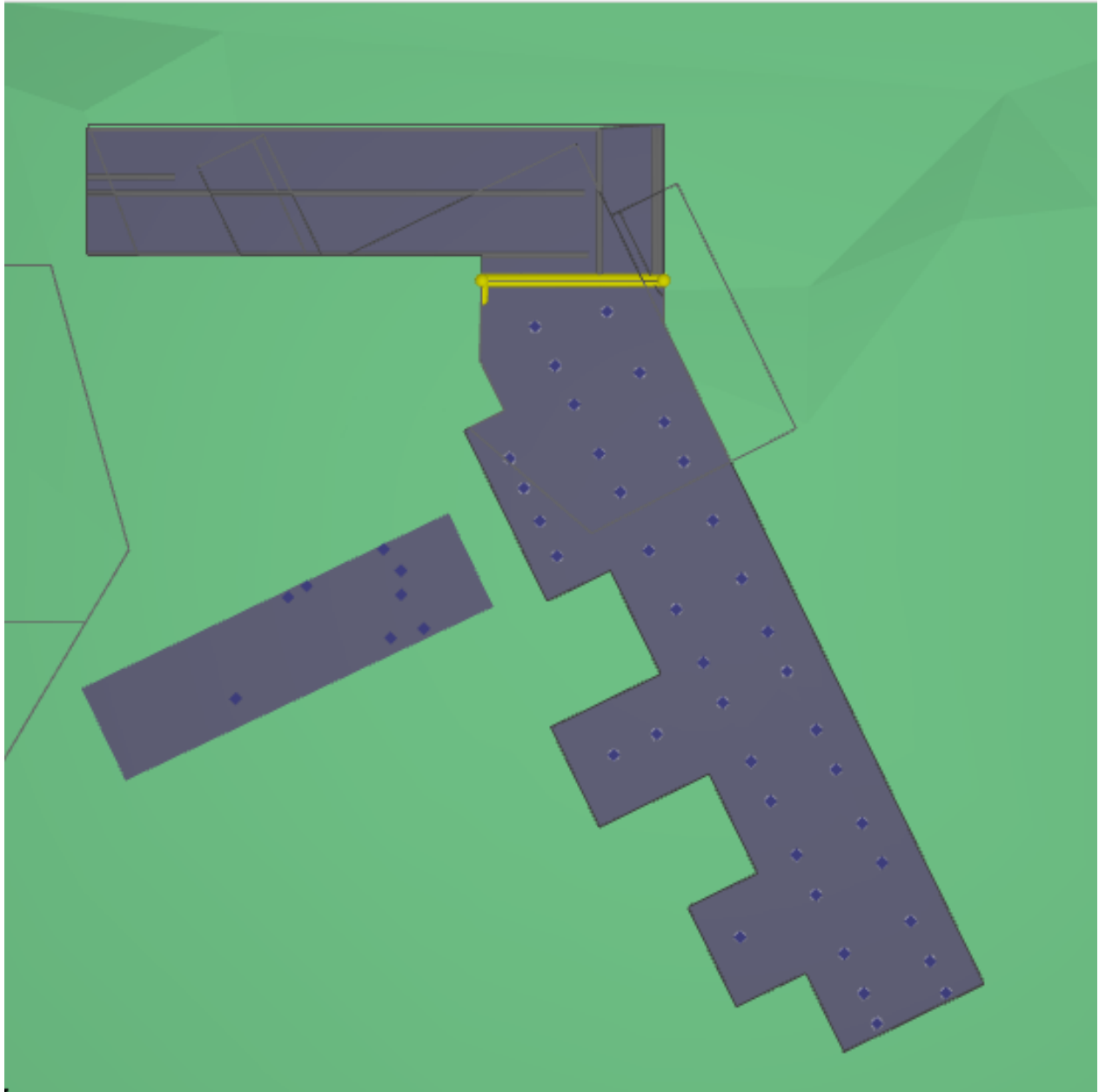


Figur D.3: Situasjonsplan av utgravingsfasen i modellen

Fundamenteringsfase

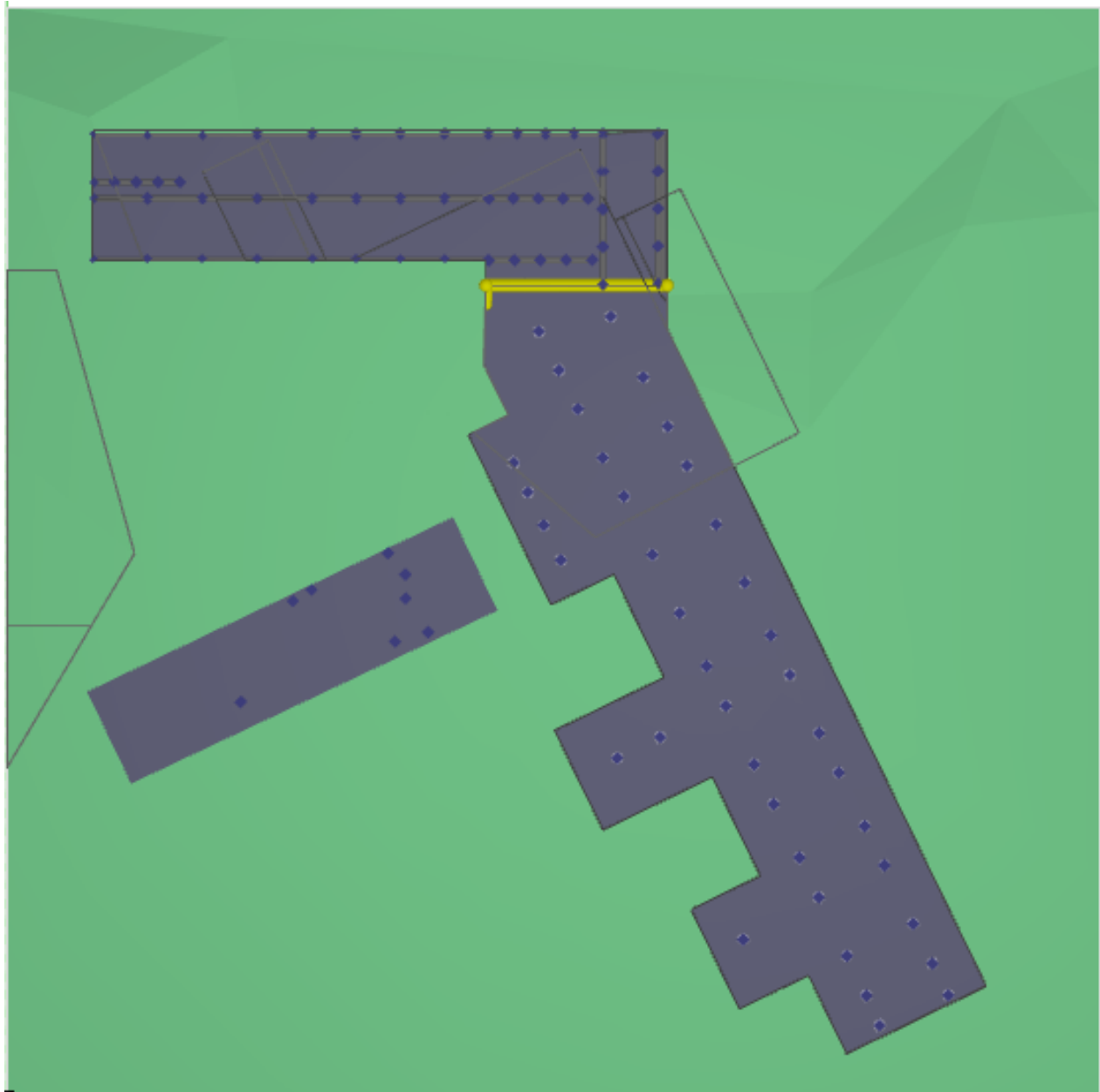
Figur D.4: Situasjonsplan av fundamenteringsfasen i modellen

Belastning fra rekkehus



Figur D.5: Situasjonsplan av den første belastningsfasen i modellen

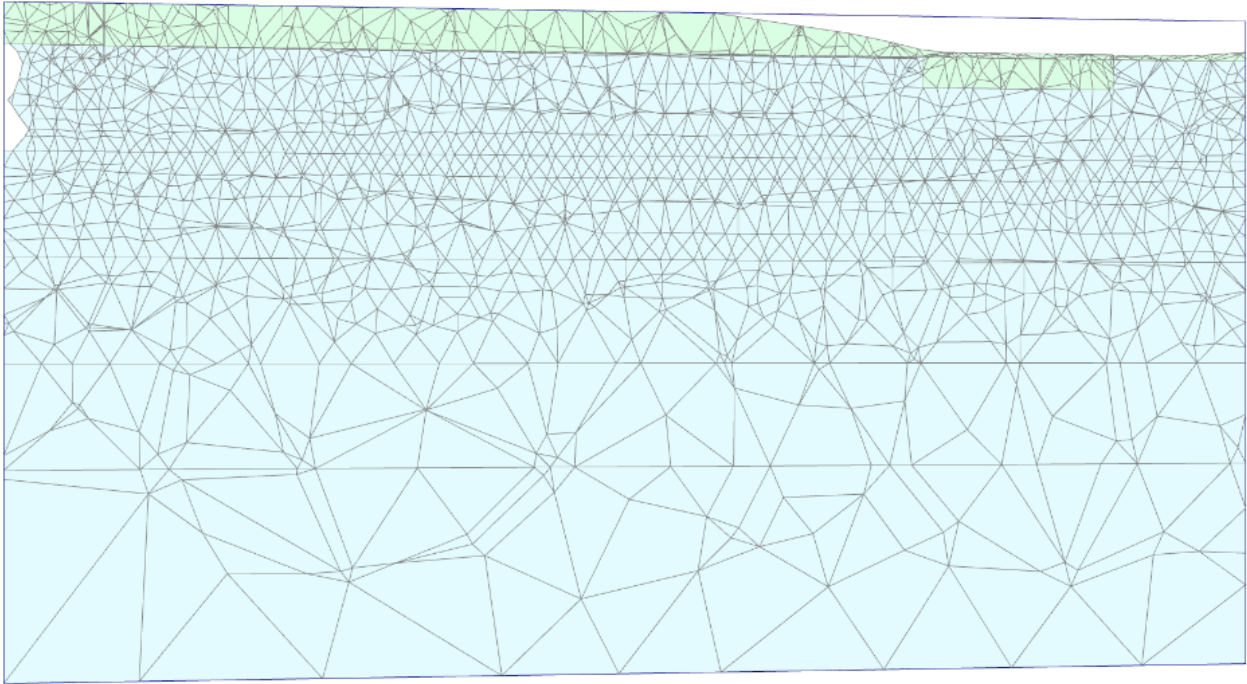
Belastning fra boligblokk



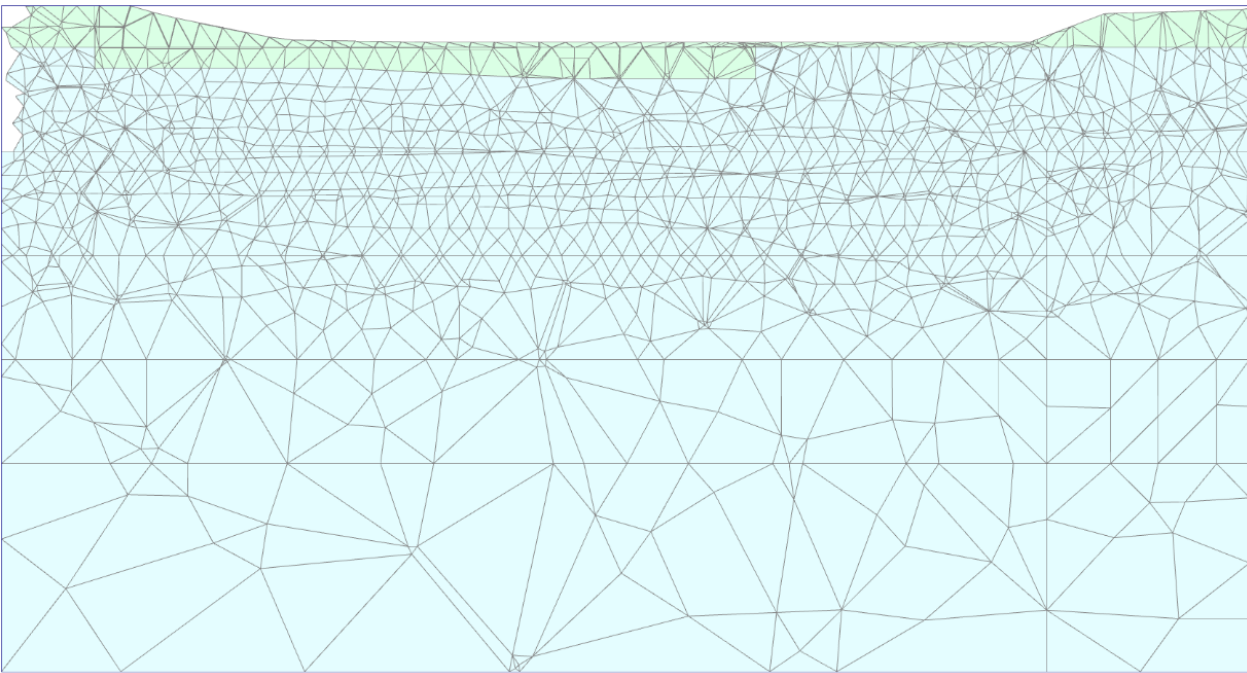
Figur D.6: Situasjonsplan av den andre belastningsfasen i modellen

