

Synnøve Bergslid

Skråningsstabilitet for Gløshaugen øst og Høgskoledalen

Basert på felt- og laboratorieundersøkelser med utgangspunkt i blokkprøver

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Arnfinn Emdal

Juli 2020

Synnøve Bergslid

Skråningsstabilitet for Gløshaugen øst og Høgskoledalen

Basert på felt- og laboratorieundersøkelser med utgangspunkt i blokkprøver

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juli 2019

Hovedveileder: Arnfinn Emdal

Medveileder: Anders Samstad Gylland

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU)



NTNU – Trondheim
Norwegian University of
Science and Technology

Forord

Denne masteroppgaven er utført våren 2020 i forbindelse med faget TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave. Oppgaven er individuelt utarbeidet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk, og utgjør de avsluttende 30 studiepoengene av det 5-årige masterstudiet innen bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

Jeg ønsker å rette en stor takk til alle som har bidratt til gjennomførelse av denne oppgaven og hjulpet meg det siste halvåret av studiet. En spesiell takk til Espen Andersen og Karl-Ivar Volden Kvisvik for hjelp til utførelse av felt- og laboratorieundersøkelsene, både før og etter nedstegningen av NTNU i forbindelse med pandemien. Jeg ønsker også å takke hovedveileder Arnfinn Emdal for god veiledning og nyttige faglige innspill, og medveileder Anders Samstad Gylland hos Multiconsult som alltid tar seg tid til å komme med gode råd, og for godt bidrag til laboratoriegjennomførelsen.

Trondheim, 1. juli 2020

Synnøve Bergslid

Synnøve Bergslid

Sammendrag

I forbindelse med samlokaliseringen av campusene ved NTNU i Trondheim, er det ønskelig å undersøke mulighetene for ulike utbyggingsalternativer for den østlige delen av Gløshaugen. Ved en eventuell utbygging for denne delen av Gløshaugen må skråningsstabiliteten mot Høgskoledalen undersøkes.

Høsten 2019 gjennomførte studentgrupper ved NTNU feltarbeid med påfølgende laboratorieforsøk på 54 mm sylinderprøver fra Høgskoledalen. Fra samme området ble det vinteren 2020 gjennomført blokkprøvetakinger fra 5 til 9 meters dybde. Med bakgrunn i disse nye grunnundersøkelsene, samt flere tidligere grunnundersøkelser ved Gløshaugen øst og Høgskoledalen, har denne oppgaven samlet tilgjengelig geoteknisk data for stabilitetsanalyse av ett profil som strekker seg fra Gløshaugen på kote +48 og ned til Høgskoledalen på kote +35.

Laboratorieundersøkelser ble utført på blokkprøvene i perioden mars til mai. På grunn av en lang periode med stengt laboratorium ved NTNU i forbindelse med pandemien Covid-19, utførte Multiconsult laboratorieundersøkelser på to av blokkprøvene.

Resultatene påviste sprøbruddmateriale i Høgskoledalen, som antakeligvis henger sammen med sprøbruddmaterialene under Gløshaugen-plataet. I tillegg preges Høgskoledalen i stor grad av middels sensitiv leire. Det ble utarbeidet OCR-profiler basert på ødometerforsøk og CPTU-sonderinger fra Høgskoledalen. Profilene ble sammenliknet med antatt opprinnelig havbunn og grunnvannstand. Sammenlikningene viste at prekonsolideringsspenningene for sedimentene stemmer godt med antakelsen om at opprinnelig havbunn tidligere lå på kote +48 - tilsvarende høyden som Gløshaugen ligger på i dag.

Det ble foreslått S_u -profiler for skråningsprofilen basert på treaksialforsøk av blokkprøver, CPTU og SHANSEP-analyse, samt etablering av anisotropi-forhold. Stabilitetsanalysene ble gjennomført både udrenert og drenert med elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D. Analysene for dagens lastsituasjon for en drenert tilstand viste høye verdier av sikkerhet, men analysene for en udrenert tilstand viste lave verdier av sikkerhet. Dette medførte nødvendighet for stabiliseringstiltak for eventuelle ombygginger på Gløshaugen. Ulike motfyllingsalternativer ble vurdert for undersøkelse av kritiske glideflater med tilhørende sikkerhetsfaktorer.

Foreslåtte stabiliseringstiltak i form av motfyllinger ved skråningsbunnen ble undersøkt, og analysene viste at sikkerheten økte ved forskyvning av kritisk glideflate lenger ut i Høgskoledalen. For oppnåelse av sikkerhetskrav i henhold til retningslinjer, der skjærstyrken til sprøbrudd-

materialer skal reduseres med 15 %, ble alternativet med 4 meter høy motfylling i skråningsbunnen og 1 meter oppfylling av dalbunnen vurdert som tilfredsstillende. Dette motfyllingsalternativet innebar også tilstrekkelig sikkerhet med lastpåvirkning fra bygninger på 35 kPa.

Abstract

In conjunction with the co-location of the campuses at NTNU in Trondheim, it is desirable to explore the possibilities of new constructions on the eastern part of Gløshaugen. Potential development on Gløshaugen East requires slope stability investigation for the area between Gløshaugen and Høgskoledalen.

In the fall of 2019, students from NTNU conducted geotechnical field work with subsequent laboratory experiments on 54 mm cylindrical samples from Høgskoledalen. From the same area, block sampling from 5 to 9 meters depth was carried out in the winter of 2020. Based on these recent geotechnical surveys, in addition to several previous surveys at Gløshaugen East and Høgskoledalen, this thesis has compiled available geotechnical data for stability analysis of a profile extending from Gløshaugen on isoline +48 down to Høgskoledalen on isoline +35.

Laboratory tests were performed on the block samples in the period March to May. Due to a long period of closed laboratories at NTNU as a result of the pandemic Covid-19, Multiconsult performed laboratory tests on two of the block samples.

The results showed brittle material in Høgskoledalen - probably related to the brittle material under the Gløshaugen Plateau. Additionally, Høgskoledalen is largely characterized by medium-sensitive clay. OCR profiles were prepared based on odometer tests and CPTU soundings from Høgskoledalen. The profiles were compared with the assumed original seabed and groundwater level. Comparisons showed that the preconsolidation stresses for the sediments correspond well with the assumption that the original seabed was previously at isoline +48 – the current height of Gløshaugen.

S_u profiles were proposed for the slope profile based on triaxial tests on block samples, CPTU sounding and SHANSEP analysis, as well as establishing anisotropy ratios. The slope stability analyses were computed both drained and undrained using the finite element program PLAXIS 2D. Whereas the analyses for the current load situation under drained conditions yielded high safety factor values, the analyses for undrained conditions yielded low safety factor values; prompting stabilization measures for any redevelopment at Gløshaugen. Various fill alternatives were considered for examining critical failure surfaces with associated safety factors.

Proposed stabilization measures in the form of fill at the bottom of the slope were investigated, and the analyses suggested that the safety increased by shifting the critical failure surface further out into Høgskoledalen. In order to meet the safety requirements issued through natio-

nal regulations, where the shear strength of brittle materials is reduced by 15%, a 4-meter-thick fill on the slope bottom and a 1-meter-thick fill of the valley floor was considered satisfactory. This fill option also provided adequate safety with dead load impact from buildings of 35 kPa.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iv
1 Introduksjon	2
1.1 Bakgrunn	2
1.2 Formål	3
1.3 Begrensninger	4
1.4 Oppgavestruktur	4
2 Terreng og tidligere undersøkelser	6
2.1 Områdebeskrivelse	7
2.2 Geologisk historie og løsmasseavsetninger	7
2.3 Sedimentets spenningshistorie	12
2.4 Tidligere grunnundersøkelser i Høgskoledalen	13
2.5 Poretrykksforhold	16
2.6 Grunnfjell	16
3 Grunnundersøkelser	17
3.1 Dreietrykksondering	18
3.2 Totalsondering	18
3.3 CPTU	18
3.4 Poretrykksmålinger	20
3.5 Prøvetakinger	21
3.6 Nye grunnundersøkelser i Høgskoledalen	23

4	Styrkedata og modelleringsgrunnlag	25
4.1	Skjærstyrke	26
4.2	Anisotropi og ADP-forhold	26
4.3	SHANSEP	28
4.4	PLAXIS og jordmodeller	30
4.4.1	Mohr Coulomb-modellen	31
4.4.2	Tresca-kriteriet	34
4.4.3	NGI-ADP-modellen	34
4.4.4	Metoden $c - \phi$ -reduksjon	37
4.5	Lovverk og retningslinjer	39
4.5.1	Plan- og bygningsloven	39
4.5.2	TEK 17	39
4.5.3	Norsk Standard NS-EN - Eurokode	39
4.5.4	NVEs veileder 7/2014 - Sikkerhet mot kvikkleireskred	42
5	CPTU - teori	44
5.1	Parameterkorrelasjoner og jordklassifisering	45
5.2	Udrenert skjærstyrke	46
5.3	Modeller for konfaktorer	47
5.3.1	$N_{\Delta u}$	47
5.3.2	N_{kt}	48
5.3.3	N_{ke}	48
5.4	Overkonsolideringstall OCR	49
6	Laboratoriearbeid	50
6.1	Blokkprøvene	51
6.2	Utførte laboratorieundersøkelser	52
6.3	Ødometerforsøk	53
6.3.1	Spenningshistorie	53
6.3.2	CRS-forsøket	54
6.3.3	IL-forsøket	55
6.3.4	Metode	56

6.4	Treaksialforsøk	58
6.4.1	Konsolideringsfase	58
6.4.2	Metning	59
6.4.3	B-test	60
6.4.4	Skjærforsøk	61
6.4.5	Metode	61
6.5	Prøveforstyrrelse	63
7	Resultater	66
7.1	Rutineundersøkelser	67
7.2	Ødometerforsøk	70
7.2.1	54 mm sylinderprøver fra A4	71
7.3	Treaksialforsøk	72
7.3.1	54 mm sylinderprøver fra A4	77
7.3.2	Sammenstilling av treaksialforsøk	78
7.4	CPTU	79
8	Analyse av skråningsprofil	86
8.1	Grunnforhold	87
8.1.1	Lagdelingsanalyse	88
8.1.2	Poretrykksforhold	89
8.1.3	Grunnfjell	90
8.1.4	Lagdelingen i PLAXIS	90
8.2	Spenningshistorie og OCR-profil	91
8.3	CPTU-tolkninger	94
8.3.1	Parameterkorrelasjoner og jordklassifisering	94
8.3.2	Modeller for konfaktor og skjærstyrkeprofil	96
8.4	SHANSEP	98
8.4.1	S_{uA} -profil	99
8.5	Udrenert skjærstyrkeprofil	100
8.5.1	Anisotropi-forholdene	104
8.6	Materialparametere for modellering	105

8.7	Laster og lastfaktorer	105
8.8	Drenerte materialparametere	106
8.9	Udrenerte materialparametere	109
9	Stabilitetsanalyse i PLAXIS 2D	110
9.1	Udrenert tilstand	111
9.2	Drenert tilstand	113
9.3	Stabiliseringstiltak med motfylling	114
9.4	Verifisering og utvikling av sikkerhetsfaktor	121
10	Diskusjon	124
10.1	Udrenert skjærstyrke	124
10.2	Stabilitetsanalysene	125
10.3	Vurdering av stabiliseringstiltak	127
10.4	Videre arbeid	128
11	Konklusjon	129
	Bibliografi	131
A	Profiler og sonderinger	136
A.1	Profil 1-1	137
A.2	Nye grunnundersøkelser i Høgskoledalen	141
B	Laboratorieresultater	148
B.1	Rutineundersøkelser	148
B.2	Ødometerforsøk	154
B.3	Treaksialforsøk	165
B.4	Laboratorieresultater fra blokkprøver i A5 utført av Multiconsult	180
C	Benyttede laboratorieundersøkelser fra tidligere undersøkelser	232
D	Stabilitetsanalyser og motfyllinger	236
D.1	Motfyllingsalternativer	237
D.2	Udrenerte stabilitetsanalyser uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer .	239

D.3 Udrenerte stabilitetsanalyser med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterier	245
D.4 Drenerte stabilitetsanalyser	251

Figurer

2.1	Hele Høgskoledalen avgrenset av de røde linjene. Kartgrunnlag fra FINN.	7
2.2	Illustrasjon av tidligere fjordbunner (blå) og tørt land (gult) som eksisterte fra rundt 11 500 år til 10 000 år siden i områdene rundt Trondheim [Reite et al., 1999].	8
2.3	Illustrasjon og rekonstruksjon av fjordbukta med elveutløpet ved Nardo for rundt 8800 år siden. Elveløpets lokasjon er usikker [Reite et al., 1999].	9
2.4	Kvartærgeologisk kart med fargeforklaring som viser det øverste dekket av løsmasser i Trondheimsområdet i dag [NGU].	10
2.5	Løsmassekart fra Gløshaugen og områdene rundt. Høgskoledalen er markert i rødt. Bilde modifisert fra NGU.	11
2.6	Gløshaugen år 1885. Kartgrunnlag fra FINN.	12
2.7	Gløshaugen år 2020. Kartgrunnlag fra FINN.	12
2.8	Oversikt over alle tilgjengelige borpunkt fra Gløshaugen-Høgskoledalen. Kartgrunnlag fra Trondheim kommune.	14
3.1	NTNUs geotekniske borerigg med boreledere Espen Andersen og Karl-Ivar Volden Kvisvik. Bildet er tatt like før blokkprøvetakingen startet.	17
3.2	Skisse av oppsettet for CPTU (modifisert fra Emdal et al. [2017]).	19
3.3	Et eksempel som viser hvordan ulike lagdelinger kan gi tvetydige poretrykksmålinger ved å anta hydrostatisk poretrykksfordeling i sandlagene. Figur fra NGF [2017].	20
3.4	Blokkprøvetakeren.	22
3.5	Etter prøven er tatt opp av bakken, pakkes den inn i plasfolie (t.v.) før den forsegles med teip (midt). Deretter tres en plastsylinder over den innpakkede prøven (t.h.) som skrues på bunnplaten for en sikker transport.	23

3.6	Kart over de nye feltundersøkelsene fra Høgskoledalen. Kartgrunnlag fra Statens Kartverk.	24
4.1	Anisotrop spenningstilstand langs en potensiell glideflate i skråninger [NIFS, 2012].	26
4.2	Resultatene fra NIFS [2014a] anbefaling av ADP-faktorer.	27
4.3	Eksempel på bestemmelse av S_{uA} basert på treaksialresultater. Hentet fra NIFS [2014b].	28
4.4	Forholdet mellom $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$ og OCR fra Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013].	29
4.5	Forholdet mellom $\frac{S_u}{p'_0}$ og OCR fra Paniagua et al. [2019]. Her er $p'_0 = \sigma'_{v0}$	30
4.6	Lineær-elastisk perfekt-plastisk oppførsel av en Coulomb-jordmodell. Figur fra Nordal [2019].	31
4.7	Bestemmelse av E_{50} . Hentet fra Nordal [2019].	32
4.8	Bestemmelse av ødometermodulusen, E_{oed} . Hentet fra Nordal [2019].	33
4.9	Tresca-kriteriet som en konsekvens av Coulomb-kriteriet for en udrenert situasjon. ESP- effektivspenningsstien, TSP- totalspenningsstien. Hentet fra Nordal [2019].	34
4.10	Flytekriteriet for plan tøyning, som implementert i NGI-ADP-modellen, vist ved deviatorspenninger. Hentet fra Grimstad et al. [2012].	36
4.11	Partialfaktorer for lastvirkninger (A) [Standard Norge, 2016a].	41
4.12	Partialfaktorer for motstand (R) for skråninger og områdestabilitet [Standard Norge, 2016a].	41
4.13	Partialfaktorer for jordparametere (M) [Standard Norge, 2016a].	41
4.14	Krav til prosentvis forbedring, fra NVE [2014].	43
5.1	Diagram for jordartsklassifisering basert på Robertson [1990] (bilde fra Emdal et al. [2017]).	46
5.2	Plottene viser forholdene mellom N_{Deltau} og I_P , OCR og S_t (figur fra Karlsrud et al. [2005]).	48
6.1	Illustrasjon som viser hvordan blokkprøvene deles opp med tilhørende dimensjoner, og hvordan hver blokkprøve-del benyttes til geotekniske undersøkelser.	51
6.2	Metoder for tolkning av p'_c . a) Casagrandes metode, b) Janbus metode (bilde fra Paniagua et al. [2016]).	56
6.3	Ødometerapparatet med lastmåler og tilhørende komponenter.	57

6.4	Grafisk framstilling av hvordan B-testen gjennomføres. Figur fra Statens Vegvesen [2016] (noe modifisert).	60
6.5	Til venstre: Pidehall, bunnstykke og toppstykke. Midten: Klar prøve med gummimembran og o-ringer. Til høyre: Klar prøve med cellebeholder.	62
6.6	Et utvalg av ødometerresultatene vist med spenning-tøyningsplott fra prøvekvalitetsundersøkelsen til NGI [Lunne et al., 2011a].	65
6.7	Normaliserte spennings-tøyningskurver og spenningsstier fra CAUa-forsøkene i prøvekvalitetsundersøkelsen til NGI [Lunne et al., 2011b].	65
7.1	Resultater av rutineundersøkelser fra 54 mm sylinderprøver (A4) og blokkprøver (A5). (M) = resultater fra Multiconsult.	68
7.2	Resultat av konus- og enaksialforsøk fra 54 mm sylinderprøver (A4) og blokkprøver (A5). (M) = resultater fra Multiconsult.	69
7.3	Spenning-tøyningskurver av CRS-forsøk fra blokkprøver i A5, både normal og logaritmisk spenningskala. (M) = resultater fra Multiconsult.	70
7.4	Spenning-tøyningskurver av CRS-forsøk fra sylinderprøvene i A4, både normal og logaritmisk spenningskala. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.	71
7.5	Spenning-tøyningskurver av IL-forsøk fra sylinderprøvene i A4, både normal og logaritmisk spenningskala. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.	72
7.6	Effektiv middelspenning, p' (til venstre), og aksialtøyning (til høyre) plottet mot deviatorspenning, q , for alle treaksialforsøk utført på blokkprøver fra punkt A5. (M) = resultater fra Multiconsult.	73
7.7	Peak udrenert skjærstyrke, $S_{uA,peak}$, fra treaksialforsøkene i dybdeprofil. * = Forsøkene er utført med høyere/lavere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.	74
7.8	Effektiv middelspenning, p' (til venstre), og aksialtøyning, ϵ (til høyre) plottet mot deviatorspenning, q , for alle treaksialforsøk utført på slinderprøver fra punkt A4 av studentgrupper fra TBA4110.	77
7.9	S_u -resultater fra treaksialforsøkene fra A4 (54 mm) og A5 (blokk) mot dybden, representert som kotenivå. * = Prøven ble konsolidert med lavere eller høyere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.	79

7.10	Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A1 (34,8 m.o.h.)	80
7.11	Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A1 (34,8 m.o.h.)	81
7.12	Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A2 (38,5 m.o.h.)	82
7.13	Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A2 (38,5 m.o.h.)	83
7.14	Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A3 (38,8 m.o.h.)	84
7.15	Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A3 (38,8 m.o.h.)	85
8.1	Det aktuelle profilet (1-1) for stabilitetsanalysen. Kartgrunnlag fra Trondheim kommune.	87
8.2	Lagdelingen i PLAXIS.	91
8.3	OCR-profil fra skråningsbunn med målinger fra A1, A4 og A5.	92
8.4	OCR-profil fra skråning med målinger fra A2 (t.v.) og A3 (t.h.).	93
8.5	Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A1 med fargekodede og nummererte lag. . .	95
8.6	Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A2 med fargekodede og nummererte lag. . .	95
8.7	Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A3 med fargekodede og nummererte lag. . .	96
8.8	Aktiv, udrenert skjærstyrke, S_{uA} , basert på CPTU i punkt A1, A2 og A3.	97
8.9	SHANSEP-resultater med utgangspunkt i ny erfaringsdata fra Paniagua et al. [2019]. Tolkningslinjen (rødstiplet) gjelder for $m = 0,77$ og $S = 0,3$. * = CAUa-forsøkene med K'_0 -variasjon (gul).	98
8.10	SHANSEP-resultater med utgangspunkt i eldre erfaringsdata fra Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013]. Tolkningslinjen (rødstiplet) gjelder for $m = 0,77$ og $S = 0,3$	99
8.11	S_{uA} fra SHANSEP, basert på både ødometerresultat (fra A4 og A5) og antatt opprinnelig havbunn.	100
8.12	Aktivt skjærstyrkeprofil fra A1, A4 og A5 i skråningsbunnen i et samleplott med designlinje.	101

8.13 Aktivt skjærstyrkeprofil fra borpunktene A2 (t.v.) og A3 (t.v.) i skråningen med identiske designlinjer.	102
8.14 CPTU-sondering fra Multiconsult i M3 på Gløshaugen-plataet med designlinjen fra A2 og A3.	103
8.15 Udrenert skjærstyrkeprofil uten (t.v.) og med (t.h.) 15 % styrkereduksjon av sprøbruddmateriale, samt treaksialresultatene.	105
8.16 Resultat fra analysene av friksjonsvinkel, ϕ , og kohesjon, c , fra treaksialresultatene. Stiplet linje = tolkning for hvert fargekodede lag.	108
9.1 Kritisk glideflate for dagens tilstand på totalspenningsbasis.	111
9.2 Kritisk glideflate for dagens tilstand på totalspenningsbasis med 15 % skjærstyrkereduksjon.	112
9.3 Kritisk glideflate for dagens tilstand på effektivspenningsbasis.	113
9.4 Et forstørret tverrsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 1 (grå) i skråningsbunnen.	114
9.5 Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 1.	115
9.6 Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 1	115
9.7 Et forstørret tverrsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 2 (grå) i skråningsbunnen.	116
9.8 Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 2.	116
9.9 Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 2.	116
9.10 Caption	117
9.11 Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 3.	117
9.12 Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 3.	117
9.13 Et forstørret tverrsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 4 (grå) i skråningsbunnen og dalbunnen.	118
9.14 Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 4.	119
9.15 Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 4.	119
9.16 Utvikling av F på totalspenningsbasis for stabilitetsanalysene uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.	121
9.17 Utvikling av F på totalspenningsbasis for stabilitetsanalysene med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.	122

9.18 Utvikling av F for stabilitetsanalysene på effektivspenningsbasis. 123

Tabeller

3.1	Oversikt over grunnundersøkelser i Høgskoledalen, utført av NTNU. Koordinater i referansesystem UTM32 og høydereferanse NN2000. CPTU = Trykksondering (Cone Penetration Test Undrained), DrT = Dreietrykksondering, PR = Prøvetaking (uforstyrret), PZ = Poretrykksmåling, TOT = Totalsondering, Dr = Dreiesondering. Koordinatene til A6, A7 og A8 er meget usikre.	23
4.1	Inputparametere for Mohr Coulomb-modellen i PLAXIS.	32
4.2	Input-parametere for NGI-ADP-modellen i PLAXIS.	37
5.1	Forklaring på jordklassifiseringssonene [Robertson, 1990].	46
6.1	Oversikt over alle blokkprøver med dybde, prøvetakingsdato og dato for åpning av blokkprøven ved laboratoriet. Alle datoer gjelder for 2020. * = Blokkprøve som ble åpnet, undersøkt og testet av Multiconsult.	52
6.2	De fire ulike typene skjærbelastning. σ_a er aksial spenning, σ_r er radial spenning [Statens Vegvesen, 2016].	61
6.3	Rangering av prøve kvalitet for bestemmelse av mekaniske parametere [Lunne et al., 1997].	64
7.1	Resultatene fra rutineundersøkelsene av blokkprøvene i A5. KF = Kornfordelingsanalyse.	67
7.2	Resultatene av skjærstyrkeforsøkene fra rutineundersøkelsene av blokkprøvene i A5.	67
7.3	Resultater fra ødometerforsøkene utført på blokkprøvene fra A5. (M) = resultater fra Multiconsult.	70

7.4	Resultater fra ødometerforsøkene utført på sylindrerprøvene fra A4. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.	72
7.5	Resultater fra treaksialforsøkene utført på blokkprøvene fra A5. * = Prøven ble konsolidert med lavere eller høyere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.	76
7.6	Resultater fra treaksialforsøkene (CAUa) utført på 54 mm sylindrerprøvene fra A4 av studentgrupper fra TBA4110.	78
8.1	Poretrykksmålinger fra 5 og 10 meter dybde i A4.	89
8.2	Forklaring på jordklassifiseringssonene i henhold til diagrammene fra Robertson [1990].	96
8.3	Indeksparametere brukt for konfaktormodeller	97
8.4	Inputparametere for friksjonsmaterialene i PLAXIS-modellen.	107
8.5	Inputparametere for leirmaterialer på effektivspenningsbasis i PLAXIS-modellen. .	108
8.6	Inputparametere for motfyllingen i PLAXIS-modellen.	108
8.7	Inputparametere for udrenerte materialer på totalspenningsbasis i PLAXIS-modellen, uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.	109
8.8	Inputparametere for udrenerte materialer på totalspenningsbasis i PLAXIS-modellen, med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.	109
9.1	Sikkerhetsfaktorer for alle stabilitetsanalysene.	123

Kapittel 1

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

I 2018 besluttet regjeringen konsept for samling av campus NTNU, der de perifere campusene rundt Trondheim skal samles rundt Gløshaugen med intensjon om å legge til rette for økt tverrfaglighet, effektivitet og bærekraftighet. Målet er at et sentralisert og samlende campus rundt Gløshaugen gjennomføres innen 2027 [Kunnskapsdepartementet, 2018]. Campus-samlingen medfører at nærmere 40 000 studenter og 7000 ansatte får sitt daglige virke sentralt i Trondheim, og den største konsentrasjonen av virksomheten vil være på Gløshaugen. Selve Gløshaugen-plataet, som omfatter områdene fra Hovedbygningen i nord til Realfagsbygget i sør, skal hovedsakelig utbygges innenfor eksisterende kvartalstruktur. Ulike utbyggingsalternativer foreslås som riving av enkelte bygg, nybygg med 6-8 etasjer og ombygging av eksisterende bygg. I tillegg er det ønskelig å se på muligheten for oppføring av høyhus [WSP, 2019].

Tidligere geotekniske undersøkelser og stabilitetsanalyser har ført til at Høgskoledalen ble oppfylt på 1950-tallet for å sikre stabiliteten for skråningen mellom Gløshaugen og Høgskoledalen, etter påvisning av kvikkleire. For samlokaliseringen av campus er det ønskelig at utbyggingen også omfatter den østlige delen av Gløshaugen-plataet. Vurderinger av mulige utbygginger på disse områdene krever dermed nye geotekniske undersøkelser for å sikre lokalstabilitet og områdestabilitet på en tilfredsstillende måte [WSP, 2019].

Problemformulering

Den påviste forekomsten av kvikkleire og sprøbruddmaterialer ved Høgskoledalen vanskeliggjør en sikker utbygging av den østlige delen av Gløshaugen campus. Det er ønskelig å undersøke om prøvetakinger av høykvalitetsblokkprøver og tradisjonelle geotekniske feltundersøkelser kan bidra til en forbedret vurdering av styrkedata, som deretter kan muliggjøre en god stabilitetsvurdering av potensielle utbygginger ved prosjektområdet. Stabilitetsvurderingene som gjennomføres i denne oppgaven vil være fokusert på ett område som strekker seg langs det som anses som et mulig kritisk profil fra Gløshaugen-platået til bunnen av Høgskoledalen, og i nærheten av de nye feltundersøkelsene fra Høgskoledalen.

Naturlige problemformuleringer for oppgava vil dermed være: Hva er sikkerheten for skråningsprofilen som strekker seg fra Gløshaugen øst til Høgskoledalen, med utgangspunkt i laboratorieundersøkelser på blokkprøver og tilhørende vurdering av spenningshistorien til sedimentene? Og i hvilken grad vil forskjellige motfyllinger med varierende utstrekning og geometri påvirke stabilitetsanalysen?

Litteraturstudie

I forbindelse med andre bygg- og anleggsprosjekter på Gløshaugen har tidligere grunnundersøkelser og stabilitetsanalyser blitt gjennomført av ulike konsulentselskaper. Tidligere undersøkelser som er gjort tilgjengelig i forbindelse med denne oppgava omfatter geotekniske undersøkelser fra 1956 og fram til 2016. Resultater fra disse undersøkelsene har blitt benyttet som supplerende data for en helhetslig vurdering og bestemmelse av grunnforholdene ved det aktuelle området.

1.2 Formål

Formålet med denne masteroppgaven er innhenting og vurdering av spenningshistorie og ny styrkedata basert på laboratorieundersøkelser utført på blokkprøver av høy prøve kvalitet, samt en påfølgende stabilitetsvurdering av ett profil i det aktuelle prosjektområdet for dagens situasjon, og med ulike topografiske stabiliseringstiltak i Høgskoledalen.

Felt- og laboratorieundersøkelsene ble utført ved NTNU høsten 2019 og våren 2020, både i forbindelse med kurset TBA4110 Geoteknikk, felt- og laboratorieundersøkelser (høst 2019) og

denne masteroppgaven. All tilgjengelig geoteknisk data fra disse undersøkelsene blir vurdert og benyttet for bestemmelse av relevant informasjon for stabilitetsanalysen - deriblant informasjon om lagdelinger, styrkeparametere, poretrykksforhold og dybde til grunnfjell.

1.3 Begrensninger

Oppgaven ble preget av pandemien Covid-19 som førte til at regjeringen besluttet at smittevern ble førsteprioritet for samtlige aktører i Norge. Det førte igjen til at ledelsen ved NTNU stanset all aktivitet ved universitetet 12. mars 2020, omtrent samtidig som laboratoriearbeidet for dette prosjektet startet. Nedstegningen førte til at laboratoriearbeidet på blokkprøvene ble hindret på ubestemt tid. Heldigvis hadde Multiconsult mulighet til å gjennomføre et utvalg laboratorieundersøkelser på vegne av prosjektet. I slutten av april åpnet det seg en mulighet for at laboratorieundersøkelser kunne gjennomføres ved NTNU, men med tidsbegrensning på én uke der undertegnede skulle gjennomføre treaksialforsøk både for dette prosjektet, og for prosjektet til en medstudent som skriver masteroppgave om konsolideringsspenninger i treaksialforsøk utført på blokkprøvene fra Høgskoledalen. Det viste seg at poretryksmåleren på ett av to treaksialapparat var ødelagt, og dette ble forsøkt reparert, men uten hell. Dermed ble et utvalg av utskårne leirprøver ødelagt før feilen ble oppdaget, og det totale antallet vellykkede treaksialforsøk ble ikke som ønsket. Det endelige datagrunnlaget ble likevel godt nok slik at en helhetslig vurdering av resultater kunne gjennomføres for denne oppgaven.

1.4 Oppgavestruktur

Resten av denne masteroppgaven er strukturert som følgende: Kapittel 2 inneholder områdebeskrivelse, informasjon om kvartærgeologisk historie, og en oppsummering av tilgjengelige, tidligere undersøkelser som er av interesse for vurderinger og analyser i forbindelse med denne oppgaven. Kapittel 3 beskriver de nye grunnundersøkelsene fra Høgskoledalen. Kapittel 4 inneholder det teoretiske grunnlaget som behøves for modellering og stabilitetsanalyser samt krav og retningslinjer som gjelder, mens kapittel 5 beskriver teorien som ligger bak analysene og tolkningene av CPTU-sonderingene. Selve teorien og utførelsene bak laboratoriearbeidet beskrives i kapittel 6, og kapittel 7 presenterer resultatene fra laboratoriearbeidet. Kapittel 8 inneholder analyser av resultatene fra felt- og laboratorieundersøkelsene, samt valg av skjærstyrkeprofil,

materialparametere og ytre laster som legger grunnlaget for stabilitetsanalysene. Selve stabilitetsanalysene fra elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D presenteres i kapittel 9 i form av kritiske glideflater og tilhørende sikkerhetsfaktorer. Kapittel 10 inneholder en diskusjon av analyser og tolkninger, samt skråningsstabiliteten for de ulike tilfellene som presenteres i kapittel 9, og kapittel 11 inneholder konklusjon i henhold til oppgavens problemstilling.

Kapittel 2

Terreng og tidligere undersøkelser

En orientering av tilgjengelig geologisk og geoteknisk data fra tidligere undersøkelser er viktig i forkant av nye geotekniske undersøkelser. Videre presenteres en introduksjon av prosjektområdet, kvartærgeologisk historie og en oversikt over tidligere utførte grunnundersøkelser.

2.1 Områdebeskrivelse

Høgskoledalen er avgrenset av Gløshaugen-plataet i sør og vest, og av Øvre Singsaker i nord og øst som vist i figur 2.1. I dag finnes det en idrettsplass med sandvolleyballbane og fotballbane i bunnen av dalen, som opptar store deler av dalbunnen. Dalbunnen kan i hovedsak deles inn i to plataer, hvor den sørligste delen med volleyballbanen ligger på høydekote +38 til +39, og den nordligste delen med fotballbanen ligger omtrent på høydekote +35. Hele Gløshaugen-plataet ligger på kote +48 til +52, og skråningshelningen mellom Gløshaugen-plataet og bunnen av Høgskoledalen er grovt estimert til å være rundt 1:3.

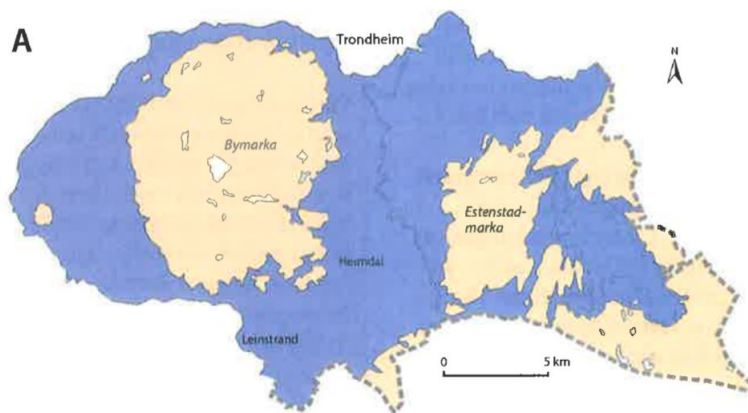


Figur 2.1: Hele Høgskoledalen avgrenset av de røde linjene. Kartgrunnlag fra FINN.

2.2 Geologisk historie og løsmasseavsetninger

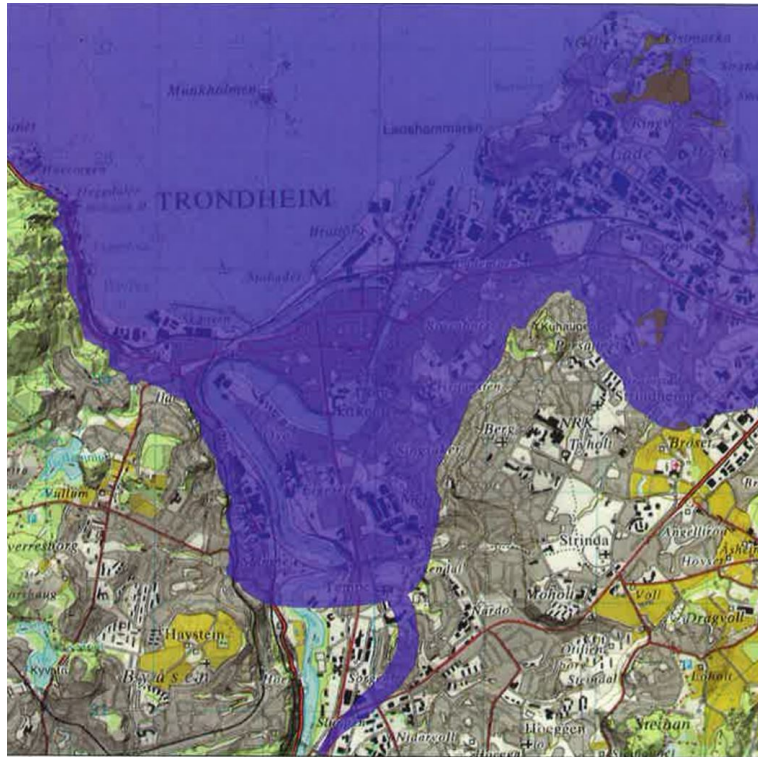
Den siste istiden regnes å være fra 115 000 til 10 000 år siden. På grunn av vekslende klima, som førte til tilbaketrekning og framstøt av isbreer, har istiden hatt stor påvirkning på det norske landskapet slik det er i dag. Siste store isvekstfase skjedde fra 18 000 til 16 000 år siden, og hele Norge og store deler av Skandinavia var dekket av is. Senere ble klimaet mildere, og for 11 000

år siden lå isfronten sør-øst for Trondheim. Store deler av Trondheimsområdet lå på denne tiden under havnivå - et havnivå som steg på grunn av stadig tilførsel av smeltevann fra breene. Figur 2.2 illustrerer hvordan dette kan ha sett ut da havnivået var på sitt høyeste. På grunn av post-glacial trykkavlastning, var det ikke lenger isostatisk likevekt i jordskorpa, og den begynte å heve seg. Totalt sett foregikk hevingen av jordskorpa raskere enn havnivåhevingen, noe som resulterte i en strandforskyvning vekk fra land. Maksimalt havnivå for Trondheimsområdet etter isavsmeltingen fra siste istid er antatt å være 170-175 meter høyere enn dagens havnivå [Reite et al., 1999], og i dag anses denne høyden som marin grense for området.



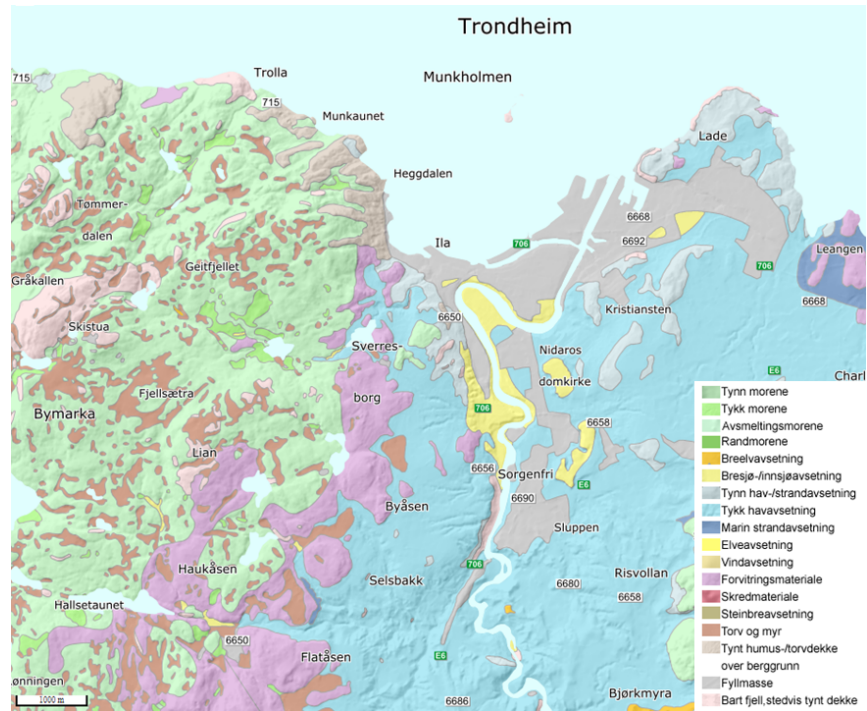
Figur 2.2: Illustrasjon av tidligere fjordbunner (blå) og tørt land (gult) som eksisterte fra rundt 11 500 år til 10 000 år siden i områdene rundt Trondheim [Reite et al., 1999].

Strandforskyvningen har foregått de siste 10 000 årene i et vekslende tempo, hovedsaklig på grunn av et vekslende klima. For rundt 6800 år siden lå det en elveos antakeligvis et sted ved Gløshaugen-plataet, som i dag er 48-52 m.o.h. Mest sannsynlig er Gløshaugen et elvedelta avsatt tvers over dalen mot Breidablikk, hvor det finnes små terasserester i tilsvarende høyde [Reite et al., 1999]. En illustrasjon av hvordan landskapet så ut for 8800 år siden vises i figur 2.3, der elveosen ligger ved Nardo - litt høyere enn Gløshaugen. Det er nettopp denne elveosen som forflyttet seg ned mot Gløshaugen-området rundt 2000 år senere.



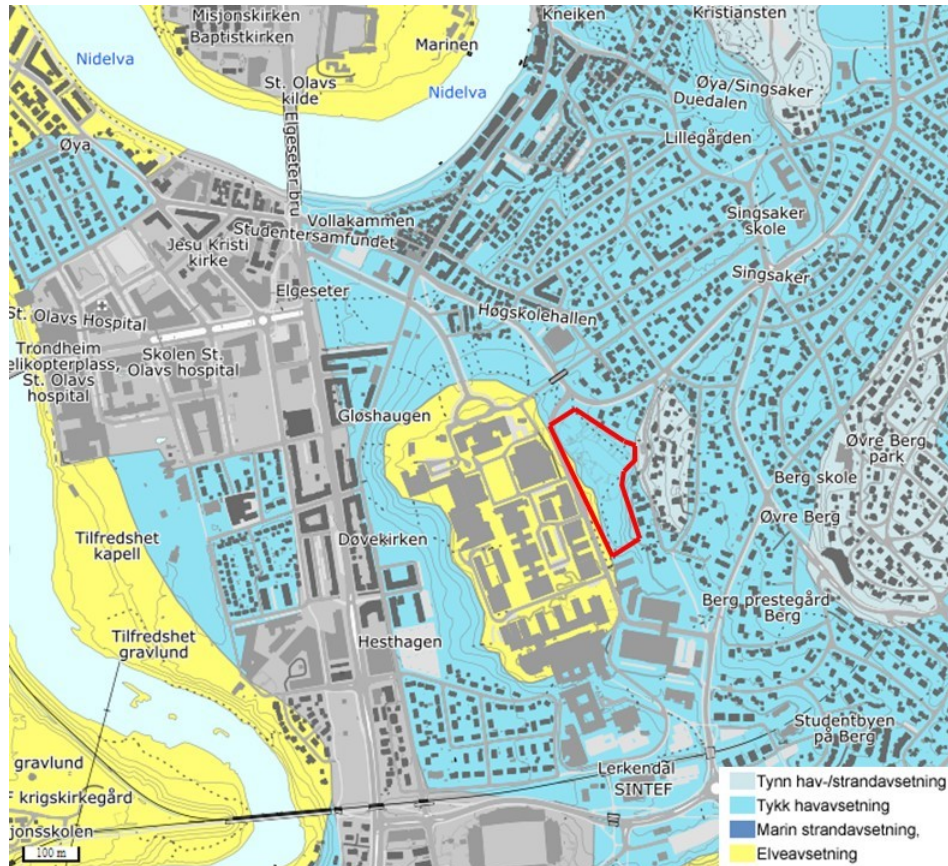
Figur 2.3: Illustrasjon og rekonstruksjon av fjordbukta med elveutløpet ved Nardo for rundt 8800 år siden. Elveløpets lokasjon er usikker [Reite et al., 1999].

Dagens landskap er et resultat av den geologiske utviklinga, og vekslende klima og tidlige isbreer har sørget for erosjon og store vannføringer, som igjen fører til større mengder løsmasseavsetninger. I all hovedsak ligger avsetninger eldre enn 25 000 år under et dekke av yngre avsetningslag [Andersen, 2000]. Figur 2.4 viser dagens utbredelse av løsmasser i Trondheimsområdet [NGU]. Avsetningene preges av hav- og fjordavsetninger som i stor grad består av leire [Andersen, 2000]. Områdene nær Nidelva består delvis av elveavsetninger, og bykjernen preges av fyllmasser. De høytliggende områdene over marin grense, som blant annet Bymarka, består stort sett av morenedekke i varierende mektighet [NGU].



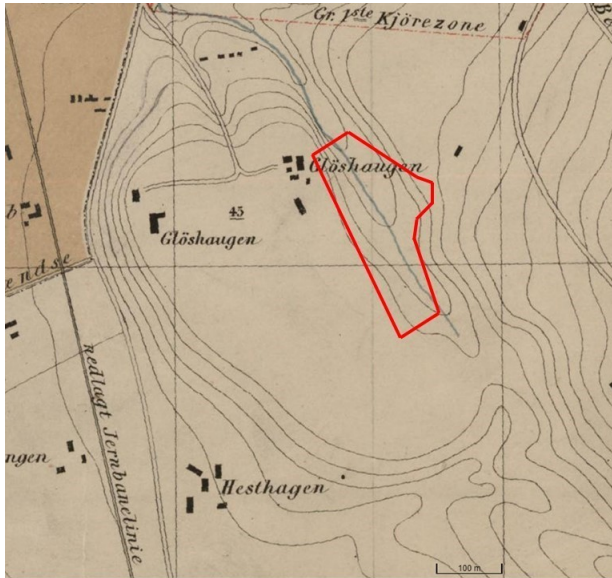
Figur 2.4: Kvartærgeologisk kart med fargeforklaring som viser det øverste dekket av løsmasser i Trondheimsområdet i dag [NGU].

Løsmasser og mektighet for Gløshaugen og områdene rundt er presentert i figur 2.5. Høgskoledalen er markert i rødt. Det er tydelig at Høgskoledalen og områdene rundt preges av tykk hav-/strandavsetning, samt et tynnere dekke av tilsvarende avsetning like øst for dalen. Det framgår av figur 2.5 at Gløshaugen, i all hovedsak, består av elveavsetninger som også ble presentert av Reite et al. [1999].

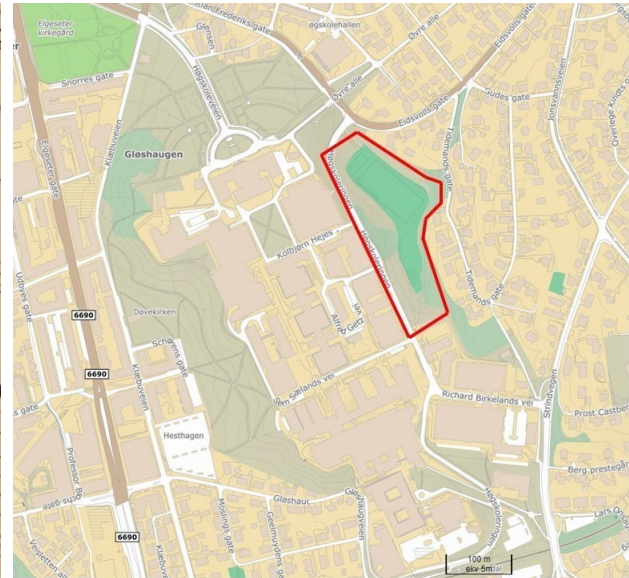


Figur 2.5: Løsmassekart fra Gløshaugen og områdene rundt. Høgskoledalen er markert i rødt. Bilde modifisert fra NGU.

Høgskoledalen er antatt å være en ravinedal [NGU], og i følge kartet fra 1885, i figur 2.6, rant det en bekk gjennom dalen i nordvestlig retning og med utløp i Nidelva. Per dags dato er det lagt ut masser her for å planere dalbunnen, og figur 2.6 og 2.7 viser utviklingen av Gløshaugen før og etter NTNU ble etablert - henholdsvis fra 1885 og 2020.



Figur 2.6: Gløshaugen år 1885. Kartgrunnlag fra FINN.



Figur 2.7: Gløshaugen år 2020. Kartgrunnlag fra FINN.

2.3 Sedimentets spenningshistorie

Sedimenter som har vært utsatt for en gradvis pålastning, etterfulgt av en gradvis avlastning i form av erosjon, kan få rekonstruert deler av spenningshistorien sin ved blant annet et ødometerforsøk. Disse sedimentene har allerede brutt ned de svakeste delene i jordstrukturen, og deformasjonsmotstanden opp til prekonsolideringsspenningene er derfor signifikant [Emdal et al., 2017]. Når vertikal effektivspenning når et spenningsnivå tilsvarende prekonsolideringsspenningen til sedimentet, vil det resultere i en tøyningøkning som vises markant i et spennings-tøyingsdiagram. Dette medfører at et prekonsolidert sediment fra en viss dybde vil ha større styrke og stivhet enn et normalkonsolidert sediment fra tilsvarende dybde [Emdal, 2020].

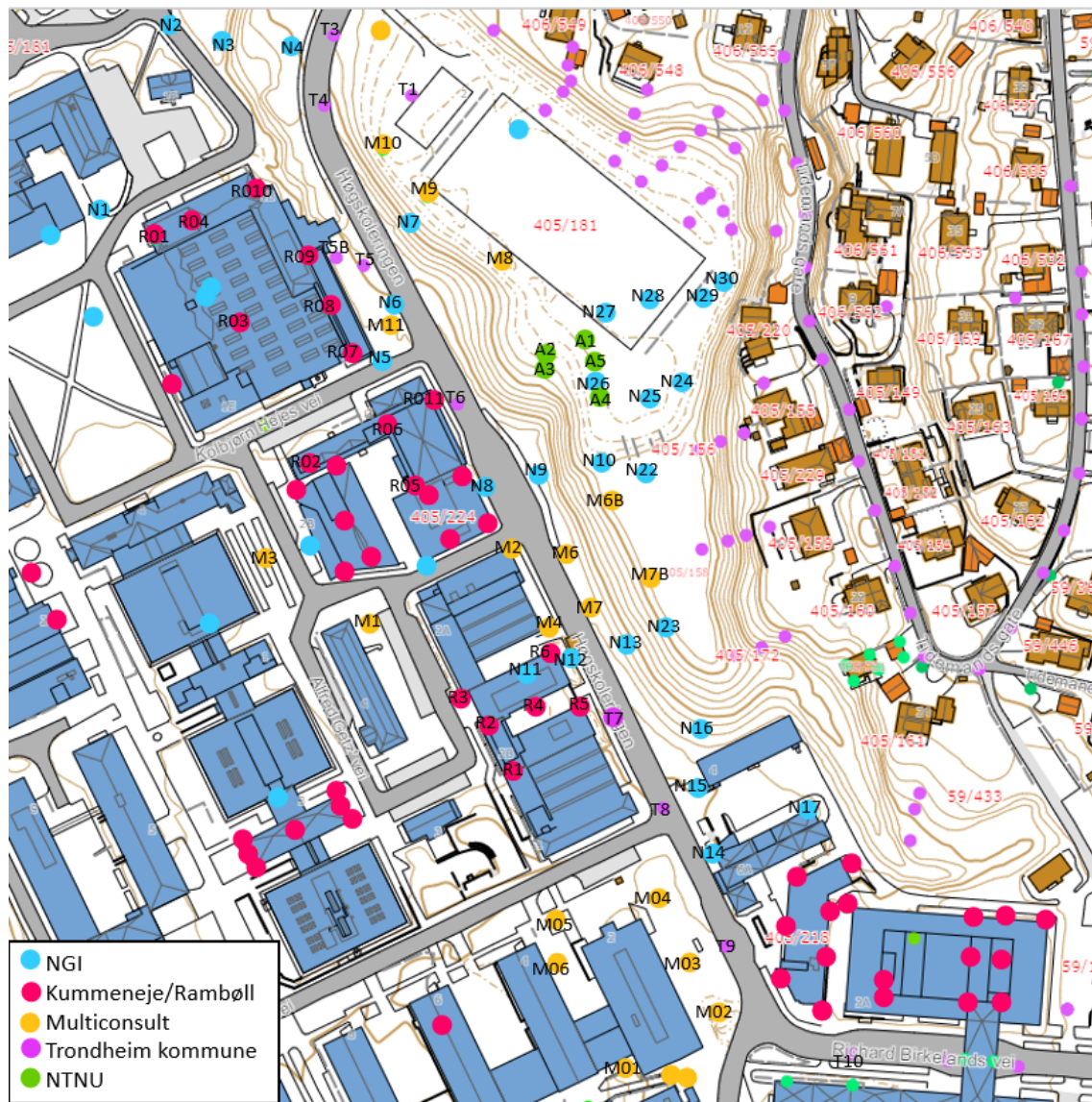
Tidligere grunnvannstand vil også påvirke jordartens prekonsolidering. Hvis tidligere grunnvannsnivå var lavere enn i dag, var jordarten dermed utsatt for høyere effektivspenninger. Blant annet regnes klimaperiodene Boreal (10 000-9000 år siden) og Sub-Boreal tid (5800-2650 år siden) som perioder der grunnvannsnivået var lavere enn i dag [Brattli, 2015]. Antakelser om opprinnelig havbunn og løsmassemektheter, som i dag enten kan ha erodert eller blitt utsatt for skredaktivitet, må derfor vurderes i sammenheng med tidligere antatt grunnvannstand.

Med antakelse om at Gløshaugen-platået er et gammelt elvedelta som opprinnelig kan regnes som havbunn, og at Høgskoledalen er en ravedal, ligger det til rette for at deler av spenningshistorien til sedimentene i Høgskoledalen kan gjøres rede for. Tidligere overlaging av Høg-

skoledalen kan defineres ved at dalbunnen var på høyde med Gløshaugen-platået, og besto av tilsvarende løsmasser som Gløshaugen. Dermed kan sedimentene fra Høgskoledalen betraktes som avsatte sedimenter som har blitt utsatt for en gradvis pålastning, etterfulgt av en gradvis avlastning i løpet av ravinedalens utforming og dannelse.

2.4 Tidligere grunnundersøkelser i Høgskoledalen

Det er utført flere grunnundersøkelser i Høgskoledalen helt siden 1950-årene og fram til i dag. Hovedsakelig har de blitt utført i sammenheng med utbygging av bygg og veier på Gløshaugen-platået. Alle borpunkt med tilhørende ID og fargekode i henhold til gjeldende firma presenteres i figur 2.8.



Figur 2.8: Oversikt over alle tilgjengelige borpunkt fra Gløshaugen-Høgskoledalen. Kartgrunnlag fra Trondheim kommune.

NGI

I 1956 utførte NGI en omfattende grunnundersøkelse i området rundt Gløshaugen og Høgskoledalen. Formålet var å utrede stabilitetsforholdene i østskråningen av Gløshaugen-plataet med tanke på framtidig bebyggelse, vei og utfylling. Supplerende stabilitetsundersøkelser ble gjennomført i 1959 i forbindelse med oppfylling av Høgskoledalen til kote 35 i nedre del, og til kote 45 i øvre del av dalen. I tillegg til flere dreiesonderinger i den første undersøkelsen, ble det tatt opp uforstyrrede 54 mm sylindrerprøver i 22 hull - totalt 152 prøver - og poretrykkmålinger 14

steder i forskjellige dybder. De supplerende undersøkelsene medførte prøvetaking i ett hull - totalt 8 prøver - samt flere dreiesonderinger og vingeboringer [NGI, 1956, 1959].

Da NGI utførte grunnundersøkelsene sine, lå bunnen av Høgskoledalen mellom kote +32 og +33. Siden den tid har deler av dalbunnen blitt fylt opp 2 til 3 meter i forbindelse med utbygging og planering av idrettsplass. I dag ligger derfor dalbunnen med kunstgressbane på kote +35 i nedre, nordlige del, og på kote +38 i øvre del med sandvolleyballbaner.

Kummeneje

Kummeneje utførte grunnundersøkelser på østre del av Gløshaugen-plataet i 1961 og 1977, henholdsvis for oppføring av nybyggene Varmeteknisk Institutt og Bergavdelingen. Ved Varmeteknisk Institutt ble det utført dreiesonderinger fra dybde 10 til 18 meter i totalt 11 punkt, samt skovleboringer med representative prøver i 5 hull [Kummeneje, 1961]. Ved Bergavdelingen (rapport o.02460) ble det utført dreiesonderinger i 3 punkt til 20 meter dybde, og 6 punkt med til sammen 125 sylinderprøver (30 mm) [Kummeneje, 1977].

Multiconsult

I nyere tid har også Multiconsult gjennomført flere grunnundersøkelser ved Gløshaugen. Rapport 413798 presenterer grunnundersøkelser fra 2010, som ble utført i forbindelse med ombygging av Kjemihallen sør-øst på Gløshaugen, besto av totalt 6 dreietrykksonderinger, 3 trykksonderinger med poretrykksmålere, 54 mm sylinderprøver i 2 punkter, skovlprøvetakinger og poretrykksmålinger i 1 punkt [Multiconsult, 2010a].

Senere i 2010 ble ytterligere undersøkelser gjennomført ved Gamle Metallurgi og Varmetekniske laboratorier, både i forbindelse med klarlegging av grunnforhold og fundamentering, samt stabilitetsanalyser for området. Undersøkelsene besto av 12 dreietrykksonderinger, 3 trykksonderinger med poretrykksmålere, prøvetaking av representative prøver og uforstyrrede 54 mm sylinderprøver i 3 punkter, samt 2 poretrykksmålere i 1 punkt [Multiconsult, 2010b].

Trondheim kommune

I forbindelse med prosjektet "Miljøpakkens kollektiv og gang- og sykkel-veg", utførte Trondheim kommune geotekniske undersøkelser langs Høgskoleringen, hvorav 22 totalsonderinger, 1

trykksondering med poretrykksmåling og opptaking av 54 mm sylindrerprøver i 7 punkt [Trondheim kommune, 2016].

2.5 Poretrykksforhold

Poretrykksmålinger, basert på tidligere undersøkelser, viser at grunnvannstanden under Gløshaugen-plataet ligger forholdsvis horisontal på kote 39-40, altså 8-10 meter under terreng, med unntak av enkelte områder hvor mindre permeable løsmasselag ligger nærmere terreng, og hvor resultatet dermed blir høyere grunnvannstand. For bunnen av skråningen og Høgskoledalen står grunnvannstanden rundt én meter under terreng. Målingene viser at poretrykket fra grunnvannstanden stort sett øker hydrostatisk med dybden [Multiconsult, 2010b, NGI, 1956].

2.6 Grunnfjell

Øst i Høgskoledalen, i skråningen opp mot boligområdet ved Øvre Singsaker, er det eksponert grunnfjell flere steder. Sonderinger viser at grunnfjellet har en bratt helning mot nord-vest under dalbunnen, og videre ned under Gløshaugen-plataet. Basert på tidligere geotekniske undersøkelser utført sør-øst på Gløshaugen-plataet, er dybden til grunnfjell ved Kjemihallen cirka 25-26 meter fra terrenget [Multiconsult, 2010a]. Lenger nord på plataet og langs Høgskoleringen, viser undersøkelser at dybden til grunnfjell er minst 30 meter, ettersom dypere sonderinger ikke har blitt utført [Multiconsult, 2010b, Trondheim kommune, 2016, NGI, 1956, 1959]. Kart som viser løsmassetykkelse, indikerer at dybden til grunnfjell på plataet kan være opp mot 50 til 75 meter [Reite et al., 1999].

Kapittel 3

Grunnundersøkelser

I dette kapitlet er ulike metoder for feltarbeid forklart, og det er presentert en oversikt over utførte grunnundersøkelser i forbindelse med denne oppgaven.



Figur 3.1: NTNUs geotekniske borerigg med boreledere Espen Andersen og Karl-Ivar Volden Kvisvik. Bildet er tatt like før blokkprøvetakingen startet.

3.1 Dreietrykksondering

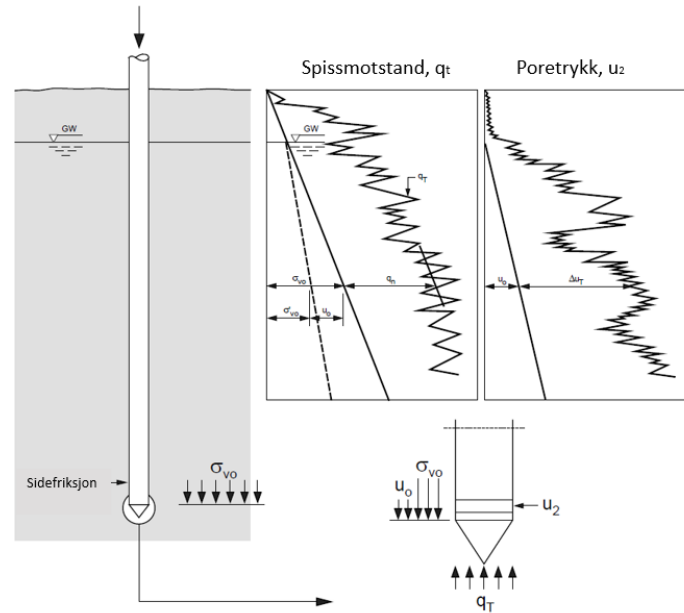
Dreietrykksondering gir grunnlag for å tolke jordarter og lagdelinger i et dybdeprofil, samt relativ lagringsfasthet. Prosedyren går ut på at borstenger trykkes ned i grunnen med konstant hastighet og konstant rotasjon. Nedpressing- og rotasjonshastigheten skal henholdsvis skal være $3 \pm 0,5$ m/min og 25 ± 5 omdreininger/min, og nedpressingskraften reguleres derfor deretter. Resultatene presenterer sonderingsmotstanden mot dybde som benyttes til videre analyser [NGF, 1989].

3.2 Totalsondering

Totalsondering kombinerer prinsippet for dreietrykksondering med påvisning av grunnfjell. Det stilles tilsvarende krav som dreietrykksondnering når det gjelder nedpressing- og rotasjonshastighet, men på grunn av mulighetene for økt rotasjon, spyling og slag kan berg i grunnen påvises ved totalsondering. Hvis normert hastighet ikke kan opprettholdes ved penetrasjon av fastere lag, benyttes først økt rotasjon av stengene. Hvis tiltaket ikke medfører normert nedpressingshastighet, må prosedyren for bergkontrollboring gjennomføres først ved spyling og deretter ved slag. Normalt er det tilstrekkelig å bore 3 meter med økt rotasjon, spyling og slag for at det kan antas påvisning av berg [NGF, 2018].

3.3 CPTU

CPTU står for "Cone Penetration Test Undrained", og er en av de viktigste grunnundersøkel-sesmetodene innen geoteknikkens fagfelt. Oppsettet består av en sylindrisk sonde med konisk spiss som trykkes ned i jorda, vanligvis med en hastighet på 2 cm/s og uten bruk av rotasjon. I tillegg består oppsettet av flere stenger som påføres etterhvert som spissen presses ned i jor-da. På sonden er det elektroniske målere som registrerer spissmotstand (q_c), poretrykk (u_2) og sidefriksjon (f_s), og registrering av data utføres for hver 2-2,5 cm [Emdal et al., 2017]. En skisse av CPTU-oppsettet vises i figur 3.2. En stor fordel med CPTU er at det muliggjør detektering av tyn-ne lag i jorda i større grad enn andre sonderingsmetoder, nettopp på grunn av disse elektroniske målerne som er plassert nært målepunktet [Emdal, 2017].



Figur 3.2: Skisse av oppsettet for CPTU (modifisert fra Emdal et al. [2017]).

Ved utførelse av CPTU er det viktig å mette poretrykkssystemet. Dette poretrykkssystemet består av et porøst filter og et trykkammer med en trykksensor, og for at målingene skal kunne registrere mest mulig korrekte endringer i poretrykket, er det nødvendig at systemet er mettet med for eksempel luftfritt vann, glyserin eller silikonolje.

Den koniske spissen er demonterbar og er derfor separert fra resten av oppsettet. På grunn av dette dannes det et trykk på spissen som gjør at den målte spissmotstanden q_c må korrigeres til en korrigert spissmotstand q_t . Likning 3.1 viser hvordan denne korrigeringen utføres i forhold til poretrykk og sondens geometri:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (3.1)$$

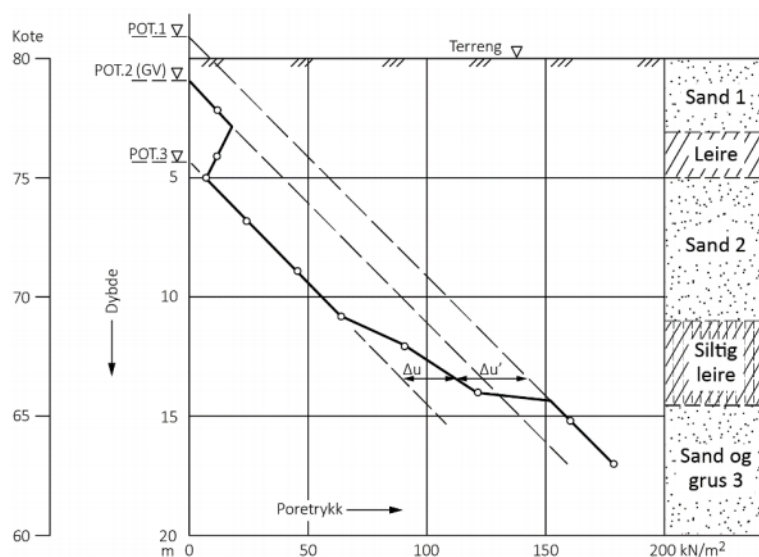
hvor $a = A_n/A_c$ er arealforholdet til sondens design og u_2 er registrert poretrykk.

CPTU-utstyret som er brukt i grunnundersøkelsene i denne oppgaven har et arealforhold a lik 0,83.

3.4 Poretrykksmålinger

Grunnvannet spiller en viktig rolle i de fleste geotekniske spørsmål, og trykkforholdene i grunnvannet kan ha en avgjørende innvirkning på stabiliteten. Vanntrykket i et åpent basseng er entydig bestemt av dybden og har dermed en hydrostatisk trykkfordeling, men vanntrykket i grunnvannet er også avhengig av andre faktorer, blant annet værforhold, permeabilitet, en eventuell påført belastning og topografiske forhold.

For å bestemme poretrykksforholdene i bakken kan det foretas trykkmålinger i ulike dybder. Dette gjøres ved at piezometere installeres i en viss dybde i bakken, før vanntrykket leses av når det har stabilisert seg. En generell definisjon sier at grunnvannstanden er hvor poretrykket under terrengnivå er lik null. I praksis gjennomføres dette ved at poretrykksmålingene ekstrapoleres, og grunnvannstanden antas å ligge der hvor poretrykksfordelingen skjærer null-linja. Ekstrapolasjon av flere poretrykksmålinger kan føre til flere slike skjæringer med null-linja, noe som betyr at det finnes flere potensialnivåer for ulike lag. Dette kan opptre nettopp på grunn av de faktorene som påvirker grunnvannstanden, som også nevnt tidligere. For eksempel kan et sandlag under et leirlag føre til en lavere poretrykksmåling i det mer drenerende sandlaget enn i et nærmest impermeabelt leirlag, som vist i figur 3.3, og dermed gi en under-hydrostatisk poretrykksfordeling [NGF, 2017].



Figur 3.3: Et eksempel som viser hvordan ulike lagdelinger kan gi tvetydige poretrykksmålinger ved å anta hydrostatisk poretrykksfordeling i sandlagene. Figur fra NGF [2017].

Det finnes forskjellige typer poretrykksmålere, og for dette prosjektet er det benyttet elektriske poretrykksmålere. En elektrisk trykkmåler er montert i spissen av poretrykksmåleren, og er koblet til ledninger som går opp gjennom forlengelsesrøret og til overflaten. Når poretrykksmåleren installeres i bakken, oppstår det en masseforflytning av jordmateriale, som igjen medfører et poreovertrykk. Hvis den aktuelle jordarten er lite permeabel, som for eksempel leire, vil det ta tid før poreovertrykket dreneres ut og til poretrykket stabiliseres. Denne såkalte innstillings-tiden er ofte 2-3 døgn, men kan også være flere uker. I tillegg kreves det at det oppnås en viss prosentvis utlikning mellom målt og reelt poretrykk, etter at endringen i det egentlige poretrykket oppstår. Dette kalles responstiden og er avhengig av målerstype [NGF, 2017].

3.5 Prøvetakinger

Prøvetakinger gir grunnlag for identifisering og bestemmelse av diverse parametere, og kan utføres i form av uforstyrrede, forstyrrede og omrørte prøver. I dette prosjektet er uforstyrrede prøver analysert og tolket, både i form av sylindrerprøver og miniblokkprøver.

Sylinderprøvetaker (54 mm diameter)

Sylinderprøvetakere, også kalt stempelprøvetakere, har som hensikt å ta opp uforstyrrede jordprøver for laborietesting. Oppsettet består av en indre prøvesylinder av glassfiberarmert epoxy og en ytre stålsylinder, som presses sakte ned i jorda. Når sylinderen er fylt med jord, tas den opp av bakken og transporteres til laboriet, hvor jordprøven skyves ut fra sylinderen. Hele prosessen, fra opptak til utskyvning, er viktig å utføre med forsiktighet slik at prøven er minst mulig forstyrret når den skal testes. Men selv ved uforstyrret prøvetaking er det vanskelig å opprettholde materialets initielle struktur og egenskaper. Prøveforstyrrelser vil bli nærmere forklart i senere avsnitt [NGF, 2013].

Sherbrooke miniblokkprøvetaker (160 mm diameter)

Opptak av blokkprøver blir regnet som den prøvetakingsmetoden som forårsaker minst forstyrrelse på jordas opprinnelige strukturer og egenskaper, og som dermed medfører høy prøvekvantitet. Det er mest hensiktsmessig å benytte blokkprøvetaker når grunnforholdene preges av sensitivt og bløtt materiale. Størrelsene på de ulike blokkprøvetakerene som hvert firma og institu-

sjon har varierer, og NTNU sin Sherbrooke miniblokkprøvetaker tar opp uforstyrrede sylindriske prøver med diameter $D = 160$ mm og høyde $H = 350$ mm. Utførelsen av blokkprøvetaking deles opp i to faser: først forboring av borhullet, og deretter selve prøvetakingen. Forboringen utføres ved at en jordskrue skrues ned i bakken og løfter ut overliggende masser i forhold til ønsket prøvetakingsdybde [Statens Vegvesen, 2018].

Selve prøvetakingen utføres ved at prøvetakeren - som vises i figur 3.4 - senkes ned i borhullet samtidig som vann spyles nedadrettet gjennom prøvetakerens tre dyser på sidene slik at leirmassene i rundt spyles vekk. Når prøven skal skjæres ut og tas opp, utløses tre kniver som er festet på bunnen av prøvetakeren som løfter opp blokkprøven. Etter at blokkprøven er tatt opp, plasseres den på en bunnplate og forsegles med plastfolie, teip og en plastsylinder. Figur 3.5 viser hvordan blokkprøvene forsegles og klargjøres for transport.



Figur 3.4: Blokkprøvetakeren.



Figur 3.5: Etter prøven er tatt opp av bakken, pakkes den inn i plasfolie (t.v.) før den forsegles med teip (midt). Deretter tres en plastsylinder over den innpaktede prøven (t.h.) som skrues på bunnplaten for en sikker transport.

3.6 Nye grunnundersøkelser i Høgskoledalen

En oppsummering av de nye grunnundersøkelsene utført i Høgskoledalen presenteres i tabell 3.1 med tilhørende boreddybder og koordinater. Lokasjon av borpunktene vises i figur 3.6.

Tabell 3.1: Oversikt over grunnundersøkelser i Høgskoledalen, utført av NTNU. Koordinater i referansesystem UTM32 og høydereferanse NN2000. CPTU = Trykksondering (Cone Penetration Test Undrained), DrT = Dreietrykks-sondering, PR = Prøvetaking (uforstyrret), PZ = Poretrykksmåling, TOT = Totalsondering, Dr = Dreiesondering. Koordinatene til A6, A7 og A8 er meget usikre.

Borhull-ID	Metode	Nord	Øst	Terrengkote [m.o.h]	Dybde boret [m]
A1	CPTU	7033011.802	570225.421	34.807	25.88
	DrT	7033010.485	570225.723	34.906	26.2
A2	CPTU	7033000.162	570213.378	38.481	24.39
	DrT	7033002.568	570214.474	37.917	35.4
A3	CPTU	7032999.34	570212.634	38.779	24.32
	DrT	7033001.252	570213.865	38.059	29.5
A4	PR (54 mm)	7032996.197	570231.162	34.909	2.0-23.8
	PZ	7032995.747	570229.855	35.015	5.0 og 10.0
	TOT	7032994.509	570231.47	35.027	27.83
A5	PR (Blokk)	7033003.736	570229.248	35.062	5.0-9.2
A6	Dr	7032994.472	570217.058	39.2	19.0
A7	Dr	7032970.764	570222.596	39.6	16.4
A8	Dr	7032993.934	570208.074	40.9	16.2



Figur 3.6: Kart over de nye feltundersøkelsene fra Høgskoledalen. Kartgrunnlag fra Statens Kartverk.

I forbindelse med faget TBA4110 Geoteknikk, felt- og laboratorieundersøkelser ble mesteparten av feltarbeidet utført i september 2019. Det ble utført én totalsondering, tre dreietrykkssonderinger, tre manuelle dreiesonderinger, to piezometermålinger fra samme punkt og prøveserier med 54 mm sylindrerprøvetakere fra ett punkt. Dreiesonderingene ble utført av studentgrupper, mens resten av feltarbeidet ble utført av ansatte ved NTNU. I forbindelse med dette prosjektet ble prøveserier av totalt 12 blokkprøver tatt i februar 2020.

Kapittel 4

Styrkedata og modelleringsgrunnlag

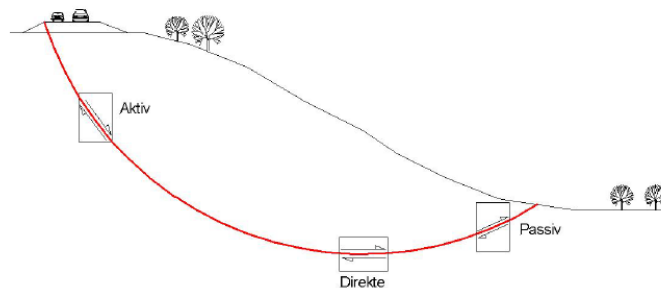
Tilfredsstillende bestemmelser av jordas styrke basert på undersøkelser er vesentlig for geotekniske stabilitetsanalyser. I tillegg er det viktig at grunnlaget for analyse og modellering kvalifiseres som tilstrekkelig for vurderinger av skråningsstabilitet. Dette kapitlet presenterer teorien for et slikt vurderingsgrunnlag.

4.1 Skjærstyrke

Skjærstyrke defineres som jordas evne til å motstå skjærspenninger. Så lenge skjærstyrken er større enn skjærspenningene, er de primære kriteriene for stabilitet oppnådd. Skjærstyrken styres av kontakten mellom kornene i jorda, og denne kontakten avhenger av poretrykkssituasjonen og effektivspenningene i kornskjelettet. For en idealisert udrenert situasjon vil en endring i total middelspenning ikke resultere i endret middelspenning i kornskjelettet, men heller resultere i en umiddelbar økning i poretrykk. Dette betyr at den delen av jorda som skal ta opp skjærpåkjenninger ikke vil oppleve endring i spenningsnivået, og udrenert skjærstyrke, S_u , defineres derfor som konstant og uavhengig av gjennomsnittlig spenningsnivå [Emdal et al., 2016].

4.2 Anisotropi og ADP-forhold

Anisotropi foreligger hvis et materiale har ulike fysiske egenskaper i ulike retninger. Figur 4.1 viser hvordan en anisotrop spenningstilstand oppstår langs ei glideflate, og skjærspenningsretninger i jordelementer i ei skråning deles hovedsaklig inn i tre grupper; aktiv, direkte og passiv. Anisotropi i leire kan relateres til in situ anisotrop spenningstilstand, spenningshistorie, mineralogi og avsetningshistorie. Lavplastiske leirer, som er typisk for norske leirer med sprøbruddsegenskaper, har generelt større anisotropi enn leirer med høyere plastisitet. For bestemmelse og anvendelse av representativ udrenert skjærstyrke, er det derfor viktig å avgjøre hvilken udrenert skjærstyrke som skal benyttes ved modellering [NIFS, 2012].



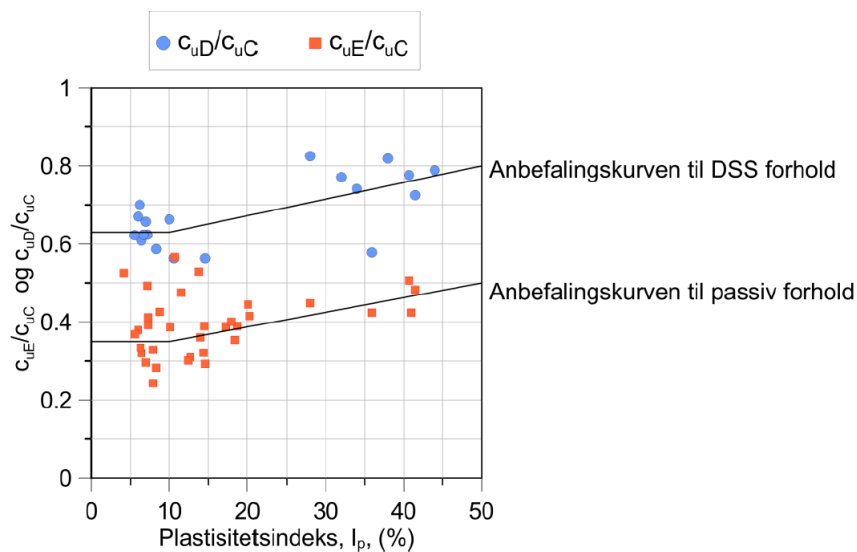
Figur 4.1: Anisotrop spenningstilstand langs en potensiell glideflate i skråninger [NIFS, 2012].

Først og fremst er valget av udrenert aktiv skjærstyrke, S_{uA} , viktig for stabilitetsanalyser, og vanligvis vil karakteristisk verdi av S_{uA} ha størst betydning for resultatet [NIFS, 2014a]. Aktive treaksialforsøk (CAUa) av god kvalitet er rangert som den best egnede metoden for valg av mest

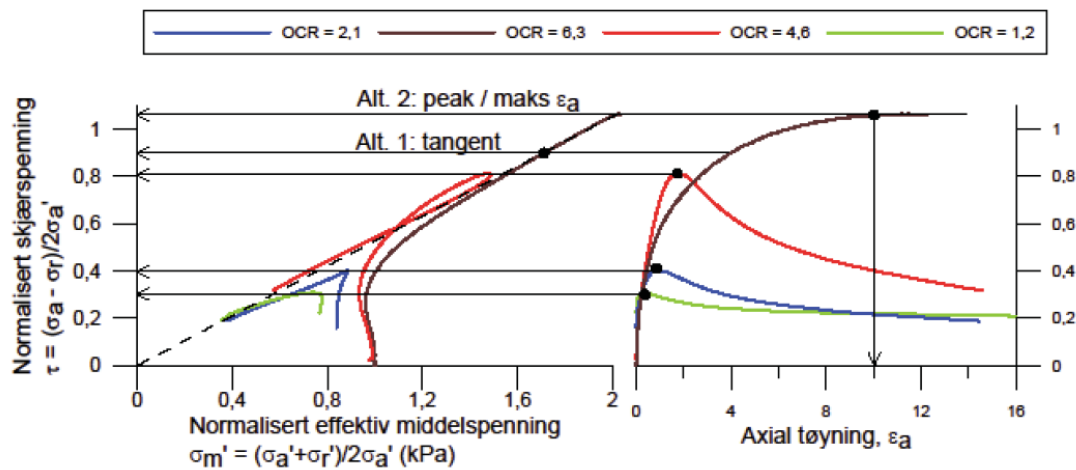
pålitelig S_{uA} . Videre er også CPTU-målinger, erfaringsverdier (deriblant SHANSEP), og enklere tester som konus, enaks og vingebor, metoder som kan brukes i valg av S_{uA} , i rangert rekkefølge. Ved prosjektering for sprøbruddmaterialer bør S_{uA} reduseres med 15 %, dersom den er bestemt på grunnlag av blokkprøver med 'meget god til utmerket' prøve kvalitet for å ta hensyn til tidseffekt og sprøbruddeffekt [NIFS, 2014b]. I 2019 publiserte Norges Geotekniske Forening følgende nye definisjoner på kvikkleire og sprøbruddmateriale [NGF, 2019]:

- Kvikkleire: $S_r < 0,33$ kPa (tidligere 0,5 kPa)
- Sprøbruddmateriale: $S_r < 1,27$ kPa (tidligere 2 kPa)

Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger varierer i praksis innenfor geoteknikkbransjen, men NIFS [2014a] publiserte en rapport som presenterte anbefalinger for bruk av anisotropifaktorer i norske leirer. NGIs blokkprøvedatabase ble brukt som grunnlag for anbefalingene. Resultatene viser at ADP-forholdet er lite avhengig av leirparametere som OCR, leirinnhold og sensitivitet, men derimot mer avhengig av plastisitetsindeks, I_p og naturlig vanninnhold, w . Lineær regresjon viser at I_p og w korrelerer godt, og på bakgrunn av datagrunnlaget er I_p valgt som hovedparameter for korrelasjon ved valg av ADP-faktorer (se figur 4.2) [NIFS, 2014a].



Figur 4.2: Resultatene fra NIFS [2014a] anbefaling av ADP-faktorer.



Figur 4.3: Eksempel på bestemmelse av S_{uA} basert på treaksialresultater. Hentet fra NIFS [2014b].

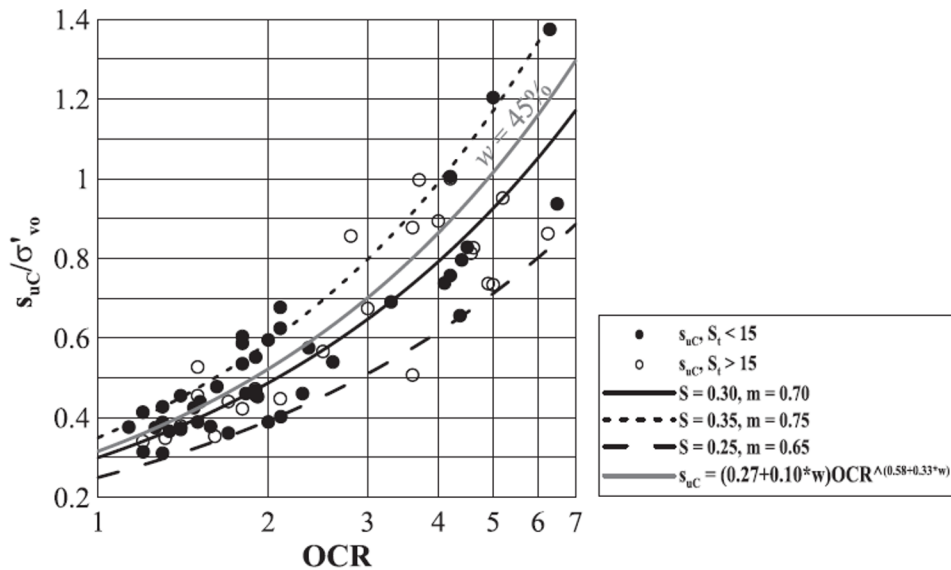
Alle verdier i figur 4.2 er basert på peak skjærstyrke, og gjelder for prosjektering i norske leirer, så lenge stedsspesifikke høykvalitetsprøver ikke foreligger. Et eksempel på tolkning av S_{uA} fra effektivspenningsstier fra treaksialforsøk vises i figur 4.3. Her vises også den karakteristiske 'grisehalen' (rød linje i figur 4.3) som er typisk for overkonsoliderte leirer, hvor materialet først dilaterer før det går til brudd og kontrakterer. Sterkt overkonsoliderte materialer (brun linje i figur 4.3) vil ofte dilatere og oppnå en høy skjærstyrke. For disse materialene er det anbefalt å bestemme brudd ved en gitt tøyning og velge en skjærstyrke basert på den gitte tøyningen [NIFS, 2014a].

4.3 SHANSEP

SHANSEP står for 'Stress History and Normalized Soil Engineering Properties', og er en modell som brukes for å estimere S_u basert på spenningshistorien for overkonsoliderte leirer. Metoden ble originalt utviklet ved at leirprøver ble kunstig overkonsolidert i forkant av skjærstyrkeforsøk [Ladd og Foott, 1974], men ble deretter sett i sammenheng med bestemmelse av spenningshistorie basert på ødometerforsøk av høykvalitetsblokkprøver [Karlsrud og Hernandez-Martinez, 2013]. Følgende sammenheng mellom normalisert styrke, $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$, og OCR har blitt foreslått:

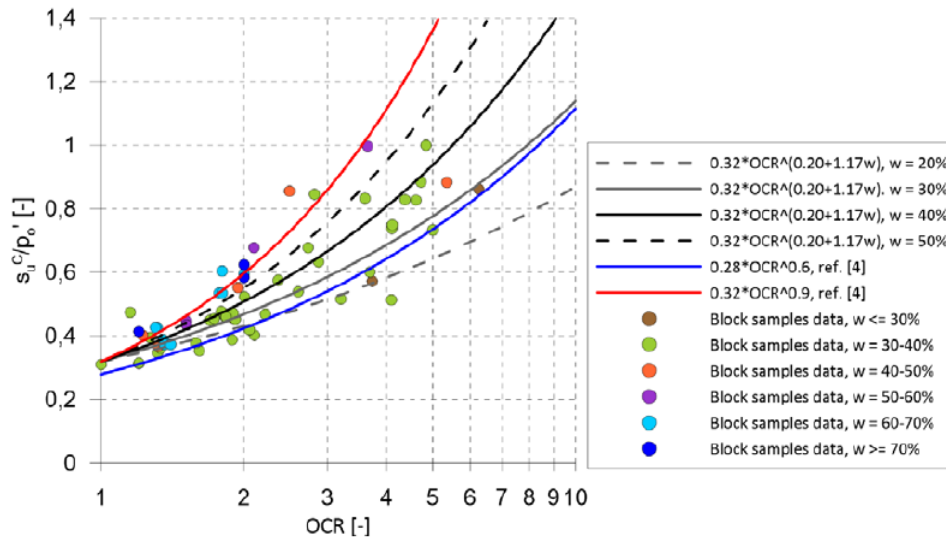
$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = S \cdot OCR^m \quad (4.1)$$

hvor $S = \frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$ for normalkonsolidert, ung leire (OCR = 1), og m er en eksponent som typisk varierer fra 0,6 - 0,9 for norske leirer [Karlsrud og Hernandez-Martinez, 2013]. Figur 4.4 viser resultatene av normalisert skjærstyrke mot spenningshistorie fra undersøkelsene til Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013], hvor resultatene presenteres med hensyn til sensitivitet og vanninnhold.



Figur 4.4: Forholdet mellom $\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$ og OCR fra Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013].

Resultater fra den oppdaterte blokkprøvedatabasen til NGI presenteres i figur 4.5, hvor resultatene presenteres med hensyn til vanninnhold, og ikke sensitivitet slik Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013] gjorde.



Figur 4.5: Forholdet mellom $\frac{s_u}{p_0'}$ og OCR fra Paniagua et al. [2019]. Her er $p_0' = \sigma'_{v0}$.

4.4 PLAXIS og jordmodeller

PLAXIS 2D er et to-dimensjonalt elementmetode-program (FEM) brukt for å utføre geotekniske analyser angående deformasjoner, stabilitet og vannstrømninger. Elementmetoden er en numerisk løsningsmetode hvor geometrien deles inn i et antall elementer. Oppførselen, altså deformasjonen, av hvert element er entydig definert av frihetsgrader i elementets knutepunkter. Hver frihetsgrad har et sett av tilhørende antatte formfunksjoner. Formfunksjonene skal interpolere forskyvningen mellom knutepunktene på en sammenhengende og tilfredsstillende måte, som vil garantere konvergens mot korrekt verdi. Elementene skal sørge for at både statisk likevekt og kinematisk kompatibilitet er tilfredsstillt [Bell, 2019].

Klassiske geotekniske beregninger for bærekapasitet, jordtrykk og skråningsstabilitet baseres ofte på grenselikevektsmetoden. Grenselikevekten bestemmes av et bruddkriterium som igjen bestemmes av jordas styrke, og tar dermed ikke hensyn til jorddeformasjoner. FEM-baserte programmer integrerer derimot både en viss bruddlast og opptredende deformasjoner, hvor lasten øker inkrementelt med eventuelle påfølgende deformasjoner [Nordal, 2019].

Elementmetoden vil ikke nødvendigvis gi eksakte svar, men heller tilnærmede løsninger for konstruksjonsberegninger. For grove elementer eller svak konvergens mellom elementer kan medføre ukorrekte svar, og brukerens valg av blant annet geometri, elementstørrelse og -form, materialparametere og grensebetingelser er av stor betydning for resultatet. I geotekniske be-

regninger for nøyaktige forutsetninger av bruddlast, er det mest hensiktsmessig å benytte triangulære elementer med 15 noder i stedet for 6 noder [Nordal, 2019].

4.4.1 Mohr Coulomb-modellen

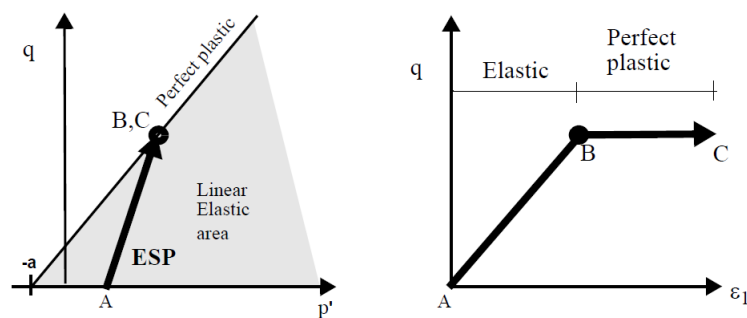
Mohr Coulomb-modellen er en lineær-elastisk perfekt-plastisk modell som antas å være den viktigste bruddmodellen for beregninger av jordstyrke. Modellen krever fordelaktig få inputparametere, men dette går delvis på bekostning av nøyaktigheten til modellen. Det lineære bruddkriteriet er som følgende (ligning 4.2):

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \phi = (\sigma' + a) \cdot \tan \phi \quad (4.2)$$

hvor

- c = kohesjonen til jorda
- a = attraksjonen
- ϕ = friksjonsvinkelen

Antakelsen om elastoplastisitet baseres på at tøyninger og tøyningshastigheter dekomponeres i én elastisk og én plastisk del. Etter at materialet har nådd bruddkriteriet, antas det å ha en perfekt plastisk oppførsel når det blir utsatt for videre tøyninger, vist i figur 4.6 [Nordal, 2019].



Figur 4.6: Lineær-elastisk perfekt-plastisk oppførsel av en Coulomb-jordmodell. Figur fra Nordal [2019].

Inputparametere

Mohr Coulomb-modellen i PLAXIS krever inputparameterene gitt i tabell 4.1 [Brinkgreve et al., 2017].

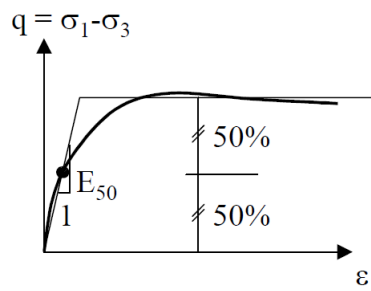
Tabell 4.1: Inputparametere for Mohr Coulomb-modellen i PLAXIS.

Parameter	Enhet	Forklaring
E'	$[kN/m^2]$	Youngs modulus (elastisitetsmodulen), generelt benyttes $E' = E_{50}$
ν	$[-]$	Poissons tall
c	$[kN/m^2]$	Kohesjon
ϕ	$[^\circ]$	Friksjonsvinkel
ψ	$[^\circ]$	Dilatansvinkel

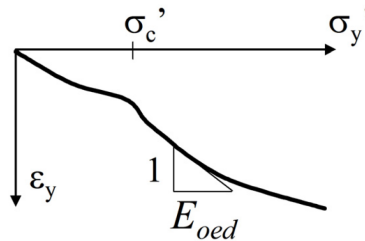
Videre vil hver inputparameter forklares nærmere, og hvordan de kan defineres basert på laboratorieforsøk.

Stivhetsmodulen, E , og Poissons tall ν

E defineres ofte som gjennomsnittsstivheten, E_{50} , for et materiale. Stivheten bestemmes ut i fra spenning-tøyningsplott som vist i figur 4.7.

Figur 4.7: Bestemmelse av E_{50} . Hentet fra Nordal [2019].

For leirmaterialer er drenert stivhet ofte særdeles lavere enn udrenert stivhet, ettersom de ikke defineres på samme grunnlag. Stivheten for drenerte materialer domineres av volumendringer, mens stivheten for udrenerte materialer relateres til endring av form, og ikke av volum. Ødometerforsøket kan benyttes for å bestemme drenert stivhet for leirmaterialer, hvor testen utføres sakte slik at poretrykkdissipasjon tillates. Metoden for bestemmelse av drenert stivhet fra ødometerforsøk vises i figur 4.8 [Nordal, 2019].



Figur 4.8: Bestemmelse av ødometermodulusen, E_{oed} . Hentet fra Nordal [2019].

Poissons tall, ν , er en verdi mellom 0,0 og 0,5. Materialet blir ansett som inkompressibelt og i en isotrop spenningstilstand hvis ν velges lik 0,5. Ofte kan ν være lik 0,3-0,4 for mange tilfeller hvor lastene virker endimensjonalt [Brinkgreve et al., 2017]. Nordal [2019] foreslår at $\nu = 1/3$ ofte vil være en rimelig antakelse for mange belastningstilfeller.

Kohesjon, c , og friksjonsvinkel ϕ

Som nevnt tidligere, bestemmes styrken til materialet ut i fra Mohr Coulomb-kriteriet basert på kohesjonen, c , og friksjonsvinkelen, ϕ til materialene. c og ϕ bestemmes derfor ut i fra bruddtaket til treaksialforsøkene i effektivspenningsplott..

Dilatansvinkel ψ

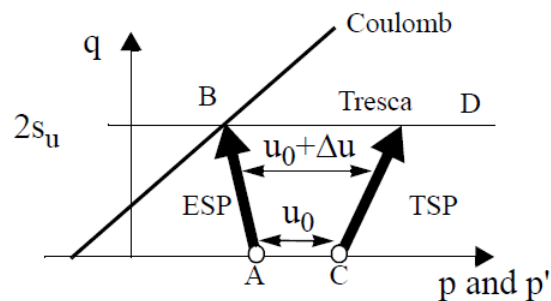
Dilatansen beskriver volumøkninger som kan forekomme når et materiale blir utsatt for plastiske deformasjoner. Når et materiale dilaterer, betyr det at tettpakkede korn klatrer over hverandre når de utsettes for en ytre skjærkraft. Dilatans kan sånn sett sees på som et bidrag til å motstå skjærtøyninger. Som en forenkling foreslås dilatansvinkelen å ha følgende sammenheng med friksjonsvinkelen, ϕ (ligning 4.4.1):

$$\psi = \phi - 30^\circ$$

Det motsatte av dilatans skjer når materialet minker i volum når det utsettes for skjærtøyninger, altså kontraktans. Negative verdier for ψ kan være relevant for løst lagrede materialer eller sprøbruddmaterialer, men ofte er det ønskelig å unngå negative verdier for ψ ettersom de kan medføre numeriske problemer.

4.4.2 Tresca-kriteriet

Skjærstyrke på totalspenningsbasis er relevant der tilstanden kan sies å være udrenert, og som nevnt tidligere betyr det at maksimal skjærstyrke er uavhengig av middelspenningene. Trescas bruddkriterium, som baseres på udrenerte analyser på totalspenningsbasis, kan dermed beskrives og illustreres ved totalspenningene. Historisk sett var poretrykket vanskelig å måle, men dagens apparater registrerer poretrykket slik at også effektivspenningsstien kan illustreres for udrenerte tilstander. Figur 4.9 illustrerer hvordan skjærstyrken kan uttrykkes ved Tresca-kriteriet, samtidig som at det fundamentale Coulomb-kriteriet tilfredsstilles. Figuren viser at effektivspenningsstien (ESP) starter i punkt A og går til brudd i punkt B, mens totalspenningsstien starter i punkt C og går til brudd i punkt D. Punkt B, som representerer bruddpunktet for effektivspenningsstien, definerer derfor udrenert skjærstyrke, og opptrer som en konstant styrke uavhengig av totalspenningen ved brudd.



Figur 4.9: Tresca-kriteriet som en konsekvens av Coulomb-kriteriet for en udrenert situasjon. ESP- effektivspenningsstien, TSP- totalspenningsstien. Hentet fra Nordal [2019].

4.4.3 NGI-ADP-modellen

NGI-ADP-modellen er en jordmodell som ble utviklet for modellering av udrenert leire og silt, med hensyn til både udrenert skjærstyrke og skjærtøyninger ved brudd. Modellen representerer jordas styrke med verdier for aktiv, direkte og passive skjærstyrker. Skjærstyrkeverdiene betraktes via anisotropifaktorer, med utgangspunkt i udrenert, aktiv skjærstyrke [Grimstad et al., 2012]. På denne måten kan jordas avhengighet av tøyingsretning, i forhold til spenningshistorie og leirmineralenes lagringsstruktur, implementeres i analyser.

Modellen tar utgangspunkt i Trescas bruddkriterium, men med visse modifikasjoner for å unngå blant annet numeriske problemer. For å ta hensyn til forskjellen i bruddtøyning for aktiv

og passiv pålasting, innføres en spenningsretningsavhengig herdeparameter, κ , i likning 4.3:

$$\kappa = 2 \cdot \frac{\sqrt{\gamma^p / \gamma_f^p}}{1 + \gamma^p / \gamma_f^p} \quad (4.3)$$

når $\gamma^p < \gamma_f^p$, hvis ikke er $\kappa = 1$

hvor

- γ^p = plastisk skjærtøyning
- γ_f^p er plastisk bruddtøyning

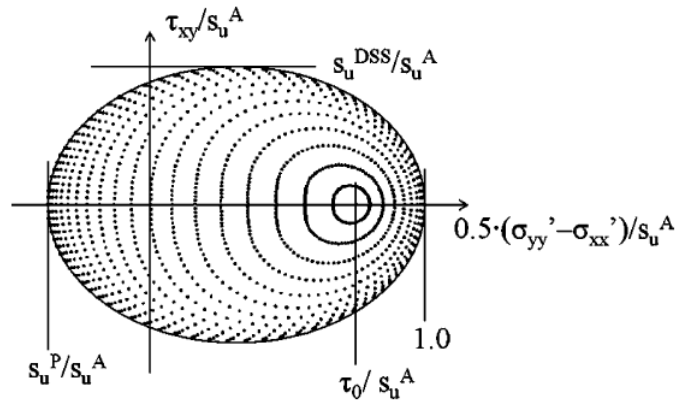
Bruddkriteriet for plan tøyning er definert med følgende likning (4.4):

$$F = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} - (1 - \kappa) \cdot \tau_0 - \kappa \cdot \frac{S_{uA} - S_{uP}}{2}\right)^2 + (\tau_{xy} \cdot \frac{S_{uA} + S_{uP}}{2 \cdot S_{uDSS}})^2} - \kappa \cdot \frac{S_{uA} + S_{uP}}{2} = 0 \quad (4.4)$$

hvor

- S_{uA} , S_{uP} , S_{uDSS} = udrenert skjærstyrke fra plan tøyning, henholdsvis for aktiv, passiv og direkte skjærforsøk
- τ_0 = initial in situ maksimal skjærspenning

Figur 4.10 viser det elliptiske flytekriteriet for en plan tøyning-situasjon, ut i fra likning 4.4, representert ved normaliserte skjærspenninger og skjærstyrke-parametere relativt til aktiv skjærstyrke.



Figur 4.10: Flytekriteriet for plan tøyning, som implementert i NGI-ADP-modellen, vist ved deviatorspenninger. Hentet fra Grimstad et al. [2012].

Videre antar modellen at $\frac{s_u}{\sigma_{v0}}$ er konstant innen hvert lag. Skjærstyrken defineres med y-koordinaten, og ikke dybde under terreng. Dette er viktig å bemerke ved modellering av en naturlig skråning og ikke-horisontale lagdelinger, slik at korrekte styrkeverdier benyttes under beregningene [Grimstad et al., 2012].

Input-parametere

NGI-ADP-modellen krever totalt 11 input-parametere for modellering i PLAXIS [Brinkgreve et al., 2017], som presentert i tabell 4.2. Når disse parameterene er etablert for modellen, kan stabilitetsanalysen gjennomføres.

Tabell 4.2: Input-parametere for NGI-ADP-modellen i PLAXIS.

Parameter	Enhet	Forklaring
G_{ur}/S_{uA}	[-]	Stivhet for av-/rebelastning relativt til aktiv skjærstyrke (plan tøyning)
γ_{fC}	[%]	Skjærtøyning ved brudd i treaksial kompresjonsforsøk
γ_{fE}	[%]	Skjærtøyning ved brudd i treaksial ekstensjonsforsøk
γ_{fDSS}	[%]	Skjærtøyning ved brudd i direkte skjærforsøk
$S_{uA,ref}$	[kN/m ² /m]	Referensiell aktiv skjærstyrke (plan tøyning)
S_{uC}/S_{uA}	[-]	Skjærstyrke fra treaksial kompresjonsforsøk relativt til aktiv skjærstyrke (plan tøyning) (standard lik 0,99)
y_{ref}	[m]	Referansedybde
$S_{uA,inc}$	[kN/m ² /m]	Økning av aktiv skjærstyrke med dybde
S_{uP}/S_{uA}	[-]	Passiv skjærstyrke (plan tøyning) relativt til aktiv skjærstyrke (plan tøyning)
τ_0/S_{uA}	[-]	Initial mobilisering (standard lik 0,7)
S_{uDSS}/S_{uA}	[-]	Direkte skjærstyrke (plan tøyning) relativt til aktiv skjærstyrke (plan tøyning)

4.4.4 Metoden $c - \phi$ -reduksjon

Ved utførelse av stabilitetsanalyser betraktes metoden for $c - \phi$ -reduksjon, kalt 'Safety calculation' i PLAXIS, som nyttig. Metoden baserer seg på at verdiene for skjærstyrke, c' , ϕ og S_u , gradvis reduseres helt til det oppstår et brudd i strukturen. Oppnådd sikkerhetsfaktor for hver stabilitetsanalyse defineres dermed som forholdet mellom gitt inputverdi og redusert verdi:

$$F = \frac{\text{Tilgjengelig styrke}}{\text{Styrke ved brudd}}$$

Det er viktig at de forhåndsbestemte kalkulasjonsstegene er satt til et tilstrekkelig antall slik at en bruddmekanisme kan utvikles fullstendig. Dette kan kontrolleres ved å vurdere en grafisk framstilling av bruddsituasjonen, der F går mot en konstant verdi mens endringen i deformasjon fortsetter. Hvis bruddmekanismen ikke utvikles fullstendig kan oppnådd sikkerhetsfaktor

gi ukorrekte verdier. Materialstyrken til jorda reduseres med en faktor F helt til det oppstår brudd for en forhåndsbestemt stabil verdi av F , eller til antall maksimale kalkulasjonssteg oppnås. Derfor er det viktig at de forhåndsbestemte numeriske kontrollparameterene settes til et tilstrekkelig antall, og en verifikasjon av en fullstendig bruddmekanismen bør derfor gjennomføres før sikkerhetsfaktoren kan anses som pålitelig [Brinkgreve et al., 2017].

4.5 Lovverk og retningslinjer

For gjennomføring av en tilfredsstillende stabilitetsvurdering er det ulike regelverk og retningslinjer som skal følges, deriblant Plan- og bygningsloven, TEK 17, Eurokode 0, Eurokode 7 og NVEs veileder 7/2014. Videre vil ulike kravene og retningslinjene presenteres.

4.5.1 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven legger grunnlaget for arealplanlegging og byggesaksbehandling på kommunalt, regionalt og statlig nivå, samt privat virksomhet. Loven gjelder for hele landet av det som angår oppføring, riving, endring og andre tiltak tilknyttet bygg, anlegg og terrenginngrep. I §4-3, som omhandler samfunnssikkerhet og risiko- og sårbarhetsanalyse, står følgende avsnitt:

Ved utarbeidelse av planer for utbygging skal planmyndigheten påse at risiko- og sårbarhetsanalyse gjennomføres for planområdet, eller selv foreta slik analyse. Analysen skal vise alle risiko- og sårbarhetsforhold som har betydning for om arealet er egnet til utbyggingsformål, og eventuelle endringer i slike forhold som følge av planlagt utbygging. Område med fare, risiko eller sårbarhet avmerkes i planen som hensynssone, jf. §§ 11-8 og 12-6. Planmyndigheten skal i arealplaner vedta slike bestemmelser om utbyggingen i sonen, herunder forbud, som er nødvendig for å avverge skade og tap [Regjeringen, 2008].