Mesh

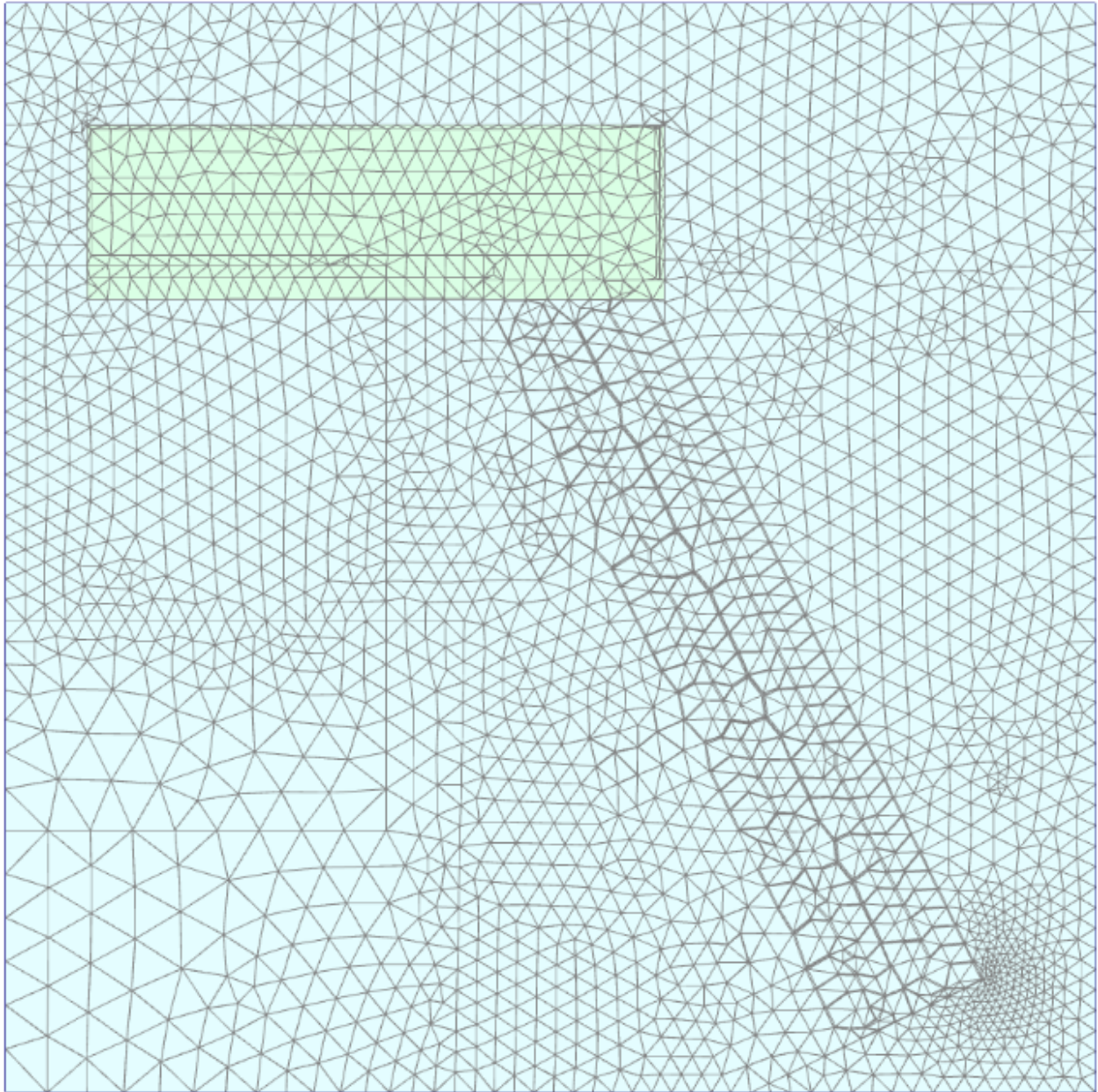
De følgende grafene viser meshen brukt i modelleringen. I områder hvor det er importert geometri fra Autocad 3D har Plaxis krevd svært fint mesh for å få jordvolumet til å henge sammen. Dette vises godt i det horisontale snittet ved kote 10 i figur [D.9](#).



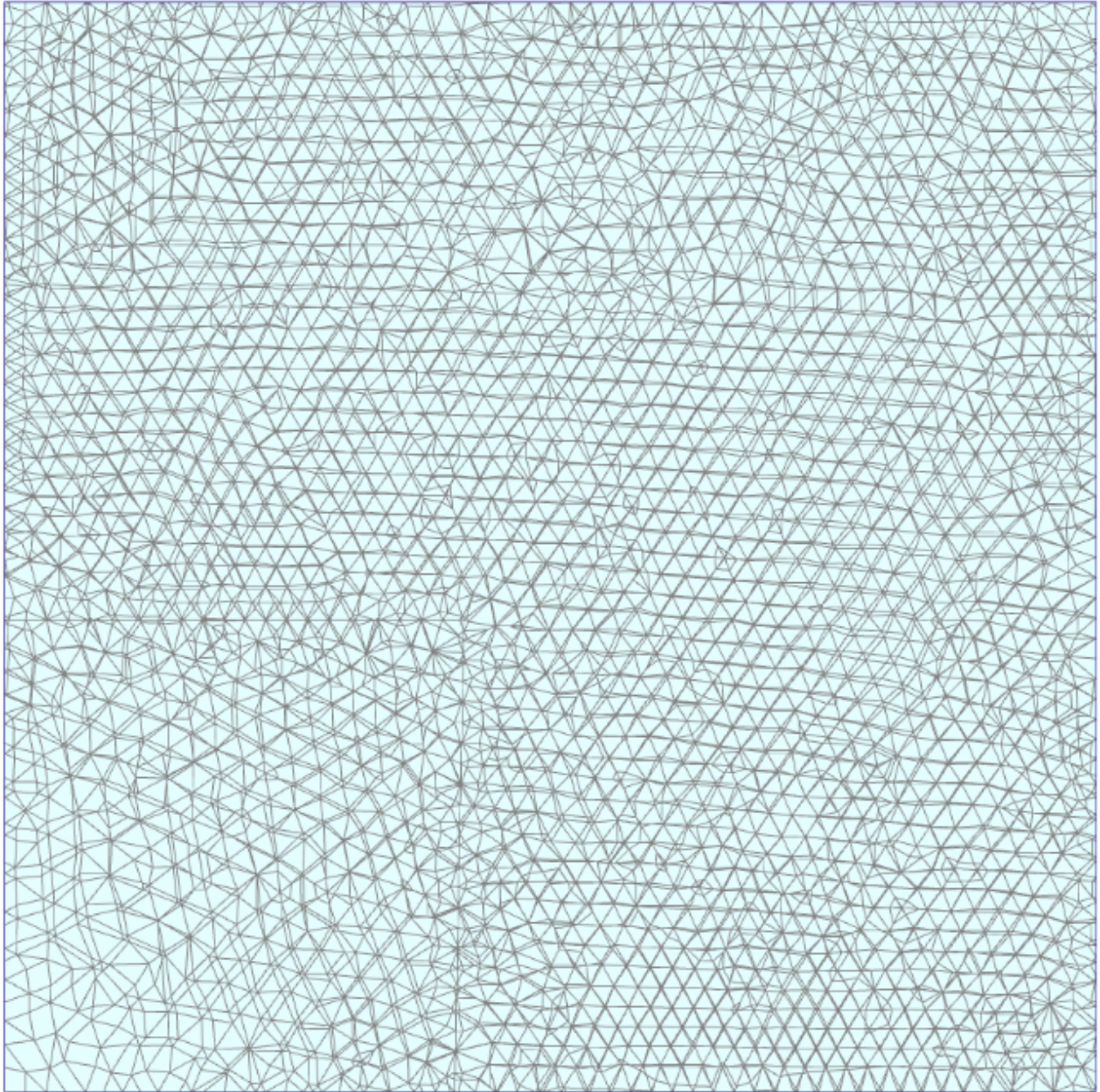
Figur D.7: Snitt av mesh under parkeringskjeller og boligblokk på Lilleby.



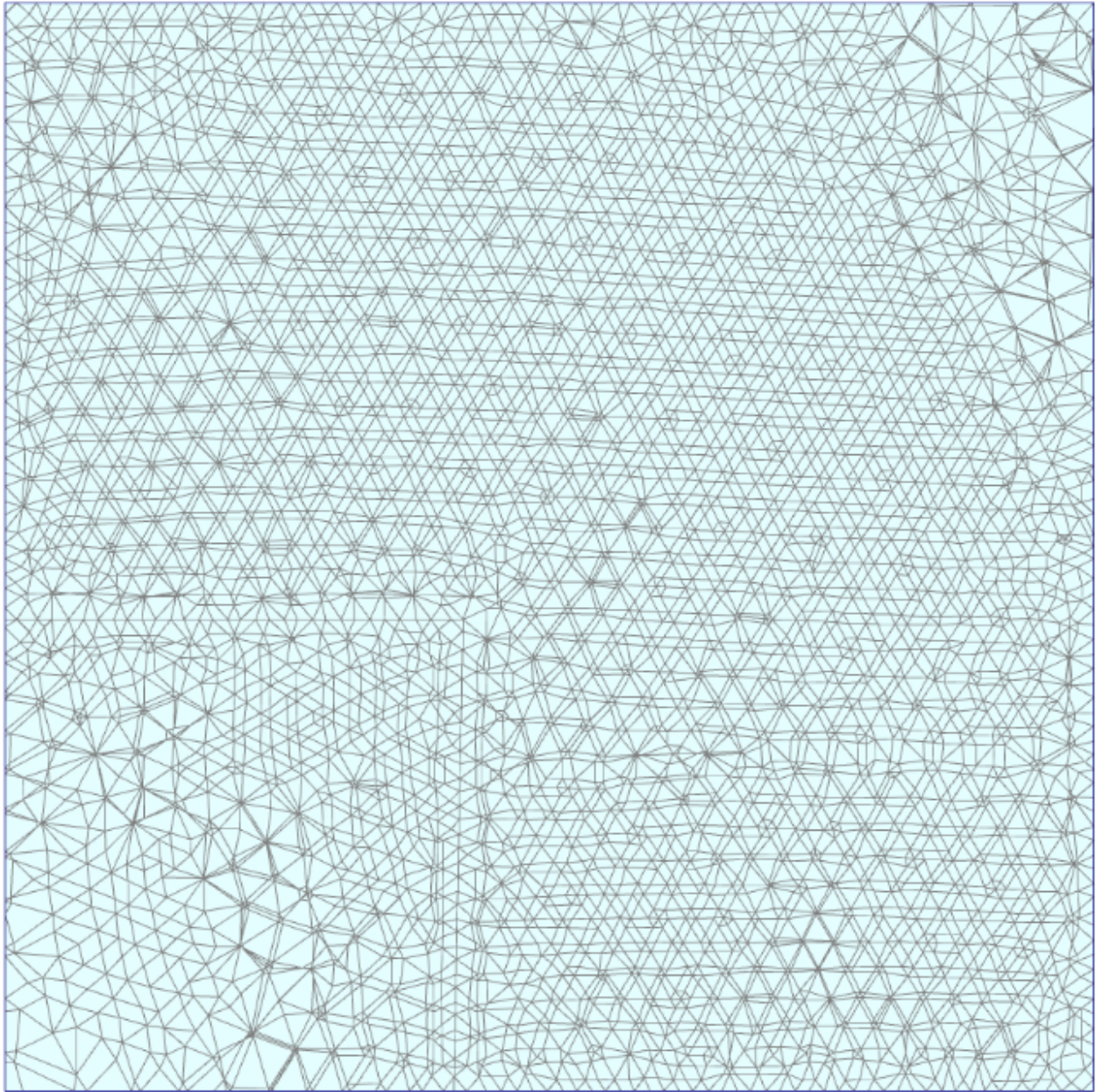
Figur D.8: Snitt av mesh under boligblokk på Lilleby.