4.5.2 TEK 17

Formålet til Byggteknisk forskrift (TEK17) er å sikre at byggverk er i samsvar med de kravene som er gitt i plan- og bygningsloven. Kapittel 7 i TEK17 beskriver kravene som omhandler sikkerhet mot naturpåkjenninger, og deriblant skredsikkerhet. Videre i §7-3 *Sikkerhet mot skred* står det beskrevet hvordan sikkerheten mot kvikkleireskred skal ivaretas, og hvordan faresonene skal kartlegges. Ettersom utbyggingen av campus innebærer store inngrep, og dermed en høy tiltakskategori, henviser TEK17 videre til NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. Dette vil bli beskrevet mer i underkapittelet om NVEs veileder 7/2014.

4.5.3 Norsk Standard NS-EN - Eurokode

Eurokodene innebærer felleseuropeiske dimensjoneringsregler for bærende konstruksjoner, herunder bygninger, broer og hus. I tillegg publiseres det et eget nasjonal tillegg (NA) til hver av

eurokodene [Standard Norge, 2020]. Krav til bruk av de ulike eurokodene er forankret i TEK17 §10-2 (3), hvor NS-EN 1990 Eurokode 0 gir et generelt grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. For geoteknisk prosjektering henvises det videre til NS-EN 1997 Eurokode 7 [Standard Norge, 2016b].

Eurokode 7

For å fastsette krav til den geotekniske prosjekteringen kan det innføres tre forskjellige geotekniske kategorier; Kategori 1, 2 eller 3.

- **Geoteknisk kategori 1** inkluderer små og relativt enkle konstruksjoner.
- **Geoteknisk kategori 2** omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunnforhold.
- **Geoteknisk kategori 3** omfatter konstruksjoner som havner utenfor kategori 1 og 2 - altså svært store konstruksjoner med eksepsjonelt vanskelige grunnforhold

Med bakgrunn i kjennskap til tidligere undersøkelser, hvor det er funnet store mektigheter av kvikkleire, kan det antas at grunnforholdene i prosjektområdet er *eksepsjonelt vanskelige* Standard Norge [2016a]. Samtidig er området delvis omkranset av kvikkleiresonene 2189 Nedre Singsaker og 188 Berg Studentby, hvorav begge har middels faregrad [NVE]. Dette innebærer at en mulig campus-utbygging på det østlige Gløshaugen-plataet havner innenfor geoteknisk kategori 3 [Standard Norge, 2016a].

I denne oppgava vil det være utelukkende bruddgrensetilstanden som tas i betraktning ved dimensjonering. Ved vurdering av grensetilstanden må dimensjonerende lastvirkninger og dimensjonerende motstand vurderes, og for å fastsette partialfaktorer må dimensjoneringsmetoder bestemmes [Standard Norge, 2016a]. For geoteknisk prosjektering i Norge er det ifølge Statens Vegvesen [2014] dimensjoneringsmetode 3 som benyttes, med pele-prosjektering som eneste unntak hvor metode 2 benyttes. Hensikten er at partialfaktorene skal skalere konstruksjonens lastvirkninger og grunnens fasthetsparametere skjærstyrke. Dette medfører at følgende kombinasjon av sett med partialfaktorer skal brukes:

$$A2 + M2 + R3$$

der + betyr *skal kombineres med*. I figur 4.11, 4.12 og 4.13 presenteres de ulike verdiene for hvert sett av de ulike partialfaktorene.

Påvirkning		Symbol	Sett	
			A1	A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	1,35	1,0
	Gunstig		1,0	1,0
Variabel	Ugunstig	γ_Q	1,5	1,3
	Gunstig		0	0

Figur 4.11: Partialfaktorer for lastvirkninger (A) [Standard Norge, 2016a].

Motstand	Symbol	Sett		
		R1	R2	R3
Jordmotstand	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

Figur 4.12: Partialfaktorer for motstand (R) for skråninger og områdestabilitet [Standard Norge, 2016a].

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_φ	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{τ_u}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{σ_u}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_γ	1,0	1,0

^a Denne faktoren gjelder for $\tan \varphi$

^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten.

^c Materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

^d Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Figur 4.13: Partialfaktorer for jordparametere (M) [Standard Norge, 2016a].

Disse verdiene legger grunnlaget for hvordan kreftene skal skaleres slik at dimensjoneringen utføres i samsvar med Eurokode 7. I kapittel 11 fra Eurokode 7 bemerkes det at jordmassen som begrenses av en kritisk bruddflate skal betraktes som et stivt legeme [Standard Norge, 2016a].

4.5.4 NVEs veileder 7/2014 - Sikkerhet mot kvikkleireskred

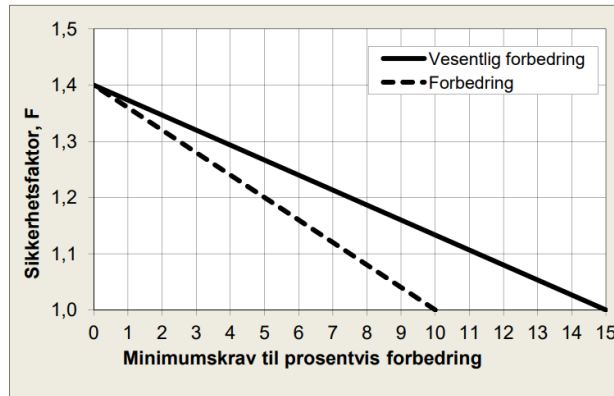
NVE publiserte en veiledende mal for geotekniske utredninger og dokumentasjon med tilfredsstillende sikkerhet for stabilitet i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. Kvikkleireveilederen utdyper TEK 10 angående utredning av kvikkleireområder, som nevnt tidligere. Det betyr at stabilitetsanalysen for Gløshaugen-Høgskoledalen må tilfredsstillende kravene gitt i NVE [2014].

Veilederen krever at grunnundersøkelsene inneholder et tilstrekkelig antall sonderinger, og poretrykksforholdene registreres på minimum én sentral lokasjon i minimum to nivåer. I tillegg skal laboratorieundersøkelsene utføres på prøver av god kvalitet og av kvalifisert personell. Ved aktive treaksialforsøk utført på blokkprøver, anbefales det å redusere peak skjærstyrke med 15 % med hensyn til mulige effekter av sprøbrudd og tidseffekter. En reduksjon på 15 % gjelder også ved utledning av karakteristisk udrenert skjærstyrke fra CPTU-målinger i sprøbruddmaterialer [NVE, 2014].

Områdestabilitet

Områdestabiliteten kan dokumenteres tilfredsstillende hvis stabilitetsanalysen enten resulterer i en minste sikkerhetsfaktor F etter utbygging, eller ved at det oppnås en forbedring av stabiliteten etter utbygging relativt til før utbygging. I tillegg krever veilederen at sikkerheten mot skred må ivaretas også underveis i byggefasen. Utredningskravene avhenger av tiltakskategorien inngrepet havner i. Tilfellet for Gløshaugen-Høgskoledalen vil havne i den strengeste tiltakskategorien, K4, som gjelder tiltak som omfatter viktige samfunnsfunksjoner og større personopphold. Tiltakskategori K4 krever at sikkerhetsfaktoren for områdestabilitet $F \geq 1,40$ etter utbygging, *eller* en 'vesentlig forbedring' må kunne dokumenteres hvis $F < 1,40$ før utbygging.

Tiltaket for prosentvis forbedring kan kun benyttes hvis inngrepene omfatter topografiske endringer og ved bruk av lette masser. Forbedringen av sikkerheten skal dokumenteres i samsvar med figur 4.14.



Figur 4.14: Krav til prosentvis forbedring, fra NVE [2014].

Det betyr at hvis $F = 1,00$ før utbygging, gjelder følgende krav for F etter utbygging:

$$F > 1,00 \cdot (1,00 + 0,15) = 1,15$$

Lokalstabilitet

Kvikkleireveilederen fra NVE [2014] gjelder hovedsakelig krav til sikkerhetsfaktor for områdestabiliteten, og sørger for at hele området - også det som ligger utenfor det aktuelle byggeområdet - inkluderes i en utredning av skredfare. Når det kommer til lokalstabiliteten i skråningen, gjelder kravet til sikkerhetsfaktor F i henhold til Eurokode 7. Lokalstabiliteten omfatter stabilitetstilstanden i et mindre område der bruddet begrenses til et lokalt påvirkningsområde etter en potensiell spenningsendring. Eksempelvis gjelder dette lokale brudd under blant annet fundament og fylling [NVE, 2014]. Kravet for lokalstabiliteten, i følge Eurokode 7 [Standard Norge, 2016a], er som følgende:

- Drenert tilstand: $F > 1,25$
- Udrenert tilstand: $F > 1,40$

Disse anbefalinger og krav legger grunnlaget for videre dimensjonering av laster og bestemmelse av materialparametere, og sørger for en tilfredsstillende stabilitetsanalyse.

Kapittel 5

CPTU - teori

Det fins mange forskjellige metoder for tolkninger av CPTU-data, og metodene kan være både basert på analytisk og empirisk grunnlag. Videre i denne oppgava vil det være fokus på et utvalg av tolkningsmetoder. Målingene fra CPTU kan brukes til å finne relevante og viktige materialparametere, deriblant udrenert skjærstyrke, s_u , og prekonsolideringsspenning, σ'_c . I tillegg kan målingene brukes til jordklassifisering.

5.1 Parameterkorrelasjoner og jordklassifisering

Basert på tidligere undersøkelser har følgende korrelasjoner mellom CPTU-registrerte parametre blitt utviklet:

Normalisert spissmotstand, Q_t :

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (5.1)$$

Poretrykksforholdet, B_q :

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (5.2)$$

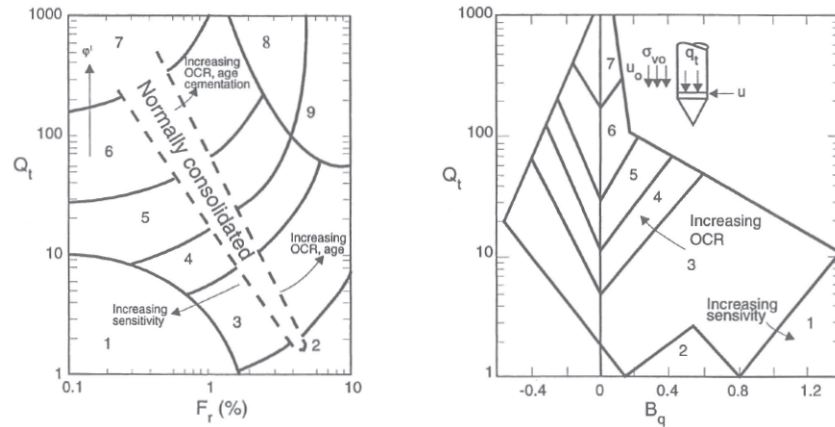
Normalisert friksjon, F_r :

$$\frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (5.3)$$

CPTU-sonderinger, med målte og avledede parametre, gir mange muligheter for detektering av lagdelinger og blant annet sprøbruddmaterialer. Likevel er det en rekke forhold som kan påvirke resultatene, og gi falske indikasjoner. Dette gjelder blant annet for målinger av f_s . En fullstendig omrørt kvikkleire medfører vanligvis liten mobilisert sidefriksjon langs friksjonshylsen. Dette forutsetter at leiren er fullstendig omrørt ved første penetrasjon, men i mange siltige, magre leirer krever ofte materialet flere sonde-penetreringer for at leiren skal oppnå fullstendig omrøring [NIFS, 2015].

Verdier av $B_q > 1$ kan være en indikasjon på sprøbruddmaterialer. Hovedsakelig gjelder dette for normalkonsoliderte leirer, der materialet ikke dilaterer. Penetrasjon i slike leirmaterialer gir derfor høye verdier av B_q på grunn av kvikkleirenes kontraktante bruddoppførsel, og det store poretrykket som utvikler seg når materialet rundt sonden utsettes for store tøyninger. I stivere, overkonsoliderte kvikkleirer vil ofte B_q være mye betraktelig lavere. Den positive dilatansen som OC-leirer ofte utviser når de utsettes for store tøyninger, medfører lavere poretrykksoppbygging bak den koniske delen, som igjen gir lavere målinger av u_2 bak spissen, og dette gir lavere verdier av B_q selv om materialet viser seg å være kvikt eller meget sensitivt. Verdiene av B_q i kvikke, overkonsoliderte leirer ligger ofte mellom 0,6-0,9, avhengig av overkonsolideringsforholdet [NIFS, 2015].

Robertson [1990] kom med diagram som klassifiserer jordarten basert på normalisert spissmotstand, Q_t , normalisert friksjon, F_r , og poretrykksforholdet B_q . Diagrammene i figur 5.1 er utviklet basert på norske CPTU-målinger.



Figur 5.1: Diagram for jordartsklassifisering basert på Robertson [1990] (bilde fra Emdal et al. [2017]).

Tabell 5.1: Forklaring på jordklassifiseringssonene [Robertson, 1990].

Sone	Jordklassifisering
1	Sensitiv, finkornig materiale
2	Organisk materiale
3	Leire - siltig leire
4	Leirig silt - siltig leire
5	Siltig sand, sandig silt
6	Sand - siltig sand
7	Grusig sand - sand
8	Stiv sand - leirig sand
9	Stivt, finkornig materiale

5.2 Udrenert skjærstyrke

Ved bruk av konvensjonell bærekapasitetsteori, kan den udrenerte skjærstyrken, s_u til materialet sees i sammenheng med spissmotstanden fra CPTU-sondering:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (5.4)$$

Ved bruk av elastoplastisk teori, kan det registrerte overflødig poretrykket relateres til udrenert skjærstyrke:

$$s_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (5.5)$$

I tillegg kan skjærstyrken også uttrykkes med bakgrunn i teori om effektivspenningsbasis, som en kombinasjon av spissmotstanden og overflødig poretrykk:

$$s_u = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (5.6)$$

hvor

- q_t = korrigert spissmotstand
- σ_{v0} = totalt overlagrinstrykk
- u_2 = målt poretrykk fra CPTU
- u_0 = målt poretrykk fra piezometer
- N = bærekapasitetsfaktorer/konfaktor

5.3 Modeller for konfaktorer

Forslag til empiriske korrelasjonsuttrykk for CPTU har de siste årene blitt utledet og utviklet av geoteknikere, hvor høykvalitets blokkprøveresultater ble brukt som grunnlag for korrelasjonene. NGI har vært sterkt delaktig i dette, og har tidligere foreslått flere modeller og empiriske formler som gir sammenheng mellom skjærstyrke, CPTU-data og enkle laboratorieundersøkelser. Blant annet har Karlsrud et al. [2005] utviklet slike korrelasjoner. I 2019 oppdaterte NGI sin blokkprøvedatabase for norske leirer med stor variasjon av plastisitetsindeks, sensitivitet, vanninnhold og overkonsolideringstall. Paniagua et al. [2019] kom deretter med flere forslag til CPTU-korrelasjoner ved bruk av regresjonsanalyser. Nedenfor presenteres noen av disse modellene som er utviklet av Karlsrud et al. [2005], og videreutviklet og oppdatert av Paniagua et al. [2019].

5.3.1 $N_{\Delta u}$

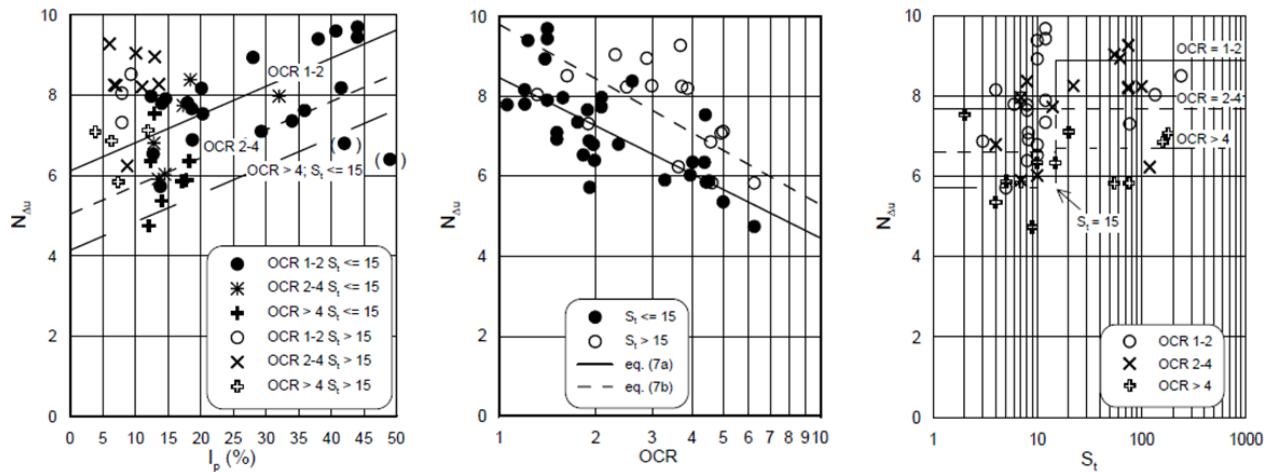
De oppdaterte korrelasjonene av Paniagua et al. [2019] viste ingen utpreget sammenheng mellom $N_{\Delta u}$ og leirparameterene OCR, S_t og I_p , men Karlsrud et al. [2005] viste følgende sammenheng for $N_{\Delta u}$, basert på resultatene presentert i figur 5.2.

For $S_t < 15$ gjelder likning 5.7:

$$N_{\Delta u} = 6,9 - 4,0 \cdot \log OCR + 0,07 \cdot I_p \quad (5.7)$$

For $S_t > 15$ gjelder likning 5.8:

$$N_{\Delta u} = 9,8 - 4,5 \cdot \log OCR \quad (5.8)$$



Figur 5.2: Plottene viser forholdene mellom $N_{\Delta u}$ og I_p , OCR og S_t (figur fra Karlsrud et al. [2005]).

5.3.2 N_{kt}

Regresjonsanalysene for N_{kt} resulterte i best tilpasning med likning 5.9, hvor N_{kt} varierer med plastisitetsindeksen, I_p :

$$N_{kt} = 7,95 + 0,13 \cdot I_p \quad (5.9)$$

5.3.3 N_{ke}

I motsetning til $N_{\Delta u}$ og N_{kt} , viste undersøkelsene en relativ god korrelasjon mellom N_{ke} og ulike jordparametere. Det ble funnet en lineær sammenheng mellom N_{ke} og B_q , i tillegg til OCR og I_p . Følgende sammenheng for N_{ke} ble foreslått med likning 5.10 og 5.10:

For $B_q < 1$:

$$N_{ke} = 14,3 - 12,1 \cdot B_q - 2,6 \cdot \log OCR + 0,027 \cdot I_p \quad (5.10)$$

For $B_q > 1$:

$$N_{ke} = 6,4 - 3,3 \cdot B_q - 2,6 \cdot \log OCR + 0,027 \cdot I_p \quad (5.11)$$

Undersøkelsen viste at det var N_{ke} -korrelasjonen som ga best forutsetninger for beregning av udrenert skjærstyrke - etterfulgt av N_{kt} - men likevel må N_{ke} -korrelasjonen brukes med forsiktighet ettersom den er svært sensitiv for små forandringer av B_q , særlig ved lave verdier av N_{ke} [Paniagua et al., 2019].

5.4 Overkonsolideringstall OCR

Resultater fra databaser bestående av høykvalitetsblokkprøver, viser at det er en lineær sammenheng mellom OCR og Q_t . Flere korrelasjoner har blitt foreslått, blant annet av Mayne og Kemper [1988] og Paniagua et al. [2019]. Én foreslått lineær sammenheng presenteres i likning 5.12:

$$OCR = k \cdot Q_t \quad (5.12)$$

hvor $k = 0,3-0,8$, og er dermed avhengig av kurvetilpasning [Mayne og Kemper, 1988]. Oppdateringen av CPTU-korrelasjoner for norske leirer viser at $k = 0,44-0,47$ gir best resultat [Paniagua et al., 2019].

Andre likninger har også blitt utviklet og evaluert, og følgende likning 5.13 viser seg å stemme godt overens med ødometerresultater fra blokkprøvene [Paniagua et al., 2019]:

$$OCR = 0,20 + 0,39 \cdot Q_t \quad (5.13)$$

Tidligere studier foreslår at bestemmelsen av OCR fra CPTU-målinger er mer usikker enn den direkte antakelsen av S_{uA} fra CPTU-målinger. Derfor er det viktig å kalibrere CPTU-målingene mot ødometerresultat av god kvalitet [Karlsrud et al., 2005, Karlsrud og Hernandez-Martinez, 2013, Paniagua et al., 2019].

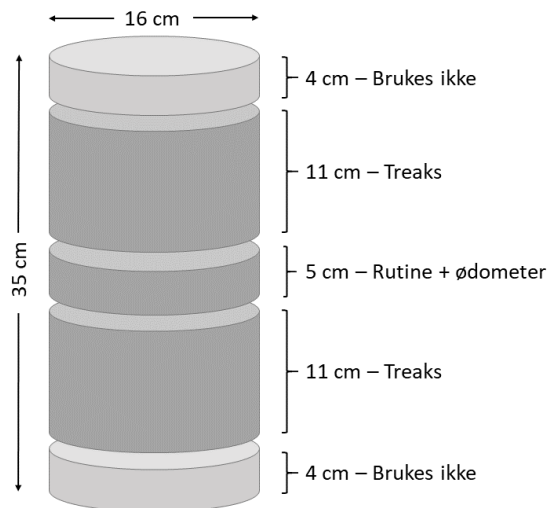
Kapittel 6

Laboratoriearbeid

Dette kapitlet presenterer teori bak og utførelse av laboratoriearbeidet på 54 mm sylindrerprøver og blokkprøver. Alle blokkprøvene som ble tatt opp fra Høgskoledalen 26. og 27. februar, ble fraktet forsiktig inn på laboratoriet ved NTNU og deretter undersøkt ved rutineundersøkelser, ødometerforsøk og treaksialforsøk. På grunn av korona-pandemien måtte NTNU brått stenge for tilnærmet all aktivitet fra 12. mars 2020 - kun få dager etter laboratorieundersøkelsene for blokkprøvene hadde startet. Dessverre hindret dette gjennomføringen av planlagte tester. Heldigvis gjennomførte Multiconsult Trondheim et utvalg tester i uke 14. I tillegg åpnet det seg en mulighet for at geoteknikk-studenter kunne bruke treaksial-laboratoriet ved NTNU med strenge smitteverntiltak, og ytterligere treaksialforsøk ble utført med tidsbegrensning på én uke i perioden 27. april - 3. mai. Mengden laboratoriearbeid ble likevel svært begrenset på grunn av nedtegningen, og det ble derfor ikke utført like mange forsøk og undersøkelser som opprinnelig planlagt.

6.1 Blokkprøvene

Blokkprøvene ble oppbevart i samme tilstand som de ble pakket inn, og i kjøleskap som holder 7 °C. Etter åpning og utpakking fjernes de øverste 4 cm av prøven, og for å unngå prøveforstyrrelse og uttørring ble det aldri delt opp flere deler enn hva som skulle utnyttes til testing like etter oppdeling. Til oppdeling av leira ble det alltid benyttet en oppstrammet trådsag. Figur 6.1 illustrerer hvordan blokkprøvene ble delt opp og hvordan hver blokkprøve-del ble benyttet. Gjenværende blokkprøve-del som ikke ble benyttet rett etter oppkutting ble raskt pakket inn i plastfilm, forseglet med teip og lagret i kjøleskap. Alle flater som prøvebitene ble forskjøvet langs ble smurt inn med silikonolje. Når blokkprøve-delen var delt opp og forskjøvet over til bordflaten, ble delen vertikalt delt opp til nye segmenter med trådsag og vertikale støtteskiner.



Figur 6.1: Illustrasjon som viser hvordan blokkprøvene deles opp med tilhørende dimensjoner, og hvordan hver blokkprøve-del benyttes til geotekniske undersøkelser.

For hver 11 cm høye blokkprøve-del til treksialforsøk, er det potensielt mulig å gjennomføre fire treksialforsøk per del. Det er derfor mulig å kutte og trimme sylinderprøver for å gjennomføre totalt åtte treksialforsøk per blokkprøve. Med bakgrunn i lagringstid etter åpningsdato og visuell kontroll av blokkprøven, varierte det om hver treaks-del ble utnyttet til to eller fire treksialforsøk. Som oftest ble hver del utnyttet til to treksialforsøk for å forhindre mest mulig prøveforstyrrelse.

En tabellert oversikt over alle blokkprøvene med tilhørende dybde vises i tabell 6.1. som tabellen viser ble ikke alle blokkprøvene åpnet for laboratorieundersøkelser.

Tabell 6.1: Oversikt over alle blokkprøver med dybde, prøvetakingsdato og dato for åpning av blokkprøven ved laboratoriet. Alle datoer gjelder for 2020. * = Blokkprøve som ble åpnet, undersøkt og testet av Multiconsult.

Blokk	Dybde [m]	Prøvetakingsdato	Åpningsdato
1	5,00-5,35	26.02	03.03
2	5,35-5,70	26.02	<i>Uåpnet</i>
3	5,70-6,05	26.02	<i>Uåpnet</i>
4	6,05-6,40	26.02	10.03
5	6,40-6,75	27.02	<i>Uåpnet</i>
6	6,75-7,10	27.02	<i>Uåpnet</i>
7*	7,10-7,45	27.02	25.03
8	7,45-7,80	27.02	<i>Uåpnet</i>
9	7,80-8,15	27.02	28.04
10	8,15-8,50	27.02	<i>Uåpnet</i>
11*	8,50-8,85	27.02	30.03
12	8,85-9,20	27.02	12.03

6.2 Utførte laboratorieundersøkelser

Alle laboratorieundersøkelser ble utført fra begynnelsen av mars til begynnelsen av mai. Videre presenteres en beskrivelse av hver blokk, samt utførte undersøkelser for hver blokk.

Blokk 1 - Dybde 5,00-5,35 m:

Dette er den øverste, og dermed første blokkprøven etter ågringen, og den bar derfor preg av tilsynelatende prøveforstyrrelse. Utførte rutineundersøkelser er vanninnhold, Atterbergs grenser, korndensitet, tyngdetetthet og konus. I tillegg ble ett CRS ødometerforsøk utført fra den øverste delen av blokkprøven, men hovedsakelig ble det utført som testforsøk for å forsikre at utstyret og prosedyrene var i orden.

Blokk 4 - Dybde 6,05-6,40 m:

Denne blokkprøven ble åpnet to dager før nedstegningen av NTNU, og det ble derfor kun tid til konusforsøk, ett CAUa treaksialforsøk og ett CRS ødometerforsøk, inkludert vanninnhold og tyngdetetthet.

Blokk 7 - Dybde 7,10-7,45 m:

Multiconsult overtok denne prøven, og alle undersøkelser ble derfor utført på deres geotekniske laboratorium i Trondheim. De utførte alle geotekniske rutineundersøkelser, tre treaksialforsøk (to CAUa og ett CAUp) og tre CRS ødometerforsøk (hvorav to med av- og rebelastning).

Blokk 9 - Dybde 7,80-8,15 m:

Blokkprøven ble åpnet og undersøkt på laboratoriet ved NTNU da laboratoriet med treaksialapparatene åpnet etter nedstegningen grunnet pandemien. Totalt ble det utført fire CAUa-

forsøk, hvorav det ene forsøket ble utsatt for en kunstig overkonsolidering som skulle simulere at terrenget og grunnvannstanden lå henholdsvis fem og tre meter over det som gjelder dagens situasjon.

Blokk 11 - Dybde 8,50-8,85 m:

Denne blokkprøven ble også overtatt av Multiconsult, og alle undersøkelser ble derfor utført på deres geotekniske laboratorium i Trondheim. De utførte alle geotekniske rutineundersøkelser, tre treaksialforsøk (to CAUa og ett CAUp) og tre CRS ødometerforsøk (hvorav to med av- og rebelastning).

Blokk 12 - Dybde 8,85-9,20 m

Blokkprøven ble åpnet, og delvis kuttet opp og preparert, samme dag som nedstegningen, men ble raskt pakket sammen igjen, før den nederste delen av prøven ble undersøkt to og en halv måned senere. Det ble utført ett CAUa-forsøk, samt registrering av vanninnhold.

I tillegg til blokkprøvene fra A5, er også undersøkelsene av 54 mm-sylinderprøvene fra A4, utført av studentgrupper i TBA4110 høsten 2019, inkludert i videre presentasjoner av undersøkelser og resultater.

6.3 Ødometerforsøk

6.3.1 Spenningshistorie

Kjennskap til spenningshistorien til jorda er viktig for å vite hvordan jorda reagerer på belastninger. Det skilles hovedsakelig mellom normalkonsolidert (NC) og overkonsolidert (OC) leire. NC-leire er kun konsolidert av egenvekten sin, mens OC-leiren har tidligere blitt utsatt for større belastninger i tillegg til nåværende belastning. Tidligere belastninger kan eksempelvis være isbreer, eroderte sedimenter og høyere havnivå.

Den nære sammenhengen mellom en leires fasthet og effektiv prekonsolideringsspenning, p'_c , som blant annet vises med SHANSEP-metoden, gjør det relevant å studere den kvartærgeologiske historien i området hvor fastheten skal bestemmes. For bestemmelse av p'_c er antatt tidligere havbunn en nyttig referanse å etablere [NIFS, 2014b]. Dette kan deretter sammenliknes med laboratorieundersøkelser, samt CPTU-resultater, for å få et sammensatt og helhetlig inntrykk av hvordan den geotekniske og geologiske situasjonen har utviklet seg. Ødometerundersøkelser av god kvalitet bidrar sterkt til en slik vurdering av spenningshistorie.

For å bestemme jordas spenningshistorie kan det utføres ødometerforsøk hvor prøven utsettes for en vertikal belastning. Aksial deformasjon tillates mens deformasjon i radial retning forhindres, noe som gir en endimensjonal deformasjonstilstand. Under forsøket registreres vertikal deformasjon (δ), vertikal spenning (σ_v) og poretrykk (u).

6.3.2 CRS-forsøket

For blokkprøvene (A5) og halvparten av sylinderprøvene (A4) er det valgt å utføre ødometerforsøket med kontinuerlig tøyningshastighet - også kalt CRS-forsøk (Constant Rate of Strain). Ødometerforsøket er en forenkling av virkeligheten ettersom radial deformasjon ikke tillates, men resultatene gir tilstrekkelig grunnlag for videre betraktninger [Statens Vegvesen, 2016]. Ødometerresultatene kan også benyttes til å tolke nødvendige parametere for setningsberegninger, men i dette prosjektet fokuseres det hovedsakelig på parametere som gir informasjon om spenningshistorien siden de er nødvendige for å finne mest korrekt skjærstyrke, samt de grunnleggende parameterene deformasjonsmodulen, M , og konsolideringskoeffisienten, c_v .

Gjennomsnittlig effektivspenning, σ'_m , i prøven beregnes på følgende måte (likning 6.1):

$$\sigma'_m = p' = \sigma_v - \frac{2}{3}u_b \quad (6.1)$$

Uttrykket over er utledet med en antakelse om at poretrykksfordelingen har en parabolisk form over prøvehøyden - derav $\frac{2}{3}u_b$.

Uttrykket for tøyning, ϵ , er som følgende (likning 6.2):

$$\epsilon = \frac{\delta}{H_0} \quad (6.2)$$

der H_0 er den initielle prøvehøyden på 20 mm.

Deformasjonsmodulen, M , gir uttrykk for stivheten til prøven hvor kun vertikal deformasjon tillates. Et eksakt uttrykk for M er ikke utviklet, men det er anbefalt å bruke den generelle definisjonen av uttrykket (likning 6.3):

$$M = \frac{d\sigma'}{d\epsilon} = \frac{\sigma_{v_i} - \sigma_{v_{i-1}}}{\epsilon_{v_i} - \epsilon_{v_{i-1}}} \quad (6.3)$$

Konsolideringskoeffisienten beskriver tiden det tar for materialet å drenere porevann ved økt poretrykk, og er gitt ved følgende uttrykk (likning 6.4):

$$c_v = \frac{d\sigma}{dt} \cdot \frac{1}{u_b} \frac{H^2}{2} \quad (6.4)$$

hvor

- $H = H_0(1 - \epsilon) =$ dreneringsdistansen

Statens Vegvesen [2016] anbefaler tøyningshastighet fra 0,0033 til 0,0067 mm/min for kvikkleirer, og opptil 0,0083 mm/min for siltige leirer.

6.3.3 IL-forsøket

For den resterende halvparten av sylindereprøvene i A4 ble det utført trinnvise ødometerforsøk - også kalt IL-forsøk (Incrementally Loaded). Metoden og benyttede parametere er basert på undervisningsmaterialet fra TBA4110 Geoteknikk, felt- og laboratorieundersøkelser av Emdal et al. [2017]. Effektivspenningen i IL-forsøket er lik det siste lasttrinnet for hvert lastinkrement, ettersom poretrykket teoretisk sett går mot null. Gjennomsnittlig effektivspenning, σ'_m , beregnes dermed som følgende (likning 6.5):

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{v,i} + \sigma'_{v,i-1}}{2} \quad (6.5)$$

hvor $\sigma'_{v,i}$ er effektiv vertikalspenning for lasttrinn i .

Deformasjonsmodulen, M , beregnes som spenningsendringen i hvert lasttrinn, i , relativt til tøyningendringen i hvert lasttrinn, i , og har dermed følgende uttrykk (likning 6.6):

$$M = \frac{\sigma_{v,i} - \sigma_{v,i-1}}{\epsilon_i - \epsilon_{i-1}} \quad (6.6)$$

Konsolideringskoeffisienten, c_v , beregnes etter Taylors metode (likning 6.7):

$$c_v = \frac{0,848H^2}{t_{90}} \quad (6.7)$$

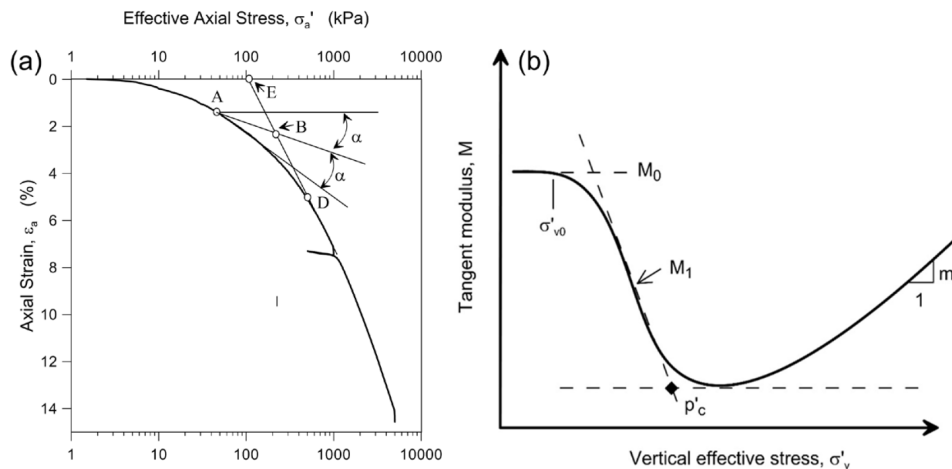
hvor t_{90} er et mål for konsolideringstiden, der 90 % av konsolideringen for hvert lasttrinn antas ferdig.

Tidsmotstandstallet, r_s , er stigningen til tidsmotstanden, R , plottet mot tiden, t , hvor $R = \frac{dt}{dc}$. Tidsmotstandstallet beregnes derfor som følgende (likning 6.8):

$$r_s = \frac{dR}{dt} \quad (6.8)$$

Prekonsolideringsspenning og overkonsolideringsgrad

Prekonsolideringsspenningen, p'_c , ble tolket ut i fra Janbus og Casagrandes metode, som presentert i figur 6.2. I følge Paniagua et al. [2016] gir begge metodene en god indikasjon på p'_c .



Figur 6.2: Metoder for tolkning av p'_c . a) Casagrandes metode, b) Janbus metode (bilde fra Paniagua et al. [2016]).

Overkonsolideringsgraden, OCR, defineres av forholdet mellom tidligere belastninger, p'_c , og nåværende belastning, p'_0 , som vist i ligning 6.9.

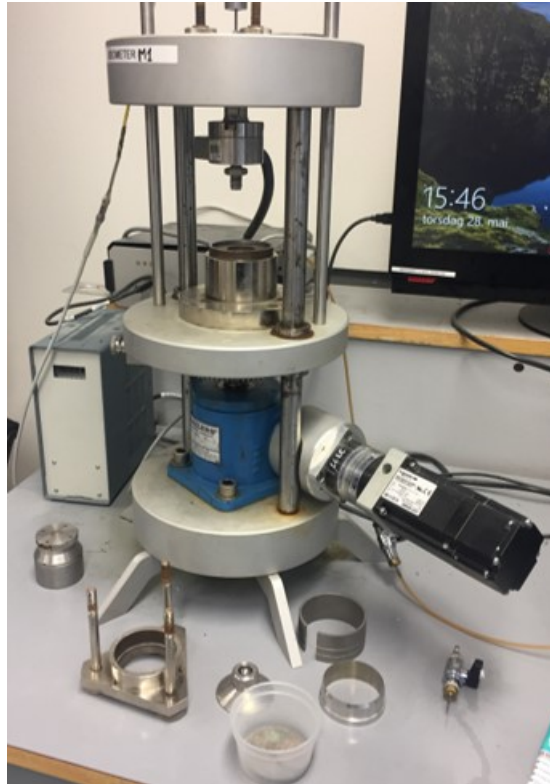
$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (6.9)$$

6.3.4 Metode

Utførelsen av innbyggingen i forkant av ødometerforsøkene med benyttet utstyr, og prosedyrene for CRS- og IL-forsøket, beskrives videre.

Innbygging: En representativ del av jordprøven ble forsiktig skåret inn i en ødometerring som var smurt med olje, og ble deretter trimmet med en trådkutter. Dette ble utført med en ødometer-kutter. Ødometerringen med prøven ble først omsluttet med mettede steinfiltre i topp og bunn. Systemet ble sørget for å være mettet når prøve og filtre ble plassert på sokkelen av apparatet (figur 6.3). Etter prøven ble plassert i apparatet ble festeskruene jevnt strammet. Deretter ble toppstykket plassert direkte på øvre filter, og last- og poretrykksmålere ble nullstilt, før

sokkelen forsiktig ble hevet slik at det akkurat ble oppnådd kontakt mellom toppstykke og lastmåler. I dette nivået ble bunnplataet låst, og det ble påført en last. Når kontaktrykket nådde rundt 2-3 kPa, ble lastpåføringen stoppet, væskekompartimentet i ødometersokkelen ble lukket og deformasjonen ble nullstilt. Deretter ble ødometerforsøket satt i gang, enten med konstant tøyningshastighet (CRS) eller trinnvis belastning (IL). Vanninnhold og tyngdetetthet ble registrert for alle ødometerforsøk.



Figur 6.3: Ødometerapparatet med lastmåler og tilhørende komponenter.

CRS-forsøket: Tøyningshastigheten ble satt til 0,005 mm/min for CRS-forsøkene utført ved NTNU-laboratoriet, mens Multiconsult praktiserte en tøyningshastighet lik 0,002 mm/min. Totalt 8 CRS-forsøk ble utført for blokkprøvene, hvorav 3 ble utført med av-/rebelastning etter ønske fra Multiconsult, og totalt 7 CRS-forsøk ble utført for sylinderprøvene.

IL-forsøket: Belastningen for IL-forsøket skjer trinnvis inkludert hviletrinn, med første belastning lik 12,5 kPa, og deretter videre helt opp til 1200 kPa med totalt 10 lasttrinn.

6.4 Treksialforsøk

Hovedsakelig er det treksialforsøket som brukes til å finne de mest pålitelige skjærstyrkeparameterene for en jordprøve. Ønskede skjærstyrkeparametere er attraksjon, a , friksjonsvinkel, ϕ , og udrenert skjærfasthet, S_u . For at disse parameterene skal være gode representanter for kohe-sjonsjorda som befinner seg in situ, er det viktig at treksialforsøket utføres med nøyaktighet og forsiktighet.

6.4.1 Konsolideringsfase

For at et treksialforsøk skal gi en best mulig indikasjon på S_u , er det viktig at jordprøven er utsatt for spenninger som tilsvarende jordas tilstand in situ før selve skjærforsøket starter. Dette oppnås ved at prøven utsettes for konsolideringsspenninger som vanligvis tilsvarende effektivspenningene [NIFS, 2014b]. Konsolideringen kan utføres enten isotrop eller anisotrop. For grunne prøver (2-3 meter under terreng) vil det være reelt å anta en isotrop spenningstilstand i jorda, men for dypere prøver er det ofte hensiktsmessig å anta anisotropi [Statens Vegvesen, 2016].

Effektivspenningene for aktuell dybde finnes ved å vite jordas tyngdetetthet og poretrykket in situ. For anisotrop spenningstilstand er valg av hviletrykkskoeffisienten K'_0 en stor utfordring. Definisjonen av K'_0 er forholdet mellom effektiv horisontal og vertikal spenning, som vist i ligning (6.10).

$$K'_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (6.10)$$

Bestemmelse av K'_0 kan være vanskelig. Velges det ukorrekte spenningsverdier i konsolideringsfasen kan prøven bli utsatt for uønskede skjærspenninger som bidrar til ytterlige prøveforstyrrelser og dermed ukorrekte s_u -verdier. I tillegg til jordas tyngdetetthet og poretrykkssituasjonen ved de ulike dybdene, påvirkes K'_0 i stor grad av OCR, og om prøvenes initiale lokasjon var i flatt terreng eller i bunnen av ei skråning.

Brooker og Ireland [1965] undersøkte om K'_0 kunne bestemmes relatert til spenningshistorie, og utførte undersøkelser på idealiserte jordtyper som hadde tørket, blitt siktet gjennom 40 mm-sikt, og deretter tilsatt vann som rekonstruerte en flyteindeks, I_L , på 0,5. Undersøkelsene viste at K'_0 avhenger sterkt av OCR og plastisitetsindeks, I_p . L'Heureux et al. [2017] presenterte retningslinjer og korrelasjoner for å bestemme K'_0 for norske leirer. Her kom det fram at K'_0 for

norske leirer *ikke* var like avhengig av I_p som undersøkelsene til Brooker og Ireland [1965] viste, og likning 6.11 ga best tilpasning i regresjonsanalysen:

$$K'_0 = 0,53 \cdot OCR^{0,47} \quad (6.11)$$

Som nevnt tidligere kan valg av lav K'_0 gi uønskede skjærspenninger i prøven, og i verste fall kan prøven gå til brudd allerede i konsolideringsfasen. In situ gjennomsnittseffektivspenninger σ'_m bestemmes som

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_v + 2\sigma'_h) = \frac{\sigma'_v}{3} (1 + 2K'_0) \quad (6.12)$$

hvor σ'_v = effektiv vertikalspenning $\sigma'_h = K'_0 \sigma'_v$ = effektiv horisontalspenning

K'_0 kan variere fra 0,4-0,5 til cirka 1,0, noe som medfører at σ'_m varierer fra 0,6 σ'_v til 1,0 σ'_v . Ofte velges en litt høyere K'_0 -verdi for konsolideringsfasen. Emdal et al. [2017] foreslår videre at konsolideringsspenningene bestemmes innenfor intervallet $(0,8-1,2)\sigma'_v$.

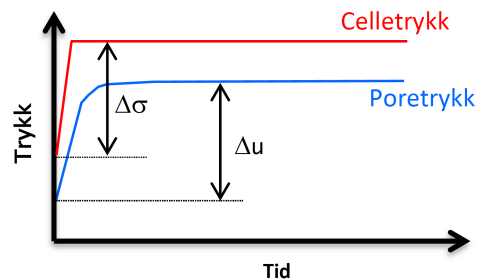
6.4.2 Metning

Metning av systemet utføres for å oppnå pålitelige poretrykkmålinger ved udrenert brudd. Metningsfasen kan utføres både før og etter konsolideringen. Den mest utbredte praksisen blant geotekniske laboratorier er å gjennomføre metningen etter konsolidering, og det vil også være tilfellet videre i dette prosjektet.

Metningsfasen utføres ved at det settes på et baktrykk parallelt som at det settes på et celletrykk. Dette gjør at effektivspenningene i prøven forblir uforandret, samtidig som at porøse steinfilter, filterpapir, poretrykkmåleren og prøven mettes. Luftbobler, som potensielt kan forstyrre målingene, krympes sammen og ansees som at de løser seg opp i vannet. Standard Norge [2018] anbefaler å øke celle- og baktrykksverdien rundt 300 kPa, og Statens Vegvesen [2016] anbefaler en tilsvarende trykkøkning på 200-500 kPa. Den observerte baktrykksøkningen ved celletrykk-inkrementene kreves å være minst 90 % av det korresponderende økende celletrykket, men det settes ingen krav til hastighet for trykkøkningen. Etter at det ønskede bak- og celletrykket er nådd bør prøven ha et hviletrinn før neste steg utføres. Her er det også ulik praksis for hvor langt dette hviletrinnet skal være, men vanligvis er det mellom 10-30 minutter [Standard Norge, 2018].

6.4.3 B-test

For å kontrollere om metningen har vært tilfredsstillende kan det utføres en B-test. Testen er ment for å dokumentere systemets respons ved spenningsendringer slik at poretrykksmålingene er tilstrekkelig. Med andre ord er det en forsikring om at systemet og prøven er klar for bruddtesten. Prosessen går ut på at celletrykket økes isotropt for en udrenert tilstand, og en påfølgende økning av poretrykket registreres [Standard Norge, 2018]. Figur 6.4 viser en grafisk framstilling av hvordan testen gjennomføres.



Figur 6.4: Grafisk framstilling av hvordan B-testen gjennomføres. Figur fra Statens Vegvesen [2016] (noe modifisert).

B-verdien defineres som forholdet mellom endring i registrert poretrykk Δu og endring i celletrykk $\Delta\sigma$ som vist i ligning (6.13).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma} \quad (6.13)$$

Økningen av celletrykket i B-testen er avhengig av initielle effektivspenningsforhold og ønsket spenningsnivå, men det er anbefalt at økningen er 10-100 kPa [Standard Norge, 2018]. Statens Vegvesen [2016] foreslår en celletrykksøkning på 10 kPa for normalkonsoliderte leirer, og 10-10 kPa for overkonsoliderte leirer.

Metningen betraktes som ferdig når B-verdien er minst 0,95. B-verdien kan øke med tiden, og hvis den ønskede verdien ikke er nådd innen 10 minutter etter celletrykksøkningen, bør et høyere baktrykk påføres slik at samme prosedyre kan gjentas med et tilsvarende høyere celletrkk. Hvis gjentakelsen ikke medfører en forandring i B-verdi kan metningen antas som ferdig, og prøven er klar for å kjøres til brudd [Standard Norge, 2018].

6.4.4 Skjærforsøk

Skjærforsøket, hvor belastningen fører til brudd i prøven, utføres i enten drenert eller udrenert tilstand. For dette prosjektet vil det kun være aktuelt å utføre skjærforsøket i en udrenert tilstand ettersom leiren kan antas tilnærmet impermeabel. Skjærforsøket kan utføres på fire forskjellige måter, avhengig av om testen skal utføres aktivt eller passivt, og hvilke belastningsforhold som er relevante. De fire forskjellige typene er presentert i tabell 6.2.

Tabell 6.2: De fire ulike typene skjærbelastning. σ_a er aksial spenning, σ_r er radial spenning [Statens Vegvesen, 2016].

Type	σ_a	σ_r
Aktiv	Øker	Konstant
Aktiv	Konstant	Avtar
Passiv	Avtar	Konstant
Passiv	Konstant	Øker

Type skjærbelastning må velges ut ifra relevante spenningsforhold in situ. Tøyningshastigheten under skjærfasen bør velges med hensyn til materiale. For fete leirer anbefales en tøyningshastighet på 1-2 %/time for fete leirer, og 3-4%/time for tynne, siltige leirer [Emdal et al., 2017]. Statens Vegvesen [2016] foreslår å utføre aktive forsøk med 2 %/time, og passive forsøk med 1,5 %/time. Valg av relevant tøyningshastighet er viktig ettersom det kan påvirke resultatet for S_u . Undersøkelser viser at høy tøyningshastighet kan gi høyere S_u enn for forsøk med lavere tøyningshastighet [Lunne og Andersen, 2007].

6.4.5 Metode

Treaksialforsøket kan i hovedsak deles inn i tre faser; innbyggingsfasen, konsolideringsfasen og skjærfasen.

Innbyggingsfasen: Utstyret som benyttes ved laboratoriet ved NTNU krever at jordprøven er sylinderformet med diameter lik 54 mm og høyde lik 100 mm. Et jordstykke av blokkprøven trimmes derfor ved bruk av et trimmeapparat og en oppstrammet streng, slik at korrekte dimensjoner oppnås. Trimmingen utføres forsiktig for at prøven ikke forstyrres og dermed opprettholder mest mulig av sin naturlige tilstand. Prøven omslutes først av fuktete papirfiltre, og deretter steinfiltre i topp og bunn, før prøven plasseres på pidestallen. Filterne av stein settes ved bruk av ultralydbad og luftfritt vann. Avslutningsvis omslutes prøven av en tett gummimembran forseglet av o-ringer, før cellebeholderen føres på og cella fylles med vann (figur 6.5). Alle

komponenter som inngår i poretrykksystemet gjennomspyles og mettes av luftfritt vann for at poretrykksresponsen blir så nøyaktig som mulig, og dette gjøres både før og etter prøven bygges inn. Et celletrykk på 10 kPa påføres for at vann ikke trenger inn mellom prøven og membranen i løpet av spylingen.



Figur 6.5: Til venstre: Pedestall, bunnstykke og toppstykke. Midten: Klar prøve med gummimembran og o-ringer. Til høyre: Klar prøve med cellebeholder.

Konsolideringsfasen: Hver prøve konsolideres ut i fra antatte in situ effektivspenninger, basert på densitet, poretrykkssituasjon og prøvetakingsdybde. Valg av K'_0 har hovedsakelig blitt bestemt ut i fra OCR tolket fra ødometerforsøkene. Flere av forsøkene ble også kjørt i samarbeid med MSc. Niklas Engrebetsen, som skriver oppgave om valg av K'_0 og hvilken betydning det har for resultatet av treksialforsøket. Derfor har konsolideringsspenningene for samme dybder variert noe, samtidig som at σ'_m har forblitt konstant.

For treksialforsøkene utført ved NTNU, ble konsolideringsspenningene påført med en hastighet 2 kPa/min, hvor celletrykket påføres før aksiallasten. Multiconsult benyttet samme metode for lastpåføring, men med en mer forsiktig spenningsøkning med hastighet på 0,33-0,39 kPa/min. Konsolideringen varte fra 15-20 timer for hver prøve, og prøven sto med konsolideringsspenninger vanligvis over natta.

Skjærfasen: Før selve skjærforsøket startet, ble systemet mettet. Multiconsult praktiserte en baktrykksøkning på 500 kPa, mens forsøkene utført ved NTNU praktiserte en baktrykksøkning på 500-600 kPa. Baktrykket ble for noen forsøk økt utover disse verdiene, avhengig av oppnådd B-verdi. Ved NTNU-laboratoriet ble kun aktive skjærforsøk utført. Totalt ble det utført 6 aktive

skjærforsøk ved NTNU, med tøyningshastighet lik 2 %/time. Multiconsult utførte 4 aktive skjærforsøk, samt 2 passive skjærforsøk, og alle med tøyningshastighet lik 1,2 %/time. Aktive forsøk ble utført med økende σ_a og konstant σ_r , og passive forsøk ble utført med avtakende σ_a og konstant σ_r .

Alle treksialforsøk på blokkprøvene ble utført som metoden beskrevet over. Studentgruppens treksialforsøk på sylinderprøvene ble utført med tidsbegrensninger, hvor konsolideringspenningene ble påført umiddelbart, varigheten av konsolideringen var totalt 1-2 timer, og skjær-fasen ble startet direkte etter konsolideringen uten metning og B-test.

6.5 Prøveforstyrrelse

Det er kjent innenfor geoteknikkens fagfelt at 54 mm sylinderprøver ofte gir mekaniske tester av dårlig kvalitet, og for oppnåelse av høv kvalitetsprøver er det nødvendig med blokkprøver. På grunn av økonomiske rammer og praktiske forhold, er prøvetakinger av blokkprøver relativt sjelden for mange prosjekter.

Prøvekvalitet av ødometer- og treksialforsøk baseres ofte på mengden utpisset porevann under rekonsolideringen til in situ-spenninger, altså den volumetriske tøyningen, $\Delta\epsilon_v$. Lenge ble prøve kvaliteten analysert ved å finne endring i porevolum relativt til endring initialt totalt prøvevolum [Andresen, 1980], som gir følgende forhold vist i likning 6.14:

$$\Delta\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6.14)$$

hvor

- ΔV = utpisset porevann i konsolideringsfasen til in situ-spenninger.
- V_0 = initialt totalt prøvevolum

Før ødometerforsøk vil den volumetriske tøyningen, $\Delta\epsilon_v$, være lik aksialtøyningen, $\Delta\epsilon_a$, opp til in situ vertikalspenning.

I senere tid er det blitt mer vanlig bestemme prøve kvaliteten ved å bruke poretallsforholdet, $\frac{\Delta e}{e_0}$ - et mål på endring i porevann relativt til initial porevolum [Lunne et al., 1997], vist i likning 6.15.

$$\frac{\Delta e}{e_0} = \Delta \epsilon_v \cdot \frac{1 + w \cdot \rho_s}{w \cdot \rho_s} \quad (6.15)$$

Merk at likning 6.15 gjelder for fullmettede prøver.

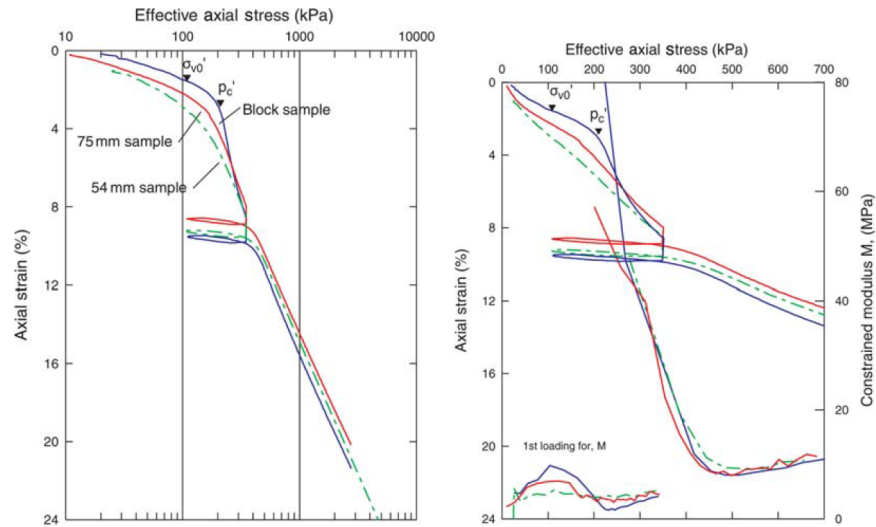
Det ble argumentert for at det er rimelig å anta at visse endringer i porevolum vil føre til økende forstyrrelse av jordskjelettet ved avtakende initialt porevolum, og poretallsforholdet i likning 6.15 tar hensyn til denne sammenhengen [Lunne et al., 1997]. Tabell 6.3 definerer hvordan prøve kvaliteten bestemmes basert på likning 6.15.

Tabell 6.3: Rangering av prøve kvaliteten for bestemmelse av mekaniske parametere [Lunne et al., 1997].

	OCR	Meget god til utmerket	God til bra	Dårlig	Meget dårlig
$\Delta e/e_0$	1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
	2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10

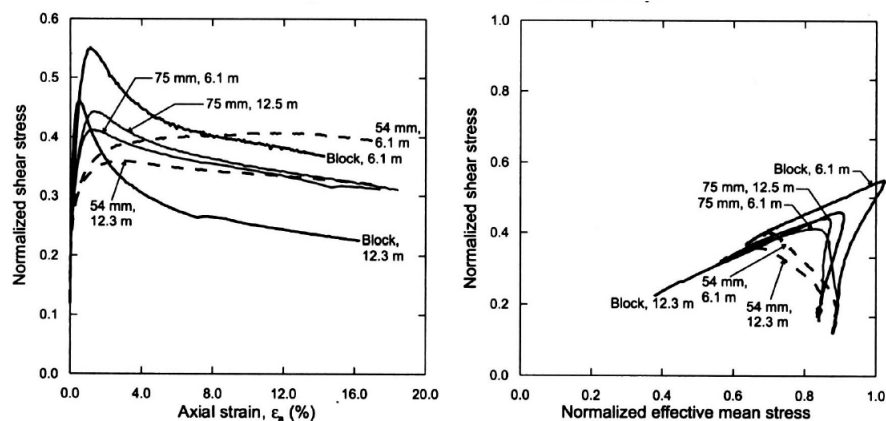
Rangeringen av prøve kvaliteten i henhold til tabell 6.3 gjelder kun for bestemmelse av mekaniske parametere.

Effekten av prøveforstyrrelser har blitt undersøkt ved å utføre parallelle forsøk av blokkprøver og sylindrerprøver. Blant andre NGI har gjennomført tilsvarende undersøkelser for blokkprøver med diameter på 250 mm og sylindrerprøver med diameter lik 54 mm. Prøve kvaliteten for de fleste blokkprøvene var rangert til 'meget god til utmerket', med noen unntak av 'god til bra'. Majoriteten av sylindrerprøvene ble rangert til 'dårlig', med noen unntak av 'god til bra'. Sammenlikninger av ødometerforsøk viste at tolkede prekonsolideringsspenninger var 20-30 % lavere for 54 mm sylindrerprøver enn for blokkprøver [Lunne et al., 2011a]. En sammenlikning av ødometerresultatene fra blokkprøver og sylindrerprøver, av både 75 og 54 mm, vises i figur 6.6.



Figur 6.6: Et utvalg av ødometerresultatene vist med spenning-tøyningsplott fra prøve kvalitetsundersøkelsen til NGI [Lunne et al., 2011a].

NGI utførte også tilsvarende undersøkelser på aktive (CAUa) og passive (CAUp) treksialforsøk, samt direkte skjær-forsøk (DSS). Nesten alle blokkprøvene viste meget god til utmerket prøve kvalitet, mens 54 mm sylindprøvene havnet mellom kategoriene god til bra" og dårlig" [Lunne et al., 1997]. CAUa-forsøkene viste at blokkprøvene resulterte i en udrenert skjærstyrke, $S_{u,A}$, som var 20-90 % høyere enn sylindprøvene. Undersøkelsene viste også at CAUp- og DSS-forsøkene ikke påvirkes i like stor grad av prøveforstyrrelser som CAUa-forsøkene viste. Det vil si at anisotropi-forholdene - altså forholdene $S_{u,D}/S_{u,A}$ og $S_{u,p}/S_{u,A}$ - er større for blokkprøver enn for sylindprøver. For både blokk- og sylindprøver var $S_{u,D}$ omtrent lik $(S_{u,A} + S_{u,p})/2$.



Figur 6.7: Normaliserte spennings-tøyningskurver og spenningsstier fra CAUa-forsøkene i prøve kvalitetsundersøkelsen til NGI [Lunne et al., 2011b].

Kapittel 7

Resultater

Videre presenteres resultatene fra laboratorieundersøkelsene. På grunn av nedstegningen av NTNU er mengden resultat svært begrenset i forhold til hva som var opprinnelig planlagt. Likevel er det forsøkt å benytte oppnådde resultater så godt som mulig for videre analyser. Alle laboratorieresultater presenteres også i Vedlegg B.

7.1 Rutineundersøkelser

I tabell 7.1 og 7.2 presenteres resultatene av rutineundersøkelser fra blokkprøvene. Undersøkelsene av blokkprøve 7 og 11 er utført av Multiconsult på grunn av stengt laboratorium på NTNU.

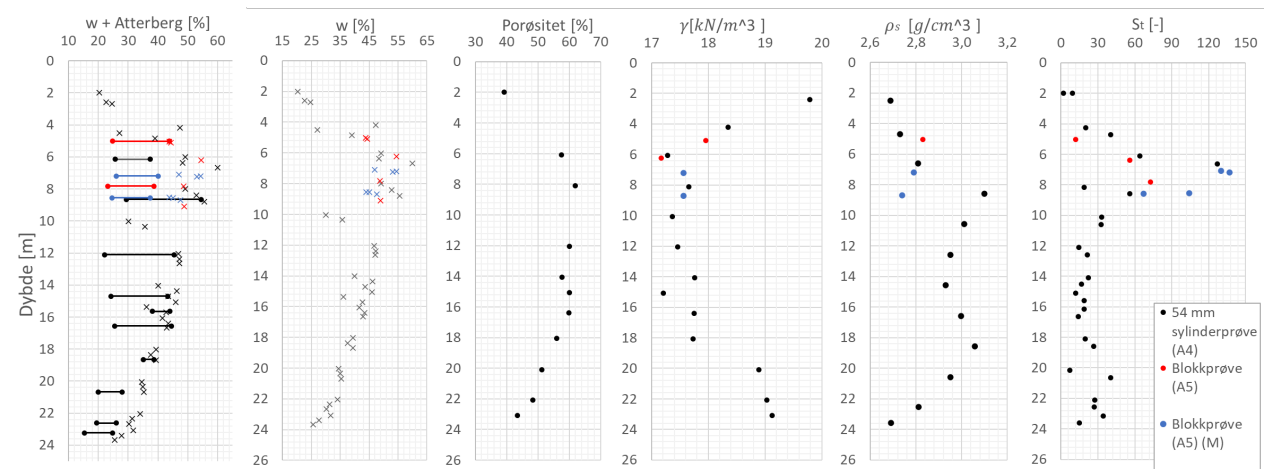
Tabell 7.1: Resultatene fra rutineundersøkelsene av blokkprøvene i A5. KF = Kornfordelingsanalyse.

Blokk	Dybde	Klassifisering	w [%]	w_p [%]	w_l [%]	I_p [%]	γ [kN/m ³]	ρ_s [g/cm ³]
1	5,03	Visuelt: Leire med siltlag	43,9	24,8	43,8	19,0	-	2,83
	5,1		44,3	-	-	-	18,0	-
4	6,22	Visuelt: Leire, noe lagdelt	54,5	-	-	-	17,2	-
7	7,10	KF: Kvikkleire	47,0	-	-	-	17,6	-
	7,20		54,4	26,0	40,0	14,0	17,6	2,79
	7,25		53,1	-	-	-	17,6	-
9	7,82	Visuelt: Leire, homogen	48,7	23,1	38,7	15,6	-	-
11	8,54	KF: Leire	43,9	-	-	-	17,6	-
	8,55		45,0	24,5	37,5	13,0	-	-
	8,70		47,6	-	-	-	-	2,74
12	9,10	Visuelt: Leire, homogen	48,9	-	-	-	-	-

Tabell 7.2: Resultatene av skjærstyrkeforsøkene fra rutineundersøkelsene av blokkprøvene i A5.

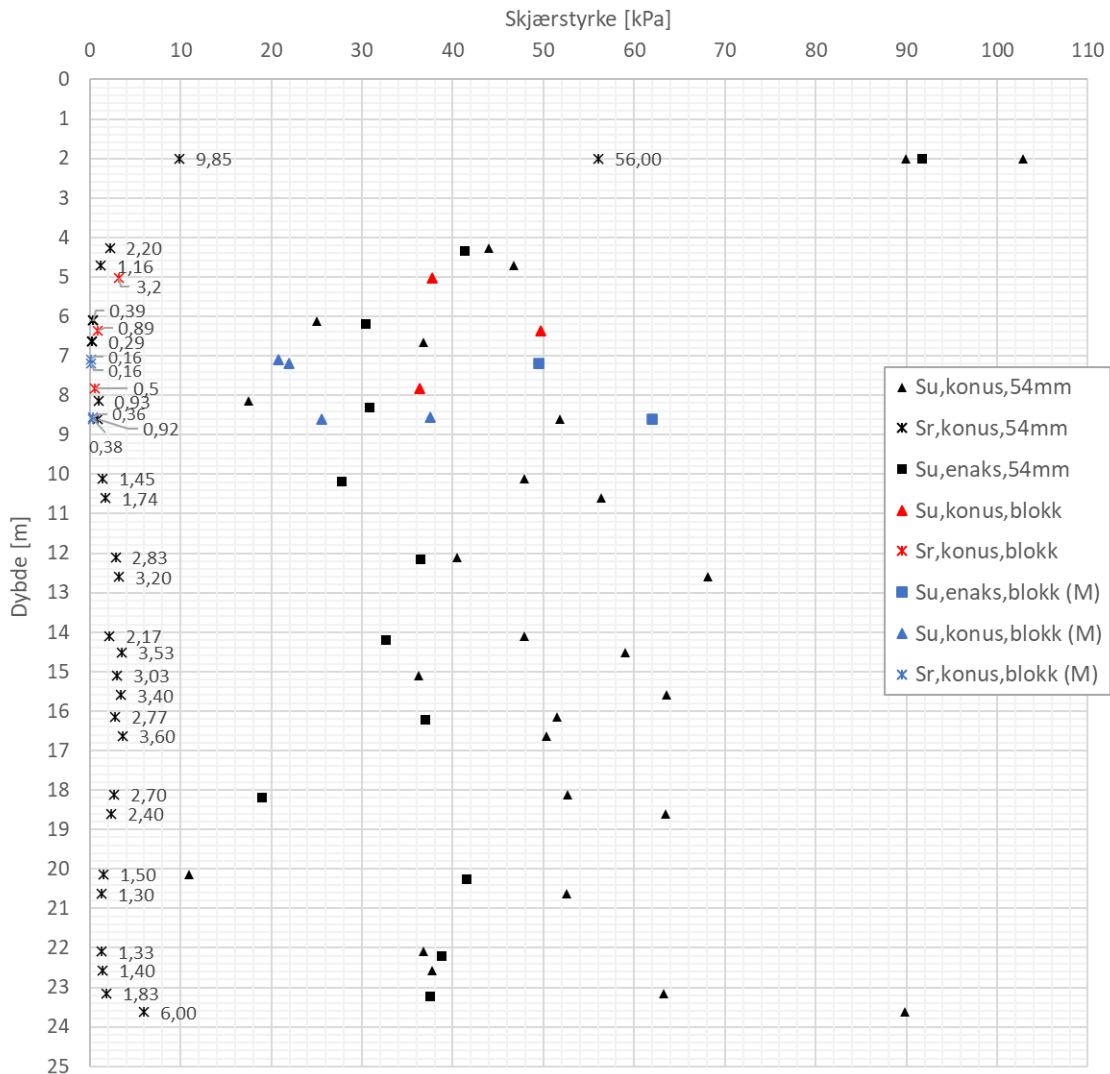
Blokk	Dybde	$S_{u,enaks}$	$S_{u,konus}$	$S_{r,konus}$	S_t
1	5,02	-	37,7	3,2	12
4	6,37	-	49,7	0,89	56
7	7,1	-	20,8	0,16	130
	7,2	49,5	21,9	0,16	137
9	7,82	-	36,3	0,5	73
11	8,55	-	37,5	0,36	104
	8,6	62,0	25,5	0,38	67

Resultatene av rutineundersøkelsene fra sylinderprøvene (utført av studentgrupper høsten 2019) og blokkprøvene presenteres grafisk i figur 7.1. Borpunkt A4 og A5 ligger nærme hverandre, og resultatene fra rutineundersøkelsene er derfor valgt å presenteres i samme plott.



Figur 7.1: Resultater av rutineundersøkelser fra 54 mm sylindrerprøver (A4) og blokkprøver (A5). (M) = resultater fra Multiconsult.

Det framkommer fra figur 7.1 at $w = 45-50\%$ i dybde 5-10 meter. Fra 12 meters dybde avtar w omtrent lineært fra 46 % til rundt 25 % ved 24 meters dybde. Atterbergs grenser viser en del spredning i dybde 5-10 meter, hvor både sylindrerprøver og blokkprøver har blitt undersøkt, med I_p , målt til 15-20 %. Atterberg-resultatene fra sylindrerprøvene lenger ned i dybden viser noe høyere I_p før den avtar igjen ved 18 meters dybde. Tyngdetettheten, γ , er relativt konstant i store deler av dybdeprofilen rundt $17,5-18,0 \text{ kN/m}^3$, med unntak av øvre og nedre del. Registrert korndensitet, ρ_s , viser stor variasjon for målingene fra sylindrerprøver og blokkprøver ved dybde 8 meter. Sensitiviteten, S_t , er desidert høyest fra dybde 6-10 meter, med verdier fra 50 og opp mot 130-140. Ellers i dybdeprofilen er S_t forholdsvis konstant rundt 10-25.



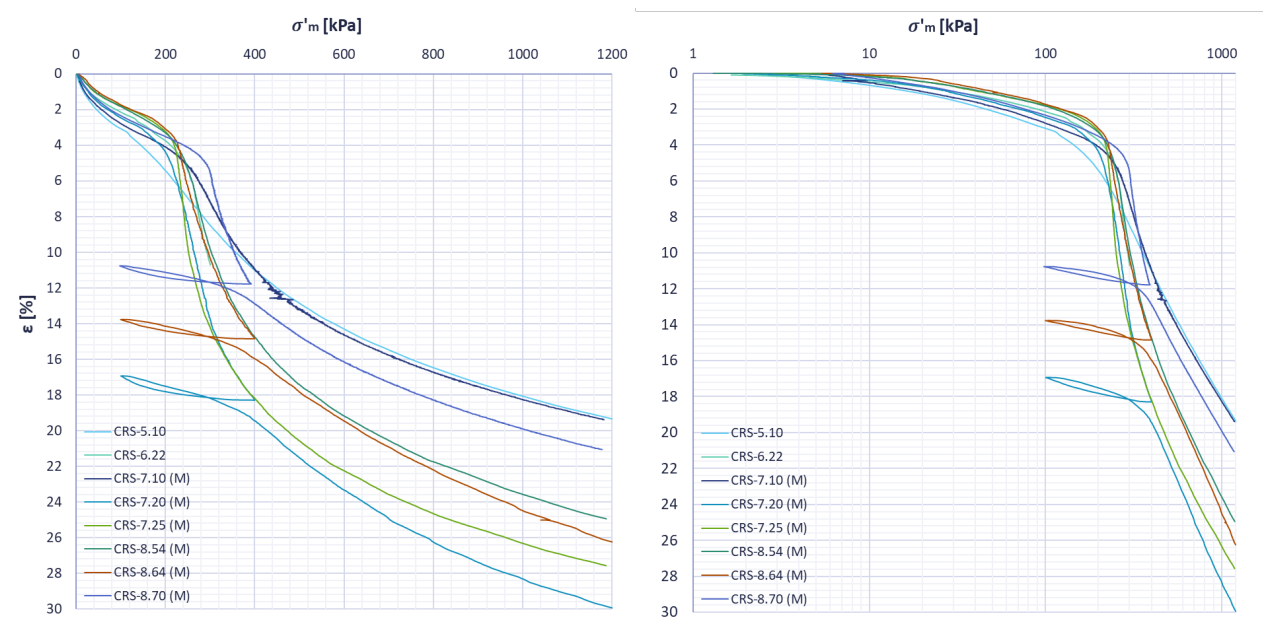
Figur 7.2: Resultat av konus- og enaksialforsøk fra 54 mm sylindrerprøver (A4) og blokkprøver (A5). (M) = resultater fra Multiconsult.

Figur 7.2 viser resultater av registrert maks skjærstyrke fra konus- og enaksialforsøkene, utført både på blokkprøver og sylindrerprøver fra punkt A5 og A4 i Høgskoledalen. Omrørt skjærstyrke, S_{ur} , fra dybde 6 til 11 meter karakteriseres som sprøbruddmateriale. Resultatene er uregelmessige for både blokkprøvene og sylindrerprøvene, men trenden fra konus- og enaksialforsøkene viser at skjærstyrken øker svakt med dybden.

7.2 Ødometerforsøk

Rådataen fra CRS-forsøket utført ved NTNU ble jevnet ved å ta gjennomsnittet av 50 målte verdier for at resultatene skal framstilles tydelig. En tilsvarende jevning av resultatene fra ødometerforsøkene som ble utført av Multiconsult var ikke nødvendig ettersom loggeintervallet ikke var like kort som ved NTNU. De aller fleste prøvene viser en tydelig overgang mellom overkonsolidert og normalkonsolidert område. Halvparten av forsøkene er av meget god til utmerket kvalitet, og den resterende halvparten er av god kvalitet, i følge Lunne et al. [2011b].

Alle resultater fra ødometerforsøkene vises i vedlegg B.2.



Figur 7.3: Spenning-tøyningskurver av CRS-forsøk fra blokkprøver i A5, både normal og logaritmisk spenningskala. (M) = resultater fra Multiconsult.

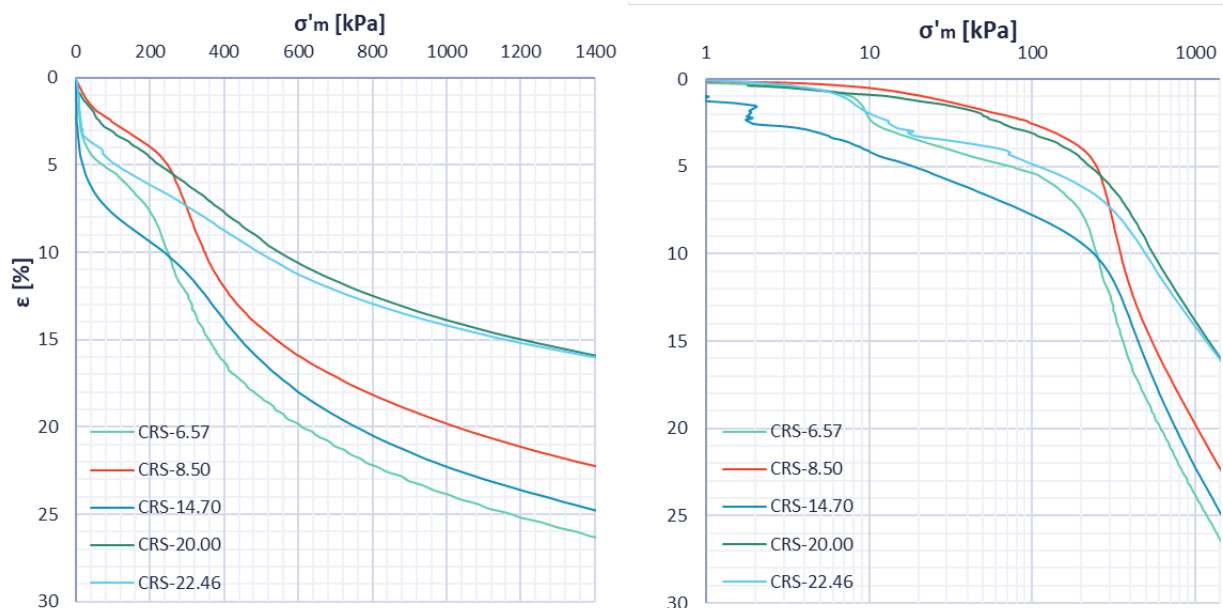
Tabell 7.3: Resultater fra ødometerforsøkene utført på blokkprøvene fra A5. (M) = resultater fra Multiconsult.

Prøve ID	Dybde [m]	Kote [m.o.h]	σ'_{v0} [kPa]	w [%]	γ [kN/m^3]	σ'_c [kPa]	OCR [-]	$\Delta\epsilon/\Delta t$ [mm/min]	ϵ_a [%]	$\Delta e/e_0$ [-]
CRS-5.10	5,10	29,96	53,35	44,3	17,95	210	3,94	0,005	2,19	0,0394
CRS-6.22	6,22	28,84	62,87	54,5	17,17	240	3,82	0,005	1,62	0,0268
CRS-7.10 (M)	7,10	27,96	70,35	47,0	17,60	250	3,55	0,002	2,27	0,0400
CRS-7.20 (M)	7,20	27,81	71,63	54,4	17,60	230	3,21	0,002	1,47	0,0244
CRS-7.25 (M)	7,25	27,86	71,20	53,1	17,60	225	3,16	0,002	2,01	0,0337
CRS-8.54 (M)	8,54	26,52	82,59	43,9	17,60	250	3,03	0,002	1,61	0,0295
CRS-8.64 (M)	8,64	26,42	83,44	45,0	17,60	230	2,76	0,002	1,49	0,0270
CRS-8.70 (M)	8,70	26,36	83,95	47,6	17,60	290	3,45	0,002	2,11	0,0373

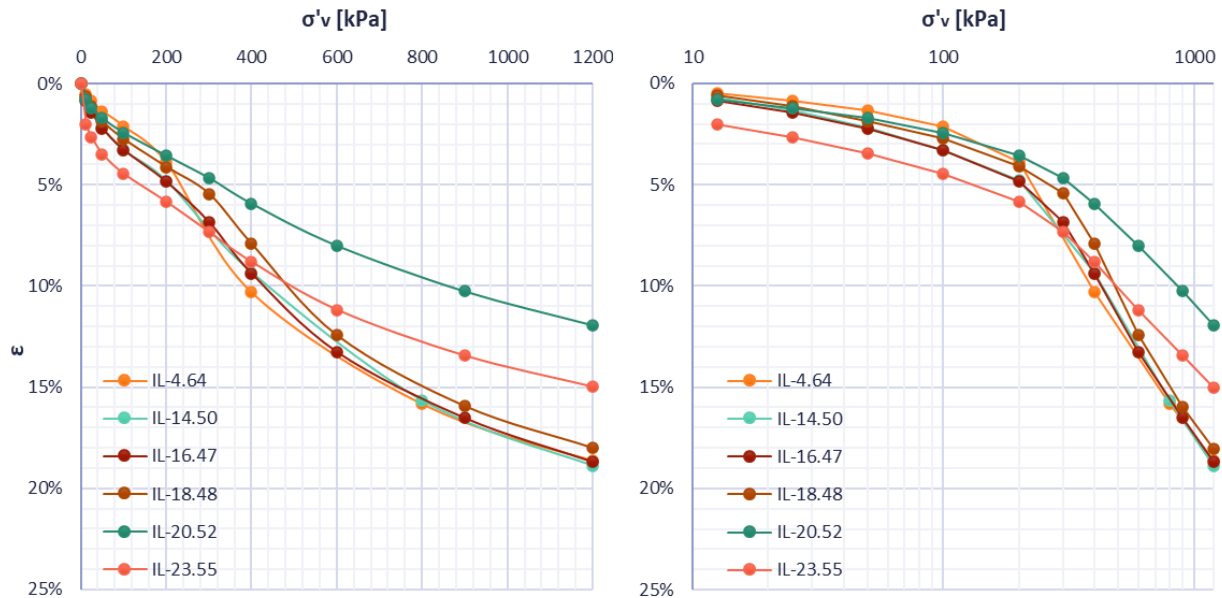
7.2.1 54 mm sylindrerprøver fra A4

Høsten 2019 ble det utført flere ødometerforsøk av studenter som deltok i kurset TBA4110 Geoteknikk, felt- og laboratorieundersøkelser. Totalt ble det utført 7 CRS-forsøk og 7 IL-forsøk (trinnvis). 2 av CRS-forsøkene og 1 av IL-forsøkene ble utført uten hell, og inkluderes derfor ikke videre.

Resultatene fra CRS- og IL-forsøkene presenteres henholdsvis i figur 7.4 og 7.5 som spenning-tøyningskurver. Både figur 7.4 og 7.5 viser varierende kvalitet for resultatene ettersom overgangen mellom NC- og OC-området ikke kommer like godt fram for alle forsøkene.



Figur 7.4: Spenning-tøyningskurver av CRS-forsøk fra sylindrerprøvene i A4, både normal og logaritmisk spennings-skala. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.



Figur 7.5: Spenning-tøyningskurver av IL-forsøk fra sylinderprøvene i A4, både normal og logaritmisk spennings-skala. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.

I henhold til Lunne et al. [2011a] hadde CRS-forsøkene fra sylinderprøvene dårlig prøvekvalitet.

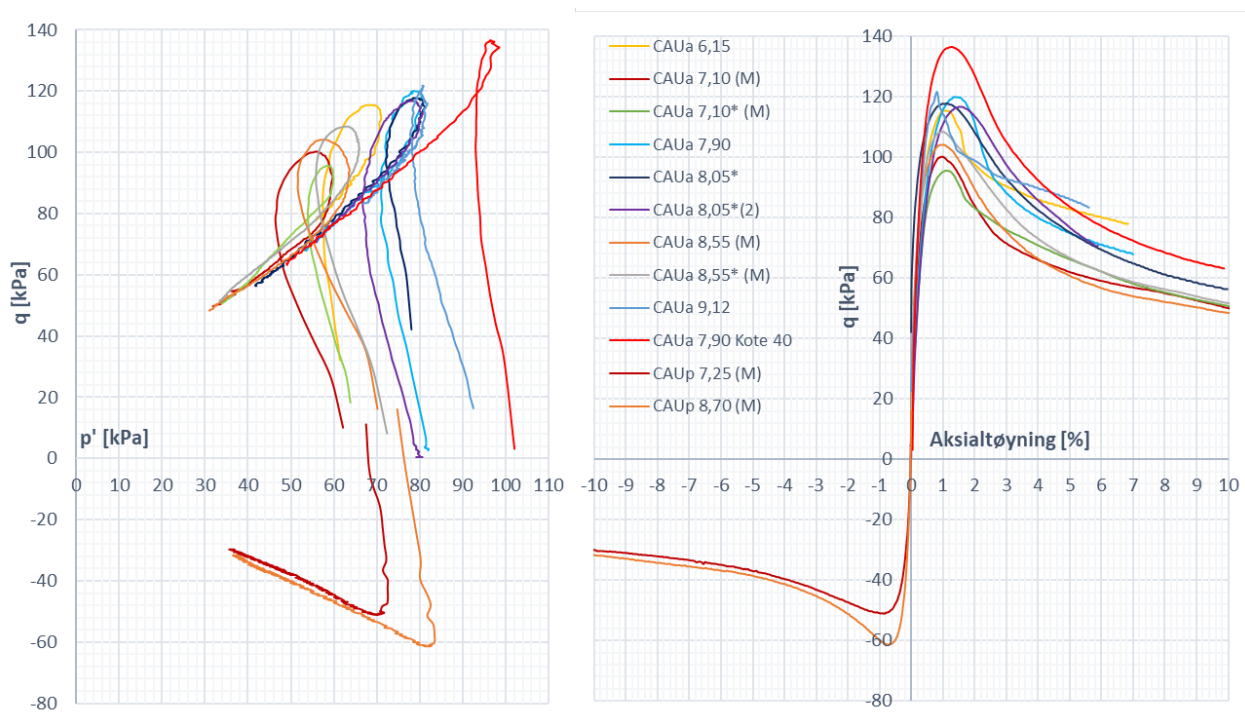
Tabell 7.4: Resultater fra ødometerforsøkene utført på sylinderprøvene fra A4. Forsøkene er utført av studentgrupper fra TBA4110.

Prøve ID	Dybde [m]	Kote [m.o.h]	σ'_{v0} [kPa]	w [%]	σ'_c [kN/m ³]	OCR [-]	$\Delta\epsilon/\Delta t$ [mm/min]	ϵ_a [%]	$\Delta e/e_0$ [-]
IL-4.64	4,64	30,26	49,4	27,1	220	4,45	-	-	-
CRS-6.57	6,57	28,33	65,8	48,3	220	3,34	0,0033	4,93	0,086
CRS-8.50	8,50	26,40	82,3	52,9	260	3,16	0,0033	2,31	0,037
IL-14.50	14,50	20,40	127,5	46,3	300	2,35	-	-	-
CRS-14.70	14,70	20,20	129,1	43,5	270	2,09	0,005	4,5	0,078
IL-16.47	16,47	18,43	143,4	43,4	280	1,95	-	-	-
IL-18.48	18,48	16,42	159,7	37,5	320	2,00	-	-	-
CRS-20.00	20,00	14,90	172,0	34,5	300	1,74	0,0033	4,16	0,082
IL-20.52	20,52	14,38	176,2	34,9	350	1,99	-	-	-
CRS-22.46	22,46	12,44	191,9	31,3	350	1,82	0,0033	6,07	0,130
IL-23.55	23,55	11,35	200,8	25,6	300	1,49	-	-	-

7.3 Treksialforsøk

Figur 7.6 presenterer resultatene av alle treksialforsøkene utført på blokkprøver fra Høgskoledalen i punkt A5. Totalt ble det utført 10 CAUa-forsøk og 2 CAUp-forsøk fra dybdeintervallet 5-10

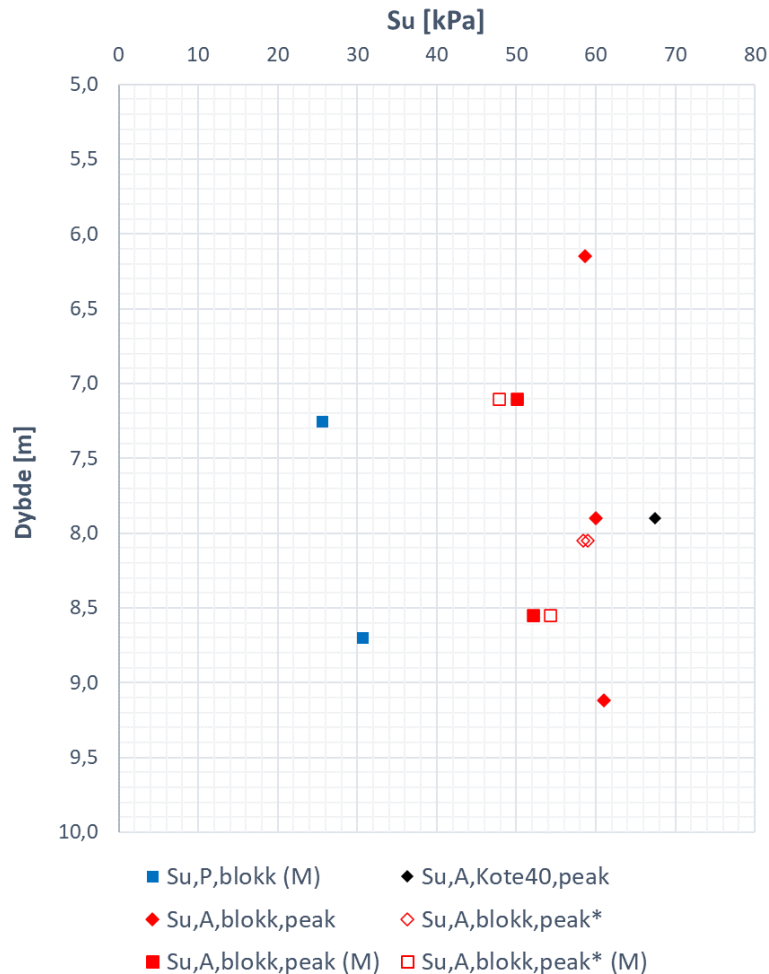
meter. Tidsbegrensning førte til at 4 forsøk ble stoppet på 6-7 % aksialtøyning, mens resterende forsøk ble stoppet på 10 % aksialtøyning.



Figur 7.6: Effektiv middelspenning, p' (til venstre), og aksialtøyning (til høyre) plottet mot deviatorspenning, q , for alle treaksialforsøk utført på blokkprøver fra punkt A5. (M) = resultater fra Multiconsult.

Effektivspenningsstiene fra alle CAUa-forsøkene i figur 7.6 utviser den tydelige grisehalenssøm som er typisk for overkonsoliderte leirer, hvor materialet dilaterer før det går til brudd og deretter kontrakterer.

Resultatene viser at alle prøvene for CAUa-forsøkene har S_{uA} som varierer rundt 47-61 kPa, og prøvene fra CAUp-forsøkene har S_{uP} fra 25-31 kPa. Dette er verdier som er basert på 'peak' styrke, altså den største S_u som materialet utviste under skjærforsøket. Resultatene fra CAUp relativt til CAUa viser at forholdet $\frac{S_{uP}}{S_{uA}}$ har et gjennomsnitt på 0,55. Den ene effektivspenningsstien som utpeker seg som den med høyest deviatorspenning, som vist i figur 7.6, ble konsolidert til spenninger som tilsvarer en terrengkote på 40 m.o.h og en grunnvannsstand 37 m.o.h. S_{uA} for antatt kote 40 m.o.h. ga 12 % høyere S_{uA} , sammenlignet med prøven fra tilsvarende dybde som ble konsolidert til in situ-spenninger. Rundt halvparten av treaksialforsøkene oppnådde meget god til utmerket prøve kvalitet, mens resterende halvpart ble målt til god prøve kvalitet. To av prøvene resulterte i dårlig prøve kvalitet.



Figur 7.7: Peak udrenert skjærstyrke, $S_{uA,peak}$, fra treaksialforsøkene i dybdeprofil. * = Forsøkene er utført med høyere/lavere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.

Figur 7.7 presenterer maksimal ('peak') S_u plottet mot tilhørende dybde, og både CAUa- og CAUp-forsøkene viser antydning til økning i S_u med dybden. CAUa-forsøkene som ble utført med tøyningshastighet lik 1,2 %/time (fra dybde 7,1-7,25 meter og 8,5-8,7 meter i figur 7.7) resulterer i noe lavere S_u sammenlignet med forsøkene som ble utført med tøyningshastighet lik 2,0 %/time. De parvise CAUa-forsøkene som ble utført fra lik dybde, ble utført med variasjon i valg av K'_0 (merket med * i figur 7.7), og med lik effektiv middelspenning som spenningsforholdene in situ, etter samarbeid med medstudent med annen oppgave. Resultatet for disse prøvene viser at valg av lavere og høyere K'_0 enn antatt reell i konsolideringsfasen medfølger henholdsvis lavere og høyere maksimal S_u i skjærforsøket. Det er likevel valgt å inkludere disse resultatene for videre analyser.

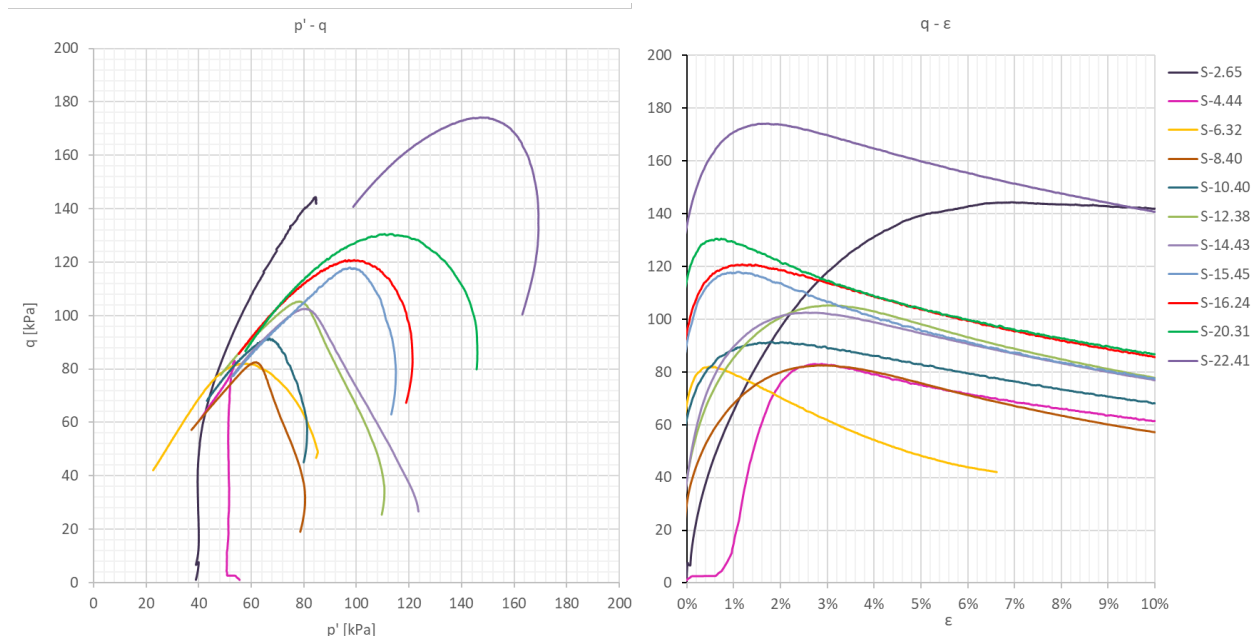
En tabellert oppsummering av resultatene fra treaksialforsøkene presenteres i tabell 7.5.

Tabell 7.5: Resultater fra treaksialforsøkene utført på blokkprøvene fra A5. * = Prøven ble konsolidert med lavere eller høyere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.

Prøve ID	Dybde [m]	Kote [m.o.h]	σ'_{v0} [kPa]	w [%]	S_u [kPa]	a [kPa]	ϕ [°]	B [-]	$\Delta\epsilon_a/\Delta t$ [%/time]	$\epsilon_{a,f}$ [%]	ΔV [mm ³]	ϵ_v [%]	$\Delta e/e_0$ [-]
CAUa-6.15	6,15	28,95	62,3	48,70	58,7	15	28	0,96	2,0	1,0	6782	2,96	0,0512
CAUa-7.10 (M)	7,10	28,00	70,4	47,00	50,1	14	27	0,81	1,2	1,0	3393	1,48	0,0261
CAUa-7.10* (M)	7,10	28,00	70,4	47,00	47,8	10	30	0,89	1,2	1,1	3854	1,68	0,0297
CAUa-7.90	7,90	27,20	77,2	48,70	60,0	7	29	0,90	2,0	1,4	6113	2,67	0,0465
CAUa-8.05*	8,05	27,05	78,4	49,20	59,0	5	30	0,90	2,0	1,1	5642	2,46	0,0428
CAUa-8.05* (2)	8,05	27,05	78,4	49,20	58,4	2	31	0,90	2,0	1,5	5864	2,56	0,0445
CAUa-8.55 (M)	8,55	26,55	82,7	45,00	52,1	10	28	0,79	1,2	1,0	3823	1,67	0,0302
CAUa-8.55* (M)	8,55	26,55	82,7	45,00	54,2	11	29	0,90	1,2	0,9	3789	1,65	0,0300
CAUa-9.12	9,12	25,98	87,5	48,90	61,0	5	30	0,80	2,0	0,9	5745	2,51	0,0439
CAUp-7.25 (M)	7,25	27,85	71,6	53,80	25,6	10	21	0,86	1,2	0,9	5095	2,22	0,0371
CAUp-8.70 (M)	8,70	26,40	84,0	45,00	30,7	11	22	0,93	1,2	0,7	3403	1,49	0,0269
CAUa-7.90 Kote 40	7,90	27,20	139,7	48,70	67,4	7	29	0,90	2,0	1,3	9749	4,26	0,0741

7.3.1 54 mm sylinderprøver fra A4

CAUa-forsøkene fra sylinderprøvene som ble utført av studenter høsten 2019 presenteres i figur 7.8. Totalt ble det utført 11 CAUa-forsøk fra dybde 2,5 til 23,5 meter i punkt A4.



Figur 7.8: Effektiv middelspenning, p' (til venstre), og aksialtøyning, ϵ (til høyre) plottet mot deviatorspenning, q , for alle treaksialforsøk utført på slinderprøver fra punkt A4 av studentgrupper fra TBA4110.

Effektivspenningsstiene i figur 7.8 har ikke den utpregede grisehalen som treaksialresultatene fra blokkprøvene ga. Sylinderprøvene utviser generelt en mindre tydelig bruddutvikling enn bakkprøvene. Kun to av treaksialforsøkene resulterte i god prøve kvalitet, mens resten hadde dårlig prøve kvalitet.

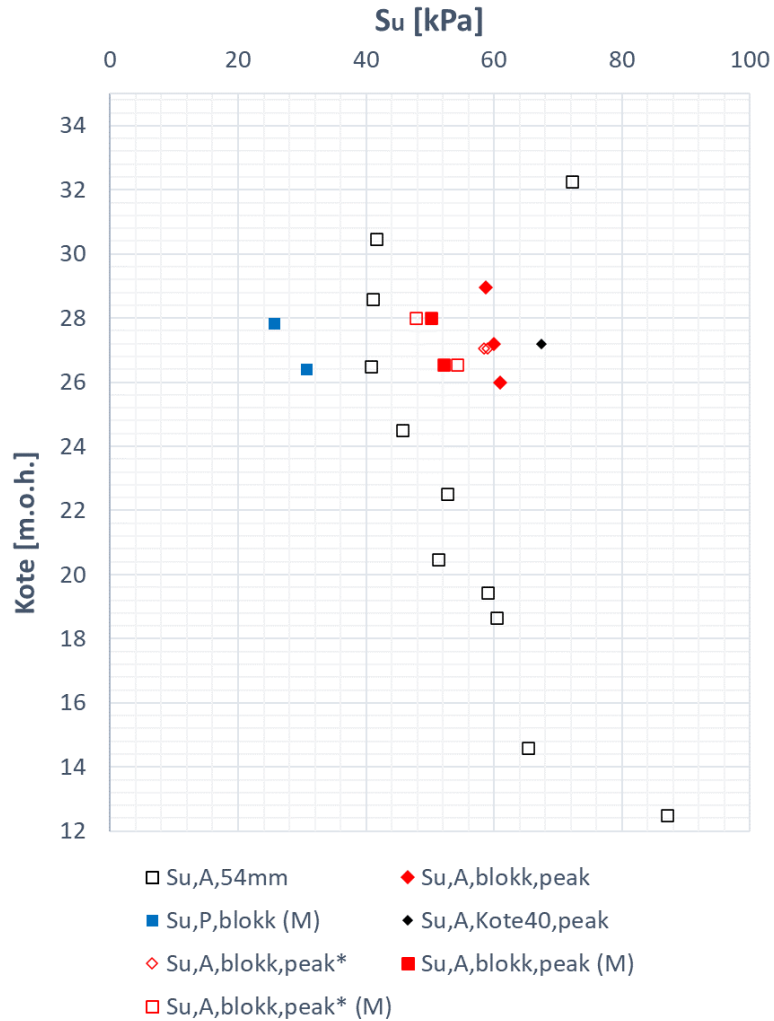
Alle resultatene fra sylinderprøvene oppsummeres i tabell 7.6.

Tabell 7.6: Resultater fra treksialforsøkene (CAUa) utført på 54 mm sylindrerprøvene fra A4 av studentgrupper fra TBA4110.

Prøve ID	Dybde [m]	Kote [m.o.h]	σ'_{v0} [kPa]	w [%]	S_u [kPa]	a [kPa]	ϕ [°]	$\Delta\epsilon_a/\Delta t$ [%/time]	ΔV [mm ³]	ϵ_v [%]	$\Delta e/e_0$ [-]
S-2.65	2,65	32,25	31,5	22,52	72,2	-	-	1,0	3641	1,59	0,0422
S-4.44	4,44	30,46	46,7	37,80	41,5	7	32	1,0	7100	3,10	0,0610
S-6.32	6,32	28,58	62,7	52,48	41,0	7	35	1,0	10077	4,40	0,0739
S-8.40	8,40	26,50	80,4	49,02	40,8	10	30	1,0	8153	3,56	0,0590
S-10.40	10,40	24,50	97,4	32,87	45,7	15	29	1,0	8840	3,86	0,0776
S-12.38	12,38	22,52	109,3	47,04	52,6	20	29	1,0	7672	3,35	0,0576
S-14.43	14,43	20,47	125,9	44,90	51,3	14	29	1,0	8107	3,54	0,0623
S-15.45	15,45	19,45	134,1	39,43	59,0	12	29	1,0	6115	2,67	0,0493
S-16.24	16,24	18,67	140,5	42,49	60,4	20	29	1,0	11451	5,00	0,0885
S-20.31	20,31	14,60	173,5	34,90	65,3	15	30	1,0	10146	4,43	0,0895
S-22.41	22,41	12,49	190,5	30,80	87,1	20	30	1,0	9940	4,34	0,0958

7.3.2 Sammenstilling av treksialforsøk

En presentasjon av alle treksialforsøkene fra A4 og A5 er plottet i figur 7.9. Her vises oppnådd S_u fra representativt kotenivå, og terrengnivået ligger omtrent på kote +35 for begge prøvetakingene. For CAUa-forsøkene fra både blokkprøver og 54 mm sylindrerprøver, viser S_{uA} en svak økning med dybden mellom kote +31 og kote +24. S_{uA} har en større økning med dybden for prøvene fra kote +23 og ned i profilet. Det framkommer tydelig at blokkprøverresultatene, $S_{uA,blokk}$, er betraktelig høyere enn 54 mm sylindrerprøverresultatene, $S_{uA,54mm}$, med rundt 30 % høyere $S_{uA,blokk}$. CAUp-resultatene fra blokkprøvene medfører passiv skjærstyrke relativt til aktiv skjærstyrke fra samme dybde, S_{uP}/S_{uA} , lik 0,51 og 0,59, for henholdsvis øvre og nedre CAUp-forsøk (blå i figur 7.9).



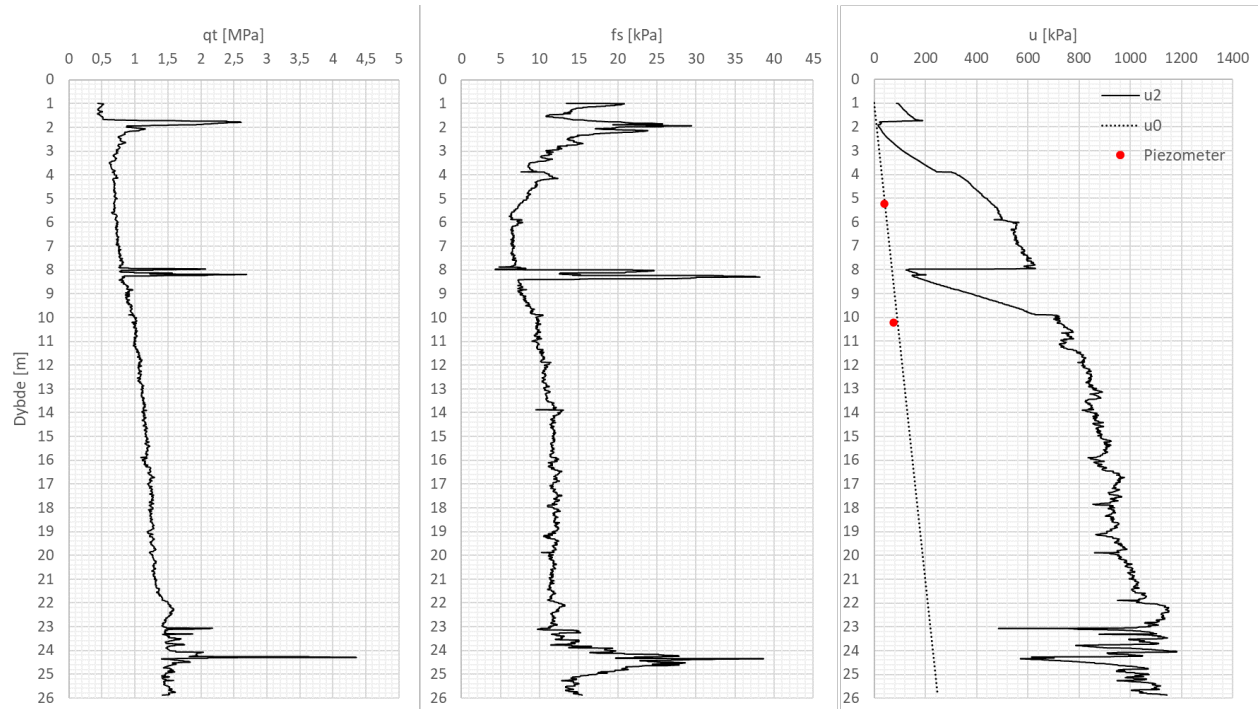
Figur 7.9: S_u -resultater fra treaksialforsøkene fra A4 (54 mm) og A5 (blokk) mot dybden, representert som kotenivå. * = Prøven ble konsolidert med lavere eller høyere K'_0 enn antatt reell. (M) = resultater fra Multiconsult.