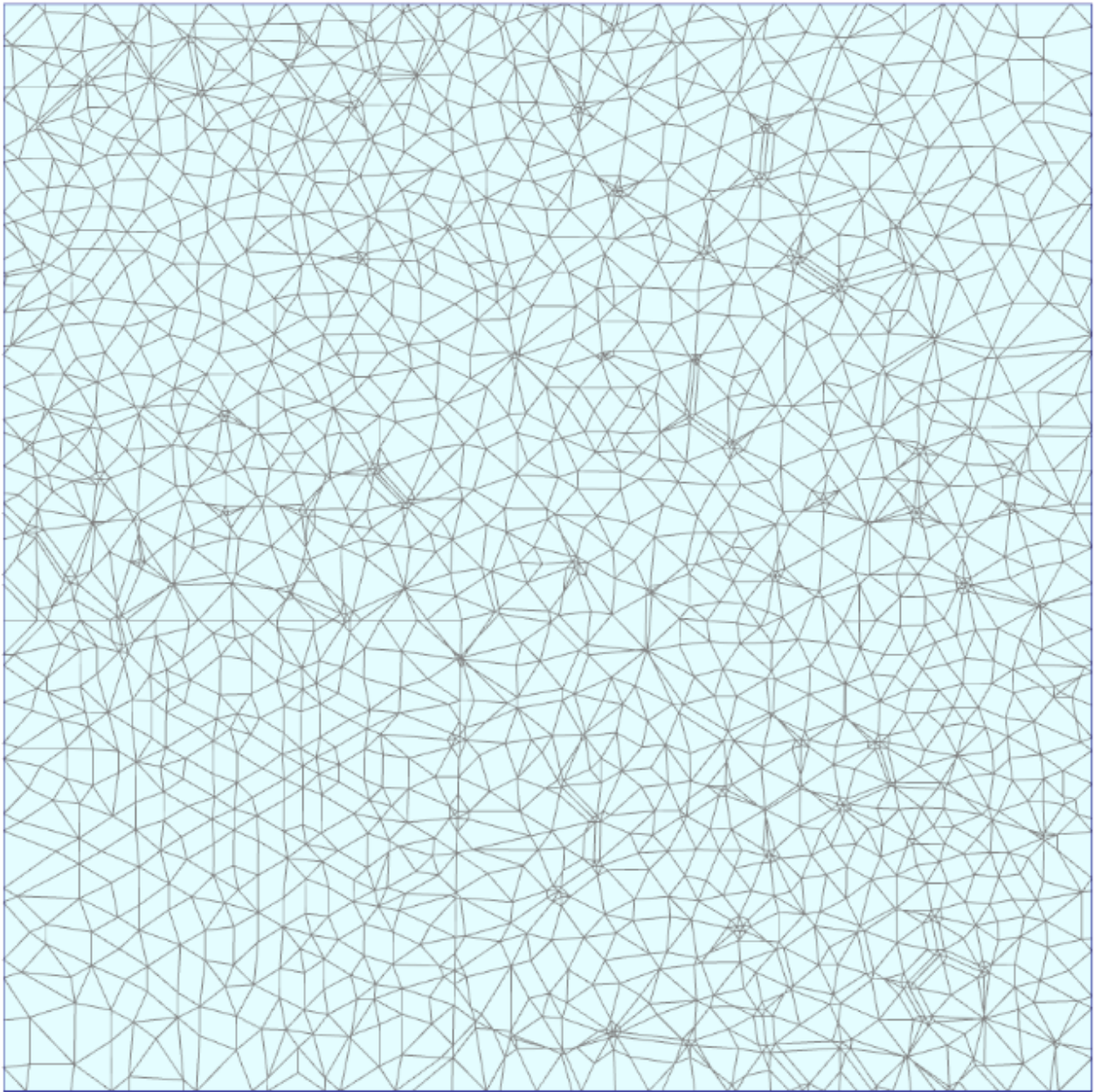
Figur D.9: Horskiontalt snitt av modellens mesh ved kote 10



Figur D.10: Horsionalt snitt av modellens mesh ved kote 2



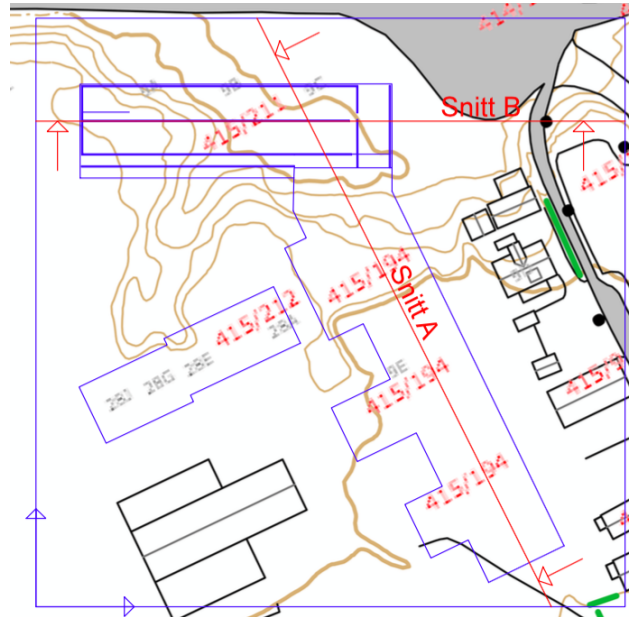
Figur D.11: Horsionalt snitt av modellens mesh ved kote -6



Figur D.12: Hørsiontalt snitt av modellens mesh ved kote -16

Detaljerte resultater

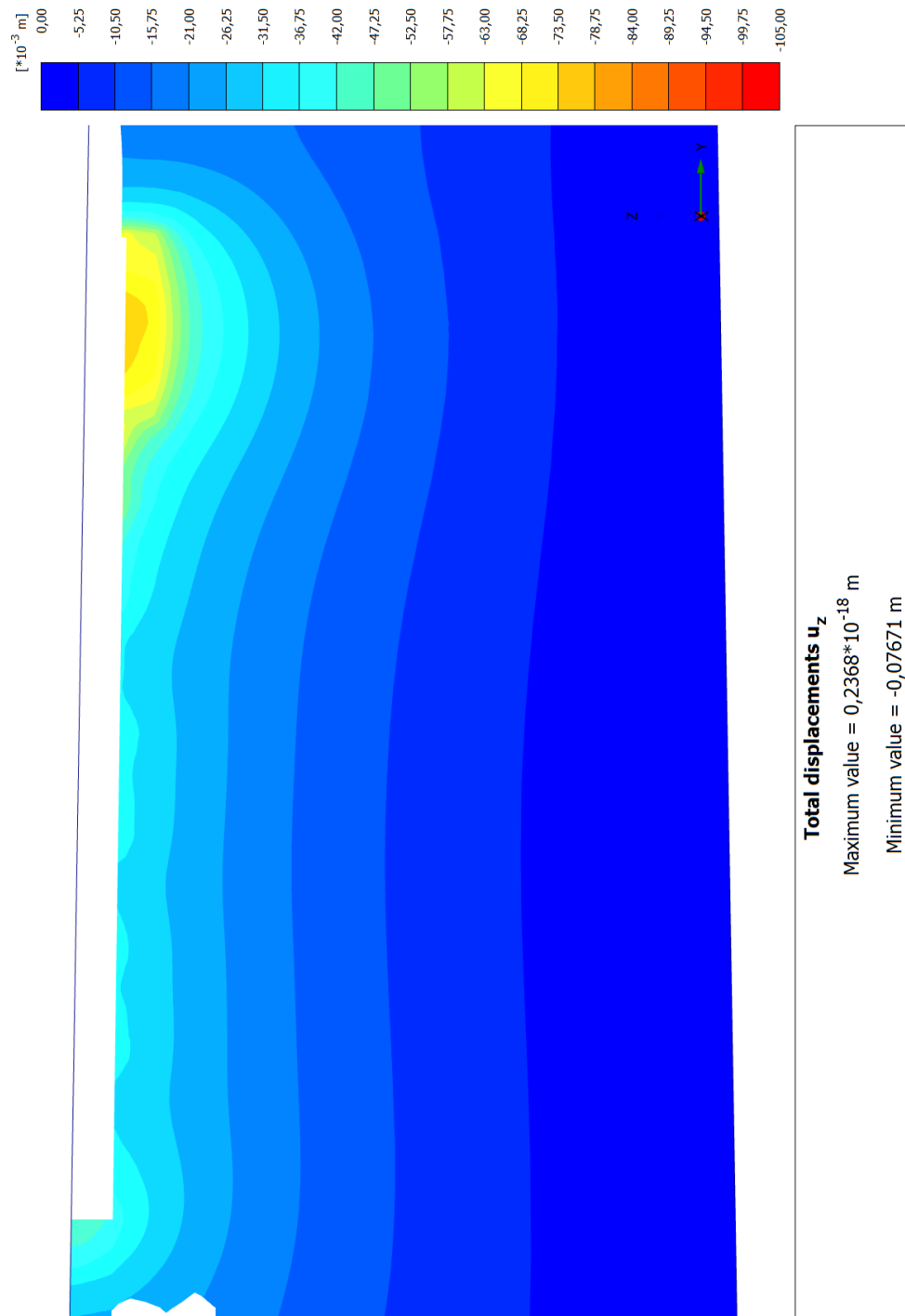
De følgende figurene er resultatet av setningsberegningene utført i denne oppgaven. Det vertikale snittene, A og B, er posisjonert som vist i figur D.13



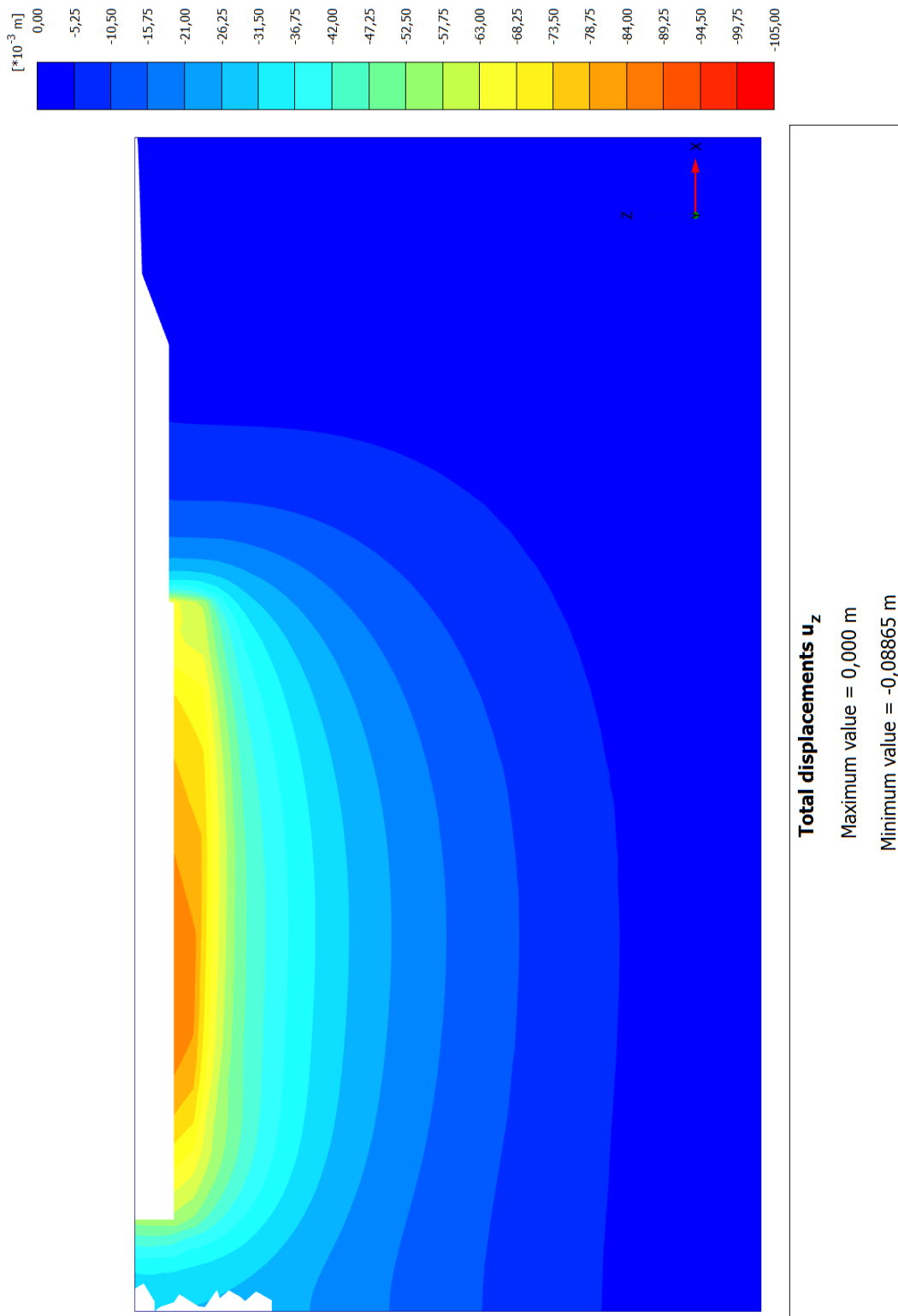
Figur D.13: Oversikt over posisjonen til de vertikale snittene som er brukt