7.4 CPTU

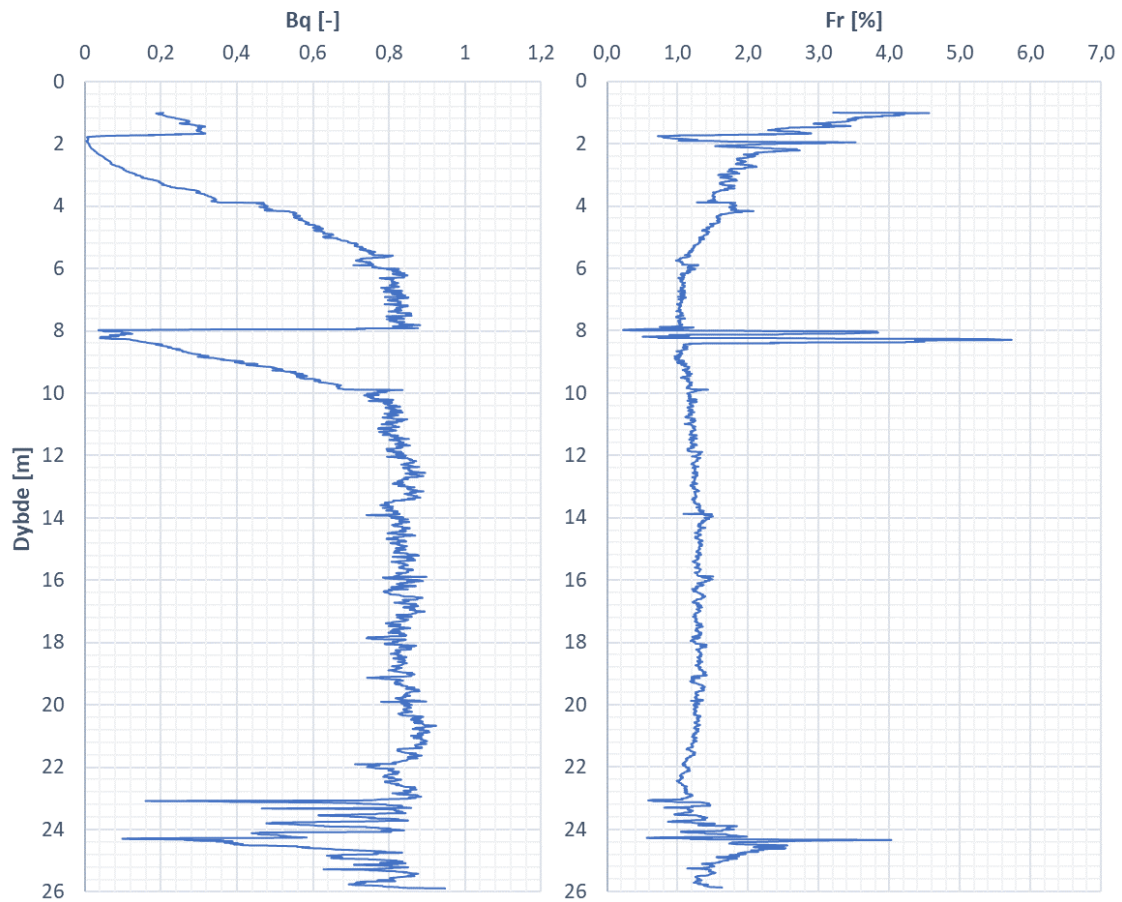
Resultatene fra CPTU-sonderingene presenteres med spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s , og poretrykk, u_2 , i plottene nedenfor. I tillegg presenteres plott for hvordan poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , varierer med dybden.

A1

Punkt A1 ligger 34,8 m.o.h, og er plassert like ved foten av skråningen. CPTU-sonderingen ble stoppet ved 26 meters dybde.



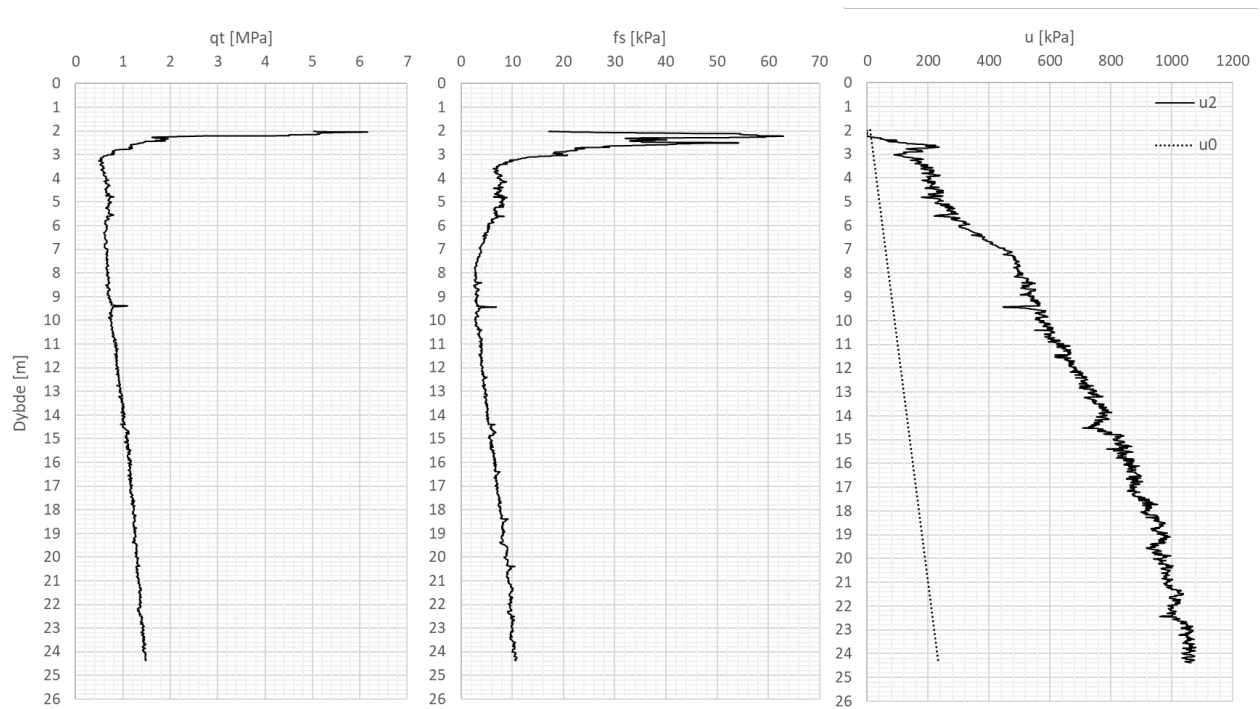
Figur 7.10: Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A1 (34,8 m.o.h.)



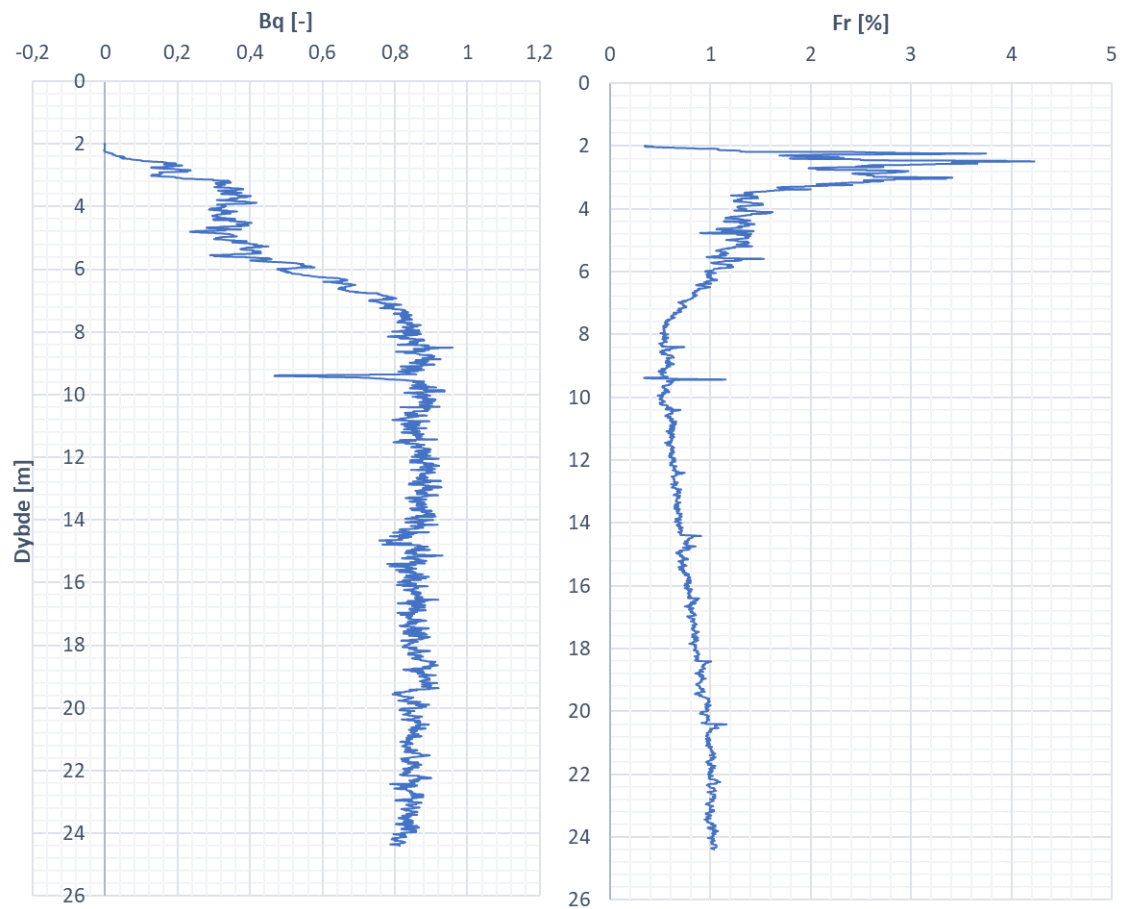
Figur 7.11: Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A1 (34,8 m.o.h.)

A2

Resultatene fra CPTU-sonderingen fra A2, som ligger plassert i skråningen på kote +38,5, presenteres i figur 7.12 og 7.13. Sondringen ble avsluttet på dybde 24,5 meter under terreng.



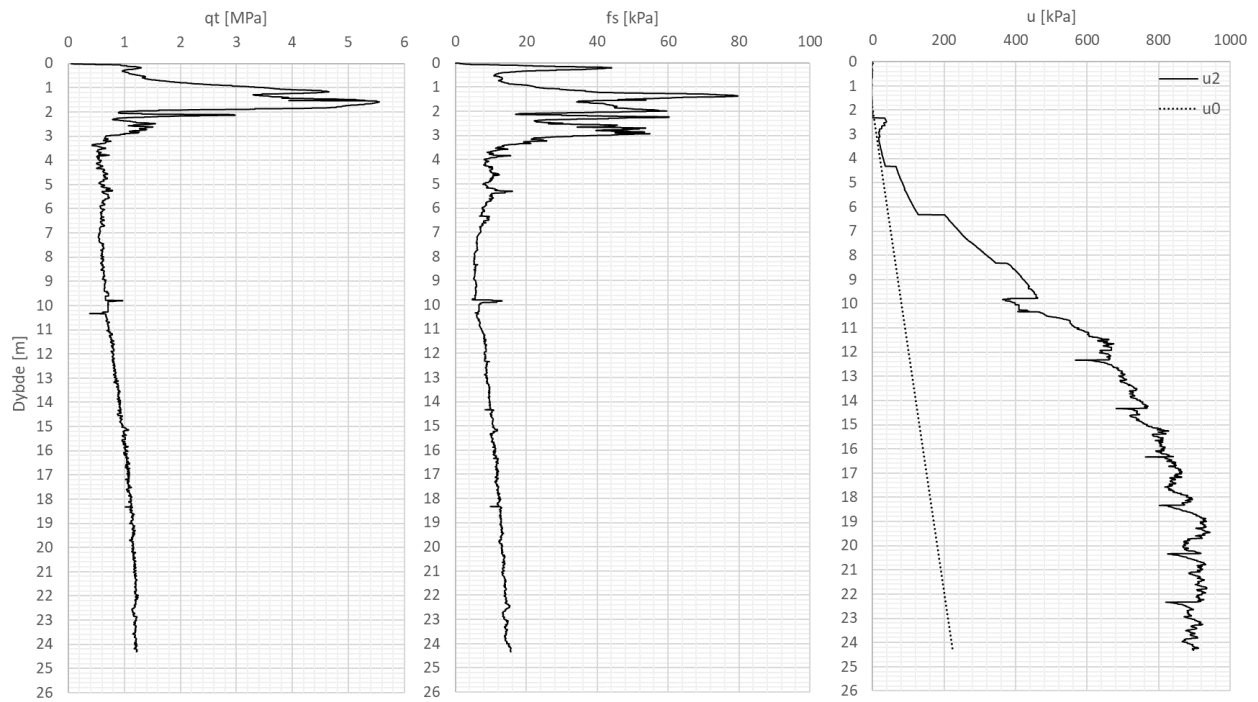
Figur 7.12: Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A2 (38,5 m.o.h.).



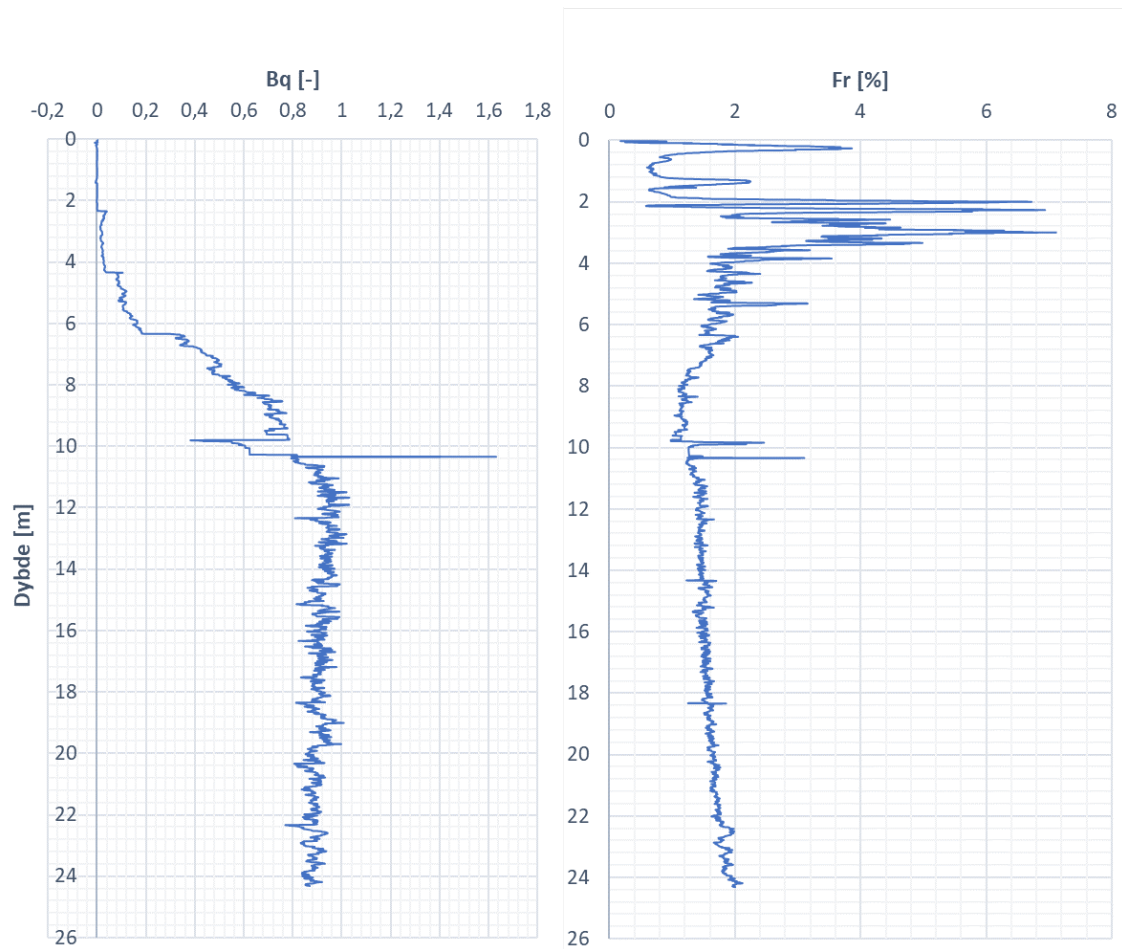
Figur 7.13: Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A2 (38,5 m.o.h.)

A3

CPTU-sonderingen fra A3, som fant sted like ved CPTU-sonderingen i A2, og var dermed plassert i skråningen på kote +38,8. Resultatene presenteres i figur 7.14 og 7.15.



Figur 7.14: Korrigert spissmotstand, q_t , sidefriksjon, f_s og poretrykk, u , plottet mot dybden under terreng fra CPTU i A3 (38,8 m.o.h.).



Figur 7.15: Poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , plottet mot dybde under terreng fra CPTU i A3 (38,8 m.o.h.)

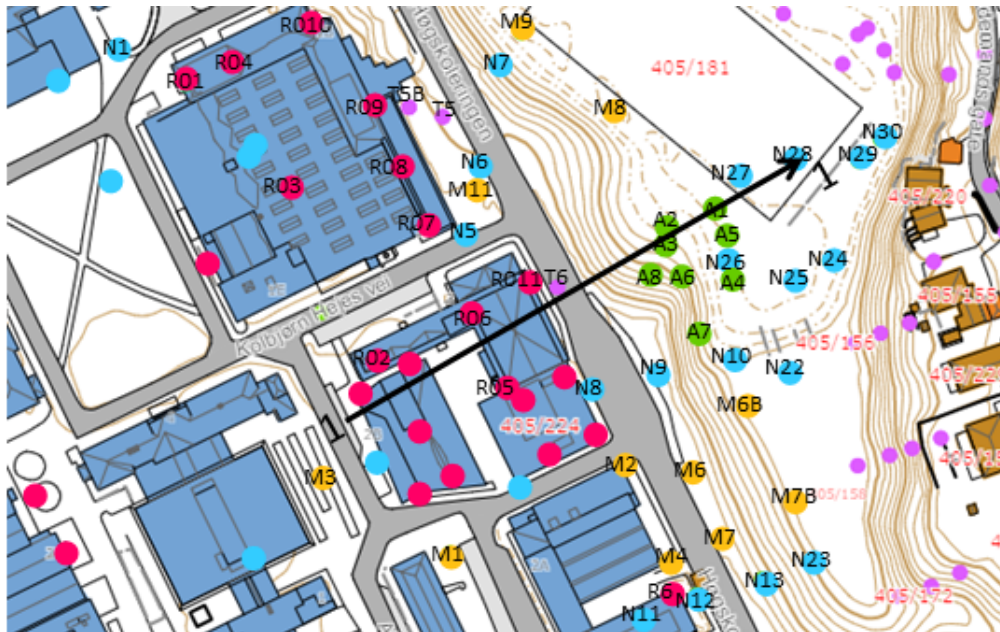
Kapittel 8

Analyse av skråningsprofil

Dette kapitlet bør leses parallelt med målingene fra felt- og laboratoriearbeid som presenteres i vedlegg A, B og C ettersom analysene og tolkningene er gjennomført i størst mulig grad av samsvar med disse vedlagte målingene.

8.1 Grunnforhold

Det aktuelle profilet som skal undersøkes og analyseres i form av skråningsstabilitet vises i figur 8.1, markert med 1-1. På figuren vises også alle borpunkt med tilgjengelig geoteknisk data. Flere av disse borpunktene er benyttet i vurderingen av skråningsprofilet, og tilgjengelig informasjon fra benyttede punkt presenteres i vedlegg A og C.



Figur 8.1: Det aktuelle profilet (1-1) for stabilitetsanalysen. Kartgrunnlag fra Trondheim kommune.

Grunnundersøkelsene utført i bunnen av Høgskoledalen viser forholdsvis finkorna, homogene masser med et topplag av grovere masser. Undersøkelsene på Gløshaugen-platået resulterer i grovere løsmasser av sand og silt i det øverste sjiktet. Sonderinger utført av Multiconsult [2010b], Kummeneje [1961] og NGI [1959] viser alternerende lag mellom grovere og finere sand- og siltlag med antatte drenerende egenskaper. Forekomst og mektighet av lagene under Gløshaugen-platået varierer, men trenden antyder at de drenerende lagene øker i mektighet innover platået. Dypere sonderinger og prøveserier viser finere og bløtere masser. Ettersom Høgskoledalen sannsynligvis er en ravinedal, er det grunnlag til å anta at lagene er sammenhengende, men med ulik mektighet. Videre vil den tolkede lagdelingen beskrives og begrunnes i henhold til undersøkelser fra, og i nærheten av, det aktuelle skråningsprofilet.

8.1.1 Lagdelingsanalyse

Nye og gamle felt- og laboratorieundersøkelser har lagt grunnlaget for vurdering av lagdelingene. Lagdelingsanalysen er utført parallelt med analysene av CPTU-resultatene, deriblant parametervalg for konfaktormodeller og utforming av jordklassifiseringsdiagram. Analysene og tolkningene av CPTU-målingene presenteres senere i kapittel 8.3.

Topplag/fyllmasser

Det er antatt at det ligger et tynt sjikt av fyllmasser og et grovere topplag på Gløshaugen-platået og i bunnen av Høgskoledalen, etter utbygging av bygninger og idrettsplass. Med utgangspunkt i kornfordelingsanalyser, jordklassifiseringsdiagrammer fra CPTU og tidligere undersøkelser og sonderinger [Multiconsult, 2010b, NGI, 1956, Trondheim kommune, 2016], består det øverste laget hovedsaklig av drenerende masser. Høgskoledalen ble, som nevnt tidligere, fylt opp 2-4 meter på 1950-tallet. I aktuelt snitt er laget av fyllmasser i dalbunnen antatt å være 2 meter tykt, fra kote +35 til kote +33, men med økende mektighet lenger ut mot der den tidligere bekken lå. Basert på tidligere sonderinger er laget av fyllmasser antatt å være 1 meter tykt på platået, både under bygningene og vegen. Videre betraktes skråningen som naturlig og lite preget av liknende inngrep, basert på gamle flyfoto og kart.

Siltig sand

Under topplaget på platået, ligger et lag med sand og noe silt med drenerende egenskaper på kote +47. Mektigheten er antatt til å være 4-5 meter, før laget antas å følge deler av skråningen. Muligens har dette sandlaget erodert bort i dalbunnen etter lang tids erosjon, samtidig som Høgskoledalens dannelse fant sted.

Leirig, sandig silt

Basert på tidligere undersøkelser bestående av prøvetakinger, er det observert drenerende masser med alternerende lag av sand og silt, samt noen få leirlag. Laget ligger under sandlaget, og ligger på kote +41 innerst på platået, og kote +43 i skråningen, med økende mektighet innover platået. Også dette laget følger deler av skråningen.

Siltig leire

Videre viser undersøkelser et siltig leirlag med mektighet rundt 4 meter på kote +36, og med avtakende mektighet i dalbunnen til rundt 4 meter. I dalbunnen er laget tynnere med mektighet på 3 meter, og ligger under topplaget/fyllmassene.

Leire/sprøbruddmateriale

Utførte sonderinger og prøvetakinger ved skråningsfoten viser et sensitivt leirlag med sprøbruddsegenskaper på kote +29,5, og med en mektighet på 6-7 meter. Basert på sonderinger utført i skråningen, ligger dette sprøbruddlaget på kote +32,5. Laget ligger forholdsvis horisontalt på kote +32,5 under Gløshaugen-plataået - hvor det har en maksimal mektighet på rundt 12 meter - men med en svak helning på indre deler av plataået.

Leire

Under det sensitive leirlaget, ligger et nytt leirlag med antydning til delvis grovere leir- og silt-partikler. Mektigheten av dette leirlaget er uvisst, ettersom det ligger dypt under terrengnivået på Gløshaugen-plataået, men mektigheten er antatt helt ned til grunnfjellett.

8.1.2 Poretrykksforhold

Basert på piezometermålinger, utført av Multiconsult [2010b], NGI [1956] og Trondheim kommune [2016] på Gløshaugen-plataået, er grunnvannstanden tolket til å ligge 8 meter under terreng på indre del av plataået, på kote +40. Utover mot skråningskanten har grunnvannsnivået en svak helning hvor det ligger på kote +39 ved skråningskanten, og sannsynligvis følger grunnvannsnivået de drenerende massene langs snittet. Piezometermålinger fra skråningsfoten i A4, tatt fra 5 og 10 meters dybde, viser at grunnvannstanden ligger omtrent 1 meter under terreng (kote +34), og med underhydrostatisk poretrykksfordeling med $i = -0,29$.

Tabell 8.1: Poretrykksmålinger fra 5 og 10 meter dybde i A4.

Dato for avlesning	Poretrykk [kPa]		i [-]
	5 m dybde	10 m dybde	
11.09.19	34,5	77,5	-0,14
14.01.20	39,4	75	-0,29

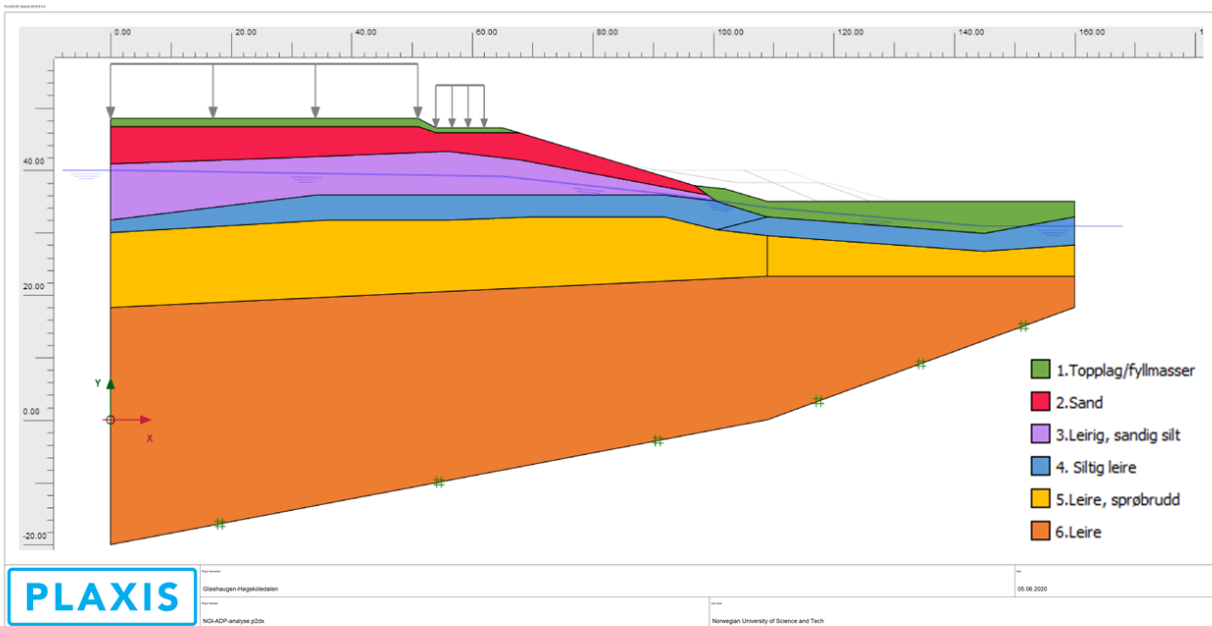
Det er noe overraskende at poretrykksfordeling ble målt til underhydrostatisk ved foten av skråningen, ettersom grunnfjellet og skråningen faller mot hverandre. En mulig årsak kan være at det ligger et tynt sjikt av drenerende masser på 10 meters dybde, uten at dette er observert fra prøvetakinger eller sonderinger. For beregningsmodellen er poretrykksforholdene ved Gløshaugen-platået er antatt å være hydrostatiske gjennom hele profilet.

8.1.3 Grunnfjell

Dybden til grunnfjell i Høgskoledalen er påvist ved tidligere og nye sonderinger, og har en bratt helning ned under Gløshaugen-platået. I A4, ved skråningsfoten, ble grunnfjell påtruffet av totalsonderingen på dybde 26 meter. Løsmassemektingen under Gløshaugen-platået er som kjent stor, og dybden til grunnfjell har ikke blitt påvist her. For modelleringen antas det at helningen av grunnfjellet avtar i forhold til den bratte helningen under dalbunnen. Ettersom Nidelva ligger vest for Gløshaugen-platået, antas grunnfjellet å ha en kontinuerlig helning vestover og under platået, men ikke like bratt som helningen under dalbunnen.

8.1.4 Lagdelingen i PLAXIS

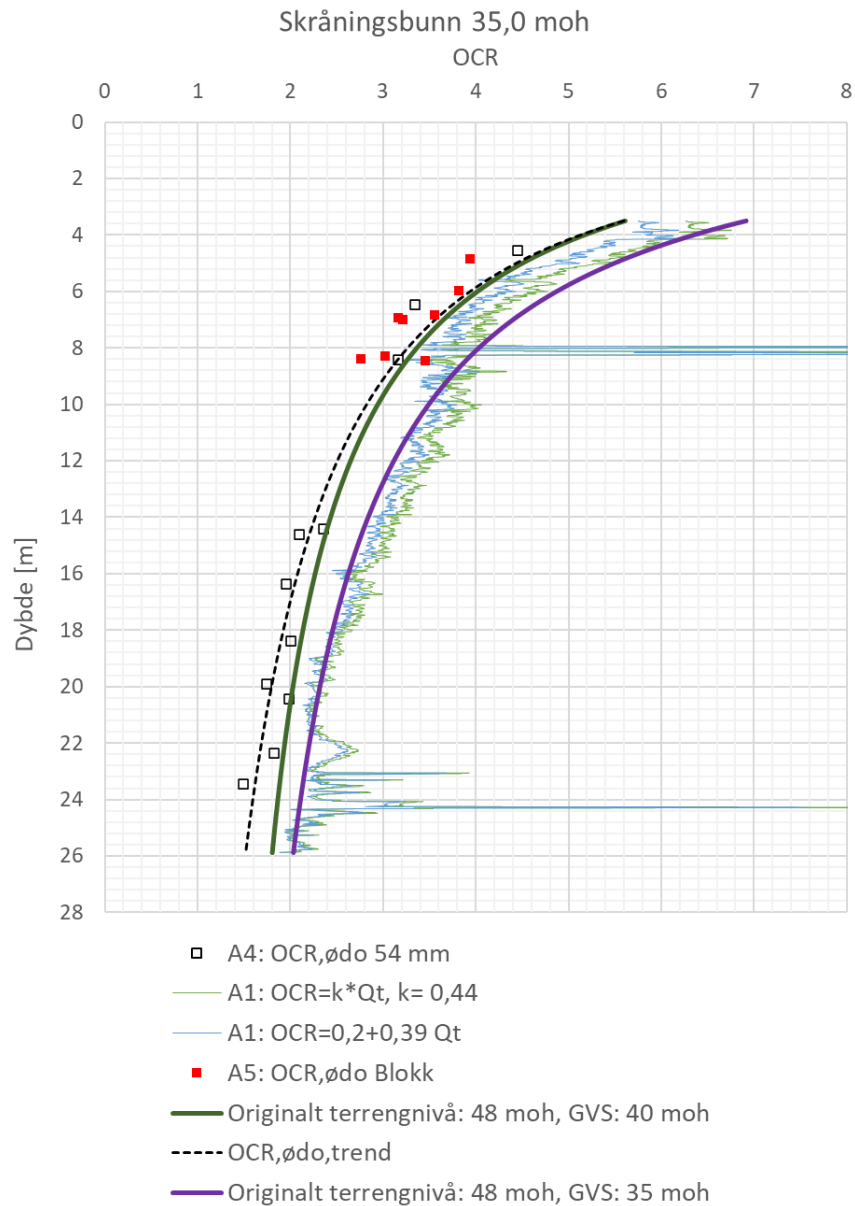
Lagdelingen, som er beskrevet over, presenteres i PLAXIS-modellen i figur 8.2. For at de tolkede styrkeparametere implementeres korrekt i modelleringen, har lag 4 (blå) og lag 5 (gul) blitt inndelt i to deler hver, slik at skjærstyrkeøkningen for hvert lag benytter korrekt referanse høyde.



Figur 8.2: Lagdelingen i PLAXIS.

8.2 Spenningshistorie og OCR-profil

Som forklart i kapittel 5, kan OCR bestemmes ut ifra Q_t basert på registrert spissmotstand fra CPTU-målingene, samt ødometerforsøk og antakelser om opprinnelig terrengnivå. OCR fra skråningsbunnen presenteres i figur 8.3, basert på målinger fra A1, A4 og A5. I tillegg vises OCR-profilen hvor opprinnelig havbunn er antatt til kote +48 og på nivå med Gløshaugen-platået i dag, med to tilhørende forslag til antatt tidligere grunnvannstand. Antakelsen om tidligere grunnvannstand ved kote +40 baseres på at dagens grunnvannstand på Gløshaugen-platået ligger på kote +40, men i henhold til Brattli [2015] om at grunnvannstanden lå lavere etter siste istid på grunn av tørrere klima enn i dag, er også tidligere grunnvannstand antatt å ligge fem meter dypere på kote +35. Samme antakelser om opprinnelig havbunn og grunnvannstand er benyttet i OCR-profilen fra midt i skråningen i figur 8.4.



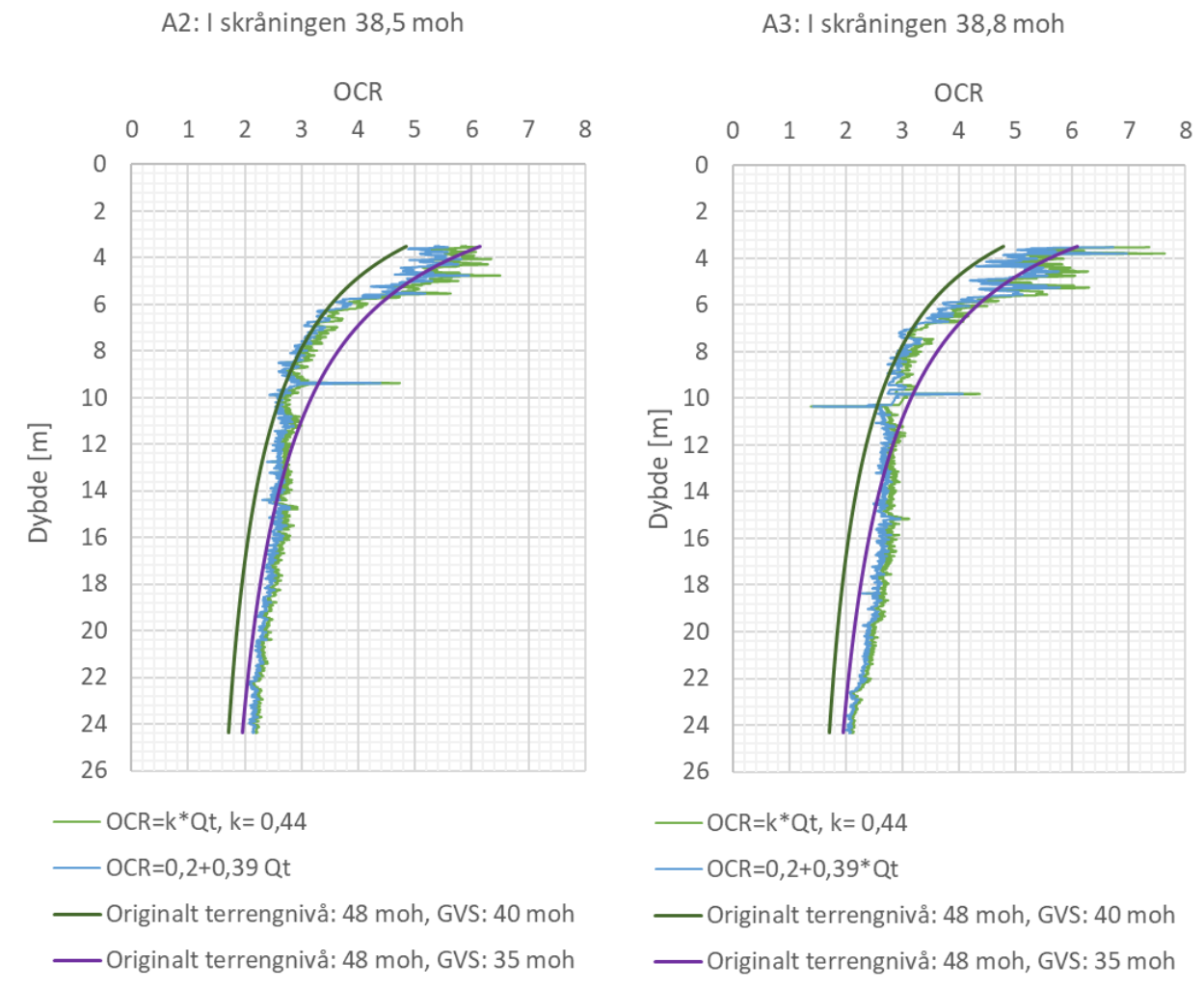
Figur 8.3: OCR-profil fra skråningsbunn med målinger fra A1, A4 og A5.

Selv om prøve kvaliteten på 54 mm sylindere prøvene var dårligere enn blokkprøvene, viser OCR-profilen i figur 8.3 at tolket p'_c fra ødometerforsøkene på sylindere prøvene samsvarer godt med p'_c fra blokkprøvene i dybde 5,0-8,5 meter. En trendlinje basert på alle ødometerforsøk er derfor etablert og benyttet som utgangspunkt for videre betraktninger av OCR for skråningsbunnen.

OCR-profilen fra CPTU-målingen i A1 (figur 8.3) viser jevnt over høyere verdier enn OCR fra ødometerforsøkene, men begge profilene ser ut til å avta like jevnt med dybden. OCR fra noen

av ødometerforsøkene på blokkprøvene stemmer godt overens med CPTU-målingene hvor OCR er antatt å øke lineært med Q_t med stigningstall $k = 0,44$. Dårlig prøve kvalitet fra sylindrerprøvene fra dybder dypere enn 14 meter kan forklare hvorfor OCR fra ødometerforsøkene resulterer i lavere verdier enn OCR fra CPTU-målingene, og i realiteten kan derfor OCR-verdiene ligge mer i nærheten av CPTU-målingene enn ødometerforsøkene. Likevel antas ødometerforsøkene å være veiledende for videre antakelser av OCR ettersom ødometerforsøket betraktes som det mest konkrete estimatet på prekonsolideringspressninger.

Sammenligningen av OCR basert på opprinnelig havbunn på kote +48 viser at OCR-profilen med antatt tidligere grunnvannstand ved kote +40 stemmer relativt godt overens med ødometerresultatene, mens antatt tidligere grunnvannstand ved kote +35 stemmer godt overens med OCR fra spissmotstandsmålingene fra CPTU.



Figur 8.4: OCR-profil fra skråning med målinger fra A2 (t.v.) og A3 (t.h.).

CPTU-målingene både fra A2 og A3 (figur 8.4) viser at antakelsen om opprinnelig havbunn på kote +48 kan stemme forholdsvis godt både for tidligere grunnvannstand på kote +40 og +35. Begge antakelsene følger OCR - bestemt fra Q_t - med dybden relativt godt.

Ettersom S_u avhenger av prekonsolideringsspenningen, kan vurderinger av for høy OCR gi resultater av høy S_u . Siden OCR fra ødometerforsøkene fra A4 og A5 er generelt lavere enn OCR fra CPTU i A1, bør bestemmelse av OCR fra CPTU gjøres med forsiktighet. En forsiktig vurdering av OCR fra CPTU anbefales også av Paniagua et al. [2019]. Dette medfører at betraktninger av OCR i videre beregninger utføres med hensyn til ødometerresultatene og tilhørende trendlinje, samt antakelsen om opprinnelig havbunn ved kote +48 og tidligere grunnvannstand ved kote +40.

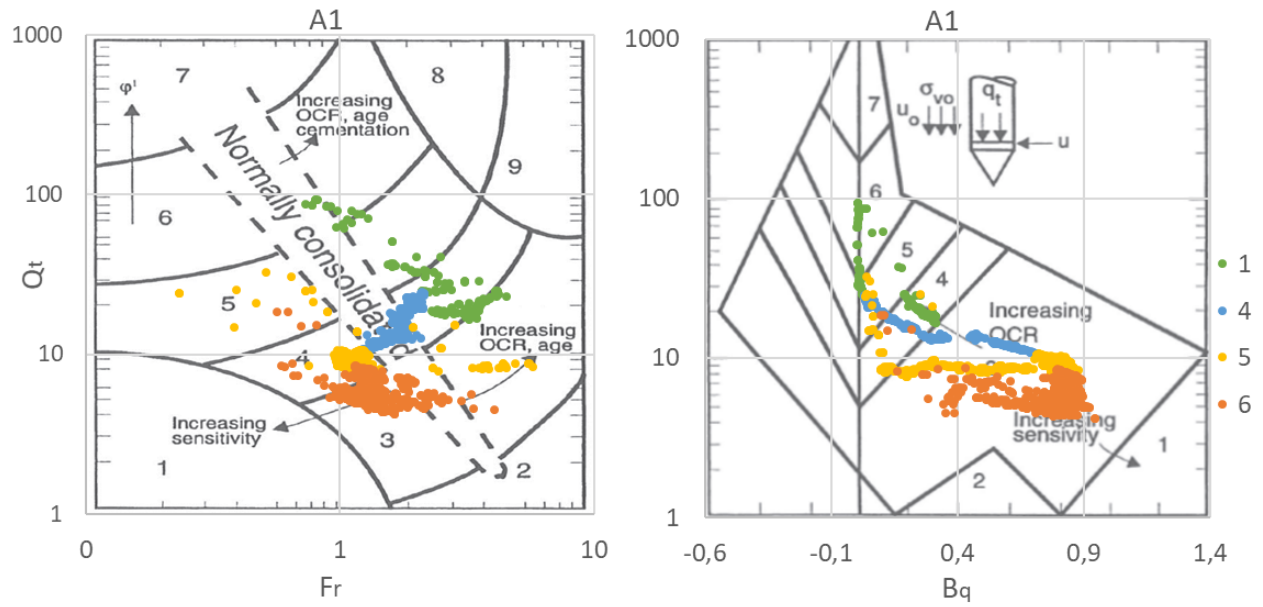
8.3 CPTU-tolkninger

Målingene fra CPTU i A1, A2 og A3 - presentert i kapittel 7.4 - gir flere muligheter for bestemmelse av materialegenskaper og styrkeparametere. Videre presenteres tolkningen og vurderinger utført i henhold til kapittel 5.

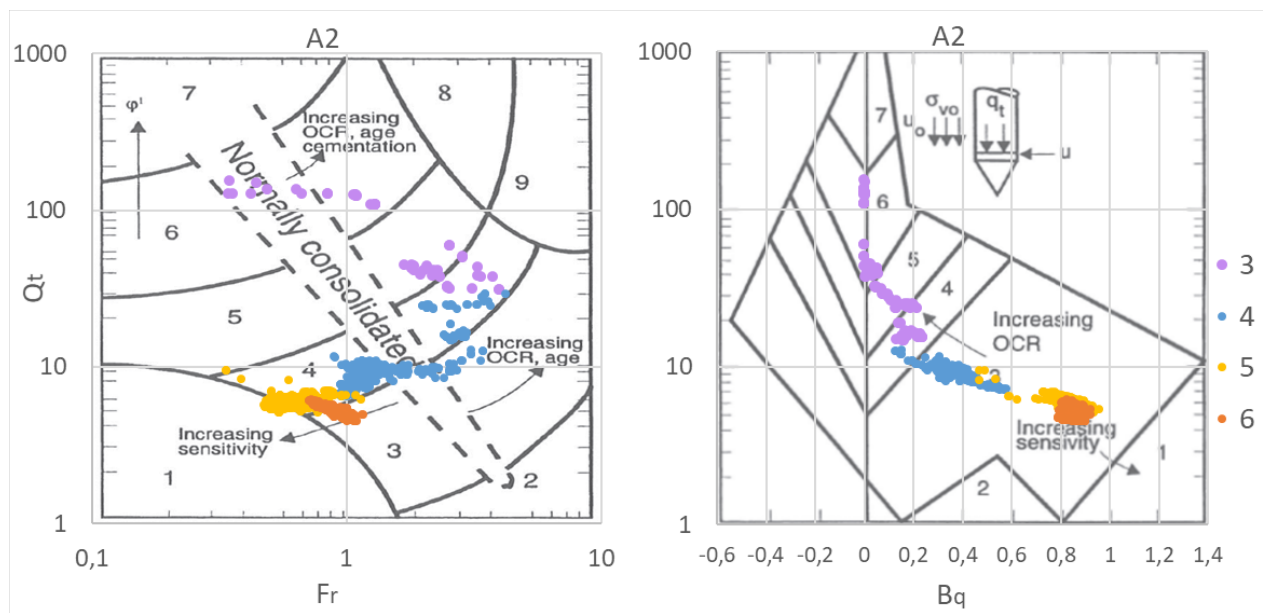
8.3.1 Parameterkorrelasjoner og jordklassifisering

Resultater fra poretrykksforholdet, B_q , og normalisert friksjon, F_r , som CPTU-målingene ga, viser at B_q ikke er større enn 1 for noen CPTU-målinger, selv om sprøbruddmateriale er detektert i laboratorieundersøkelsene. En forklaring på dette er muligens at jorda er overkonsolidert, og at dilaterende oppførsel gjør at B_q er relativt lav selv i områder med sprøbruddmateriale. Samtidig viser resultatene avtakende sidefriksjon ved dybdene hvor kvikkleire og leire med sprøbruddegenskaper har blitt påvist på laboratoriet. Lave registreringer av u_2 for CPTU fra A1 og A3 tyder på at poretrykkskomponentene ikke var tilstrekkelig mettet ved start.

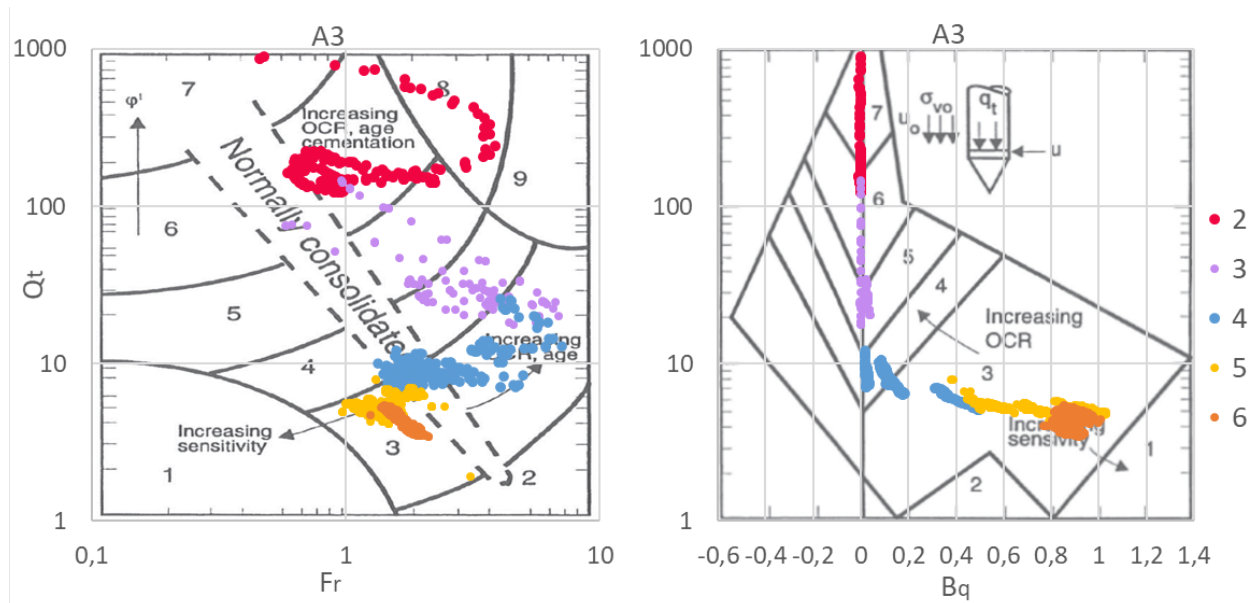
Jordklassifiseringen, basert på diagram fra Robertson [1990] fra CPTU-målingene, viser at en stor andel av løsmassene består i stor grad av leire til siltig leire med delvis sensitive egenskaper, i henhold til soneforklaringene i tabell 8.2. Fargekodene referer til fargene i lagdelingsmodellen som brukes i PLAXIS presentert i figur 8.2. Svake poretrykksmålinger i øverste del av A1 og A3 gir ukorrekte B_q -verdier i diagrammene vist henholdsvis i figur 8.5 og 8.7.



Figur 8.5: Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A1 med fargekodede og nummererte lag.



Figur 8.6: Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A2 med fargekodede og nummererte lag.



Figur 8.7: Jordklassifiseringsdiagram fra CPTU i A3 med fargekodede og nummererte lag.

Tabell 8.2: Forklaring på jordklassifiseringsssonene i henhold til diagrammene fra Robertson [1990].

Sone	Jordklassifisering
1	Sensitiv, finkornig materiale
2	Organisk materiale
3	Leire - siltig leire
4	Leirig silt - siltig leire
5	Siltig sand, sandig silt
6	Sand - siltig sand
7	Grusig sand - sand
8	Stiv sand - leirig sand
9	Stivt, finkornig materiale

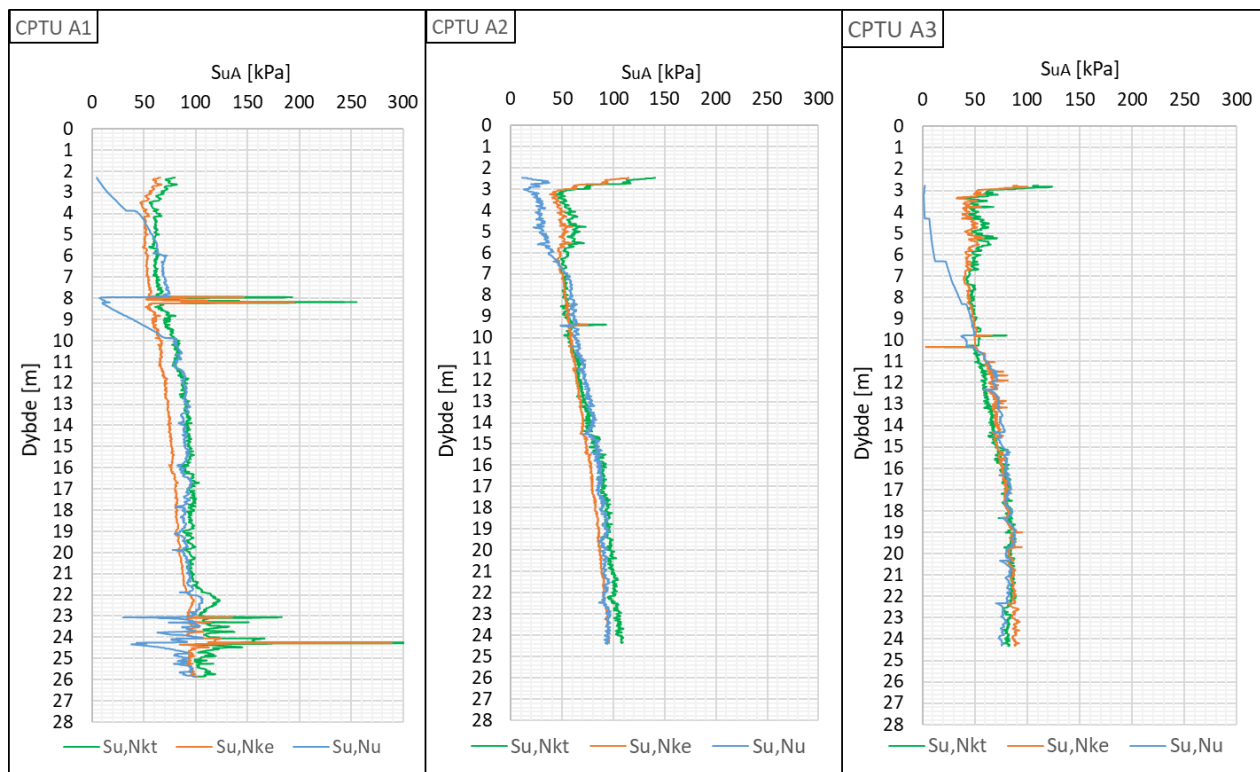
8.3.2 Modeller for konfaktor og skjærstyrkeprofil

Basert på prøvetakinger fra A4 og A5, samt supplerende resultater fra N26 [NGI, 1959], har nødvendige parametere blitt bestemt for beregninger av konfaktorene N_u , N_{ke} og N_{kt} . Disse parameterene baseres på gjennomsnittet for gjeldende indeksverdi tilhørende hver lagdeling, og presenteres i tabell 8.3. OCR-verdiene som brukes i konfaktormodellene for CPTU i A1 er basert på resultater fra ødometerforsøkene i A4 og A5, der OCR avtar eksponentielt med dybden i profilet. Ettersom OCR-verdiene fra ødometerforsøket ser ut til å stemme godt overens med OCR basert på antatt tidligere havbunn (48 m.o.h.) og grunnvannstand (40 m.o.h.), har konfaktorene for CPTU i A2 og A3 blitt basert på OCR-verdiene i henhold til antatt tidligere havbunn.

Tabell 8.3: Indeksparametere brukt for konfaktormodeller

Lag	I_p [%]	S_t [-]
3. Leirig, sandig silt	15,0	7
4. Siltig leire	14,3	34
5. Leire, sprøbruddmateriale	15,4	69
6. Leire	12,5	20

I henhold til teorien beskrevet i kapittel 5.2, presenteres S_{uA} fra CPTU-målingene i figur 8.8. CPTU i A1 er tatt fra skråningsbunnen, og CPTU i A2 og A3 er tatt fra omtrent samme terrengnivå lenger opp i skråningen.



Figur 8.8: Aktiv, udrenert skjærstyrke, S_{uA} , basert på CPTU i punkt A1, A2 og A3.

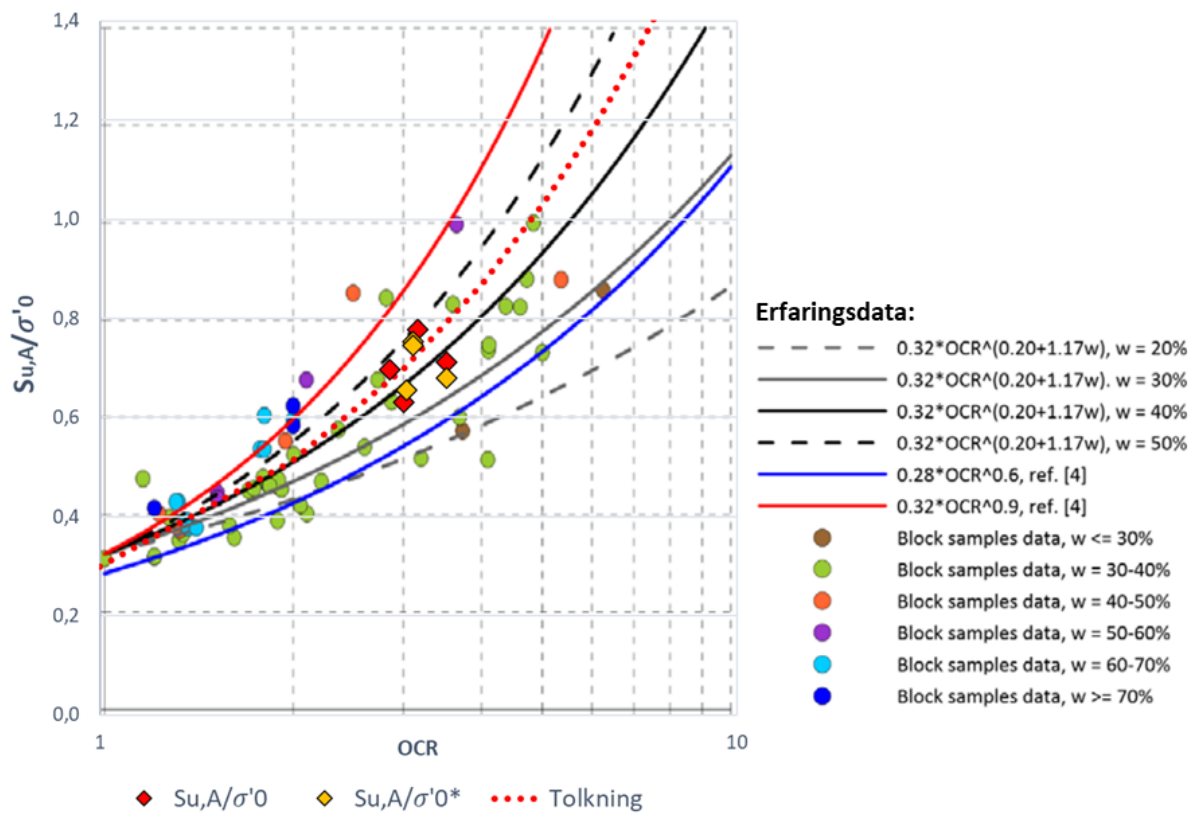
Figur 8.8 viser at skjærstyrken øker svakt med dybden, med unntak av noen dybder med sensitivt leirmateriale hvor S_{uA} enten er konstant eller avtakende med dybden.

Paniagua et al. [2019] anbefaler at udrenert skjærstyrke med N_{ke} -korrelasjonen er den som gir det mest veiledende resultatet, etterfulgt av N_{kt} -korrelasjonen.

8.4 SHANSEP

Figur 8.9 viser SHANSEP-resultatene med utgangspunkt i resultatene fra CAUa- og CRS-forsøkene fra blokkprøvene, sammenlignet med erfaringsverdier og tolkninger fra Paniagua et al. [2019]. Prøvene som er inkludert i sammenligninger er av god eller meget god kvalitet, i følge teorien om prøve kvalitet [Lunne et al., 2011b]. Alle prøvene ligger ved erfaringsdata-tolkningen for $w = 50\%$ og $w = 40\%$, noe som stemmer godt overens med målt w fra blokkprøvene. Tolkningslinjen (rødstiplet i figur 8.9) ligger dermed mellom erfaringsdata-tolkningene for tilsvarende vanninnhold, med følgende SHANSEP-likning presentert i likning 8.1:

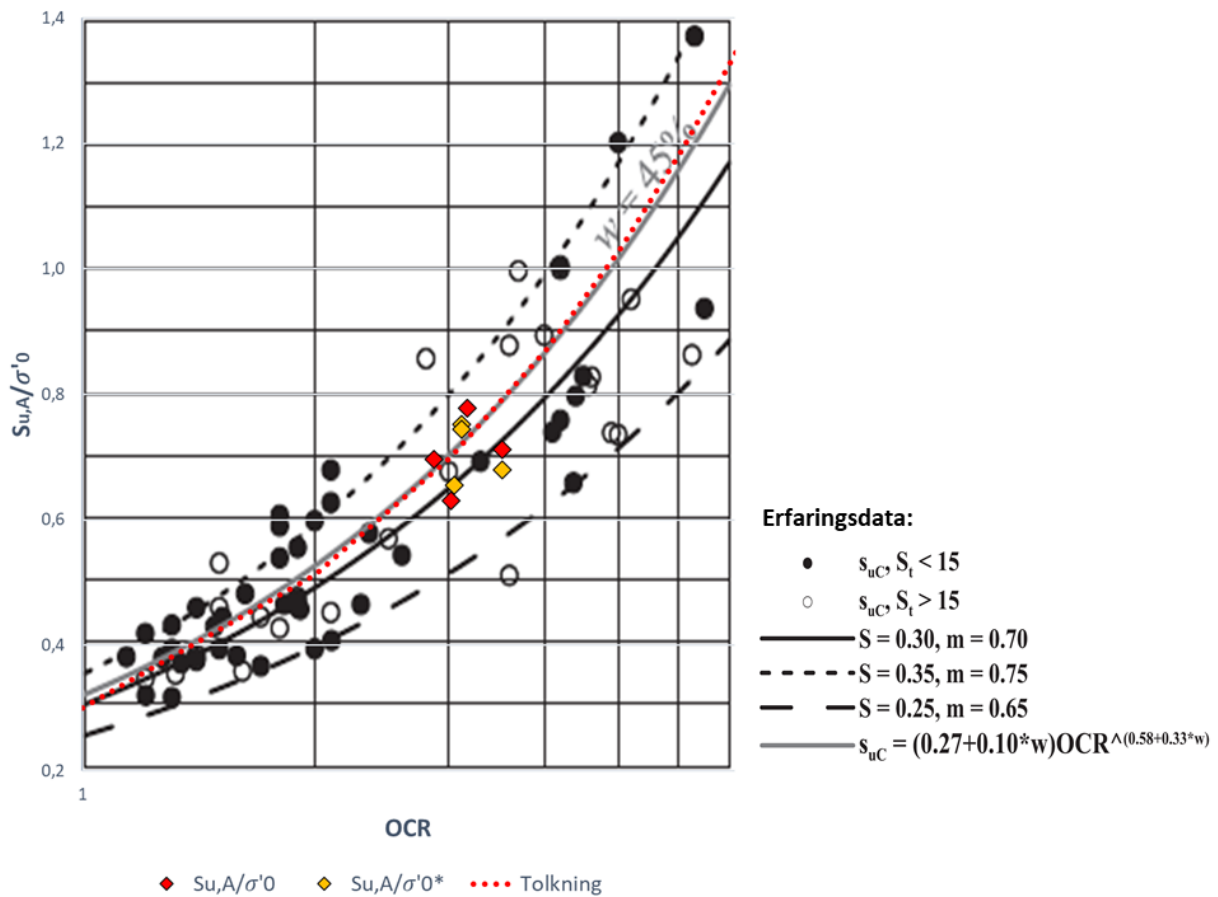
$$S_{uA} = 0,3 \cdot OCR^{0,77} \cdot \sigma'_0 \quad (8.1)$$



Figur 8.9: SHANSEP-resultater med utgangspunkt i ny erfaringsdata fra Paniagua et al. [2019]. Tolkningslinjen (rødstiplet) gjelder for $m = 0,77$ og $S = 0,3$. * = CAUa-forsøkene med K'_0 -variasjon (gul).

SHANSEP-resultatene er også sammenlignet med erfaringsdata fra Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013] i figur 8.10. Her resulterer tolkningslinjen å følge erfaringsdata-tolkningen for

$w = 45\%$, som representerer $m = 0,729$ og $S = 0,315$.

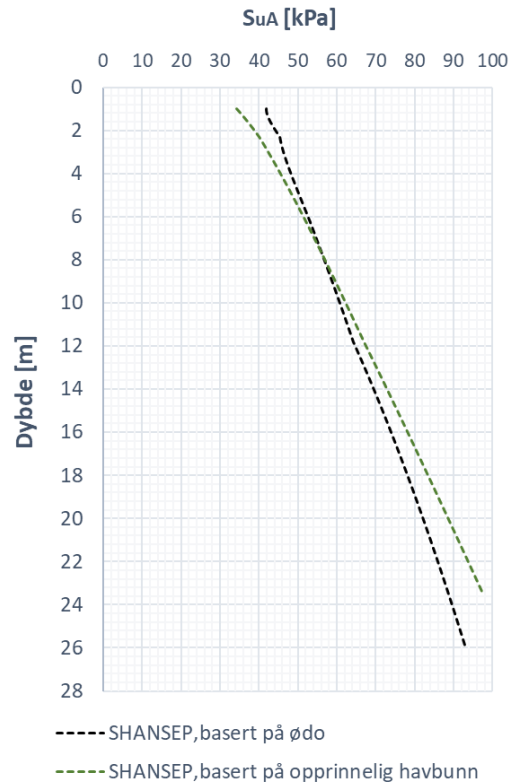


Figur 8.10: SHANSEP-resultater med utgangspunkt i eldre erfaringsdata fra Karlsrud og Hernandez-Martinez [2013]. Tolkningslinjen (rødstiplet) gjelder for $m = 0,77$ og $S = 0,3$.

Resultatene fra CAUa-forsøkene med K'_0 -variasjon er merket med '*' i figur 8.9 og 8.10 (gule punkter). Prøvene som ble konsolidert med antatt feil K_0 har lav påvirkning på tolkningslinjen i SHANSEP-analysen ettersom de ligger nært prøvene som ble konsolidert med antatt reell K_0 .

8.4.1 S_{uA} -profil

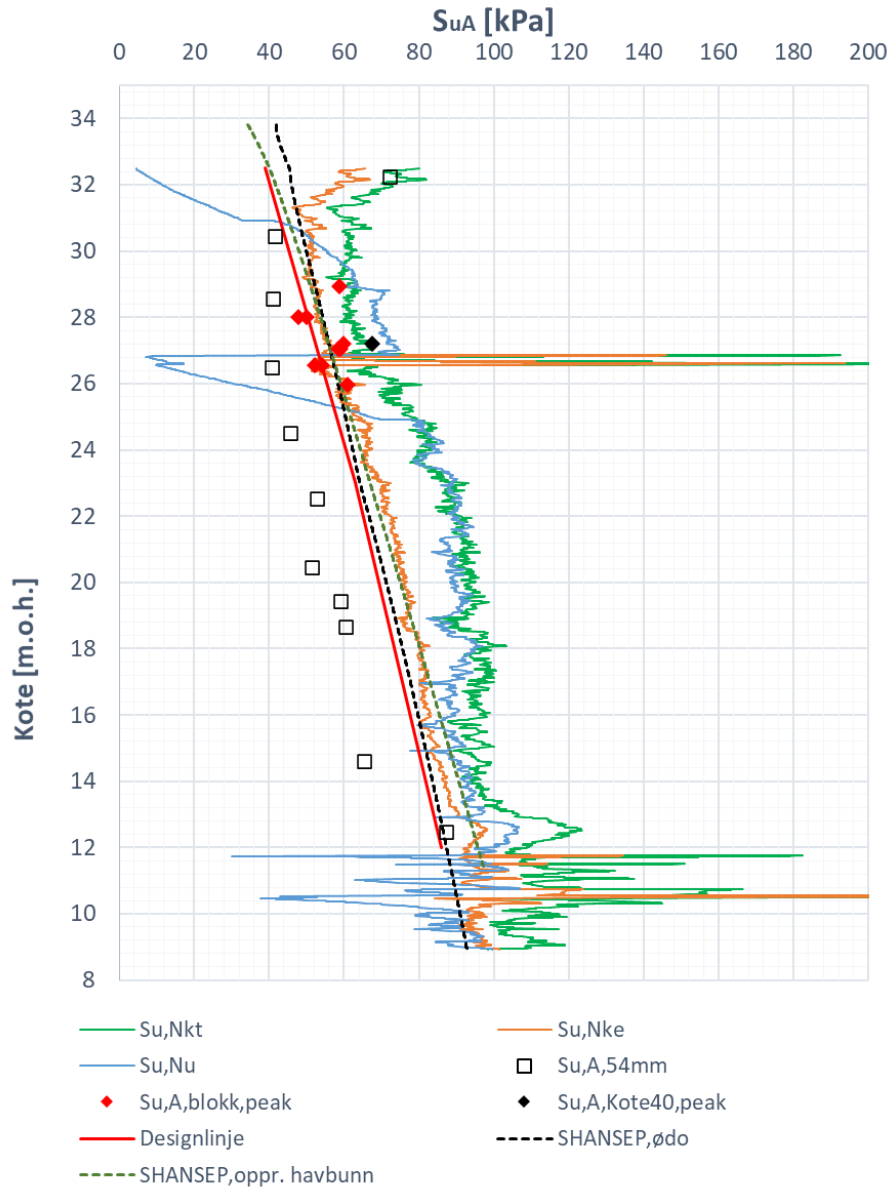
Ved å plote SHANSEP-analysen presentert i likning 8.1 mot dybden, gir det skjærstyrkeprofil som vises i figur 8.11. Som nevnt er opprinnelig havbunn antatt til å ligge på kote +48, altså rundt samme nivå som Gløshaugen-plataet, og med en antatt grunnvannstand på kote +40. Basert på SHANSEP har også antatt opprinnelig havbunn blitt utnyttet til å plote S_{uA} mot dybden i figur 8.11.



Figur 8.11: S_{uA} fra SHANSEP, basert på både ødometerresultat (fra A4 og A5) og antatt opprinnelig havbunn.

8.5 Udrenert skjærstyrkeprofil

A1, A4 og A5 er borpunkt som ligger nærme hverandre og på tilnærmet samme kotenivå rundt 35 m.o.h. Samtlige S_{uA} -resultater fra disse borpunktene er derfor presentert felles i skjærstyrkeprofilen i figur 8.12, hvor S_{uA} plottes mot kote. Blokkprøverresultatene i A5 stemmer godt overens med både $S_{u,Nke}$ fra CPTU i A1 og SHANSEP-analysen, noe som stemmer med anbefalingen fra Paniagua et al. [2019] om at N_{ke} -korrelasjonen er det mest veiledende blant CPTU-korrelasjonene. S_{uA} -profilen fra SHANSEP-analysen basert på antatt opprinnelig havbunn, har en større økning med dybden enn SHANSEP-analysen basert på ødometerresultatene. SHANSEP-analysen basert på ødometerresultatene stemmer relativt godt overens med $S_{u,Nke}$ fra CPTU ned i profilen, med unntak av midtre del hvor SHANSEP gir noe lavere S_{uA} .



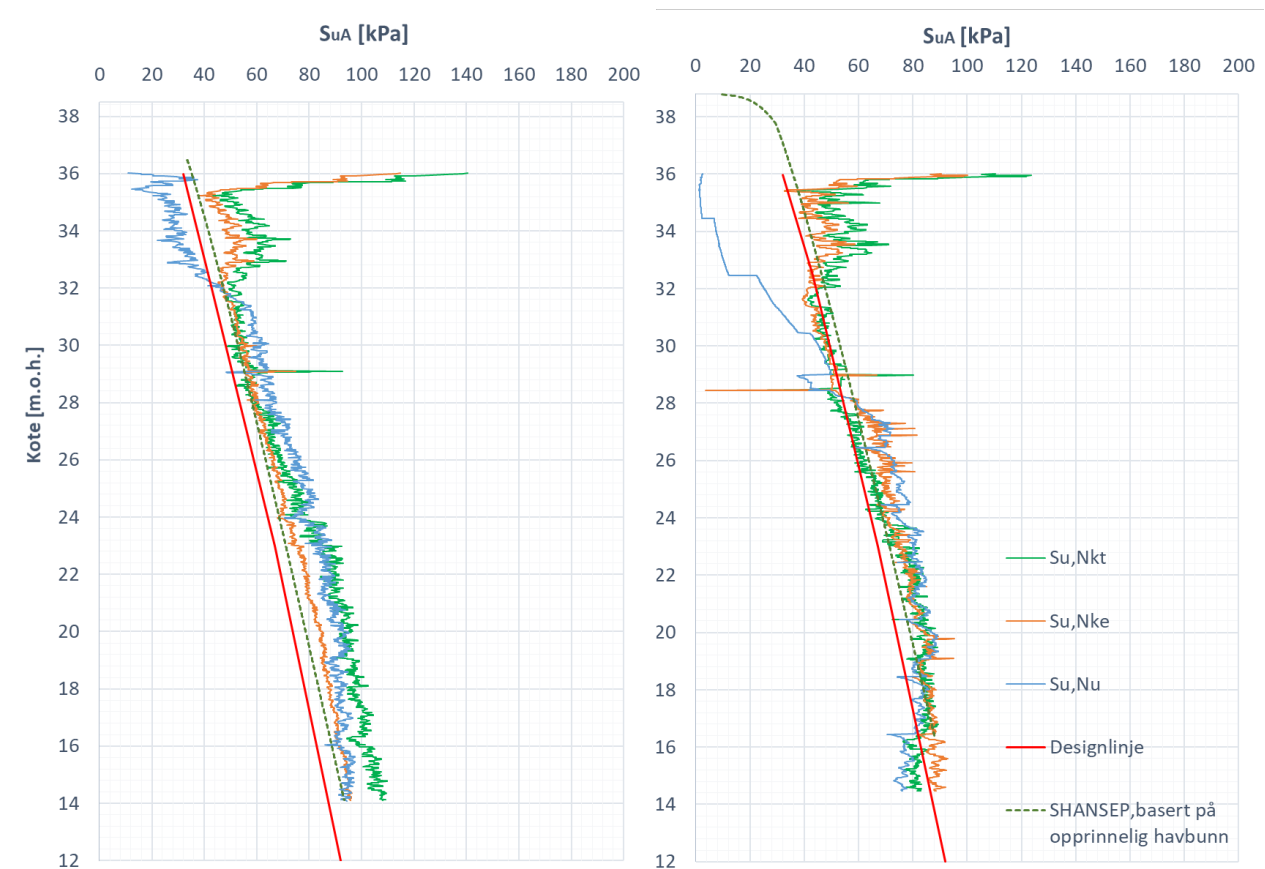
Figur 8.12: Aktivt skjærstyrkeprofil fra A1, A4 og A5 i skråningsbunnen i et samleplott med designlinje.

Alle resultatene fra borpunktene A1, A4 og A5 ved skråningsbunnen gir grunnlag for bestemmelse av et skjærstyrkeprofil som kan benyttes i stabilitetsanalysen for PLAXIS-modellen. Designlinjen for skjærstyrkeprofilen presenteres i figur 8.12. Hovedsakelig er det lagt mest vekt på treaksialresultatene for tolkning av designlinje for laget med sprøbruddegenskaper, mens for leirlaget nedenfor (fra kote +23) legges tolkningsgrunnlaget av SHANSEP-analysen og N_{ke} -korrelasjonen. For SHANSEP-analysen er det lagt mest vekt på ødometerresultatene ettersom ødometerforsøket gir det mest konkrete vurderingsgrunnlaget for analyse av spenningshisto-

rie. Treaksialforsøkene fra 54 mm sylindprøvene i A4 ga for det meste dårlig prøve kvalitet, og det er derfor ikke lagt vekt på resultatene fra disse. Likevel ser det ut til at trenden for økning av S_{uA} med dybden fra sylindprøvene stemmer godt overens med økningen av både CPTU-resultatene og SHANSEP-analysen, selv om S_{uA} fra sylindprøvene utviser lavere verdier gjennom hele profilet.

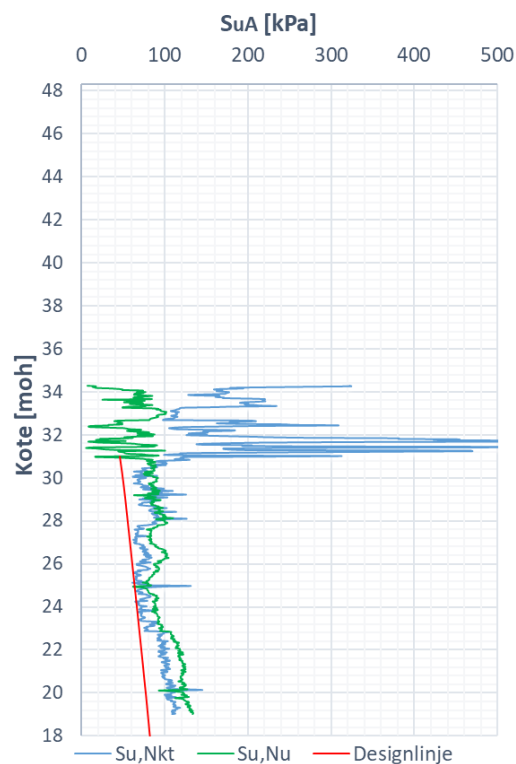
CPTU-resultatene fra skråningsbunnen for N_{kt} - og N_u -korrelasjonen gir jevnt over høyere verdier enn N_{ke} -korrelasjonen, og de har derfor ikke blitt benyttet i like stor grad som N_{ke} for valg av designlinje i skråningsbunnen.

CPTU-målingene i A2 og A3 har blitt brukt til å vurdere et S_{uA} -profil for leirmaterialene under skråningen mellom Gløshaugen og Høgskoledalen, samt SHANSEP-analyse. Ettersom det ikke er gjort prøvetakinger herifra, er overkonsolideringsgraden for SHANSEP-analysen vurdert ut i fra antakelsene om opprinnelig havbunn på kote +48 og tidligere grunnvannstand på kote +40. Skjærstyrkeprofilene, basert på CPTU fra A2 og A3 samt SHANSEP, vises i figur 8.13, inkludert designlinje for profilet.



Figur 8.13: Aktivt skjærstyrkeprofil fra borpunktene A2 (t.v.) og A3 (t.v.) i skråningen med identiske designlinjer.

Designlinjen for A2 og A3 ble hovedsakelig tolket ut i fra N_{ke} -korrelasjonen og SHANSEP-analysen med utgangspunkt i antakelsen om kotenivå for opprinnelig havbunn og grunnvannstand. I tillegg har Multiconsult tidligere utført en CPTU-sondering på Gløshaugen-platået i punkt M3, innerst på aktuelt profil. Terrengnivået for M3 ligger på kote +48,3, men CPTU-målingene starter fra kote +34,2 til kote +19,0. I følge lagdelingsanalysen i figur 8.2 tilsvarer dette dybdeintervallet nedre del av lag 3, og hele lag 4 og 5. Dataen fra denne målingen har blitt utnyttet til sammenlikningsgrunnlag for designlinjen i S_{uA} -profilen fra A2 (kote +38,5) og A3 (kote +38,8), og presenteres i figur 8.14.



Figur 8.14: CPTU-sondering fra Multiconsult i M3 på Gløshaugen-platået med designlinjen fra A2 og A3.

Figur 8.14 viser kun resultatene for S_{uA} bestemt fra N_{kt} - og N_u -korrelasjonene. N_{ke} -korrelasjonen for dette profilet ga dårlige resultater og viste et ulesbart S_{uA} -profil, og har derfor ikke blitt benyttet her. Den tolkede designlinjen fra punktene A2 og A3 i skråningen stemmer godt overens med S_{uA} -profilet for M3 i figur 8.14.

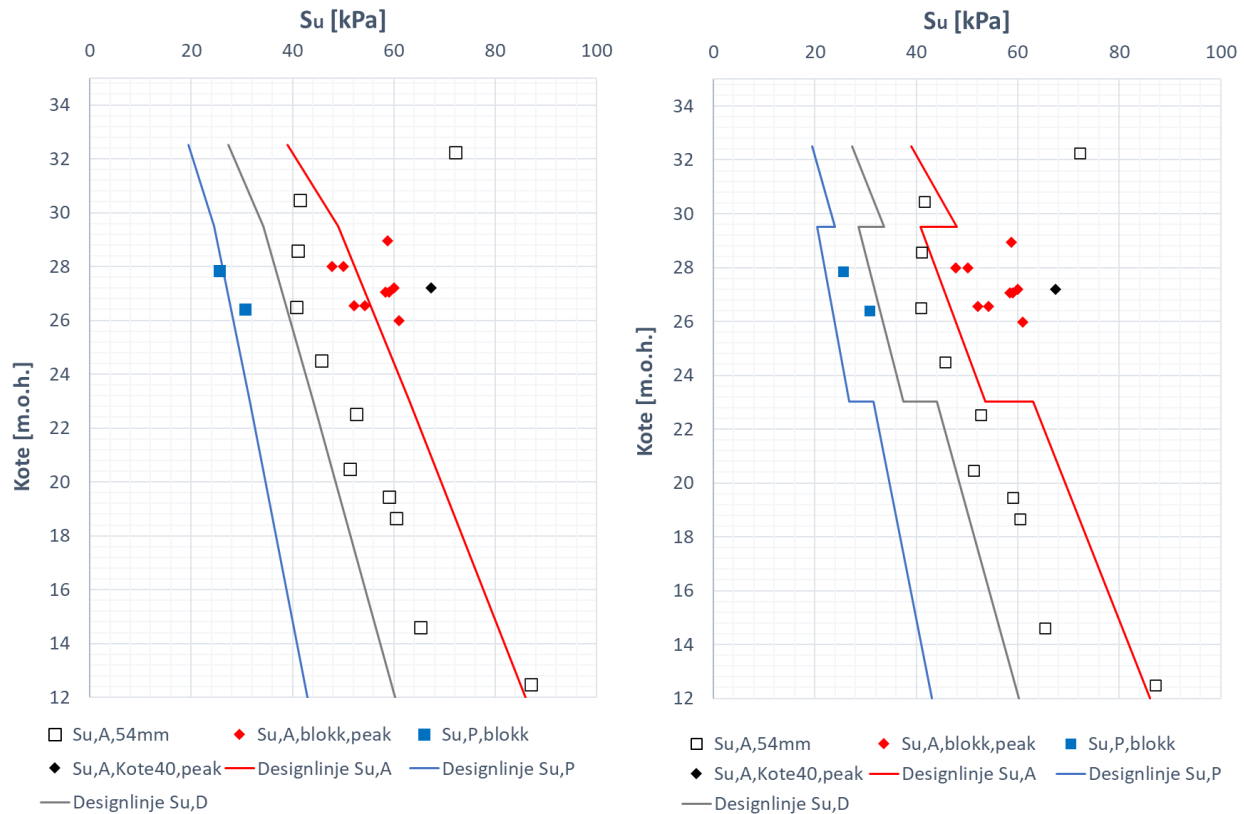
Dette betyr at designlinjen for S_{uA} -profilet i A2 og A3 benyttes for kohesjonsjordartene i lag 3, 4 og 5 både under platået og under skråningen, mens S_{uA} -profilet for kohesjonsjordartene under dalbunnen er bestemt ut ifra S_{uA} basert på CPTU i A1 og prøvetakinger i A4 og A5.

8.5.1 Anisotropi-forholdene

Den aktive udrenerte skjærstyrken ble vurdert i figur 8.12, basert på treaksialforsøk, CPTU-korrelasjon og SHANSEP-analyse. De passive treaksialforsøkene ga grunnlag for bestemmelse av forholdet mellom passiv og aktiv udrenert skjærstyrke. Det er ikke utført forsøk som måler direkte skjærstyrke, så forholdet mellom direkte og aktiv udrenert skjærstyrke har dermed blitt vurdert ut ifra anbefalingene fra NIFS [2014a]. ADP-faktorene er bestemt til følgende verdier:

- $\frac{S_{u,P}}{S_{u,A}} = 0,5$
- $\frac{S_{u,D}}{S_{u,A}} = 0,7$

Faktoren for passiv relativt til aktiv udrenert skjærstyrke er noe høyere enn anbefalingene som NIFS [2014a] foreslo i sin rapport, men treaksialforsøkene utført på blokkprøvene resulterte i god til meget god prøve kvalitet, og vil derfor veie tyngst for valgene av anisotropiforhold i Høgskoledalen. Endelig S_u -profil for kohesjonsjordartene i Høgskoledalen presenteres i figur 8.15. Designlinjen for S_{uA} er den samme som den er presentert i figur 8.12. I henhold til kvikkleireveilederen fra NVE [2014] anbefales det å redusere udrenert skjærstyrke med 15 % for sprøbruddmaterialer, som vist i profilet til høyre i figur 8.15. Tilsvarende gjelder for det mektigere sprøbruddmaterialet under plataet og skråningen. Begge S_u -betraktningene både med og uten 15 % styrkereduksjon vil benyttes i stabilitetsanalysen.



Figur 8.15: Udrenert skjærstyrkeprofil uten (t.v.) og med (t.h.) 15 % styrkereduksjon av sprøbruddmateriale, samt treaksialresultatene.

ADP-faktorene for kohesjonsjordartene under Gløshaugen-plataet og under skråningen har blitt bestemt til å ha samme verdier som vurdert ut ifra treaksialforsøkene på blokkprøvene fra skråningsbunnen i Høgskoledalen.

8.6 Materialparametere for modellering

Basert på prøvetakinger i A4 og A5, er alle nødvendige materialparametere bestemt. Ved nødvendighet har tolkningene og bestemmelsene blitt supplert med prøvetakinger fra NGI [1959] ettersom borpunkt N26 ligger like i nærheten av både A4 og A5.

8.7 Laster og lastfaktorer

Det studerte profilet for denne oppgavenn strekker seg fra østre del av Gløshaugen-plataet, over Høgskoleringen og ned på fotballbanen i bunnen av Høgskoledalen. Aktuelle laster for profilet

er derfor bygningslastene Strømningstekniske laboratorier, Høgskoleringen 3 og Produktdesign, samt trafikklasten fra Høgskoleringen. Bygningsmassen på Gløshaugen-plataet ved det aktuelle snittet er antatt til å ha en karakteristisk, permanent last på 25 kPa som virker på underlaget. I følge Statens Vegvesen [2014] defineres karakteristisk trafikklast som en variabel last på 15 kPa. Etersom både bygningsmassen og trafikklasten anses som 'ugunstige' lastpåvirkninger i prosjekteringen, er følgende lastfaktorer gjeldende, i henhold til kapittel 4.5.3 [Standard Norge, 2016a]:

- Permanent lastpåvirkning: $\gamma_G = 1,0$
- Variabel lastpåvirkning: $\gamma_Q = 1,3$

Disse lastfaktorende gir følgende dimensjonerende laster for stabilitetsanalysen:

$$\text{Last fra bygninger} = 1,0 \cdot 25 \text{ kPa} = 25 \text{ kPa}$$

$$\text{Trafikklast} = 1,3 \cdot 15 \text{ kPa} = 19,5 \text{ kPa}$$

Etter å ha etablert disse dimensjonerende lastene, er alle ytre, ugunstige laster for det aktuelle profilet bestemt.

8.8 Drenerte materialparametere

Videre vil både en drenert langtidstilstand og drenert korttidstilstand analyseres og vurderes. For de drenerte analysen benyttes Mohr Coulombs jordmodell på effektivspenningsbasis. Basert på laboratorieundersøkelser fra Høgskoledalen, inkludert undersøkelser på Gløshaugen-plataet fra NGI og Multiconsult, kan effektivspenningsparametere for drenerte materialer bestemmes. Mohr Coulomb-modellen er en forholdsvis enkel jordmodell, der styrken kontrolleres av Mohr Coulomb-kriteriet, og stivheten kontrolleres av Hookes lov. Nødvendige stivhetsparametere for denne jordmodellen er elastisitetsmodulen, E , og Poissons tall, ν . Etersom jord er et komplekst materiale som vanligvis ikke opptrer isotropt, må noen forenklinger foretas når parametere skal velges [Nordal, 2019]. I henhold til teorien som ble presentert i kapittel 4.4.1, har aktuelle drenerte materialparametere blitt bestemt.

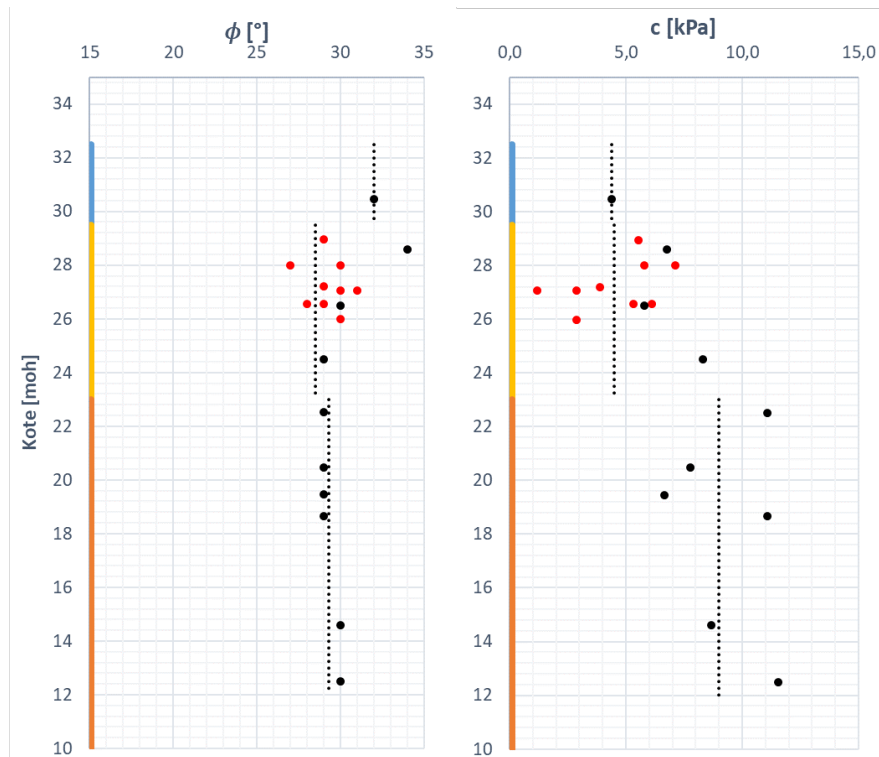
Inputparametere for effektivspenningstilstand i PLAXIS-modellen

Målinger fra gamle og nye undersøkelser på Gløshaugen-platået og i Høgskoledalen har resultert i et representativt datagrunnlag for bestemmelse av nødvendige inputparametere til skråningsmodellen i PLAXIS. Bestemmelsene av de aktuelle inputparameterene er oppsummert i tabell 8.4.

Tabell 8.4: Inputparametere for friksjonsmaterialene i PLAXIS-modellen.

Mohr Coulomb	γ	E	c'_{ref}	ϕ	ψ
	$[kN/m^3]$	$[kPa]$	$[kN/m^3]$	$[^\circ]$	$[^\circ]$
1. Topplag/fyllmasse	19,8	50000	15	36	6
2. Siltig sand	18	10000	13,7	36,5	6,5
3. Leirig, sandig silt	19,6	10000	14,7	31,5	1,5

Figur 8.16 presenterer resultatene fra analysene av treaksialforsøkene på både blokkprøvene (rød) og sylinderprøvene (svart). Resultatene fra laboratorieundersøkelsene viste ingen implikasjoner for økning av ϕ , c eller E med dybden, og velges derfor med konstante verdier. Dette medfører at styrkeparameterene for lag 4 og lag 5 gjelder både for lagene under dalbunn og platå i modellen, og for en analyse på effektivspenningsbasis er det derfor ikke nødvendig å dele inn lagene på samme måte som for totalspenningsbasis. Inputparameterene for leirmaterialene på effektivspenningsbasis presenteres i tabell 8.5.



Figur 8.16: Resultat fra analysene av friksjonsvinkel, ϕ , og kohesjon, c , fra treaksialresultatene. Stiplet linje = tolkning for hvert fargekodete lag.

Tabell 8.5: Inputparametere for leirmaterialer på effektivspenningsbasis i PLAXIS-modellen.

Mohr Coulomb	γ	E	c'_{ref}	ϕ	ψ
	[kN/m^3]	[kPa]	[kN/m^3]	[$^\circ$]	[$^\circ$]
4. Siltig leire	17,7	3000	4,4	32,0	2
5. Leire, sprøbrudd	17,5	2000	4,5	28,5	0
6. Leire	18,5	2000	9,0	29,3	0

Motfyllingen

Motfyllingen er antatt til å være en steinfylling, hovedsakelig bestående av friksjonsmasser av sprengstein med drenerende egenskaper. På bakgrunn av erfaringsbaserte verdier fra Håndbok V220 av Statens Vegvesen [2014], har jordparameterene til en eventuell motfylling blitt bestemt og presenteres i tabell 8.6.

Tabell 8.6: Inputparametere for motfyllingen i PLAXIS-modellen.

Mohr Coulomb	γ	E	c'_{ref}	ϕ	ψ
	[kN/m^3]	[kPa]	[kN/m^3]	[$^\circ$]	[$^\circ$]
Motfylling	20	50000	0	40	6

8.9 Udrenerte materialparametere

De udrenerte materialparametere for kohesjonsjordartene bestemmes på grunnlag av alle utførte undersøkelser fra Høgskoledalen. Tabell 8.7 presenterer inputparameterene med tilhørende verdier for hvert lag uten anbefalte skjærstyrkereduksjon, og tabell 8.8 presenterer inputparameterene med tilhørende verdier for hvert lag i henhold til 15 % skjærstyrkereduksjon for laget med sprøbruddmaterialer fra kapittel 8.5.

Merk at lag 4 og 5 har blitt delt opp i to seksjoner slik at de tolkede styrkeparameterene implementeres riktig i forhold til benyttet referansehøyde, y_{ref} .

Tabell 8.7: Inputparametere for udrenerte materialer på totalspenningsbasis i PLAXIS-modellen, uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.

NGI-ADP	γ kN/m^3	γ_{fC} [-]	γ_{fR} [-]	γ_{fDSS} [-]	$S_{uA,ref}$ [kPa]	y_{ref} [m]	$S_{uA,inc}$ [kPa/m]	S_{uP}/S_{uA} [-]	S_{uD}/S_{uA} [-]
4. Siltig leire (under platå)	17,7	1,5	4	3	32,0	36,0	2,75	0,5	0,7
4. Siltig leire (under dalbunn)					39,0	32,5	3,00		
5. Leire, sprøbrudd (under platå)	17,5	1,5	4	3	43,0	32,5	2,67	0,5	0,7
5. Leire, sprøbrudd (under dalbunn)					48,0	29,5	2,31		
6. Leire	18,5	1,5	4	3	63,0	23,0	2,09	0,5	0,7

Tabell 8.8: Inputparametere for udrenerte materialer på totalspenningsbasis i PLAXIS-modellen, med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.

NGI-ADP	γ kN/m^3	γ_{fC} [-]	γ_{fR} [-]	γ_{fDSS} [-]	$S_{uA,ref}$ [kPa]	y_{ref} [m]	$S_{uA,inc}$ [kPa/m]	S_{uP}/S_{uA} [-]	S_{uD}/S_{uA} [-]
4. Siltig leire (under platå)	17,7	1,5	4	3	32,0	36,0	2,75	0,5	0,7
4. Siltig leire (under dalbunn)					39,0	32,5	3,00		
5. Leire, sprøbrudd (under platå)	17,5	1,5	4	3	36,6	32,5	2,15	0,5	0,7
5. Leire, sprøbrudd (under dalbunn)					40,8	29,5	1,96		
6. Leire	18,5	1,5	4	3	63,0	23,0	2,09	0,5	0,7

Kapittel 9

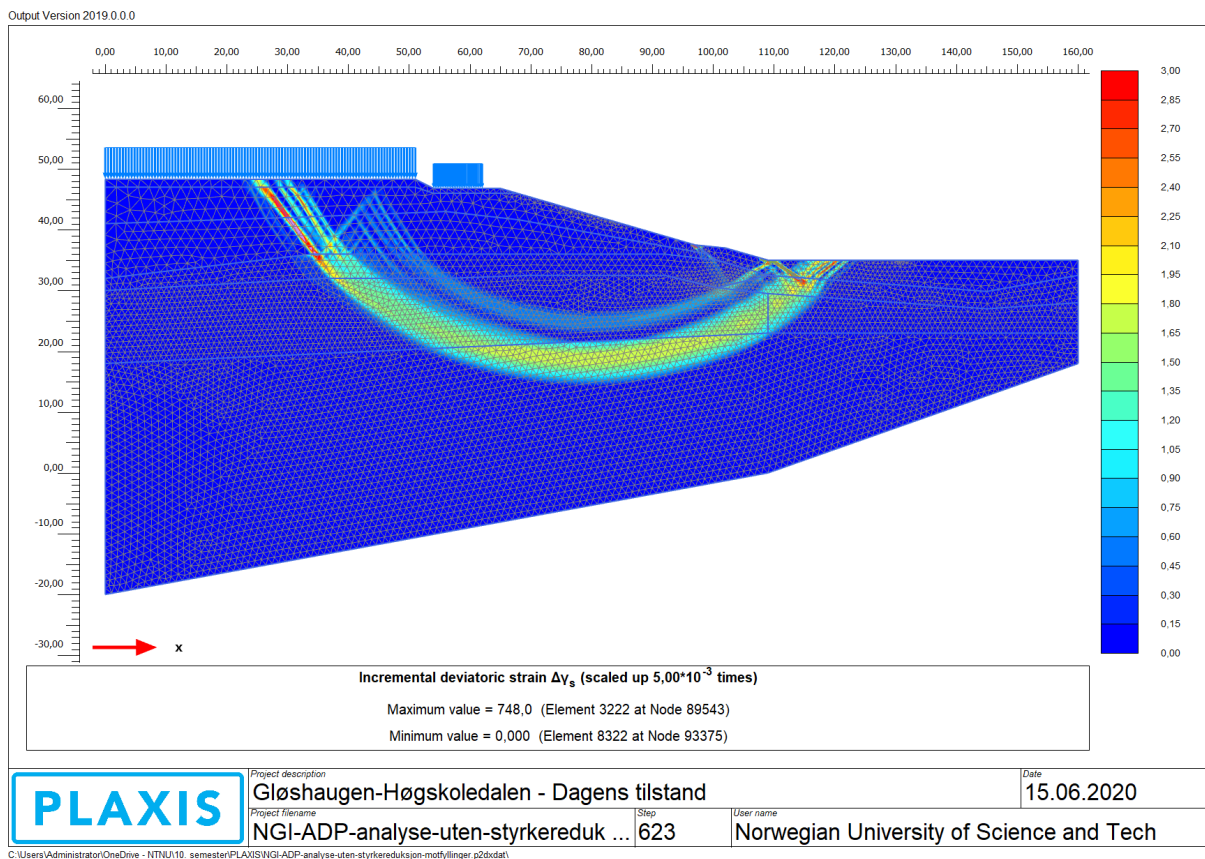
Stabilitetsanalyse i PLAXIS 2D

Kapittelet inneholder resultatene fra stabilitetsanalysene for dagens tilstand av skråningen, samt topografiske stabiliseringstiltak i Høgskoledalen.

Stabilitetsanalysene ved bruk av $c - \phi$ -metoden i PLAXIS utføres ved at de forhåndsbestemte numeriske kontrollparameterene settes til et tilstrekkelig antall for analysene. Maks antall steg for sikkerhetsanalysen settes til 50, og tolerert error for F settes til 0,01. Stabilitetsanalysene gjennomføres både på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis for alle situasjoner for en fullstendig dokumentering av situasjonene. De kritiske glideflatene presenteres i form av inkrementelle skjærtøyninger generert i stabilitetsanalysen i PLAXIS.

9.1 Udrenert tilstand

Den udrenerte stabilitetsanalysen for dagens situasjon i figur 9.1, med ytre laster i form av bygningsmasse og trafikklaster, viser at det utvikles en kritisk glideflate som starter under bygningene og går ut i skråningsfoten. Den kritiske glideflaten utvikles ved generering av skjærtøyninger i $c - \phi$ -reduksjonen, og ved å endre fargeskalaen vil skjærtøyningene tydeliggjøres for visualiseringen av den kritiske glidelaten.



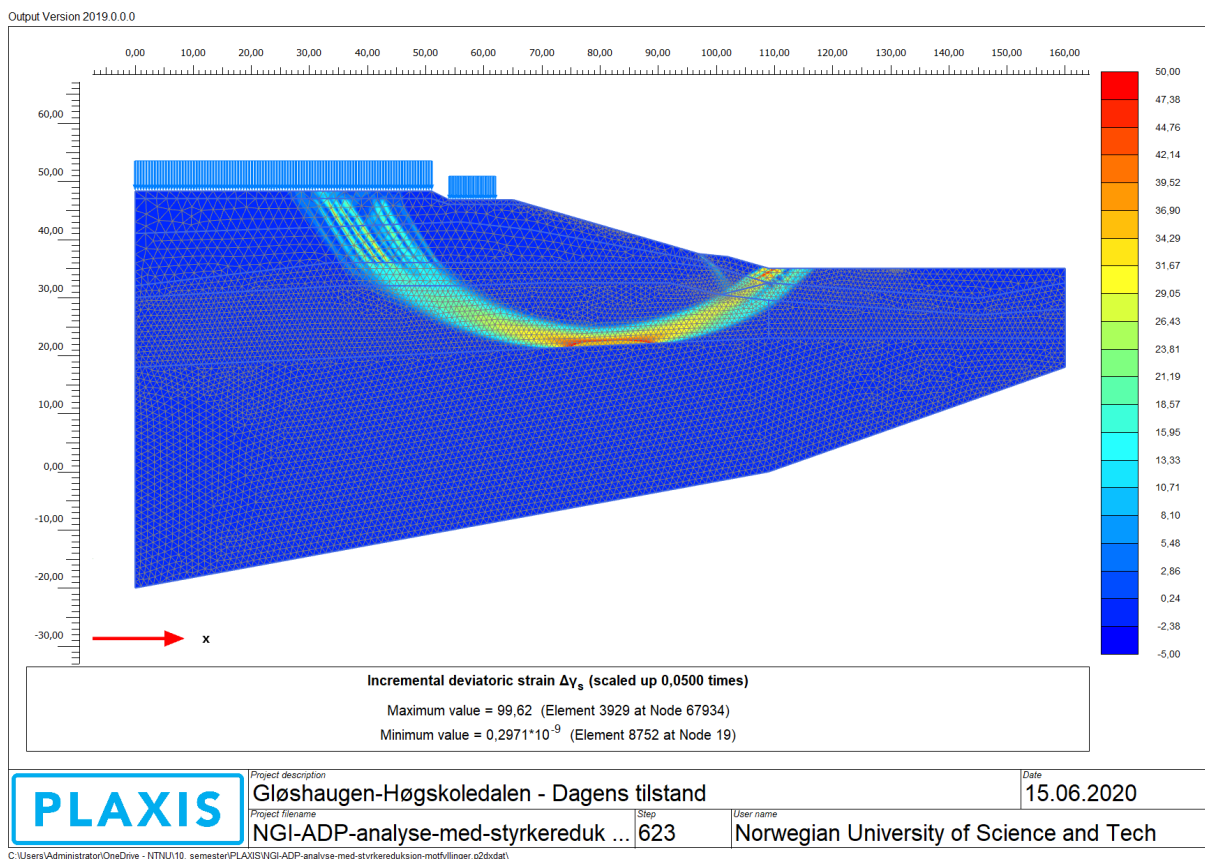
Figur 9.1: Kritisk glideflate for dagens tilstand på totalspenningsbasis.

Dagens tilstand gir sikkerhetsfaktor

$$F = 1,167$$

for profilet. Dette er ikke i henhold til kravet om lokalstabilitet med $F \geq 1,4$, og ulike stabiliseringstiltak må innføres for oppnåelse av forbedret sikkerhetsfaktor.

Hvis anbefalingen om 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer benyttes i stabilitetsanalysen for dagens situasjon, resulterer det i en litt grunnere glideflate som ikke utvikles lenger ned enn leirlaget med sprøbruddegenskaper, presentert i figur 9.2.



Figur 9.2: Kritisk glideflate for dagens tilstand på totalspenningsbasis med 15 % skjærstyrkereduksjon.

Dagens tilstand med 15 % skjærstyrkereduksjon gir naturligvis en lavere sikkerhetsfaktor

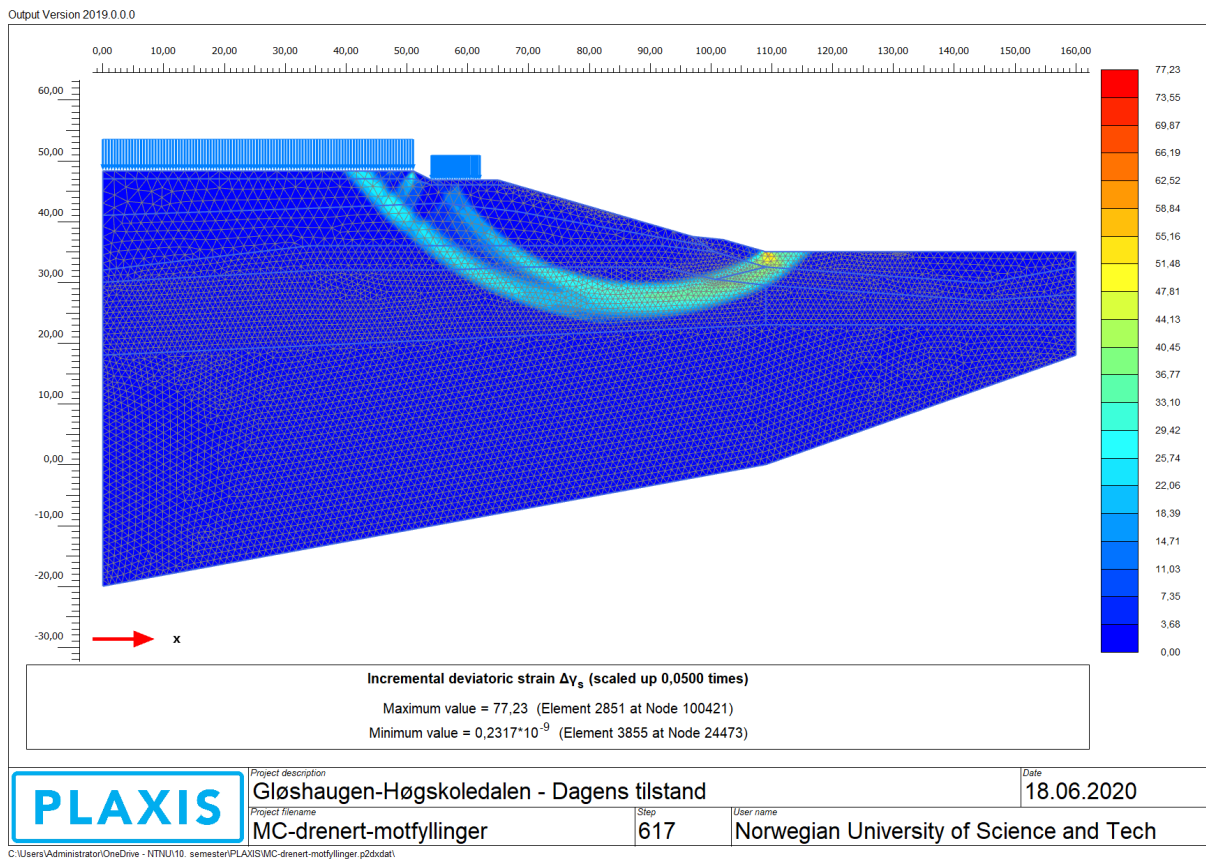
$$F = 1,048$$

Til sammenlikning er glideflatene for analysene både med og uten skjærstyrkereduksjon for-

holdsvis like, men med 11 % forskjell i oppnådd sikkerhetsfaktor F .

9.2 Drenert tilstand

Stabilitetsanalysen på effektivspenningsbasis for en drenert langtidstilstand resulterer i en grunnere kritisk glideflate, som vist i figur 9.3, enn det de udrenerte stabilitetsanalysene resulterte i, som vist i figur 9.1 og 9.2.



Figur 9.3: Kritisk glideflate for dagens tilstand på effektivspenningsbasis.

Oppnådd sikkerhetsfaktor for kritisk glideflate for drenert stabilitetsanalyse blir

$$F = 2,271$$

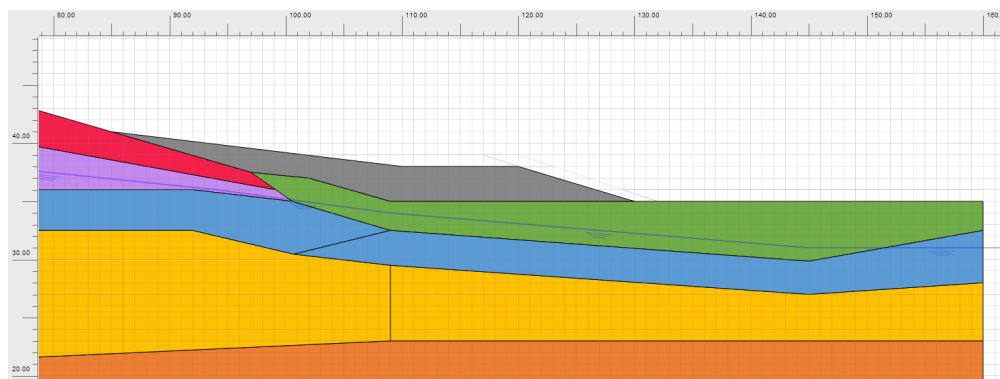
altså omtrent dobbelt så stor verdi sammenlignet med de udrenerte analysene.

9.3 Stabiliseringstiltak med motfylling

Aktuelle stabiliseringstiltak for profilet anses å være motfyllinger i skråningen eller langs dalbunnen. Eventuelt kan en avlastning i form av uttak av masser på plataet være en mulighet, men det vil ikke vurderes som et alternativ her siden det allerede er foreslått av Multiconsult at en motfylling er det enkleste alternativet hvis det lar seg gjøre med hensyn på stabiliteten. Videre vil forskjellige motfyllingsalternativ med ulik geometri og størrelse vurderes ut ifra genererte kritiske glideflater med tilhørende sikkerhetsfaktorer. Det er stabilitetsanalysene på udrenert totalspenningsbasis som gir de mest kritiske sikkerhetsfaktorene, og derfor er det disse som vil legges vekt på og diskuteres når motfyllingsalternativene legges fram. For større figurer anbefales det å lese dette kapittelet parallelt med figurene som ligger vedlagt i vedlegg D.

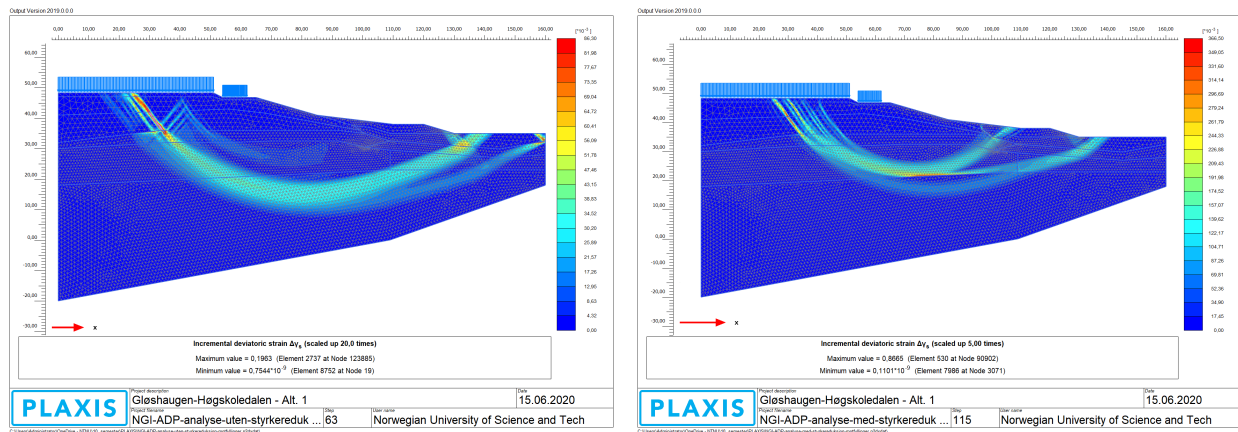
Alternativ 1

Ettersom kritisk glideflate munner ut i skråningsfoten er det hensiktsmessig å legge på en stabiliserende motfylling i bunnen av skråningen og delvis i skråningen, slik at det påføres et moment som motvirker utviklingen av den sirkulære glideflaten. Motfyllingen er 3 meter høy fra skråningsbunnen, og strekker seg gradvis opp til kote +41 i skråningen, som vist i figur 9.4.



Figur 9.4: Et forstørret tverrsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 1 (grå) i skråningsbunnen.

Figur 9.5 og 9.6 viser den kritiske glideflaten i følge stabilitetsanalysen på totalspenningsbasis i PLAXIS, henholdsvis uten og med 15 % skjærstyrkereduksjon.



Figur 9.5: Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 1. Figur 9.6: Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 1.

Stabilitetsanalysen uten skjærstyrkereduksjon, vist i figur 9.5, medfører en kritisk glideflate som genereres dypere enn den kritiske glideflaten for dagens tilstand, og som i tillegg munner ut i bunnen av den nye motfyllingen. Dette betyr at motfyllingen flytter den kritiske glideflaten litt dypere og lenger ut i forhold til den som genereres for dagens situasjon.

Motfyllingen for analysen uten skjærstyrkereduksjon fører til en forbedret sikkerhetsfaktor

$$F = 1,406$$

for det kritiske glideplanet i figur 9.5.

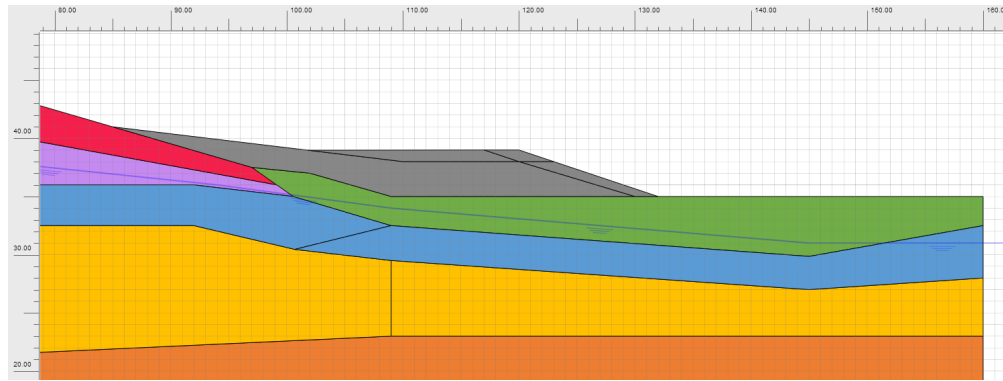
Hvis stabilitetsanalysen gjennomføres med 15 % skjærstyrkereduksjon, gir dette to mulige glideflater, som vises i figur 9.6. Begge starter under bygningene, og den ene munner ut i motfyllingen, mens den andre munner ut i dalbunnen ved foten av fyllingen. Den mest kritiske glideflaten med skjærstyrkereduksjonen gir sikkerhetsfaktor

$$F = 1,328$$

En forbedring av skråningsstabiliteten vil for begge tilfellene være en større motfylling.

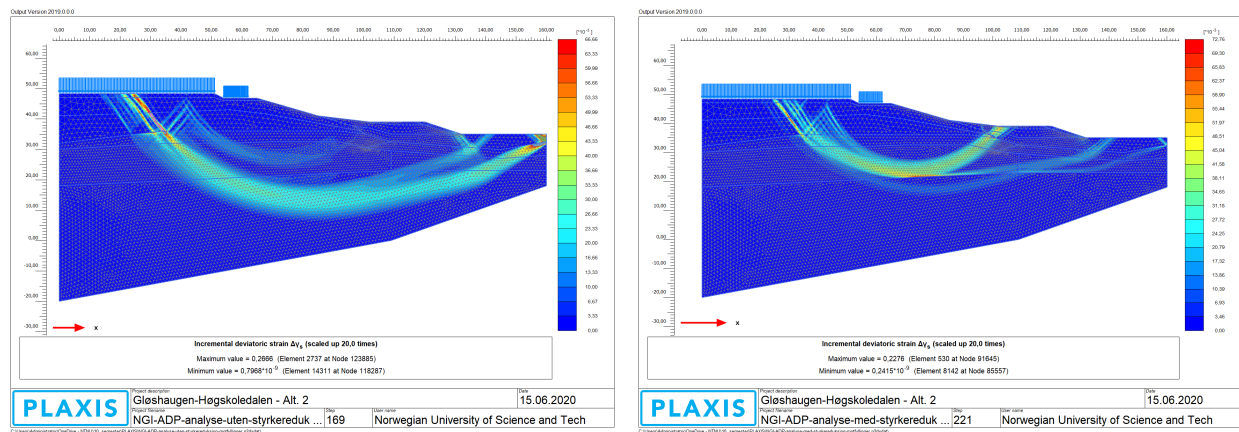
Alternativ 2

For dette motfyllingsalternativet tas det utgangspunkt i resultatene fra alternativ 1, og med hensikt om å øke sikkerhetsfaktoren. Et forslag til en større fylling som er 1 meter høyere og går 2 meter lenger ut i dalbunnen enn alternativ 1 vises i figur 9.7.



Figur 9.7: Et forstørret tværsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 2 (grå) i skråningsbunnen.

Stabilitetsanalysene for alternativ 2 presenteres i figur 9.8 og 9.9, henholdsvis uten og med skjærstyrkereduksjon.



Figur 9.8: Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon for alternativ 2. Figur 9.9: Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 2.

Sikkerhetsfaktoren for den kritiske glideflaten i figur 9.8 blir

$$F = 1,442$$

mens sikkerhetsfaktoren med 15 % skjærstyrkereduksjon for glideflaten i figur 9.9 blir

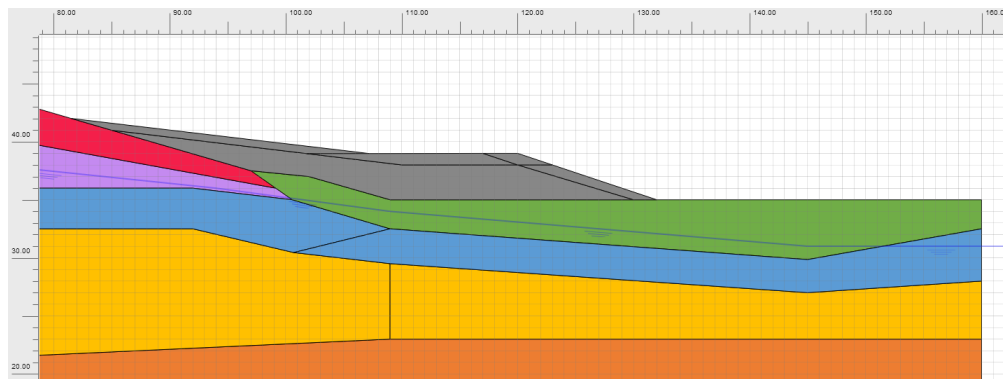
$$F = 1,362$$

Glideflatene i figur 9.8 og 9.9 er forholdsvis lik glideflatene for motfyllingsalternativ 1 i figur 9.5 og 9.6, men sikkerhetsfaktoren er noe forbedret. En ytterligere forbedring av sikkerhet for analysen med skjærstyrkereduksjon kan oppnås ved å påføre en fylling som virker motvirkende

på den sirkulære glideflaten i figur 9.9.

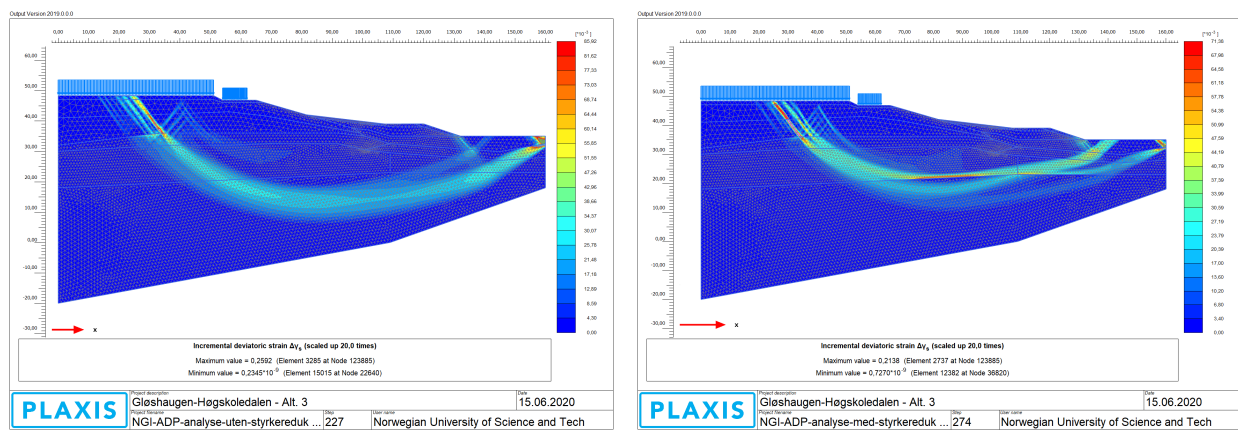
Alternativ 3

Med utgangspunkt i motfyllingsalternativ 2 er motfyllingen i figur 9.10 lagt litt lenger opp ved at den følger skråningen til kote +42 i stedet for kote +41, som var forslaget i motfyllingsalternativ 1 og 2. Det unngås å legge motfyllingen for langt opp slik at den ikke virker drivende på potensielle kritiske glideflater.



Figur 9.10: Caption

Resultatene fra stabilitetsanalysene for motfyllingsalternativ 3 presenteres i figur 9.11 og 9.12, henholdsvis uten og med 15 % skjærstyrkereduksjon.



Figur 9.11: Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon
Figur 9.12: Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 3.

Sikkerhetsfaktoren for skråningen i figur 9.11 blir

$$F = 1,454$$

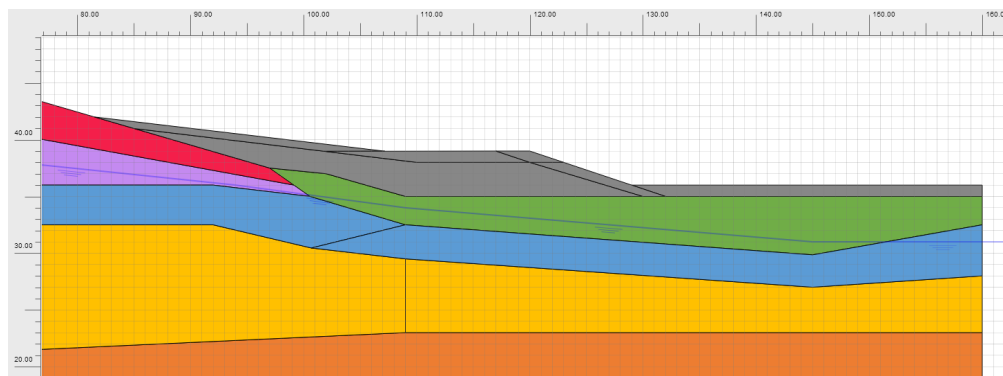
og sikkerhetsfaktoren for skråningen med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer i figur 9.12 blir

$$F = 1,383$$

Stabilitetsanalysene med motfyllingsalternativ 3, både uten og med skjærstyrkereduksjon, resulterer i forholdsvis identiske kritiske glideflater hvor begge starter under bygningene og munner ut i skråningsfoten av motfyllingen. Motfyllingen fører derfor til at den grunneste glideflaten i figur 9.9 (alternativ 2) bortfaller, og den nye kritiske glideflaten i figur 9.12 går dypere og munner ut i skråningsfoten av fyllingen. Likevel økte ikke sikkerhetsfaktoren F med mer enn 0,021, altså fra $F = 1,362$ (alternativ 2) til $F = 1,383$ (alternativ 3). Samtidig antyder analysen i figur 9.12 en mulig kritisk skjærflate som går enda dypere før den munner ut helt i enden av profilet, tilsvarende den kritiske glideflaten for stabilitetsanalysen uten skjærstyrkereduksjon i figur 9.11.

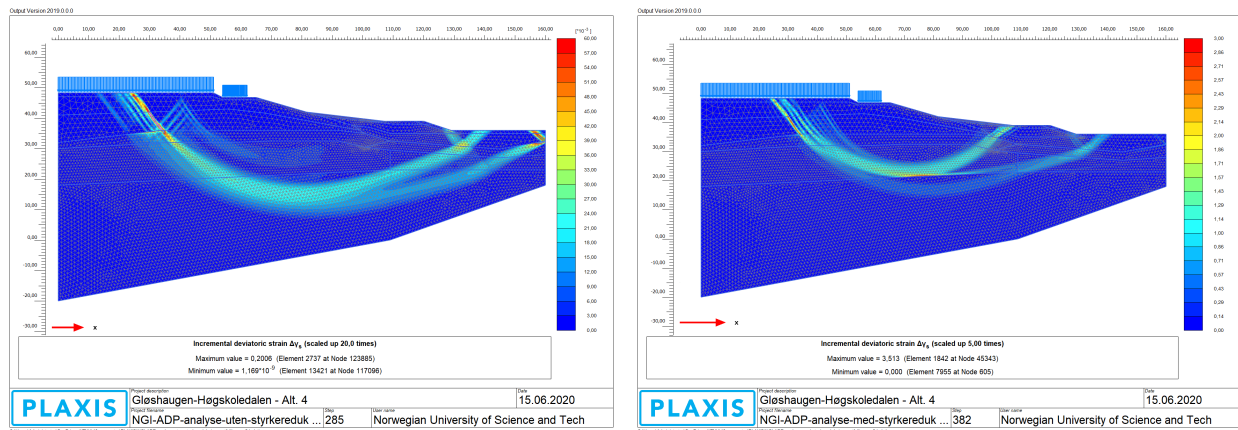
Alternativ 4

Motfyllingsalternativ 4 består av en motfylling tilsvarende alternativ 3, samt 1 meters oppfylling av dalbunnen i profilet - dette for å hindre at de mulige kritiske glideflatene for alternativ 3 forskyves lenger ut uten at skråningsstabiliteten forbedres i form av høyere sikkerhetsfaktor.



Figur 9.13: Et forstørret tverrsnitt av modellen som viser motfyllingsalternativ 4 (grå) i skråningsbunnen og dalbunnen.

Stabilitetsanalysene for alternativ 4 presenteres i figur 9.14 og 9.15, henholdsvis uten og med 15 % skjærstyrkereduksjon.



Figur 9.14: Kritisk glideflate uten skjærstyrkereduksjon
Figur 9.15: Kritisk glideflate med skjærstyrkereduksjon for alternativ 4.

En oppfylling av dalbunnen til kote +36 medfører sikkerhetsfaktor

$$F = 1,537$$

for stabilitetsanalysen uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialene. Stabilitetsanalysen med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer gir

$$F = 1,454$$

Som figur 9.14 viser øker sikkerhetsfaktoren i forhold til alternativ 3, og den kritiske glideflaten skyves tilbake mot skråningsfoten. Derimot viser figur 9.15 at en oppfylling i dalbunnen hindrer en utglidning som går fra platået og ut i dalbunnen, som motfyllingsalternativ 3 i figur 9.12 viser. Den nye genererte kritiske glideflaten i figur 9.15 går grunnere samt at den munner ut midt i motfyllingen i stedet for i dalbunnen, med en forbedring i sikkerhetsfaktor fra 1,383 (alternativ 3) til 1,454. I forhold til dagens tilstand øker sikkerhetsfaktorene med 32 % og 39 %, henholdsvis for beregningene uten og med 15 % reduksjon i skjærstyrken, med motfyllingsalternativ 4.

10 kPa lastøkning fra bygningsmassen

Det er også gjennomført en stabilitetsanalyse for motfyllingsalternativ 4 hvor bygningsmassen er antatt lik en last på 35 kPa, altså en lastøkning på 10 kPa i forhold til den antatte lastsituasjonen fra bygningene i dag. Kritisk glideflate for disse situasjonene vises i vedlegg D og er relativt

identiske med de kritiske glideflatene som ble generert for motfyllingsalternativ 4 uten lastøkning i figur 9.14 og 9.15. Derimot resulterte stabilitetsanalysene nye sikkerhetsfaktorer for den nye lastsituasjonen. Sikkerhetsfaktoren for analysen uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer blir

$$F = 1,487$$

Sikkerhetsfaktoren for analysen med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer blir

$$F = 1,407$$

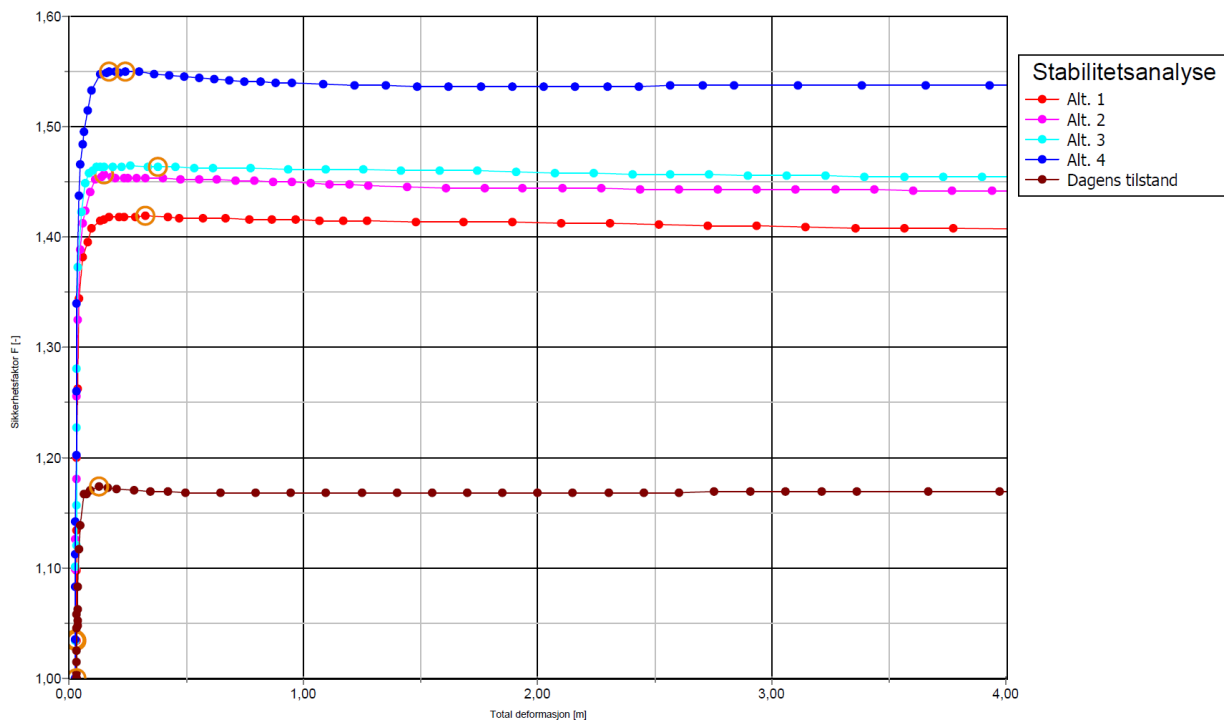
Det vil si at sikkerhetsfaktorene sank med rundt 3 % for tilfellene både uten og med skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialene ved en lastøkning på 10 kPa for den østlige delen av Gløshaugen-plataet.

Drenerte analyser for motfyllingsalternativene

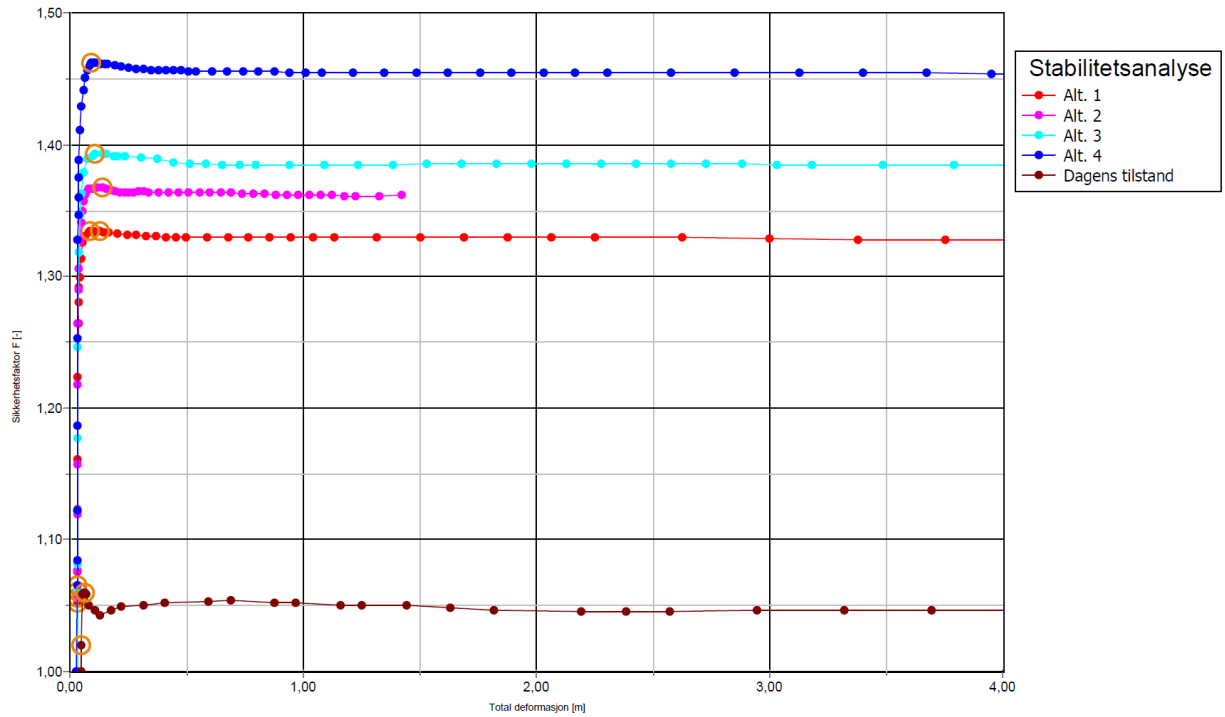
De drenerte stabilitetsanalysene på effektivspenningsbasis gir som nevnt mye høyere sikkerhetsfaktorer enn analysene på totalspenningsbasis. Det samme gjelder også for stabilitetsanalysene der motfyllingene er implementert i modellen; De drenerte analysene gir vesentlig høyere sikkerhetsfaktor enn de udrenerte analysene. For motfyllingsalternativ 1, 2 og 3 blir sikkerhetsfaktoren F henholdsvis 3,049, 3,187 og 3,245, og alle de kritiske glideflatene går dypere sammenliknet med glideflatene for dagens drenerte situasjon, samt at de munner ut i foten av motfyllingsskråningen (se drenerte stabilitetsanalyser i vedlegg D). Stabilitetsanalysene på effektivspenningsbasis for alternativ 4 gir så høye sikkerhetsfaktorer at beregningsprogrammet ikke genererer en kritisk glideflate i skråningen mellom Gløshaugen og Høgskoledalen (se vedlegg D). Derimot er det skråningen i selve motfyllingen som generer store plastiske tøyninger i kalkulasjonsfasen som gjør at PLAXIS anser stabilitetsanalysen som ferdig med relativt høy kalkulert sikkerhetsfaktor. Dette anses ikke som et representativt resultat for skråningsstabiliteten mellom Gløshaugen og Høgskoledalen.

9.4 Verifisering og utvikling av sikkerhetsfaktor

Som nevnt i kapittel 4.4.4 bør resultatene av stabilitetsanalysene verifiseres ved en fullstendig utviklet bruddmekanisme. Grafen i figur 9.16 viser utviklingen av sikkerhetsfaktor F for udrenert analyse uten skjærstyrkereduksjon plottet mot total deformasjon for en gitt node i elementnettet. Det er viktig å bemerke at de plastiske tøyningene som gir de store deformasjonene genereres kun for at kalkulert sikkerhet utføres med et tilstrekkelig antall kalkulasjonssteg. De store, endelige deformasjonene kan derfor anses som 'kunstige'. En tilsvarende graf for analysen med 15 % reduksjon av skjærstyrken i sprøbruddmaterialene vises i figur 9.17, og sikkerhetsfaktor-grafen for den drenerte analysen vises i figur 9.18.

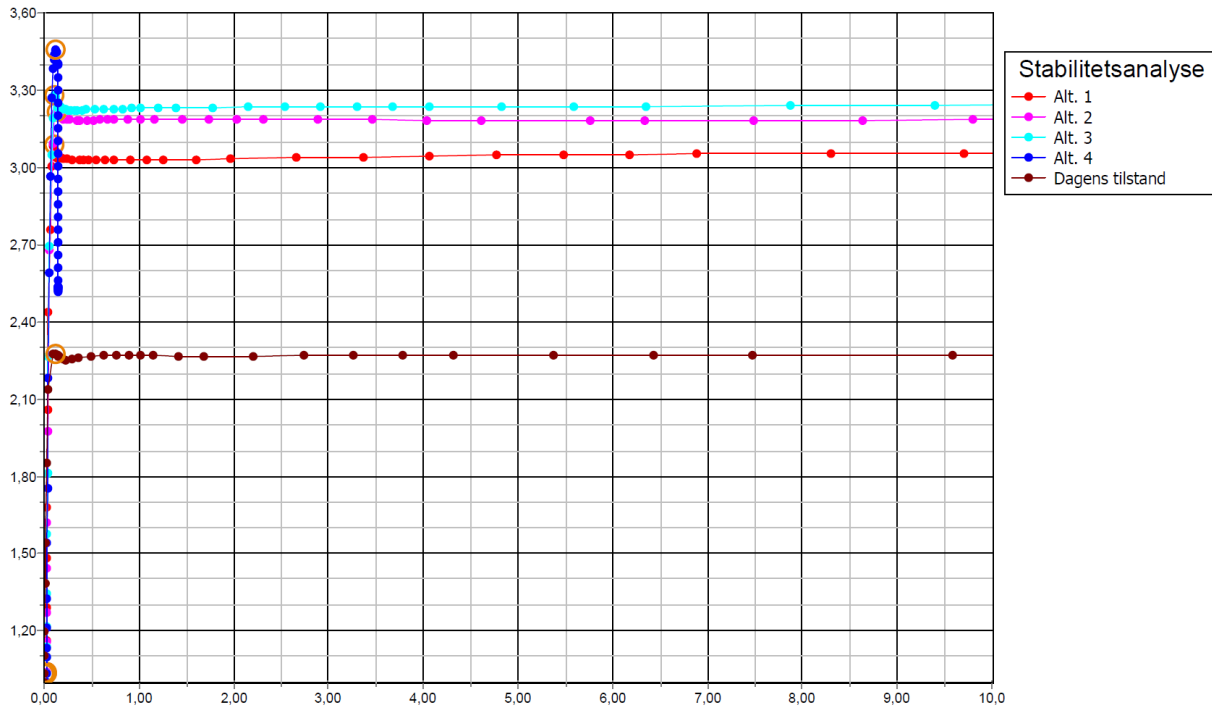


Figur 9.16: Utvikling av F på totalspenningsbasis for stabilitetsanalysene uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.



Figur 9.17: Utvikling av F på totalspenningsbasis for stabilitetsanalysene med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer.

Grafene i figur 9.16 og 9.17 viser at bruddmekanismen er velutviklet i form av plastiske tøyninger, og antall iterasjoner og laststeg anses dermed som tilstrekkelig for vurdering av skråningsstabilitet for dagens situasjon og motfyllingsalternativ 1 til 4. Beregnede sikkerhetsfaktorer F (y-aksen) betraktes derfor som representative for hver situasjon.



Figur 9.18: Utvikling av F for stabilitetsanalysene på effektivspenningsbasis.

Figur 9.18 som presenterer utvikling av F for analysene på effektivspenningsbasis, viser at en bruddmekanisme er velutviklet for alle tilfeller bortsett fra motfyllingsalternativ 4. For dette tilfellet er det tilsynelatende vanskelig for beregningsprogrammet å generere et velutviklet brudd i stabilitetsanalysen, særlig ettersom bruddet utviklet seg i selve motfyllingen med en sikkerhetsfaktor høyere enn 2,5. Selv om oppnådd F ikke utviklet seg stabilt, betraktes denne lastsituasjonen som tilfredsstillende for den drenerte analysen siden verdien av F er forholdsvis høy.

En oppsummering av oppnådde sikkerhetsfaktorer for dagens lasttilstand og med alle motfyllingsalternativ presenteres i tabell 9.1.

Tabell 9.1: Sikkerhetsfaktorer for alle stabilitetsanalysene.

Tilstand	Sikkerhetsfaktor F		
	Udrenert u/styrkereduksjon	Udrenert m/styrkereduksjon	Drenert
Dagens tilstand	1,167	1,048	2,271
Motfylling alternativ 1	1,406	1,328	3,049
Motfylling alternativ 2	1,442	1,362	3,187
Motfylling alternativ 3	1,454	1,383	3,245
Motfylling alternativ 4	1,537	1,454	-
- med 35 kPa bygningsmasse	1,487	1,407	-

Kapittel 10

Diskusjon

10.1 Udrenert skjærstyrke

Valg av udrenert skjærstyrke er meget avgjørende for analyser av skråningsstabilitet, og det er viktig at det velges et representativt skjærstyrkeprofil. Laboratorieundersøkelsene og registrert omrørt skjærstyrke fra 54 mm sylinderprøvene fra høsten 2019 påviser et lag med sprøbruddmaterialer med visse mektigheter bestående av kvikkleire. Leirlaget med sprøbruddegenskaper ble også indikert av total- og dreietrykksonderingene fra Høgskoledalen, og det er dette komplekse laget som har blitt nærmere undersøkt med prøvetaking av blokkprøver med høy kvalitet. Treaksialforsøkene utført på blokkprøvene resulterte i vesentlig høyere verdier enn treaksialforsøkene fra sylinderprøvene. I tillegg stemte tolket S_{uA} fra treaksialresultatene godt overens med S_{uA} basert på N_{ke} -korrelasjonen fra de sammenlignbare CPTU-målingene, samt SHANSEP-analysen der spenningshistorien ble basert både på ødometerforsøk og antatt opprinnelig havbunn. Alle resultatene og analysene ga et godt grunnlag for valg av et representativt S_{uA} -profil. Ettersom blokkprøvene viste vesentlig høyere S_{uA} enn sylinderprøvene, som hadde dårlig prøve kvalitet, kunne det ha vært nyttig med prøvetakinger av høyere kvalitet lenger ned leirlaget under laget med sprøbruddegenskaper. S_u -analysen for disse dybdene baseres hovedsakelig på CPTU-målinger og SHANSEP-analysen, og en prøvetaking av høy kvalitet med påfølgende treaksialforsøk gir en enda bedre indikasjon på skjærstyrke for disse dybdene.

Nye laboratorieundersøkelser for indeks-parametere fra blokkprøvene ble særdeles forhindret på grunn av nedstegningen av NTNU og laboratoriet. Ettersom visse komplekse parametertolkninger ble utført av studenter fra TBA4110 høsten 2019, ble disse kontrollert ut ifra NGI

sine omfattende prøvetakinger fra borhull i nærheten, som antakeligvis ble utført av profesjonelle laboranter. I tillegg ble alle tolkninger av jordmaterialet ved Gløshaugen-platået vurdert ut ifra tidligere undersøkelser ettersom det ikke ble utført nye undersøkelser her i forbindelse med dette prosjektet.

Basert på prekonsolideringsspenningene bestemt ut ifra ødometerforsøk og OCR bestemt fra CPTU-målingene, er det grunn til å anta at opprinnelig havbunn for Høgskoledalen lå på kote +48 tilsvarende dagens terrengnivå for Gløshaugen-platået. På denne måten begrunnes antakelsen om at Høgskoledalen er en ravinedal der sedimentene tidligere har vært utsatt for større effektivspenninger enn i dag. Overkonsolidering av sedimenter fører deretter til at den udrenerte skjærstyrken til materialet forbedres ved at de svakeste delene i jordstrukturen allerede er brutt ned og kontakten mellom hvert korn er større. I det store og hele virker denne overkonsolideringen positivt på skråningsstabiliteten for profilet mellom Gløshaugen og Høgskoledalen.

Prekonsolideringen av sedimentene ble delvis forsøkt gjenskapt i form av et treaksialforsøk der en prøve ble utsatt for konsolideringsspenninger tilsvarende et terrengnivå som ligger 5 meter høyere enn i dag (kote +40), samt et grunnvannsnivå som deretter ligger 3 meter høyere enn i dag (kote +37). For dette tilfellet ble det antatt at hviletrykkskoeffisienten var lavere enn i dag på grunn av lavere overkonsolideringsgrad. Resultatet viste en udrenert skjærstyrke som var 14 % høyere enn udrenert skjærstyrke for prøvene fra tilsvarende dybder med in-situ konsolideringsspenninger og med varierende verdier av K'_0 . Dette kan indikere at den udrenerte skjærstyrken for den overkonsoliderte leira i Høgskoledalen tidligere var høyere på grunn av tyngre overliggende masser. For et godt vurderingsgrunnlag burde det ha blitt gjennomført flere tilsvarende forsøk med ulike konsolideringsspenninger, men nedstegning av NTNU og tidsbegrensningen på laboratoriet gjorde at dette ble vanskelig, og det er derfor vanskelig å konkludere med dette.

10.2 Stabilitetsanalysene

Stabilitetsanalysene for dagens situasjon viser at analysene på totalspenningsbasis resulterer i særdeles lavere sikkerhetsfaktorer enn analysene på effektivspenningsbasis. Med tanke på de poretrykksforholdene som er på Gløshaugen er ikke disse resultatene særlig overraskende. Den forholdsvis lave grunnvannstanden på Gløshaugen-platået virker positivt på skråningsstabiliteten på effektivspenningsbasis. I tillegg virker det underhydrostatisk poretrykket i Høgskole-

dalen positivt på skråningsstabiliteten på effektivspenningsbasis, selv om dette ikke er beregnet i denne oppgaven. Poretrykksfordelingen ble for enkelhetsskyld antatt hydrostatisk for de utførte stabilitetsanalysene i PLAXIS. Stabilitetsundersøkelsene på effektivspenningsbasis betraktes ikke som kritiske for videre diskusjon, og det vil derfor legges vekt på stabilitetsundersøkelsene på totalspenningsbasis.

For stabilitetsundersøkelsene på totalspenningsbasis har to ulike udrenerte skjærstyrkeprofil blitt vurdert: ett profil med reelle oppnådde udrenerte skjærstyrker, og ett profil med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer der sprøbrudd- og tidseffekter tas hensyn til. De udrenerte stabilitetsanalysene for dagens situasjon resulterer i en sikkerhetsfaktor som er vesentlig lavere enn dagens standardkrav på 1,4. Dagens situasjon med et antatt S_u -profil, der sprøbrudd- og tidseffekter ble neglisjert, resulterte i $F = 1,167$. Hvis sprøbrudd- og tidseffekter regnes med i stabilitetsanalysen, der skjærstyrken for sprøbruddmaterialene reduseres med 15 %, resulterer det i en 10,2 % lavere sikkerhetsfaktor med $F = 1,048$. Sikkerhetsfaktoren reduseres såpass mye ettersom store deler av den genererte kritiske glideflaten går gjennom sprøbruddmaterialene når skjærstyrken her reduseres. Det er mulig at lastene fra bygningene er valgt til å ha høye og konservative verdier, men uansett betyr dette at hvis bygningene for den østlige delen av Gløshaugen-plataet skal ombygges, kreves det stabiliseringstiltak. Det er viktig at stabiliseringstiltakene utføres før utbyggingen, slik at stabiliteten ikke forverres under byggeprosessen.

For en ren prosjektering av skråningsstabiliteten er det anbefalt å redusere skjærstyrken med 15 % for sprøbruddmaterialer. I forbindelse med dette prosjektet har mektigheten av kvikkleire og sprøbruddmaterialer under Høgskoledalen blitt redusert i forhold til det som ble antatt i tidligere rapporter, hovedsakelig på grunn av NVEs nye krav for definisjonen av sprøbruddmaterialer som ble redusert fra $S_{ur} < 2,0$ til $S_{ur} < 1,27$. Skjærstyrkereduksjonen fører til en grunnere kritisk glideflate enn tilfellet uten skjærstyrkereduksjon, men begge glideflatene munner ut i bunnen av skråningen. Plasseringen av en stabiliserende motfylling vil derfor være hensiktsmessig å legge i selve skråningen for begge tilfellene.

Anbefalingen om at udrenert skjærstyrke for sprøbruddmaterialer skal reduseres med 15 % er likevel noe usikker, og kan betraktes som konservativ ettersom det bare var rundt halvparten av treaksialforsøkene som resulterte i 'meget god til utmerket' prøve kvalitet. Derfor er tilfellene både uten og med skjærstyrkereduksjon betraktet slik at motfyllingsalternativ vurderes for begge

tilfellene.

Stabilitetsanalysene viser at motfyllingsalternativ 4, som inkluderer en 4 meter høy motfylling i bunnen av skråningen og 1 meter høy fylling i dalbunnen, resulterer i en tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i henhold til kravet både uten og med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialene. Det samme gjelder for en økt dimensjonerende last på 35 kPa fra bygningene, der sikkerhetsfaktorene for den udrenerte analysen sank rundt 4 % etter lastøkningen.

10.3 Vurdering av stabiliseringstiltak

Multiconsults forslag til stabiliseringstiltak, der bunnen av Høgskoledalen delvis oppfylles av masser, ser først ut til ikke å være hensiktsmessig ettersom den kritiske glideflaten for dagens situasjon ikke munner lenger ut enn til skråningsbunnen. Derfor ble motfyllinger i skråningsbunnen og langs skråningen vurdert først for å se hvilken innvirkning det hadde på beregnet sikkerhetsfaktor. Stabilitetsanalysene viste at ulike størrelser og utstrekninger av motfyllingene i skråningsbunnen forbedret sikkerhetsfaktoren med 21-32 % for udrenert skjærstyrkeprofil uten reduksjon for sprøbruddmaterialene. For udrenert skjærstyrkeprofil med 15 % reduksjon for sprøbruddmaterialene ble sikkerhetsfaktoren forbedret med 27-39 % med tilsvarende motfyllinger.

Hvis motfyllingen i skråningsbunnen og oppover langs skråningen økes i utstrekning og mektighet - uten at motfyllingen virker destabiliserende - vil den kritiske glideflaten genereres til å gå lenger ut i dalbunnen uten at sikkerhetsaktoren økes særlig nevneverdig. Dette gjelder for tilfellene både uten og med skjærstyrkereduksjon. Som nevnt resulterer motfyllingsalternativ 4 i en tilfredsstillende skråningsstabilitet slik at sikkerhetskravet $F > 1,4$ for skjærstyrkeprofilen med 15 % reduksjon for sprøbruddmaterialer opprettholdes. Tyngden av motfyllingen har sannsynligvis stor innvirkning på oppnådd sikkerhetsfaktor og skråningsstabilitet, ettersom fyllingen fungerer som en motvekt for den kritiske glideflaten. Derfor er det viktig at fyllmassene komprimeres slik at antatt tyngdetetthet opprettholdes, og at geometrien av motfyllingen sørger for en stabil motfylling.

10.4 Videre arbeid

Flere av motfyllingsalternativene sørger for at den kritiske glideflaten blir dypere og går lengre ut i dalbunnen. Gode valg av udrenert skjærstyrke ved disse lokasjonene er derfor svært viktige for at et skjærstyrkeprofil samsvarer med realiteten. For en bedre vurdering av udrenert skjærstyrke bør derfor flere prøvetakinger av høy kvalitet gjøres fra dypere lag enn det som er gjort her. Samtidig vil det være hensiktsmessig å utføre flere passive treaksialforsøk for bedre vurderingsgrunnlag på anisotropi-forholdene.

For dette prosjektet er det i hovedsak material- og styrkeparameterene for leira i Høgskoledalen og et stykke opp i skråningen som har blitt undersøkt. Når det gjelder lagdelingene ved Gløshaugen har material- og styrkeparametere blitt vurdert ut ifra gamle undersøkelser i form av dreietrykksonderinger, totalsonderinger og dreiesonderinger. Nye CPTU-sonderinger på større dyp ved skråningskanten anbefales derfor slik at det kan oppnås gode indikasjoner på styrkeparametere i silt- og leirlagene her, ettersom store deler av de kritiske glideflatene genereres i disse lagene under platået og skråningskanten. Det er også hensiktsmessig med nye vurderinger av flere representative skråningsprofil bortover den langstrakte skråningen langs Gløshaugen.

Hvis en fylling av hele dalbunnen betraktes som krevende og kostbar, er alternativet å utføre en stabilitetsvurdering av en enda høyere motfylling enn den som går opp til kote +42 i skråningen. For et slikt alternativ er det viktig at motfyllingen ikke plasseres for langt opp i skråningen og dermed virker destabiliserende på kritisk glideflate. Flere forslag til størrelse og utstrekning på motfylling kan i så fall vurderes, samt flere forslag til materiale som benyttes til motfyllingen. Det er særlig tyngden av motfyllingen som vil øke sikkerhetsfaktoren i skråningen, og tyngre materiale kan derfor benyttes til nye stabilitetsanalyser. I tillegg er det fordelaktig å vurdere skråningsstabiliteten ut ifra andre beregningsprogrammer som blant annet grenselikevekstprogrammet GeoSuite Stability.

Kapittel 11

Konklusjon

Grunnforholdene ved Høgskoledalen preges i hovedsak av store mektigheter med marine avsetninger i form av middels sensitiv leire, samt et lag av svært sensitiv leire med sprøbruddegenskaper. Gløshaugen-platået består av vekslende lag grovere og finere materiale fra elveavsetninger med drenerende egenskaper, over lagene med leire både uten og med sprøbruddegenskaper. Mektigheten av sprøbruddmaterialene er påvist til å være rundt 6 meter ved prøveserier fra Høgskoledalen, og antatt rundt 9 meter litt lenger inn under skråningen og ved Gløshaugen-platået. Mest sannsynlig er lagene av sprøbruddmateriale sammenhengende langs profilet. Det er påvist kvikkleire kun ved prøvetakinger fra 6,5 og 7,1 meters dybde i undersøkte borpunkt fra Høgskoledalen.

Ødometerforsøkene viser at sedimentene i Høgskoledalen har prekonsolideringsspenninger hovedsakelig fra 200 til 250 kPa, og et OCR-profil som stemmer godt overens med antakelsen om at Høgskoledalen tidligere besto av sedimenter på nivå med Gløshaugen-platået i dag. Oppnådde verdier av aktiv udrenert skjærstyrke, S_{uA} , for prøveseriene fra blokkprøvene samsvarer godt med det som ble funnet i vurderingene og analysene av CPTU-målingene og SHANSEP-analysen, og gir dermed et godt grunnlag for valg av representativt S_u -profil, både i borpunktene med nye prøveserier og i borpunktene med nye CPTU-målinger. Valg av material- og styrkeparametere for de øverste sedimentene på Gløshaugen-platået blir i hovedsak bestemt på bakgrunn av undersøkelser utført i forbindelse med tidligere byggeprosjekter på Gløshaugen.

Stabilitetsanalysene for en drenert langtidstilstand resulterte i tilfredsstillende verdier i henhold til standardkravene for alle vurderte situasjoner. For de udrenerte stabilitetsanalysene ble sikkerhetsfaktorene beregnet til å være vesentlig mer kritiske, og dermed nærmere vurdert og

analysert. Stabilitetstiltak i form av en motfylling ble vurdert med intensjon om å øke sikkerhetsfaktoren, og ulike alternativer ble vurdert. I tillegg ble samtlige stabilitetsanalyser utført både uten og med anbefalt skjærstyrkereduksjon på 15 % for sprøbruddmaterialene. Stabilitetsanalysene viser at den kritiske glideflaten for dagens situasjon starter under bygningene på plataet, og munner ut i skråningsfoten. De vurderte stabiliseringsalternativene var derfor diverse motfyllinger i skråningsbunnen og langs skråningen bestående av sprengstein. Stabilitetsanalysene i PLAXIS viser at motfylling i skråningsbunnen og langs skråningen skyver den kritiske glideflaten lenger ut i dalbunnen samtidig som sikkerhetsfaktoren øker. Hvis motfyllingen økes i utstrekning og mektighet, uten at dalbunnen fylles opp, øker ikke sikkerhetsfaktoren nok til at kravet med $F > 1,4$ opprettholdes for analysen med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialene. En større motfylling fører bare til at glideflaten skyves lenger ut uten at sikkerhetsfaktoren når en tilfredsstillende verdi.

Skråningsstabiliteten for motfyllingsalternativ 4, der det er implementert en 4 meter høy motfylling i skråningsbunnen samt 1 meter høy oppfylling av Høgskoledalen, medfører at den kritiske glideflaten skyves delvis tilbake mot skråningsfoten, og sikkerhetsfaktoren øker slik at kravet om $F > 1,4$ tilfredsstilles. Sikkerhetskravene ble også opprettholdt for stabilitetsanalysene der dimensjonerende last fra bygninger økte fra 25 til 35 kPa. En lastpåføring utover dette krever sannsynligvis ytterligere stabiliseringstiltak.

Bibliografi

Andersen, B. G. (2000). *Istider i Norge: landskap formet av istidens breer*. Universitetsforl., Oslo, Norge.

Andresen, A. (1980). The ngi 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials.

Bell, K. (2019). Elementmetoden. Nedlastet 27.05.2020.

Brattli, B. (2015). *Ingeniørgeologi, løsmasser*. NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, Trondheim, Norge.

Brinkgreve, R., Engin, E., og Swolfs, W. (2017). Plaxis 2d manual. *Rotterdam, Netherlands, Balkema*.

Brooker, E. W. og Ireland, H. O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1):1–15.

Emdal, A. (2017). *Introduksjon til geoteknikk, TBA4100*. NTNU, faggruppe for geoteknikk, Trondheim, Norge.

Emdal, A. (2020). Ocr. Forelesningsnotat. NTNU, faggruppe for geoteknikk.

Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Eiksund, G., og Grimstad, G. (2016). *Geoteknikk, beregningsmetoder TBA4105*. NTNU, faggruppe for geoteknikk, Trondheim, Norge.

Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Sandven, R., Janbu, N., Senneset, K., og Amundsen, H. A. (2017). *Geotechnincs Field and Laboratory Investigations*. NTNU, faggruppe for geoteknikk, Trondheim, Norge.

FINN. Finn - historiske kart. Nedlastet 17.04.2020.

- Grimstad, G., Andresen, L., og Jostad, H. (2012). Ngi-adp: Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36:483 – 497.
- Karlsrud, K. og Hernandez-Martinez, F. G. (2013). Strength and deformation properties of norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples 1. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(12):1273–1293.
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D., og Strandvik, S. (2005). Cptu correlations for clays. *Proc. 16th ICSMGE*, 2:693–702.
- Kummeneje (1961). Grunnundersøkelser varmetekniske laboratorier nth. Geoteknisk rapport o.90, Ottar Kummeneje.
- Kummeneje (1977). Nybygg ved bergavdelingen - orienterende grunnundersøkelse. Geoteknisk rapport o.2460-1, Ottar Kummeneje.
- Kunnskapsdepartementet (2018). Veien videre for campus ntnu. <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/veien-videre-for-campus-ntnu/id2587181/>. Pressemelding Nr: 21/2018.
- Ladd, C. og Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays : 10f, 3t, 39r. j. geotech. engng. div. v100, n.gt7, july, 1974, p763–786. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 11(211):A220–A220.
- L'Heureux, J.-S., Ozkul, Z. H., Lacasse, S. M., D'Ignazio, M., og Lunne, T. (2017). Bestemmelse av hviletrykk (k_0) i norske leirer – anbefalinger basert på en sammenstilling av lab-, felt- og erfaringsdata.
- Lunne, T. og Andersen, K. (2007). Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design. *Proc., 6th Int. Offshore Site Investigation and Geotechnics Conf.: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge*.
- Lunne, T., Berre, T., Andersen, K., Strandvik, S., og Sjørnsen, M. (2011a). Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 43:726–750.

- Lunne, T., Berre, T., Andersen, K., Strandvik, S., og Sjursen, M. (2011b). Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 43:726–750.
- Lunne, T. A., Berre, T., og Strandvik, S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic norwegian clay.
- Mayne, P. og Kemper, J. (1988). Profiling ocr in stiff clays by cpt and spt. *Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J*, 11.
- Multiconsult (2010a). Ntnu kjemihallen - ombygging. Datarapport grunnundersøkelser 413798-1, Multiconsult, Trondheim.
- Multiconsult (2010b). Solbygget, gløshaugen. Datarapport grunnundersøkelser 414034-1, Multiconsult, Trondheim.
- NGF (1989). *Veiledning for utførelse av dreietrykksondering*. NGF - Norsk geotekniske forening, Oslo.
- NGF (2013). *Veiledning for prøvetaking*. NGF - Norsk geotekniske forening, Oslo.
- NGF (2017). *Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk*. NGF - Norsk geotekniske forening, Oslo.
- NGF (2018). *Veiledning for utførelse av totalsondering*. NGF - Norsk geotekniske forening, Oslo.
- NGF (2019). *Veiledning for detektering av sprøbruddmateriale*. NGF - Norsk geotekniske forening, Oslo.
- NGI (1956). Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for østskråningen av gløshaugplatået fra høyskolebrua til lerkendalsveien. Geoteknisk rapport O.378, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- NGI (1959). Grunnundersøkelser for oppfylling i bunnen av høgskoledalen og stabilitetsvurdering av veifyllinger i skråningen. Geoteknisk rapport O.737, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- NGU. Løsmasser - nasjonal løsmassedatabase. Nedlastet 18.11.2019.

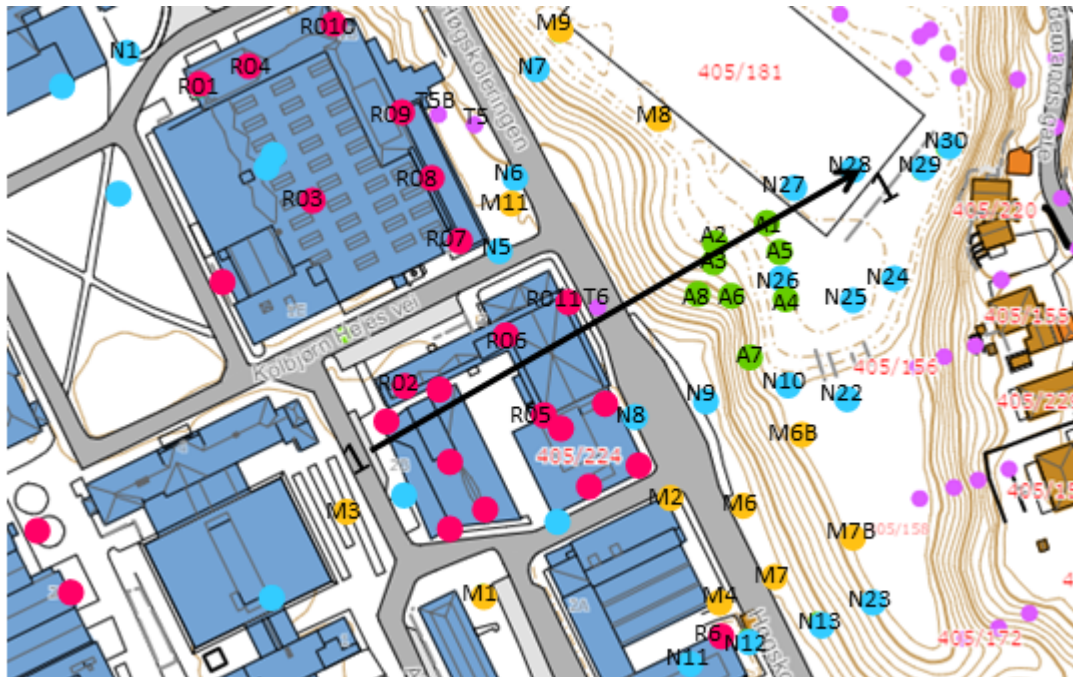
- NIFS (2012). Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddsmaterialer. Rapport nr. 75/2012 ISBN: 978-82-410-0863-4, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, Norge.
- NIFS (2014a). En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. Rapport nr. 14/2014 ISBN: 978-82-410-0962-4, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, Norge.
- NIFS (2014b). Valg av karakteristisk cua-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser. Rapport nr. 77/2014 ISBN: 978-82-410-1028-6, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, Norge.
- NIFS (2015). Detektering av kvikkleire. Rapport nr. 126/2015 ISBN: 978-82-410-1178-8, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, Norge.
- Nordal, S. (2019). *Geotechnical Engineering Advanced Course, TBA4116*. NTNU, faggruppe for geoteknikk, Trondheim, Norge.
- NVE. Nve faresoner. <https://gis3.nve.no/link/?link=faresoner>. Nedlastet 10.02.2020.
- NVE (2014). *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. NVE - Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo.
- Paniagua, P., D'Ignazio, M., L'Heureux, J.-S., Lunne, T., og Karlsrud, K. (2019). Cptu correlations for norwegian clays: an update. *AIMS Geosciences*, 5(2):82–103.
- Paniagua, P., L'Heureux, J.-S., Yang, S., og Lunne, T. (2016). Study on the practices for preconsolidation stress evaluation from oedometer tests.
- Regjeringen (2008). Lov om planlegging og byggesaksbehandling. <https://lovdata.no/lov/2008-06-27-71>. LOV-2008-06-27-71.
- Reite, A., Sveian, H., og Erichsen, E. (1999). *Trondheim fra istid til nåtid - landskapshistorie og løsmasser*. Norges geologiske undersøkelse, Trondheim, Norge.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1):151–158.
- Standard Norge (2016a). *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016*. Standard Norge, Oslo.
- Standard Norge (2016b). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*. Standard Norge, Oslo.

- Standard Norge (2018). *Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Laboratorieprøving av jord. NS-EN ISO 17892-9:2018*. Standard Norge, Oslo.
- Standard Norge (2020). Eurokoder. <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>. Nedlastet 10.02.2020.
- Statens Kartverk. Norgeskart. <https://norgeskart.no>. Nedlastet 15.03.2020.
- Statens Vegvesen (2014). *Geoteknikk i vegbygging*. Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens Vegvesen (2016). *Laboratorieundersøkelser*. Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens Vegvesen (2018). *Feltundersøkelser*. Vegdirektoratet, Oslo.
- Trondheim kommune. Bygg, kart og eiendom - avansert kart. Nedlastet 15.03.2020.
- Trondheim kommune (2016). Høgskoleringen-strindvegen. Geoteknisk rapport R.1677, Trondheim kommune, Trondheim.
- WSP (2019). Ntnu - planprogram for samlet campus i trondheim. Planprogram 1-2, WSP Norge AS.

Tillegg A

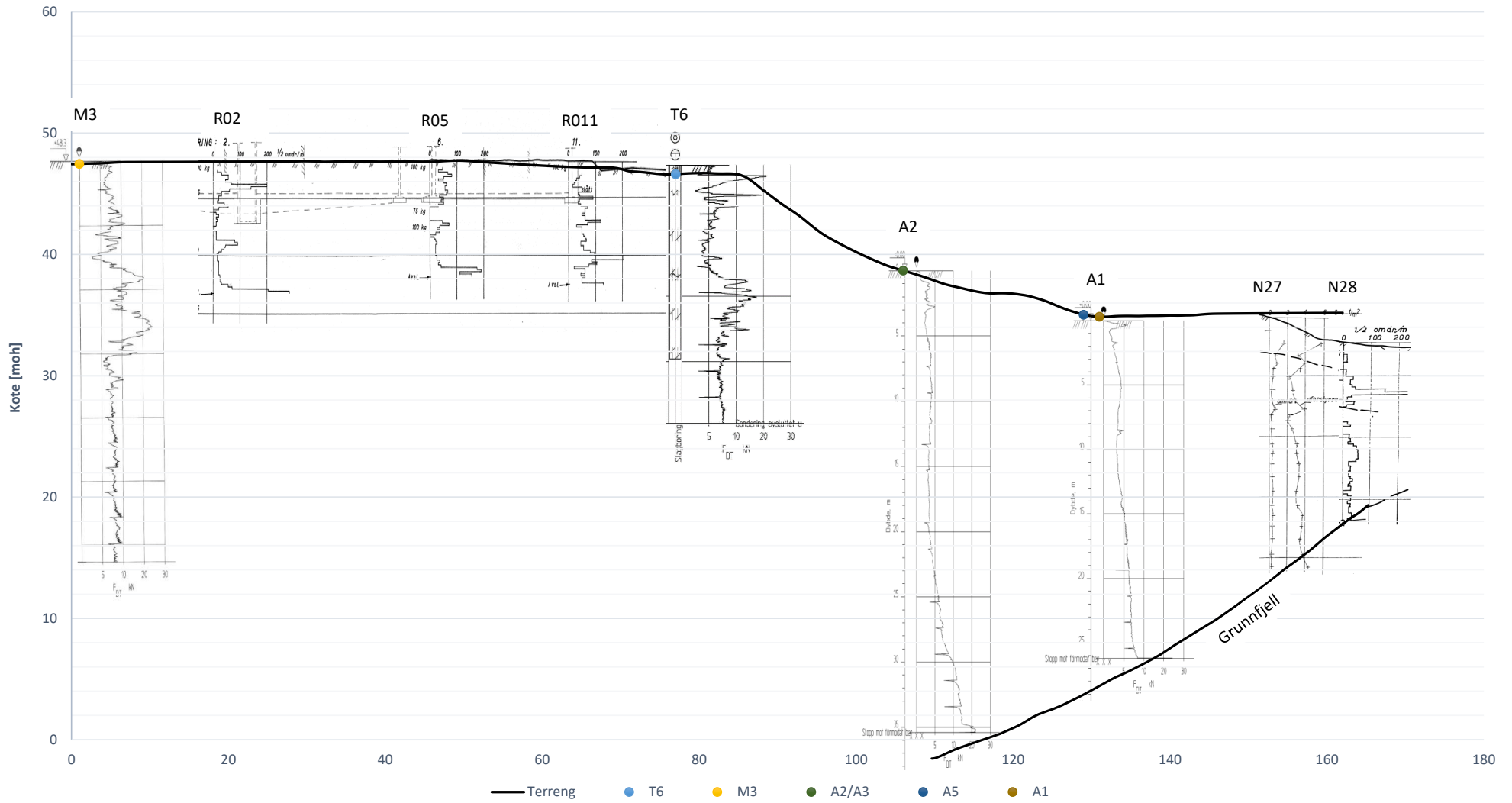
Profiler og sonderinger

A.1 Profil 1-1



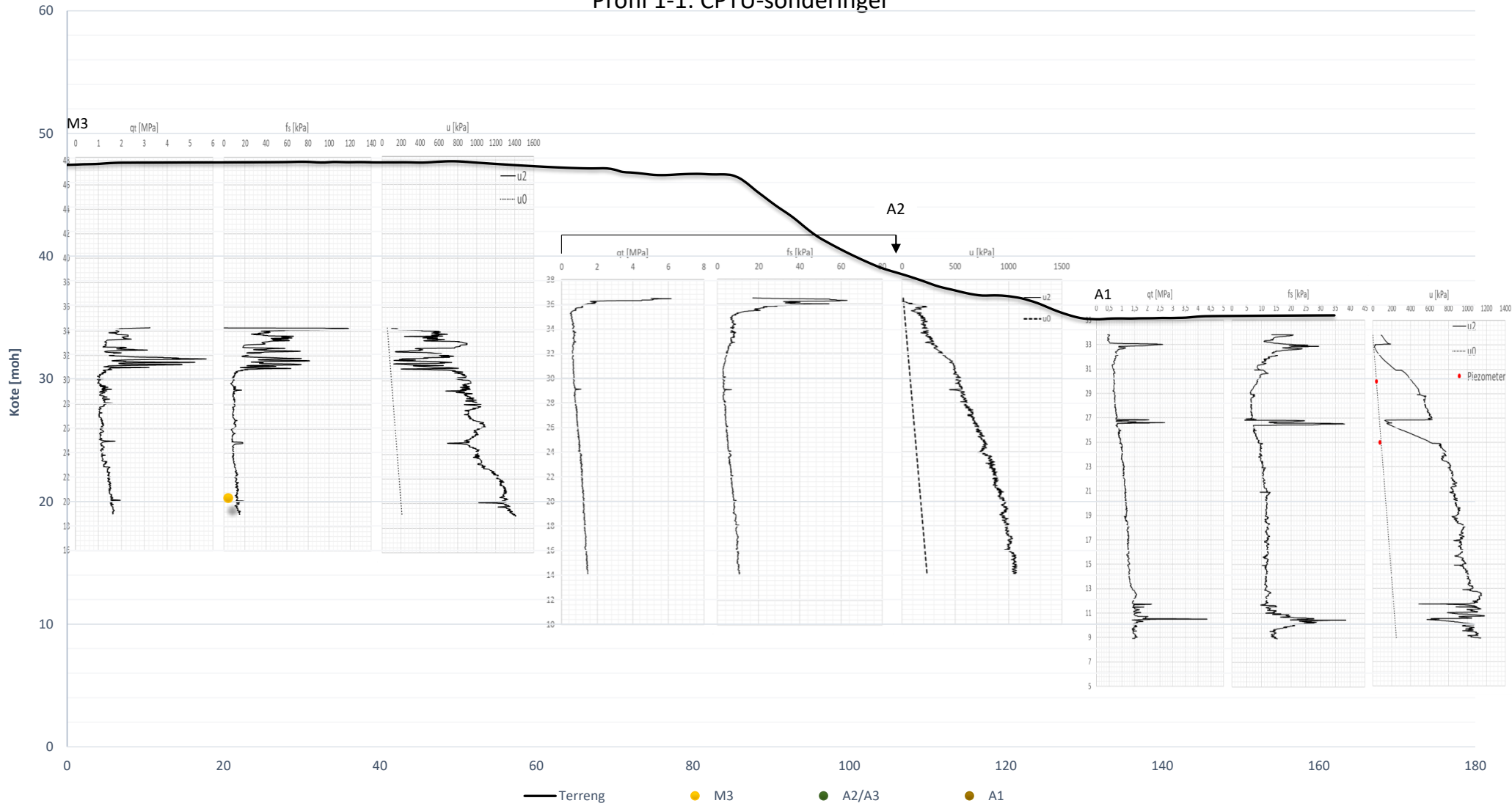
Profil 1-1

Profil 1-1: Sonderinger



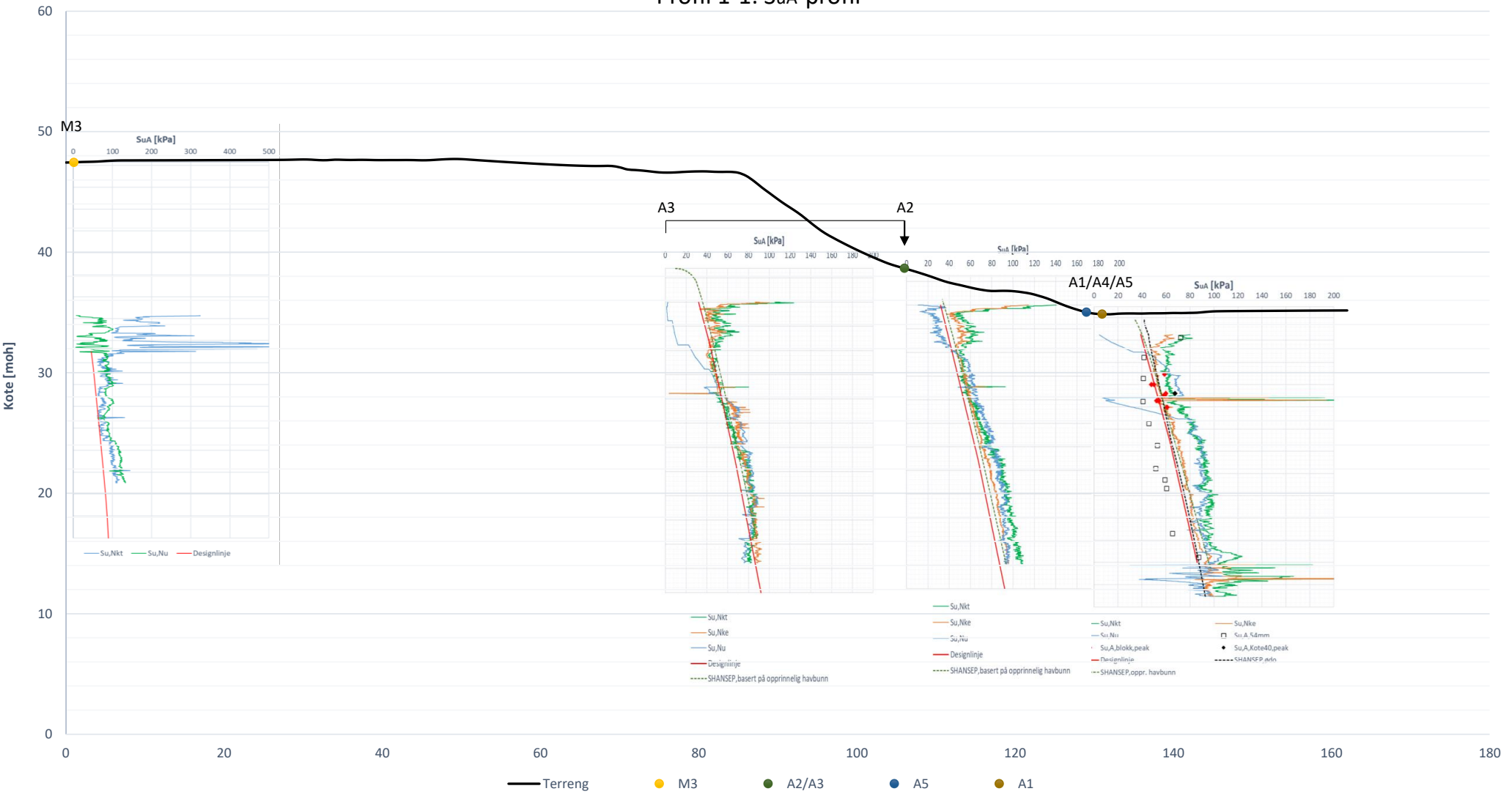
Merk at figuren ikke er i skala.

Profil 1-1: CPTU-sonderinger



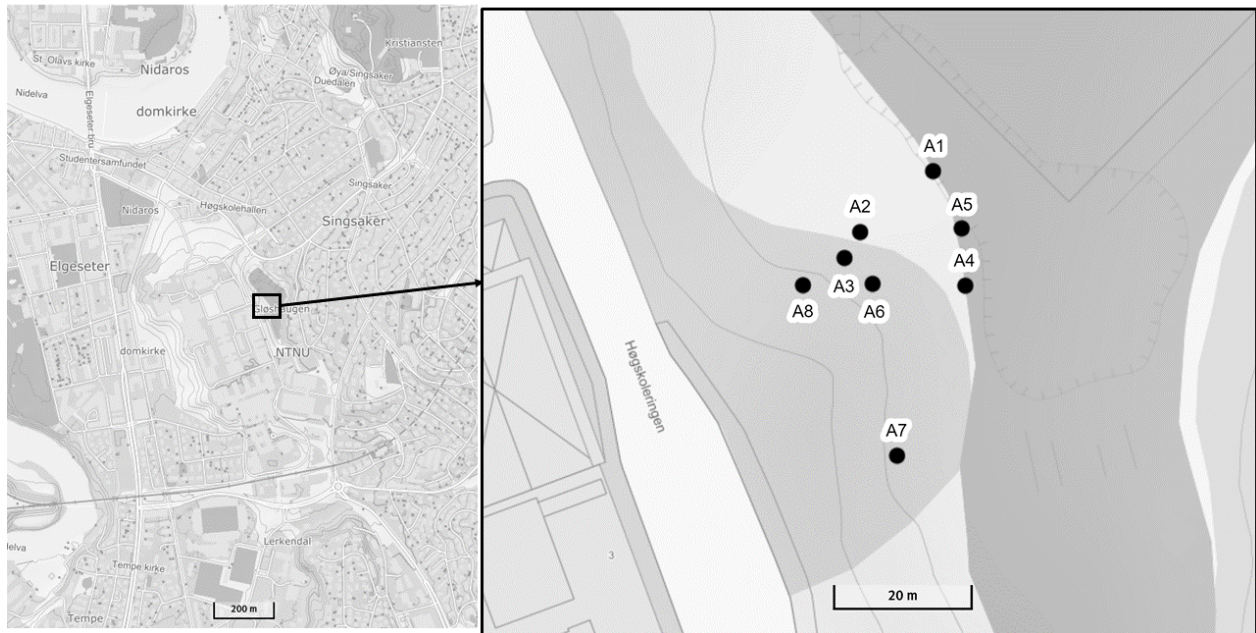
Merk at figuren ikke er i skala.

Profil 1-1: SuA-profil



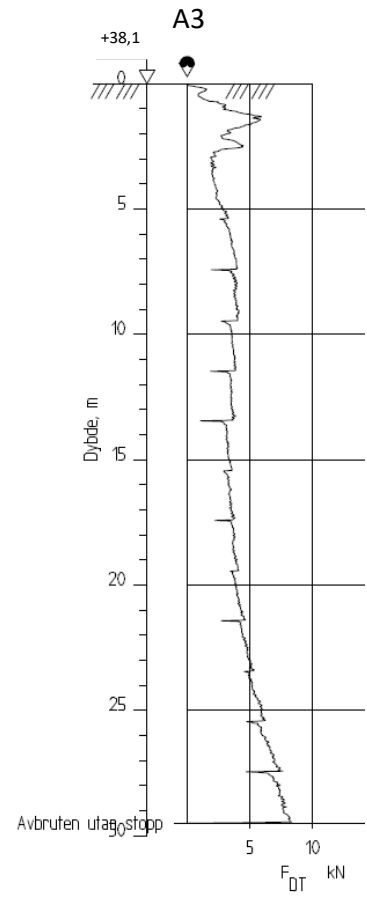
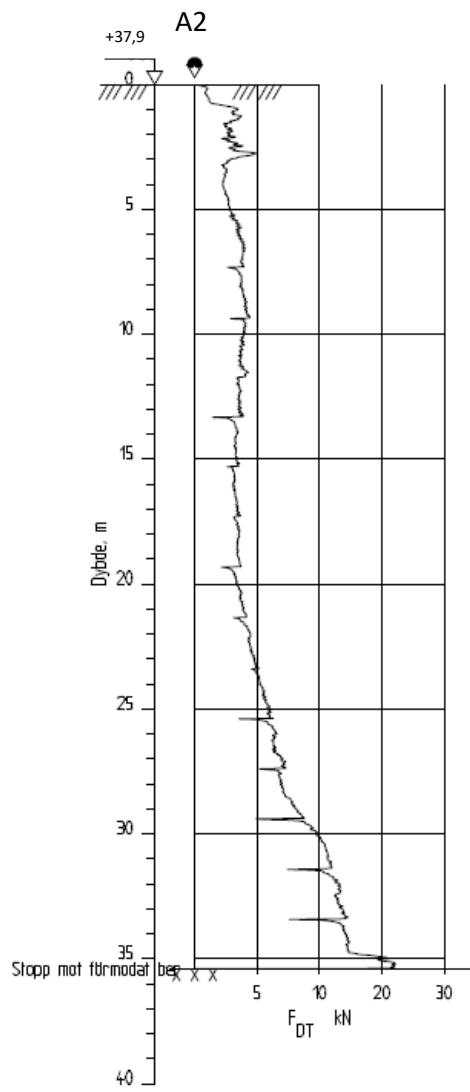
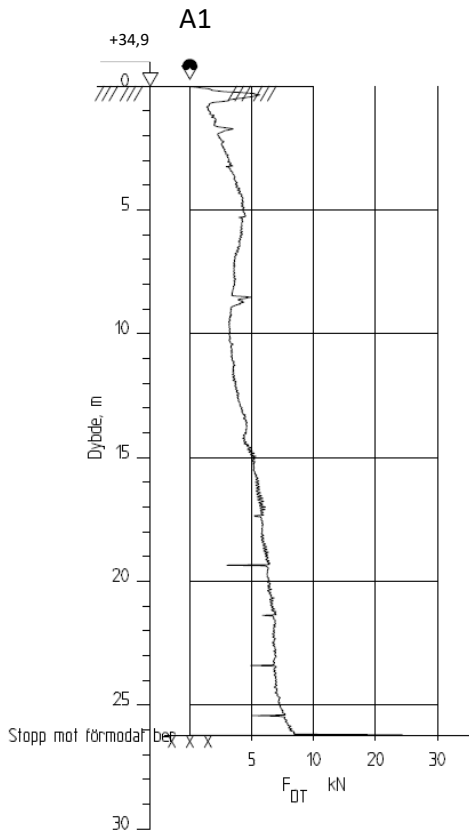
Merk at figuren ikke er i skala.

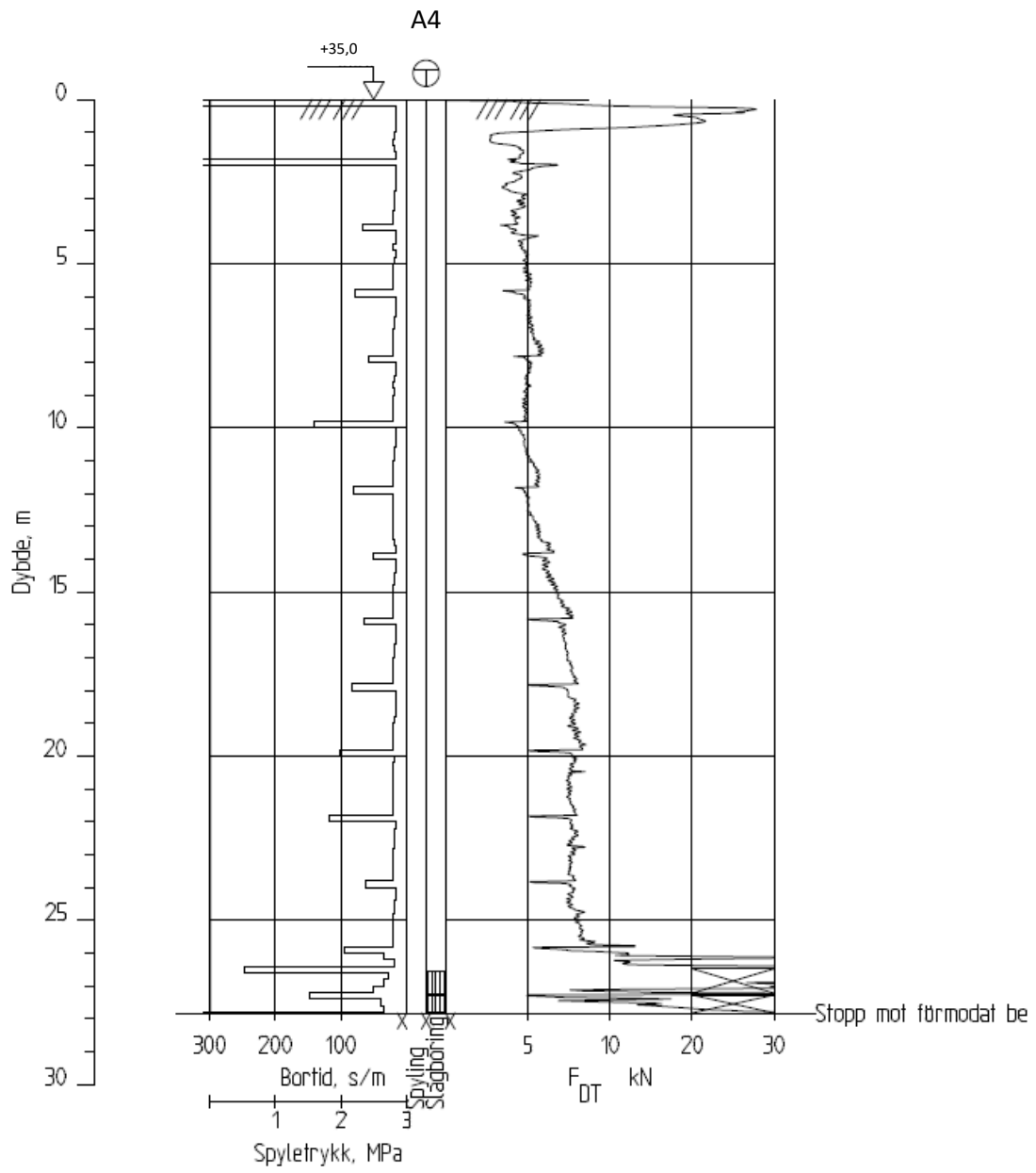
A.2 Nye grunnundersøkelser i Høgskoledalen



Borhull-ID	Metode	Nord	Øst	Terrengkote [m.o.h]	Dybde boret [m]
A1	CPTU	7033011.802	570225.421	34.807	25.88 m
	DrT	7033010.485	570225.723	34.906	26.23 m
A2	CPTU	7033000.162	570213.378	38.481	24.39 m
	DrT	7033002.568	570214.474	37.917	35.4 m
A3	CPTU	7032999.34	570212.634	38.779	24.32 m
	DrT	7033001.252	570213.865	38.059	29.5 m
A4	PR (54 mm)	7032996.197	570231.162	34.909	2.0-23.8 m
	PZ	7032995.747	570229.855	35.015	5 m
	TOT	7032994.509	570231.47	35.027	27.83 m
A5	PR (Blokk)	7033003.736	570229.248	35.062	5.0-9.2 m
A6	Dr	7032994.472	570217.058	39.2	19.0 m
A7	Dr	7032970.764	570222.596	39.6	16.4 m
A8	Dr	7032993.934	570208.074	40.9	16.2 m