Resultater fra Hardening Soil

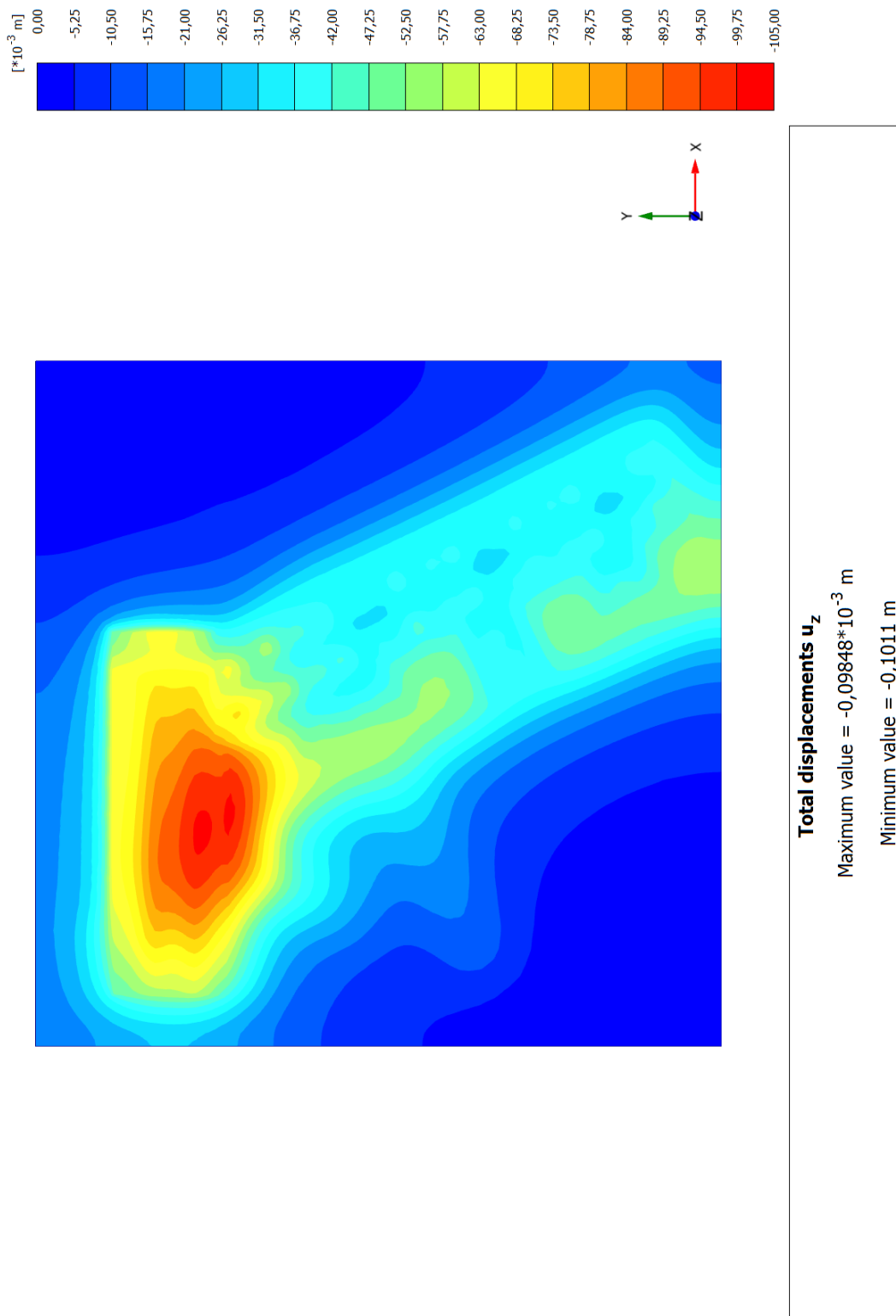
De følgende resultatene kommer fra beregning utført med materialmodellen Hardening Soil.



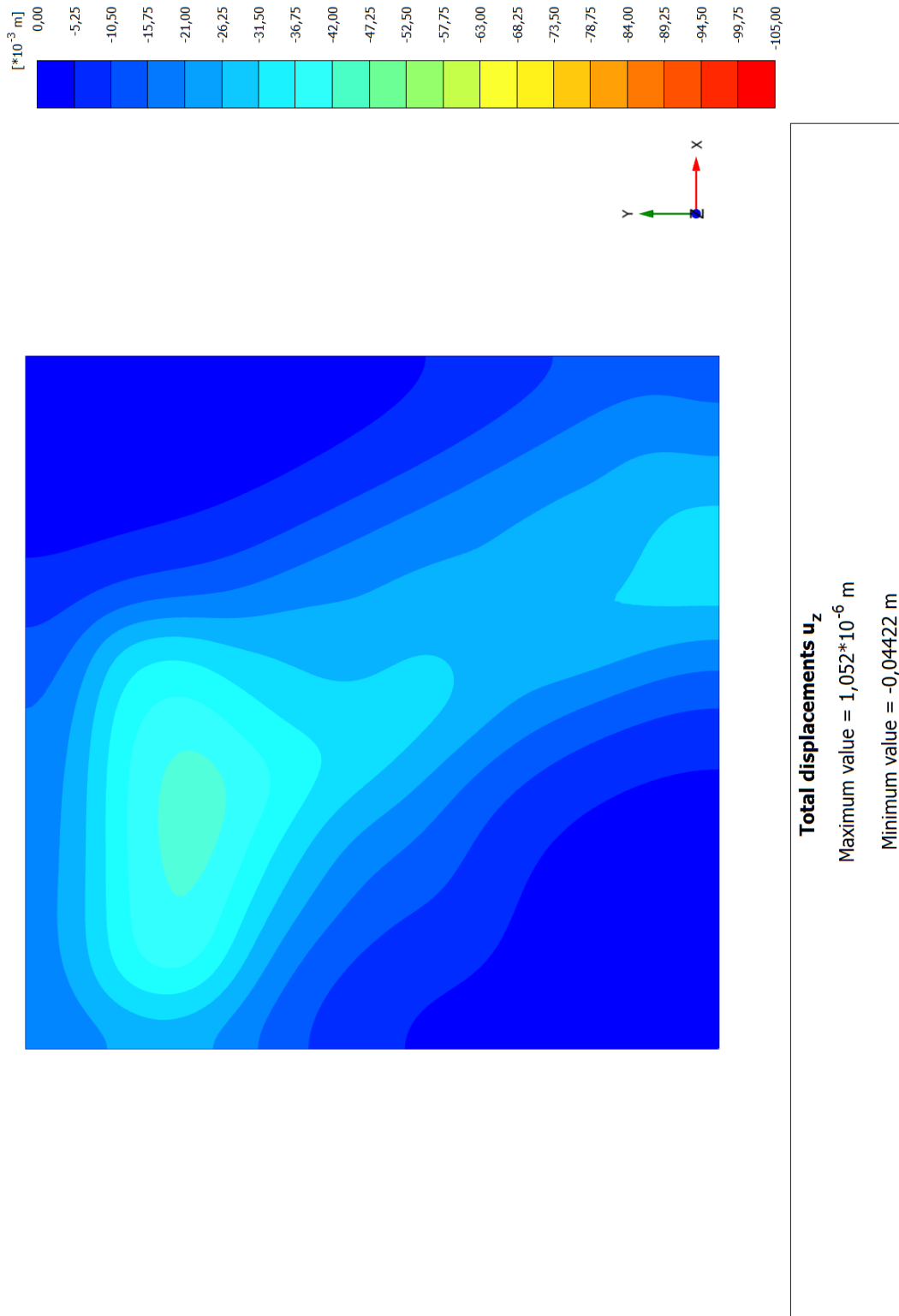
Figur D.14: Vertikale setninger i snitt A, beregnet med Hardening Soil.



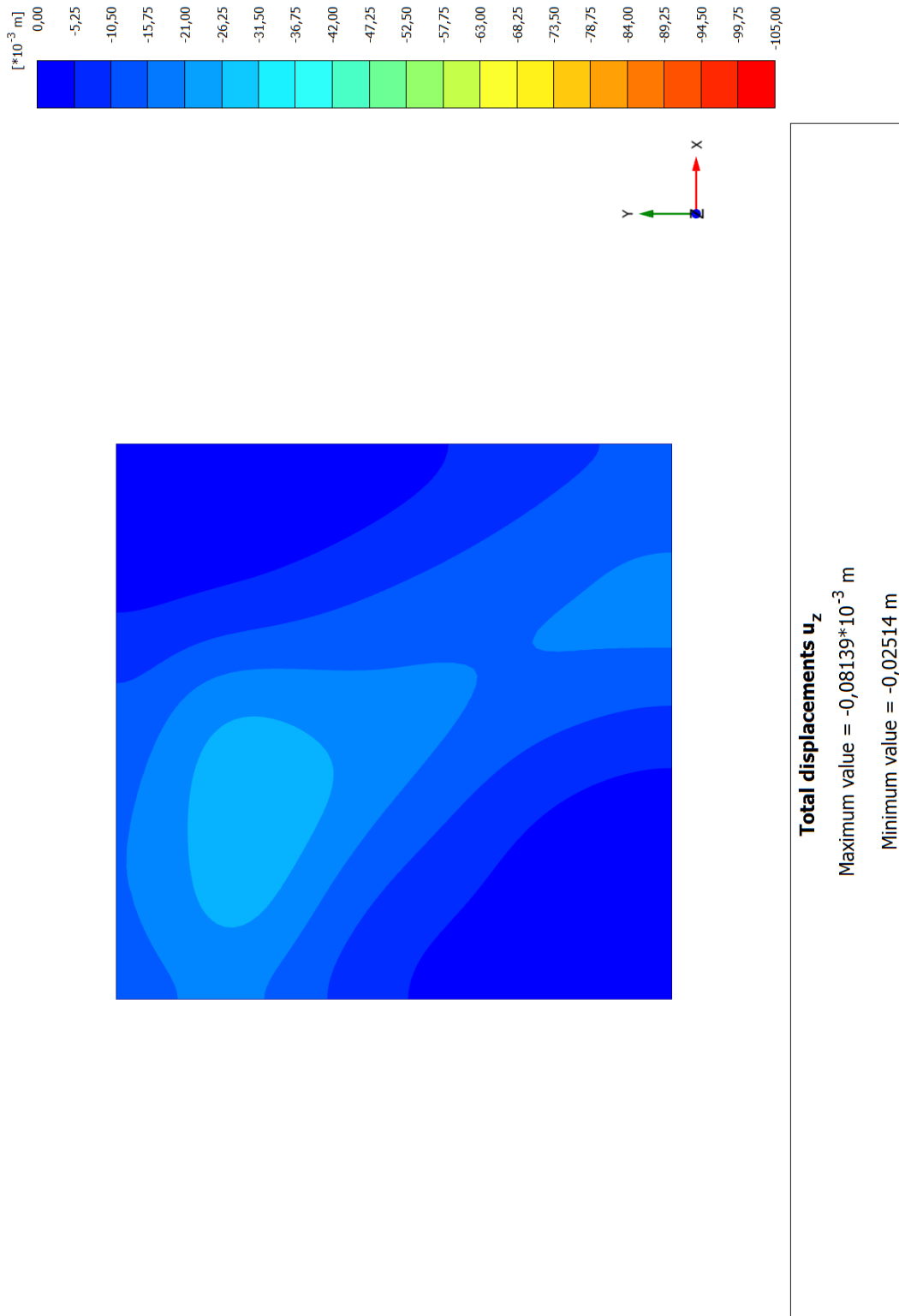
Figur D.15: Vertikale setninger i snitt B, beregnet med Hardening Soil.



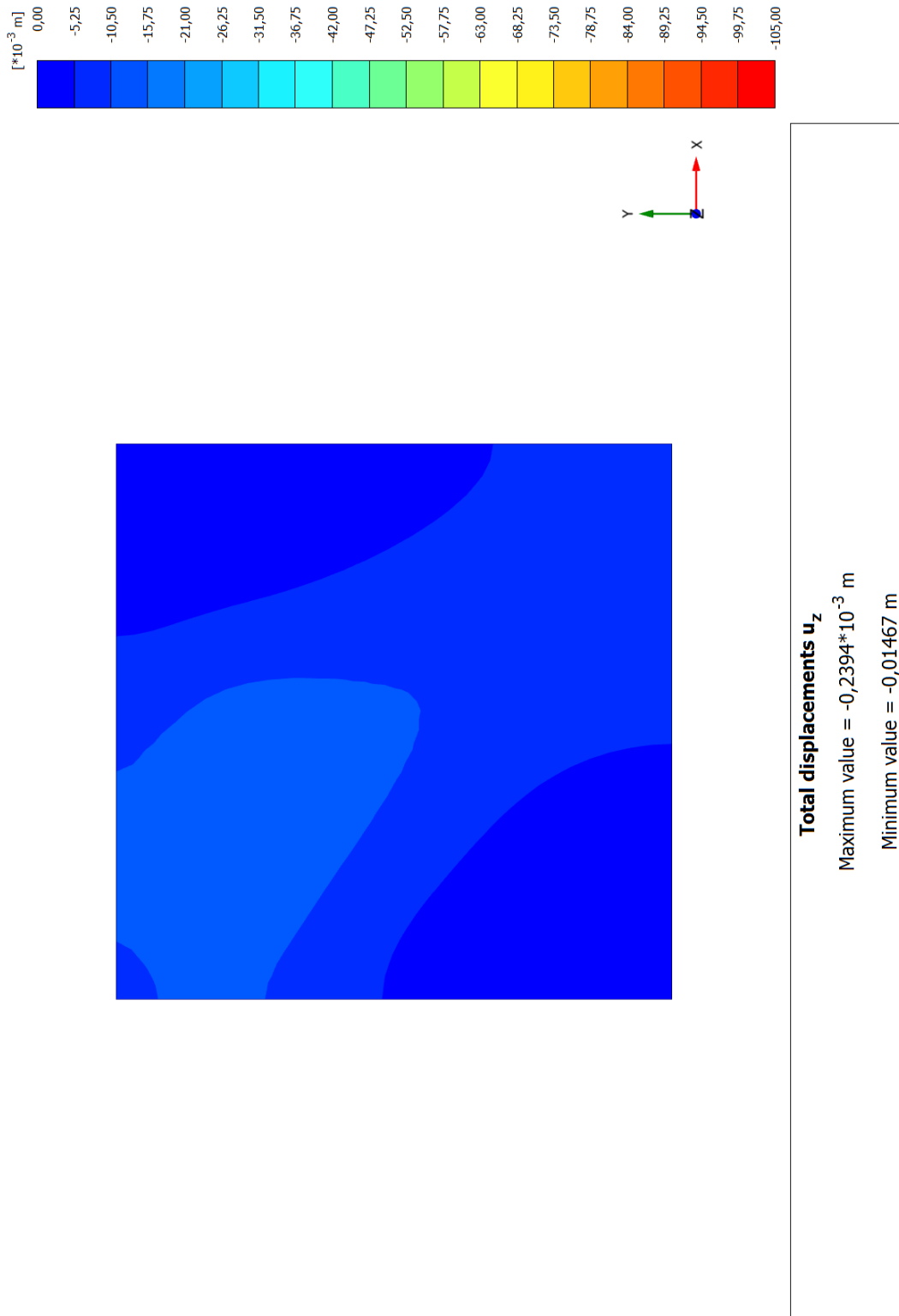
Figur D.16: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 10, rett under fundamentplatene. Beregnet med Hardening Soil.



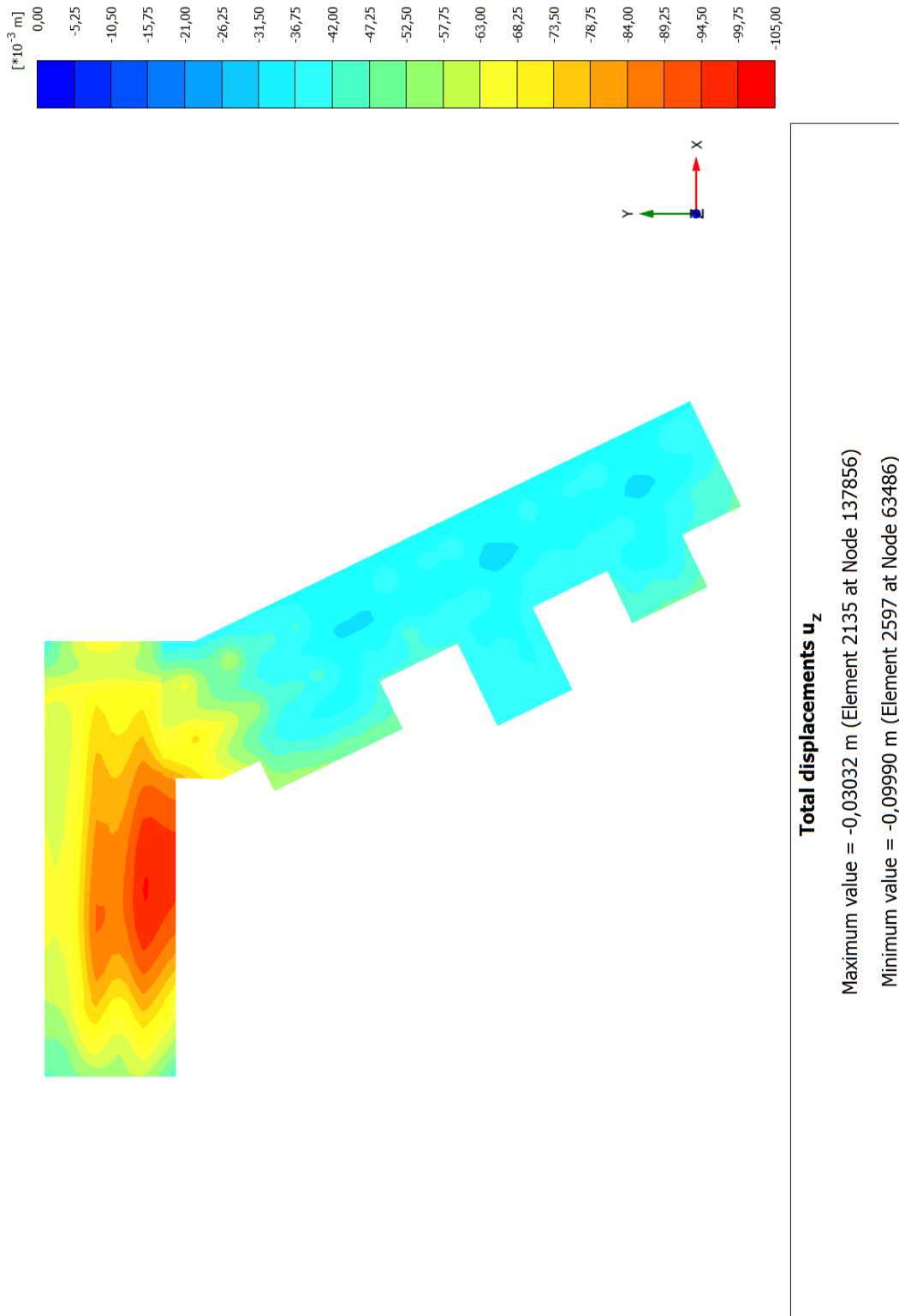
Figur D.17: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 0. Beregnet med Hardening Soil.



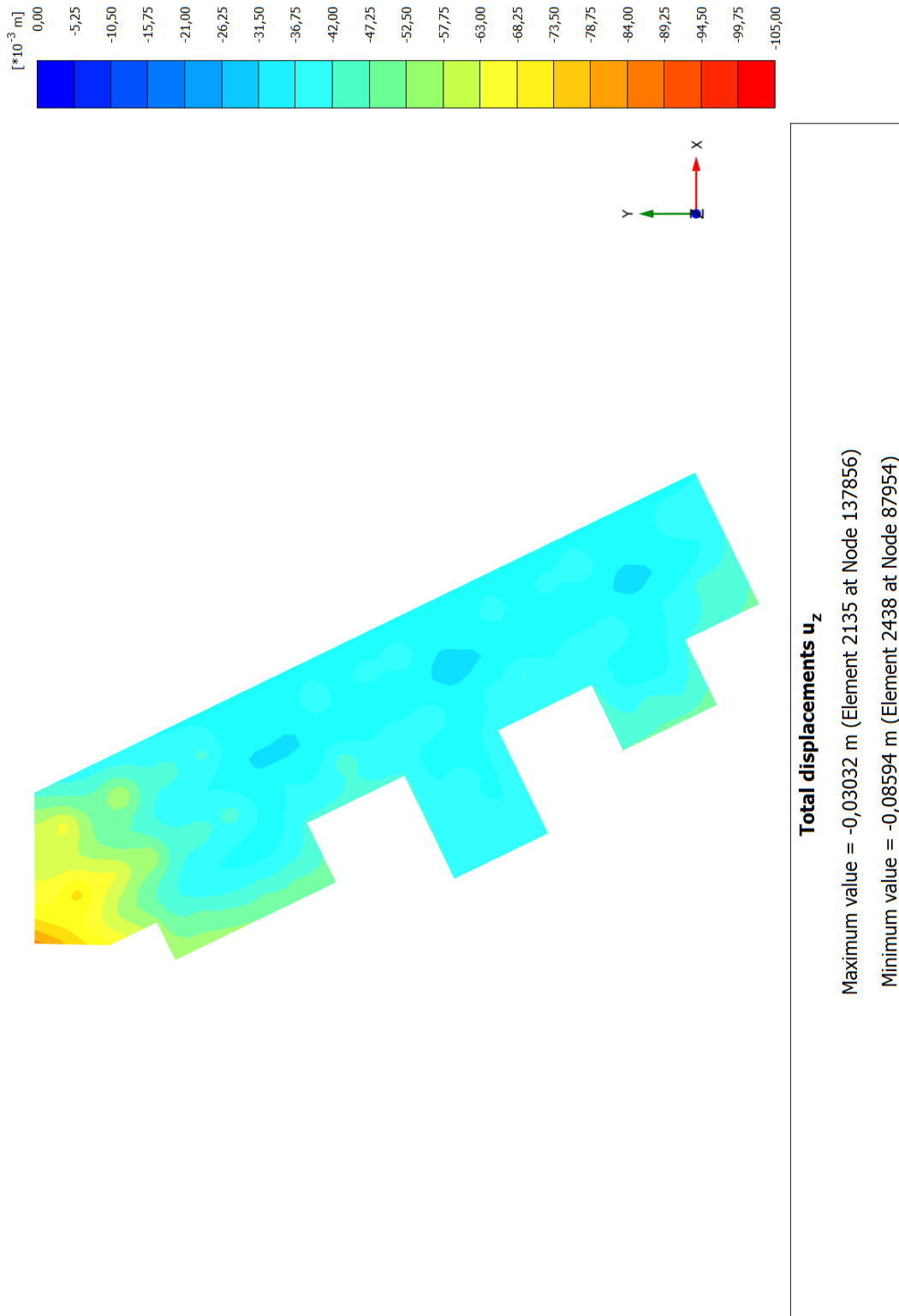
Figur D.18: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -10. Beregnet med Hardening Soil.