Dreietrykksonderinger, Høgskoledalen

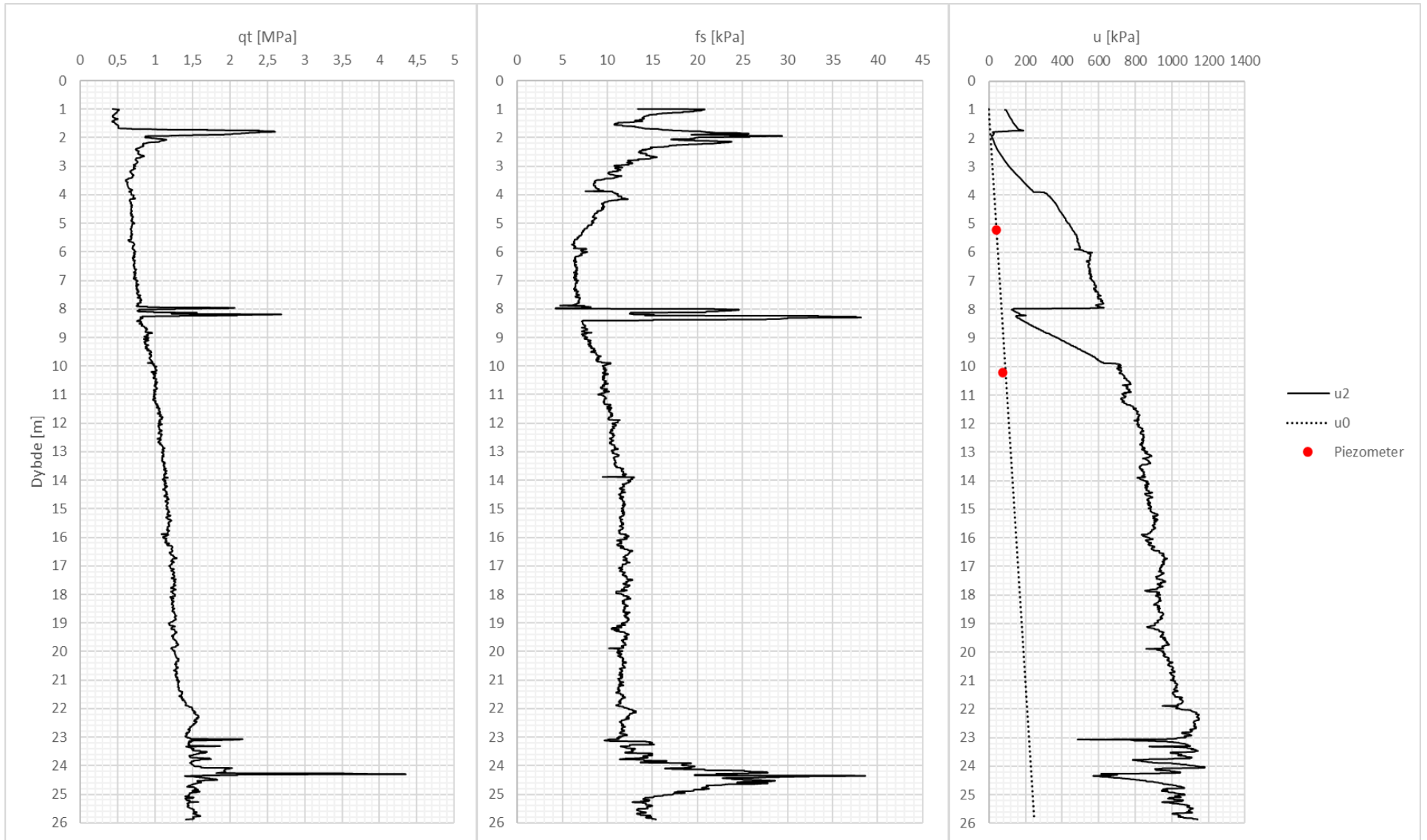




A1 CPTU1

Kote +34,8 m

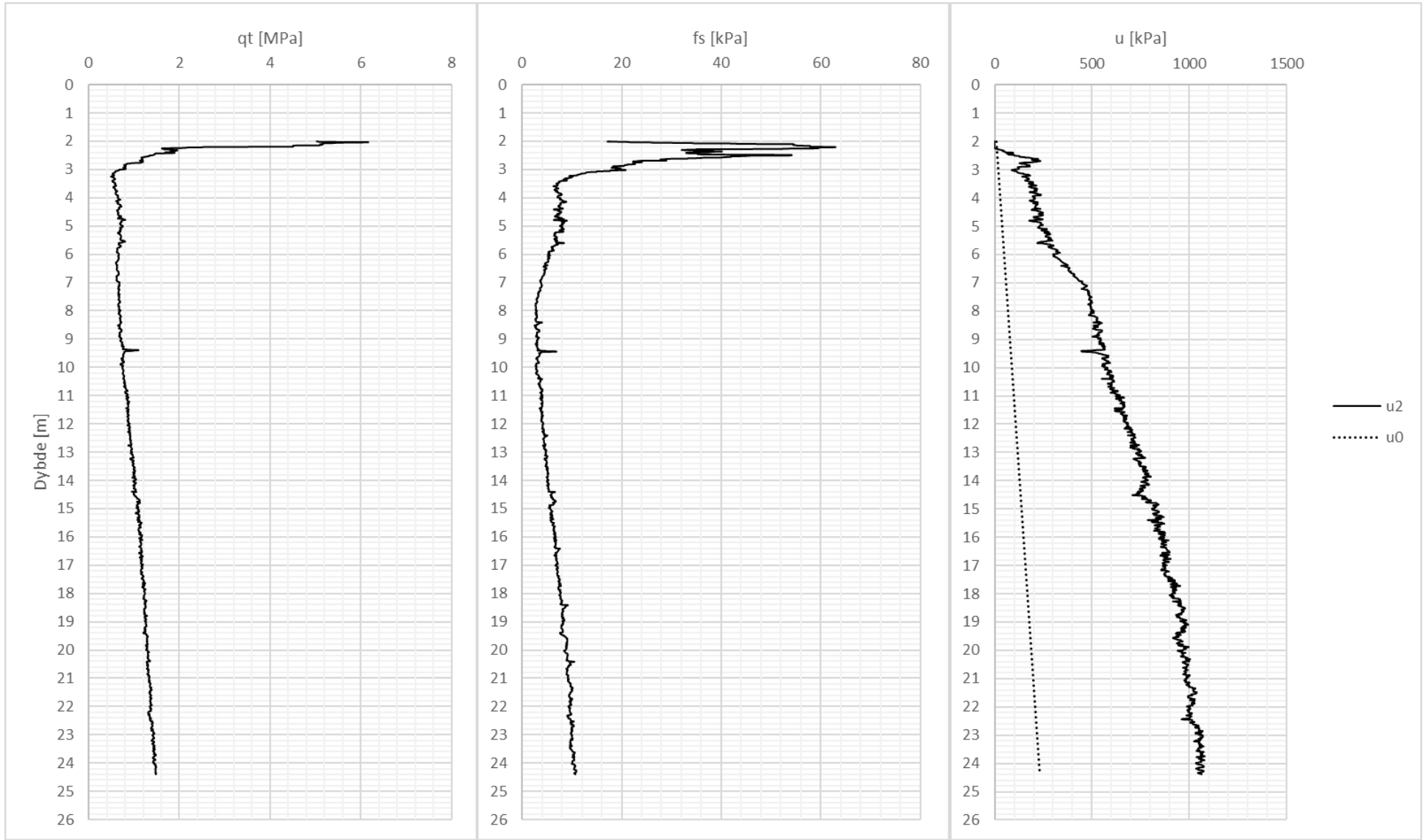
GVS 1 m under terreng



A2 CPTU

Kote +38,5 m

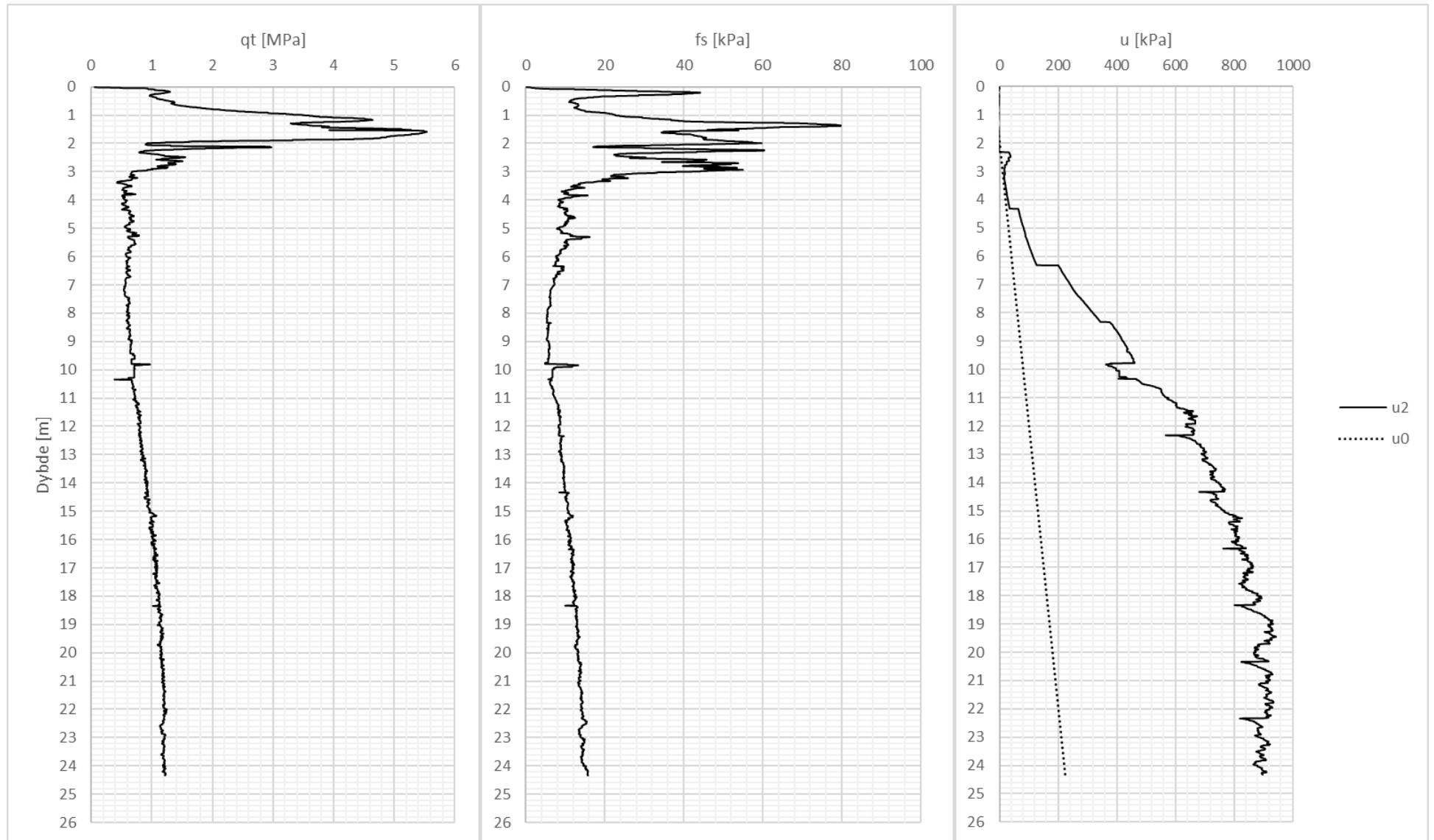
GVS 2 m under terrenng



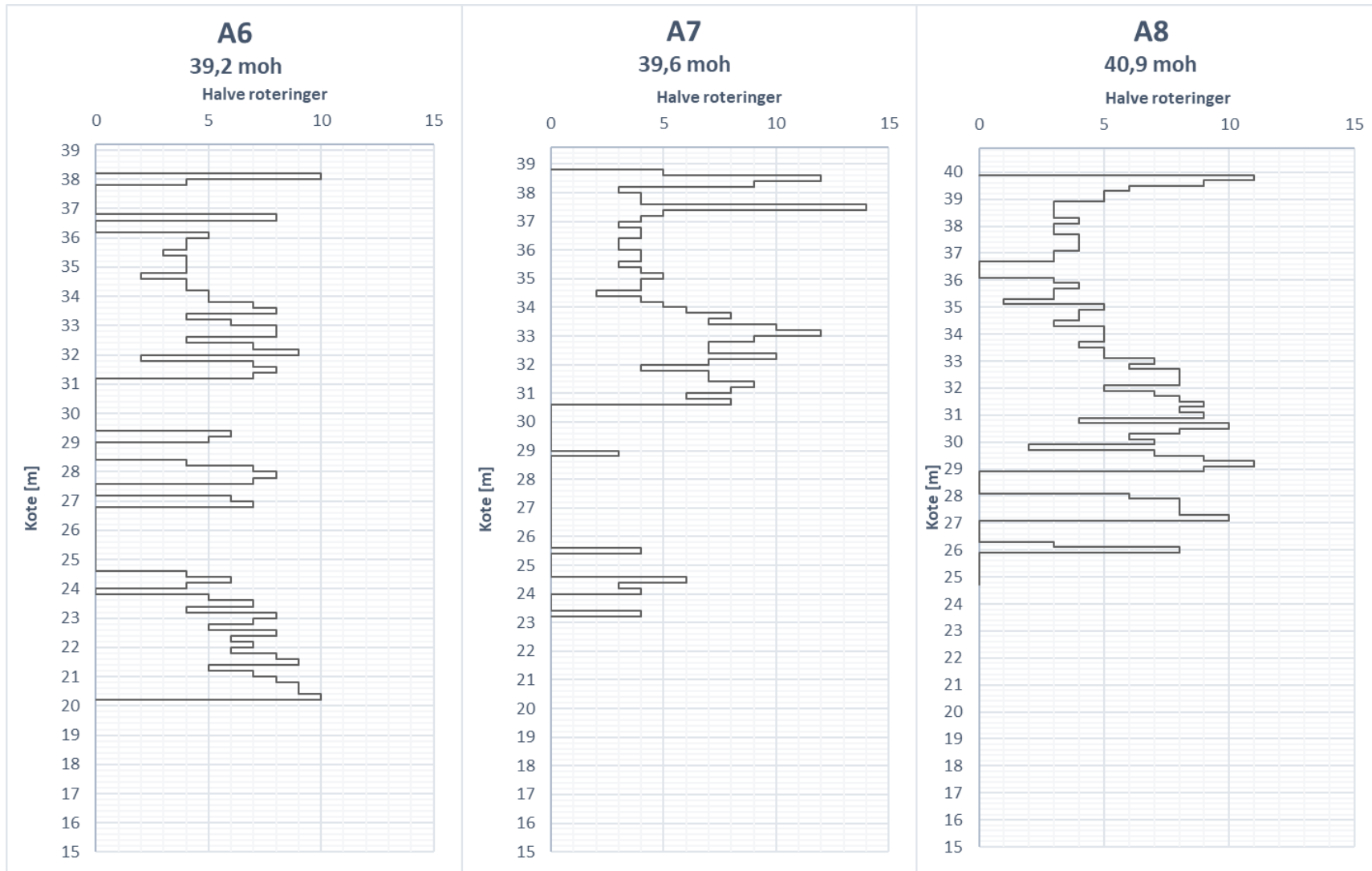
A3 CPTU

Kote +38,8 m

GVS 2 m under terreng



Dreiesonderinger fra Høgskoledalen



Tillegg B

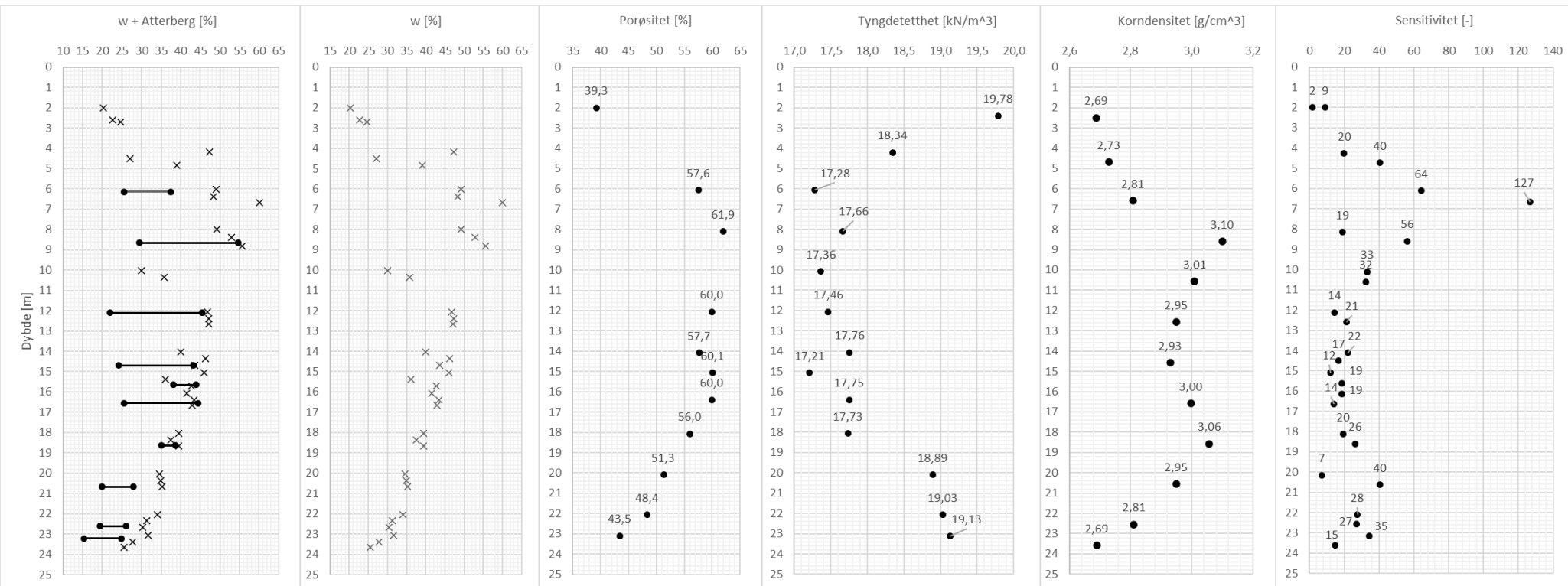
Laboratorieresultater

B.1 Rutineundersøkelser

54 mm sylindrerprøver fra Høgskoledalen

A4

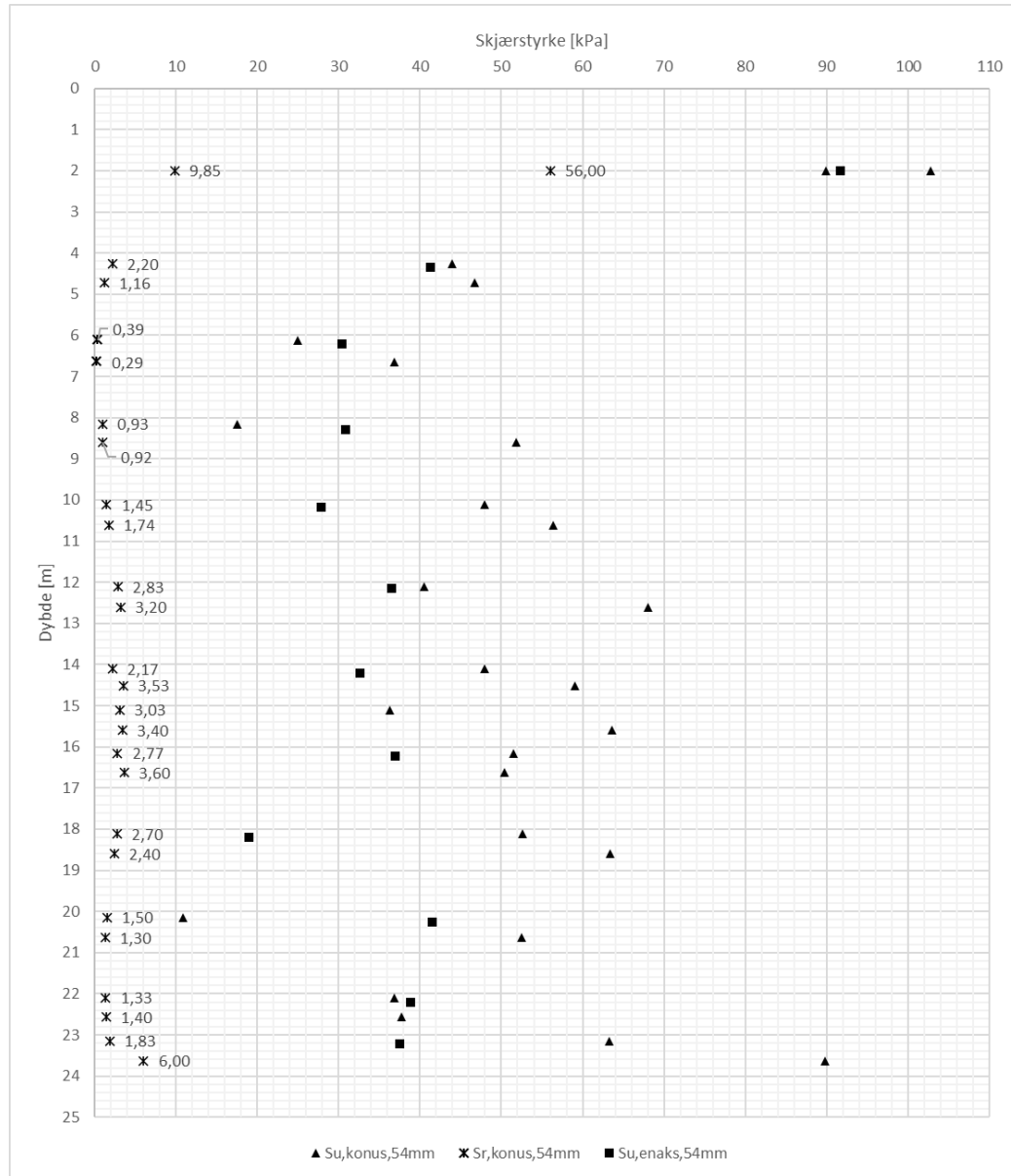
Kote + 34,9 m



54 mm sylindrerprøver fra Høgskoledalen

A4

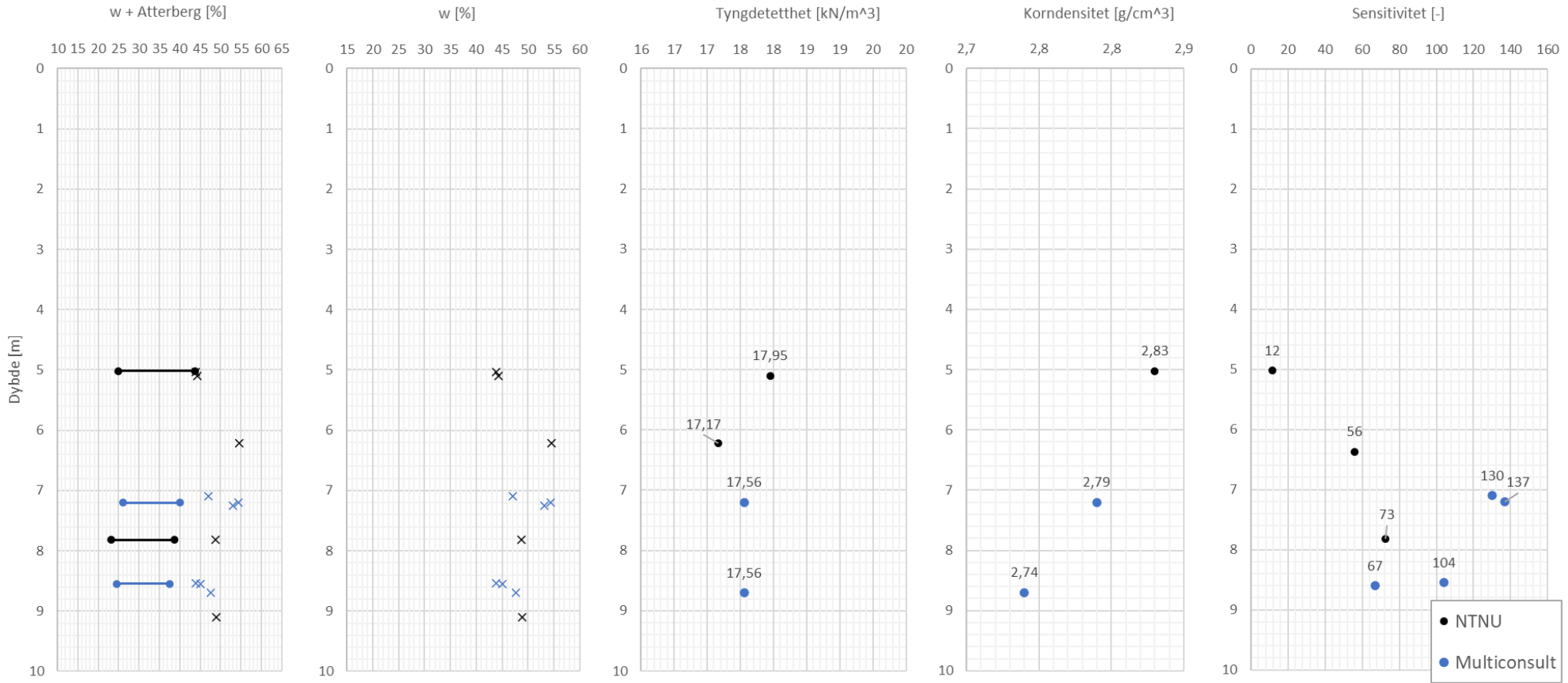
Kote + 34,9 m



Blokkprøver fra Høgskoledalen

A5

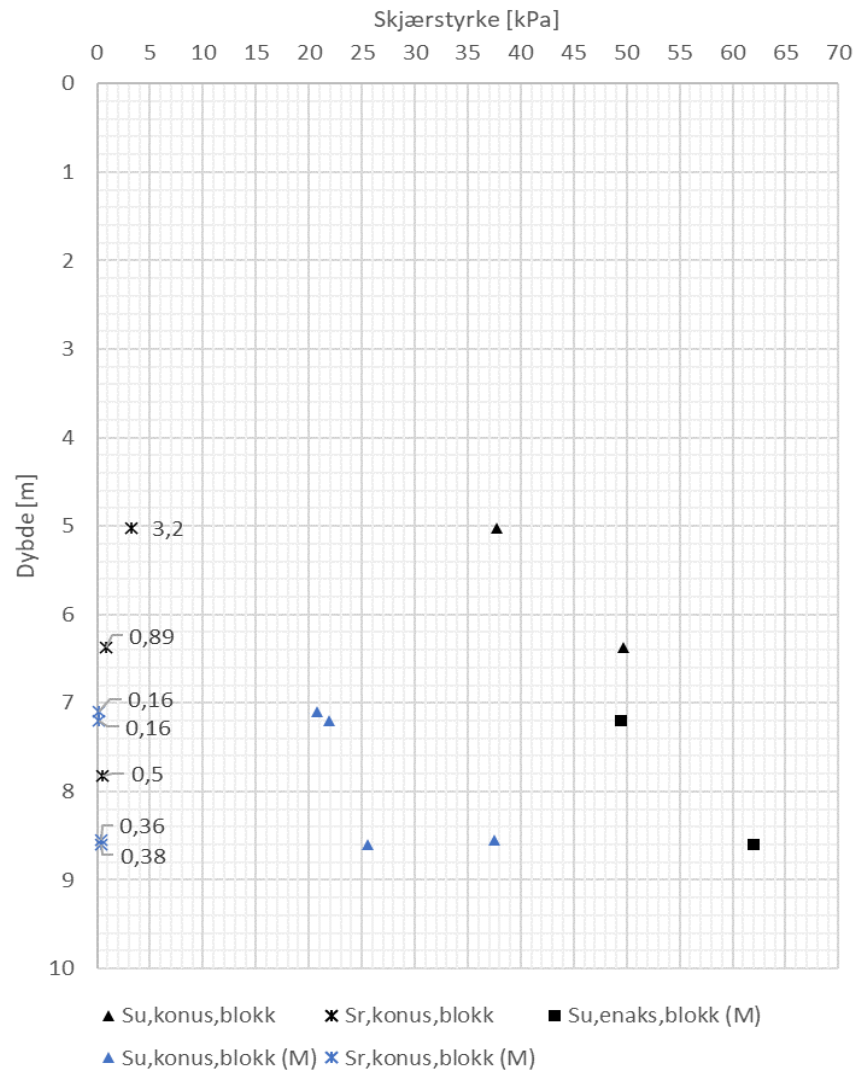
Kote +35,1 m



Blokkprøver fra Høgskoledalen

A5

Kote 35,1 m

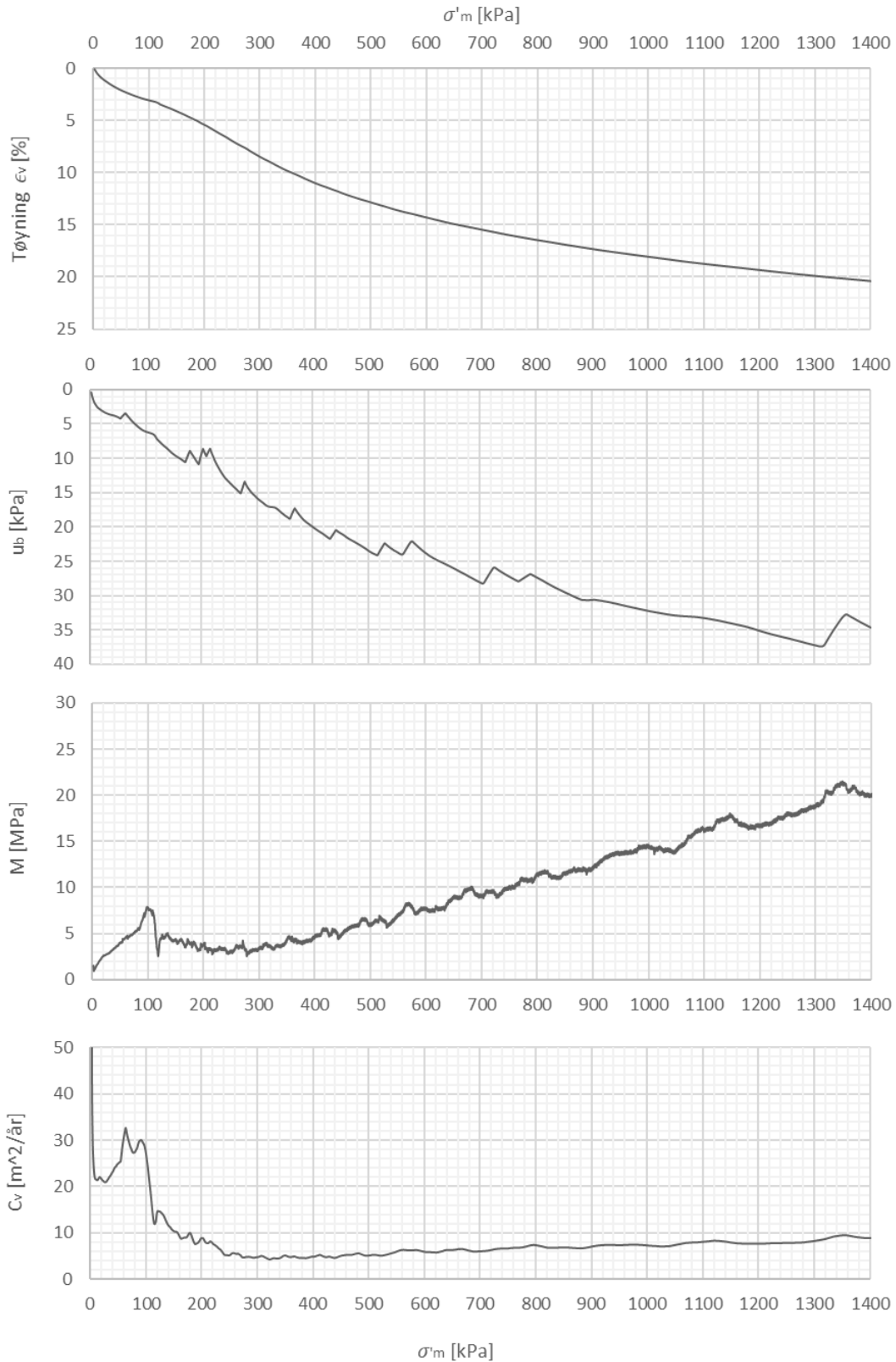


(M) = Resultater fra Multiconsult

B.2 Ødometerforsøk

A5: B1-5.10-CRS

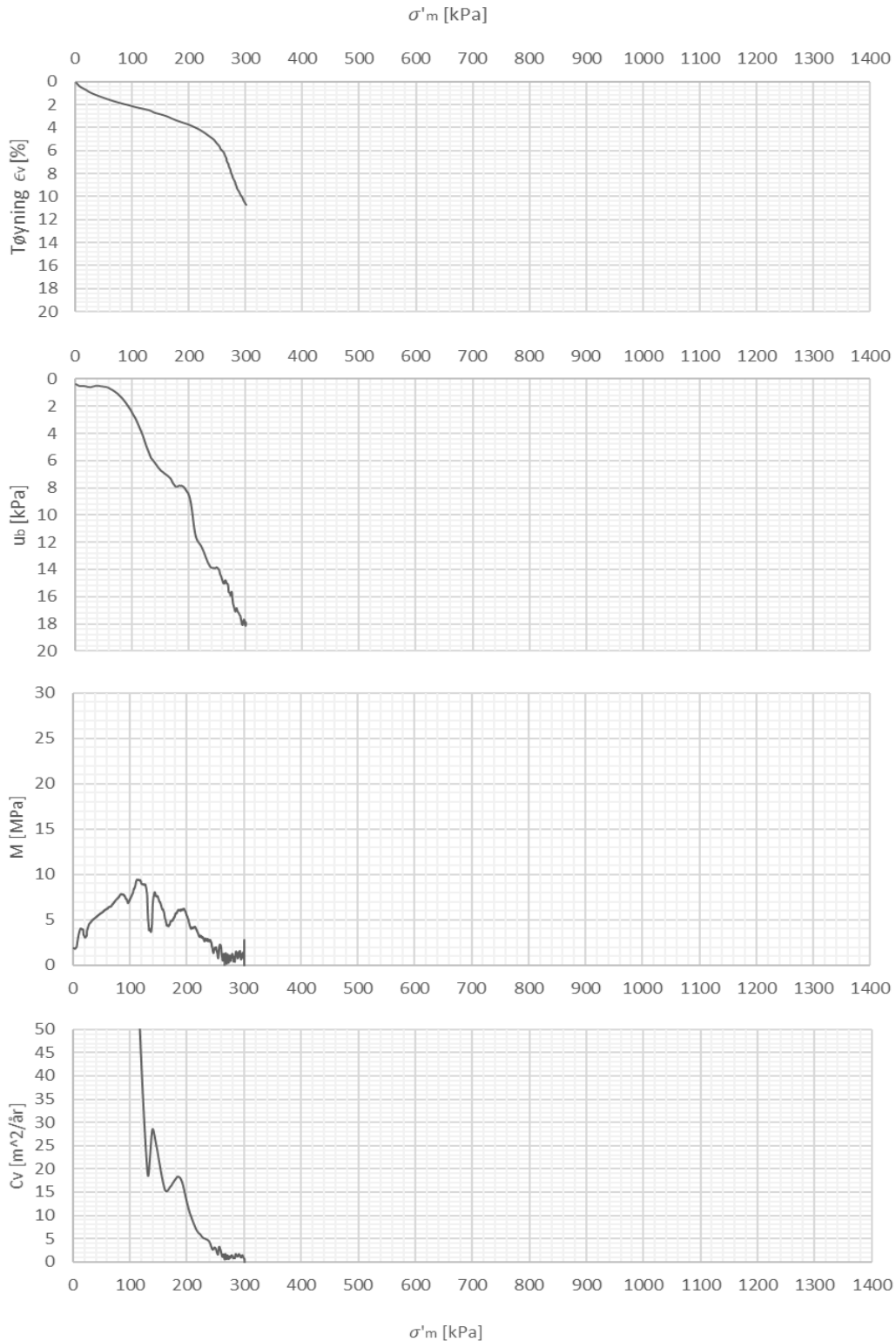
Dybde:	5,10 m	σ'_{v0}	=	53,4 kPa
Prøvetakingsdato:	26.02.2020	w	=	44,3 %
Åpningsdato:	03.03.2020	σ'_c	=	210 kPa
Forsøksdato:	03.03.2020	OCR	=	3,94
Tøyningshastighet:	0,005 mm/min	γ	=	18,0 kN/m ³
		$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,039



A5: B4-6.22-CRS

Dybde:	6,22 m	σ'_{v0}	=	62,9 kPa
Prøvetakingsdato:	26.02.2020	w	=	54,5 %
Åpningsdato:	10.03.2020	σ'_c	=	240 kPa
Forsøksdato:	10.03.2020	OCR	=	3,82
Tøyningshastighet:	0,005 mm/min	γ	=	17,2 kN/m ³
		$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,027

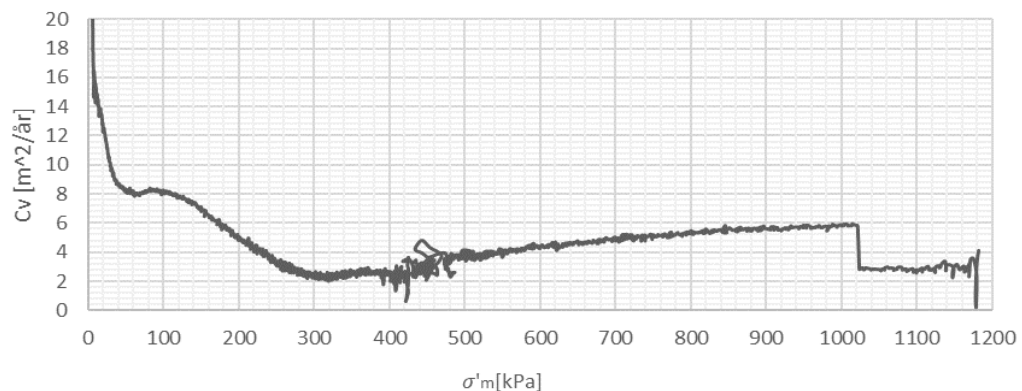
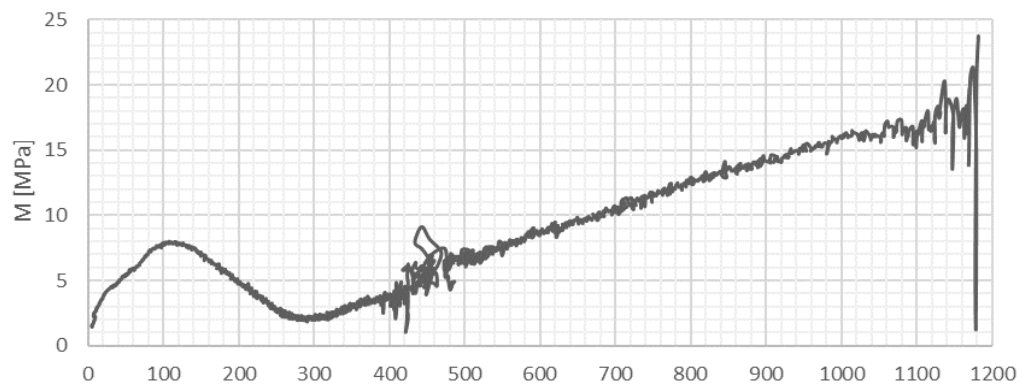
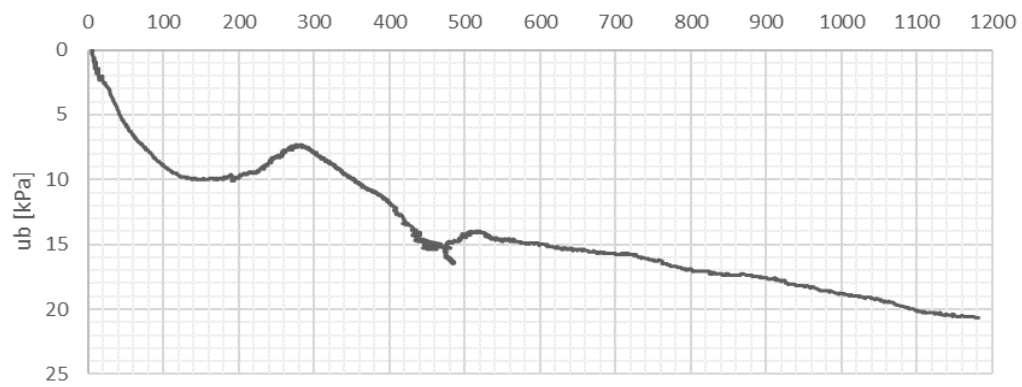
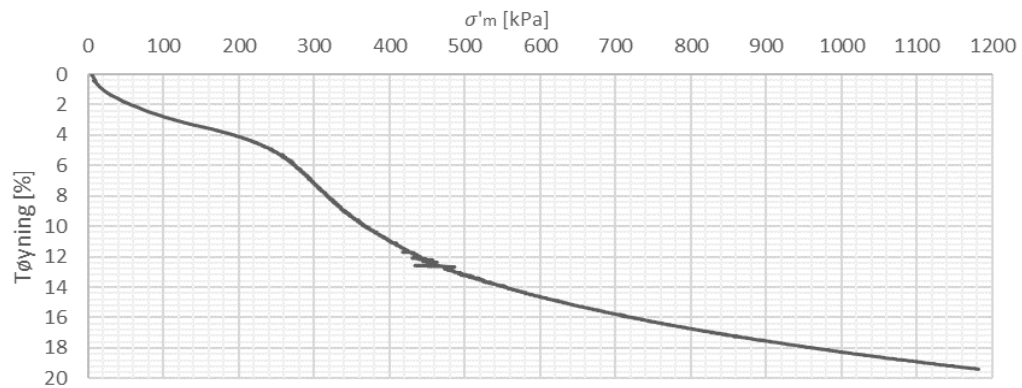
Kommentar: På grunn av ukjente tekniske problemer, stoppa ødometerforsøket midtveis. Det ble forsøkt å fortsette forsøket, men det viste seg å ikke la seg gjøre. Presentert data er derfor kun verdier som ble logget før problemene oppsto.



A5: B7-7.10-CRS

Dybde:	7,10 m	σ'_{v0}	=	70,4 kPa
Prøvetakingsdato:	27.02.2020	w	=	47,0 %
Åpningsdato:	25.03.2020	σ'_c	=	250 kPa
Forsøksdato:	25.03.2020	OCR	=	3,55
Tøyningshastighet:	0,002 mm/min	γ	=	17,56 kN/m ³
		$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,040

Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.

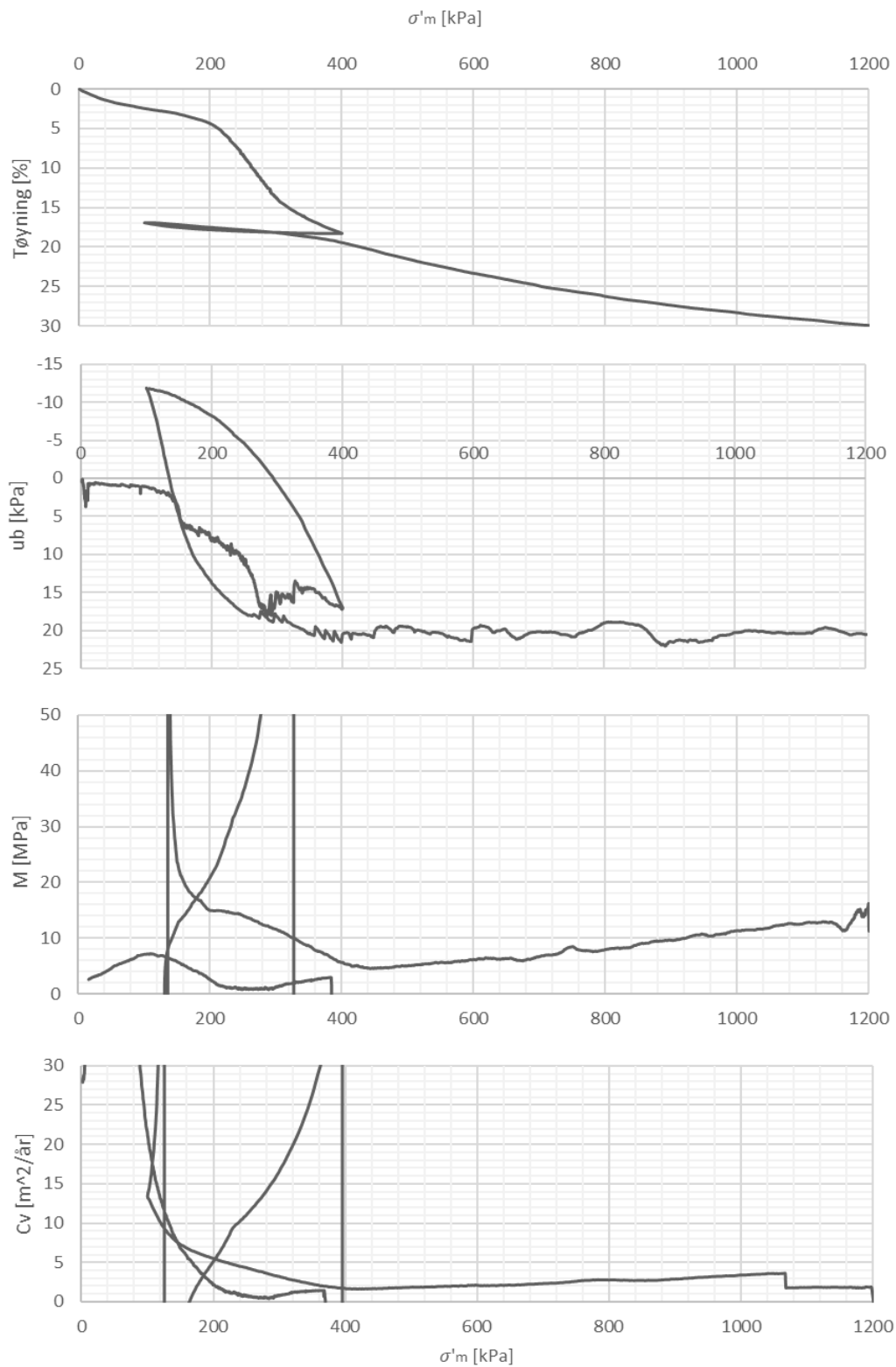


A5: B7-7.20-CRS

Dybde: 7,20 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 25.03.2020
 Forsøksdato: 25.03.2020
 Tøyningshastighet: 0,002 mm/min

σ'_{v0} = 71,2 kPa
 w = 53,1 %
 σ'_c = 225 kPa
 OCR = 3,16
 γ = 17,6 kN/m³
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,034

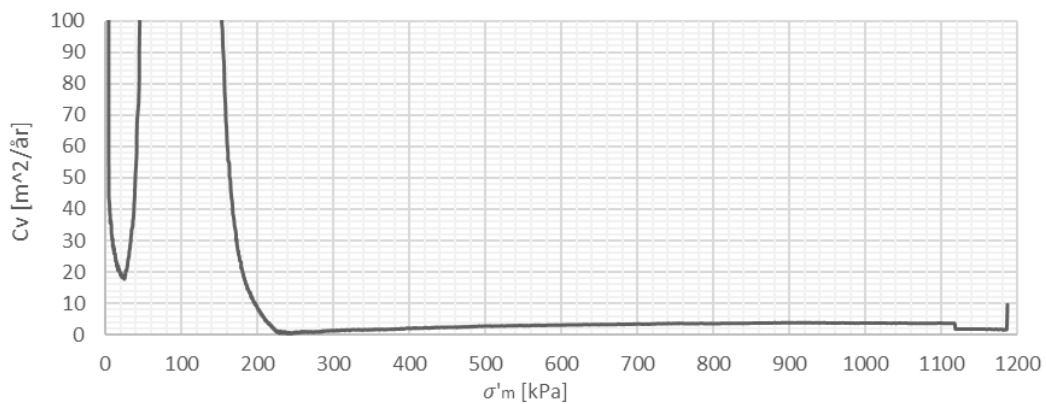
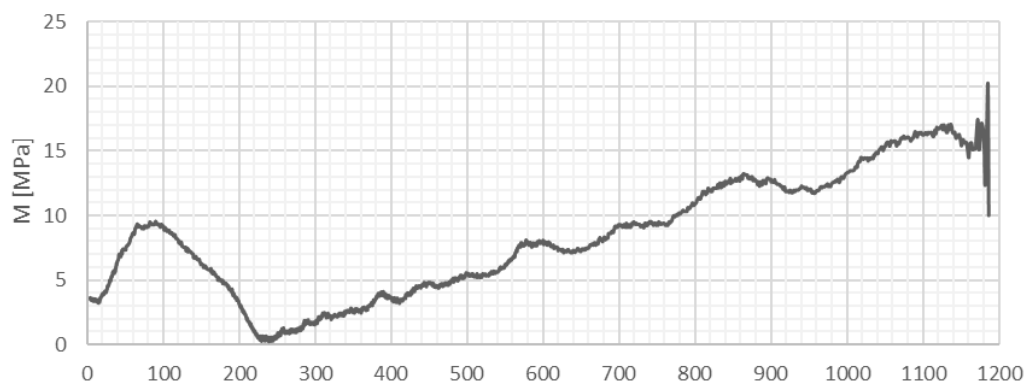
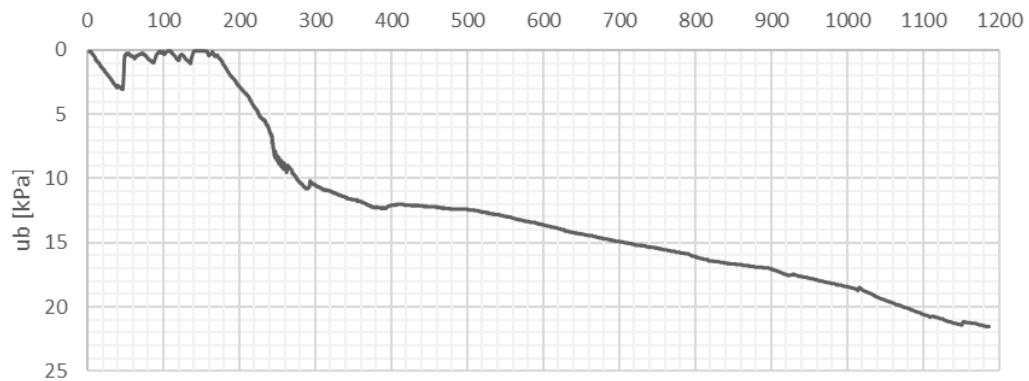
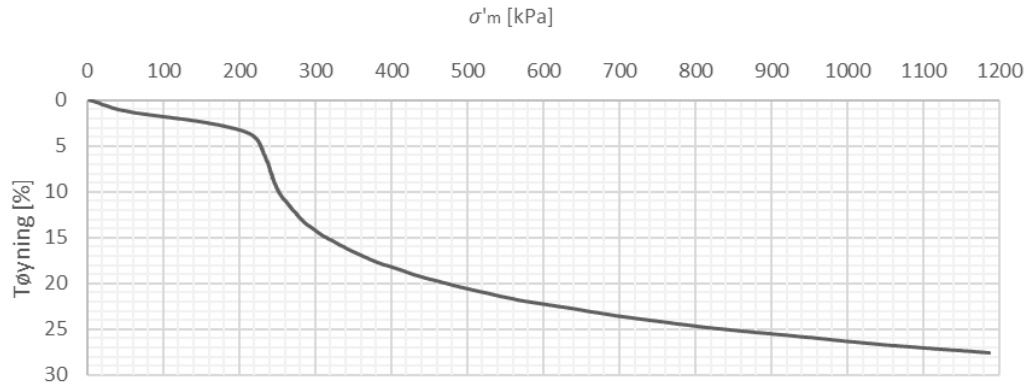
Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.



A5: B7-7.25-CRS

Dybde:	7,25 m	σ'_{v0}	=	71,6 kPa
Prøvetakingsdato:	27.02.2020	w	=	54,4 %
Åpningsdato:	25.03.2020	σ'_c	=	230 kPa
Forsøksdato:	25.03.2020	OCR	=	3,21
Tøyningshastighet:	0,002 mm/min	γ	=	17,6 kN/m ³
		$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,024

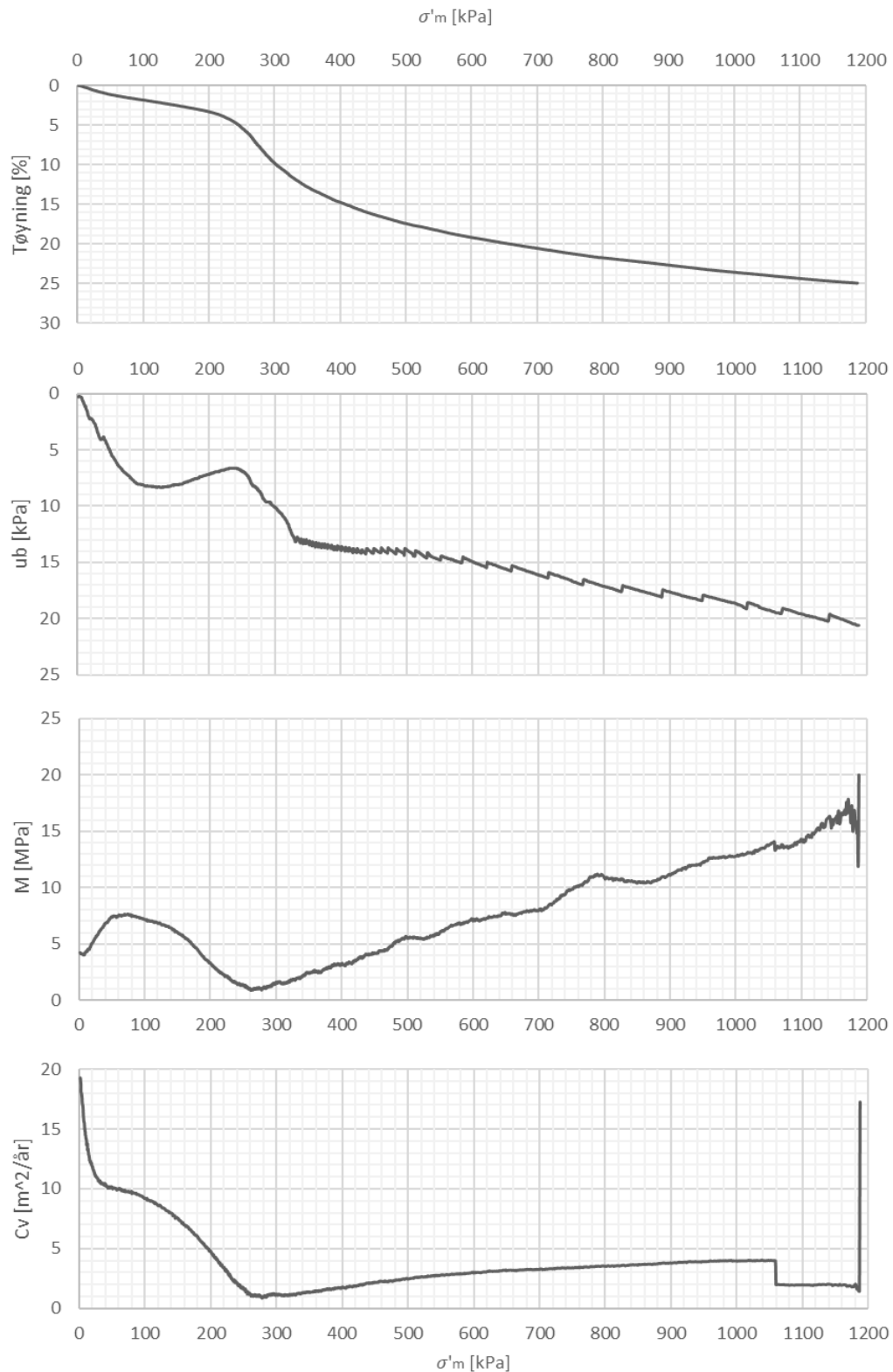
Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.



A5: B11-8.54-CRS

Dybde:	8,54 m	σ'_{v0}	=	82,6 kPa
Prøvetakingsdato:	27.02.2020	w	=	43,9 %
Åpningsdato:	30.03.2020	σ'_c	=	250 kPa
Forsøksdato:	30.03.2020	OCR	=	3,03
Tøyningshastighet:	0,002 mm/min	γ	=	17,6 kN/m ³
		$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,029

Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.

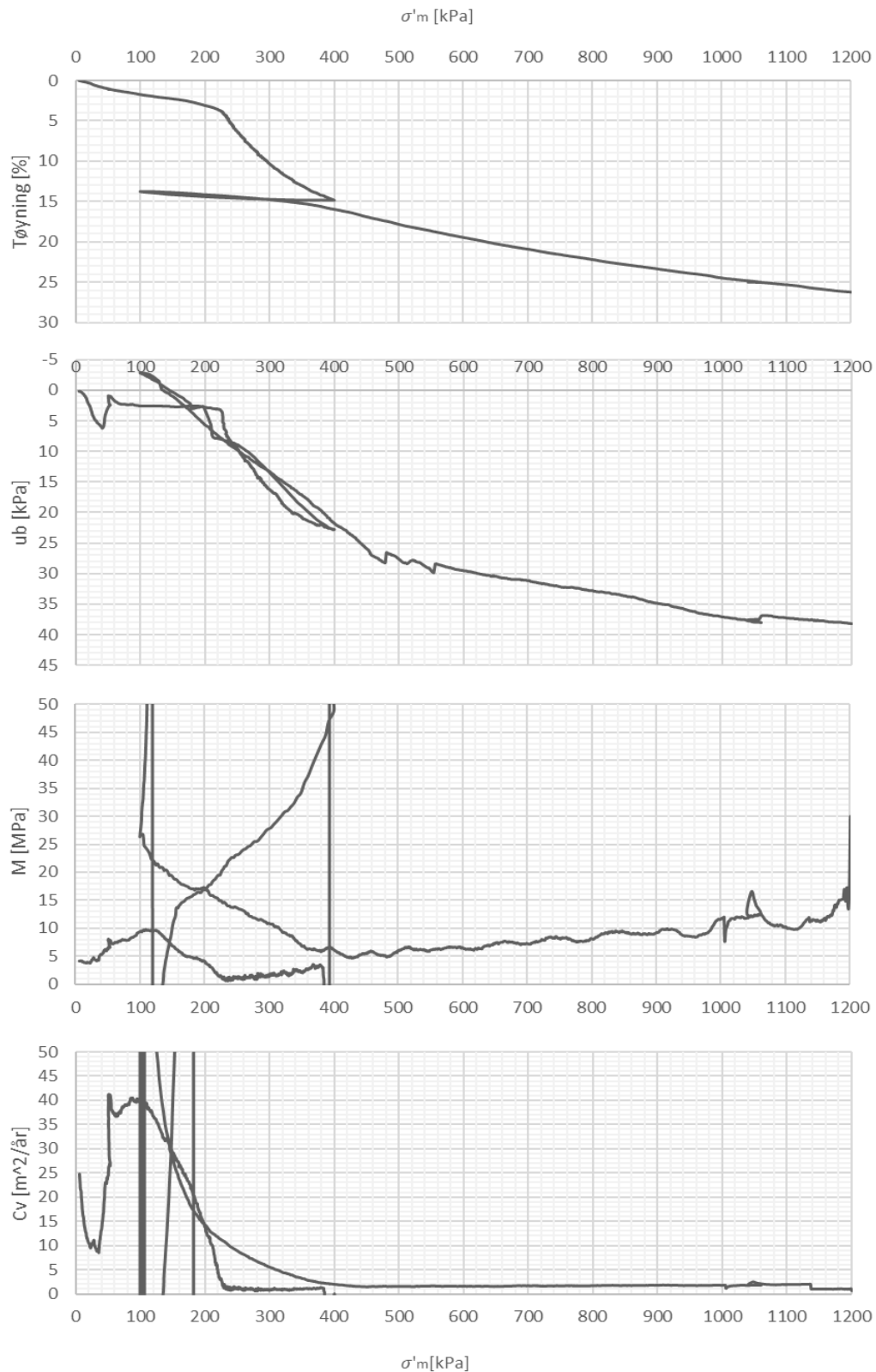


A5: B11-8.64-CRS

Dybde: 8,64 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 30.03.2020
 Forsøksdato: 30.03.2020
 Tøyningshastighet: 0,002 mm/min

σ'_{v0} = 83,4 kPa
 w = 45,0 %
 σ'_c = 230 kPa
 OCR = 2,76
 γ = 17,6 kN/m³
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,027

Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.

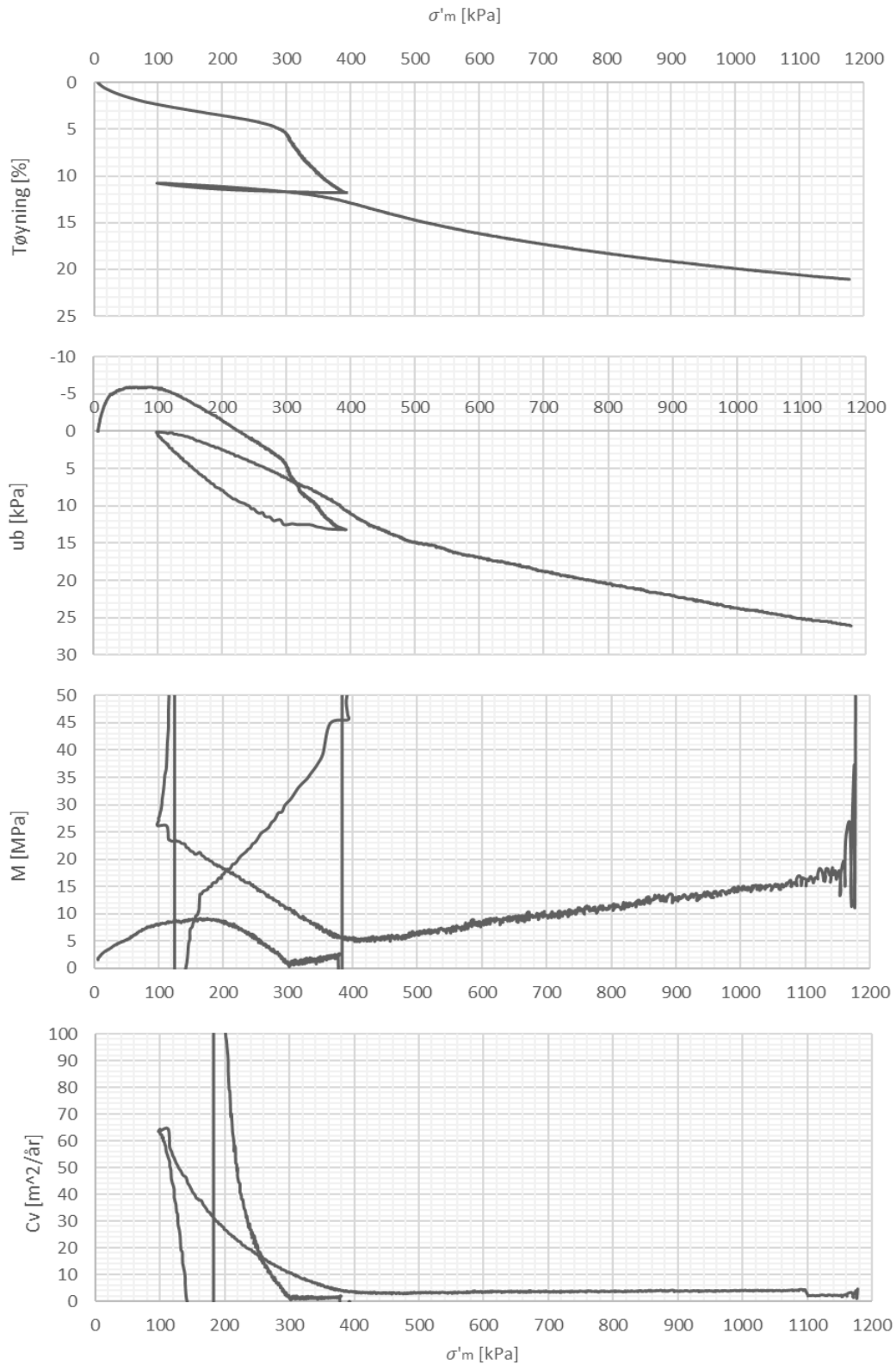


A5: B11-8.70-CRS

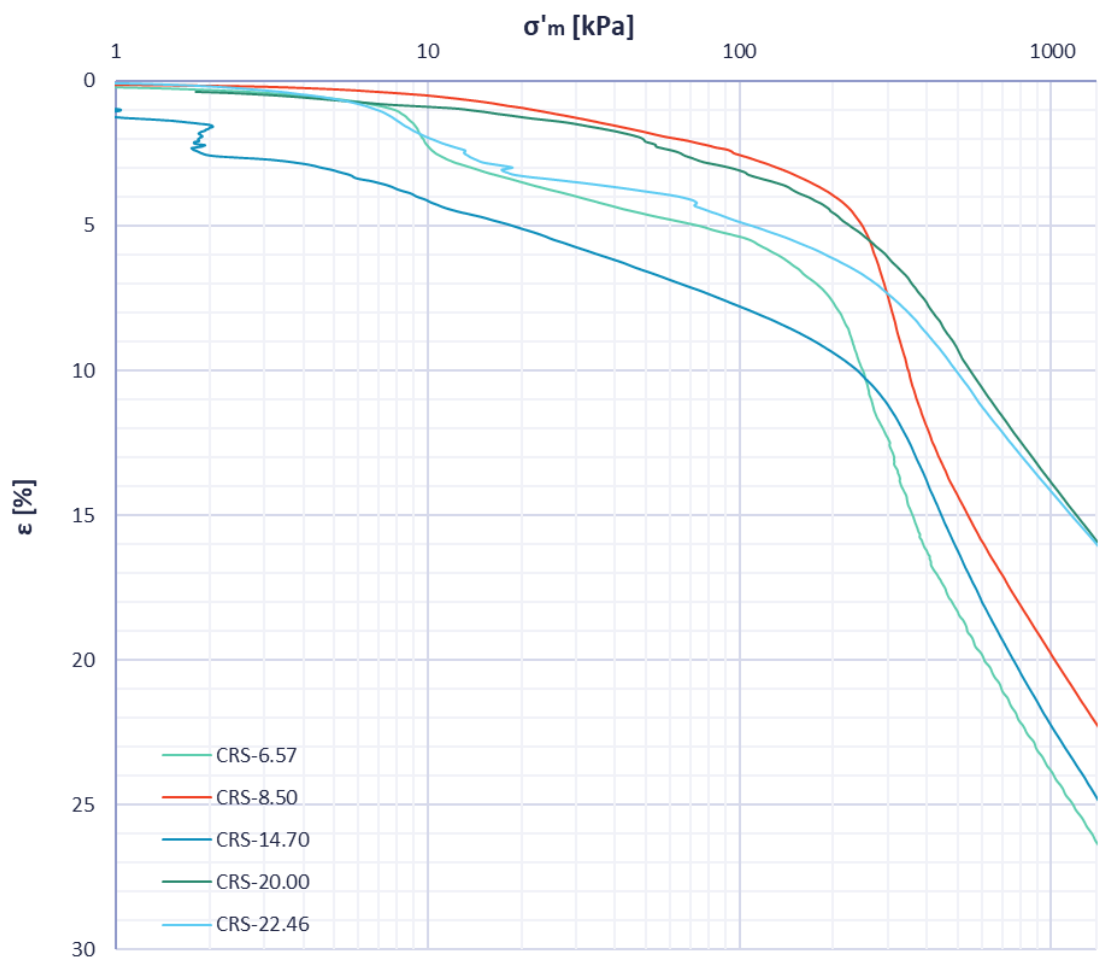
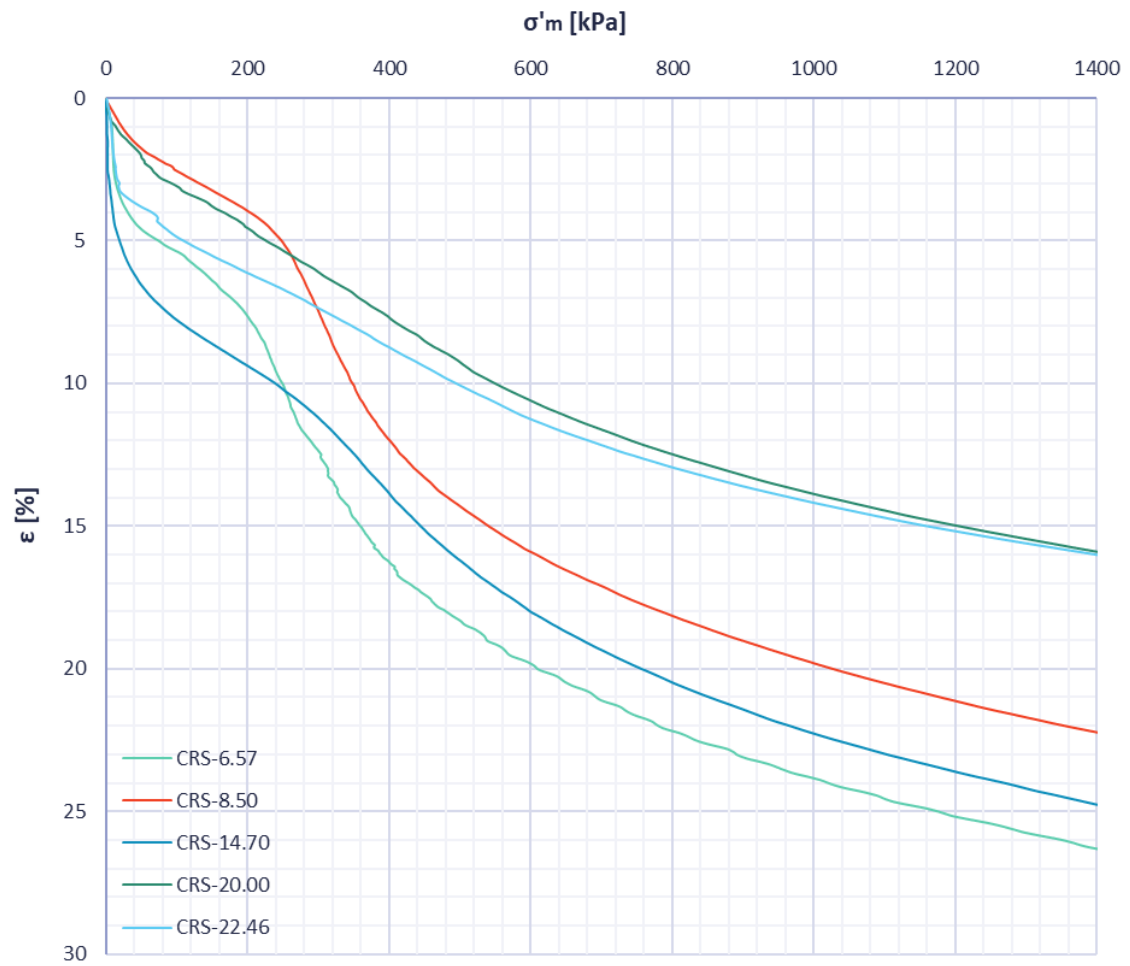
Dybde: 8,70 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 30.03.2020
 Forsøksdato: 30.03.2020
 Tøyningshastighet: 0,002 mm/min

σ'_{v0} = 84,0 kPa
 w = 47,6 %
 σ'_c = 290 kPa
 OCR = 3,45
 γ = 17,6 kN/m³
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,037

Kommentar: Forsøket er utført av Multiconsult.



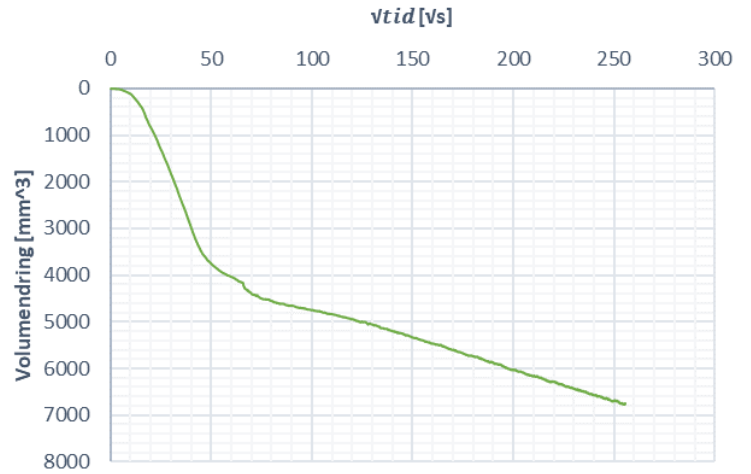
CRS-forsøk fra 54 mm sylindrerprøver i A4



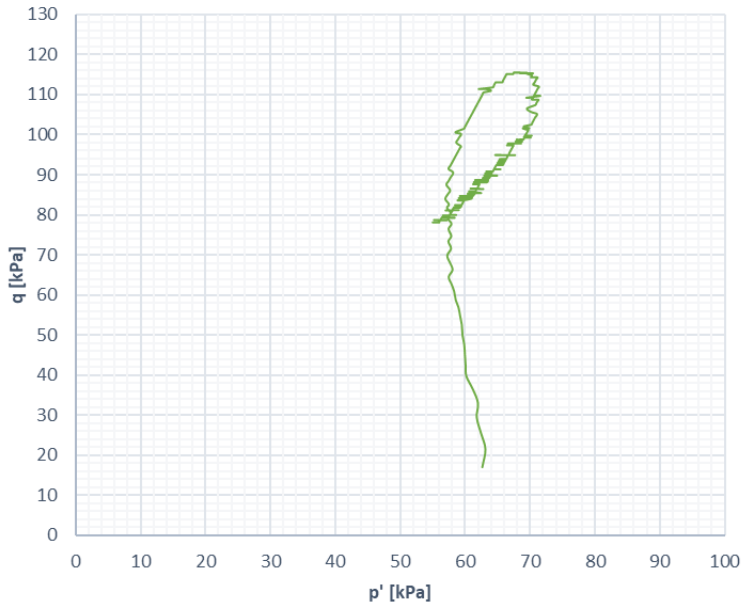
B.3 Treaksialforsøk

Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

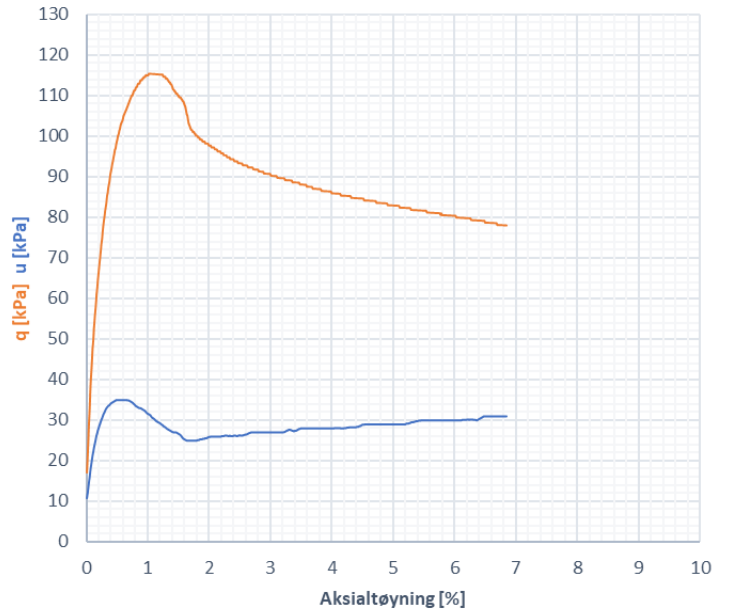
A5: CAUa-6.15	
Dybde:	6,15 m
Prøvetakingsdato:	26.02.2020
Åpningsdato:	10.03.2020
Forsøksdato:	10.03.2020
Tøyningshastighet:	2 %/time
σ'_{v0}	= 62,3 kPa
K ₀	= 0,9
w	= 48,7 %
ΔV	= 6782 mm ³
ϵ_v	= 2,96 %
$\frac{\Delta e}{e_0}$	= 0,0512



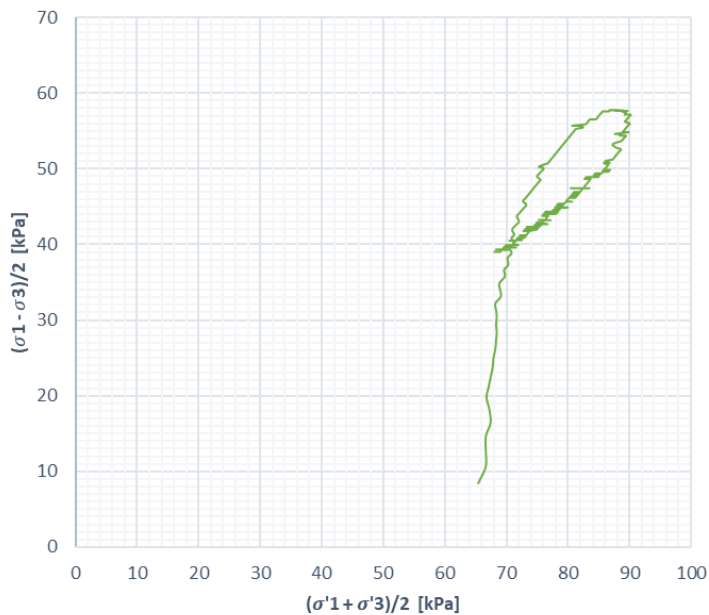
p'-q-plott



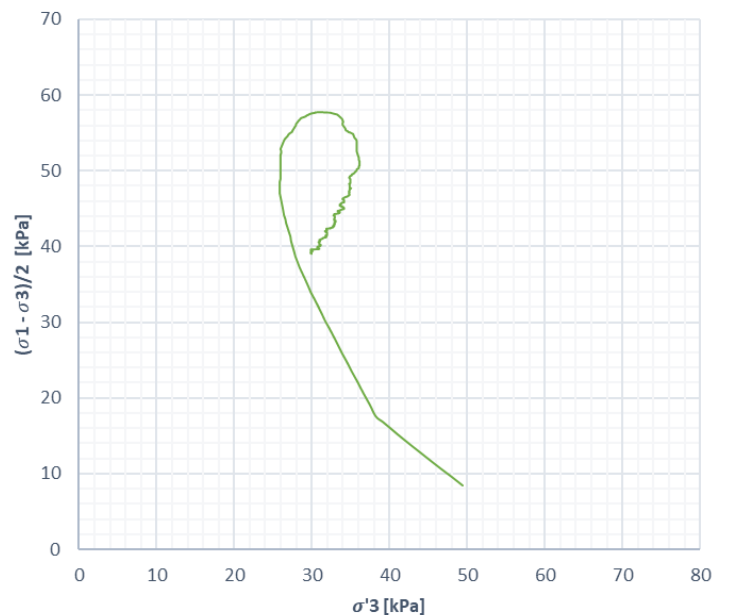
q, u - ε



NGI-plott

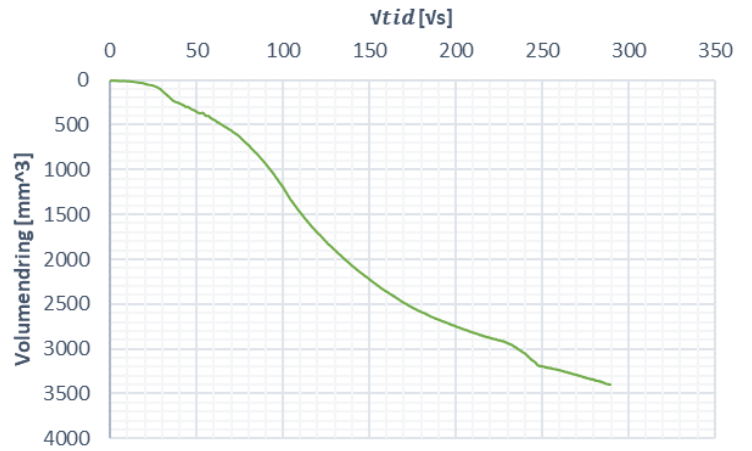


NTNU-plott

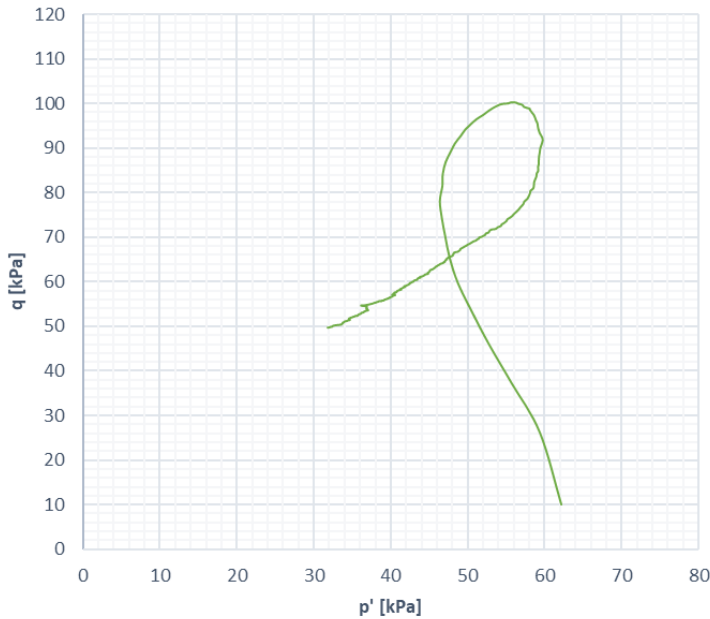


Blokkprøve fra Høgskoledalen, Trondheim

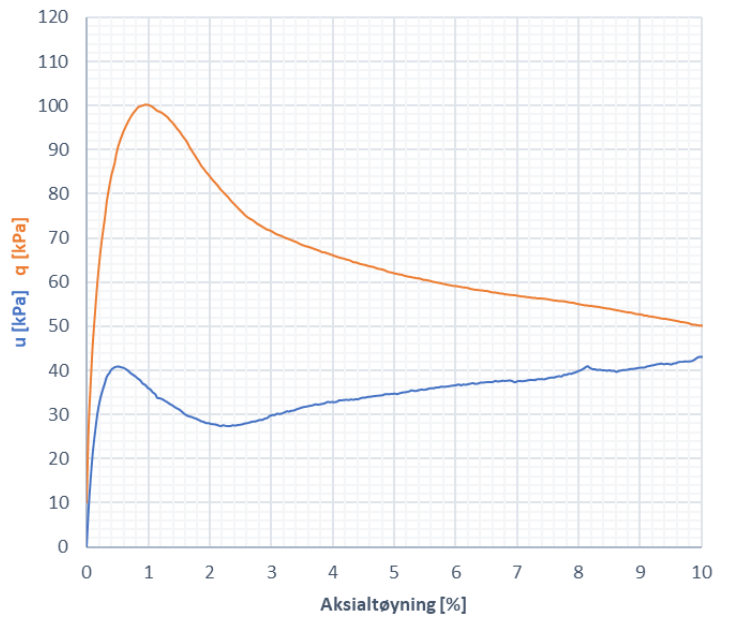
A5: CAUa-7.10	
Dybde:	7,10 m
Prøvetakingsdato:	26.02.2020
Åpningsdato:	25.03.2020
Forsøksdato:	25.03.2020
Tøyningshastighet:	1,2 %/time
σ'_{v0}	= 70,4 kPa
K'_0	= 0,86
w	= 47,0 %
ΔV	= 3393 mm ³
ϵ_v	= 1,48 %
$\frac{\Delta e}{e_0}$	= 0,0261
Forsøk utført av Multiconsult.	



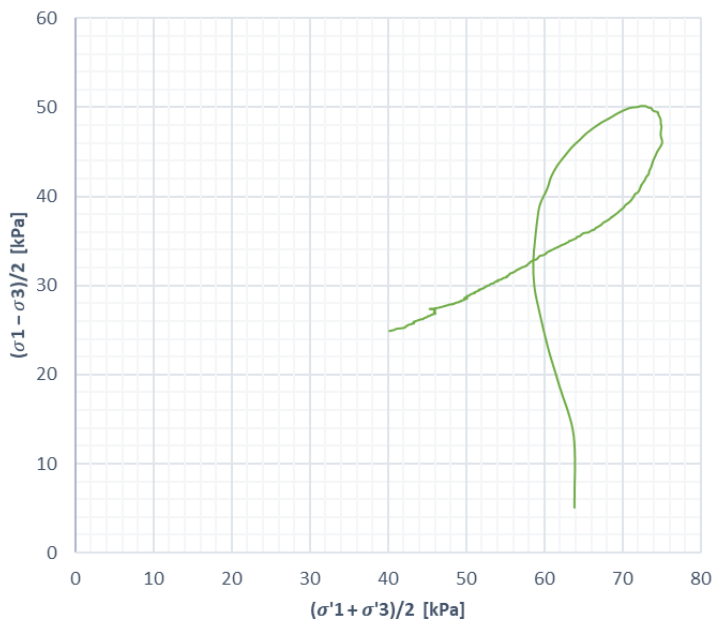
p'-q-plott



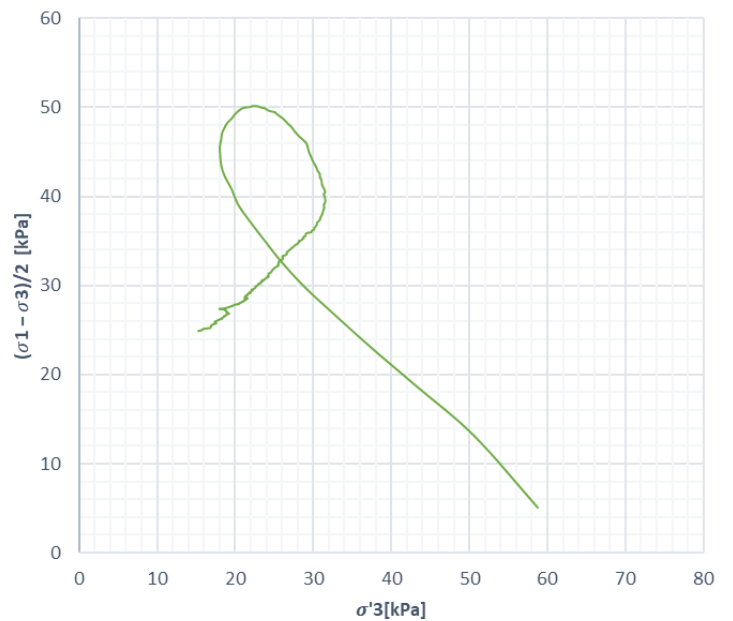
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott



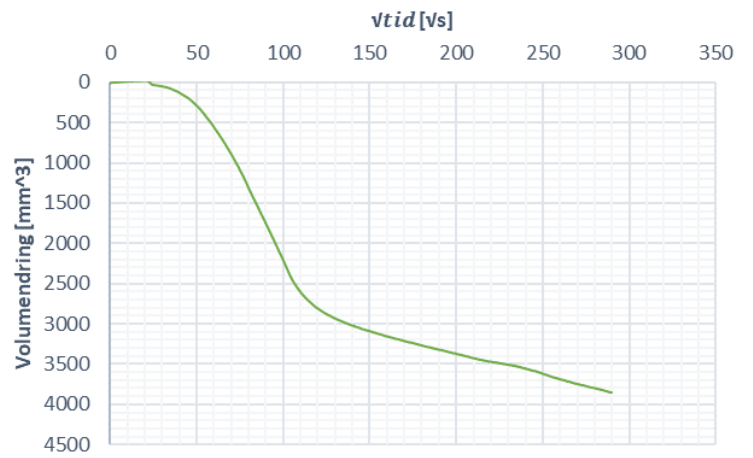
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-7.10*

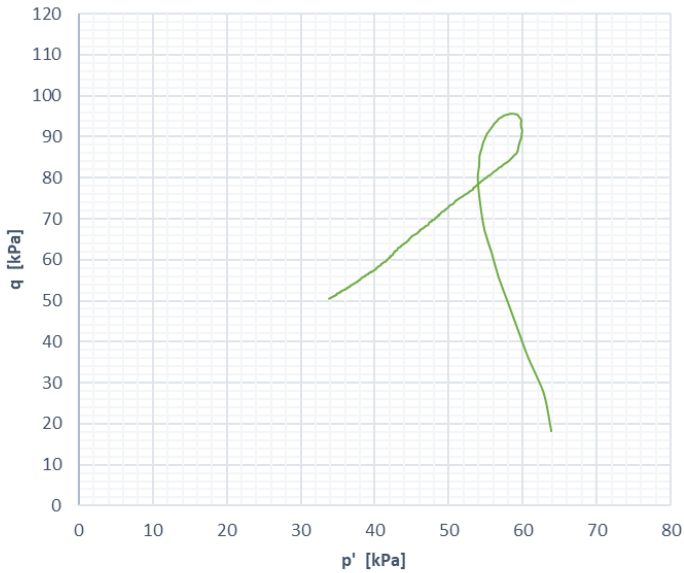
Dybde: 7,10 m
 Prøvetakingsdato: 26.02.2020
 Åpningsdato: 25.03.2020
 Forsøksdato: 25.03.2020
 Tøyningshastighet: 1,2 %/time

σ'_{v0} = 70,4 kPa
 K'_0 = 0,76
 w = 47,0 %
 ΔV = 3854 mm³
 ϵ_v = 1,68 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0297

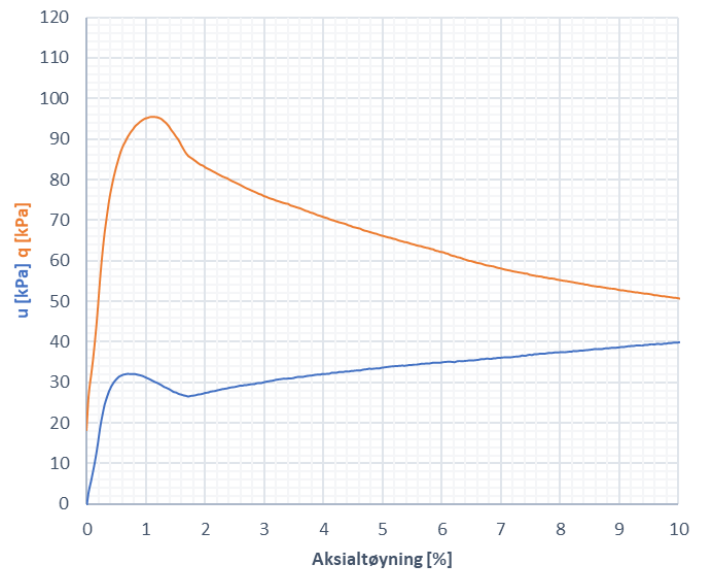
Kommentar: * Samarbeid på tvers av masteroppgaver, utførte derfor forsøket med lavere K'_0 enn antatt reell. Forsøk utført av Multiconsult.



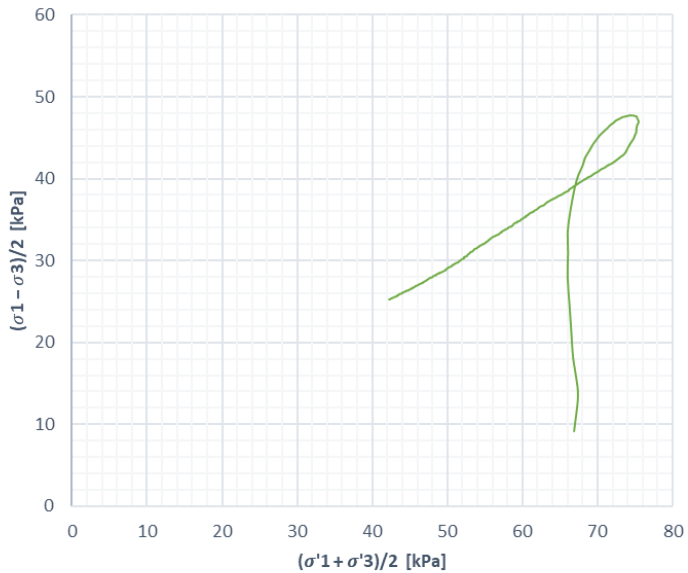
p'-q-plott



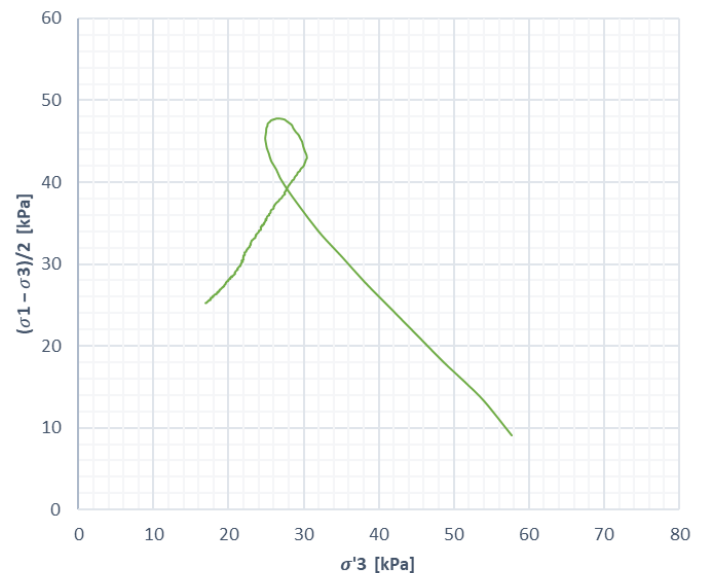
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott




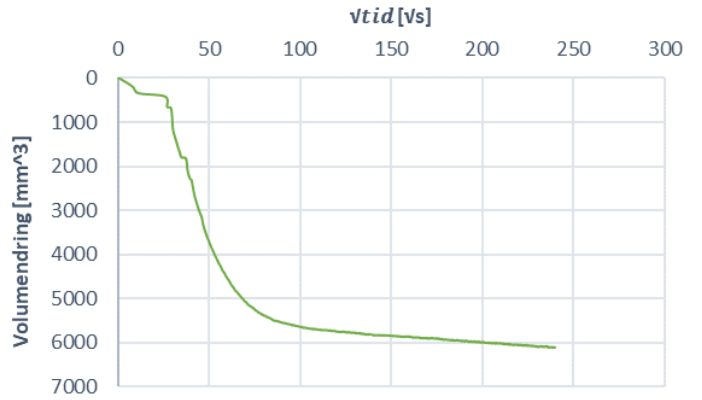
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-7.90

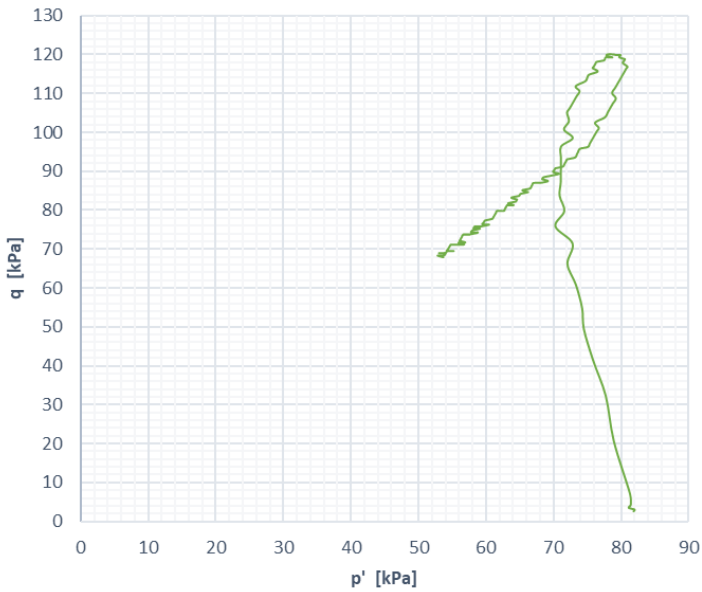
Dybde:	7,90 m
Prøvetakingsdato:	26.02.2020
Åpningsdato:	28.04.2020
Forsøksdato:	28.04.2020
Tøyningshastighet:	2 %/time

σ'_{v0}	=	77,2 kPa
K'_0	=	0,9
w	=	48,7 %
ΔV	=	6113 mm ³
ϵ_v	=	2,67 %
$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,046

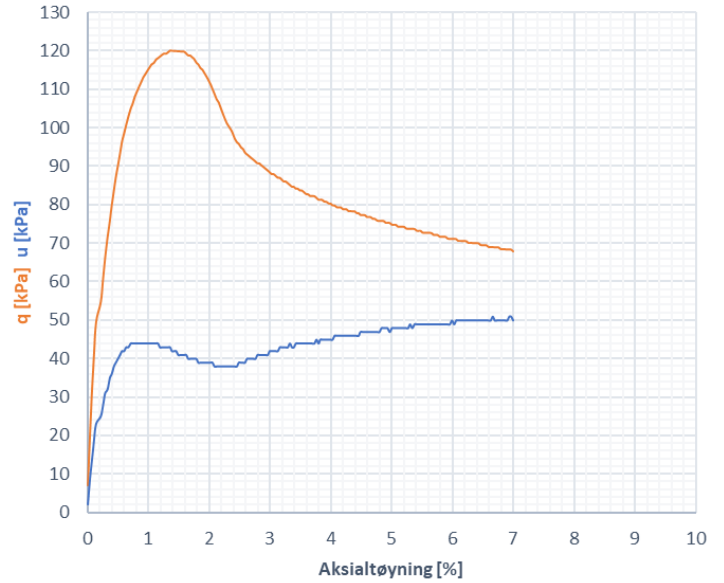
Kommentar: Prøven ble ved en feiltakelse konsolidert til aksialspenninger 10 kPa større enn σ'_{v0} .

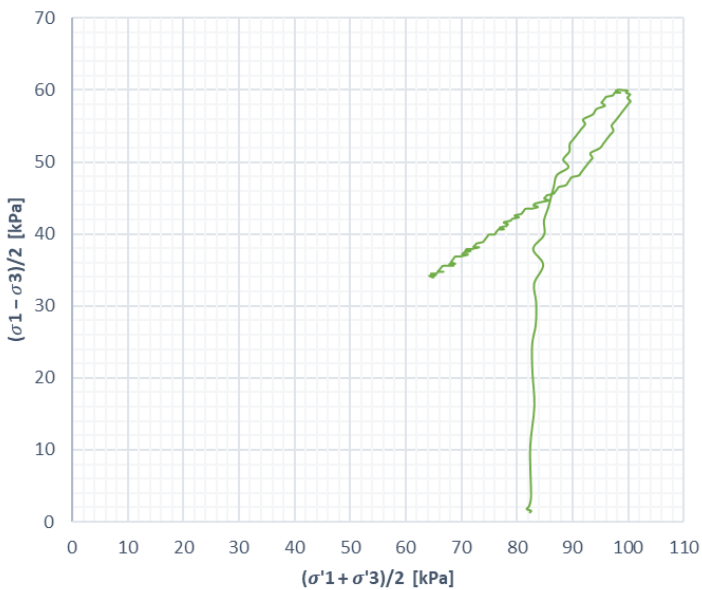
p'-q-plott



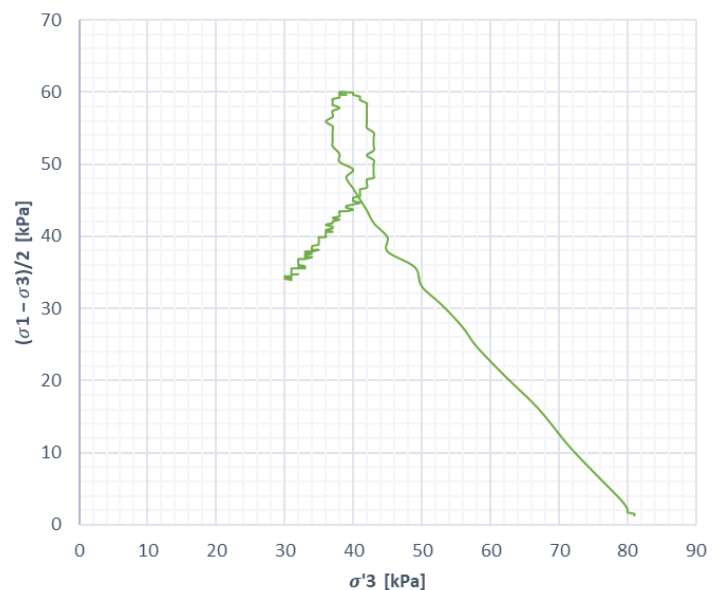
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott



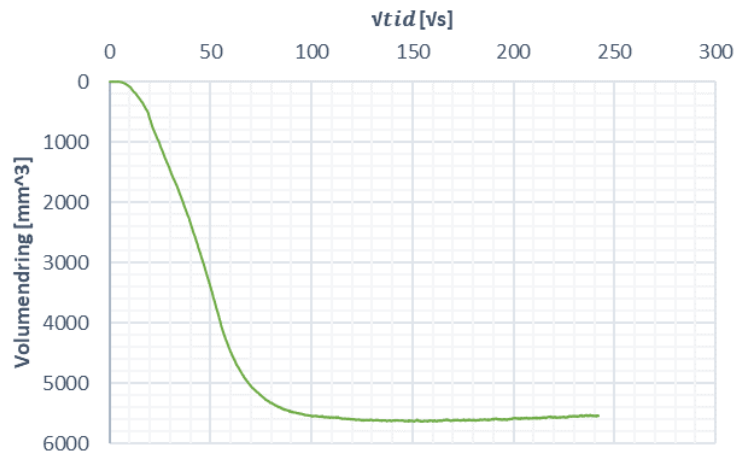
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-8.05*

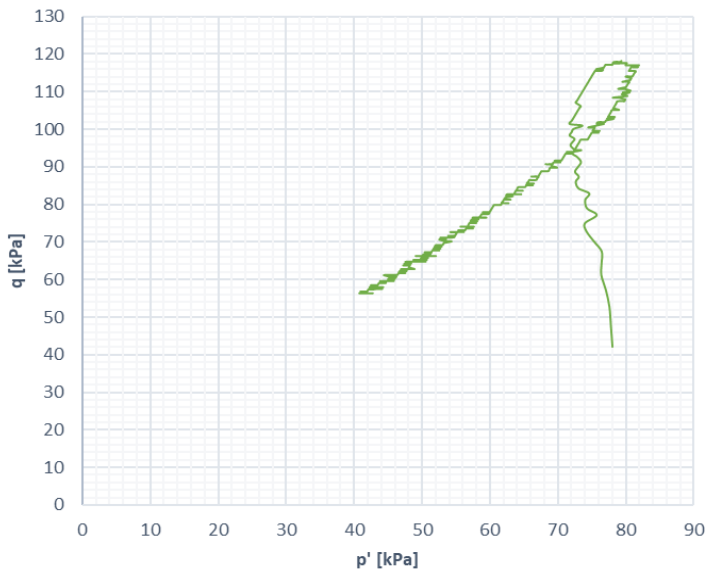
Dybde: 8,05 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 28.04.2020
 Forsøksdato: 01.05.2020
 Tøyningshastighet: 2 %/time

σ'_{v0} = 78,4 kPa
 $K'0$ = 0,6
 w = 48,7 %
 ΔV = 5642 mm³
 ϵ_v = 2,46 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0428

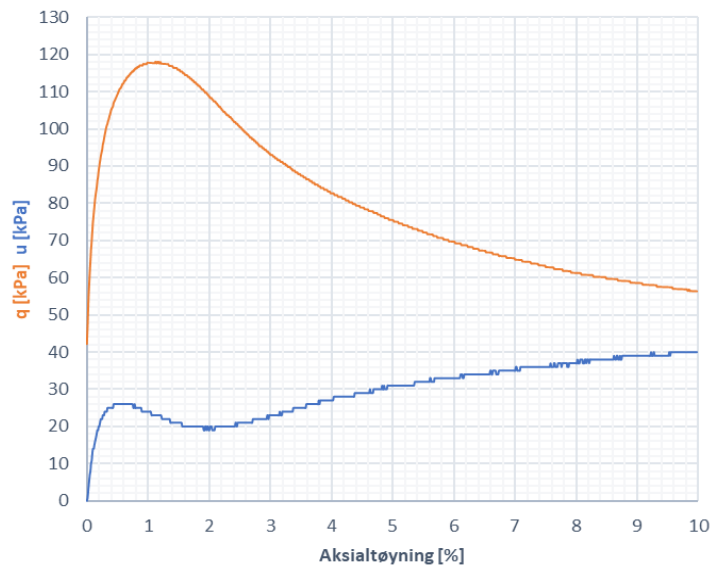
Kommentar: * Samarbeid på tvers av masteroppgaver, utførte derfor forsøket med andre konsolideringspenninger og lavere $K'0$ enn antatt reell.



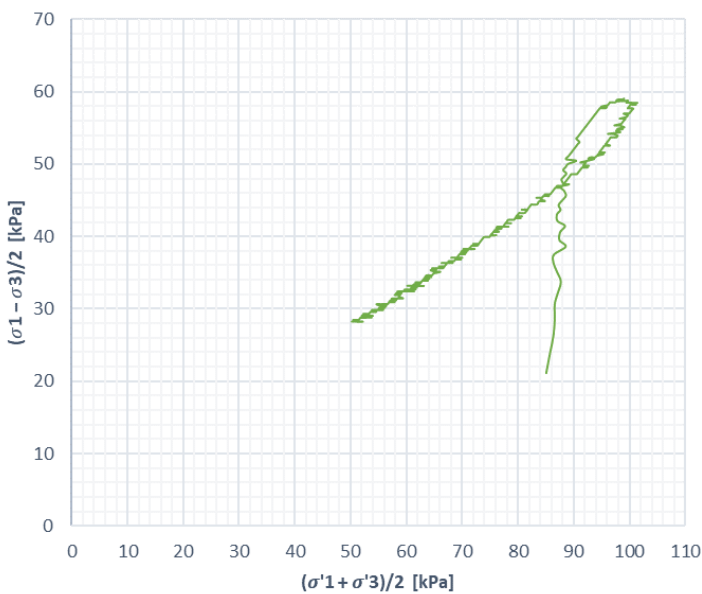
p'-q-plott



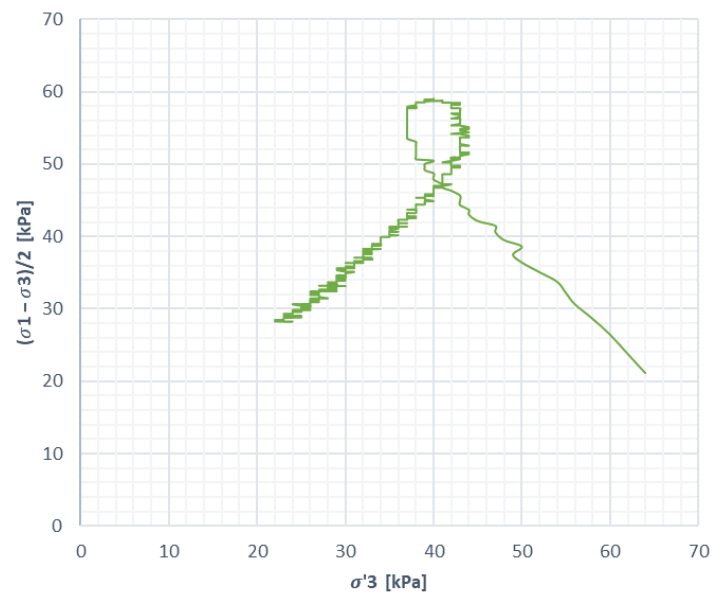
q,u - ϵ



NGI-plott



NTNU-plott



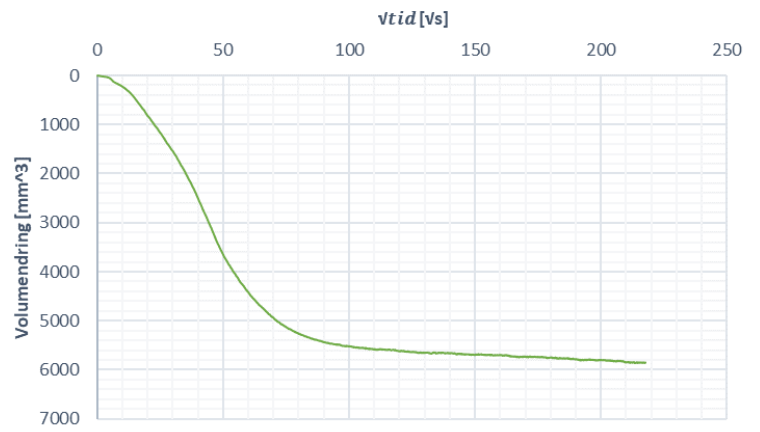
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-8.05*(2)

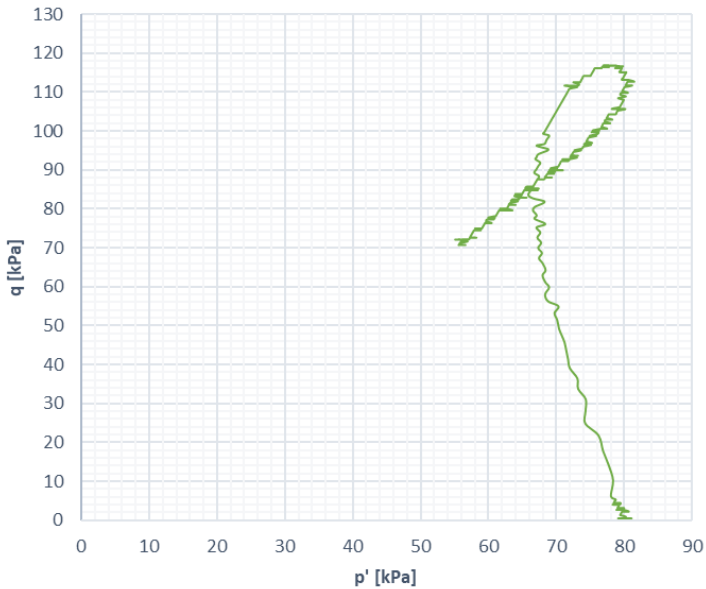
Dybde: 8,05 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 28.04.2020
 Forsøksdato: 01.05.2020
 Tøyningshastighet: 2 %/time

σ'_{v0} = 78,4 kPa
 K'_0 = 1
 w = 48,8 %
 ΔV = 5864 mm³
 ϵ_v = 2,56 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0445

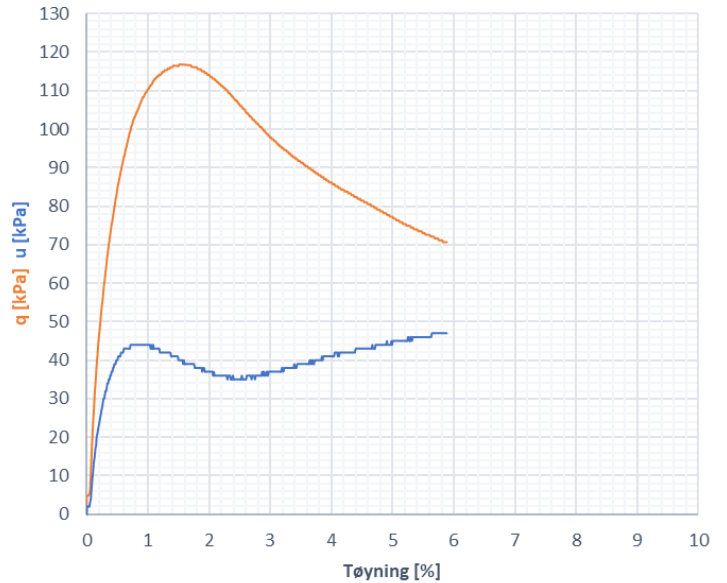
Kommentar: * Samarbeid på tvers av masteroppgaver, konsoliderte derfor isotropt.



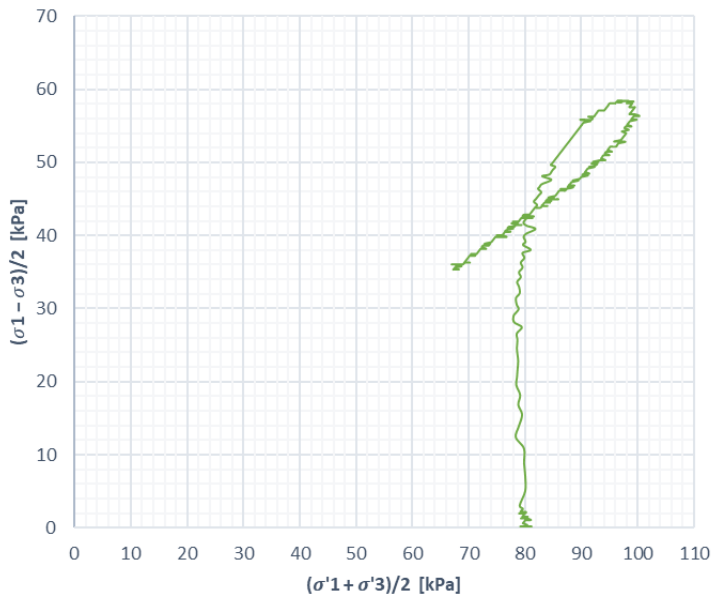
p'-q-plott



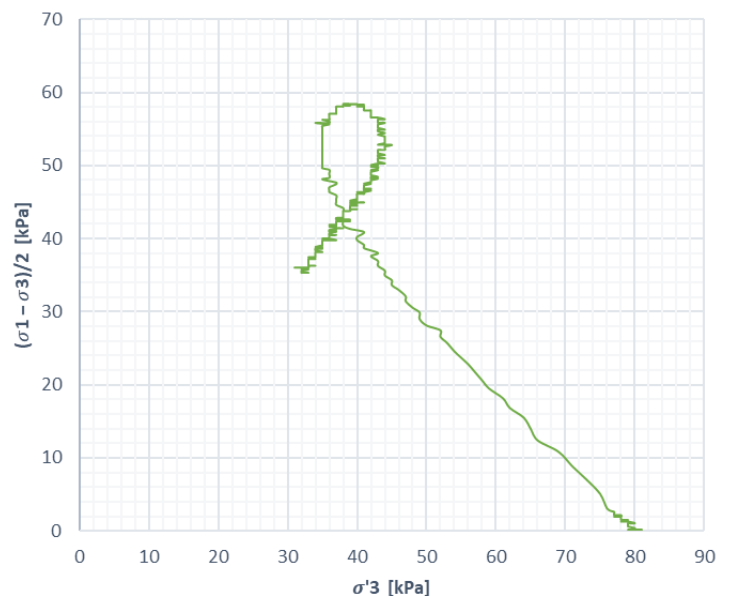
q, u - ε



NGI-plott



NTNU-plott



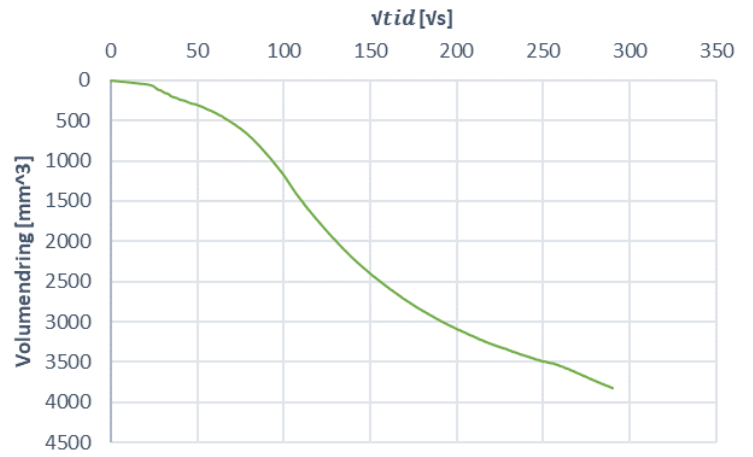
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-8.55

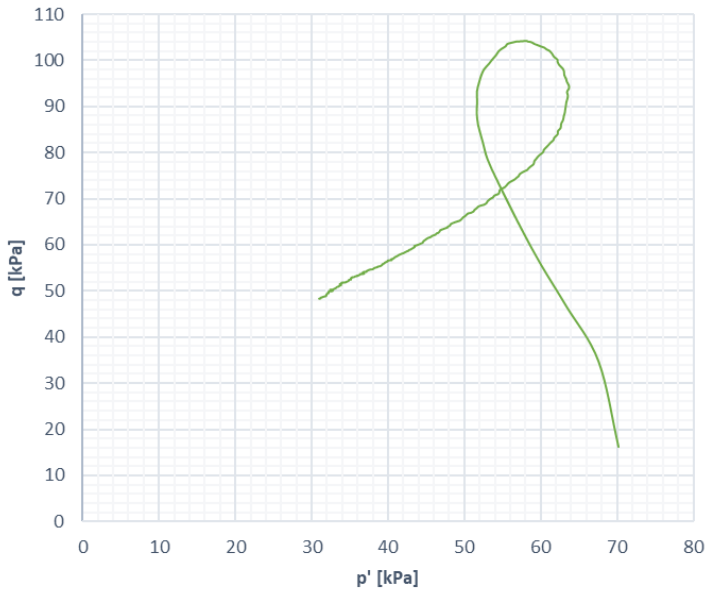
Dybde:	8,55 m
Prøvetakingsdato:	27.02.2020
Åpningsdato:	30.03.2020
Forsøksdato:	30.03.2020
Tøyningshastighet:	1,2 %/time

σ'_{v0}	=	82,7 kPa
$K'0$	=	0,81
w	=	45,0 %
ΔV	=	38232 mm ³
ϵ_v	=	1,67 %
$\frac{\Delta e}{e_0}$	=	0,0302

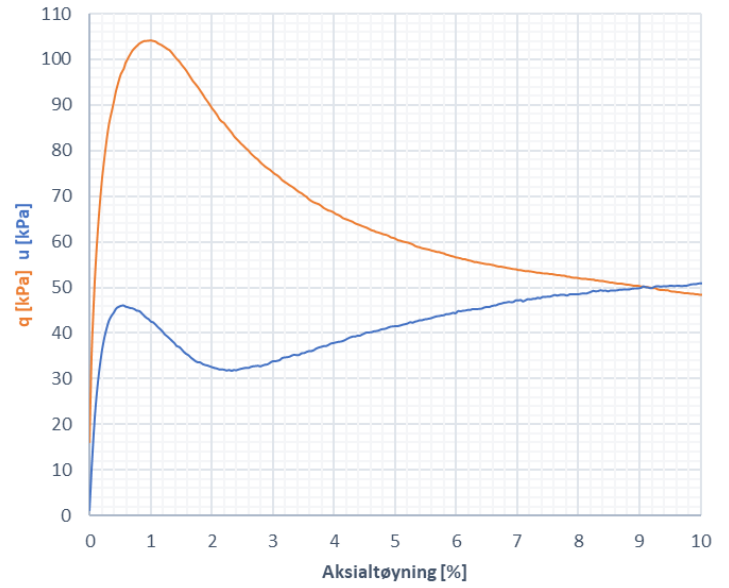
Forsøk utført av Multiconsult.



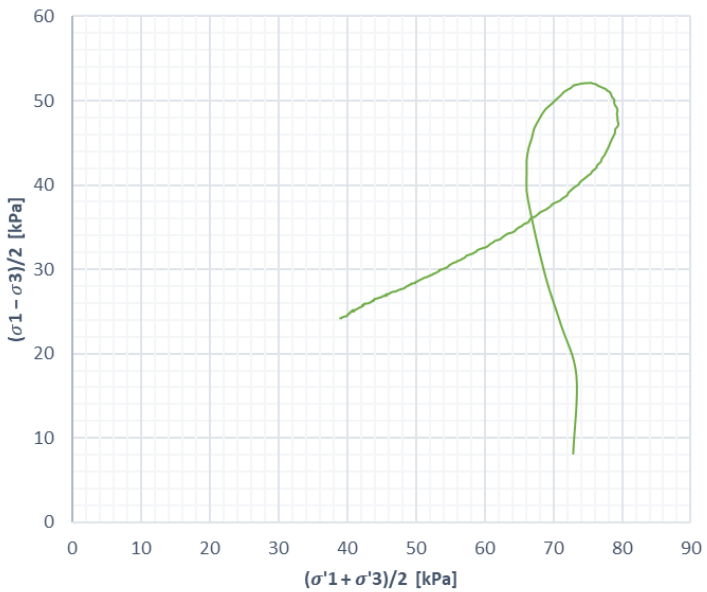
p'-q-plott



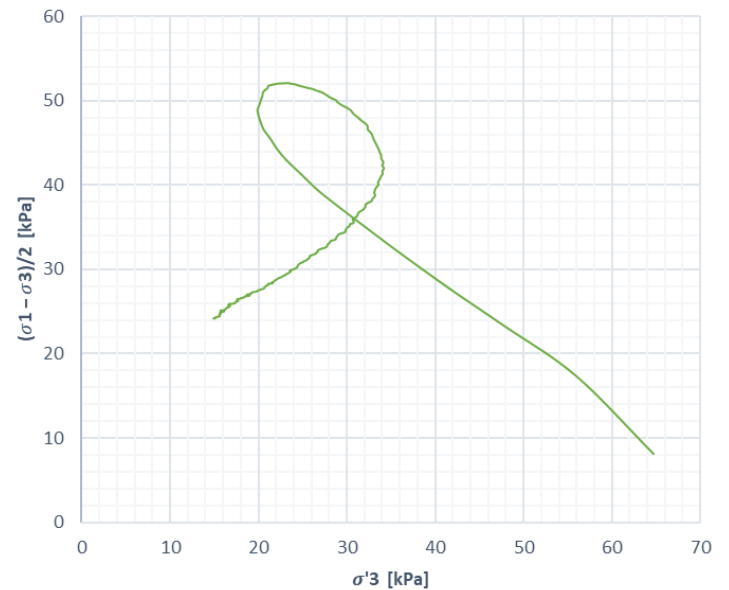
q,u - ϵ



NGI-plott



NTNU-plott



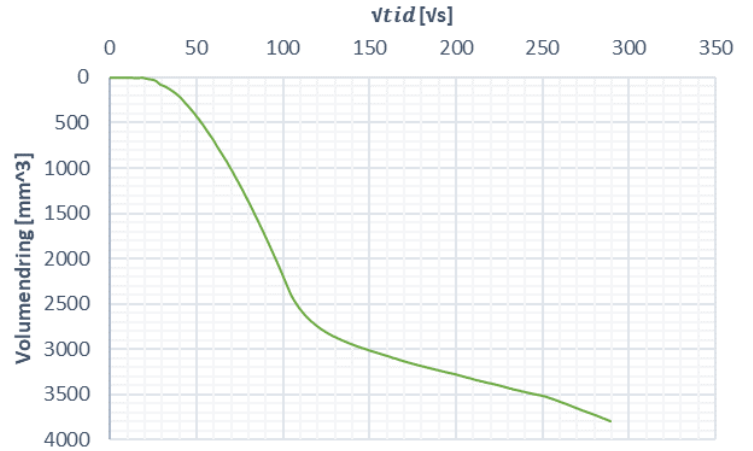
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUa-8.55*

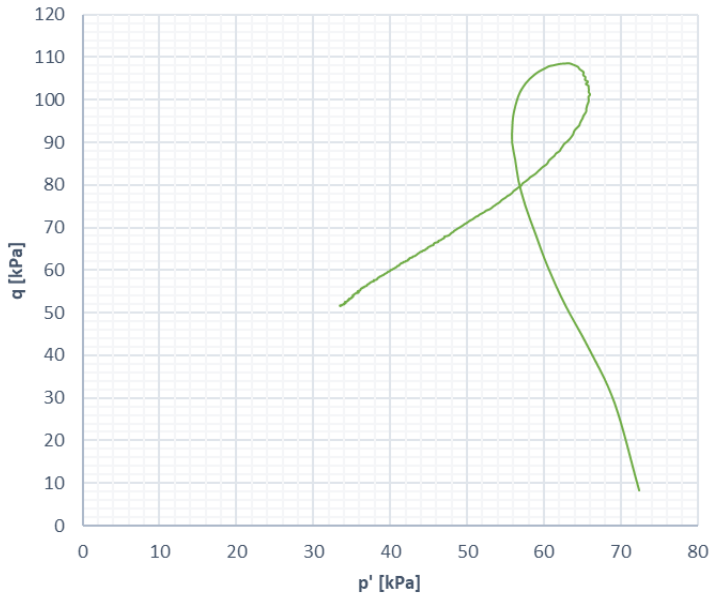
Dybde: 8,55 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 30.03.2020
 Forsøksdato: 01.04.2020
 Tøyningshastighet: 1,2 %/time

σ'_{v0} = 82,7 kPa
 $K'0$ = 0,9
 w = 45,0 %
 ΔV = 3789 mm³
 ϵ_v = 1,65 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0300

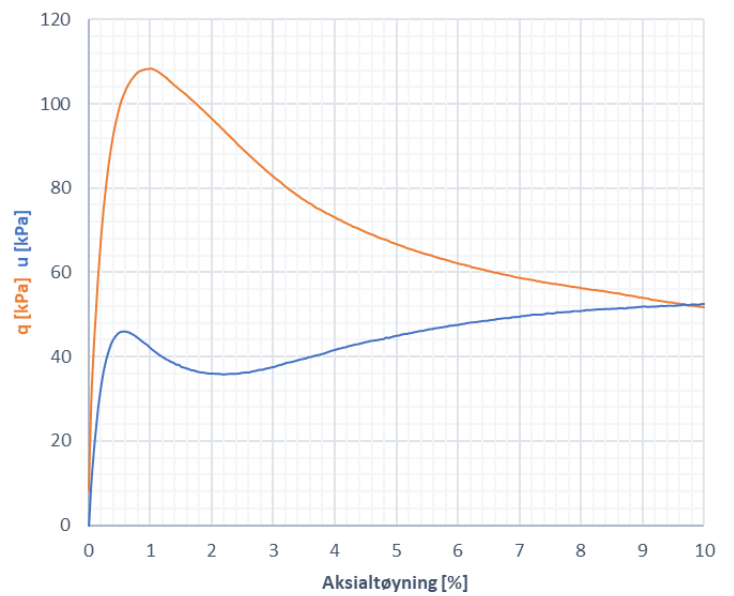
Kommentar: * Samarbeid på tvers av masteroppgaver, utførte derfor forsøket med høyere $K'0$ enn antatt reell. Forsøk utført av Multiconsult.



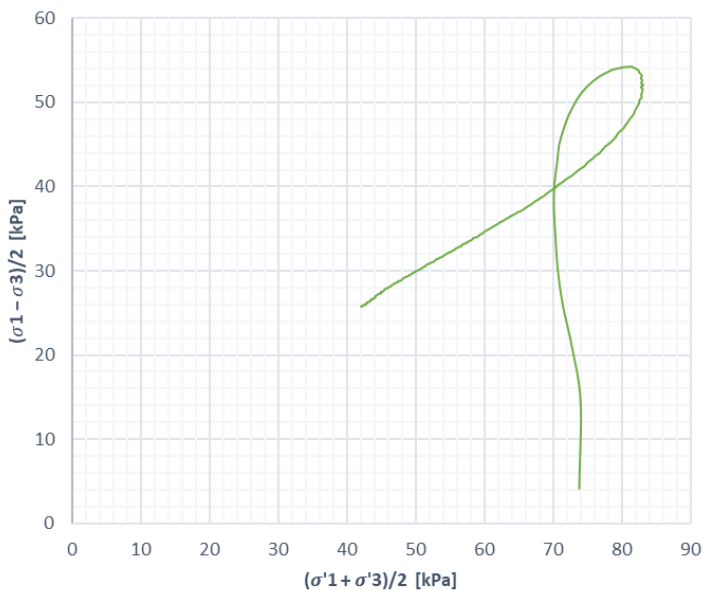
p'-q-plott



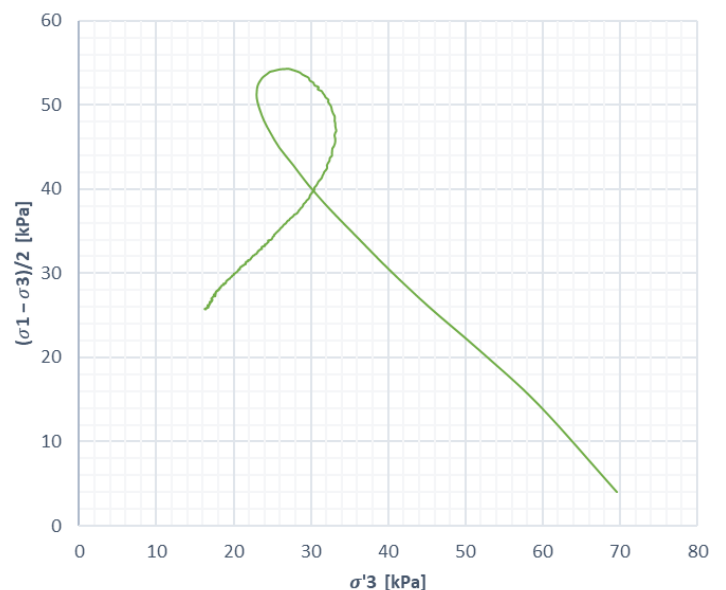
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott

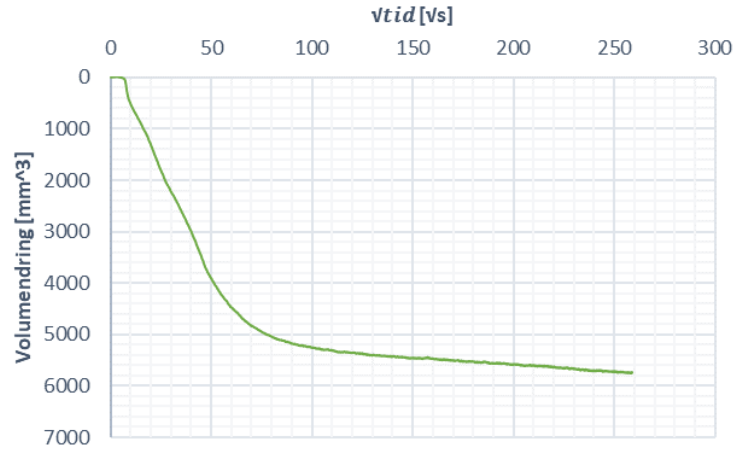


Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

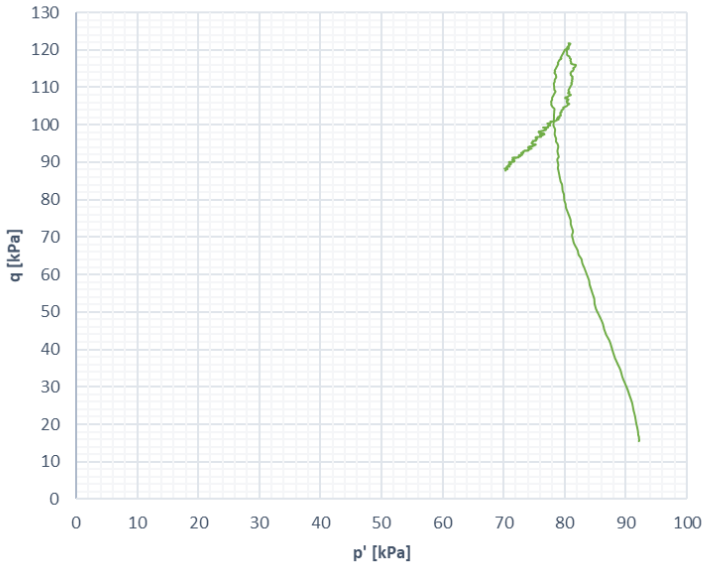
A5: CAUa-9.12

Dybde: 9,12 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 12.03.2020
 Forsøksdato: 28.04.2020
 Tøyningshastighet: 2 %/time

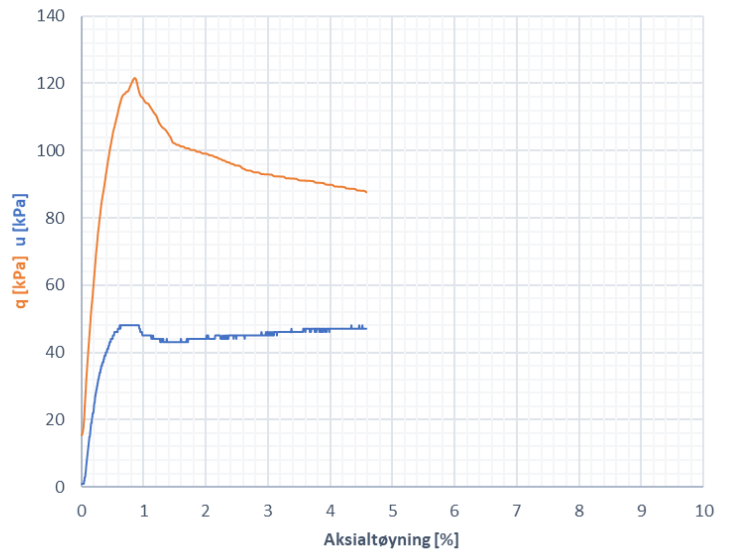
σ'_{v0} = 87,5 kPa
 K'_0 = 0,87
 w = 48,9 %
 ΔV = 5745 mm³
 ϵ_v = 2,51 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0439



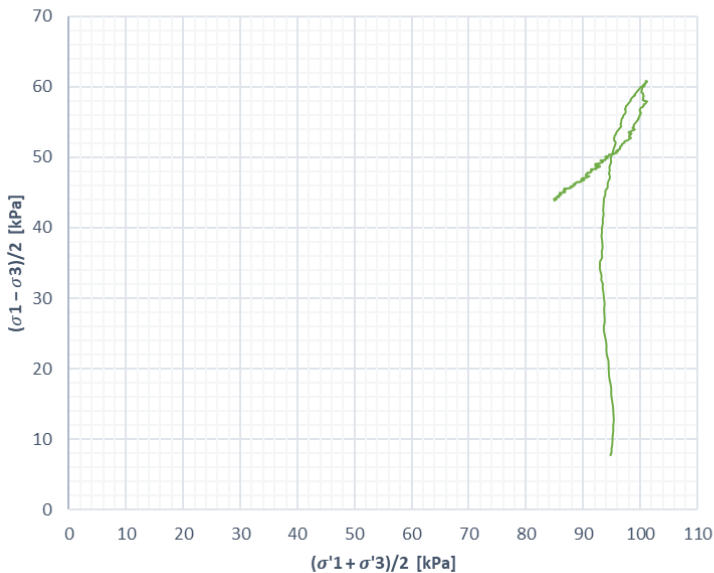
p'-q-plott



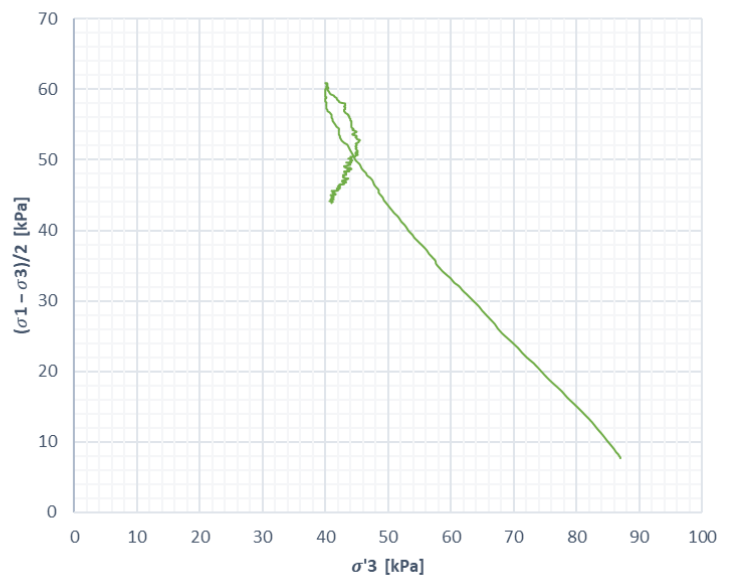
q,u - ε



NGI-plott

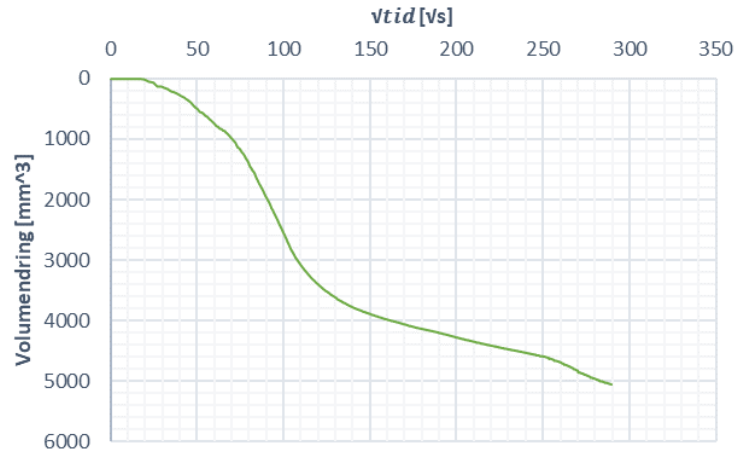


NTNU-plott

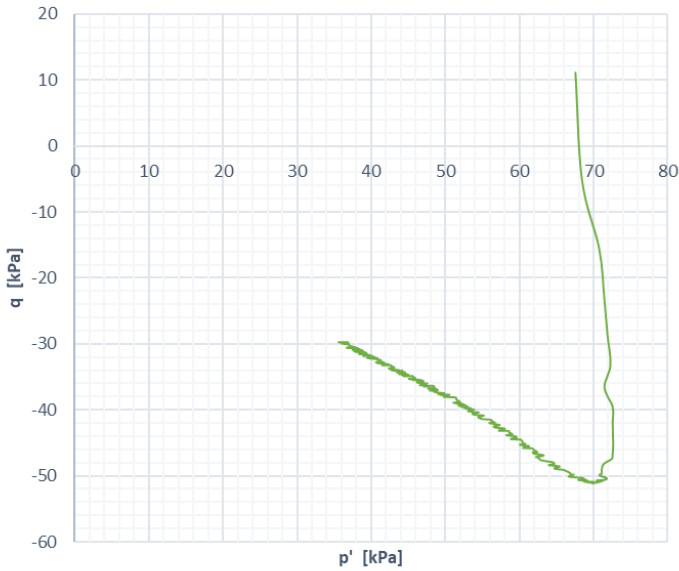


Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

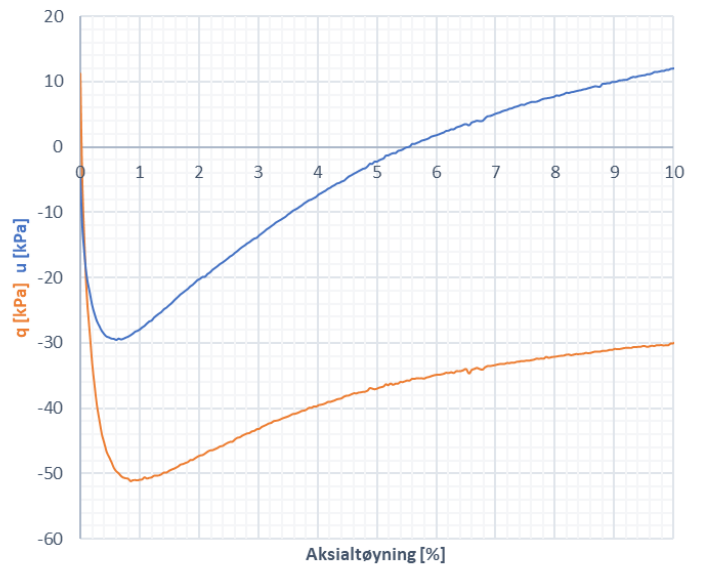
A5: CAUp-7.25	
Dybde:	7,25 m
Prøvetakingsdato:	26.02.2020
Åpningsdato:	25.03.2020
Forsøksdato:	25.03.2020
Tøyningshastighet:	1,2 %/time
σ'_{v0}	= 71,6 kPa
K'0	= 0,85
w	= 53,1 %
ΔV	= 5095 mm ³
ϵ_v	= 2,22 %
$\frac{\Delta e}{e_0}$	= 0,0371
Forsøk utført av Multiconsult.	



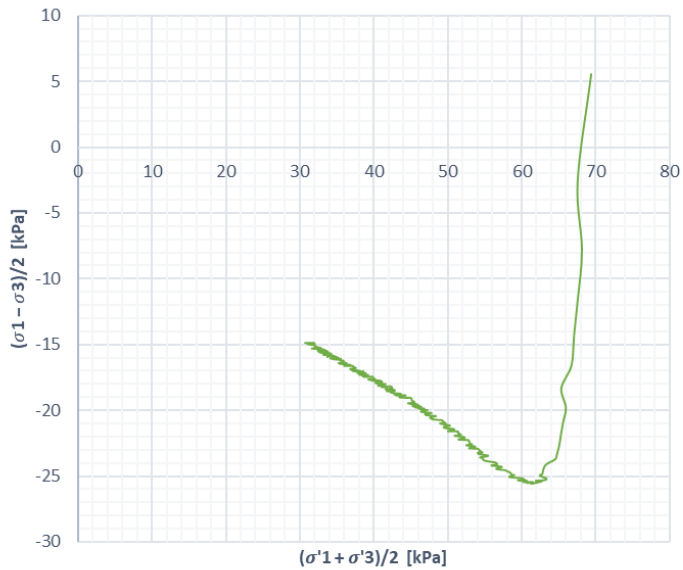
p'-q-plott



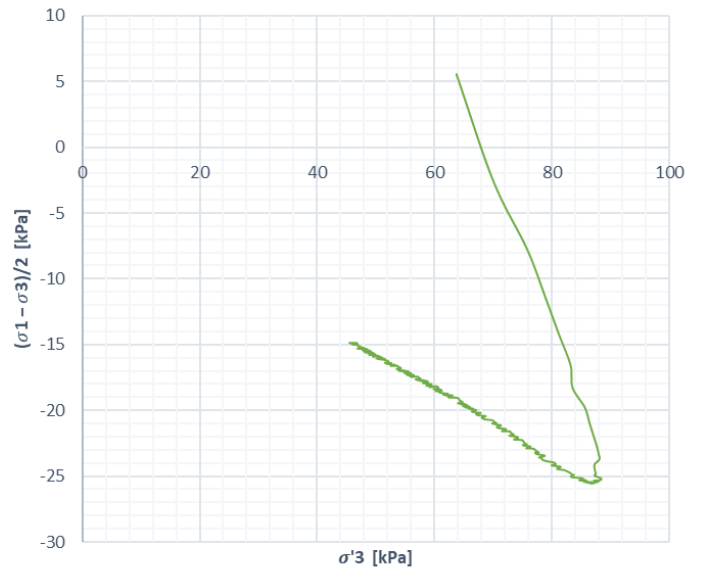
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott



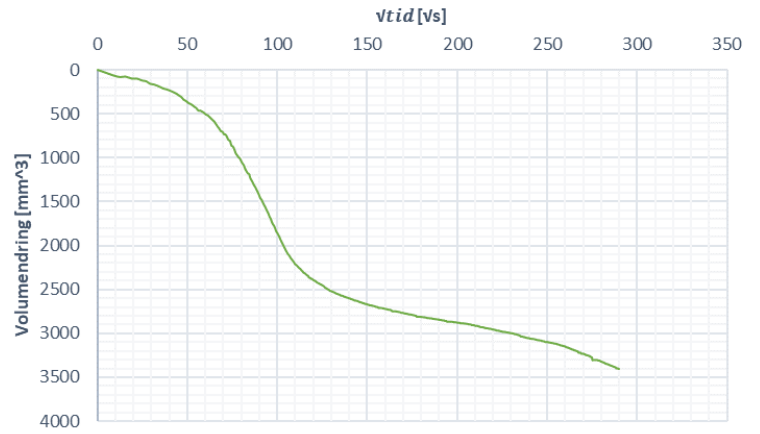
Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

A5: CAUp-8.70

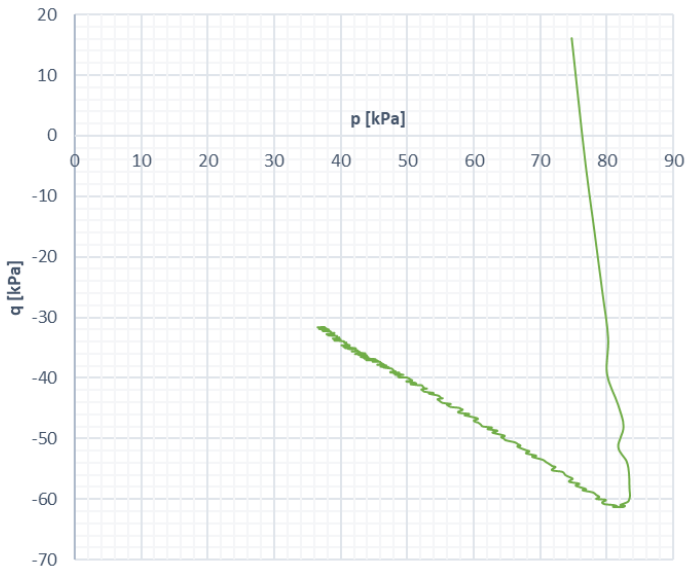
Dybde: 8,70 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 30.03.2020
 Forsøksdato: 30.03.2020
 Tøyningshastighet: 1,2 %/time

σ'_{v0} = 84,0 kPa
 K'_0 = 0,81
 w = 45,0 %
 ΔV = 3403 mm³
 ϵ_v = 1,49 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,0269

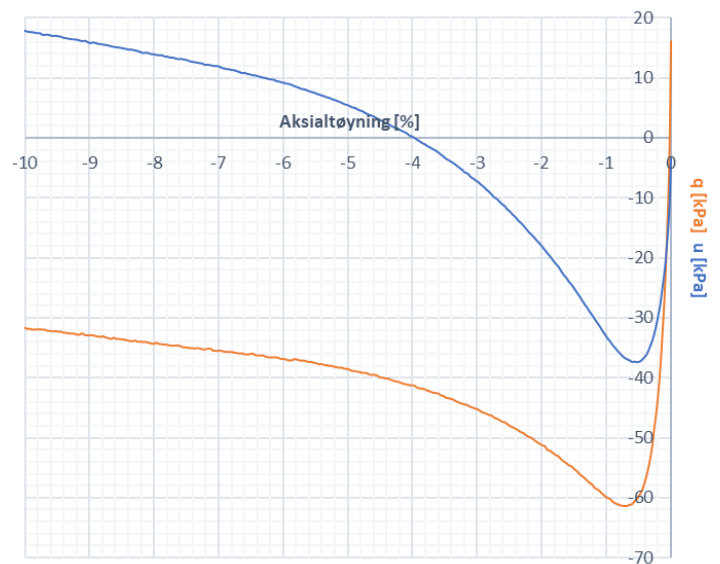
Forsøk utført av Multiconsult.



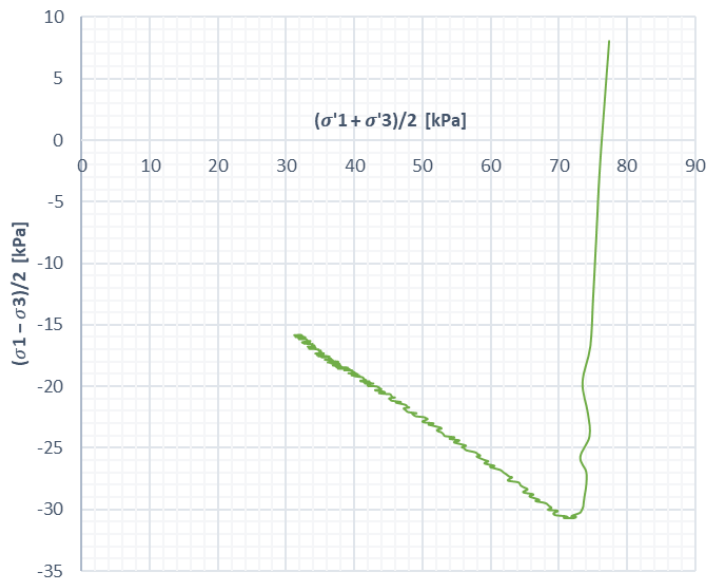
p'-q-plott



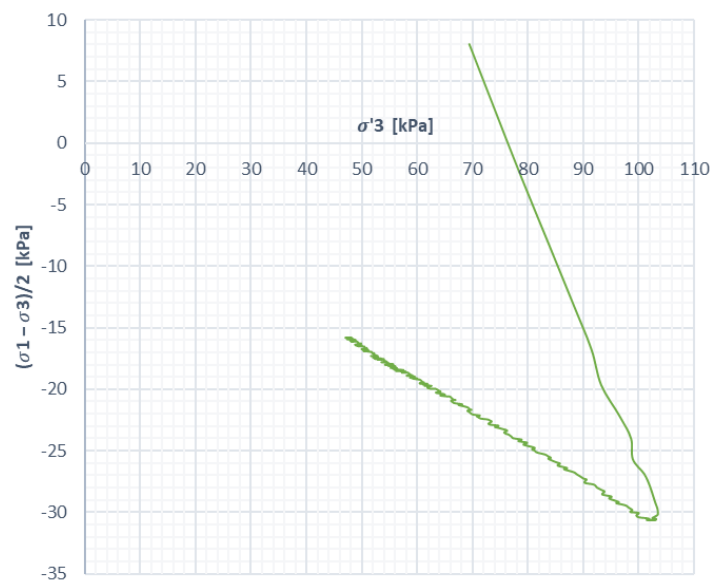
q,u - ϵ



NGI-plott



NTNU-plott

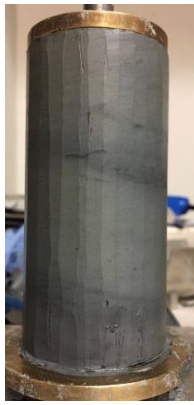


Blokkprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

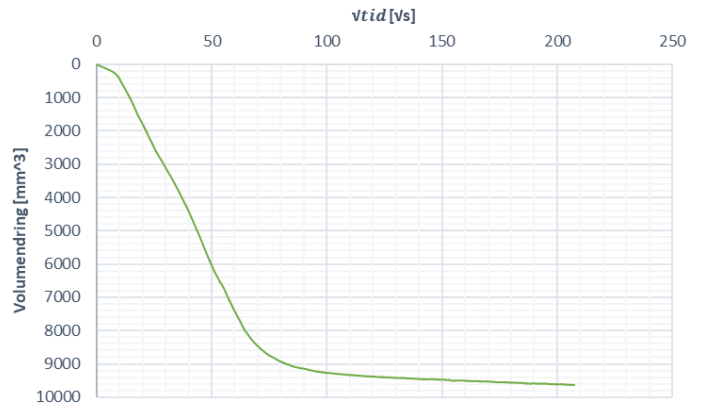
A5: CAUa-7.90 Kote40

Dybde: 7,90 m
 Prøvetakingsdato: 27.02.2020
 Åpningsdato: 28.04.2020
 Forsøksdato: 02.03.2020
 Tøyningshastighet: 2 %/time

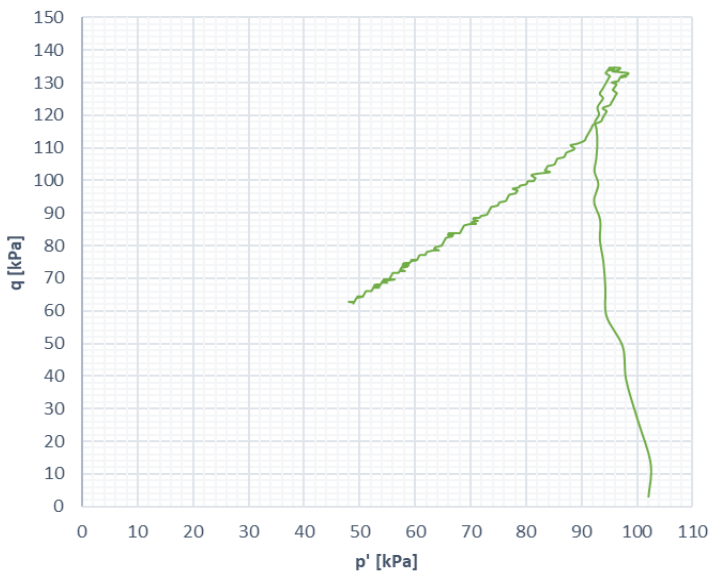
σ'_{v0} = 139,7 kPa
 K'_0 = 0,7
 w = 48,7 %
 ΔV = 9749 mm³
 ϵ_v = 4,26 %
 $\frac{\Delta e}{e_0}$ = 0,074



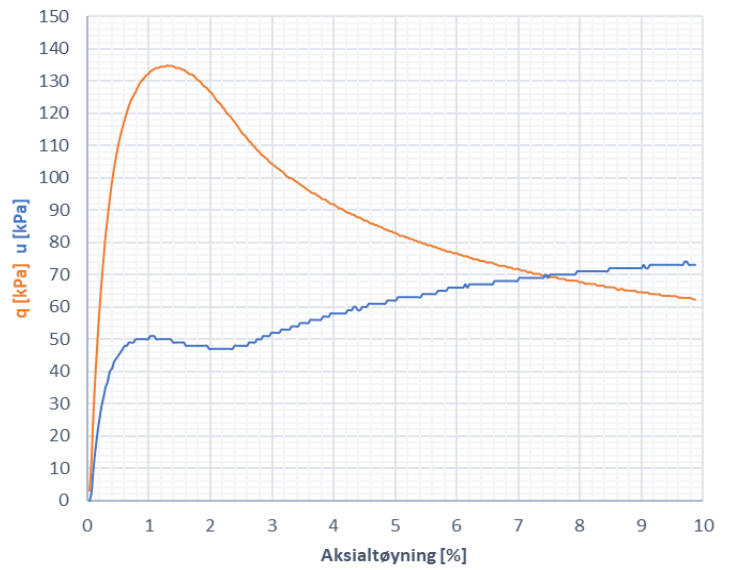
Kommentar: Prøven ble konsolidert til spenninger som tilsvarer terreng på kote +40 m og med GVS på kote +37 m. Ved en feiltakelse startet skjærforsøket med isotrope spenningstilstander.



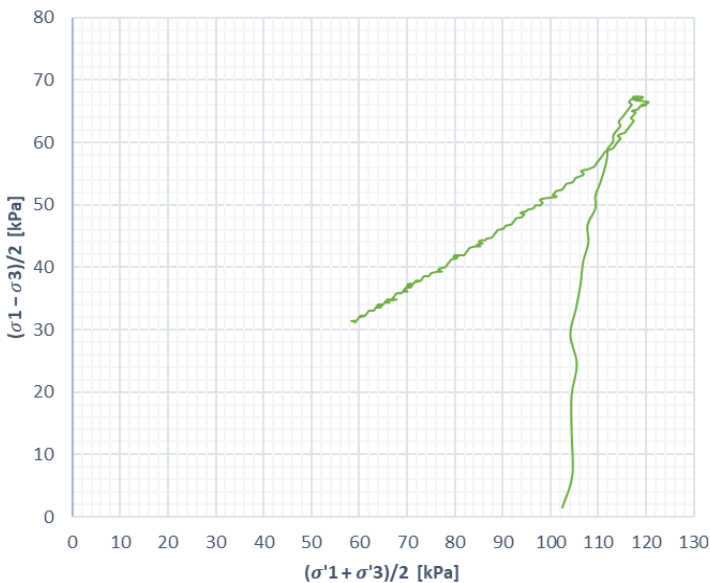
p'-q-plott



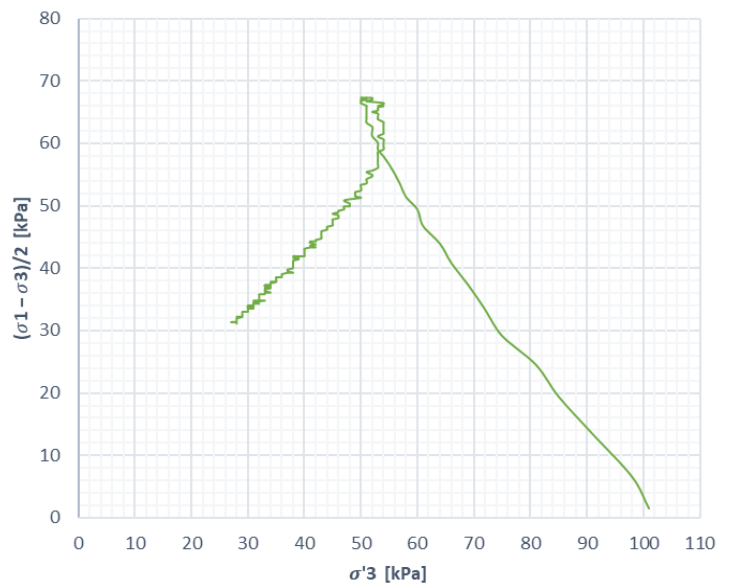
q,u - ε



NGI-plott



NTNU-plott

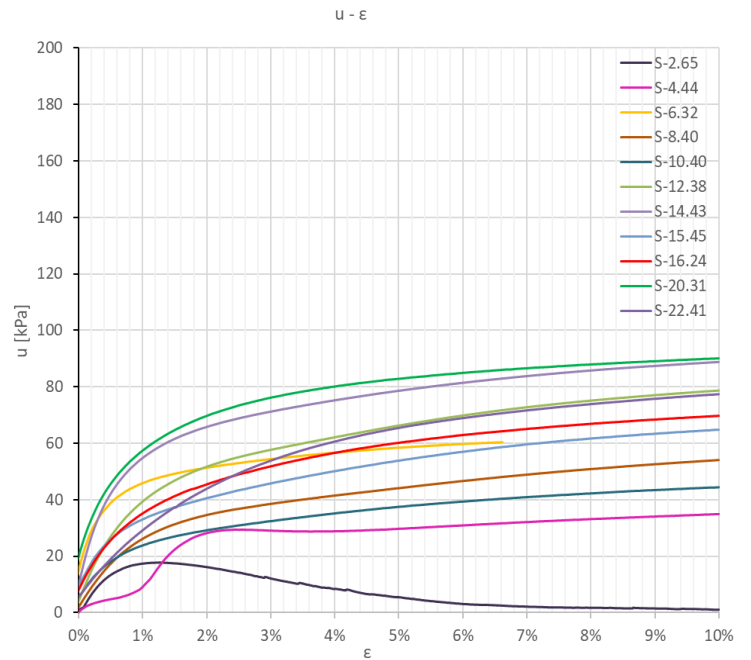
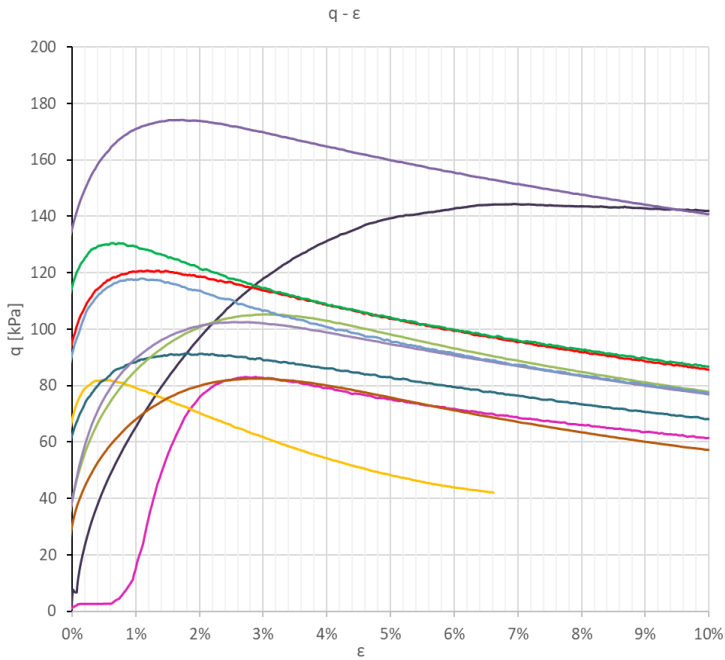
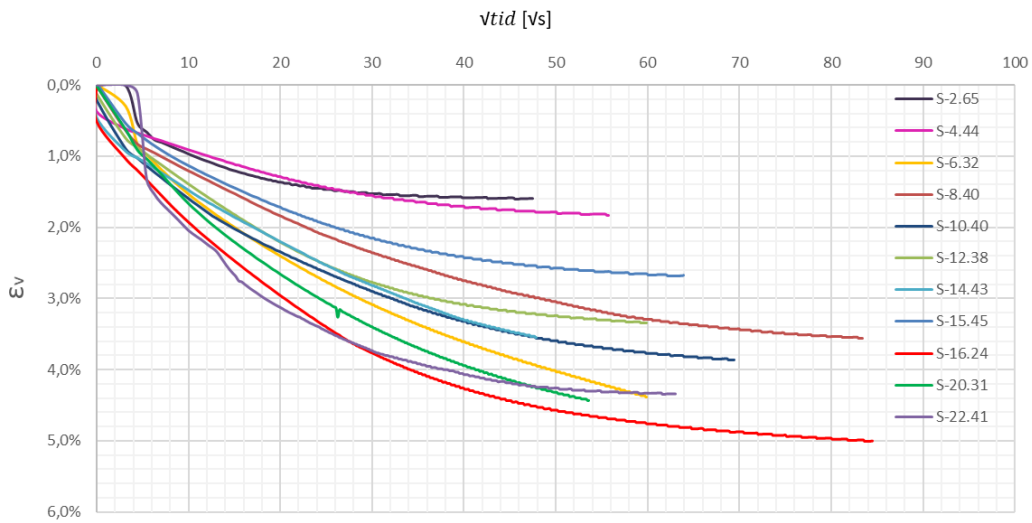


54 mm sylindrerprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

Alle CAUa-forsøk fra A4

Dybde: 2,5 - 24 m
Prøvetakingsdato: 9. - 13. september 2019
Åpningsdato: 23. september – 4. oktober (uke 39-40)
Forsøksdato: 21. oktober - 1. november 2019 (uke 43-44)
Tøyningshastighet: 1 %/time

Alle forsøk fra sylindrerprøvene i A4 er utført av studentgrupper. Felt- og laboratoriarbeidet ble gjort i løpet av høsten 2019 i forbindelse med kurset TBA4110.

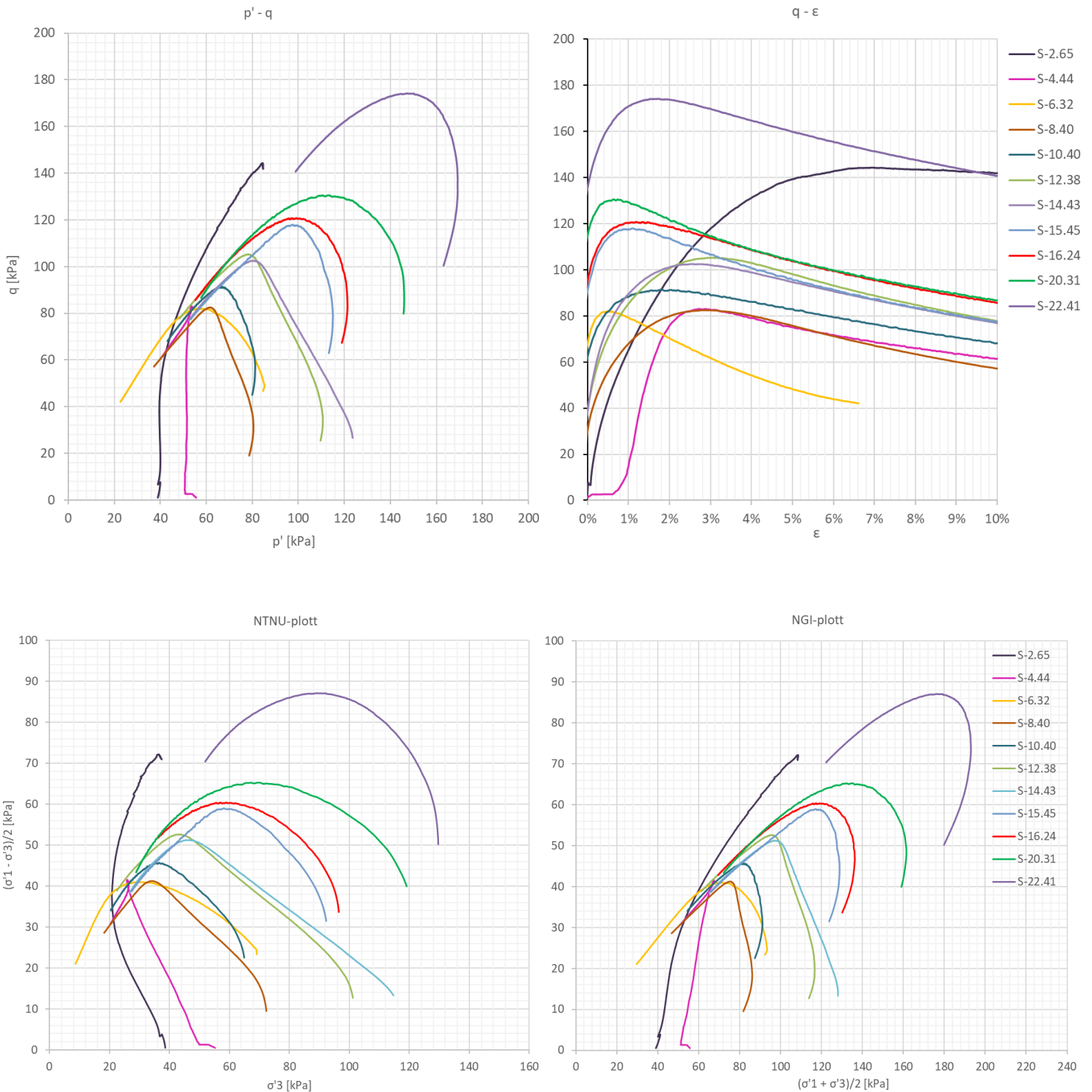


54 mm sylindrerprøver fra Høgskoledalen, Trondheim

Alle CAUa-forsøk fra A4

Dybde: 2,5 - 24 m
 Prøvetakingsdato: 9. - 13. september 2019
 Åpningsdato: 23. september – 4. oktober (uke 39-40)
 Forsøksdato: 21. oktober - 1. november 2019 (uke 43-44)
 Tøyningshastighet: 1 %/time

Alle forsøk fra sylindrerprøvene i A4 er utført av studentgrupper. Felt- og laboratoriarbeidet ble gjort i løpet av høsten 2019 i forbindelse med kurset TBA4110.



B.4 Laboratorieresultater fra blokkprøver i A5 utført av Multiconsult

TEKNISK RAPPORT – LABORATORIEOPPDRAG

OPPDRAG	NTNU Vurdering av byggbarhet	DOKUMENTKODE	10215021-02-RIG-NOT-001
EMNE	Laboratorierapport	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAGSGIVER	Cowi Norge AS	OPPDRAGSLEDER	Anders S. Gylland
KONTAKTPERSON	Arnfinn Emdal	SAKSBEHANDLER	Magne Wold
KOPI	Niklas Engebretsen	ANSVARLIG ENHET	3015 Midt Grunnundersøkelser

1 Bakgrunn

Multiconsult Norge AS har på oppdrag fra Cowi Norge AS utført laboratorieundersøkelser for oppdrag 10215021-02 NTNU Vurdering av byggbarhet. Prøvetaking er utført av studentgrupper ved NTNU medio februar 2020, og materialet ble levert vårt laboratorium uke 13. Foreløpige resultater er tidligere sendt til Arnfinn Emdal og Niklas Engebretsen.

2 Omfang av laboratorieundersøkelsen

Laboratorieundersøkelsen ble utført uke 13 - 14, 2020 og omfatter følgende undersøkelser:

Undersøkelse	Materiale	Type	Antall
Rutine	Kohesjon	Blokkprøve	2
Korngradering	Kohesjon	Hydrometer, slemming	2
Korndensitet	Kohesjon	Blokk	2
lp	Kohesjon		2
Ødometer	Kohesjon	CRS	3
Ødometer	Kohesjon	CRS, av- og rebelastning	3
Treaks	Kohesjon	CAUa	4
Treaks	Kohesjon	CAUp	2

Undersøkelsen er utført av laborant Vidar Tøndervik og Marthe Sofie Haugan. Opptegning av resultater er inkludert i tegningsvedlegg.

3 Prosedyrer for gjennomføring

Multiconsult utfører sine laboratorieundersøkelser i henhold til Norsk standard NS 8000-serien og relevante ISO-standarder, samt vår interne laboratoriehåndbok som er basert på disse. En oversikt over gjeldende standarder er vist i vedlegg 01.

001	02.04.2020	Rapport opprettet	Vidar Tøndervik	Marthe S. Haugan	Andes S. Gylland
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

Laboratorierapport

Gjennomføringen av oppdraget er kvalitetssikret i henhold til Multiconsults styringssystem. Systemet er bygget opp med prosedyrer og beskrivelser som er dekkende for kvalitetsstandard NS-EN ISO 9000:2000.

4 Kommentarer til utførte undersøkelser

Laboratorieundersøkelsen er utført i henhold til avtalt omfang med følgende kommentarer:

Sylindernr/dybde	Merknad/avvik/beskrivelse av undersøkelse
Blokkprøve nr. 1, dybde 7,05-7,40m	Blokkprøven bestod av KVIKKLEIRE, enk meget små skjellrester. Det ble utført 1 stk rutine, 1 stk korngradering, 1 stk korndensitet, 1stk IP, 2 stk CRS, 1 stk CRS med av- og rebelastning, 2 stk CAUa, samt 1 stk CAUp. Blokkprøven ble preparert i henhold til bestilling.
Blokkprøve nr. 2, dybde 8,50-8,85m	Blokkprøven bestod av LEIRE. Det ble utført 1 stk rutine, 1 stk korngradering, 1 stk korndensitet, 1stk IP, 1 stk CRS, 2 stk CRS med av- og rebelastning, 2 stk CAUa, samt 1 stk CAUp. Blokkprøven ble preparert i henhold til bestilling.

Tegningsliste






10215021-02-RIG-TEG-200	Geotekniske data
10215021-02-RIG-TEG-300	Korngraderinger
10215021-02-RIG-TEG-420 til 425	Ødometerforsøk
10215021-02-RIG-TEG-480 til 485	Treksialforsøk


Vedlegg

Metodestandarder og retningslinjer-laboratorieundersøkelser

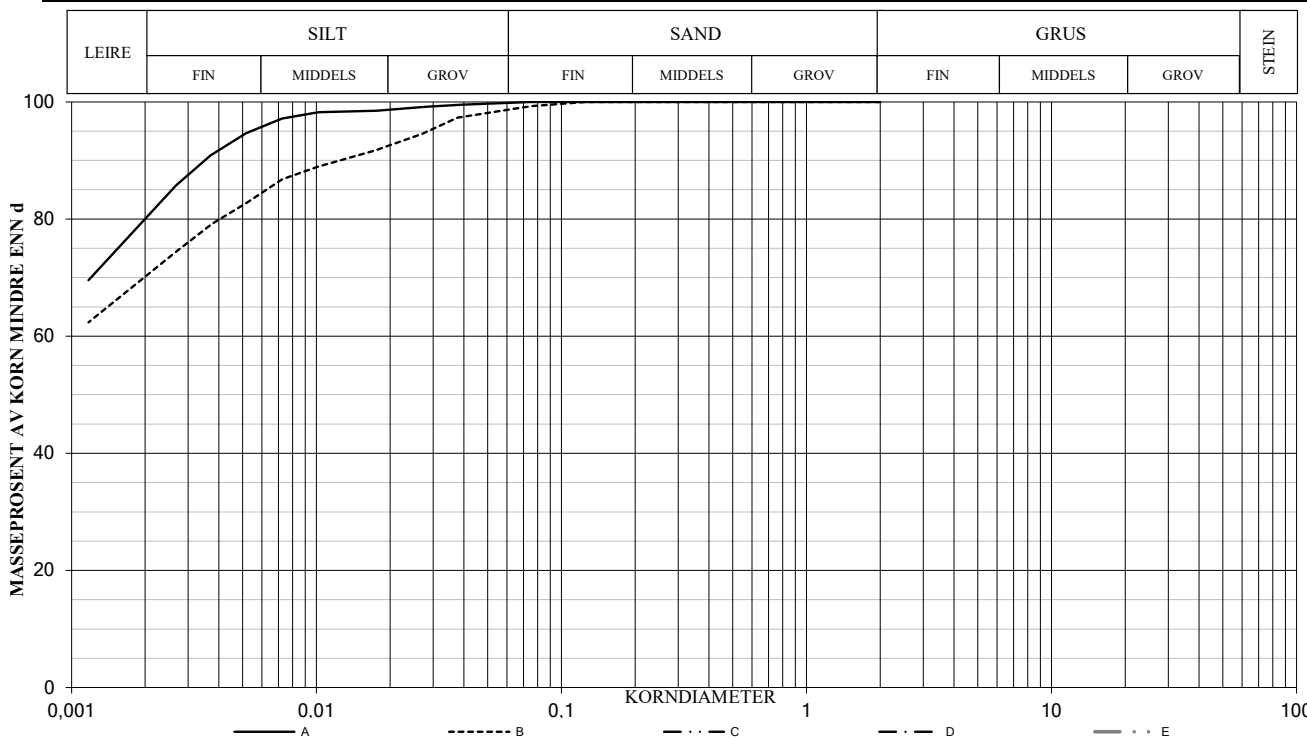
Dybde (m)	Beskrivelse	Prøve	Test	Vanninnhold (%) og konsistensgrenser					ρ (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	Organisk innhold (%)	Udrenert skjærfasthet (kPa)									St (-)
				10	20	30	40	50				10	20	30	40	50	60	70	80	90	
5	KVIKKLEIRE, enk meget små skjellrester LEIRE	ØTK	ØTK	-----○-----○					1,79	2,79	▼ _{0,16}	▽									130
10		ØTK	ØTK	-----○-----○					1,79	2,74	▼ _{0,36}	▽									104
15																					
20																					

Symboler:

 Enaksialforsøk (strek angir aksiall tøyning (%) ved brudd)
 Vanninnhold
 Plastisitetsindeks, I_p
 Omrørt konus
 Uomrørt konus
 ISO 17829-6: 2017
 ρ = Densitet
 ρ_s = Korndensitet
 S_t = Sensitivitet
 T = Treaksialforsøk
 \emptyset = Ødometerforsøk
 K = Korngradering
 Grunnvannstand: m
 Borbøk:

PRØVESERIE		Borbull: 1	
NTNU		Dato: 2020-04-02	
Blokkprøver NTNU			
 www.multiconsult.no	Konstr./Tegnet: vt	Kontrollert: mash	Godkjent: ANG
	Oppdragsnummer: 10215021-02	Tegningsnr.: RIG-TEG-210	Rev. nr.: 00

SYMBOL	SERIE NR.	DYBDE (m)	JORDARTS BETEGNELSE	Anmerkninger	METODE		
					TS	VS	HYD
A	1	7,2	LEIRE	KVIKKLEIRE	X		X
B	1	8,7	LEIRE		X		X
C							
D							
E							



SYMBOL:

Ogl. = Glødetap (%)

Ona. = Humusinnhold (%)

Perm. = Permeabilitet (m/s)

METODE:

TS = Tørr sikt

VS = Våt sikt

HYD = Hydrometer

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

SYM BOL	Tele gruppe	W %	S _u kN/m ²	S _{ur} kN/m ²	Plastisitet		Glødetap Ogl %	< 0,02 mm %	Tot. densitet kN/m ³	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	D ₆₀ mm
					W _f	W _p							
A		54,4											
B		47,6											
C													
D													
E													

KORNGRADERING

Cowi
NTNU Vurdering av byggbarhet

Konstr./Tegnet
vt

Kontrollert
mash

Godkjent
ANG

Dato
02.04.20

Multiconsult
www.multiconsult.no

OPPDRAG NR.

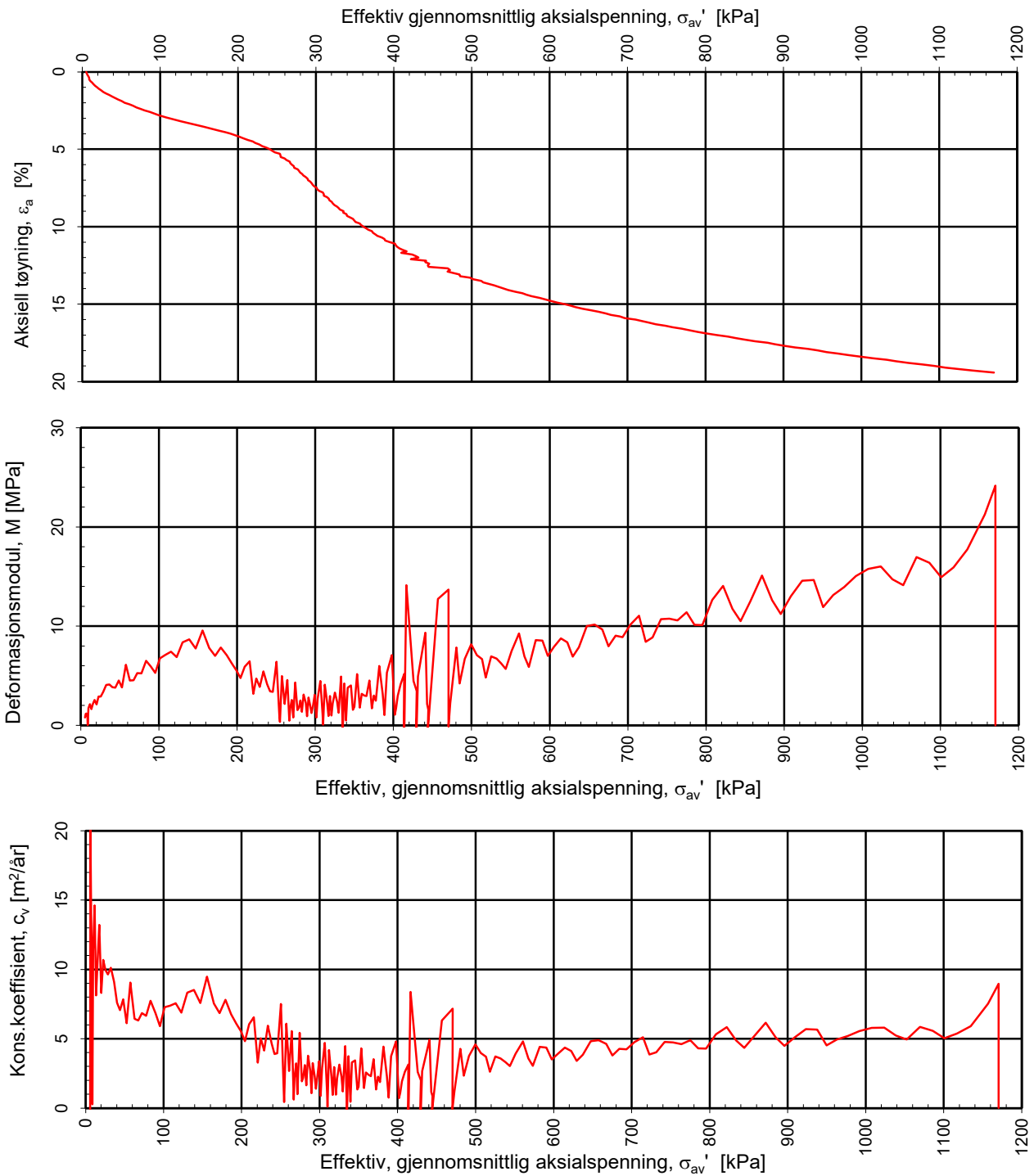
10215021-02

TEGN. NR.

RIG-TEG-320

REV.

00



Densitet ρ (g/cm³): **1,79**
 Vanninnhold w (%): **47,00**
 Effektivt overlagingstrykk, σ_{vo}' (kPa): **60,41**

COWI
NTNU Vurdering av byggbarhet

Tegningens filnavn:
 10215021-02-RIG-TEG-400_h1, d7, 10m.xls

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

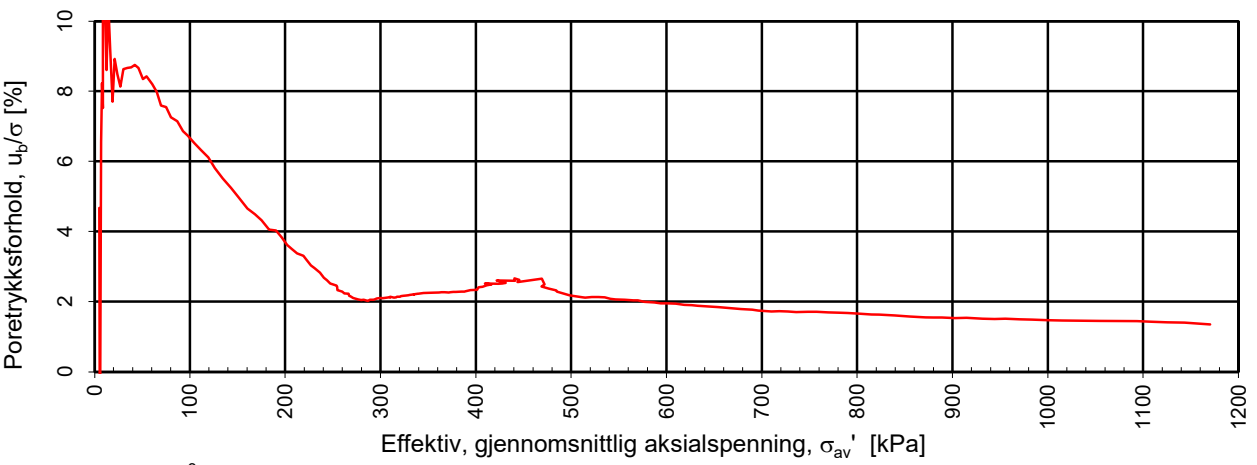
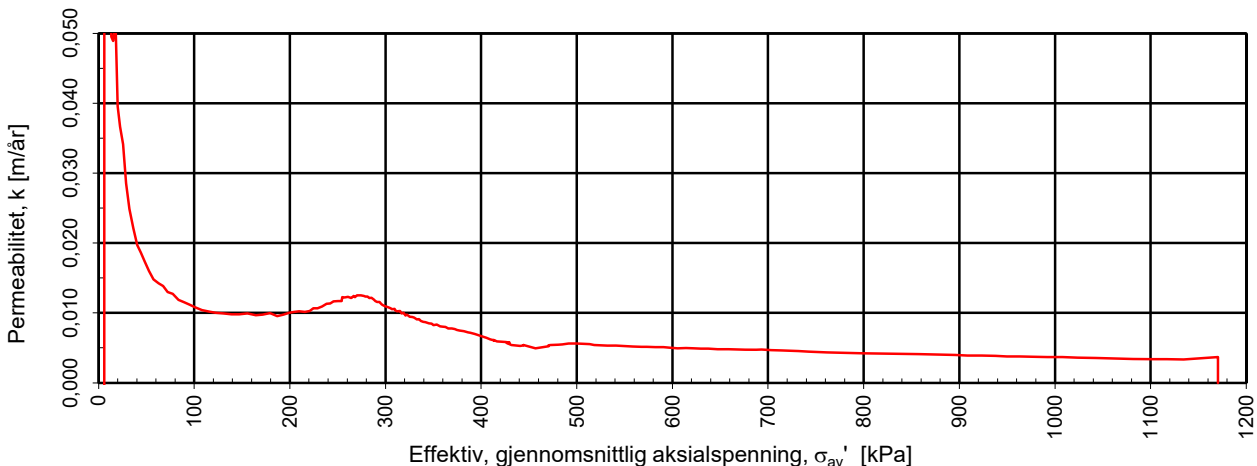
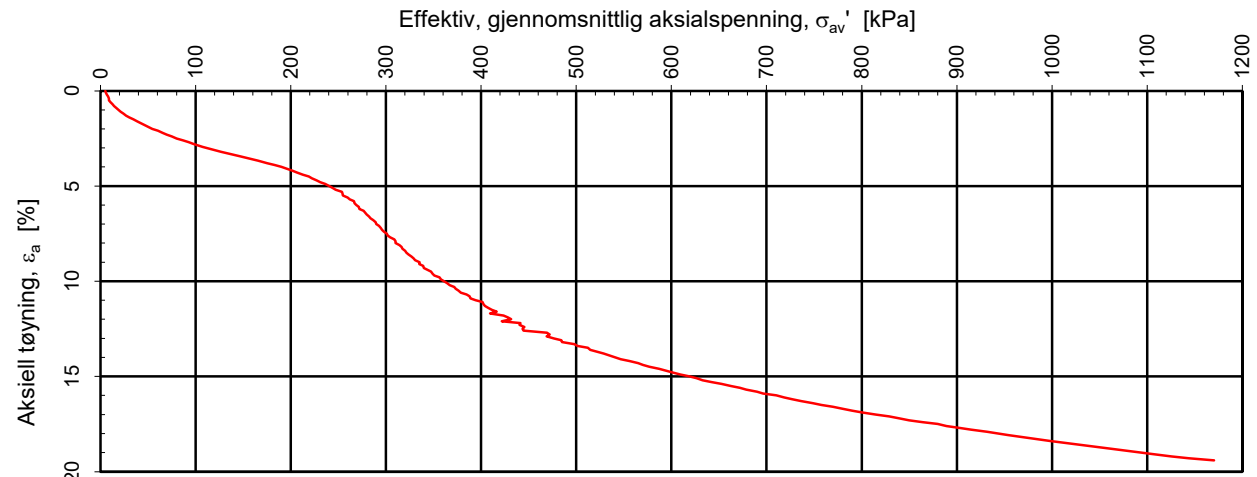
MULTICONSULT
NORGE AS
 Sluppenvegen 15,
 7486 TRONDHEIM
 Tlf.: 73 10 62 00
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato: 25.03.2020	Dybde, z (m): 7,10	Borpunkt nr.: NTNU 1
Forsøknr.: 1	Tegnet av: vt	Kontrollert: mash
Oppdrag nr.: 10215021-02	Tegning nr.: RIG-TEG-420.1	Prosedyre: CRS

Multi
consult

Godkjent:
ANG

Programrevisjon:
 16.07.2018



Densitet ρ (g/cm³): 1,79

Vanninnhold w (%): 47,00

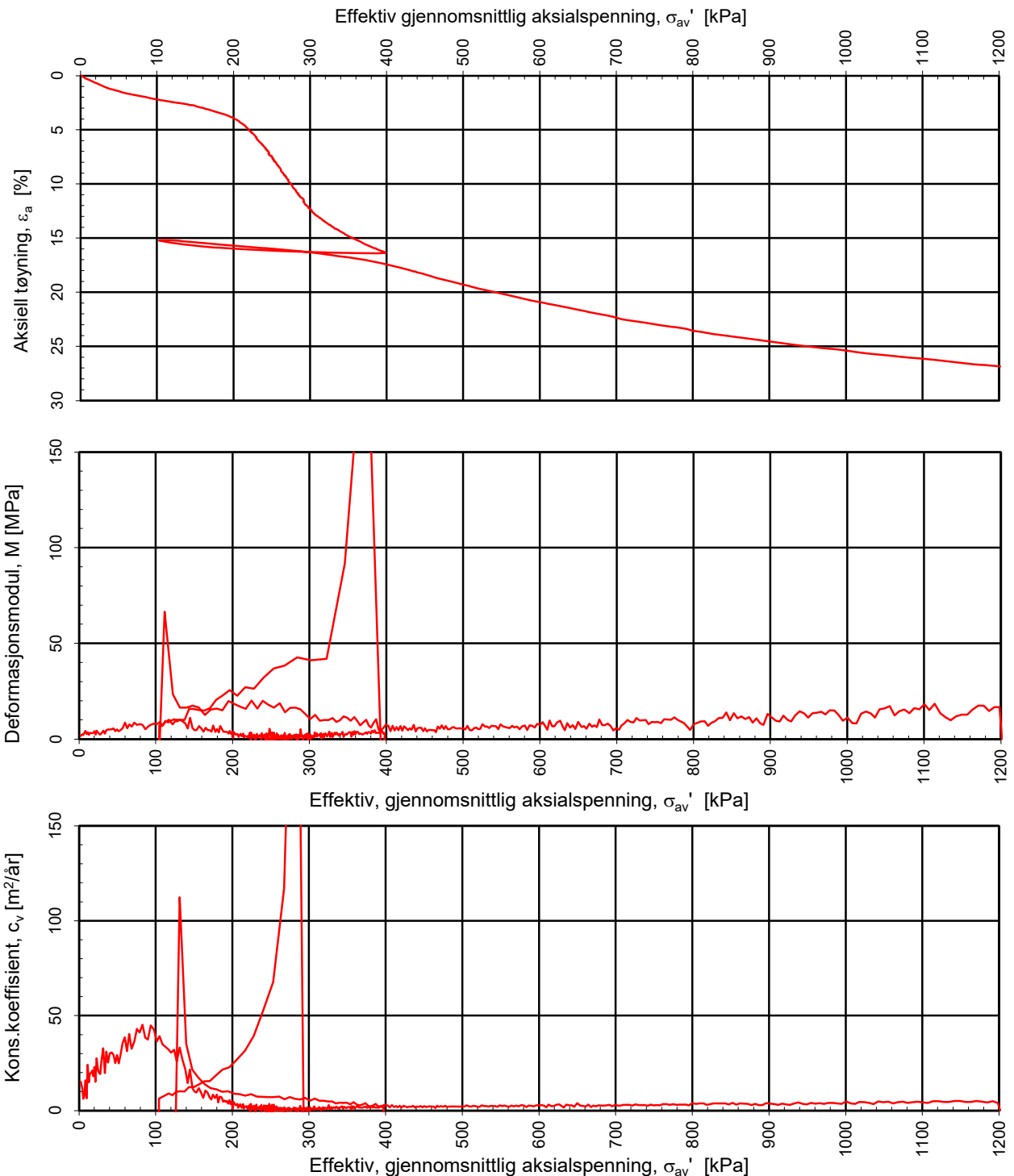
Effektivt overlagingstrykk, σ_{vo}' (kPa): 60,41

COWI
NTNU Vurdering av byggbarhet

Tegningens filnavn:
 10215021-02-RIG-TEG-400_h1, d7, 10m.xls

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \varepsilon_a$, k og u_b/σ .

MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen 15, 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00 Faks: 73 10 62 30	Forsøksdato:	Dybde, z (m):	Borpunkt nr.:	
	25.03.2020	7,10	NTNU 1	
	Forsøknr.: 1	Tegnet av: vt	Kontrollert: mash	
	Oppdrag nr.: 10215021-02	Tegning nr.: RIG-TEG-420.2	Prosedyre: CRS	Programrevisjon: 16.07.2018



COWI
NTNU Vurdering av byggbarhet

Tegningens filnavn:
 10215021-02-RIG-TEG-421_h1,d7,20m

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

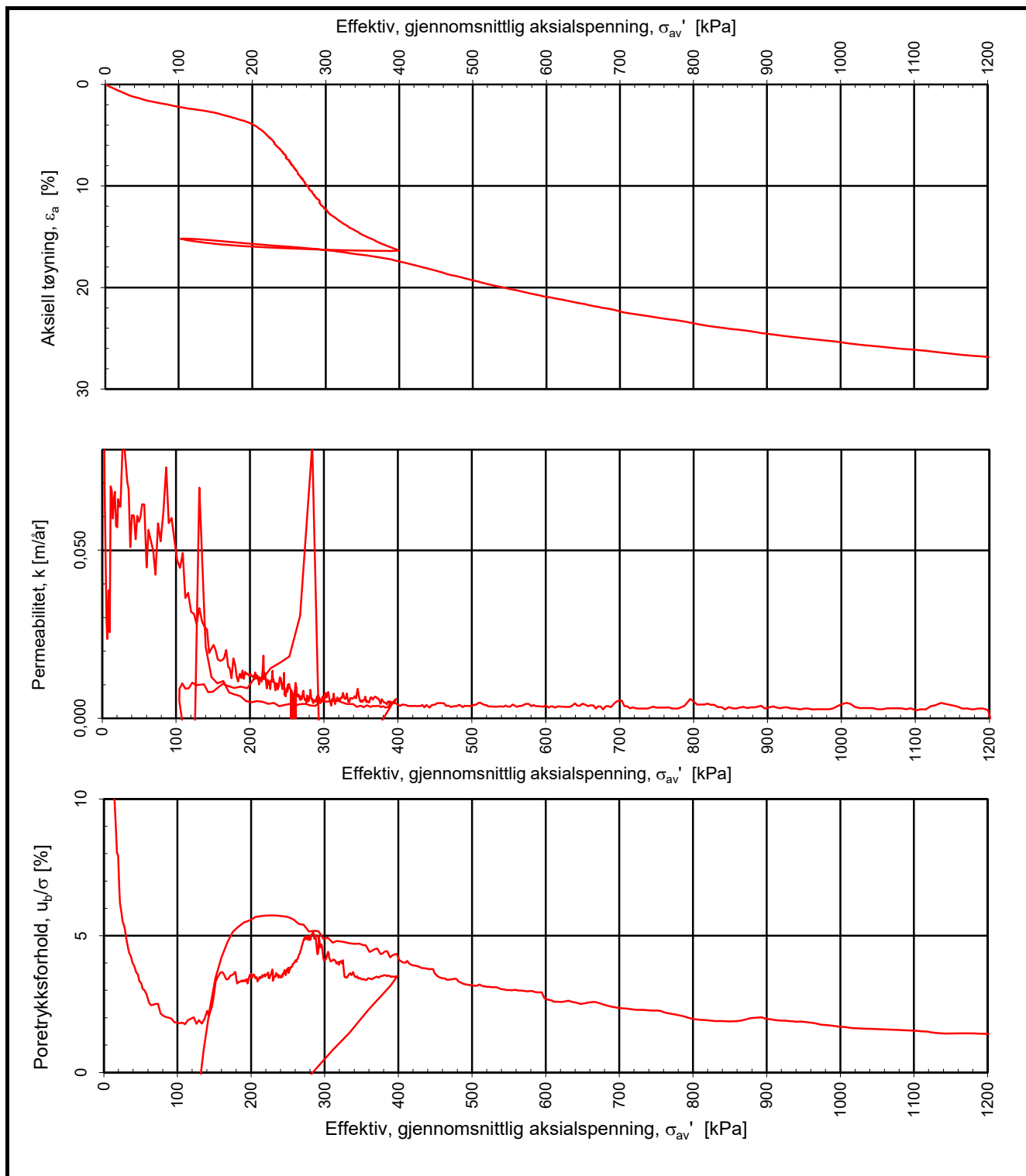
MULTICONSULT
NORGE AS
 Sluppenvegen 15,
 7486 TRONDHEIM
 Tlf.: 73 10 62 00
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato: 25.03.2020	Dybde, z (m): 7,20	Borpunkt nr.: NTNU 1
Forsøknr.: 2	Tegnet av/kontrollert lab: vt	Kontrollert: mash
Oppdrag nr.: 10215021-02	Tegning nr.: RIG-TEG-421.1	Prosedyre: CRS

Multi
consult

Godkjent:
ANG

Programrevisjon:
 01.06.2011



COWI

NTNU Vurdering av byggbarhet

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \varepsilon_a$, k og u_b/σ .

Tegningens filnavn:

10215021-02-RIG-TEG-421_h1,d7,20m

**Multi
consult**

**MULTICONSULT
NORGE AS**

Sluppenvegen 15,
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00
Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:

25.03.2020

Dybde, z (m):

7,20

Borpunkt nr.:

NTNU 1

Forsøknr.:

2

Tegnet av/kontrollert lab:

vt

Kontrollert:

mash

Godkjent:

ANG

Oppdrag nr.:

10215021-02

Tegning nr.:

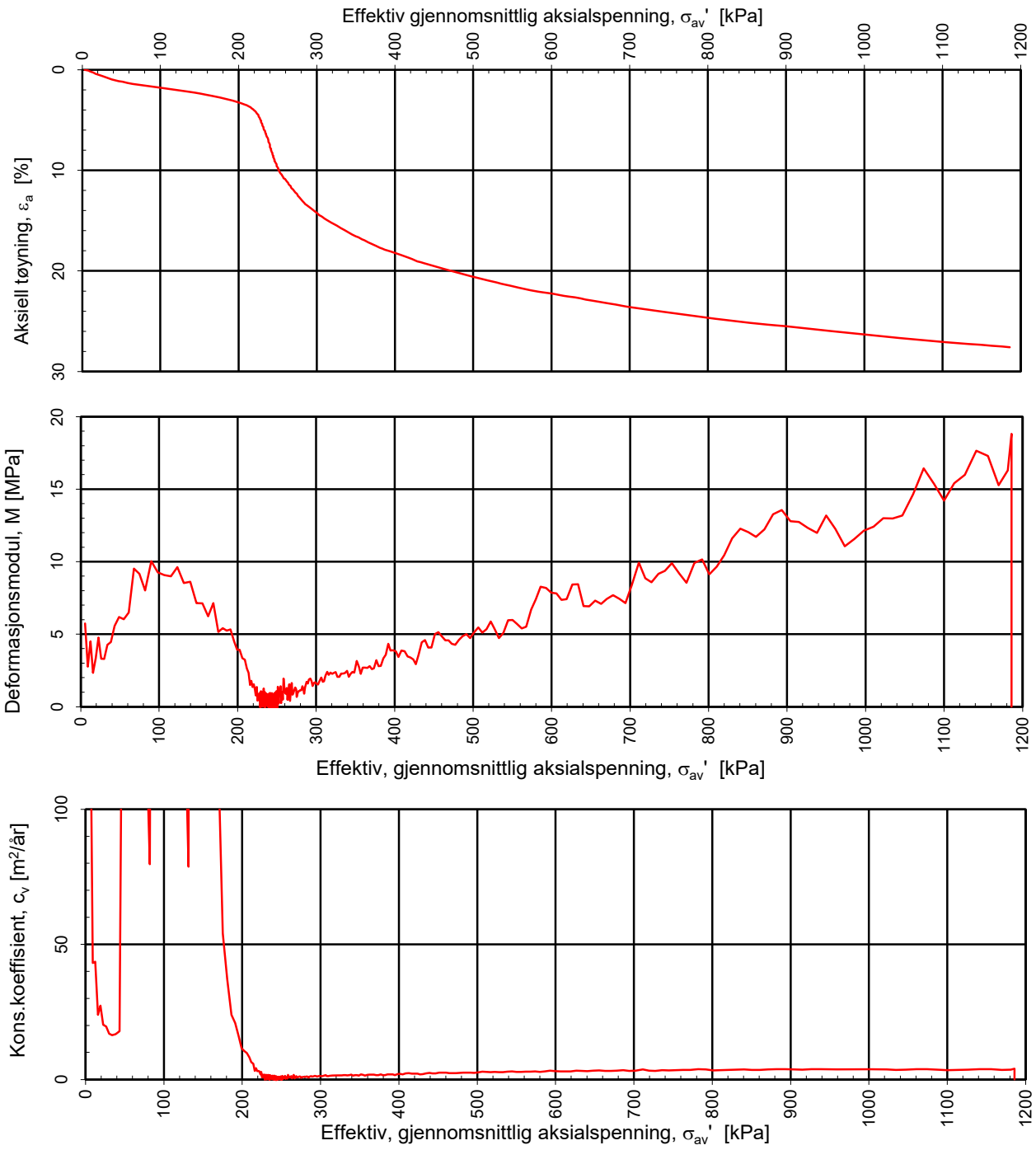
RIG-TEG-421.2

Prosedyre:

CRS

Programrevisjon:

01.06.2011



Densitet ρ (g/cm³): **1,79**
 Vanninnhold w (%): **53,10**
 Effektivt overlagingstrykk, σ_{v0}' (kPa): **64,74**

COWI
NTNU Vurdering av byggbarhet

Tegningens filnavn:
 10215021-02-RIG-TEG-422_h1, d7,25m.xls

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

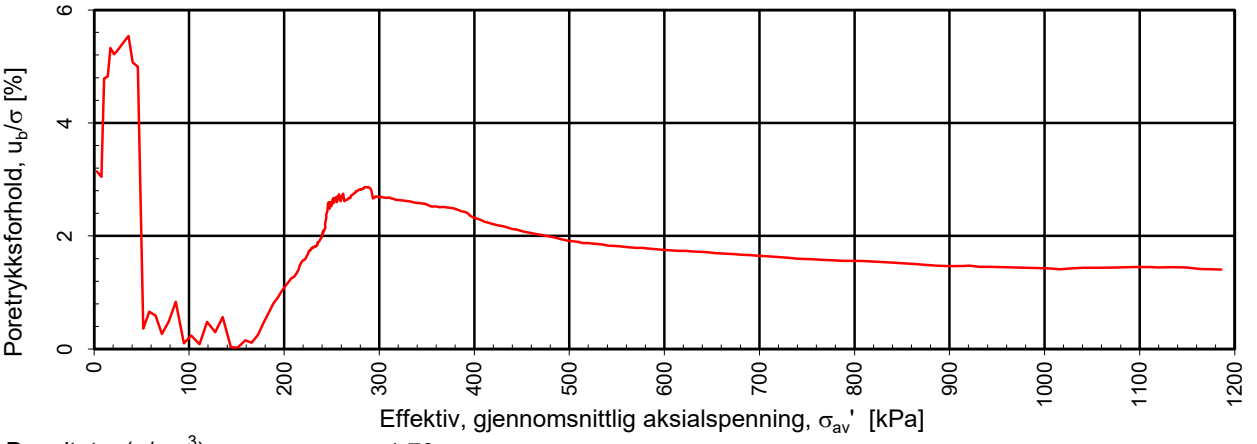
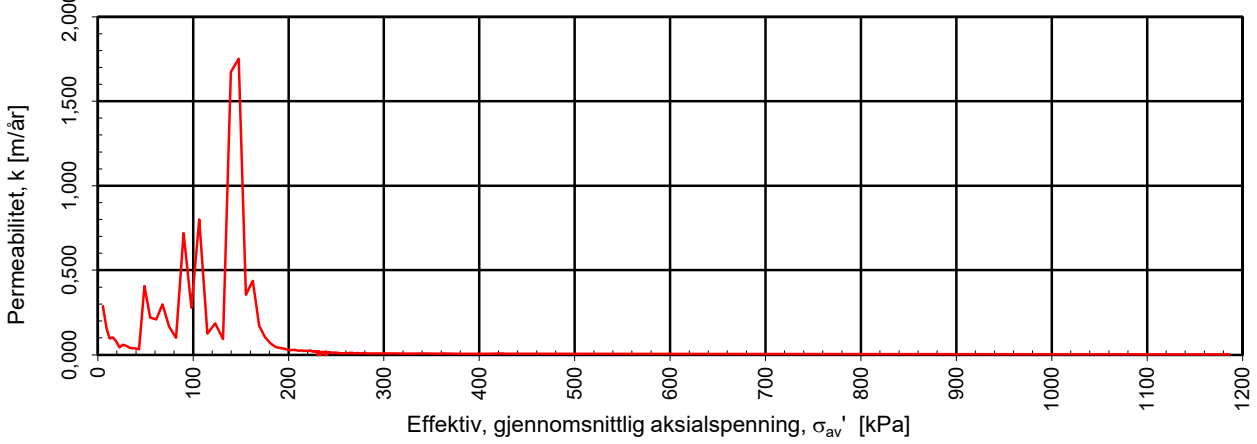
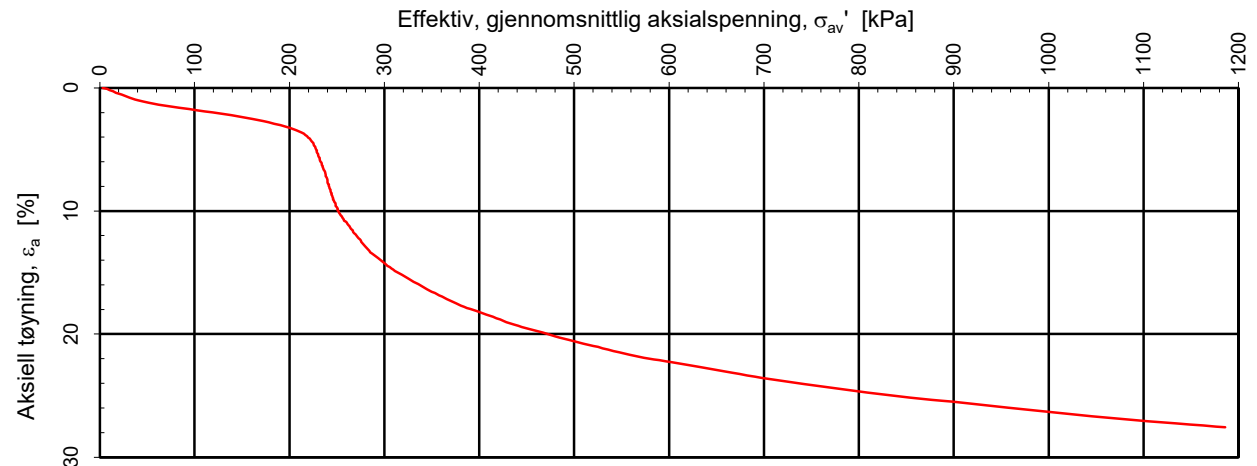
MULTICONSULT
NORGE AS
 Sluppenvegen 15,
 7486 TRONDHEIM
 Tlf.: 73 10 62 00
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato: 25.03.2020	Dybde, z (m): 7,25	Borpunkt nr.: 1
Forsøknr.: 3	Tegnet av: vt	Kontrollert: mash
Oppdrag nr.: 10215021-02	Tegning nr.: RIG-TEG-422.1	Prosedyre: CRS

Multi
consult

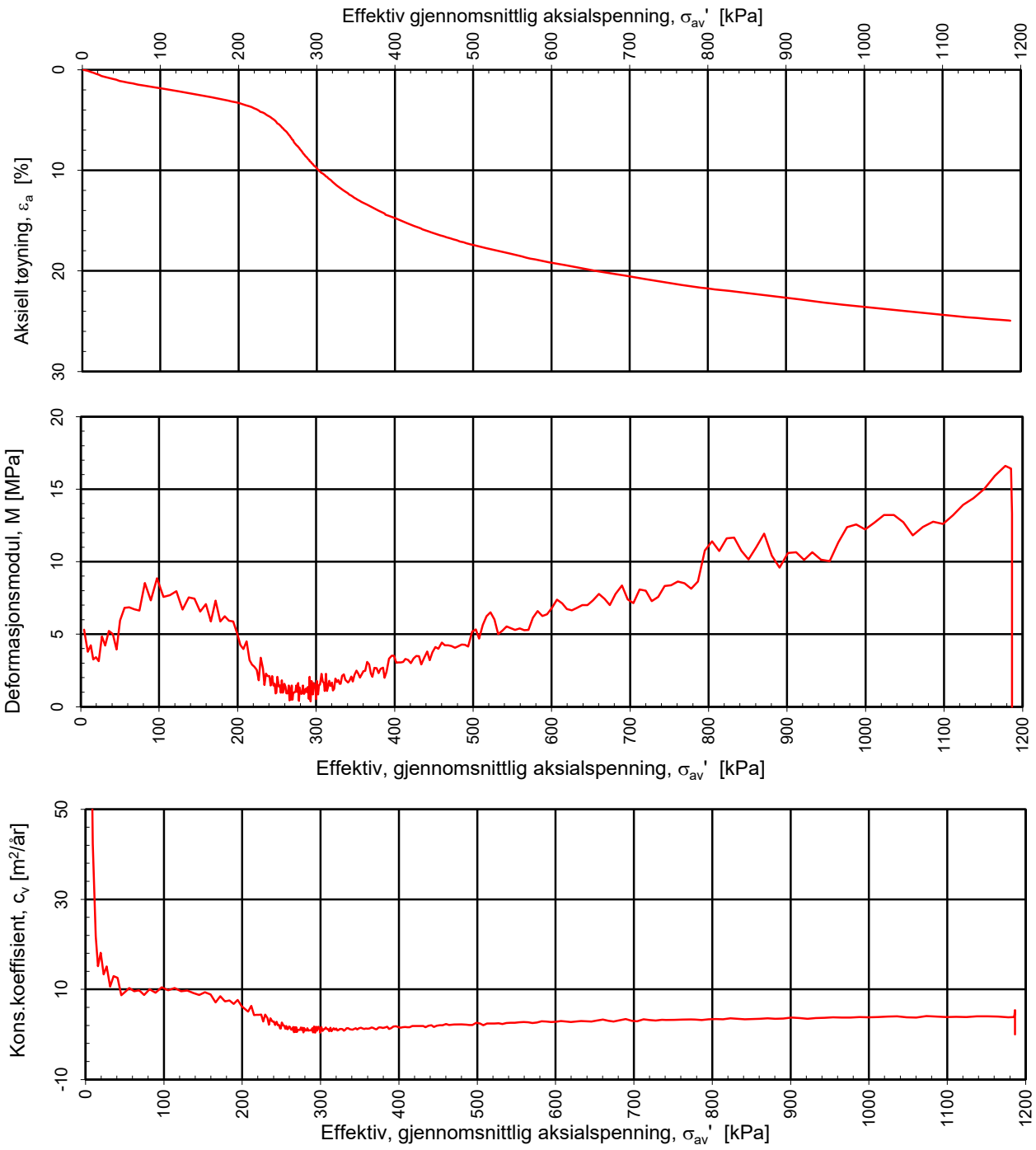
Godkjent:
ANG

Programrevisjon:
 16.07.2018



Densitet ρ (g/cm³): 1,79
 Vanninnhold w (%): 53,10 Effektivt overlagingstrykk, σ_{vo}' (kPa): 64,74

COWI			Tegningens filnavn:	
NTNU Vurdering av byggbarhet			10215021-02-RIG-TEG-422_h1, d7,25m.xls	
Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, k og u_b/σ .				
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen 15, 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00 Faks: 73 10 62 30	Forsøksdato:	Dybde, z (m):	Borpunkt nr.:	
	25.03.2020	7,25	1	
	Forsøknr.:	Tegnet av:	Kontrollert:	Godkjent:
3	vt	mash	ANG	
Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Prosedyre:	Programrevisjon:	
10215021-02	RIG-TEG-422.1	CRS	16.07.2018	



Densitet ρ (g/cm³): **1,79**
 Vanninnhold w (%): **43,90**
 Effektivt overlagingstrykk, σ_{vo}' (kPa): **74,48**

COWI
NTNU Vurdering av bygbarhet

Tegningens filnavn:
 10215021-02-RIG-TEG-423_h1, d8,54m

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

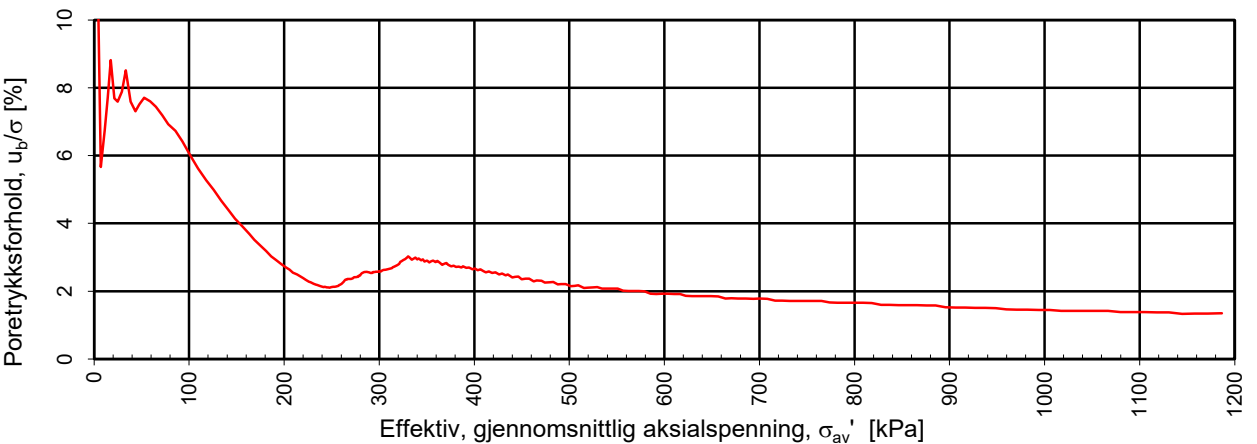
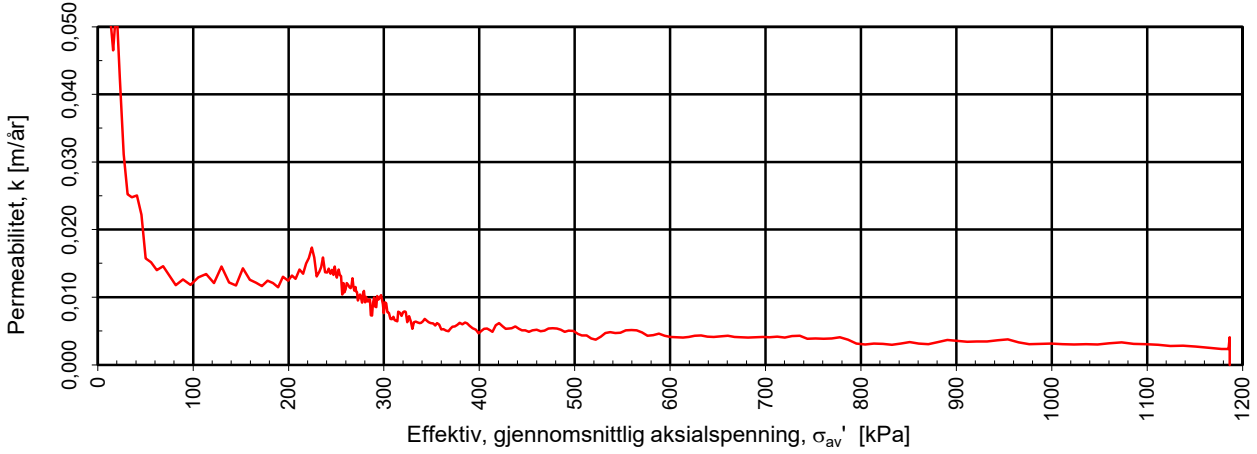
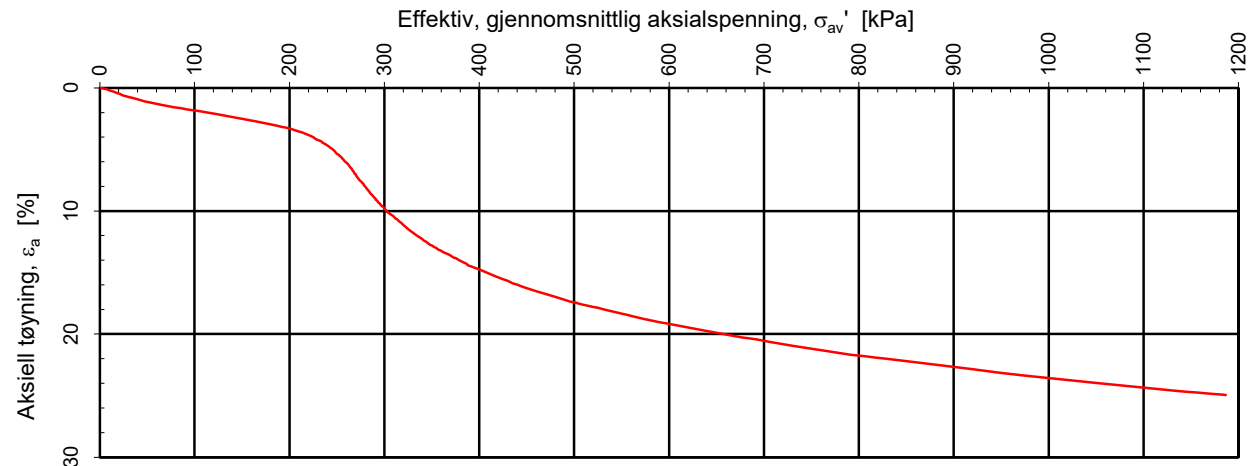
MULTICONSULT
NORGE AS
 Sluppenvegen 15,
 7486 TRONDHEIM
 Tlf.: 73 10 62 00
 Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato: 30.03.2020	Dybde, z (m): 8,54	Borpunkt nr.: NTNU 1
Forsøknr.: 4	Tegnet av: vt	Kontrollert: mash
Oppdrag nr.: 10215021-02	Tegning nr.: RIG-TEG-423.1	Prosedyre: CRS

Multi
consult

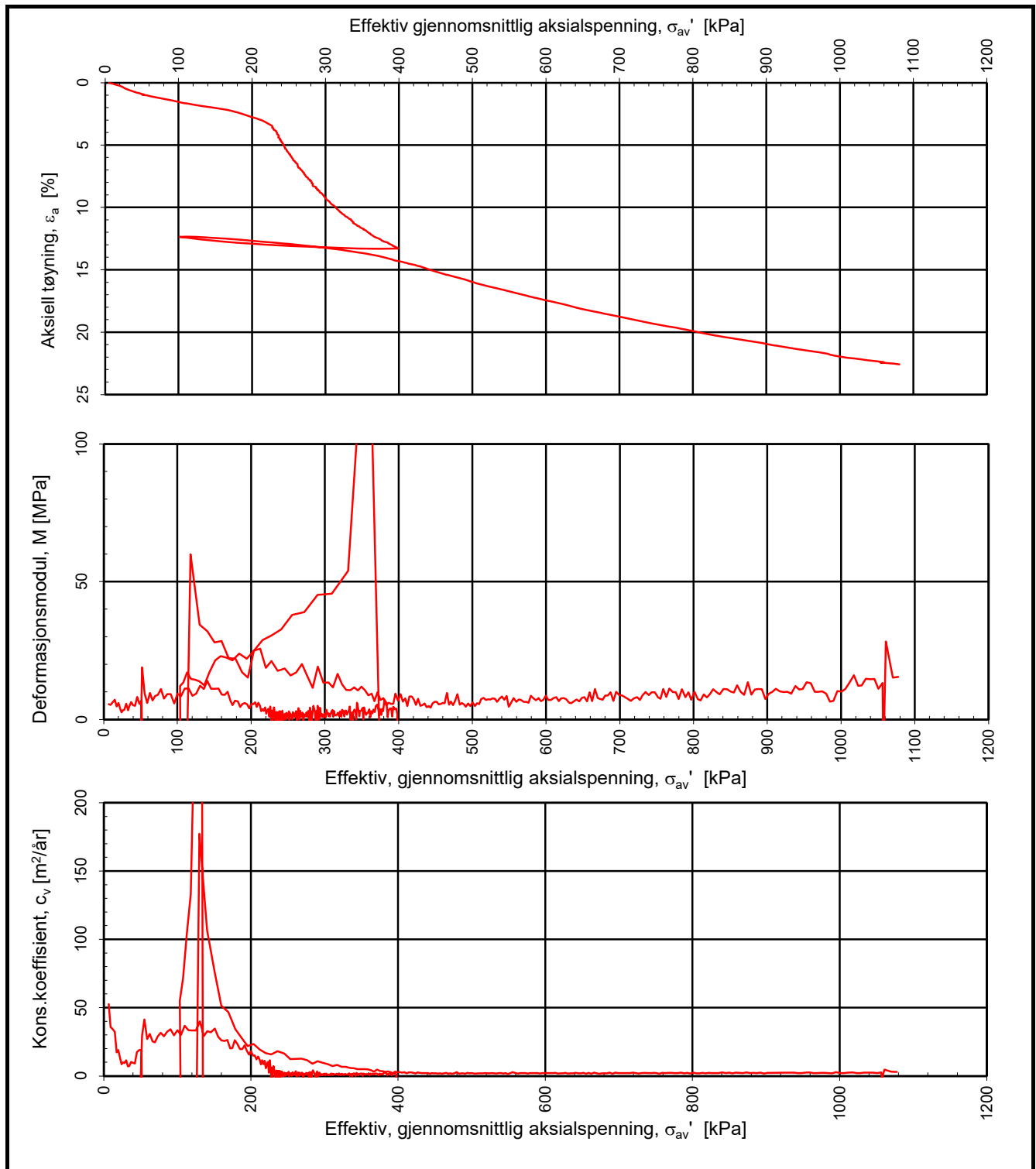
Godkjent:
ANG

Programrevisjon:
 16.07.2018



Densitet ρ (g/cm³): 1,79
 Vanninnhold w (%): 43,90 Effektivt overlagingstrykk, σ_{vo}' (kPa): 74,48

COWI NTNU Vurdering av byggharhet Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, k og u_b/σ .			Tegningens filnavn:	
			10215021-02-RIG-TEG-423_h1, d8,54m	
MULTICONSULT NORGE AS Sluppenvegen 15, 7486 TRONDHEIM Tlf.: 73 10 62 00 Faks: 73 10 62 30	Forsøksdato:	Dybde, z (m):	Borpunkt nr.:	
	30.03.2020	8,54	NTNU 1	
	Forsøknr.:	Tegnet av:	Kontrollert:	Godkjent:
4	vt	mash	ANG	
Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Prosedyre:	Programrevisjon:	
10215021-02	RIG-TEG-423.2	CRS	16.07.2018	



COWI

NTNU Vurdering av byggbarhet

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

MULTICONSULT

NORGE AS

Sluppenvegen 15,
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00
Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:

30.03.2020

Dybde, z (m):

8,64

Borpunkt nr.:

NTNU1

Forsøknr.:

5

Tegnet av/kontrollert lab:

mash

Kontrollert:

vt

Oppdrag nr.:

10215021-02

Tegning nr.:

RIG-TEG-424.1

Prosedyre:

CRS

Tegningens filnavn:

10215021-02-RIG-TEG-424_h1, d8,64m

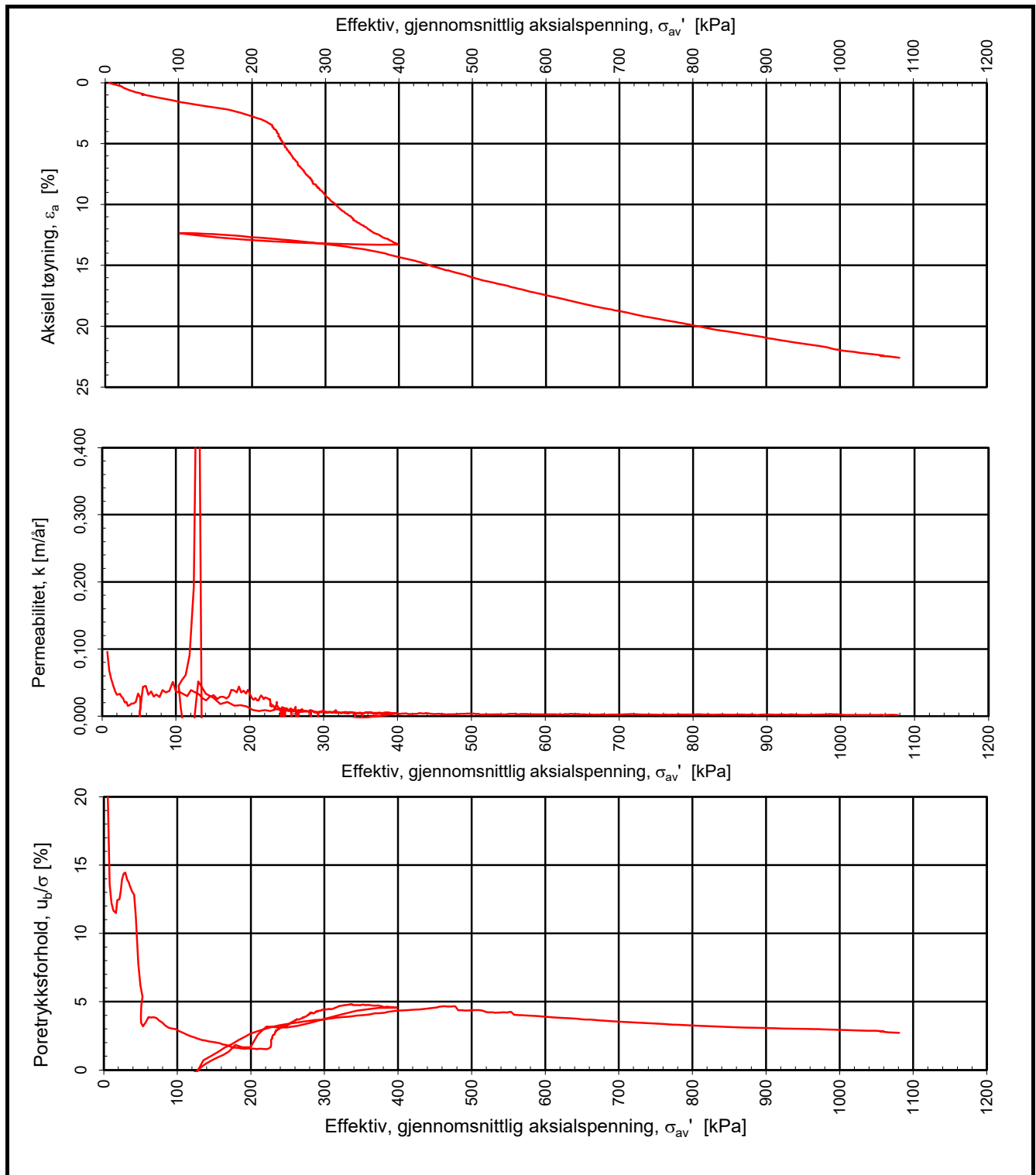
Multi
consult

Godkjent:

ANG

Programrevisjon:

07.01.2014



COWI

NTNU Vurdering av byggbarhet

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, k og u_b/σ .

Tegningens filnavn:

10215021-02-RIG-TEG-424_h1, d8,64m

**MULTICONSULT
NORGE AS**

Sluppenvegen 15,
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00
Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:

30.03.2020

Dybde, z (m):

8,64

Borpunkt nr.:

NTNU1

Forsøknr.:

5

Tegnet av/kontrollert lab:

mash

Kontrollert:

vt

Oppdrag nr.:

10215021-02

Tegning nr.:

RIG-TEG-424.2

Prosedyre:

CRS

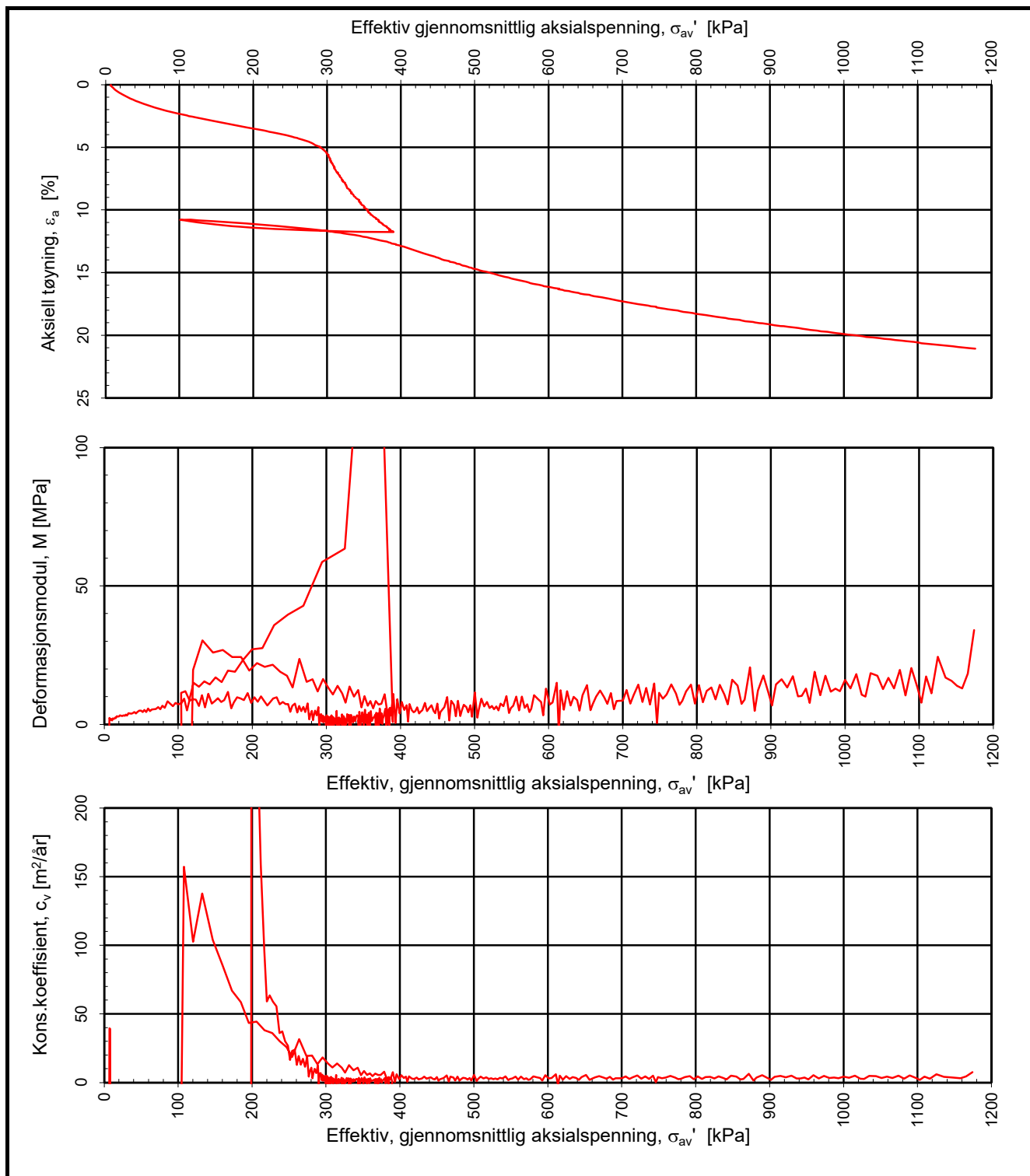
Godkjent:

ANG

Programrevisjon:

07.01.2014

**Multi
consult**



COWI

NTNU Vurdering av byggharhet

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott A: $\sigma_{av}' - \epsilon_a$, M og c_v .