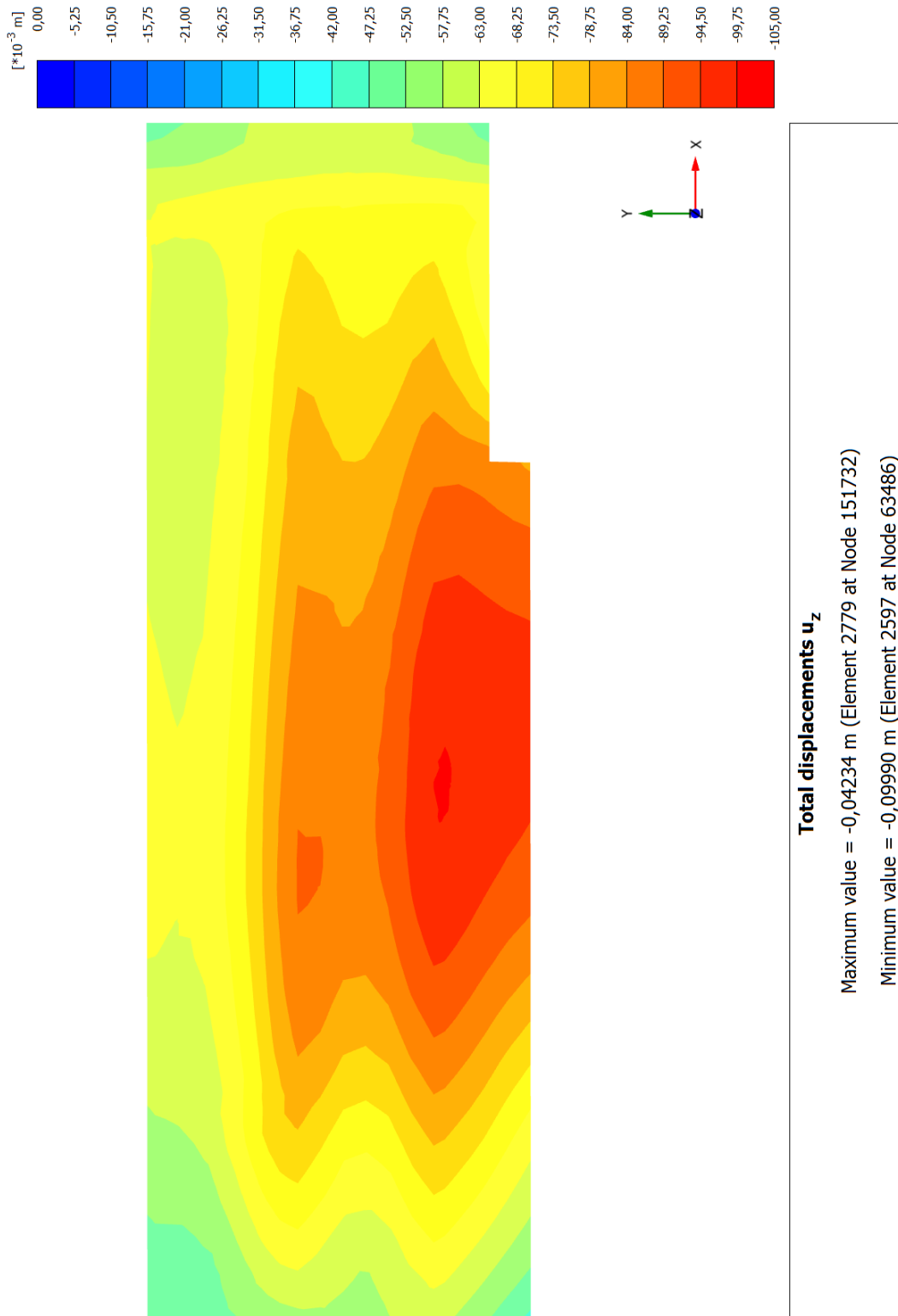
Figur D.19: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -20. Beregnet med Hardening Soil.



Figur D.20: Vertikale setninger på hele fundamentet. Beregnet med Hardening Soil.



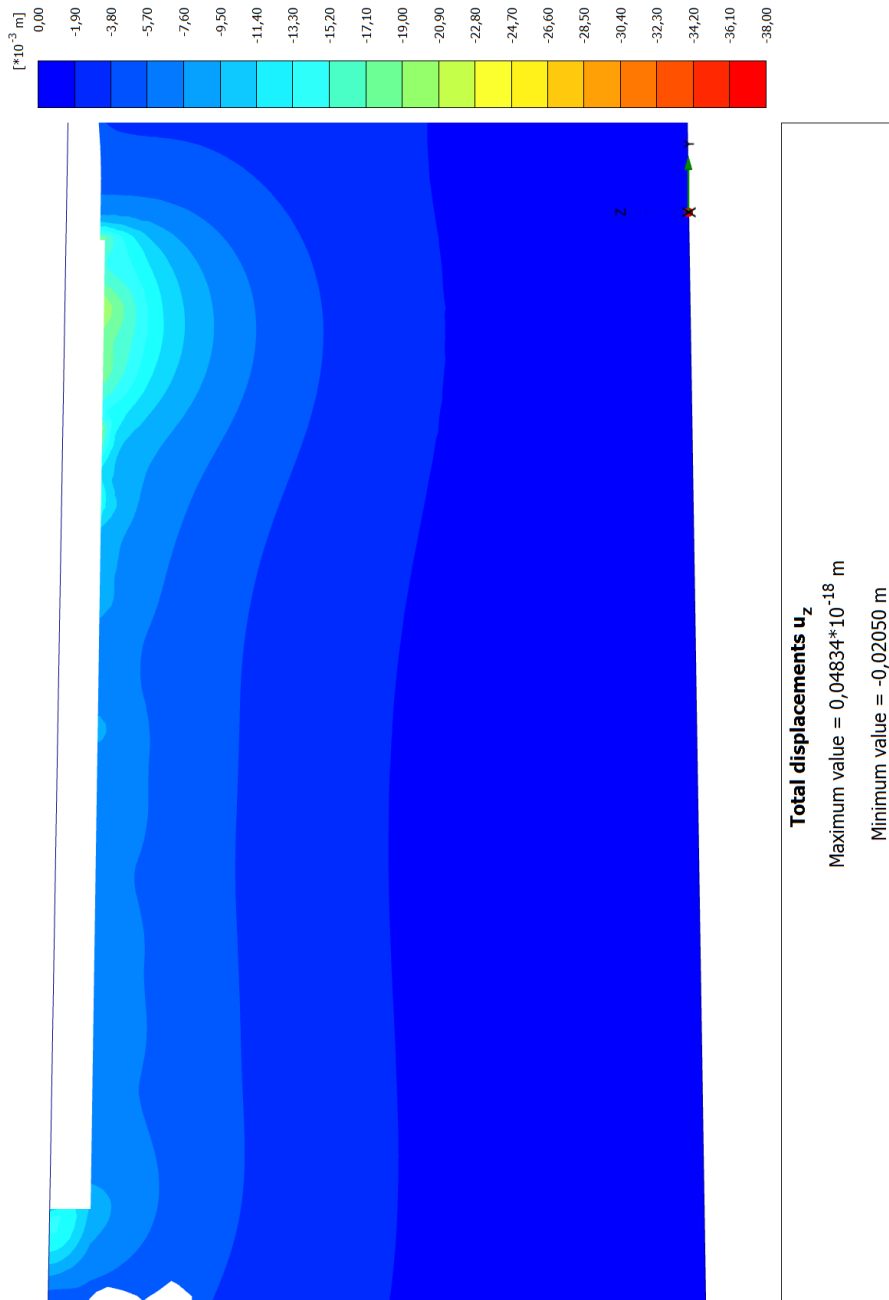
Figur D.21: Vertikale setninger på fundamentet til parkeringsgarasjen. Beregnet med Hardening Soil.



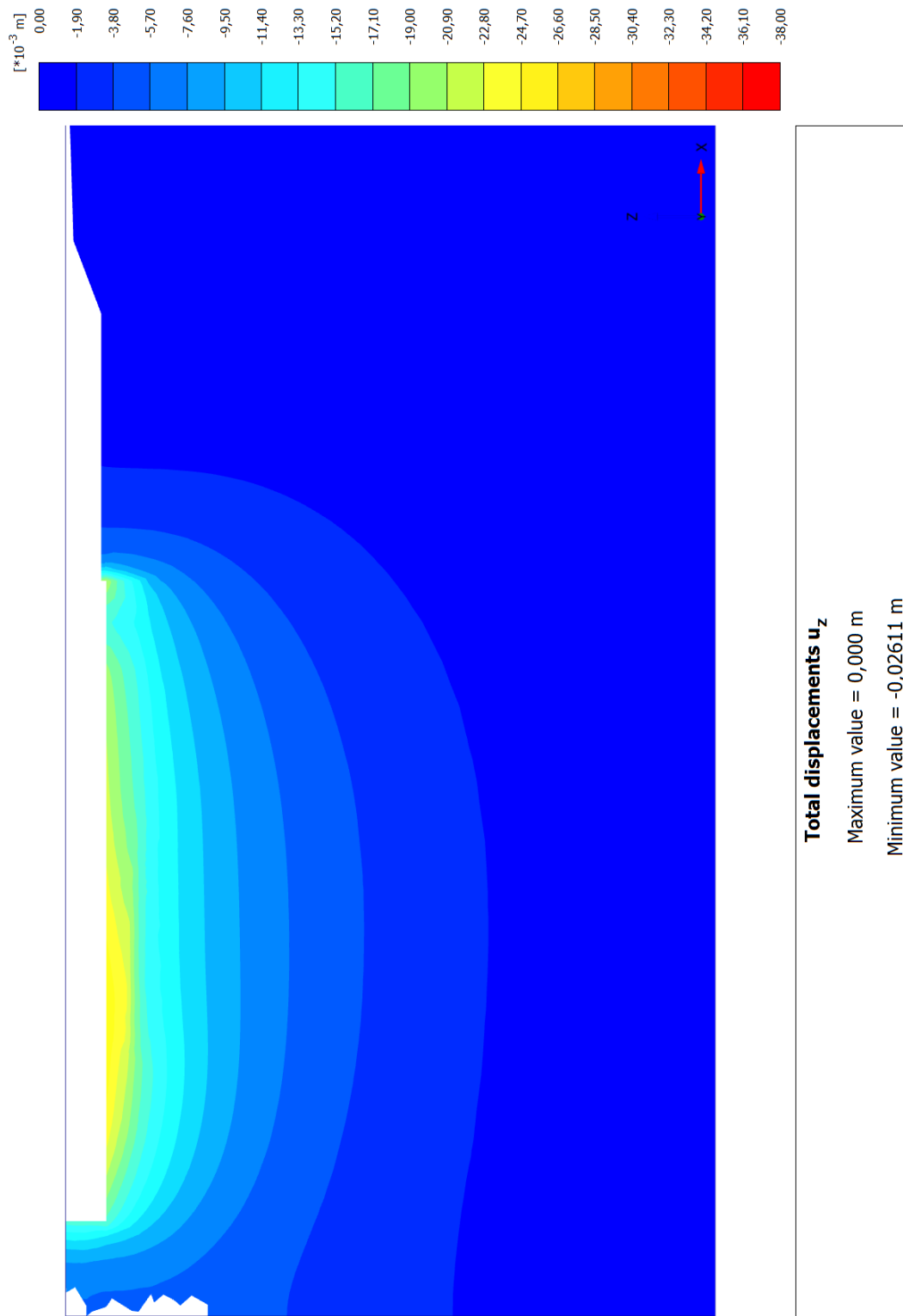
Figur D.22: Vertikale setninger på fundamentet til boligblokken. Beregnet med Hardening Soil.

Resultater fra Hardening Soil Small

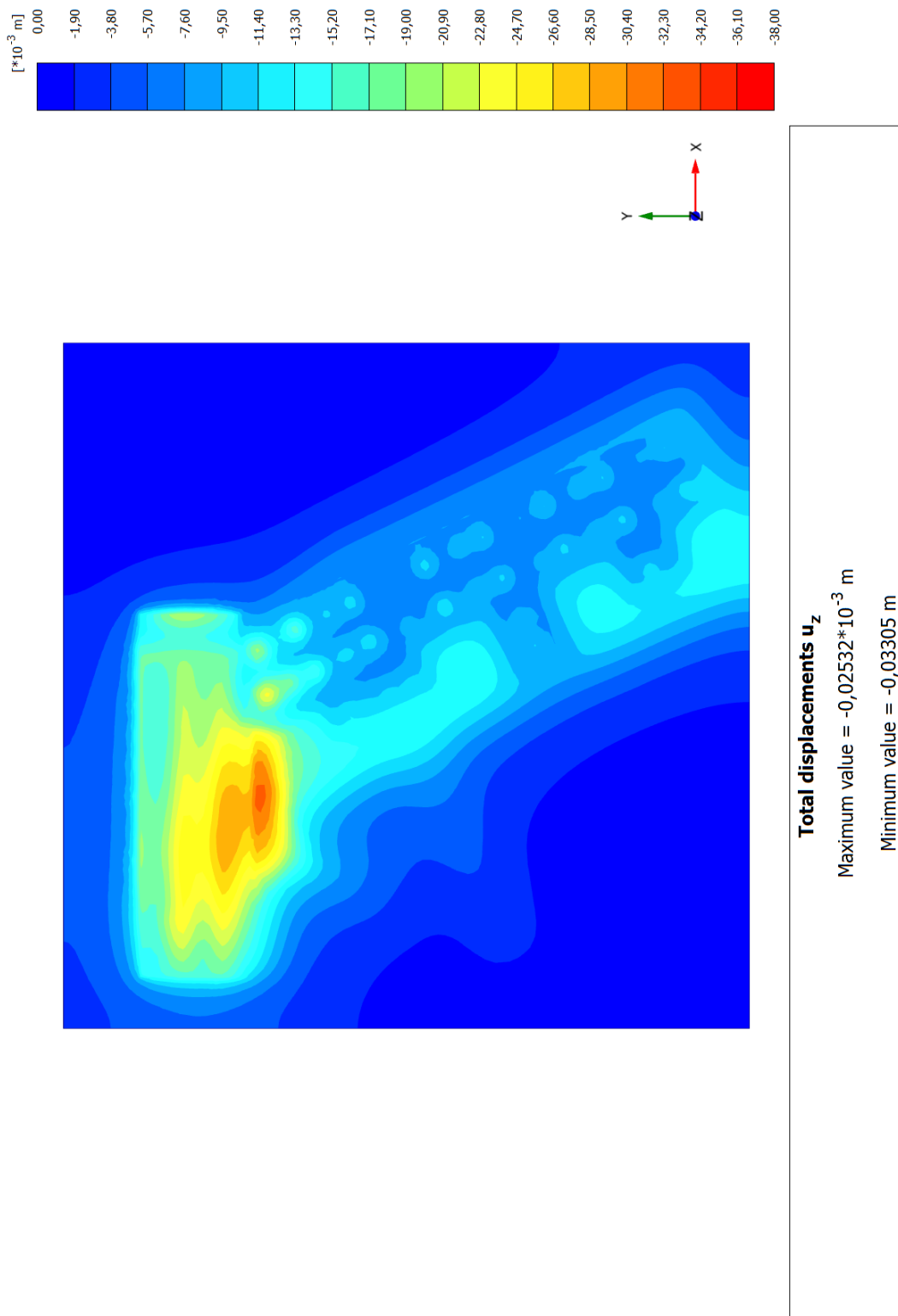
De følgende resultatene kommer fra beregning utført med materialmodellen Hardening Soil Small.



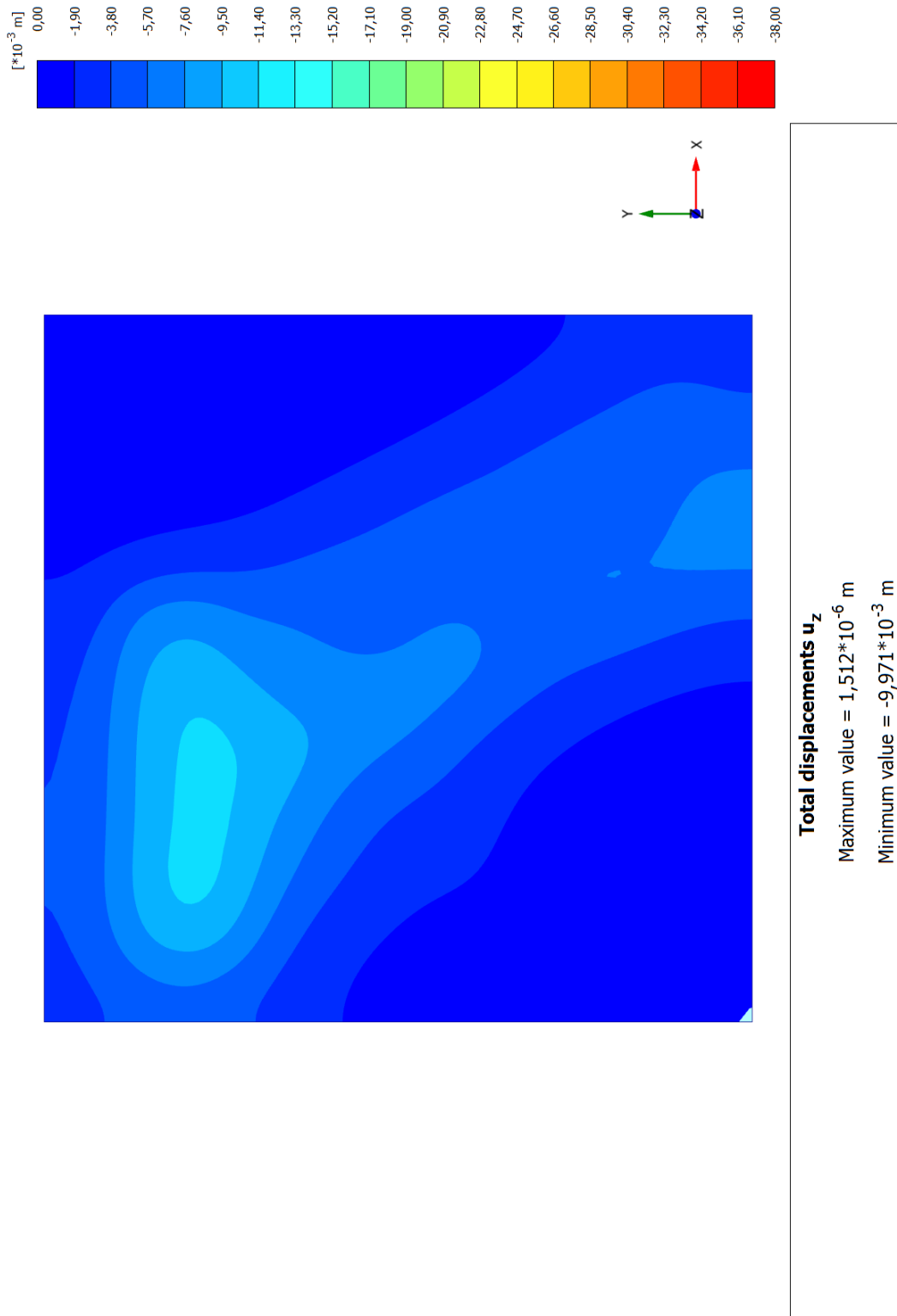
Figur D.23: Vertikale setninger i snitt A, beregnet med Hardening Soil Small.



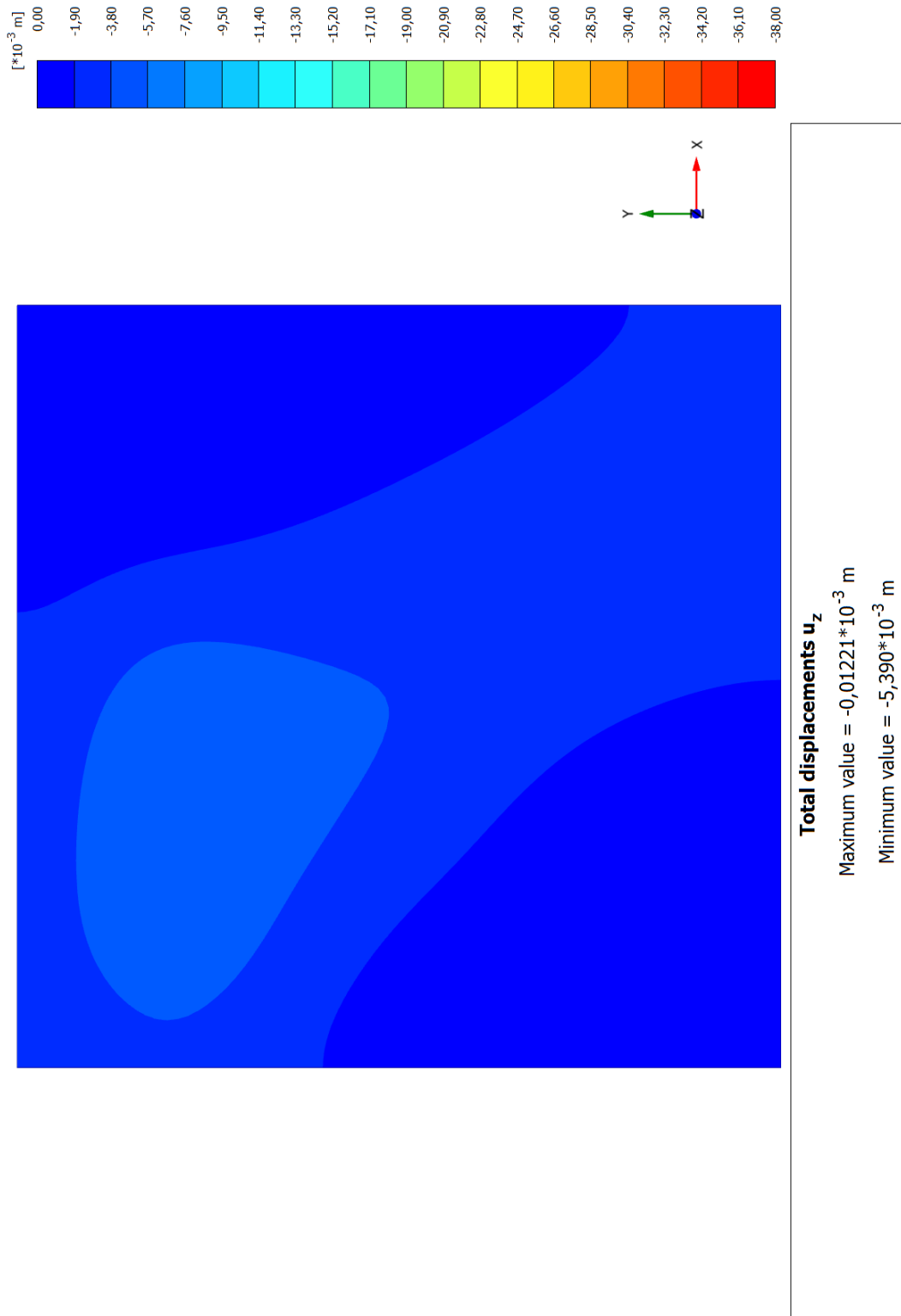
Figur D.24: Vertikale setninger i snitt B, beregnet med Hardening Soil Small.



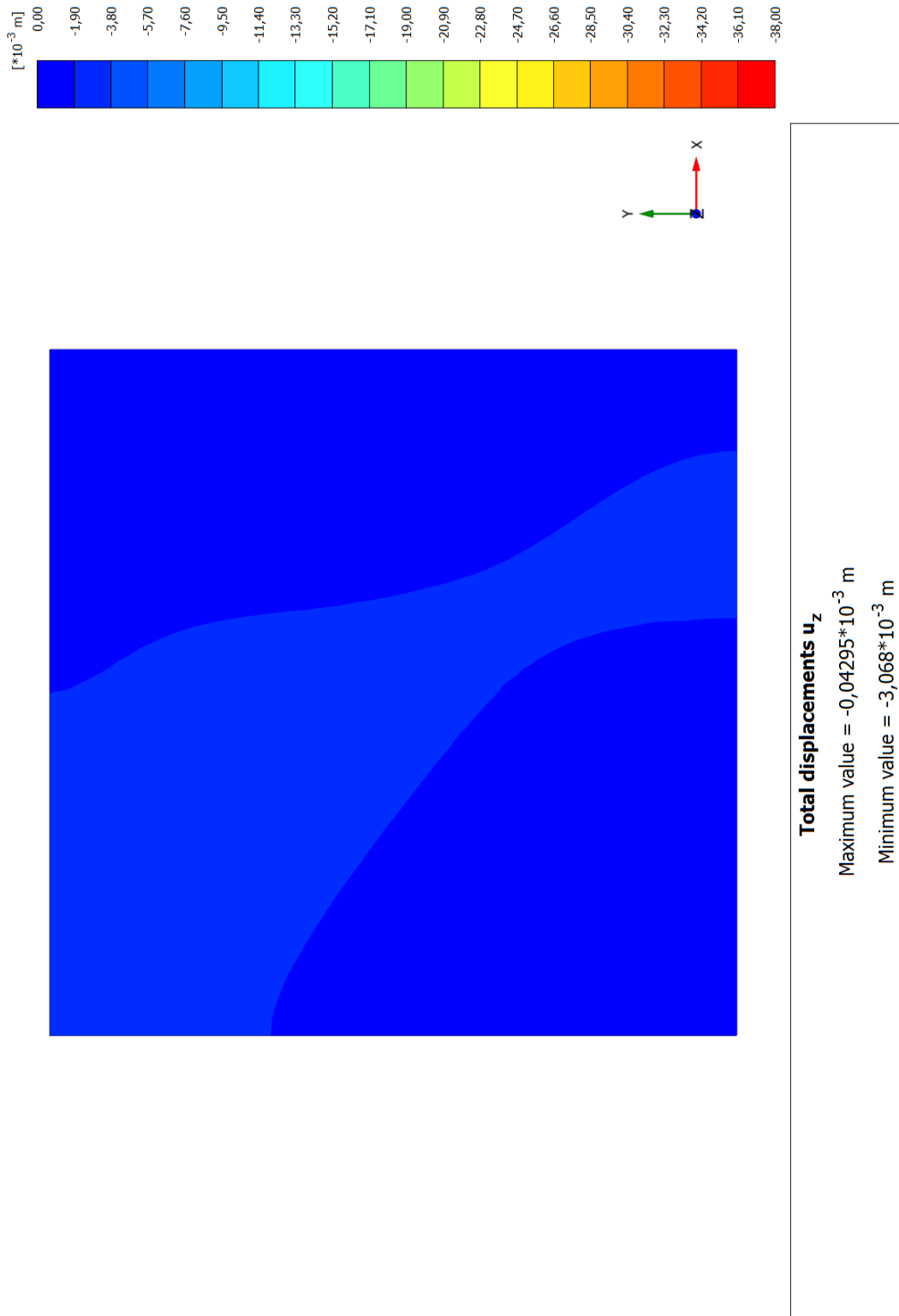
Figur D.25: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 10, rett under fundamentplatene. Beregnet med Hardening Soil Small.