**MULTICONSULT
NORGE AS**

Sluppenvegen 15,
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00
Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:

30.03.2020

Dybde, z (m):

8,70

Borpunkt nr.:

NTNU 1

Forsøknr.:

6

Tegnet av/kontrollert lab:

vt

Kontrollert:

mash

Oppdrag nr.:

10215021-02

Tegning nr.:

RIG-TEG-425.1

Prosedyre:

CRS

Tegningens filnavn:

10215021-02-RIG-TEG-423_h1, d8,70

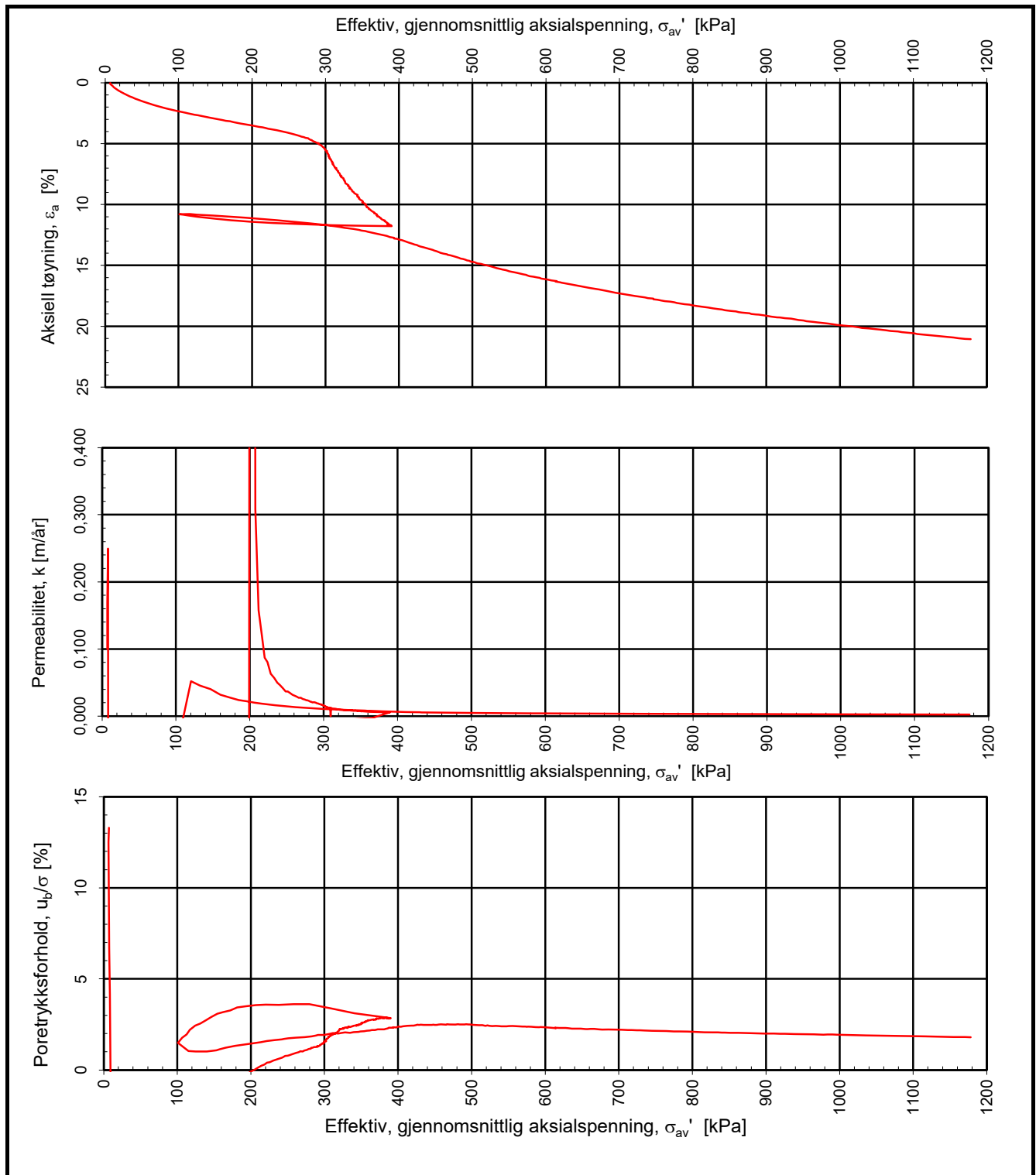
**Multi
consult**

Godkjent:

ANG

Programrevisjon:

01.06.2011



COWI

NTNU Vurdering av byggbarhet

Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma_{av}' - \varepsilon_a$, k og u_b/σ .

Tegningens filnavn:

10215021-02-RIG-TEG-423_h1, d8,70

**Multi
consult**

**MULTICONSULT
NORGE AS**

Sluppenvegen 15,
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00
Faks: 73 10 62 30

Forsøksdato:

30.03.2020

Dybde, z (m):

8,70

Borpunkt nr.:

NTNU 1

Forsøknr.:

6

Tegnet av/kontrollert lab:

vt

Kontrollert:

mash

Godkjent:

ANG

Oppdrag nr.:

10215021-02

Tegning nr.:

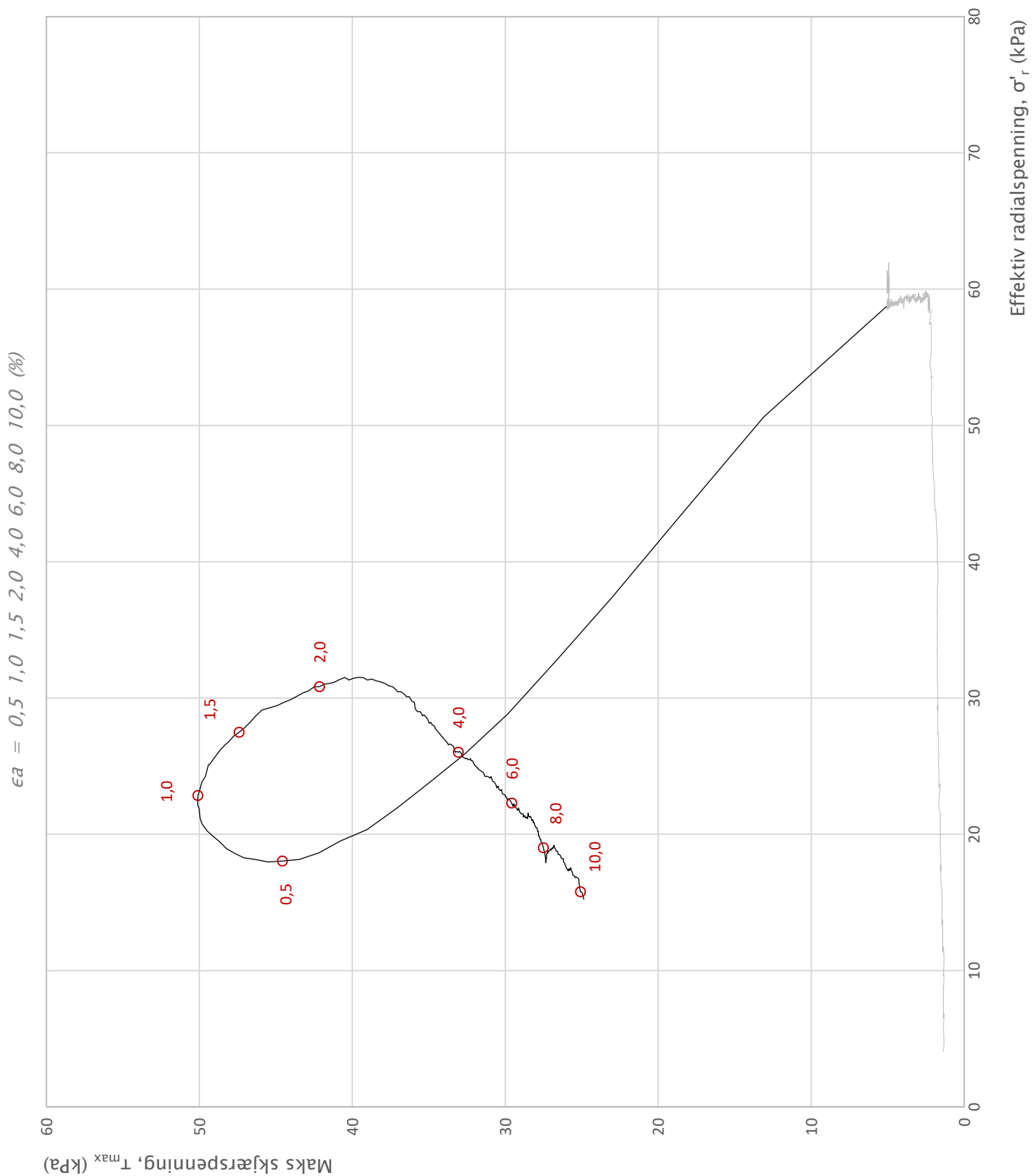
RIG-TEG-425.2

Prosedyre:

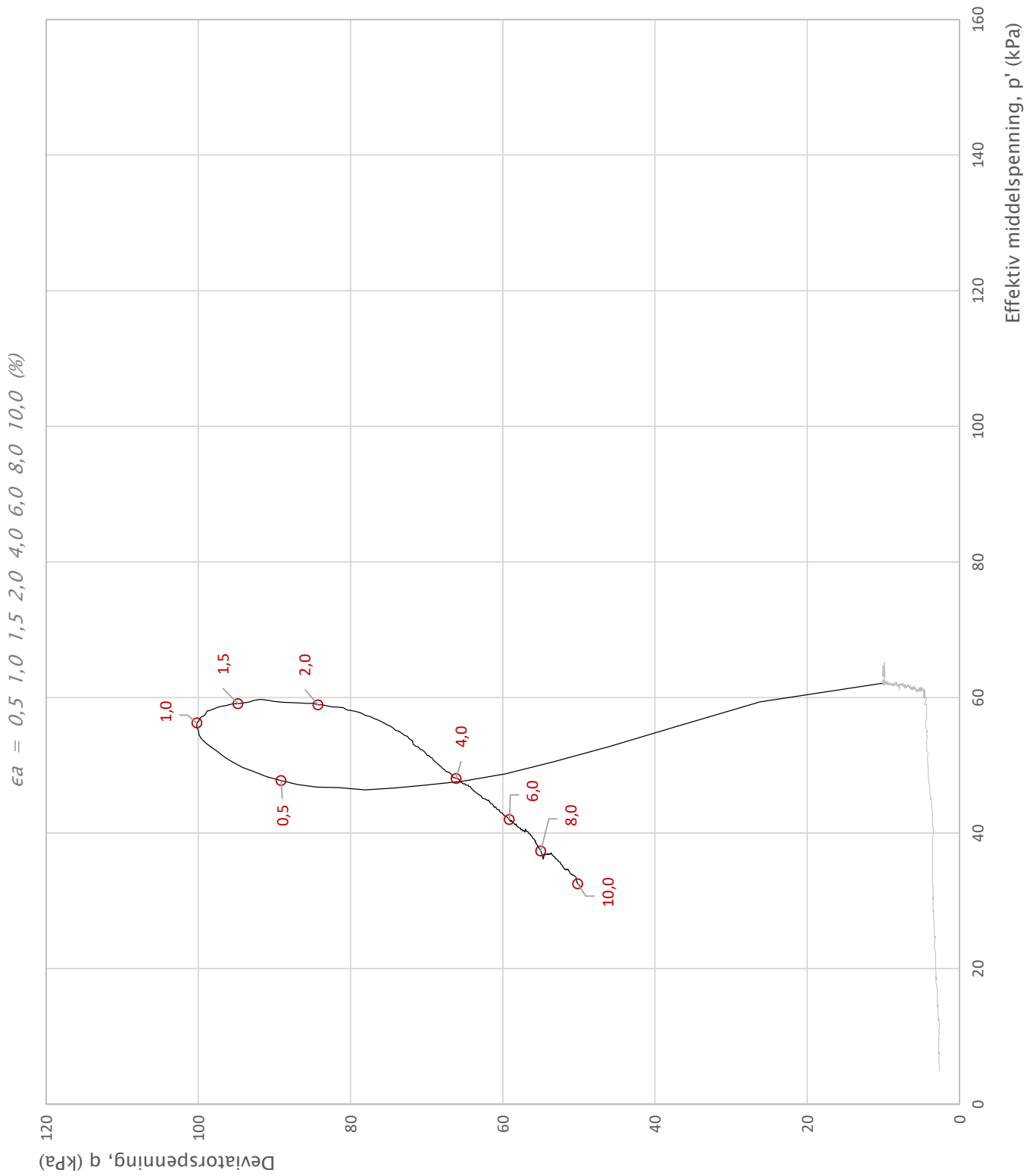
CRS

Programrevisjon:

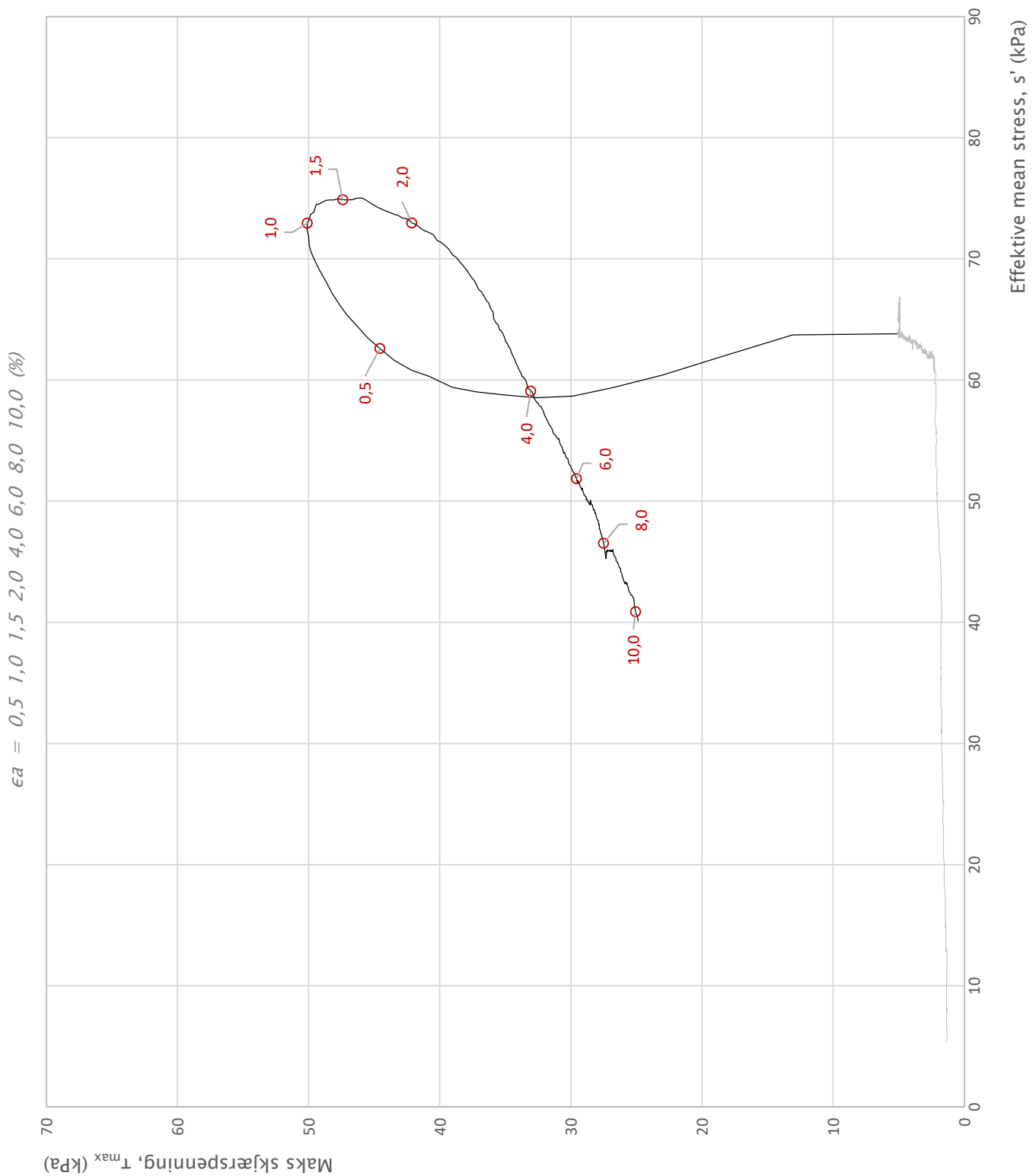
01.06.2011



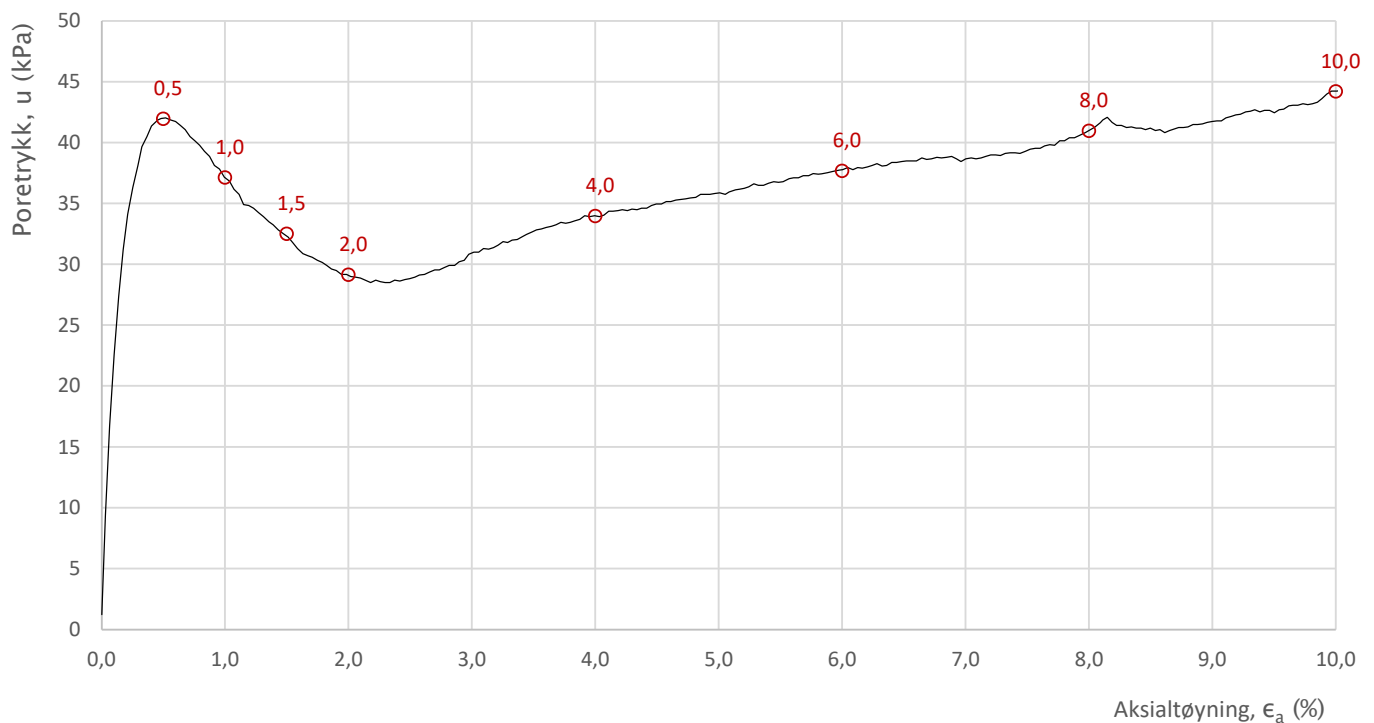
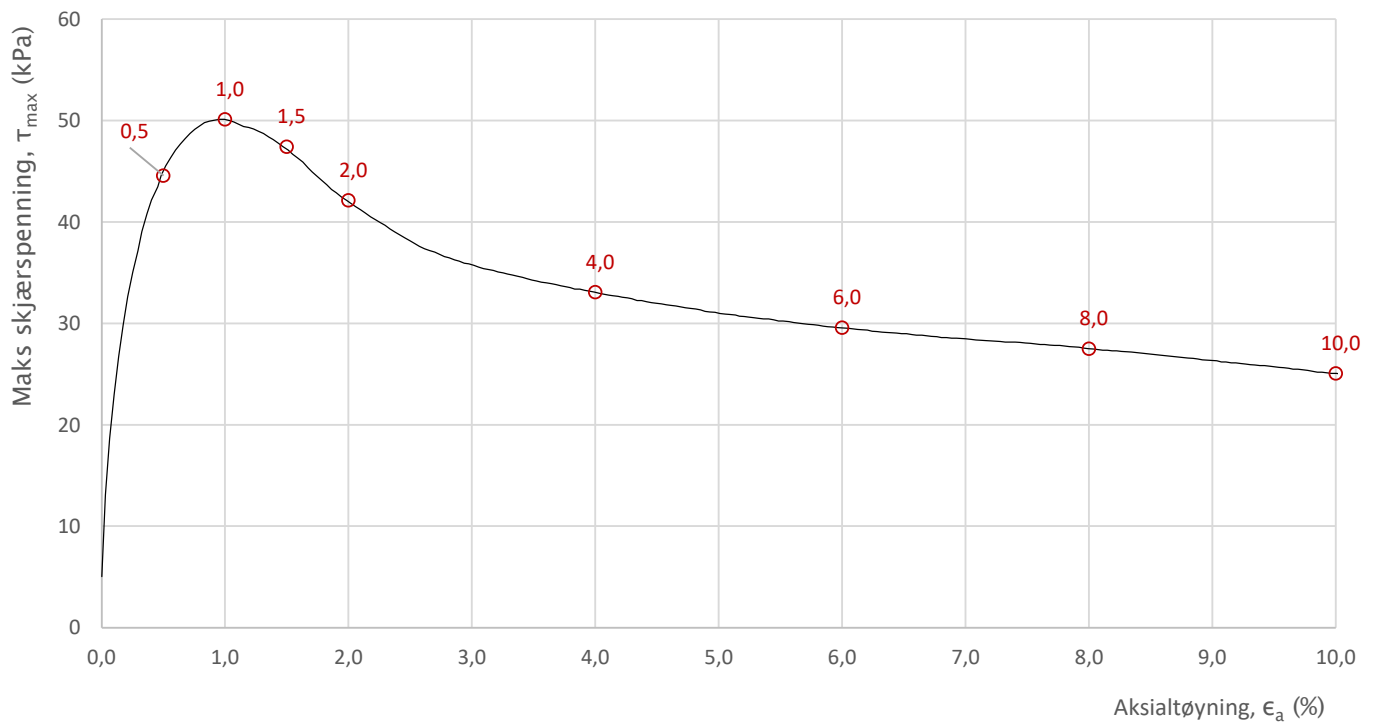
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
				7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	mash	vt	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 27.03.2020	480.1



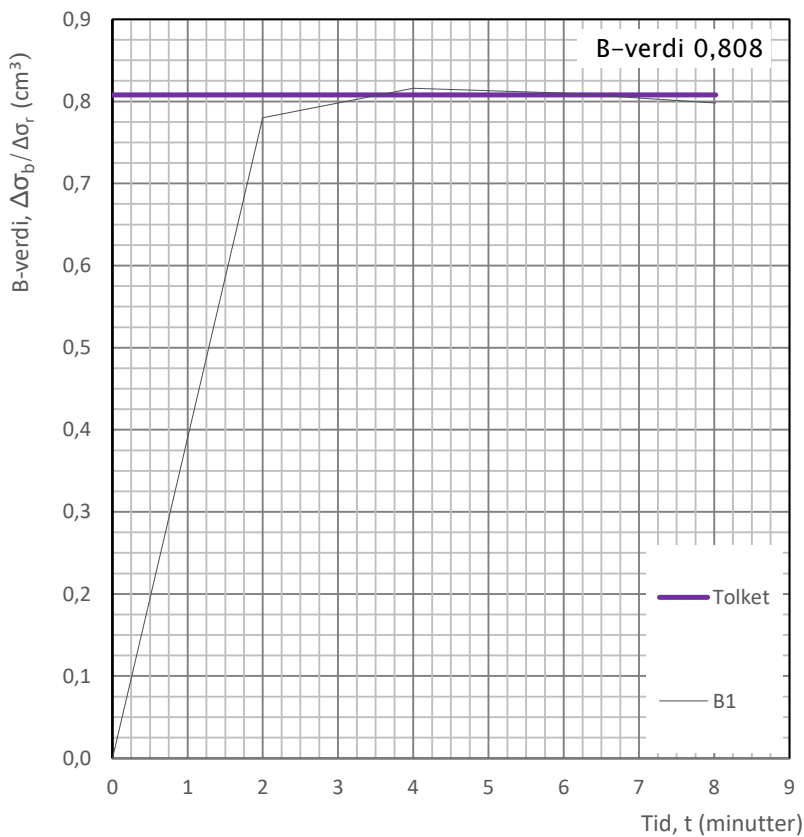
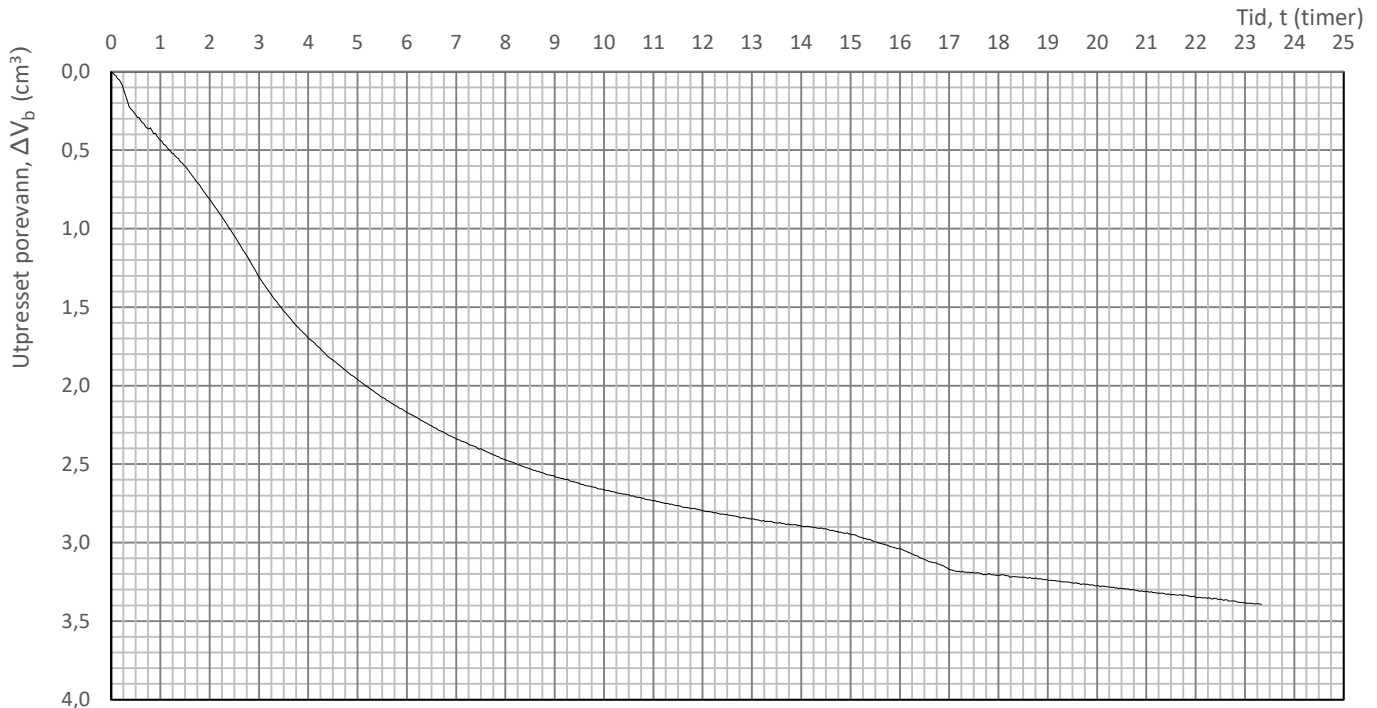
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, p'-q plott		Dybde (m)
				7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	mash	vt	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 27.03.2020	480.2



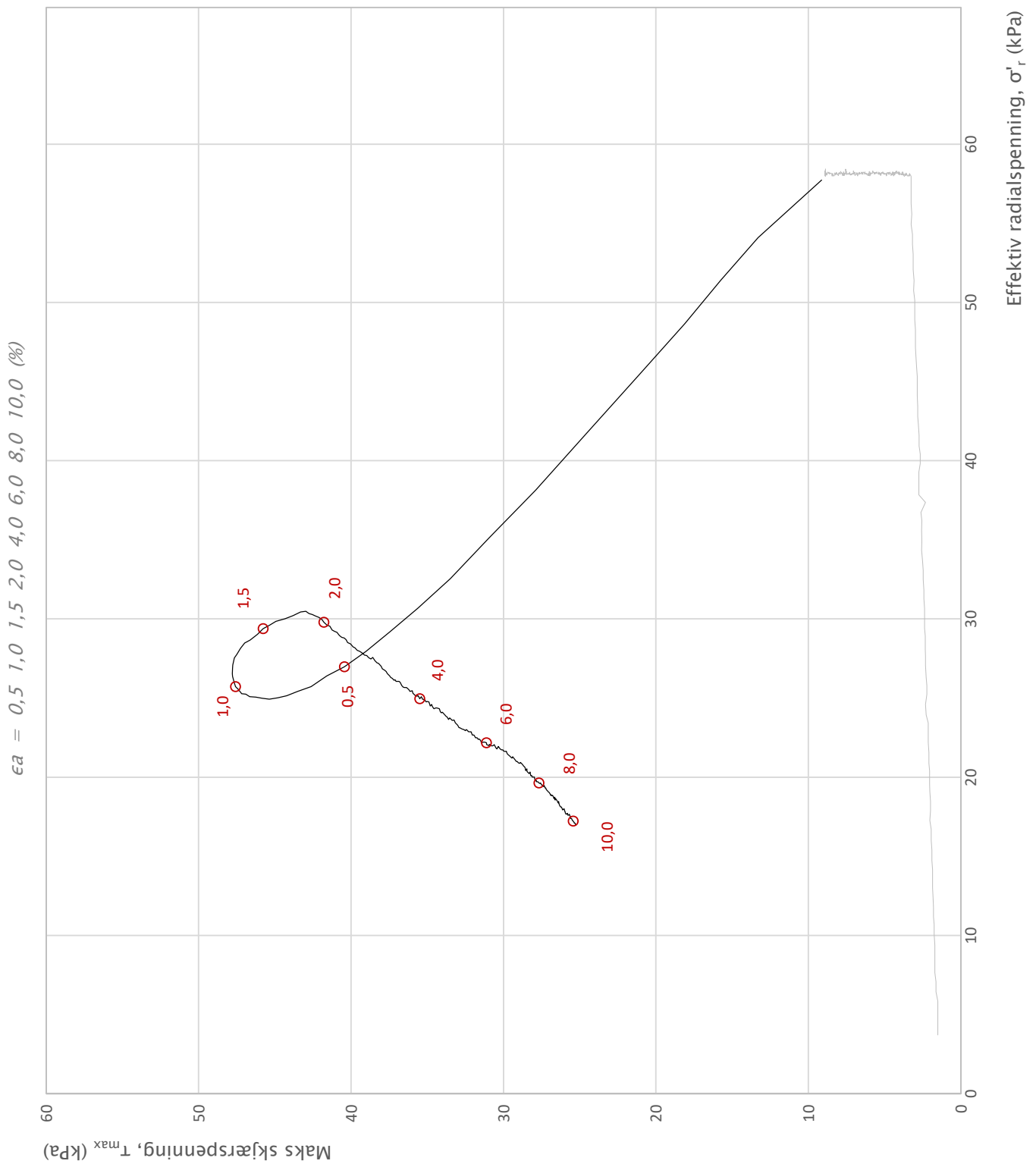
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		Dybde (m)
				7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	mash	vt	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 27.03.2020	480.3



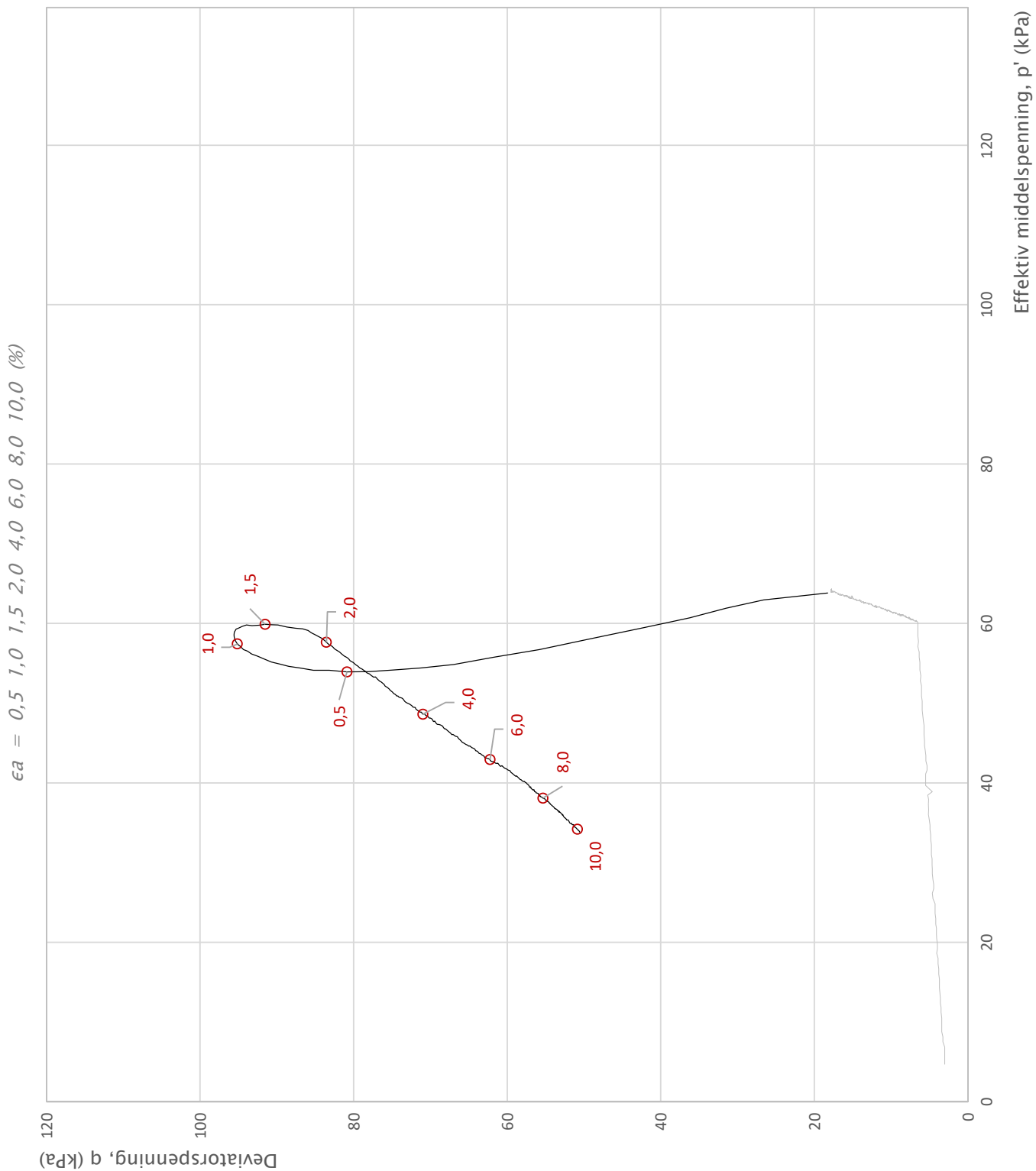
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet					NTNU 1
Innhold			Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a -u plott		Dybde (m)
					7,10
Multiconsult	Utført	mash	Kontrollert	vt	Godkjent
	Region	Midt	Dato utført	25.03.2020	ANG
			Revisjon	0	Rev. dato
				27.03.2020	Forsøkstype
					CAUc
					Figur
					480.4



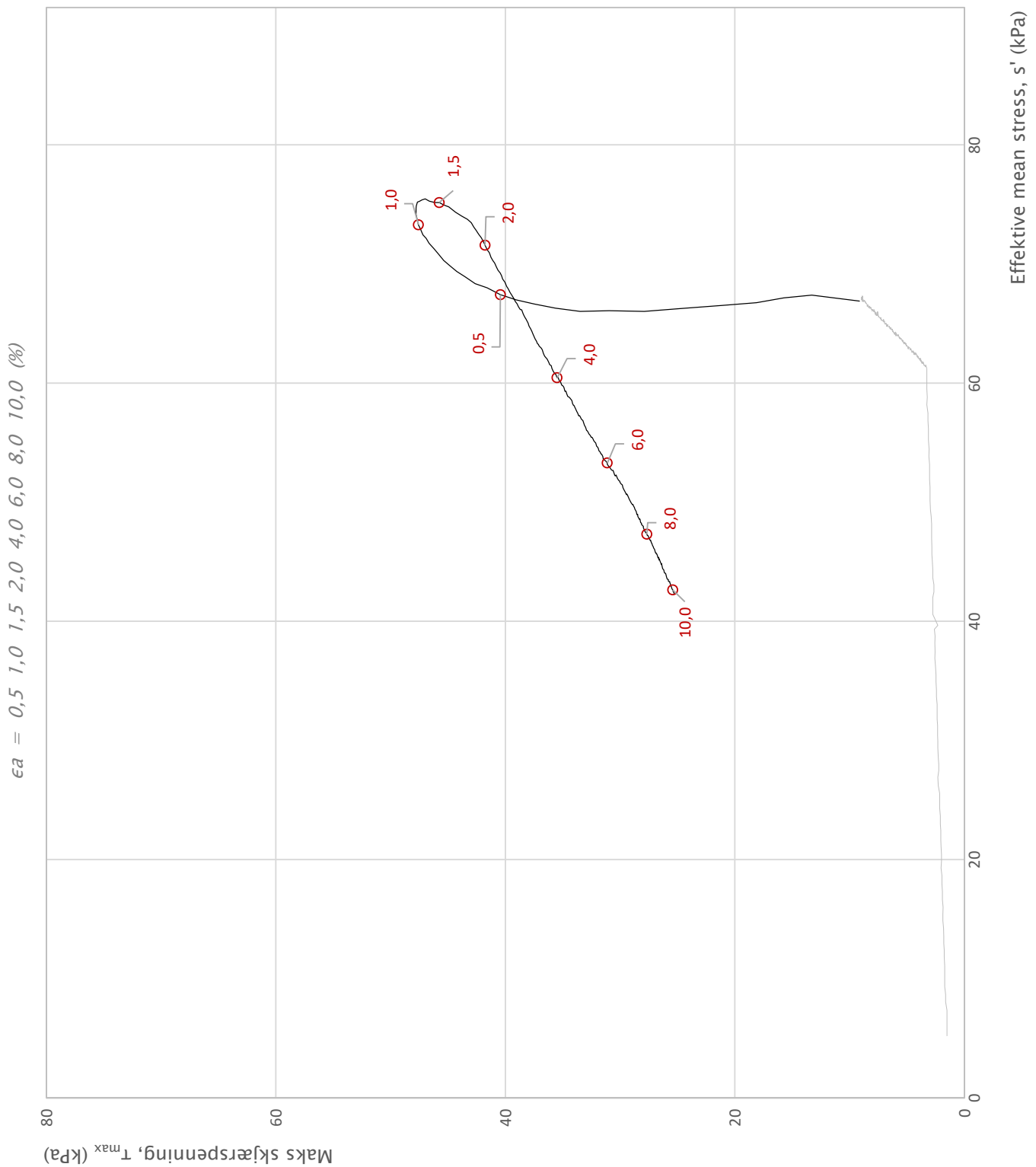
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet					NTNU 1
Innhold					Dybde (m)
Konsolidering					7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	mash	vt	ANG	CAUc	
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Midt	25.03.2020	0	480.5	
			Rev. dato	27.03.2020	



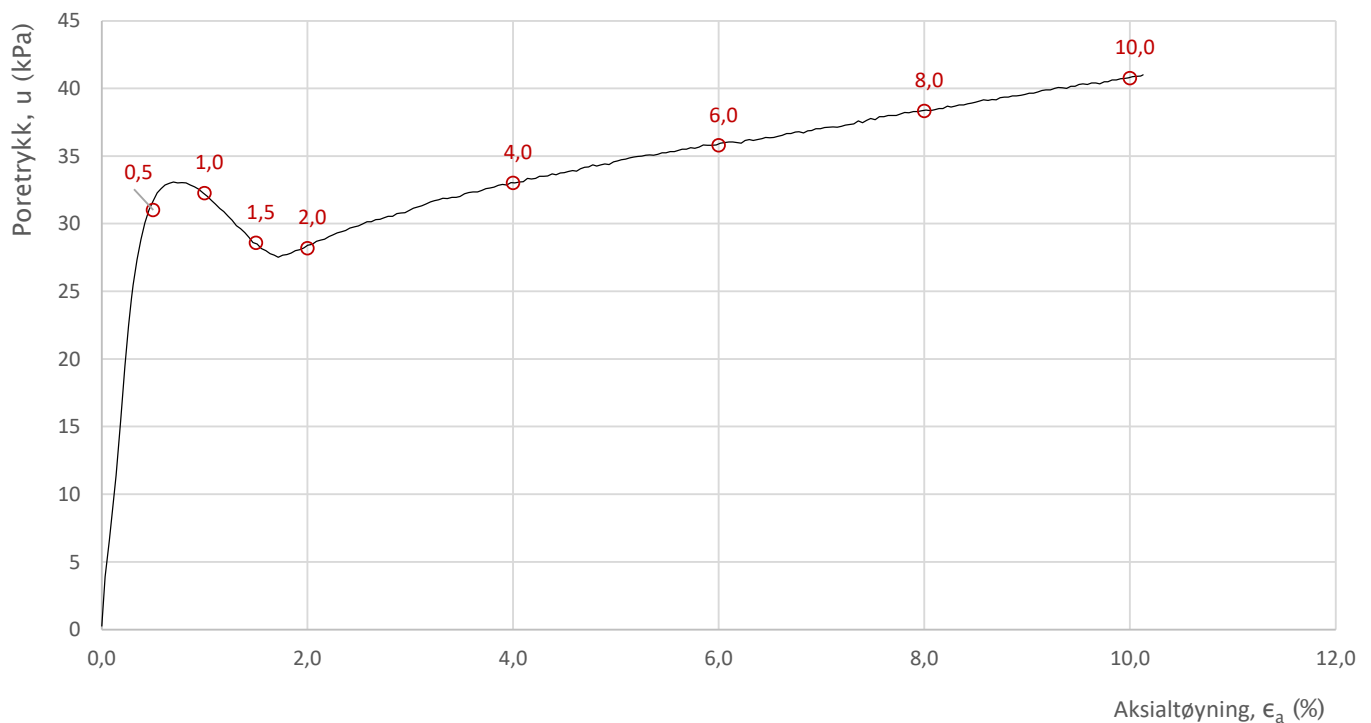
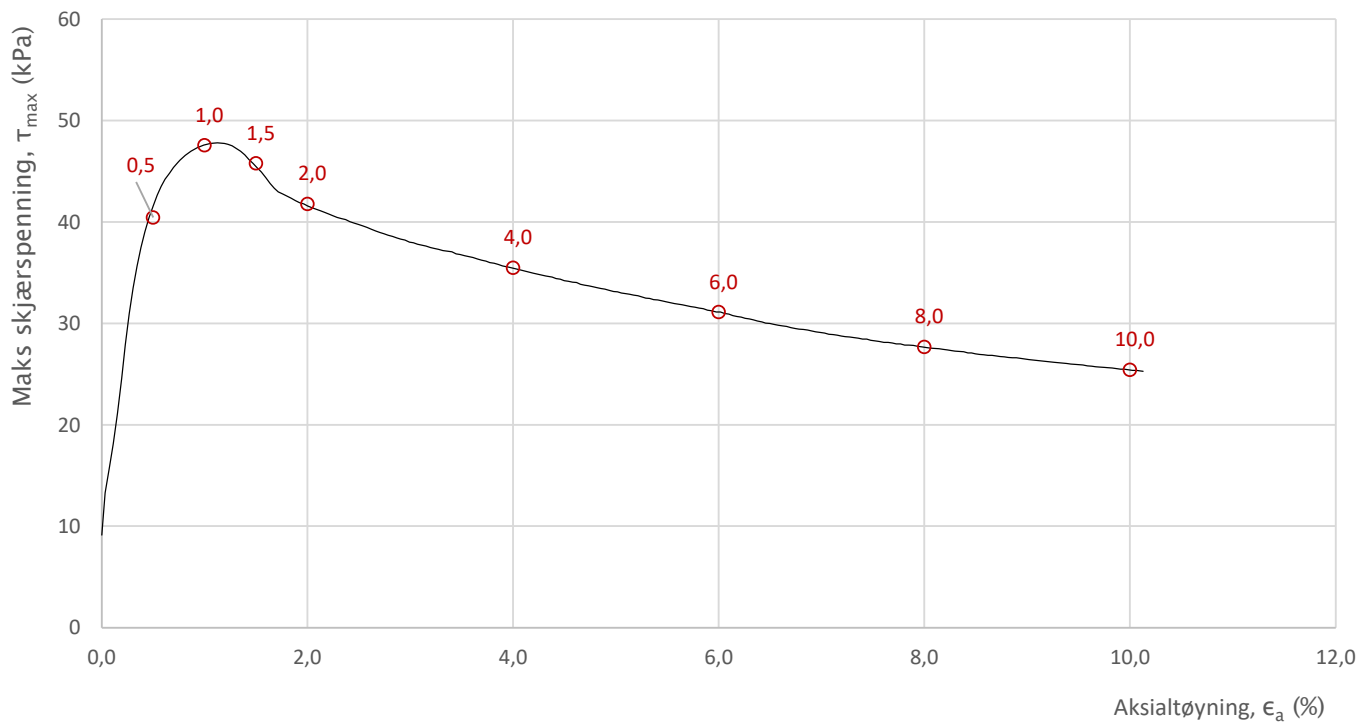
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet					NTNU 1
Innhold			Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
					7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	vt	mash	ANG	CAUc	
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	481.1	



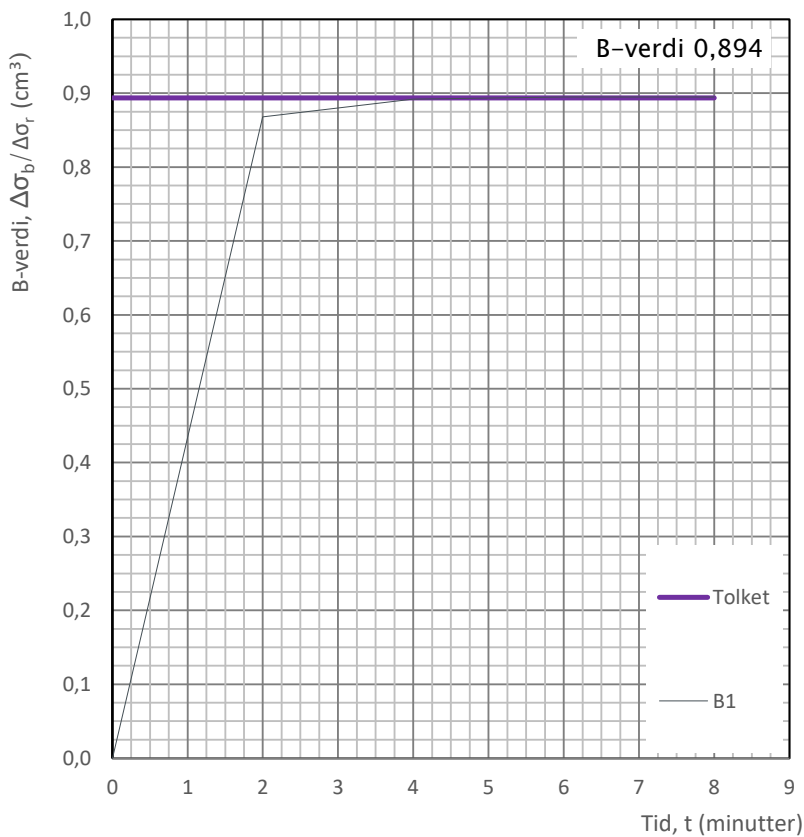
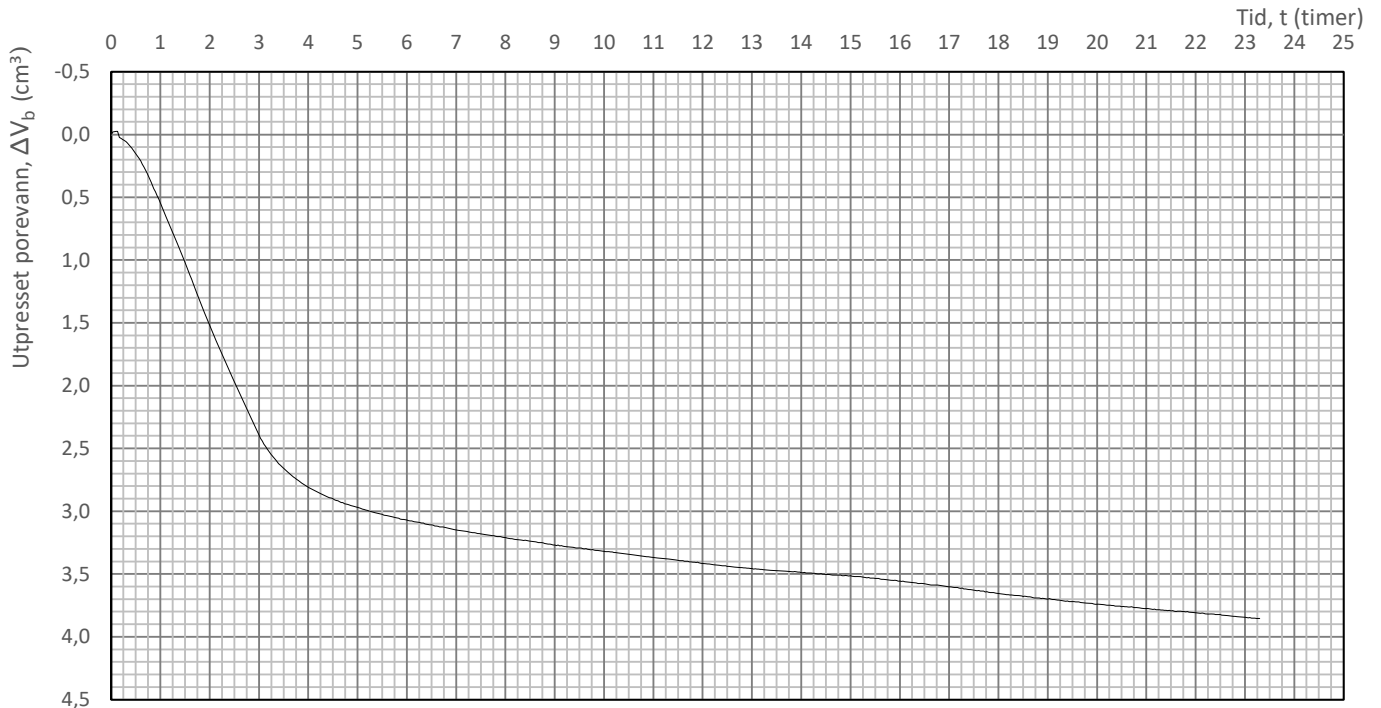
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet					NTNU 1
Innhold			Spenningssti i skjærfase, p'-q plott		Dybde (m)
					7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	vt	mash	ANG	CAUc	
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	481.2	



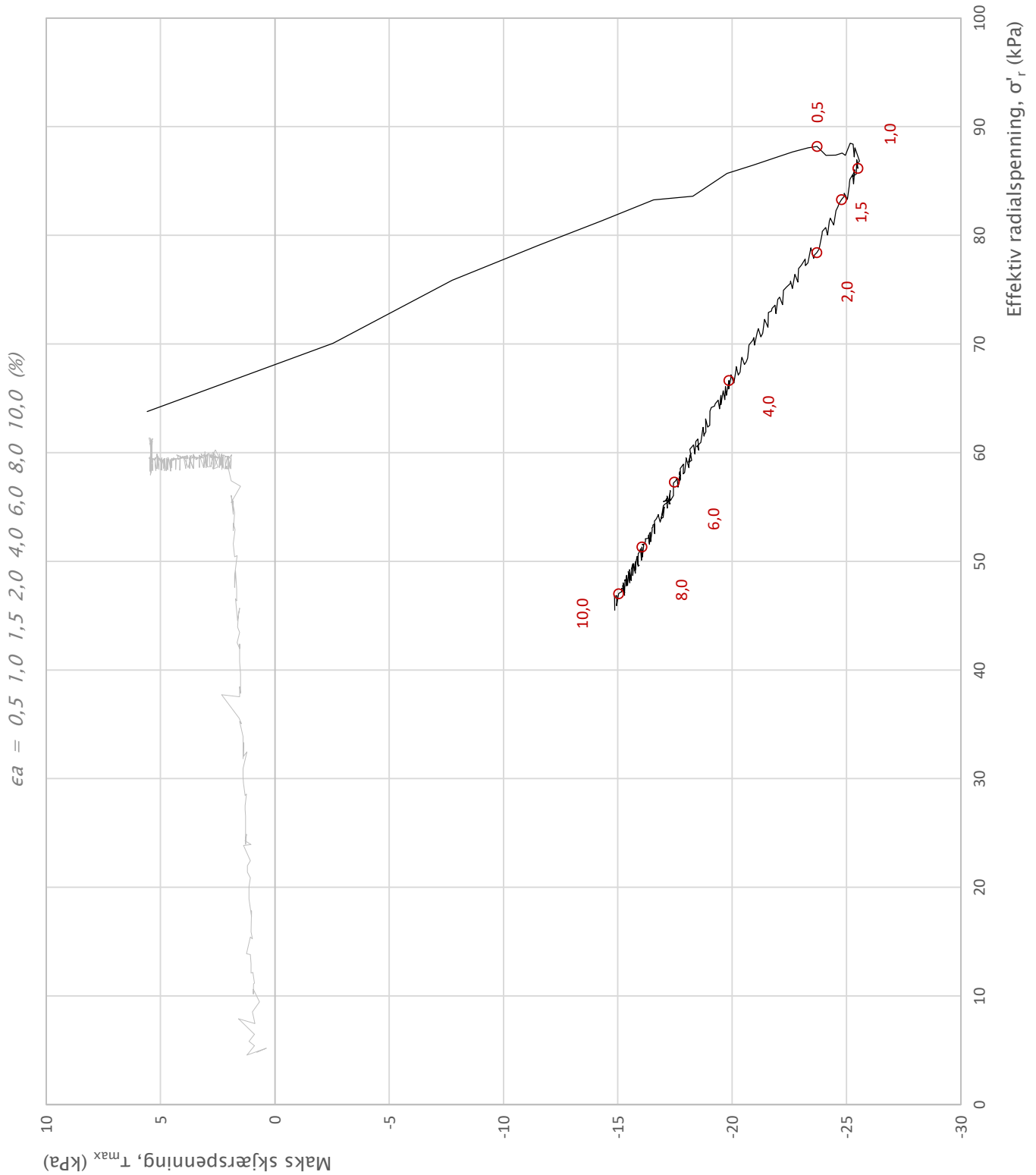
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		Dybde (m)
				7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	481.3



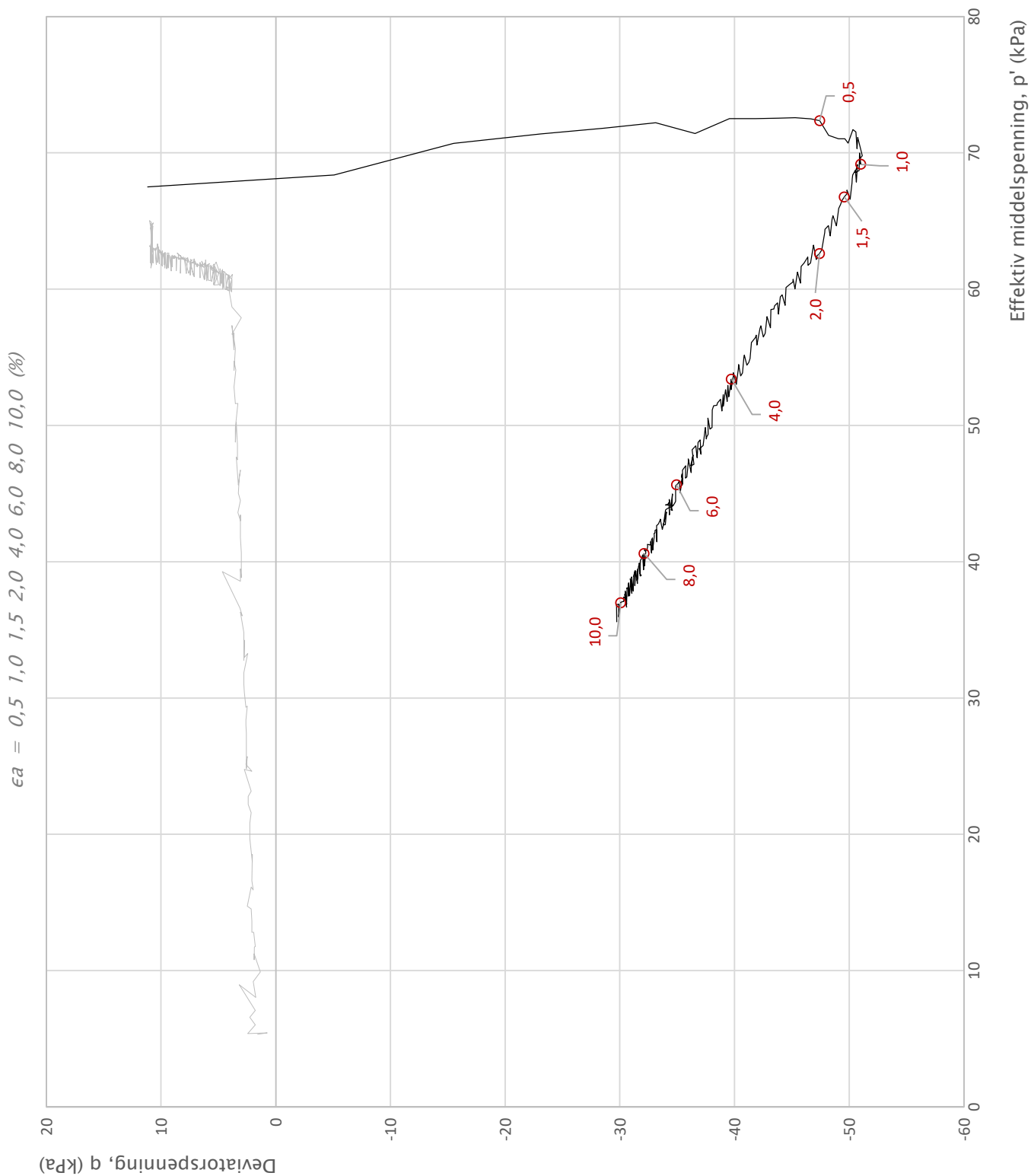
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				NTNU 1
Innhold		Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott		Dybde (m)
				7,10
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	481.4



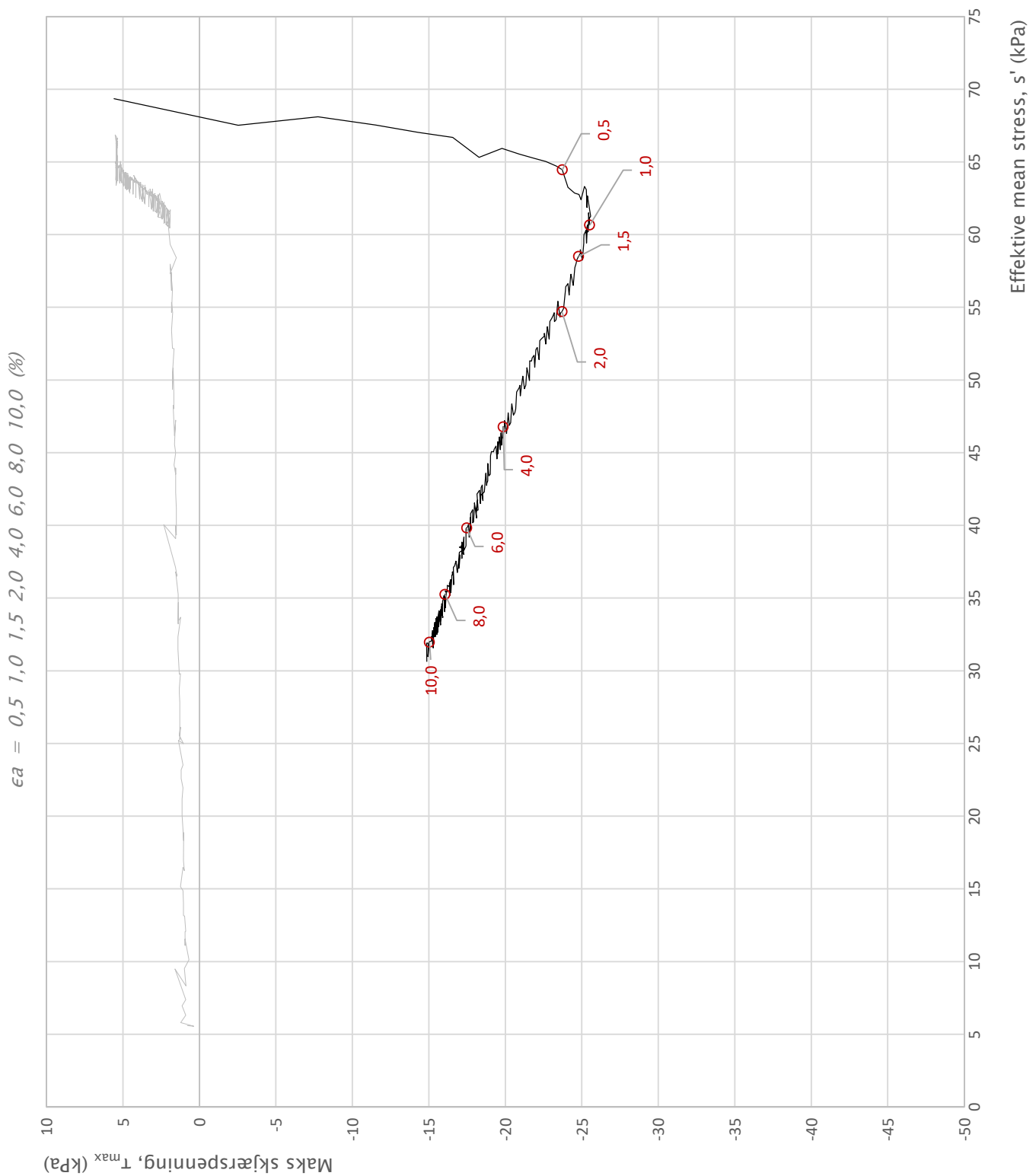
Prosjekt				Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull	
NTNU Vurdering av bygbarhet						NTNU 1	
Innhold						Dybde (m)	
Konsolidering						7,10	
Multiconsult	Utført		Kontrollert		Godkjent		Forsøkstype
	vt		mash		ANG		CAUc
Region		Dato utført		Revisjon		Figur	
Midt		25.03.2020		0		481.5	
				Rev. dato		01.04.2020	



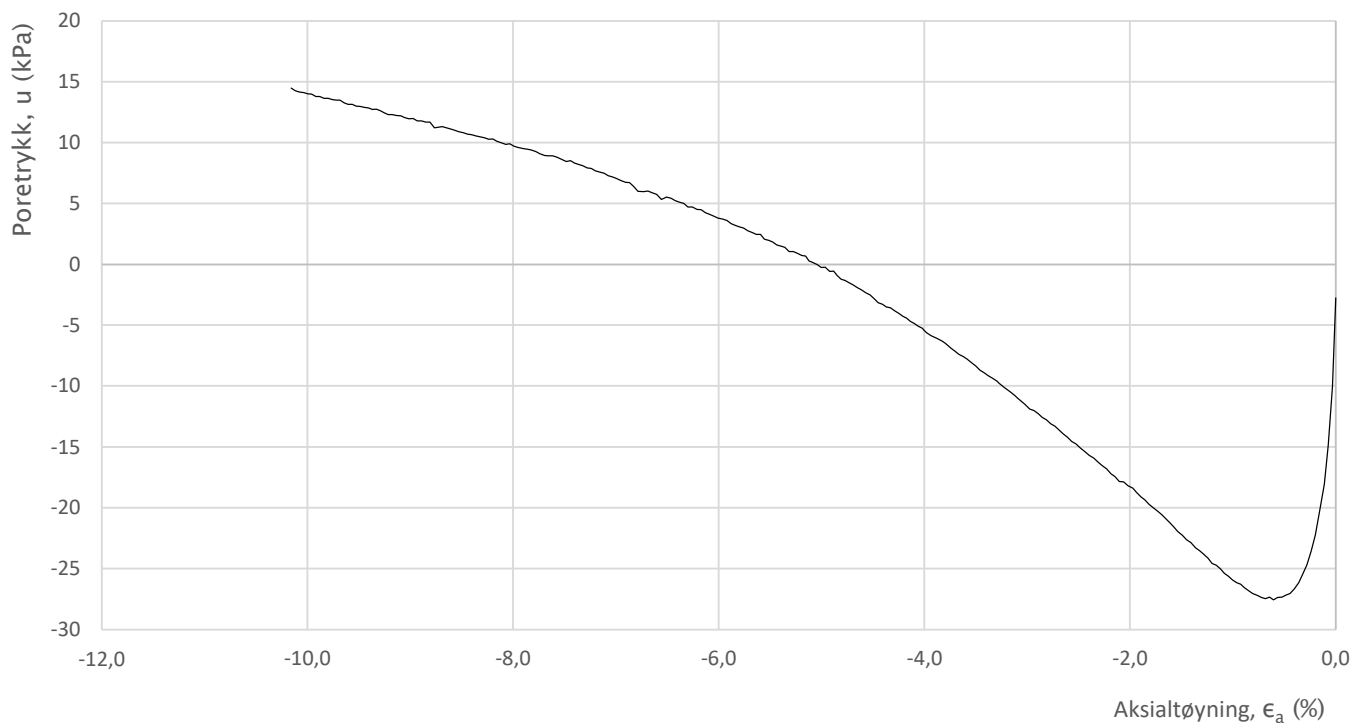
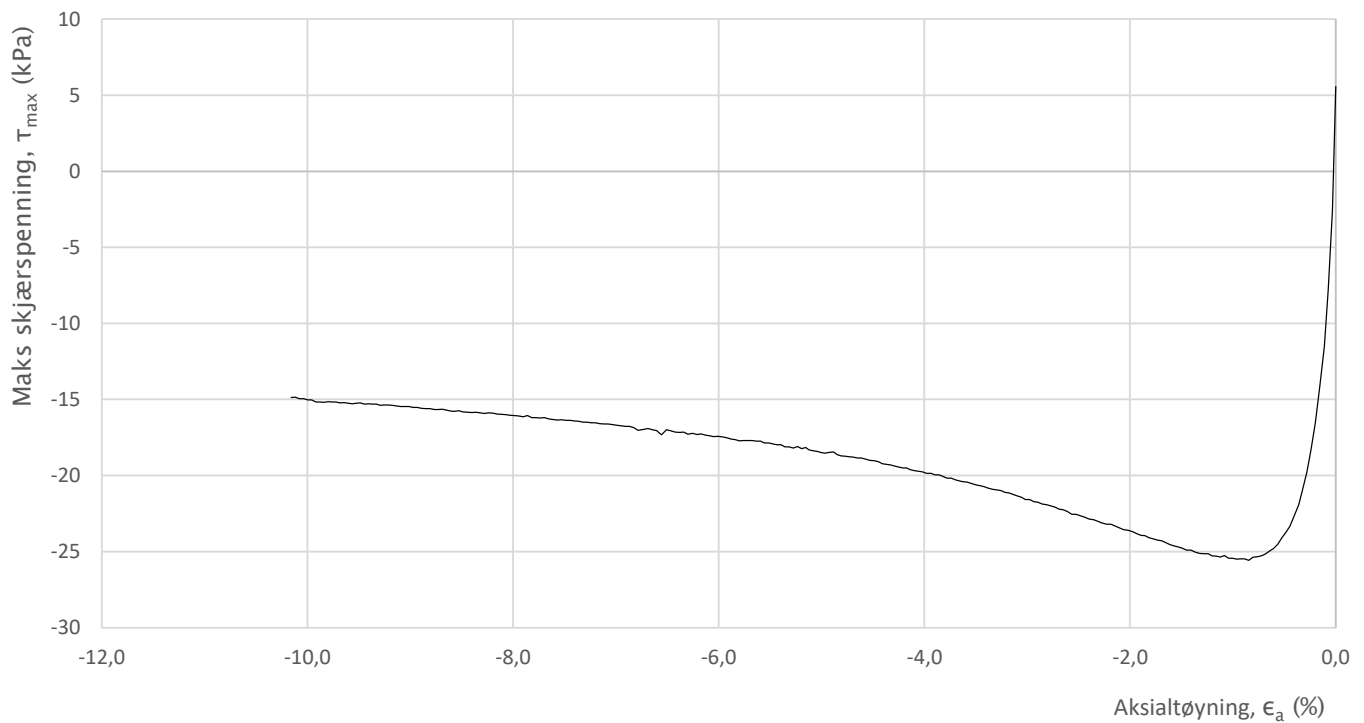
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
				7,25
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	452.1



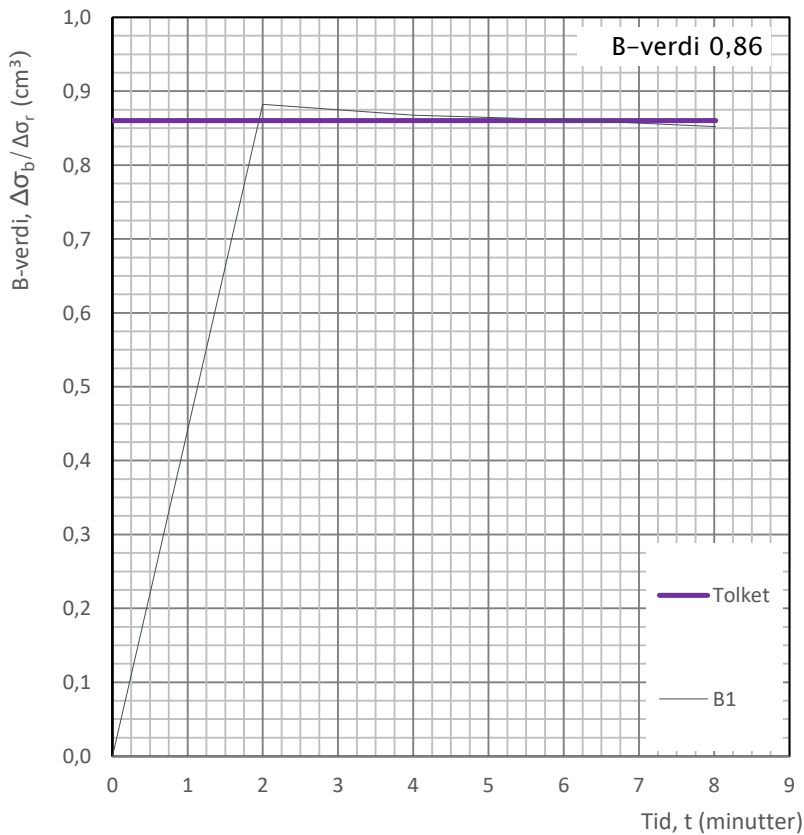
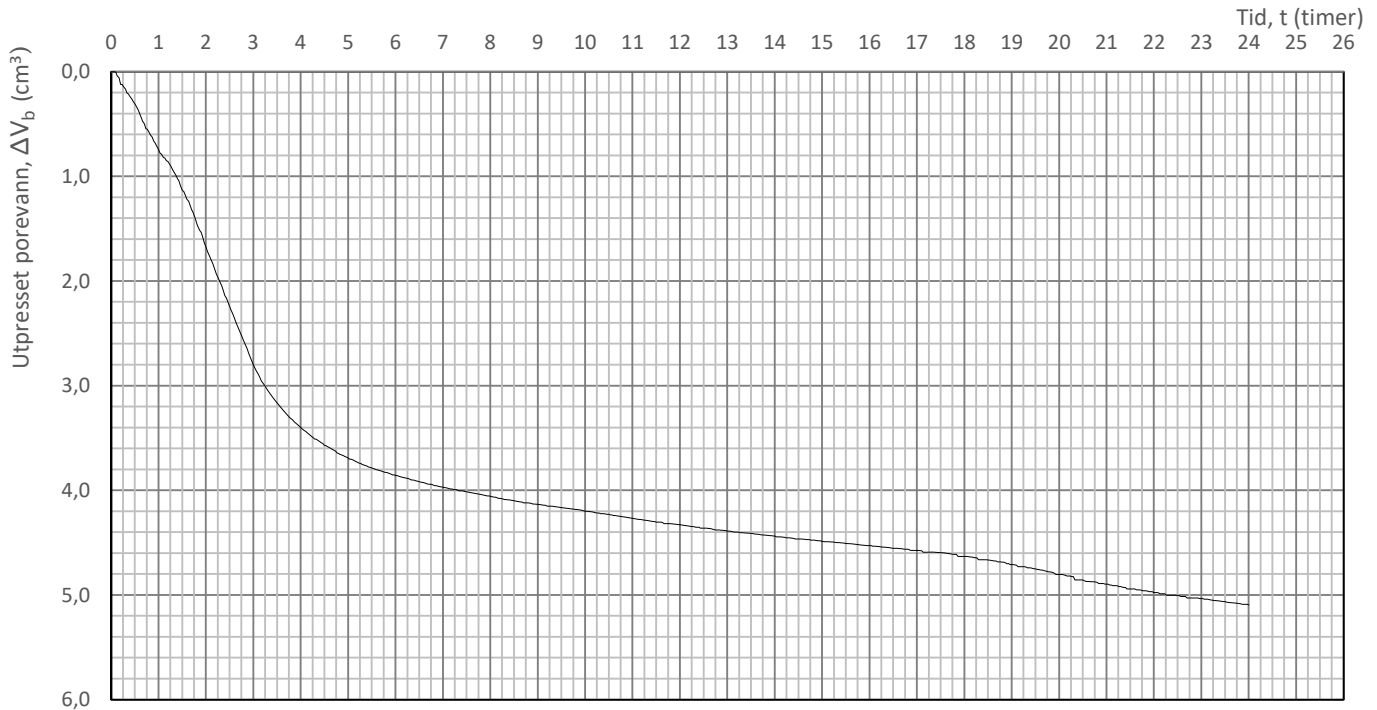
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet					NTNU 1
Innhold			Spenningssti i skjærfase, p' - q plott		Dybde (m)
					7,25
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	vt	mash	ANG	CAUe	
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	452.2	



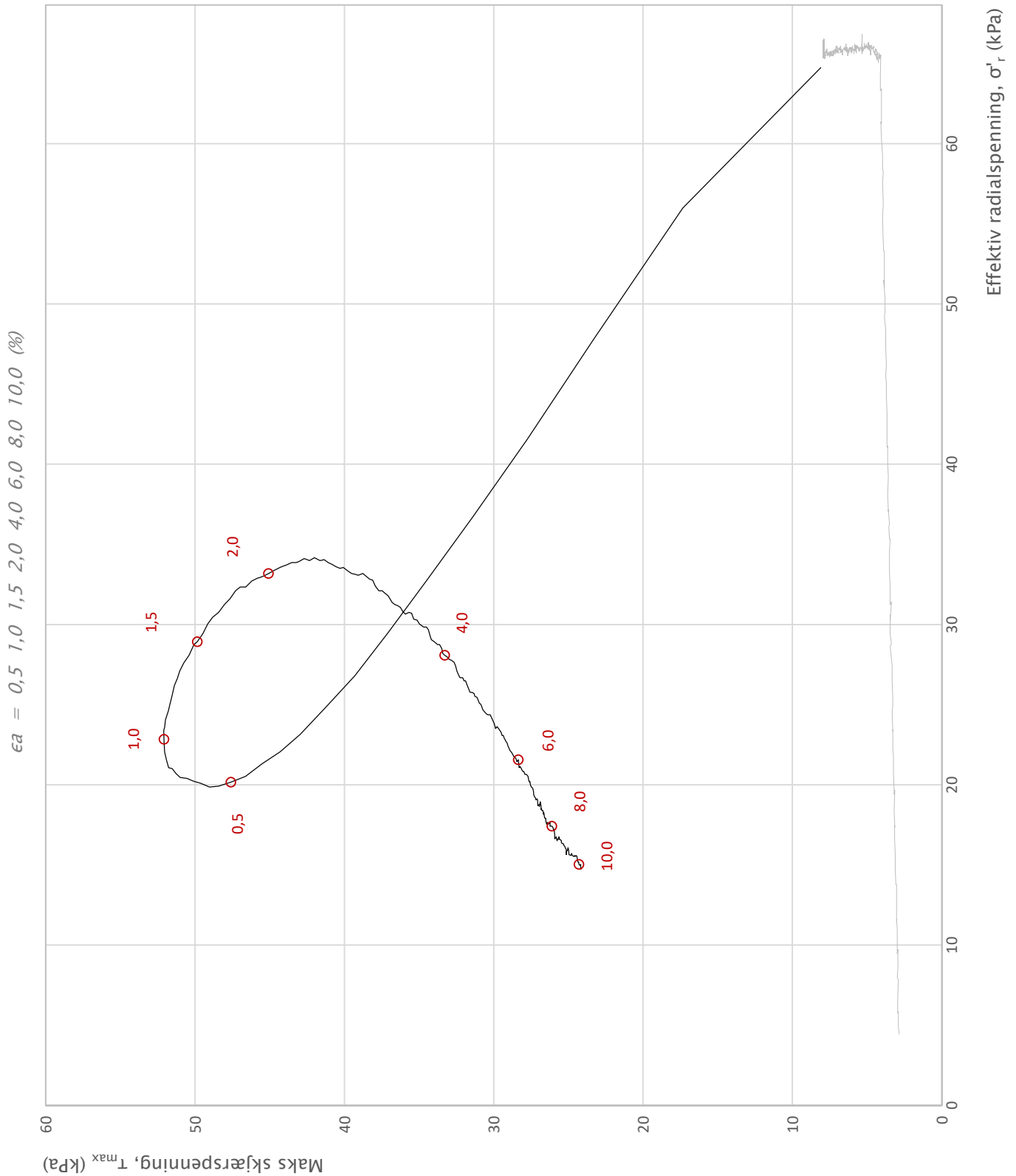
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				NTNU 1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		Dybde (m)
				7,25
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	452.3



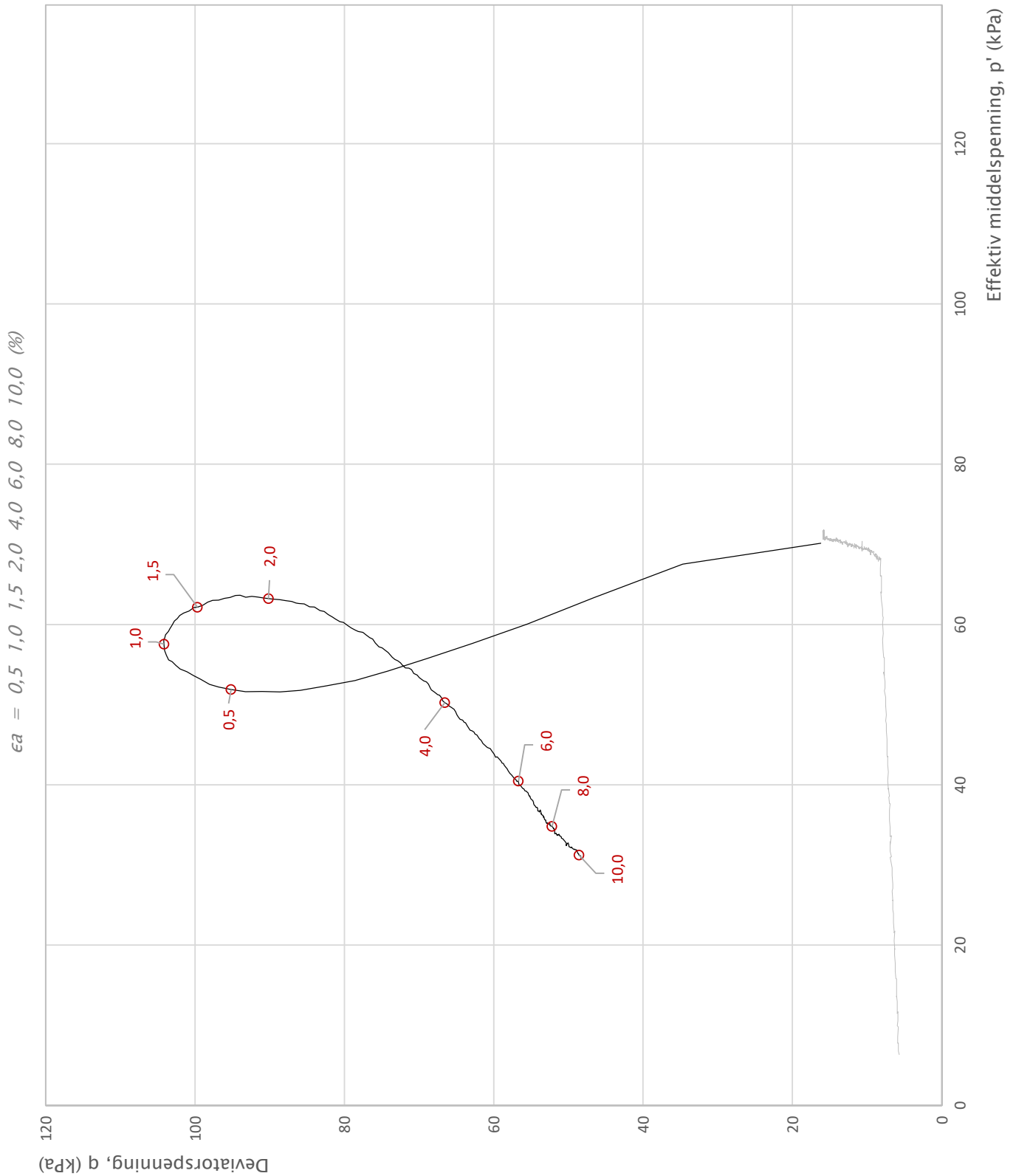
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet					NTNU 1
Innhold			Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott		Dybde (m)
					7,25
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent		Forsøkstype
	vt	mash	ANG		CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	0	Figur
	Midt	25.03.2020	Rev. dato	01.04.2020	452.4



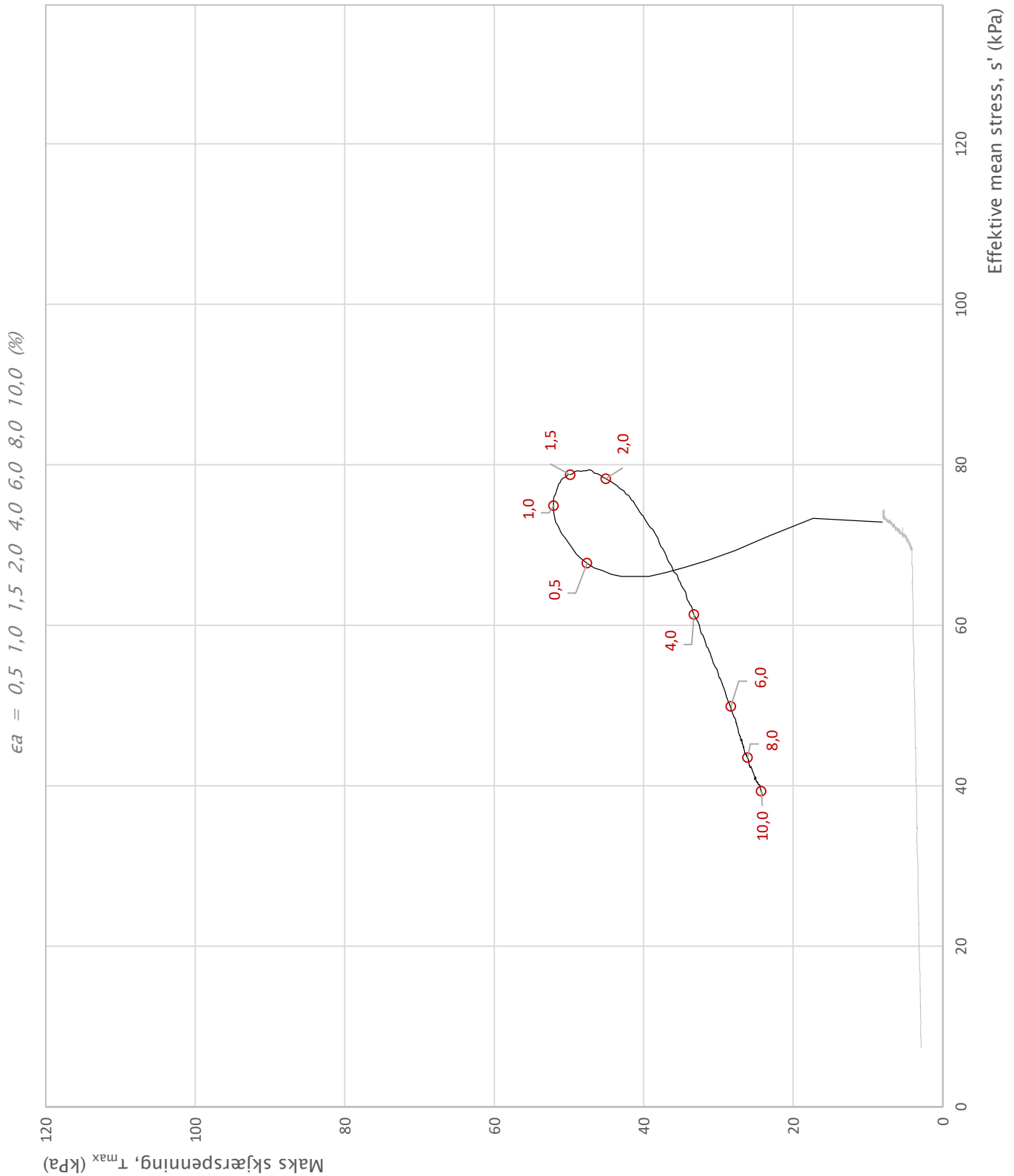
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				NTNU 1
Innhold				Dybde (m)
Konsolidering				7,25
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	25.03.2020	0	452.5
			Rev. dato	
			01.04.2020	



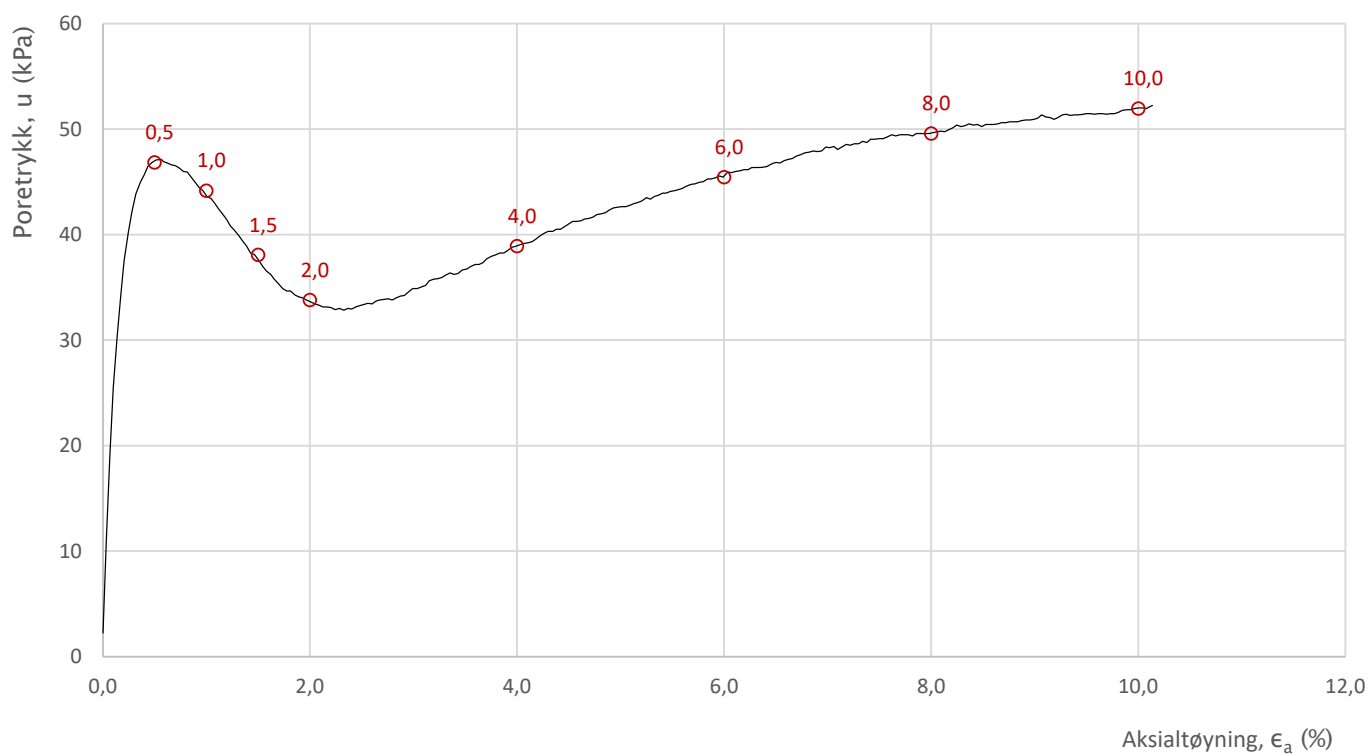
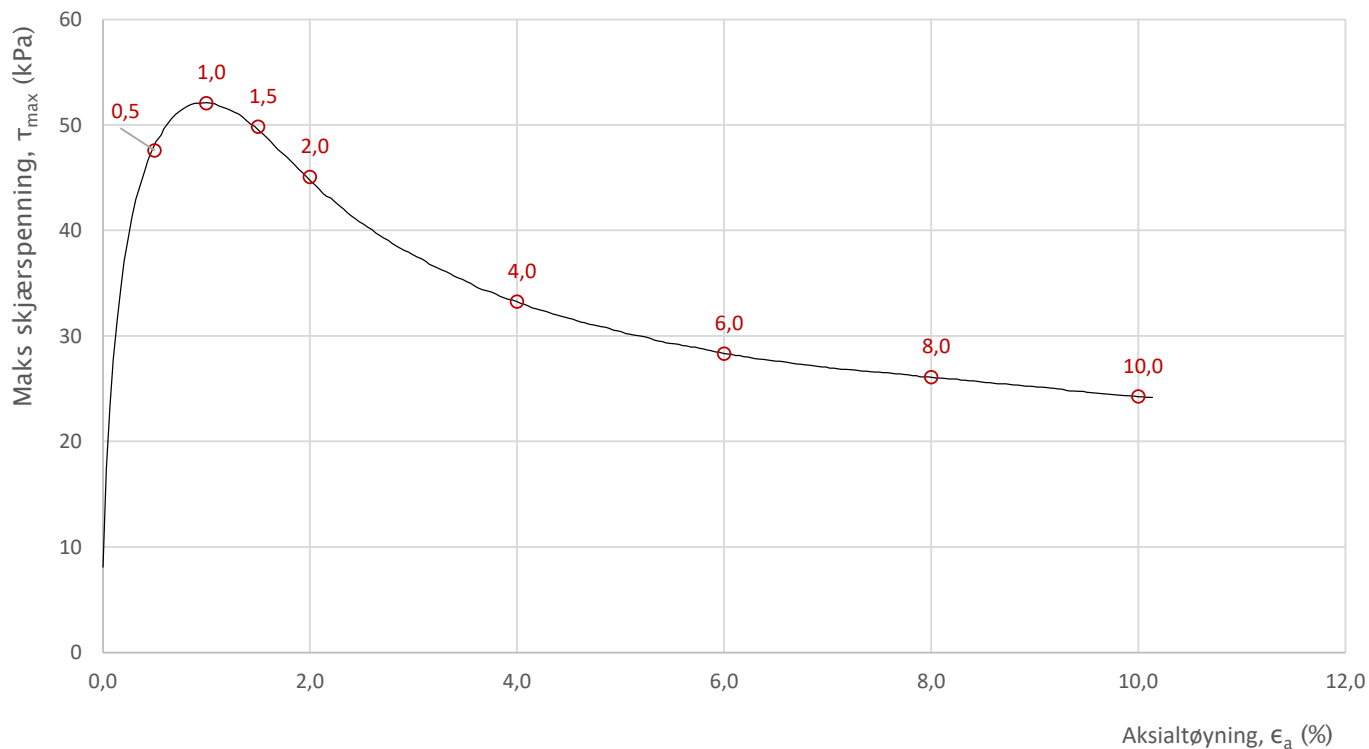
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	
				483.1



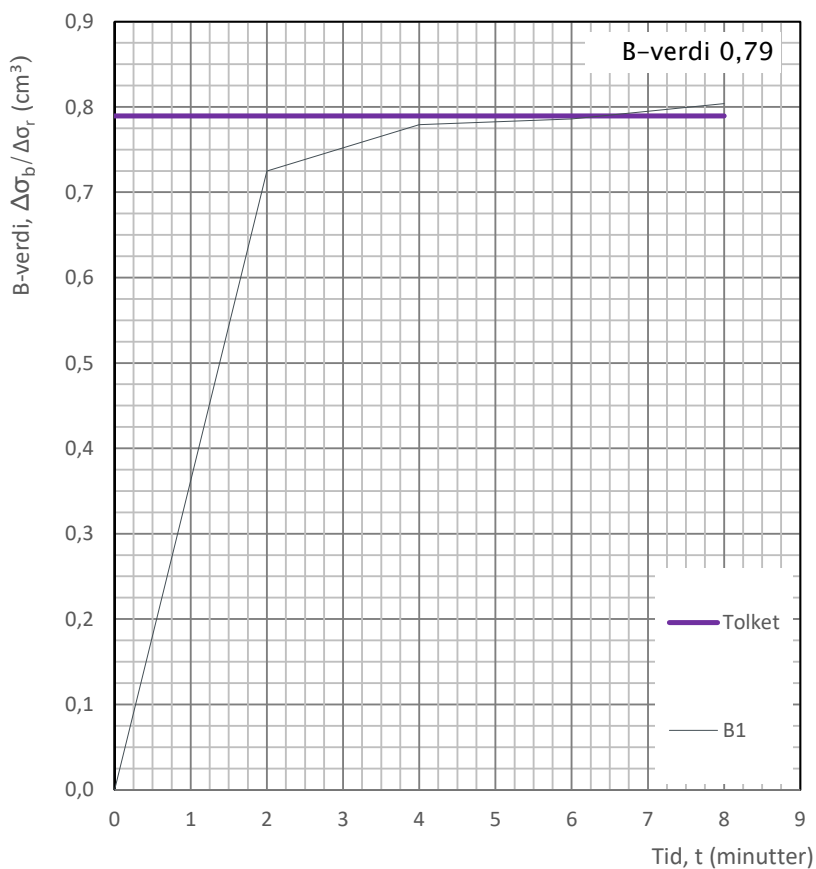
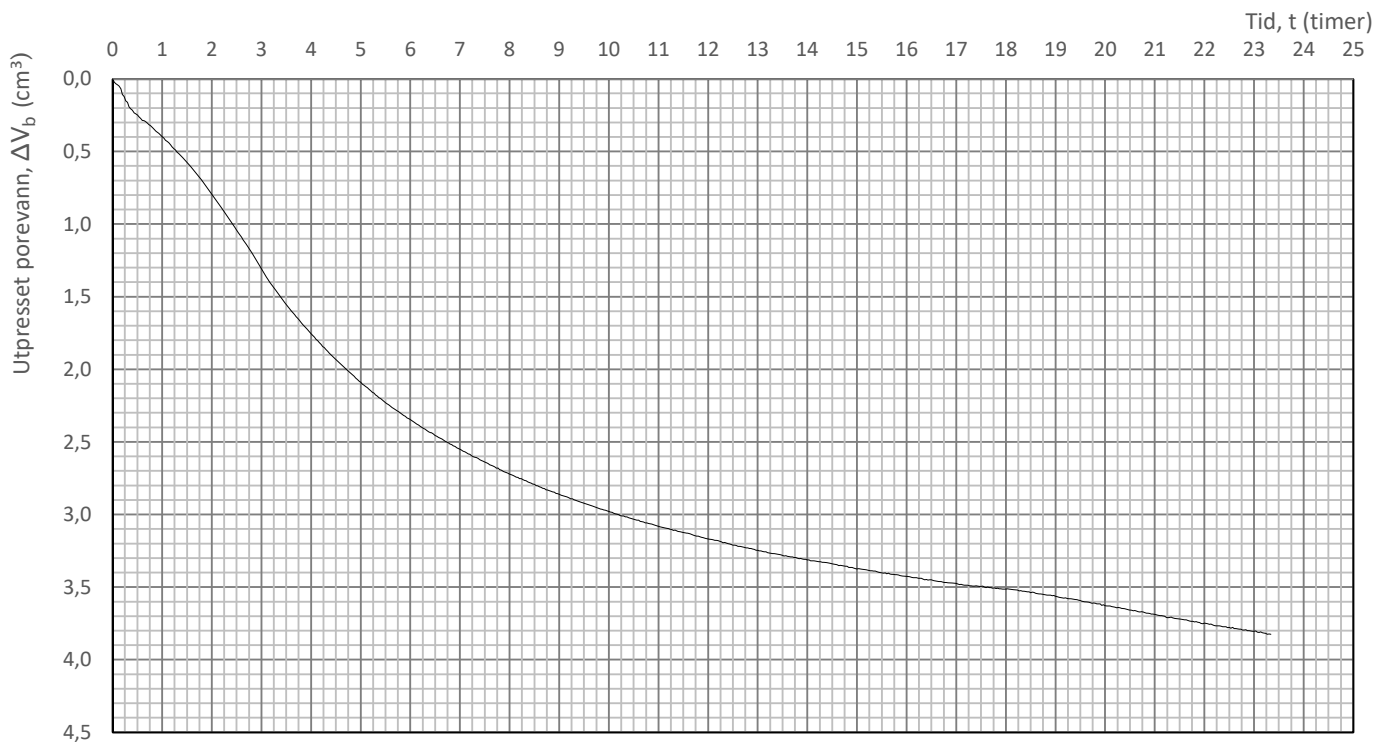
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, p' - q plott		Dybde (m)
				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	



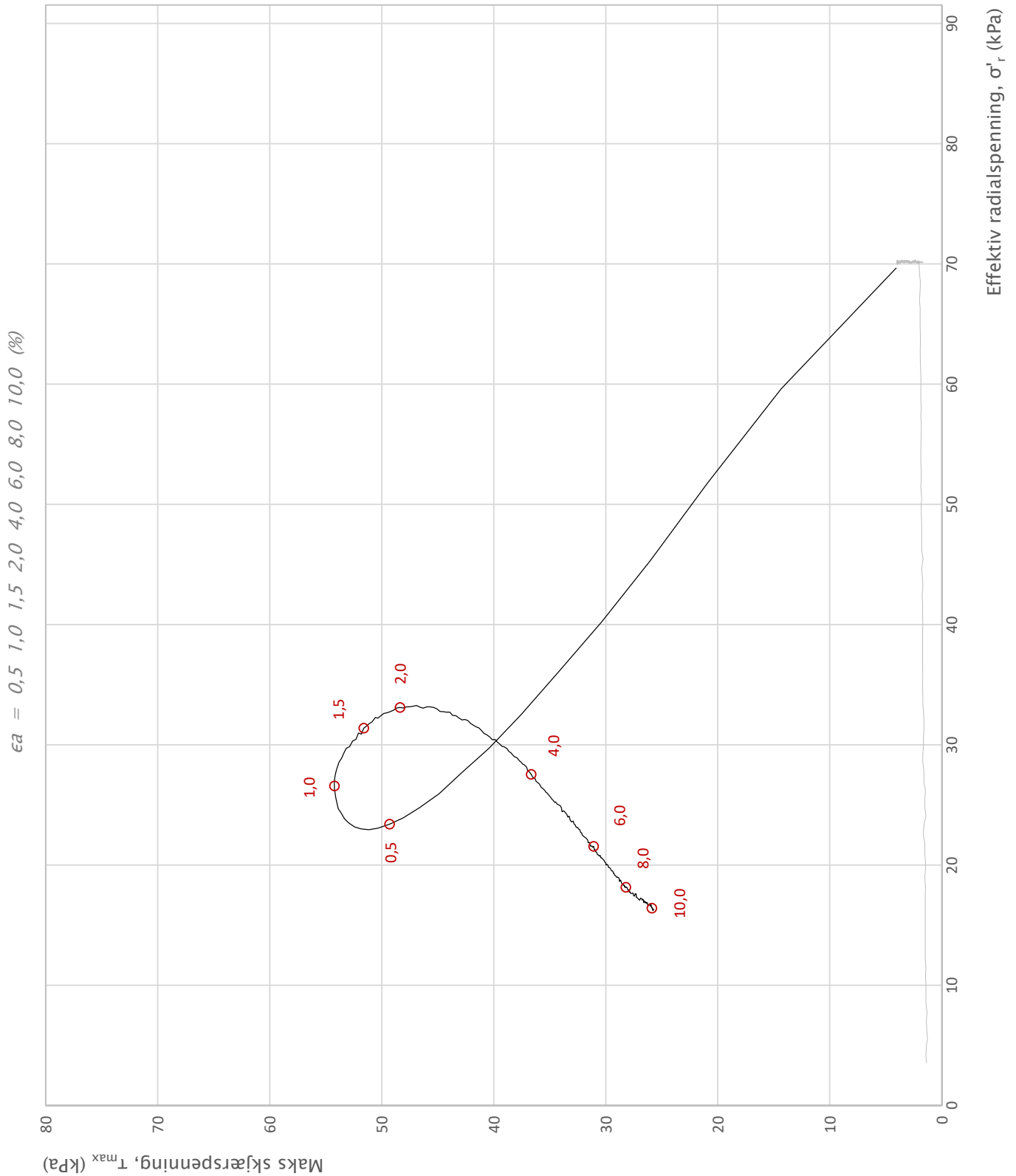
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		Dybde (m)
				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 01.04.2020	