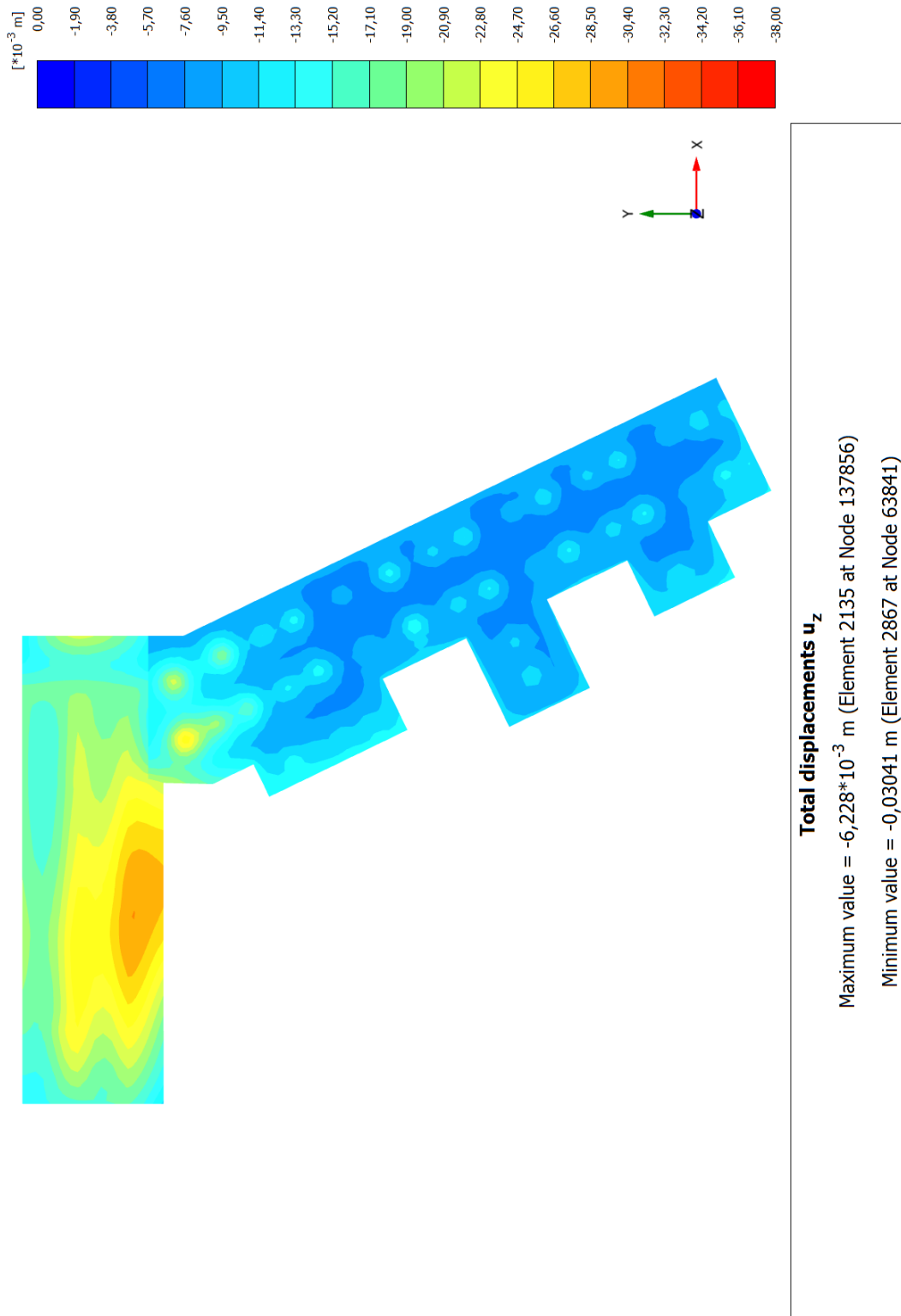
Figur D.26: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote 0. Beregnet med Hardening Soil Small.



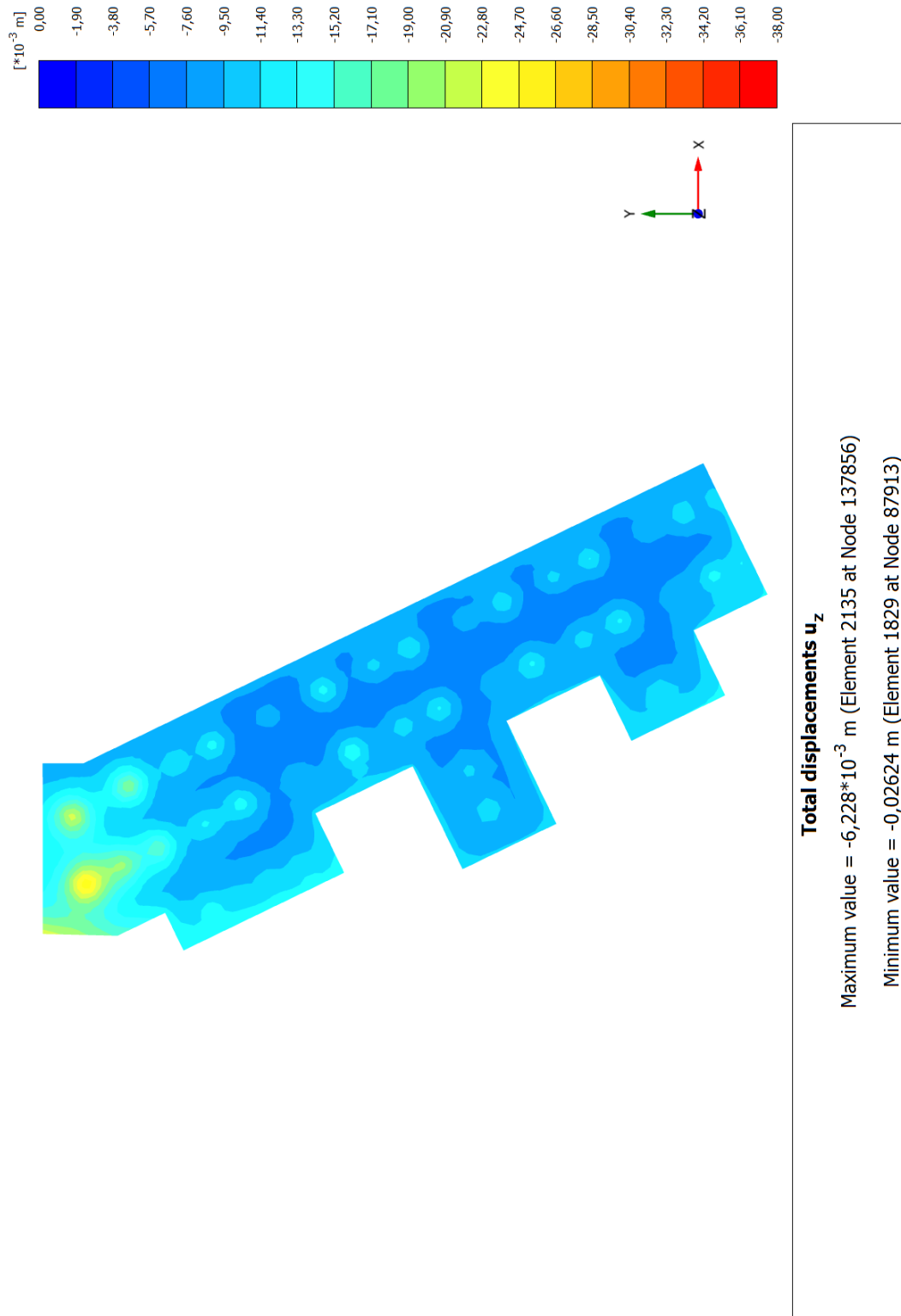
Figur D.27: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -10. Beregnet med Hardening Soil Small.



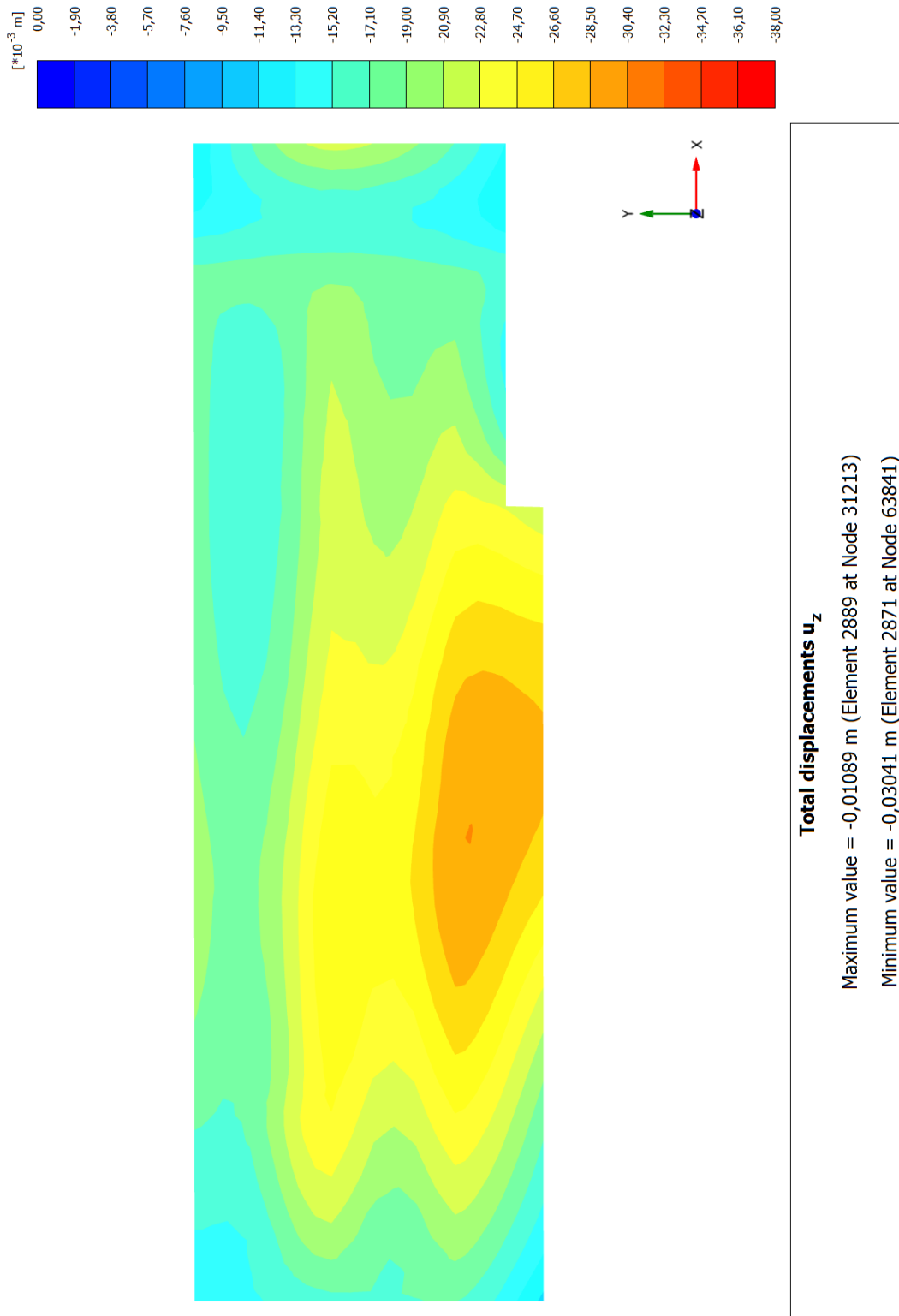
Figur D.28: Vertikale setninger i horisontalt snitt ved kote -20. Beregnet med Hardening Soil Small.



Figur D.29: Vertikale setninger på hele fundamentet. Beregnet med Hardening Soil Small.



Figur D.30: Vertikale setninger på fundamentet til parkeringsgarasjen. Beregnet med Hardening Soil Small.



Figur D.31: Vertikale setninger på fundamentet til boligblokken. Beregnet med Hardening Soil Small.