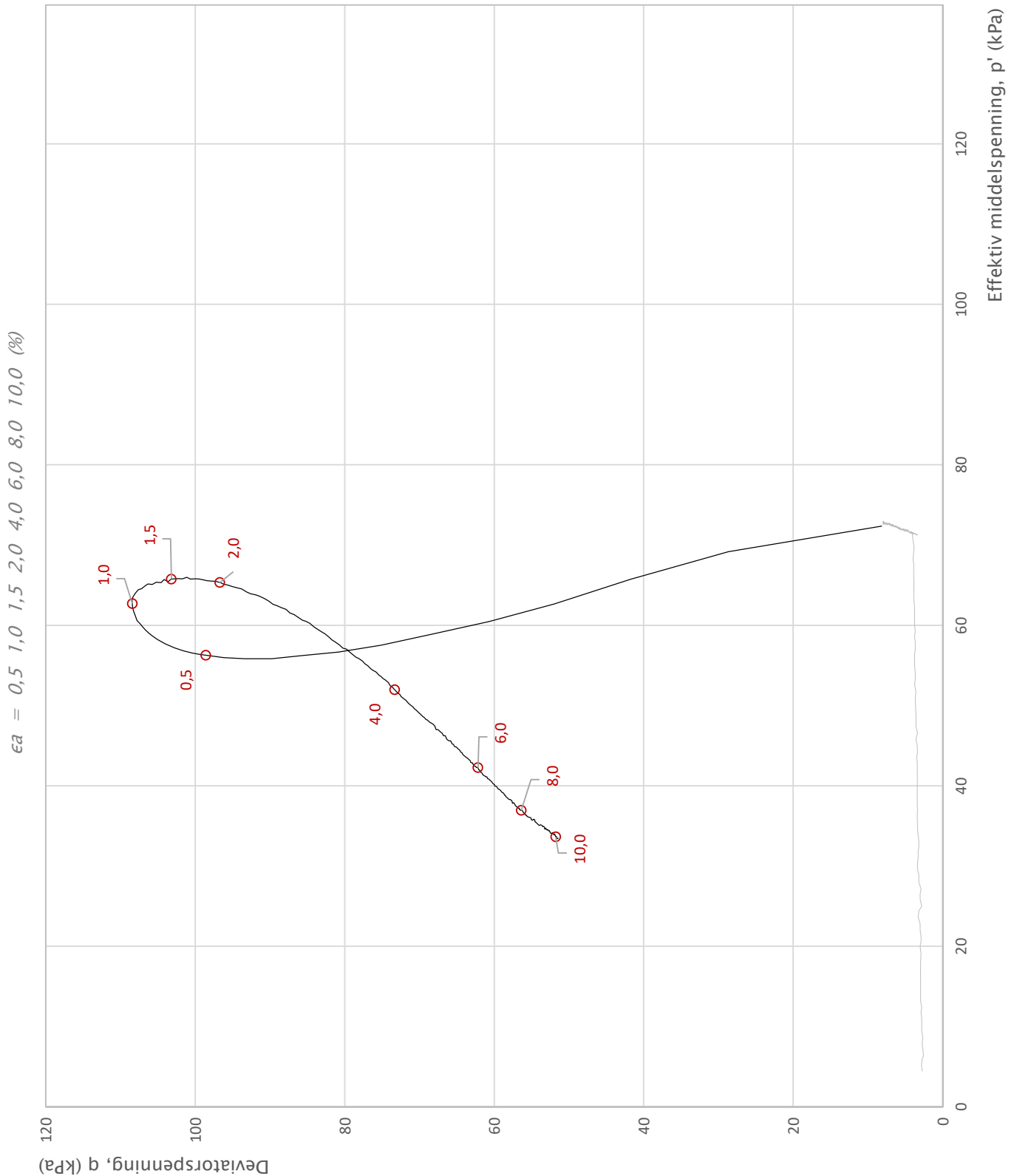
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull	
NTNU Vurdering av bygbarhet					1	
Innhold			Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott		Dybde (m)	
					8,55	
Multiconsult	Utført	vt	Kontrollert	mash	Godkjent	Forsøkstype
	Region	Midt	Dato utført	30.03.2020	ANG	CAUc
					Revisjon	Figur
					0	483.4
					Rev. dato	
					01.04.2020	



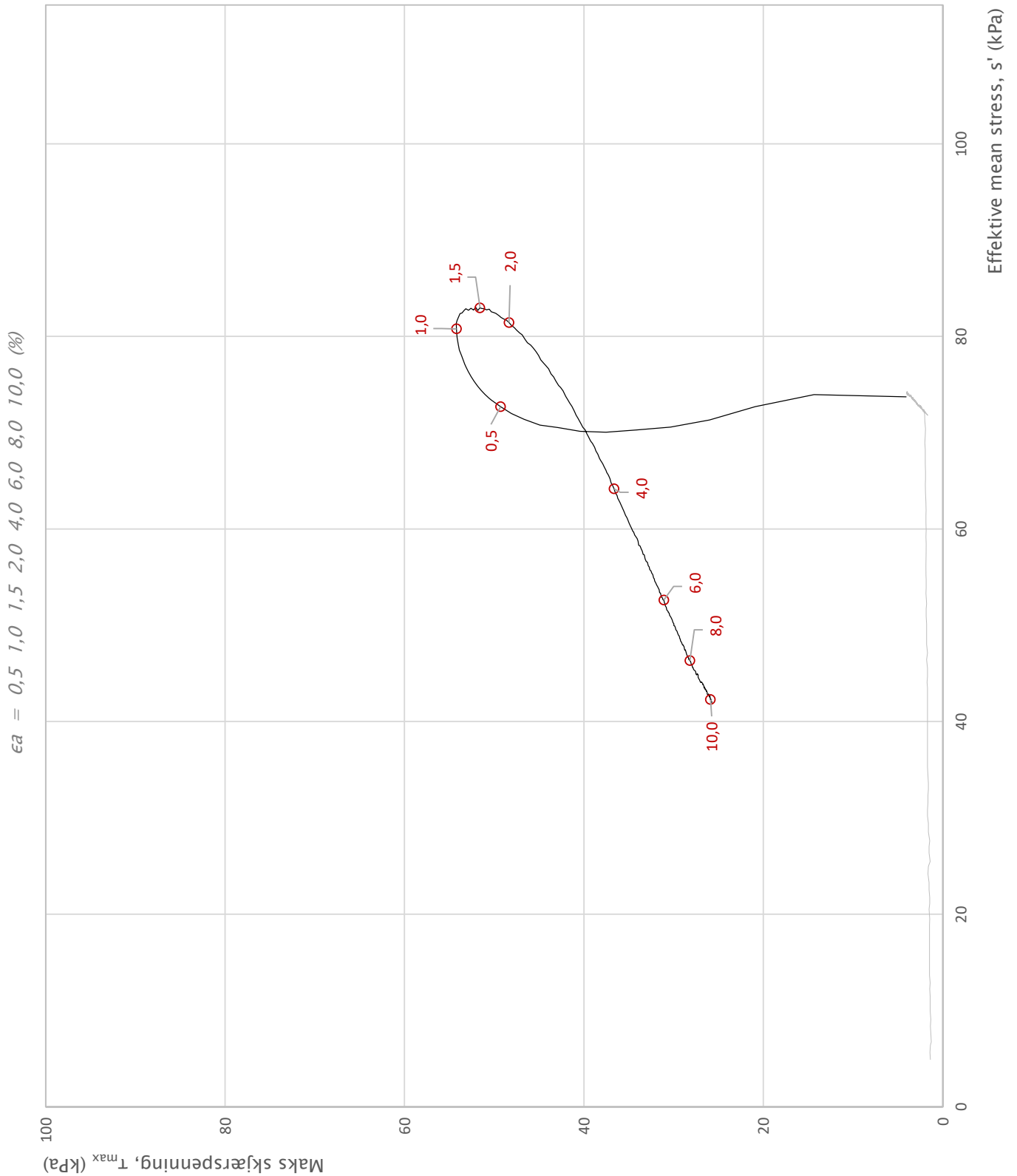
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				1
Innhold				Dybde (m)
Konsolidering				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 01.04.2020	



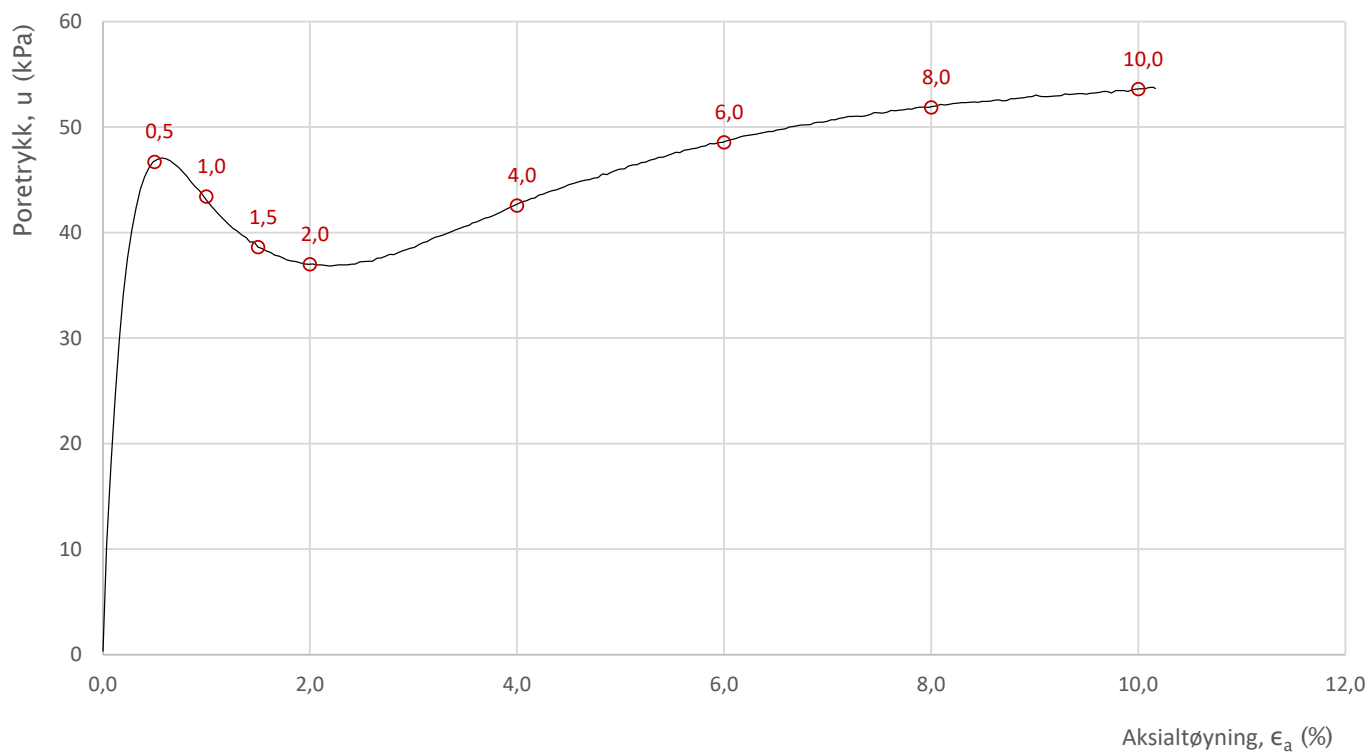
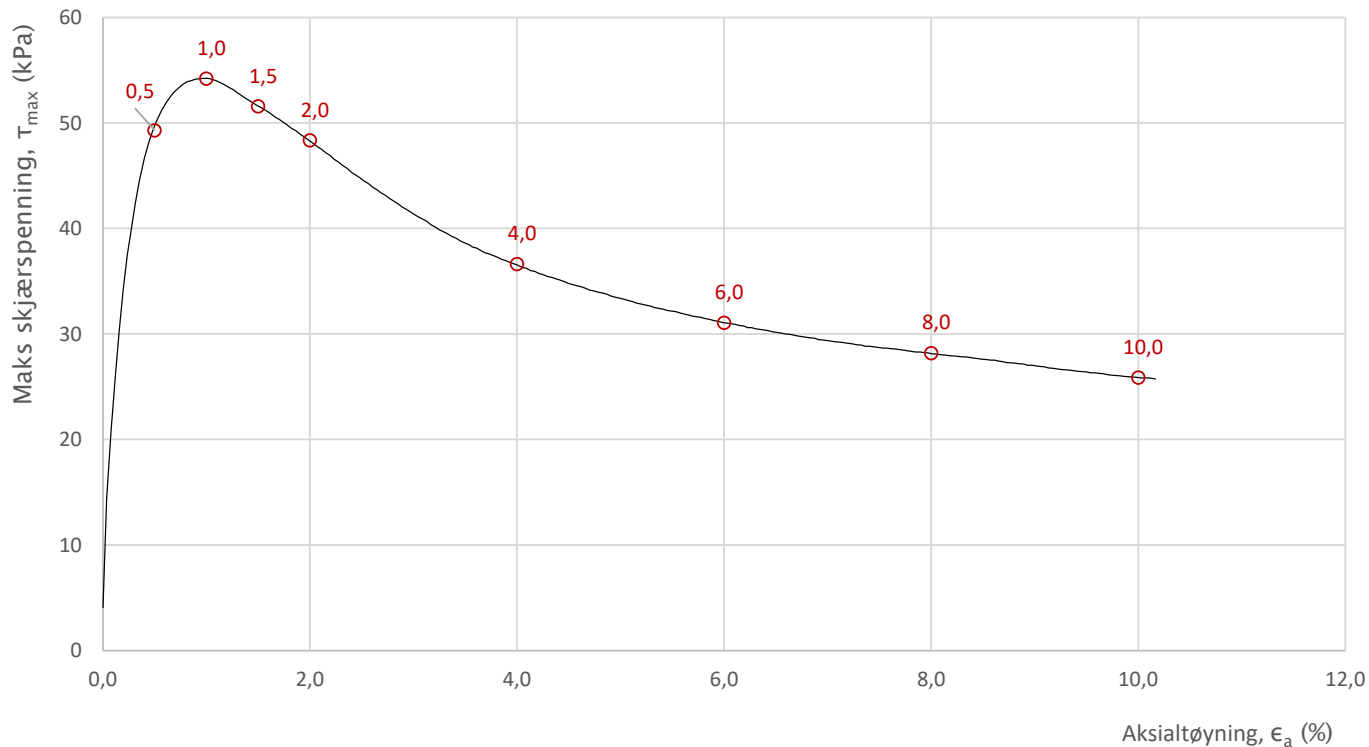
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG_RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggharhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	01.04.2020	0 Rev. dato 02.04.2020	



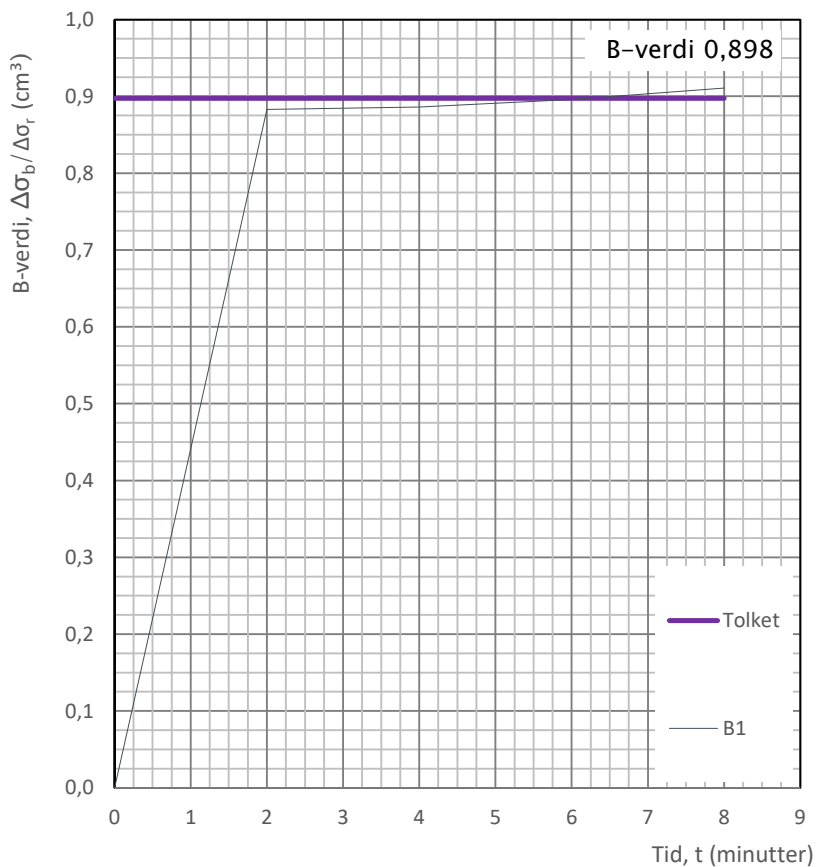
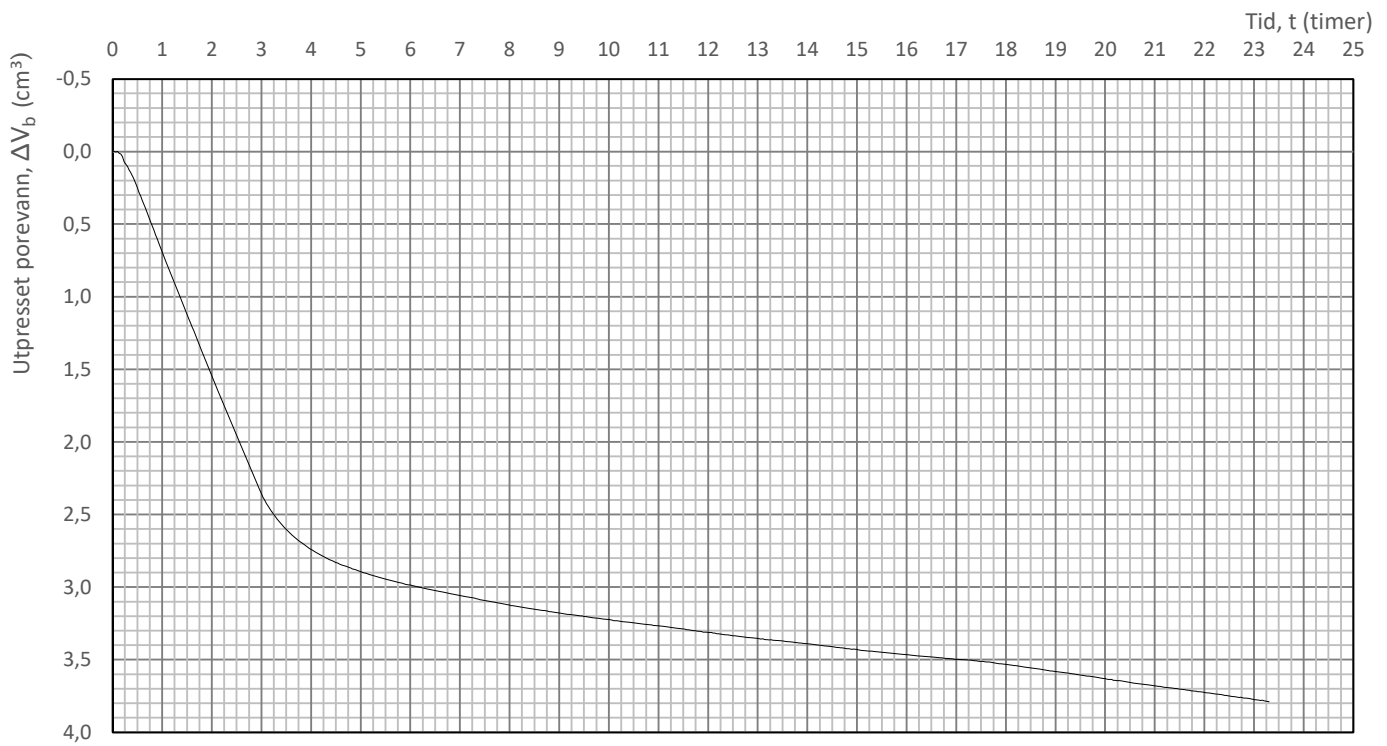
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG_RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, p'-q plott		Dybde (m)
				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	01.04.2020	0 Rev. dato 02.04.2020	
				484.2



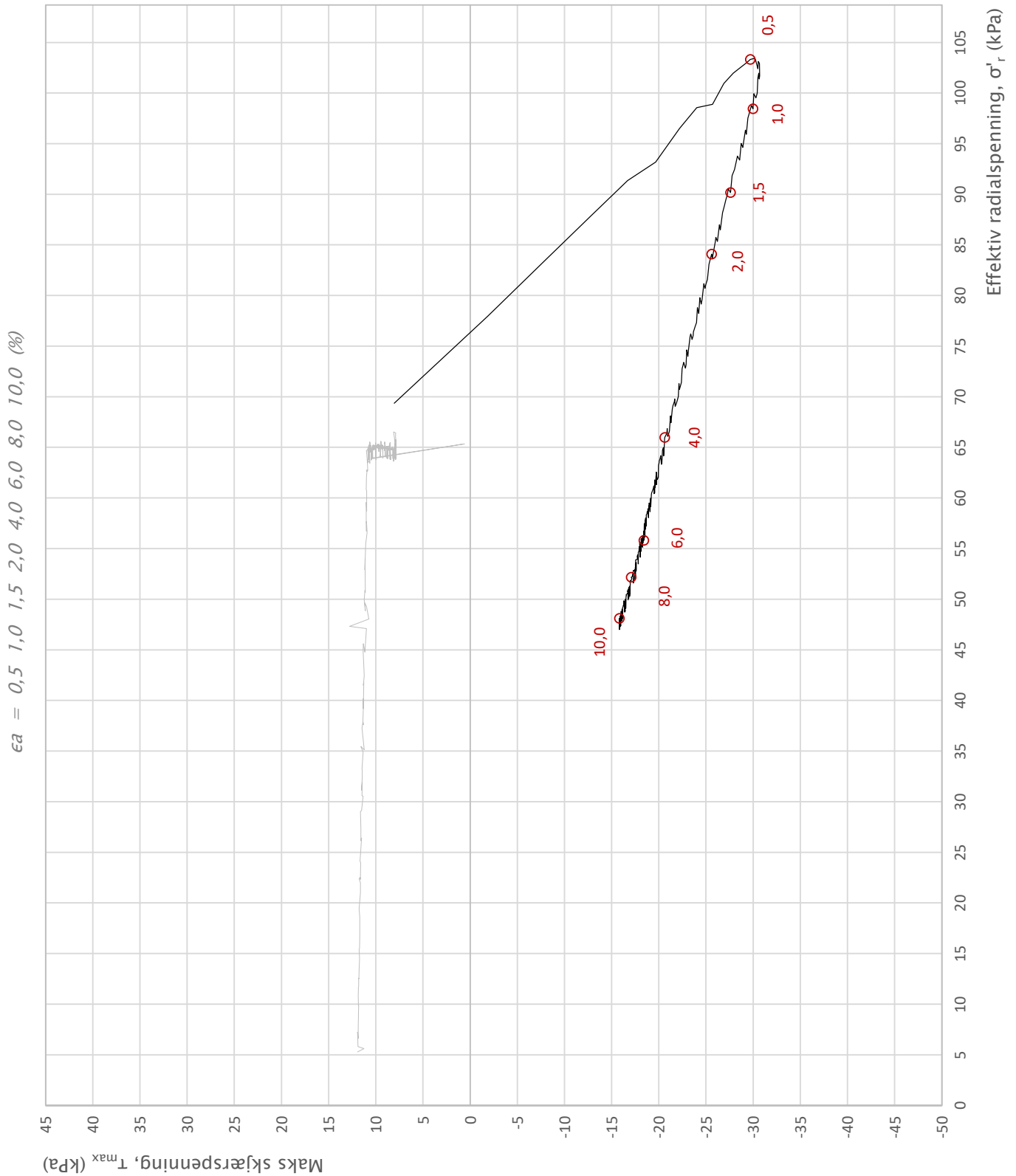
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG_RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av bygbarhet				1
Innhold		Dybde (m)		
Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		8,55		
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	01.04.2020	0 Rev. dato 02.04.2020	



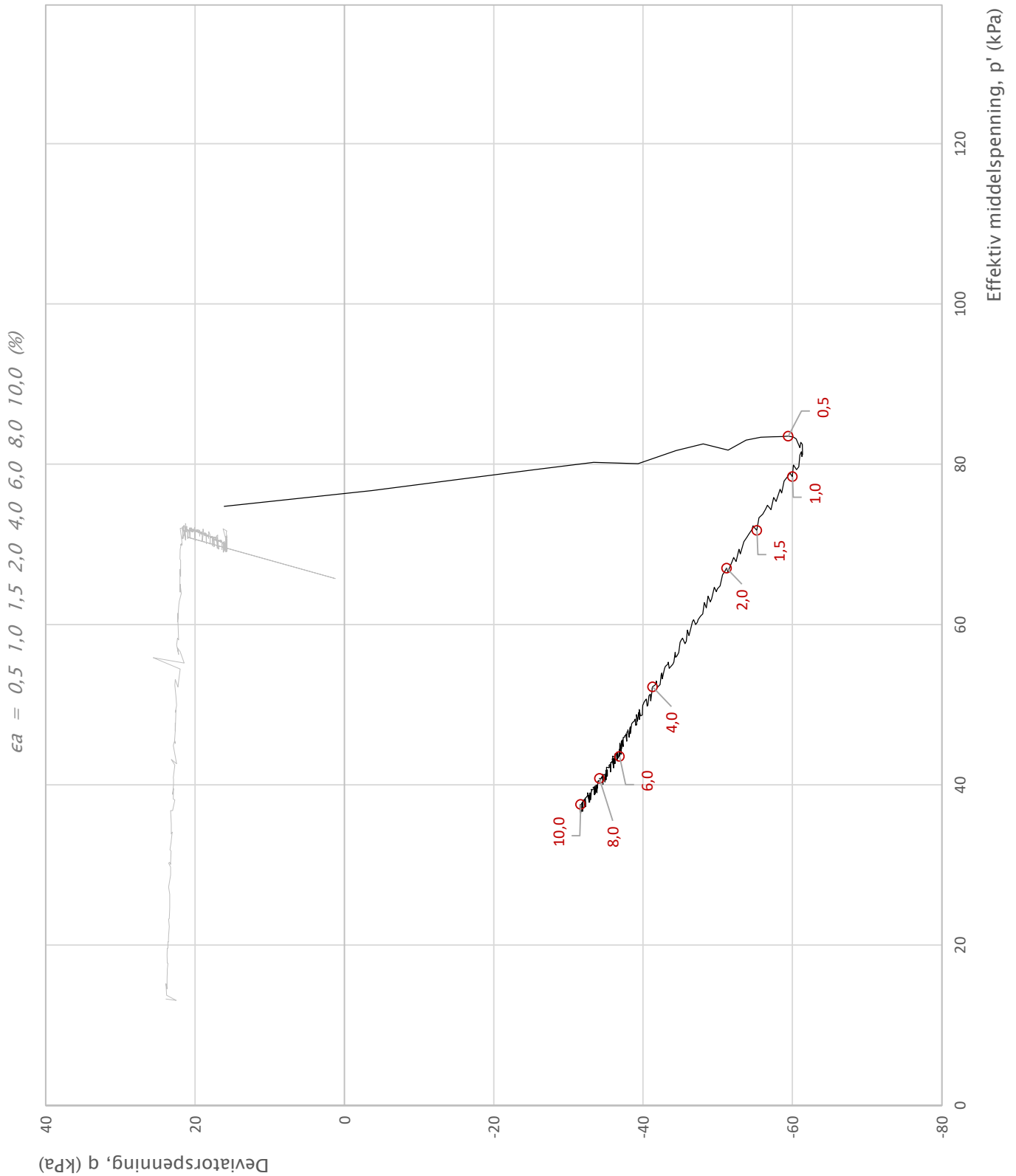
Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG_RAP-001_rev00		Borhull	
NTNU Vurdering av byggbarhet					1	
Innhold			Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott		Dybde (m)	
					8,55	
Multiconsult	Utført	vt	Kontrollert	mash	Godkjent	Forsøkstype
	Region	Midt	Dato utført	01.04.2020	ANG	CAUc
					Revisjon	Figur
					0	484.4
					Rev. dato	
					02.04.2020	



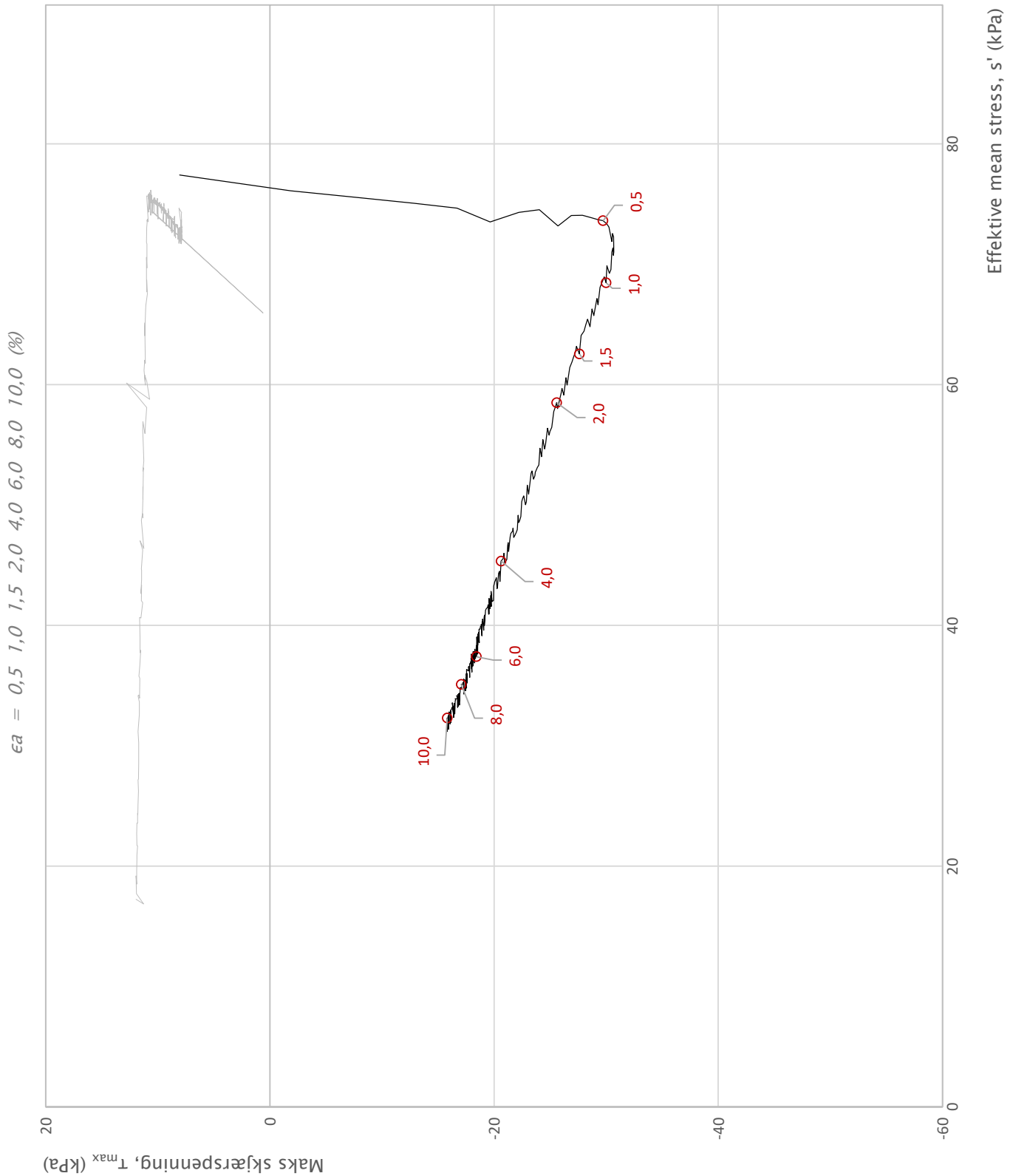
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG_RAP-001_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				1
Innhold				Dybde (m)
Konsolidering				8,55
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUc
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	01.04.2020	0 Rev. dato 02.04.2020	



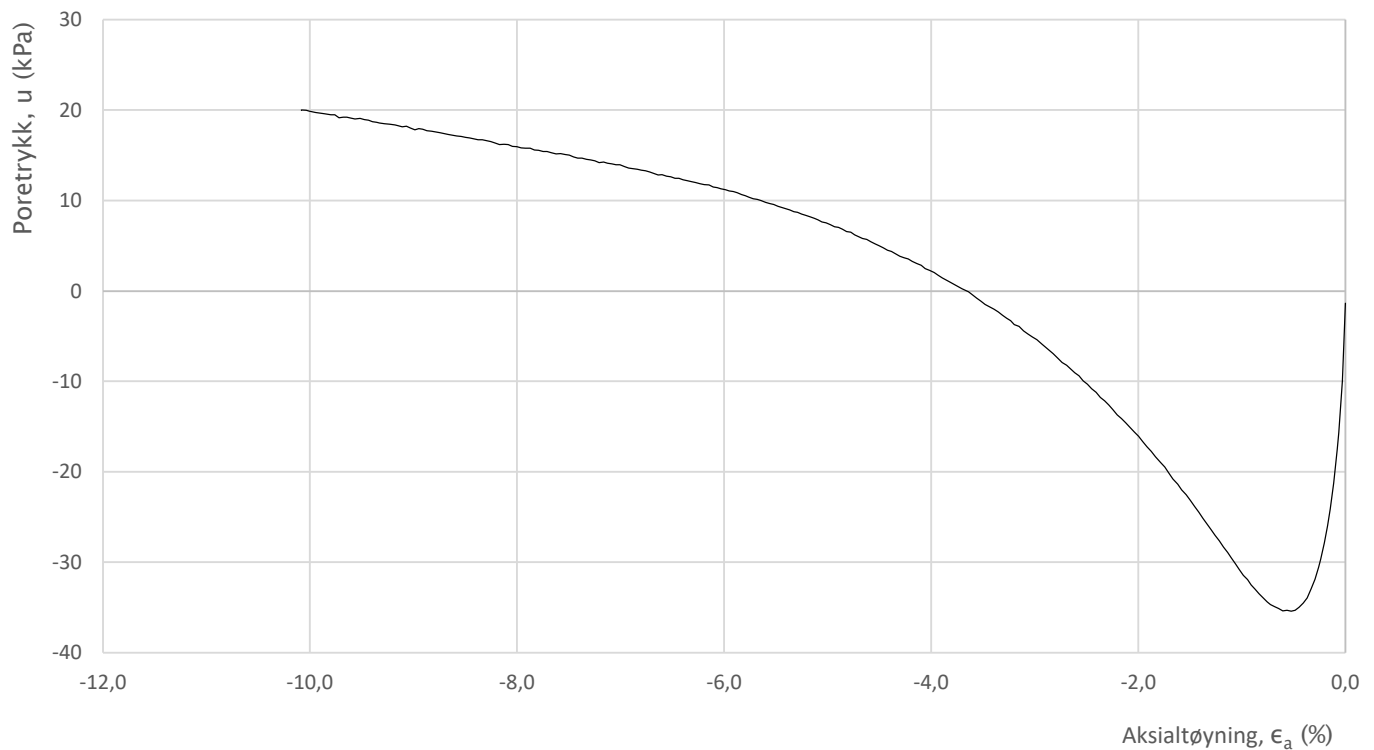
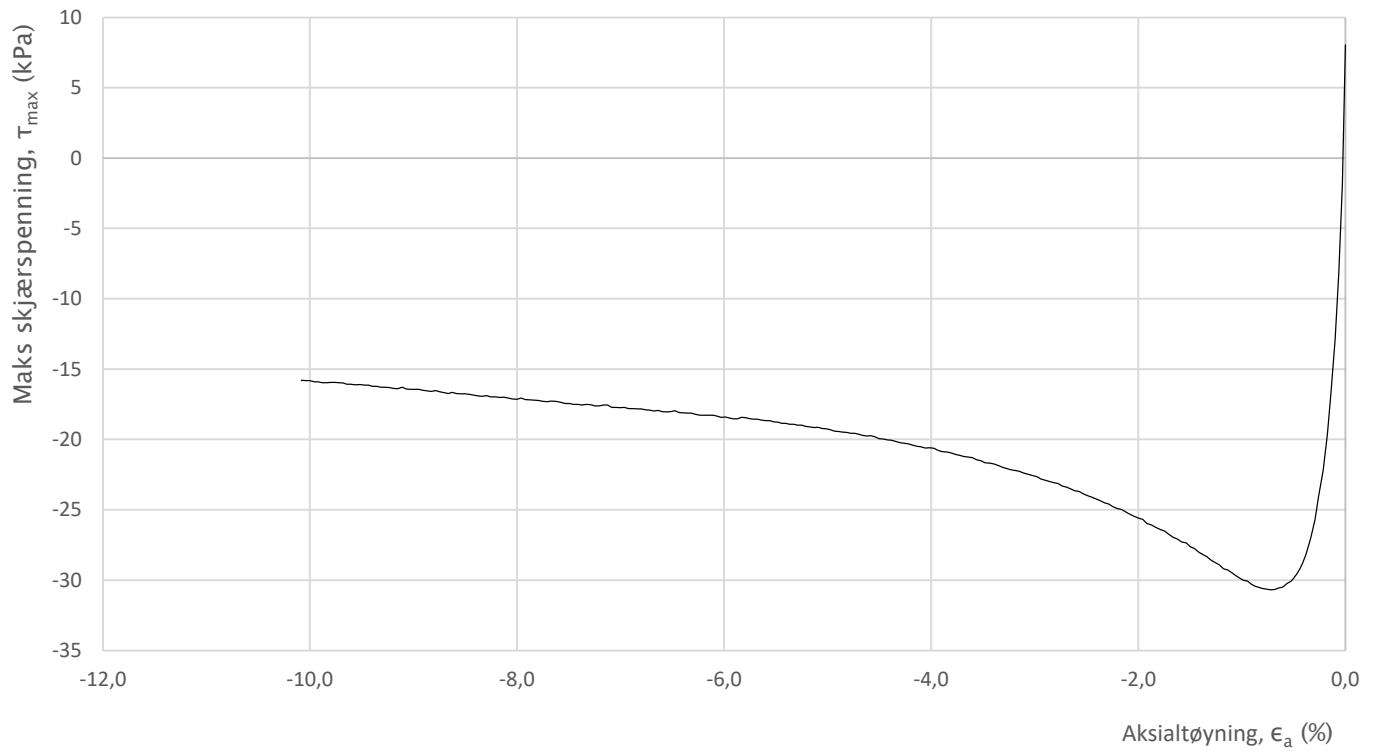
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-000_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)		Dybde (m)
				8,70
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 01.04.2020	



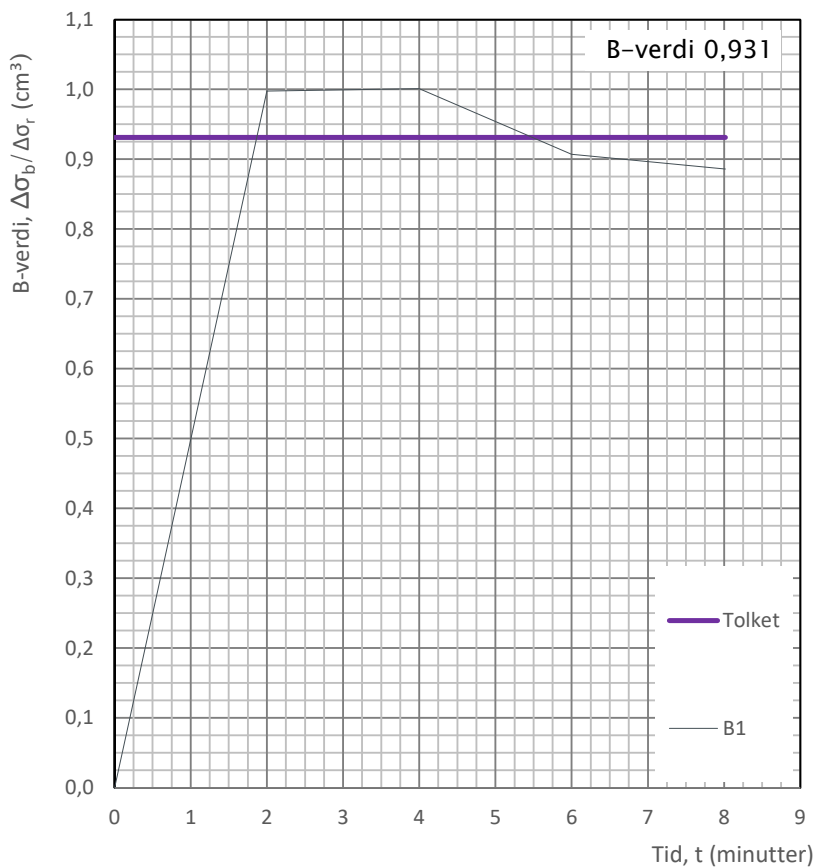
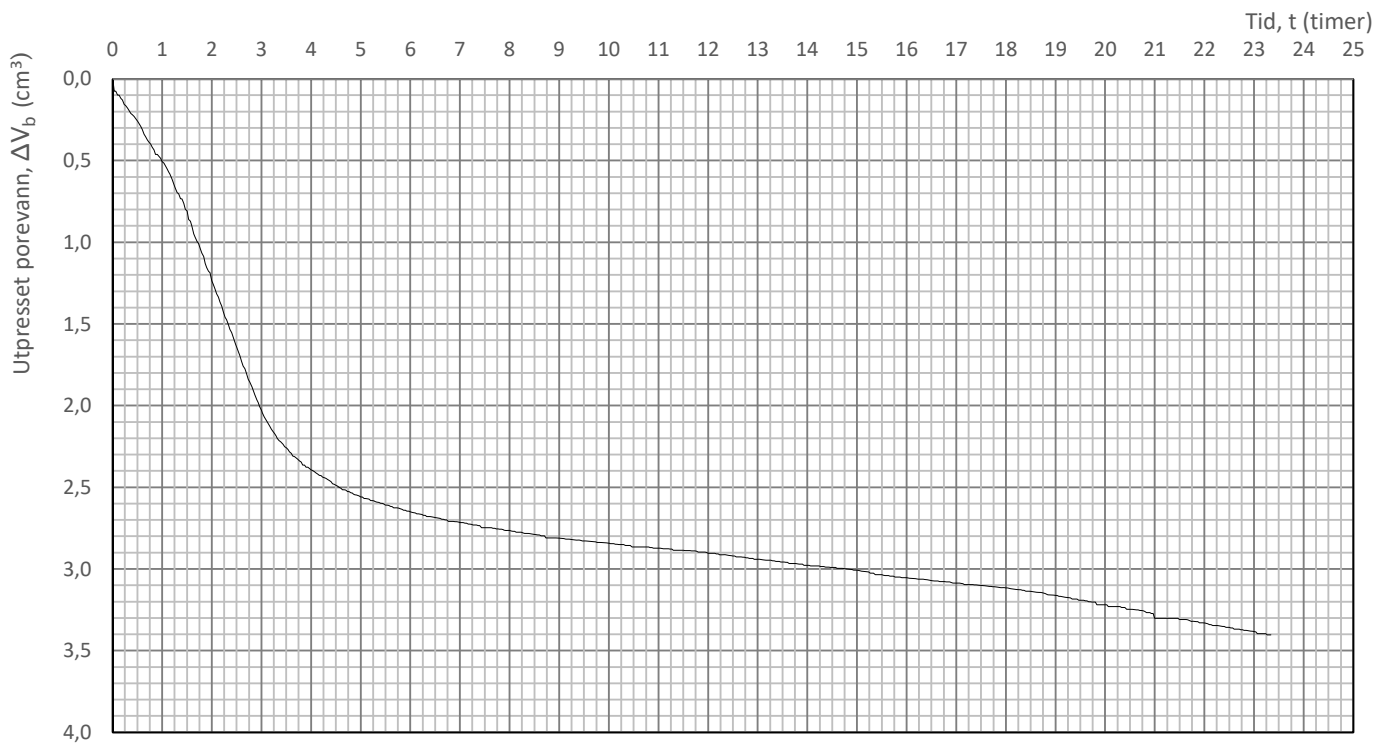
Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-000_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, p'-q plott		Dybde (m)
				8,70
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 01.04.2020	



Prosjekt		Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-000_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet				1
Innhold		Spenningssti i skjærfase, s' - τ plott (MIT)		Dybde (m)
				8,70
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	vt	mash	ANG	CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur
	Midt	30.03.2020	0 Rev. dato 01.04.2020	



Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-000_rev00		Borhull
NTNU Vurdering av byggbarhet					1
Innhold			Dybde (m)		
Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott					8,70
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent		Forsøkstype
	vt	mash	ANG		CAUe
	Region	Dato utført	Revisjon	0	Figur
	Midt	30.03.2020	Rev. dato	01.04.2020	
					485.4



Prosjekt			Prosjektnummer: 10215021-02. Rapportnummer: RIG-RAP-000_rev00		Borhull	
NTNU Vurdering av byggbarhet					1	
Innhold					Dybde (m)	
Konsolidering					8,70	
Multiconsult	Utført	vt	Kontrollert	mash	Godkjent	Forsøkstype
	Region	Midt	Dato utført	30.03.2020	ANG	CAUe
					Revisjon	Figur
					0	485.5
					Rev. dato	
					01.04.2020	

Laboratorieundersøkelser utføres for sikker klassifisering og bestemmelse av mekaniske egenskaper. Forsøkene utføres på prøver som er tatt opp i felt. Utførelsesstandarder er inkludert til slutt i dette vedlegget.

MINERALSKE JORDARTER

Ved prøveåpning klassifiseres og indentifiseres jordarten. Mineralske jordarter klassifiseres vanligvis på grunnlag av korngraderingen. Betegnelse og kornstørrelser for de enkelte fraksjonene er:

Fraksjon	Leire	Silt	Sand	Grus	Stein	Blokk
Kornstørrelse [mm]	<0,002	0,002-0,063	0,063-2	2-63	63-630	>630

En jordart kan inneholde en eller flere av fraksjonene over. Jordarten benevnes i henhold til korngraderingen med substantiv for den fraksjon som har dominerende betydning for jordartens egenskaper og adjektiv for medvirkende fraksjoner (for eksempel siltig sand). Leirinnholdet har størst betydning for benevnelse av jordarten. Morene er en usortert breavsetning som kan inneholde alle fraksjoner fra leir til blokk. Den største fraksjonen angis først i beskrivelsen etter egne benevningsregler, for eksempel grusig morene.

ORGANISKE JORDARTER

Organiske jordarter klassifiseres på grunnlag av jordartens opprinnelse og omdanningsgrad. De viktigste typer er:

Benevnelse	Beskrivelse
Torv	Myrplanter, mer eller mindre omdannet
<ul style="list-style-type: none"> • Fibrig torv • Delvis fibrig torv, mellomtorv • Amorf torv, svarttorv 	Fibrig med lett gjenkjennelig plantestruktur. Viser noe styrke Gjenkjennelig plantestruktur, ingen styrke i planterestene Ingen synlig plantestruktur, svampig konsistens
Gytje og dy	Nedbrutt struktur av organisk materiale, kan inneholde mineralske bestanddeler
Humus	Planterester, levende organismer sammen med ikke-organisk innhold
Mold og matjord	Sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur, utgjør vanligvis det ovre jordlaget

KORNFORDELINGSANALYSER

En kornfordelingsanalyse utføres ved våt eller tørr sikting av fraksjonene med diameter $d > 0,063$ mm. For mindre partikler bestemmes den ekvivalente korndiameteren ved slemmeanalyse og bruk av hydrometer. I slemmeanalysen slemmes materialet opp i vann og densiteten av suspensjonen måles ved bestemte tidsintervaller. Kornfordelingen kan da bestemmes fra Stokes lov om sedimentering av kuleformede partikler i vann. Det vil ofte være nødvendig med en kombinasjon av metodene.

VANNINNHOOLD

Vanninnholdet angir masse av vann i % av masse tørt (fast) stoff i massen og bestemmes fra tørking av en jordprøve ved 110°C i 24 timer.

KONSISTENSGRENSER

Konsistensgrensene (Atterbergs grenser) for en jordart angir vanninnholdsområdet der materialet er plastisk (formbart). Flytegrensen angir vanninnholdet der materialet går fra plastisk til flytende tilstand. Plastisitetsgrensen (utrullingsgrensen) angir vanninnholdet der materialet ikke lenger kan formes uten at det sprekker opp. Plastisitetsindeksen $I_p = w_f - w_p$ (%) angir det plastiske området for jordarten og benyttes til klassifisering av plastisiteten. Er det naturlige vanninnholdet høyere enn flytegrensen blir materialet flytende ved omrøring (vanlig for kvikkleire).

HUMUSINNHOOLD

Humusinnholdet kan bestemmes ved kolorimetri og bruk av natronlut (NaOH-forbindelse), glødning av jordprøve i varmeovn eller våt-oksidasjon med hydrogenperoksyd. Metoden angir innholdet av humufiserte organiske bestanddeler i en relativ skala.

DENSITET, TYNGDETETHET, PORETALL OG PORØSITET

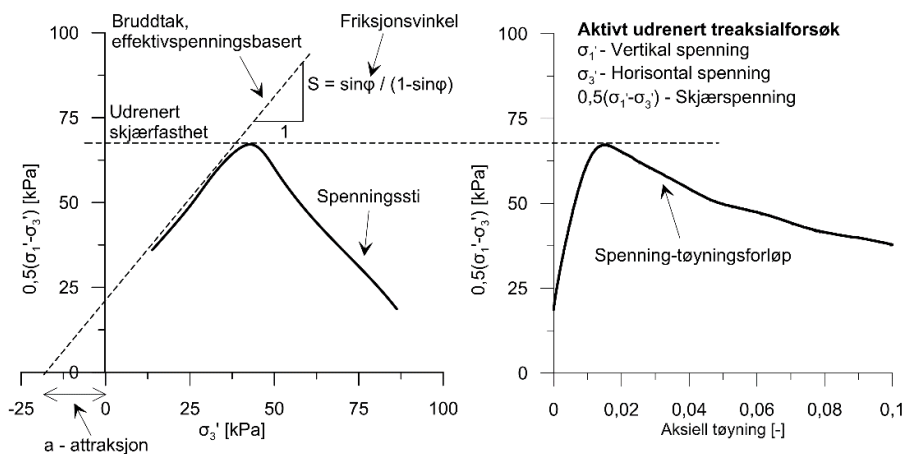
Navn	Symbol	Enhet	Beskrivelse
Densitet	ρ	g/cm ³	Masse av prøve per volumenhet. Bestemmes for hel sylinder og utskåret del
Korndensitet	ρ_s	g/cm ³	Masse av fast stoff per volumenhet fast stoff
Tørr densitet	ρ_d	g/cm ³	Masse tørt stoff per volumenhet
Tyngdetetthet	γ	kN/m ³	Tyngde av prøve per volumenhet ($\gamma = \rho g = \gamma_s(1+w/100)(1-n/100)$, der g er tyngdeakselerasjonen)
Spesifikk tyngdetetthet	γ_s	kN/m ³	Tyngde av fast stoff per volumenhet fast stoff ($\gamma_s = \rho_s g$)
Tørr tyngdetetthet	γ_d	kN/m ³	Tyngde av tørt stoff per volumenhet ($\gamma_d = \rho_d g = \gamma_s(1-n/100)$)
Poretall	e	-	Volum av porer dividert med volum av fast stoff ($e = n/(1-n)$, n som desimaltall)
Porøsitet	n	%	Volum av porer i % av totalt volum av prøven ($n = e/(1+e)$)

SKJÆRFASHTHET

Skjærfastheten beskriver jordens styrke og benyttes bla. til beregning av motstand mot utglidninger og grunnbrudd. Skjærfasthet benyttes i beregninger av skråningsstabilitet og bæreevne. For korttidsbelastninger i finkornige materialer (leire) oppfører jorden seg udrenert og skjærfastheten beskrives ved udrenert skjærfasthet. Over lengre tidsintervaller vil oppførselen karakteriseres som drenert. Det benyttes da effektivspenningsparametere.

Effektive skjærfasthetsparametre a (attraksjon) og $\tan \varphi$ (friksjon) bestemmes ved treaksiale belastningsforsøk på uforstyrrede (leire) eller innbyggede prøver (sand). Skjærfastheten er avhengig av effektiv normalspenning (totalspenning – poretrykk) på kritisk plan. Forsøksresultatene fremstilles som spenningsstier som viser spenningsutvikling og tilhørende tøyingsutvikling i prøven frem mot brudd. Fra disse, samt fra annen informasjon, bestemmes karakteristiske verdier for skjærfasthetsparametre for det aktuelle problemet.

Udrenert skjærfasthet c_u (kPa) bestemmes som den maksimale skjærspenning et materiale kan påføres før det bryter sammen i en situasjon med raske spenningsendringer uten drenering av poretrykk. I laboratoriet bestemmes denne egenskapen ved enaksiale trykkforsøk (c_{ut}), konusforsøk (uforstyrret c_{ufc} , omrørt c_{urfc}), udrenerte treaksialforsøk (kompresjon/aktiv c_{uA} , avlastning/passiv c_{uP}) og direkte skjærforsøk (c_{uD}). Udrenert skjærfasthet kan også bestemmes i felt ved for eksempel trykksondering med poretrykkmåling (CPTU) (c_{ucptu}) eller vingebor (uforstyrret c_{uv} , omrørt c_{uvr}).

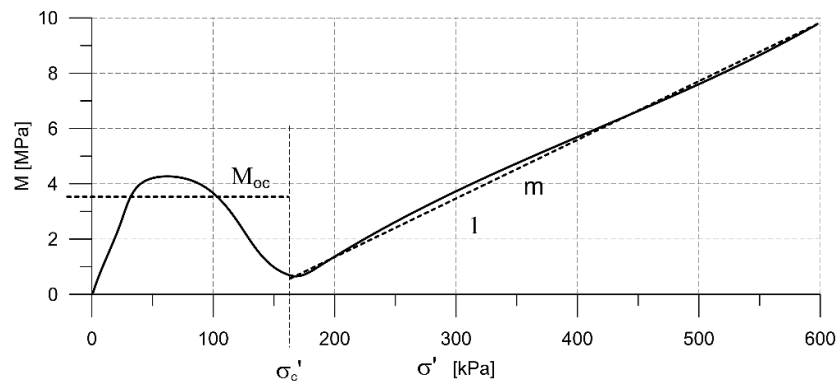


SENSITIVITET

Sensitiviteten $St = c_u/c_r$ uttrykker forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og omrørt tilstand. Denne størrelsen kan bestemmes fra konusforsøk i laboratoriet eller ved vingeborforsøk i felt. Kvikkleire har for eksempel meget lav omrørt skjærfasthet ($c_r < 0,5$ kPa NS8015, $c_r < 0,33$ kPa ISO 17892-6), og viser derfor som regel meget høye sensitivitetsverdier.

DEFORMASJONS- OG KONSOLIDERINGSEGENSKAPER

Jordartens deformasjons- og konsolideringsegenskaper benyttes ved beregning av setninger og deformasjoner. Disse mekaniske egenskapene bestemmes ved hjelp av belastningsforsøk i ødometer. Jordprøven bygges inn i en stiv ring som forhindrer sideveis deformasjon. Belastningen skjer vertikalt med trinnvis eller kontinuerlig økende last/spenning (σ'). Sammenhørende verdier for spenning og deformasjon (tøyning ϵ) registreres, og materialets stivhet (deformasjonsmodul) kan beregnes som $M = \Delta\sigma' / \Delta\epsilon$. Denne presenteres som funksjon av vertikalspenningen. En sentral parameter som tolkes i sammenheng med ødometerforsøk er forkonsolideringsspenningen (σ'_c). Dette er det største lastnivået som jorda har opplevd tidligere (f.eks. tidligere overlaging eller islast). Deformasjonsmodulen viser typisk forskjellig oppførsel under og over forkonsolideringsspenningen. I leire vil stivheten for spenningsnivåer under σ'_c representeres ved en konstant stivhetsmodul M_{oc} . For spenningsnivåer over σ'_c vil stivheten øke med økende spenning. Denne økningen kan beskrives ved modultallet m .

**TELEFARLIGHET**

En jordarts telefarlighet bestemmes ut i fra kornfordelingskurven eller ved å måle den kapillære stighøyde for materialet. Telefarligheten klassifiseres i gruppene T1 (Ikke telefarlig), T2 (Litt telefarlig), T3 (Middels telefarlig) og T4 (Meget telefarlig) etter SVV Håndbok N200.

KOMPRIMERINGSEGENSKAPER

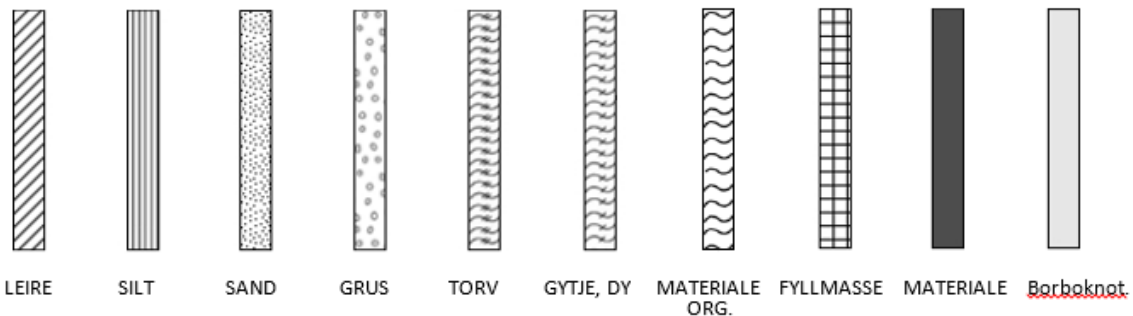
Ved komprimering av en jordart oppnås tettere lagring av mineralkornene. Komprimeringsegenskapene for en jordart bestemmes ved at prøver med forskjellig vanninnhold komprimeres med et bestemt komprimeringsarbeid (Standard eller Modifisert Proctor). Resultatene fremstilles i et diagram som viser tørr densitet ρ_d som funksjon av innbyggingsvanninnhold w_i . Den maksimale tørrdensiteten som oppnås (ρ_{dmax}) benyttes ved spesifisering av krav til utførelsen av komprimeringsarbeider. Det tilhørende vanninnhold benevnes optimalt vanninnhold (w_{opt}).

PERMEABILITET

Permeabiliteten defineres som den vannmengden q som under gitte betingelser vil strømme gjennom et jordvolum pr. tidsenhet. Generelt bestemmes permeabiliteten fra følgende sammenheng: $q = kiA$, der A er bruttoareal av tverrsnittet normalt på vannets strømningsretning og i = hydraulisk gradient i strømningsretningen (= potensialforskjell pr. lengdeenhet). Permeabiliteten kan bestemmes ved strømningsforsøk i laboratoriet, ved konstant eller fallende potensial, eventuelt ved pumpe- eller strømningsforsøk i felt samt ødometerforsøk.

OPPTEGNING AV PRØVESERIE - PRØVESKRAVERING

Analyserte prøver skraveres på prøveserietegningen i henhold til hovedbenevnelsen av materialet. Det er i tillegg en egen skravering for eventuelle notater hentet fra borbok til den gjeldende prøveserien. De ulike skraveringene er som følger:



NB: Med mindre en kornfordelingsanalyse er utført, er dette kun en subjektiv og veiledende klassifisering som er basert på laborantens visuelle vurdering av materialet.

LEIRE: Leirinnholdet er større enn 15 %

SILT: Siltinnholdet er større enn 45 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

SAND: Sandinnholdet er større enn 60 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

GRUS: Grusinnholdet er større enn 60 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

MATERIALE: Brukes når materialet har en slik sammensetning at ingen av de ovennevnte betegnelse kan benyttes. Dette fremkommer normalt fra en kornfordelingsanalyse

TORV: Mer eller mindre omvandlede planterester

GYTJE/DY: Består av vannavsatte plante- og dyrerester. De kan virke fete og elastiske

MATERIALE ORG.: Sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur

FYLLMASSE: Avsetninger som ikke er naturlige (utlagte masser)

Borboknotat: Merknader fra borleder (hentet fra borbok), f.eks. «tom sylinder», «foringsrør», «forboring» osv.

OPPTEGNING AV PRØVESERIE - SPESIALFORSØK – Korngradering (K) / Treksialforsøk (T) / Ødometerforsøk (Ø)

Eventuelt utførte spesialforsøk på en prøveserie markeres med K, T eller Ø ved tilhørende prøve. Markeringene indikerer ikke nøyaktig dybde for spesialforsøkene, men er referanse til at det foreligger egne tegninger for forsøket inkludert resultater og ytterlig forskningsinformasjon.

OPPTEGNING AV PRØVESERIE - SYMBOLFORKLARING - Vanninnhold og konsistensgrenser

Vanninnhold og konsistensgrenser utført ved rutineundersøkelsen fremvises på prøveserietegningen ved plassering av symboler på tilhørende graf. Dersom et vanninnhold overstiger grafens maksimum vil verdien oppgis i siffer ved grafens øvre ytterpunkt.

Vanninnhold w		Plastisitetsgrense w_p	
		Flytegrense w_f	

OPPTEGNING AV PRØVESERIE - SYMBOLFORKLARING - Udrenert skjærfasthet

Resultatene fra utførte konus- og enaksiale trykkforsøk ved rutineundersøkelsen fremvises på prøveserietegningen ved plassering av symboler på tilhørende graf. Dersom en skjærfasthetverdi overstiger grafens maksimum vil verdien oppgis i siffer ved grafens øvre ytterpunkt.

Uomrørt konus c_{urfc}		Omrørt konus c_{urfc}	
Enaksial trykkforsøk Strek angir aksial tøyning (%) ved brudd		Omrørt konus $c_{urfc} \leq 2,0 \text{ kPa}$	0,9

METODESTANDARDER OG RETNINGSLINJER – LABORATORIEUNDERSØKELSER

Laboratorieundersøkelser beskrevet i geotekniske bilag, samt terminologi og klassifisering benyttet i rapportering, baserer seg på følgende standarder og referansedokumenter:

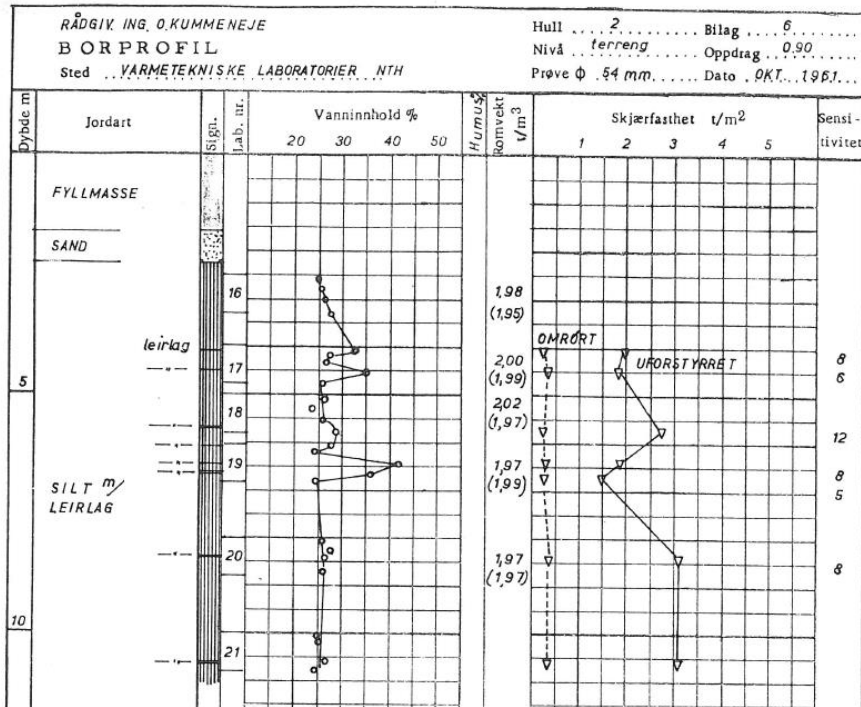
Dokument	Tema
NS8000	Konsistensgrenser – terminologi
NS8001	Støtflytegrense
NS8002	Konusflytegrense
NS8003	Plastisitetsgrense (utrullingsgrense)
NS8004	Svinggrense
NS8005, NS-EN ISO 17892-4	Kornfordelingsanalyse
NS8010, NS-EN ISO 14688-1 og -2	Jord – bestanddeler og struktur. Klassifisering og indentifisering.
NS8011, NS-EN ISO 17892-2	Densitet
NS8012, NS-EN ISO 17892-3	Korndensitet
NS8013, NS-EN ISO 17892-1	Vanninnhold
NS8014	Poretall, porøsitet og metningsgrad
ISO 17892-6:2017	Skjærfasthet ved konusforsøk
NS8016	Skjærfasthet ved enaksialt trykkforsøk
NS-EN ISO 17892-5:2017	Ødometerforsøk, trinnvis belastning
NS8018	Ødometerforsøk, kontinuerlig belastning
NS-EN ISO/TS 17892-8 og -9	Treaksialforsøk (UU, CD)
Statens vegvesen Håndbok R210	Laboratorieundersøkelser

Tillegg C

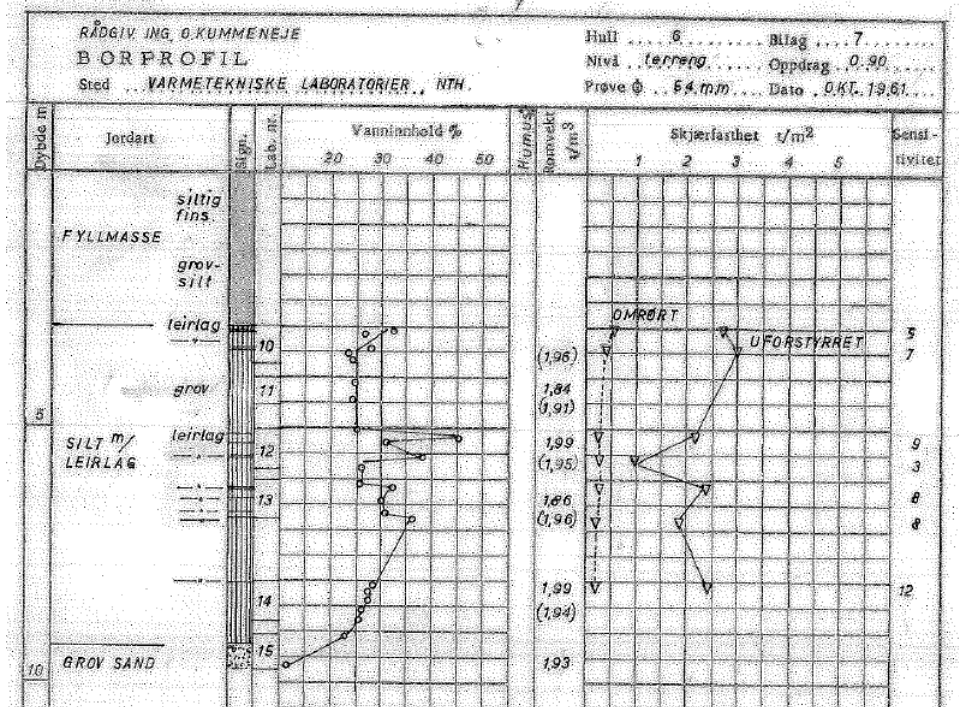
Benyttede laboratorieundersøkelser fra tidligere undersøkelser

Benyttet datagrunnlag fra O. Kummeneje rapport o.90 – Grunnundersøkelser Varmetekniske Laboratorier N.T.H. Trondheim (1961)

R02



R06



Benyttet datagrunnlag fra NGI rapport O.0378 – Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for østskråningen av Gløshaugenplatået fra Høyskolebrua til Lerkendalsveien (1956)

Sammenstilling av triaksialforsøk 0.378.

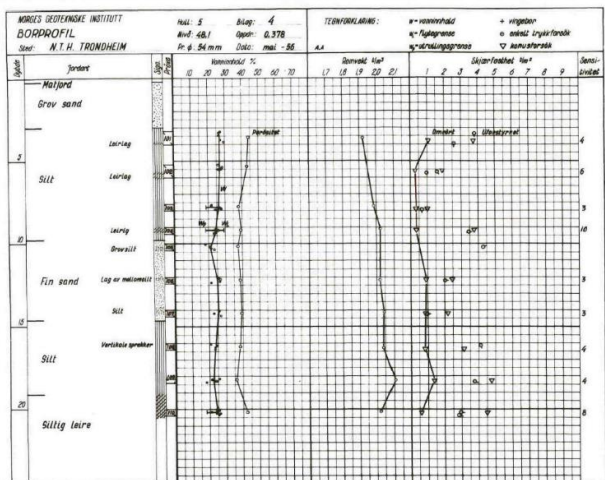
Triax nr.	Profil	Hull nr.	Dybde l m	Prøve nr.	Type	σ_c kg/cm ²	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ kg/cm ²	u_p kg/cm ²	ϵ_p %	$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}$ kg/cm ²	ϕ t/gg	Jordart
55			10,5		GU	0,5	0,42	0,19	5,15	0,31		
56	II	7	10,6	125	σ_3	1,0	0,535	0,53	6,0	0,47	0,8	0,53
57			10,7		konst.	2,0	0,86	1,17	2,79	0,83		Siltig kvikkleire
1			10,5		GD	3,6	1,37	0	5,33	0,72	1,4	0,74
2	III	9	10,6	28	σ_1	1,8	0,59	0	8,0	0,34		
3					konst.	0,9	0,36	0	5,8	0,05		Grov silt (Fin sand)
5			12,5		GD	6,0	2,07	0	5,0	1,61		
6	III	9	12,6	29	σ_1	3,0	1,15	0	4,6	0,59	1,5	0,62
7			12,8		konst.	1,50	0,59	0	3,0	0,30		Silt
8			20,4		GD	5,2	1,66	0	3,5	2,16		
9	III	9	20,5	33	σ_1	2,6	0,75	0	3,0	1,07	1,0	0,41
10			20,6		konst.	1,3	0,42	0	2,5	0,32		Siltig leire, kvikk.
14			22,5		GU	1,0	0,37	0,63	4,0	0,37		
15	III	9	22,6	34	σ_3	3,0	0,87	1,61	3,0	1,39	1,0	0,38
16			22,7		konst.	6,0	1,97	2,79	3,5	3,21		Kvikk leire
11			4,2		GU	0,4	0,61	0	8,5	0,40		
12	III	10	4,3	40	σ_1	1,6	1,02	0,80	7,2	0,80	1,0	0,59
13			4,4		konst.	1,08	0,80	0,47	0,61			Fin silt

Sammenstilling av triaksialforsøk 0.378.

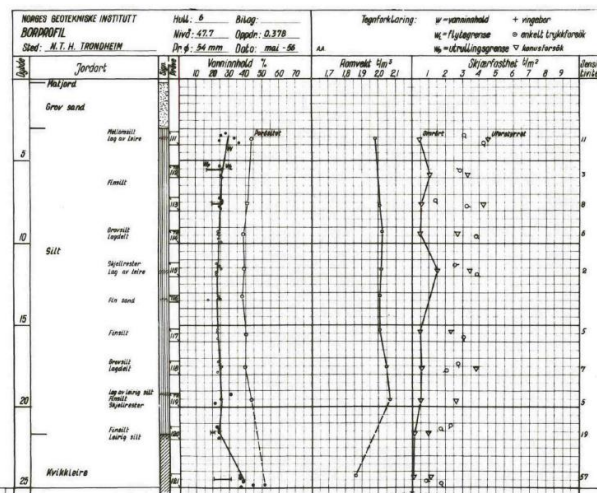
σ_c = konsolideringspenning, u_p = porertrykk ved brudd, $\frac{\sigma_3}{\sigma_c}$ = $\sigma_3 - u_p$ = effektiv horisontalspenning ved brudd.
 $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ = skjærfasthet, ϵ_p = vertikal sammentrykning ved brudd.
 GD = Konsoliderte drøserte forsøk, GU = Konsoliderte utværettede forsøk, ϕ = Kohesjon, ψ = friksjonsvinkel.

Triax nr.	Profil	Hull nr.	Dybde l m	Prøve nr.	Type	σ_c kg/cm ²	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ kg/cm ²	u_p kg/cm ²	ϵ_p %	$\frac{\sigma_3}{\sigma_c}$ kg/cm ²	ϕ t/gg	Jordart
40			12,2		GU	1,80	2,26	0,20	8,0	1,51		
41	I	3	12,3	151	σ_3	0,90	1,12	0,18	4,0	0,72	0,5	0,72
42			12,4		konst.	3,60	3,05	1,55	7,0	2,05		Leirig silt
43			4,3		GU	2,0	1,50	0,06	10,0	1,04		(Løse av sand)
44	I	4	4,4	95	σ_3	1,0	0,62	0,52	5,0	0,48	0,8	0,68
45			4,5		konst.	0,5	0,62	0,14	6,0	0,36		Leirig silt
46			5,6		GU	0,40	0,48	0,10	8,0	0,30		
47	II	6	5,7	112	σ_3	0,80	0,88	0,39	8,0	0,41	1,0	0,68
48			5,8		konst.	1,60	1,40	0,57	7,0	1,03		Fin silt
49			9,6		GU	0,50	0,65	0,06	5,0	0,43		
50	II	6	9,7	114	σ_3	1,00	0,75	0,44	9,0	0,56	0	0,76
51			9,8		konst.	2,00	1,37	1,12	11,0	0,88		Grov silt
52	II	6	19,4	119	GU	2,0	2,00	0,80	8,0	1,20	1,5	0,72
54			19,6		konst.	4,0	3,70	1,60	10,0	2,40		Fin silt

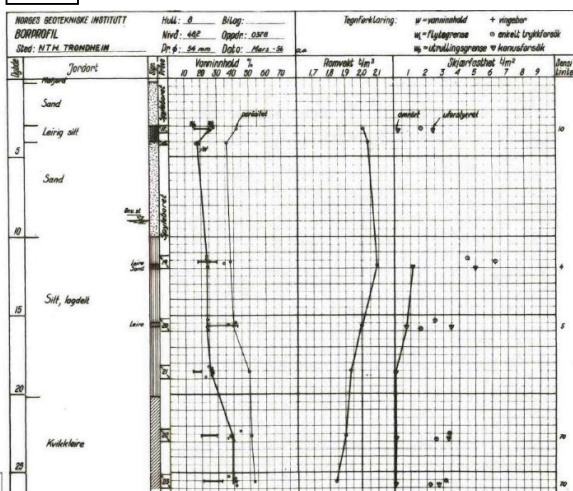
N5



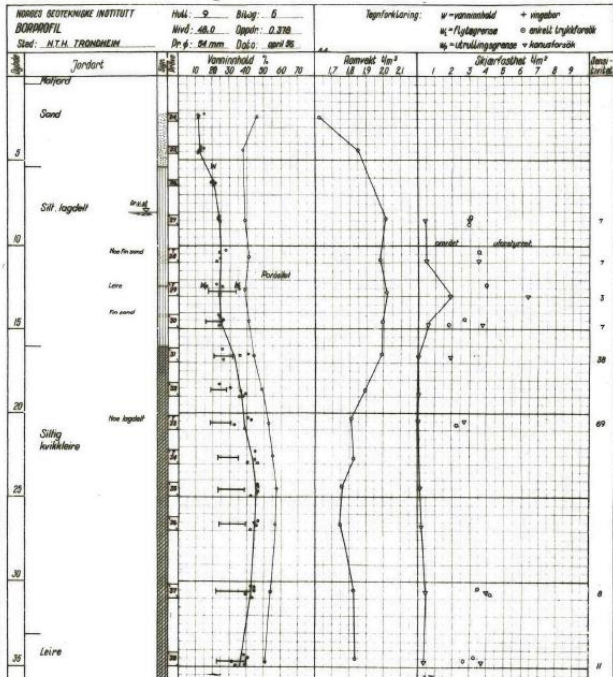
N6



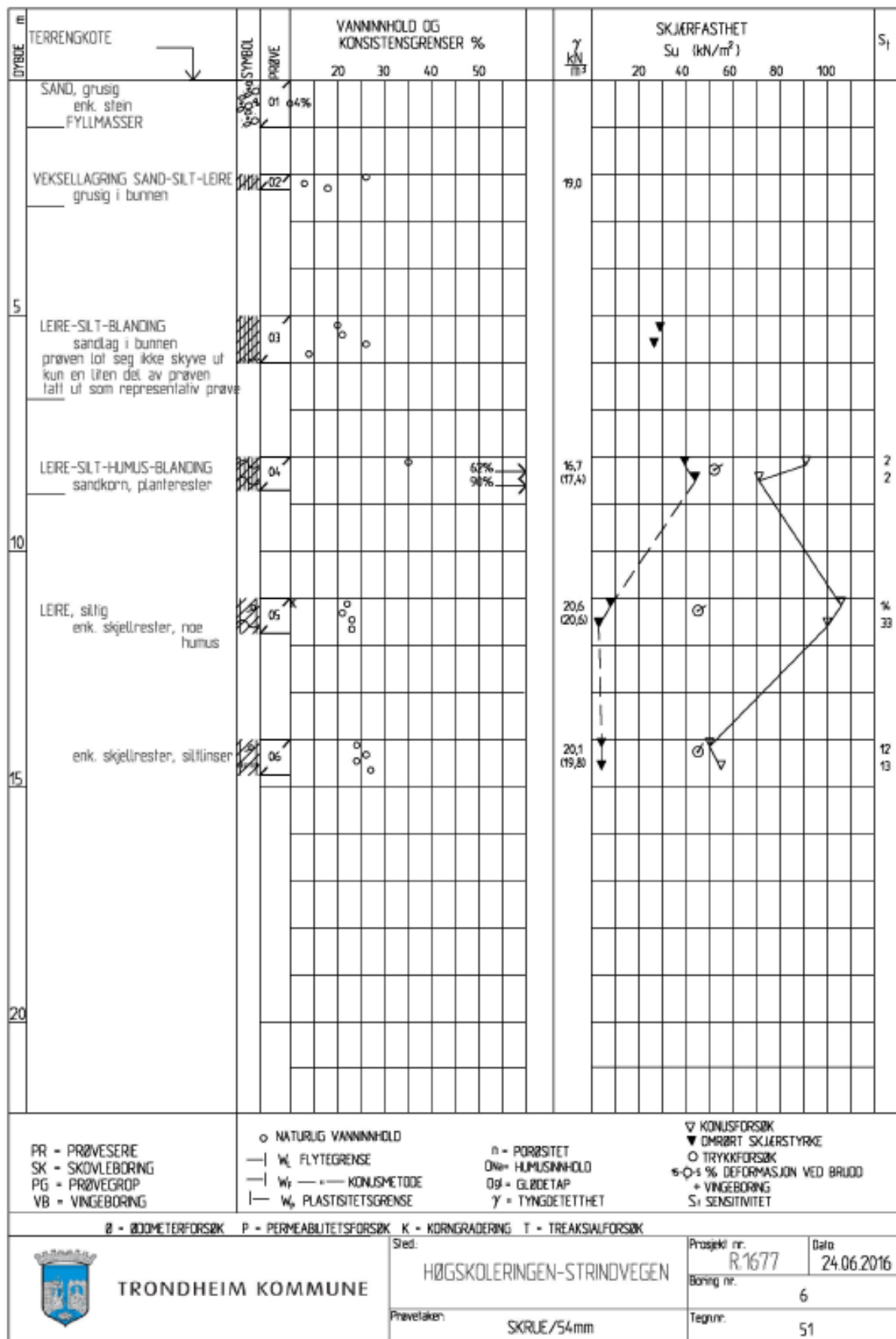
N8



N9



Benyttet datagrunnlag fra Trondheim kommune rapport R1677 Høgskoleringen - Strindvegen

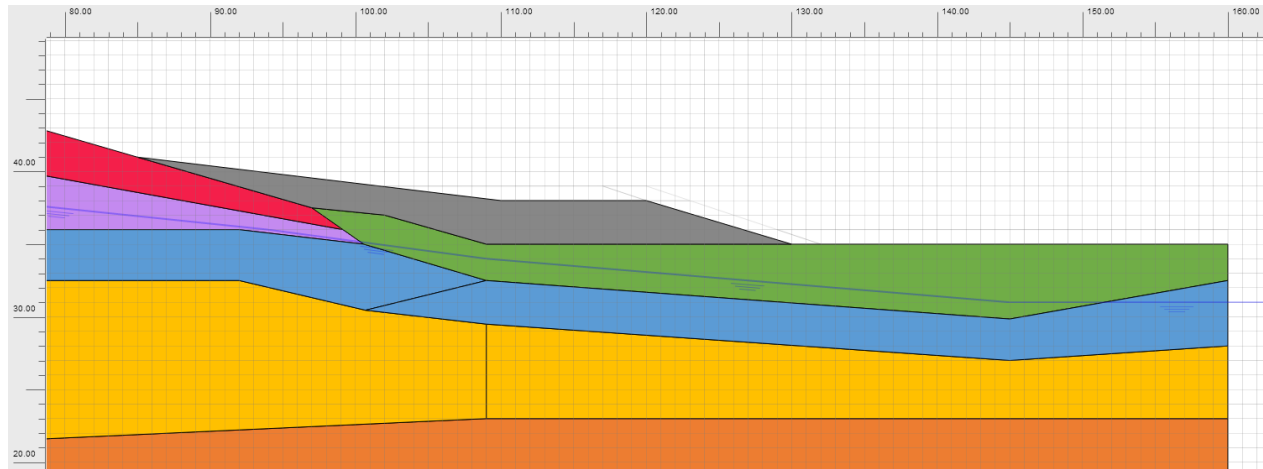


Tillegg D

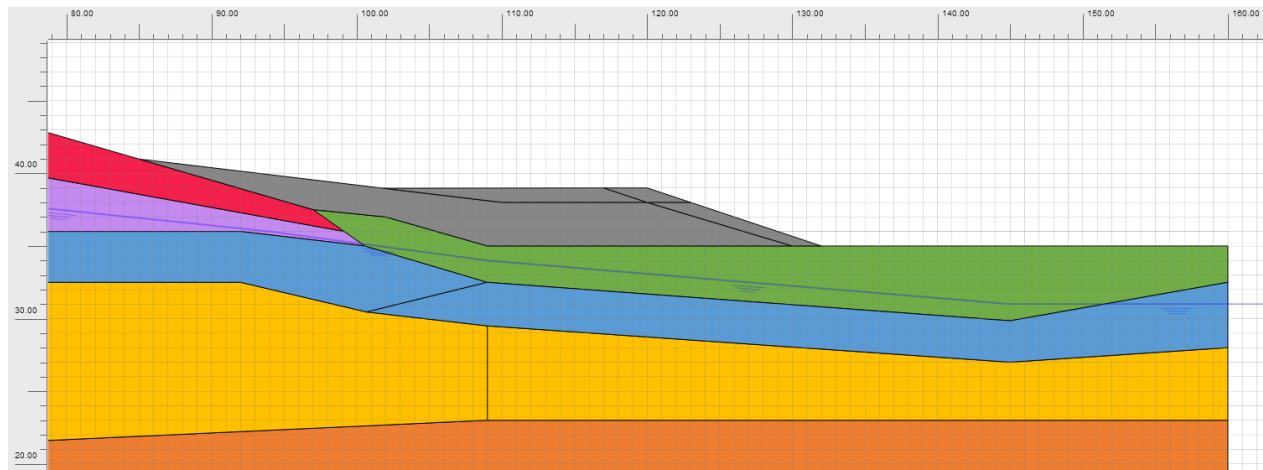
Stabilitetsanalyser og motfyllinger

D.1 Motfyllingsalternativer

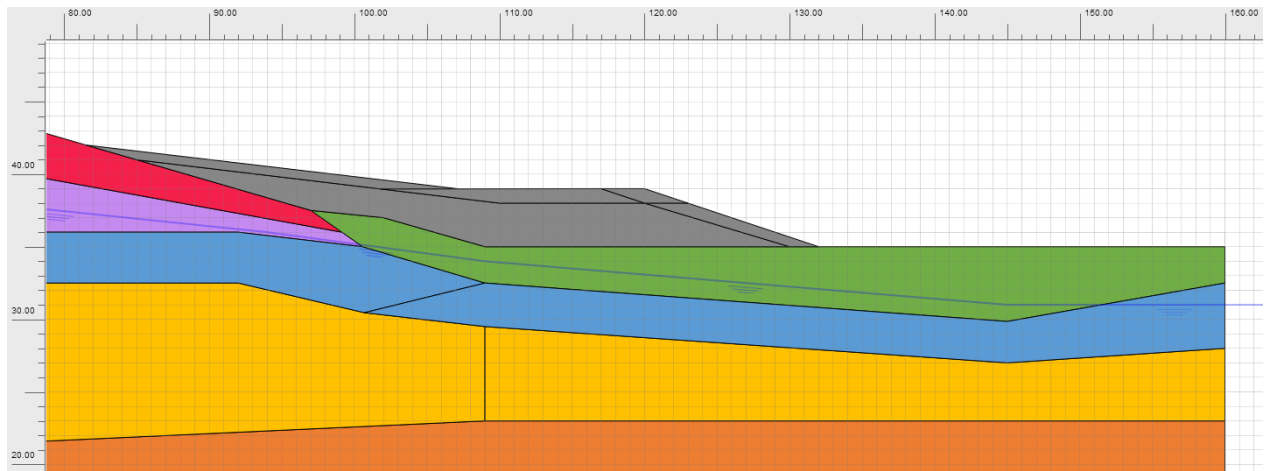
Motfylling 1



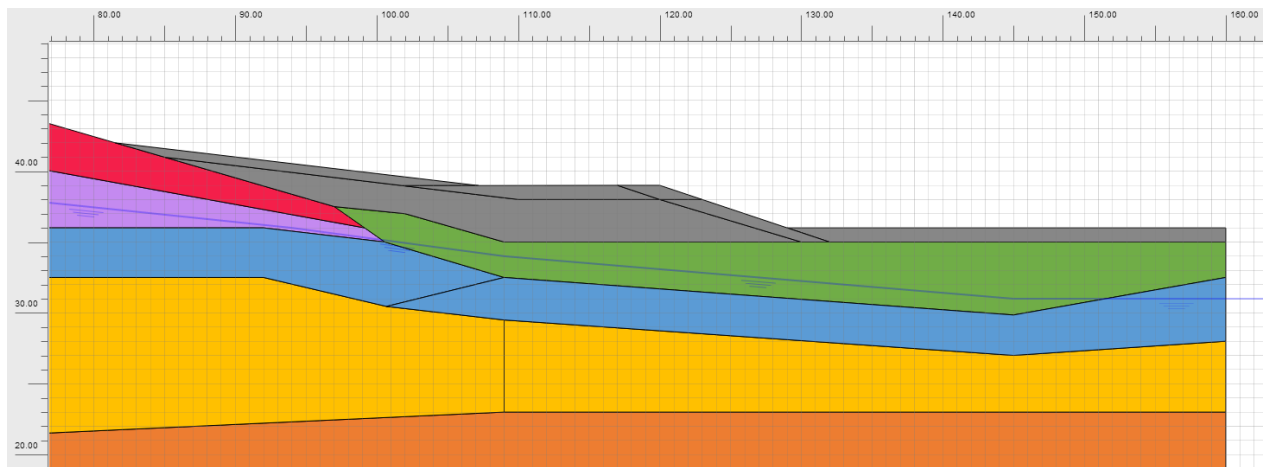
Motfylling 2



Motfylling 3

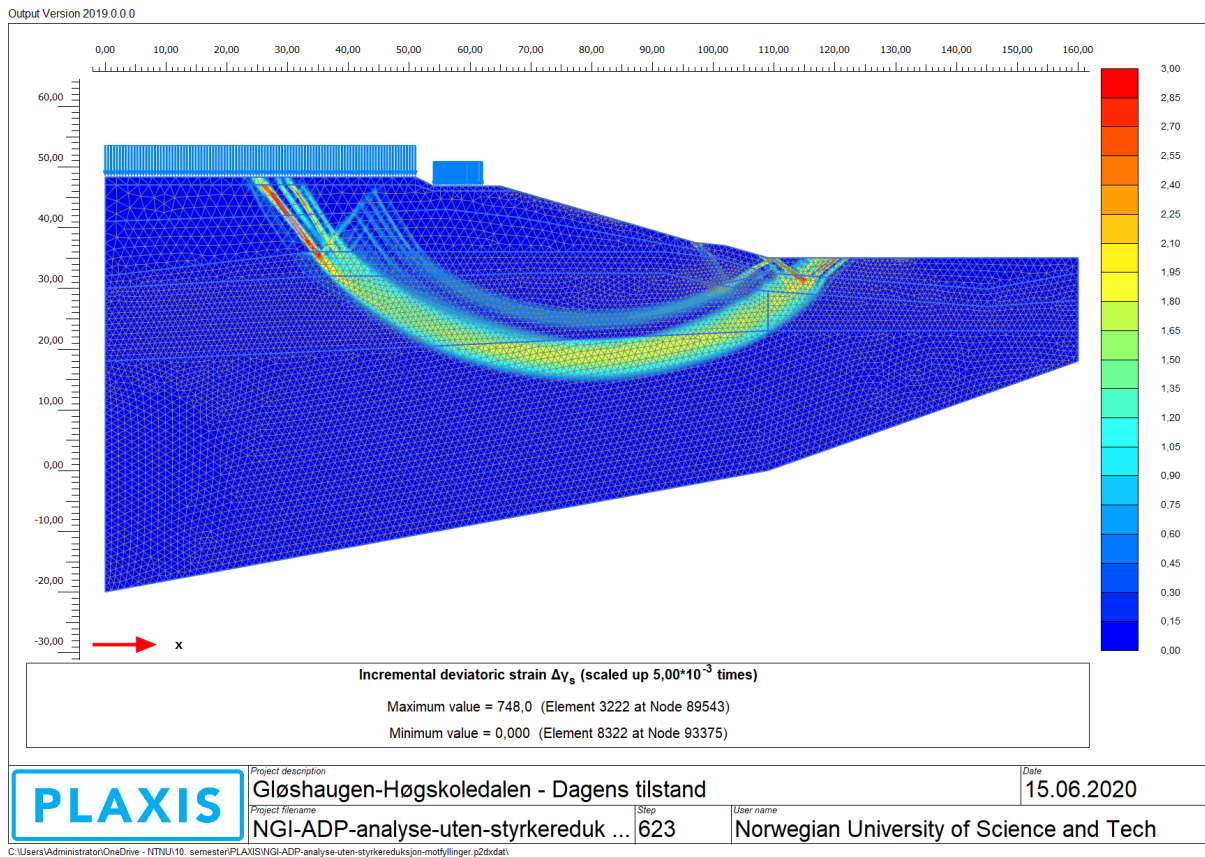


Motfylling 4



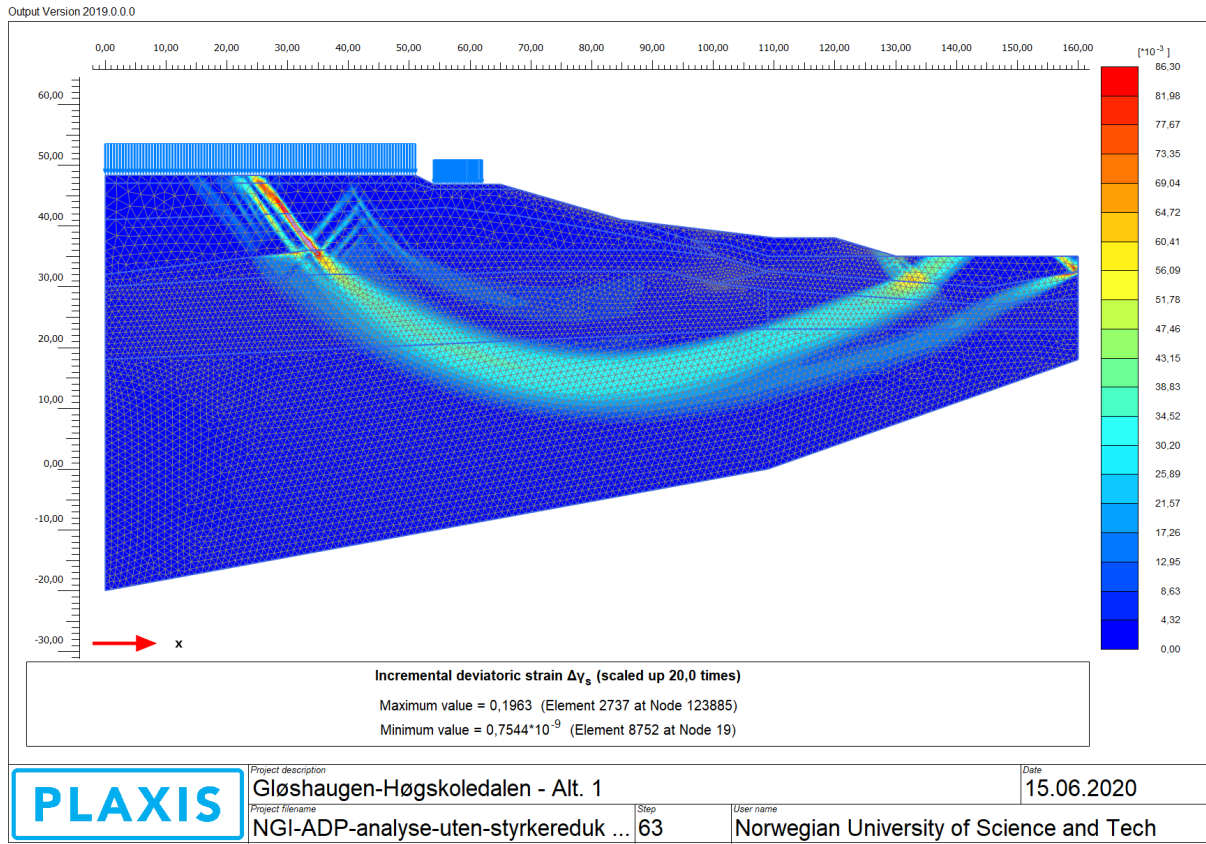
D.2 Udrenerte stabilitetsanalyser uten skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer

Kritisk glideflate for dagens situasjon



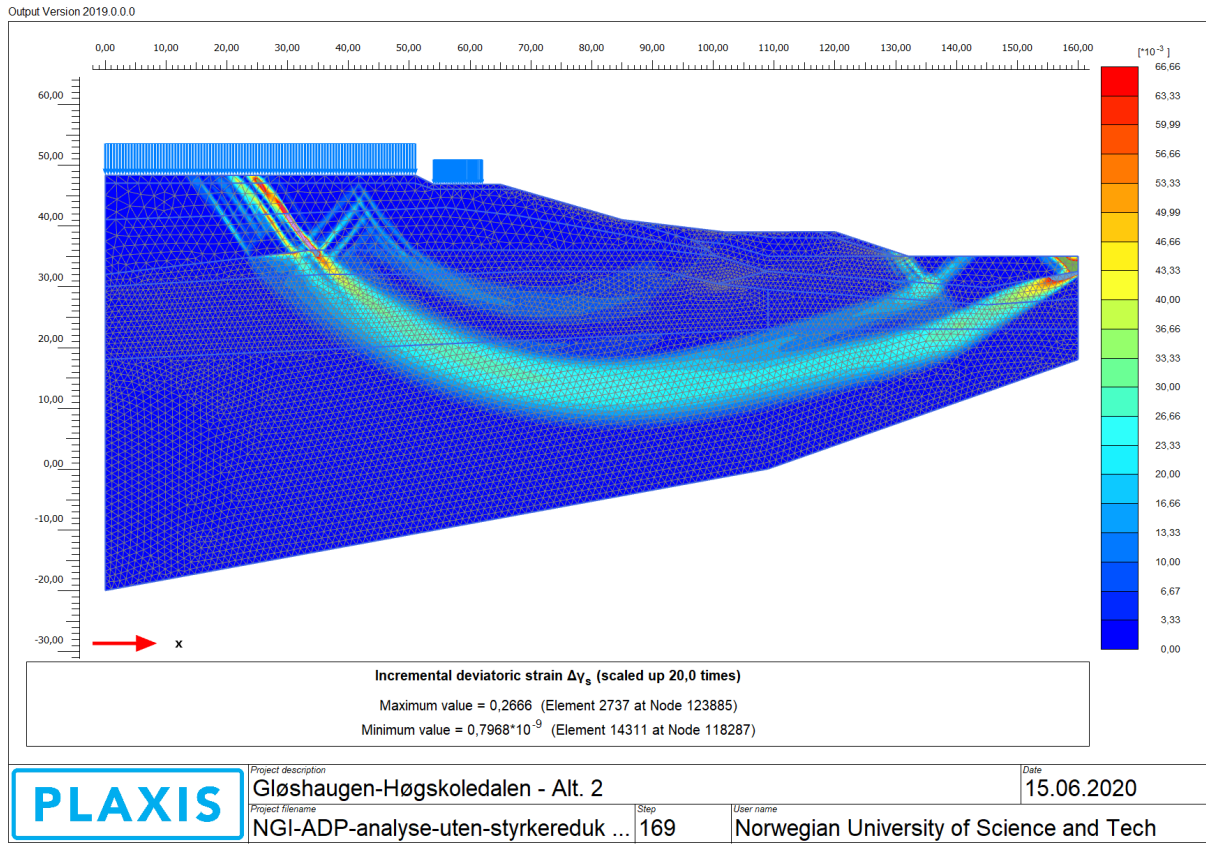
Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 1



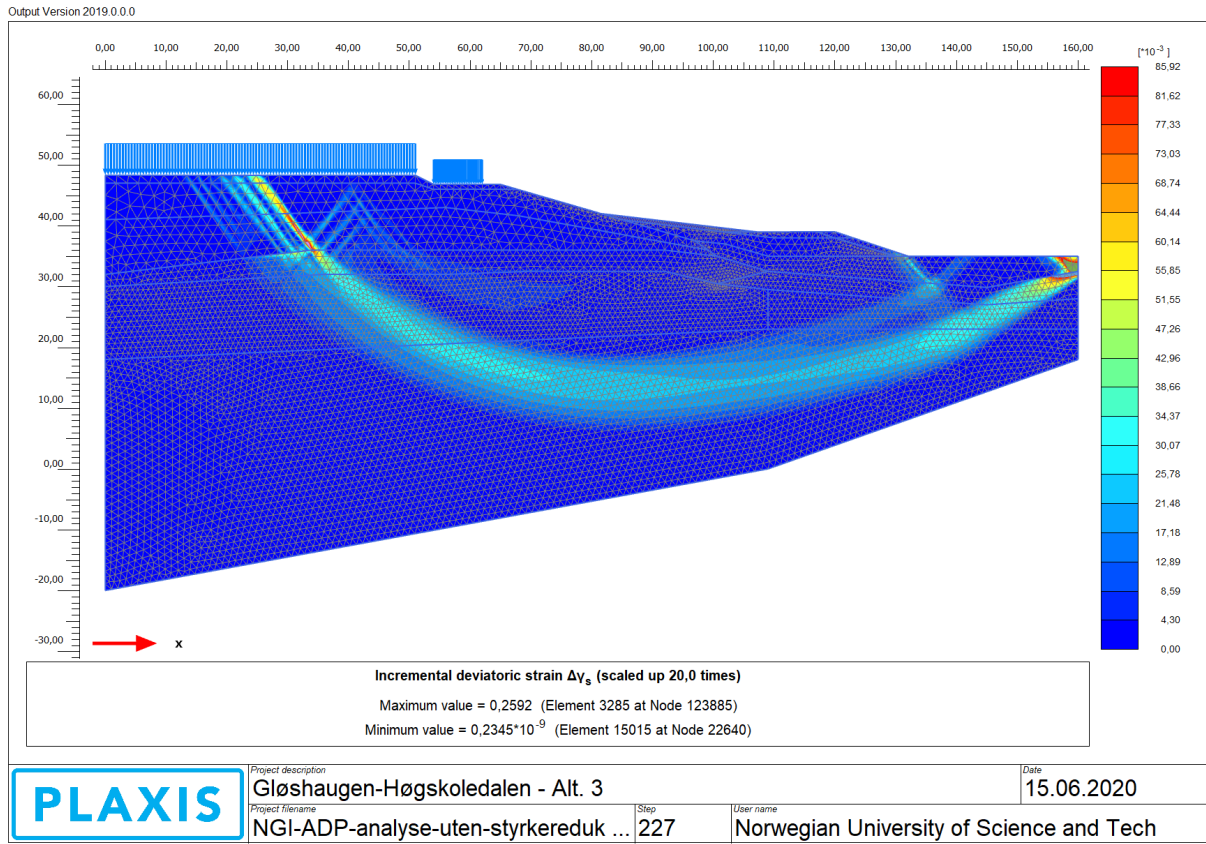
Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 2



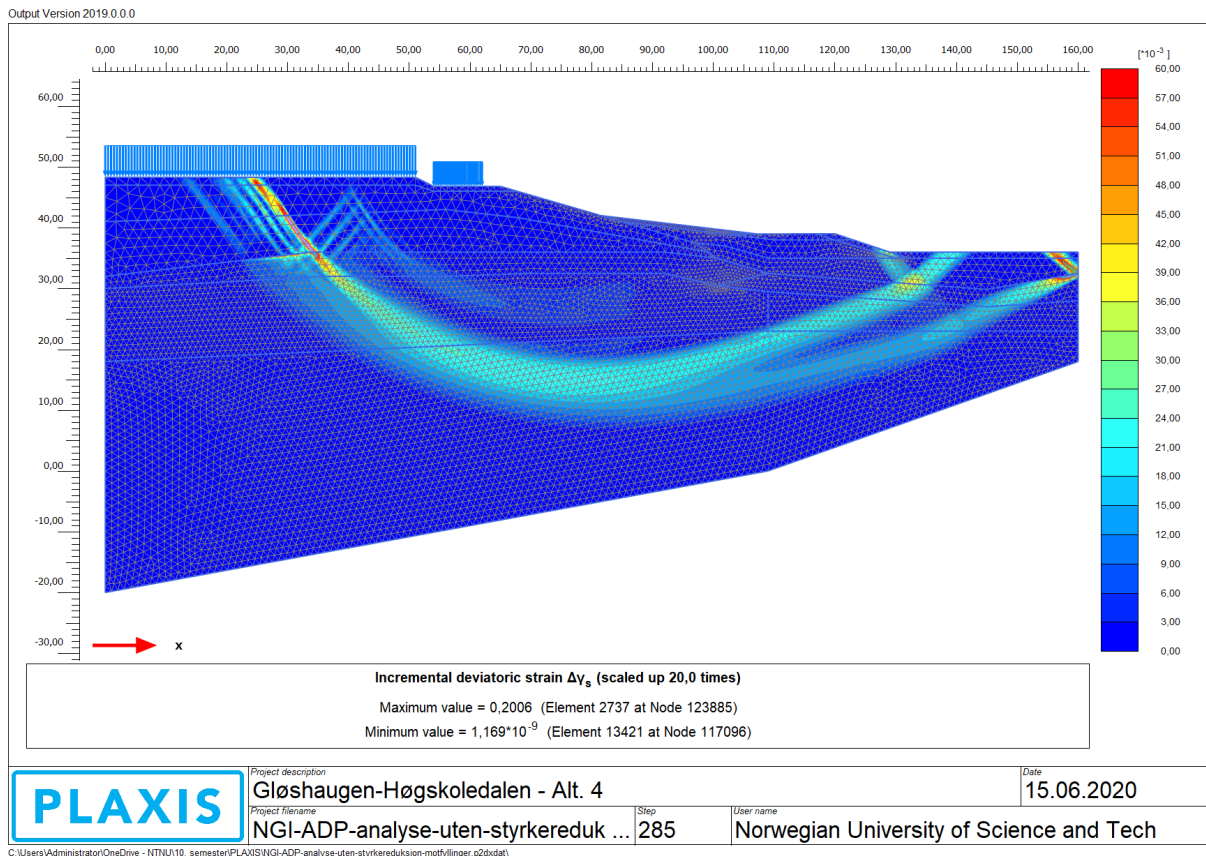
Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 3

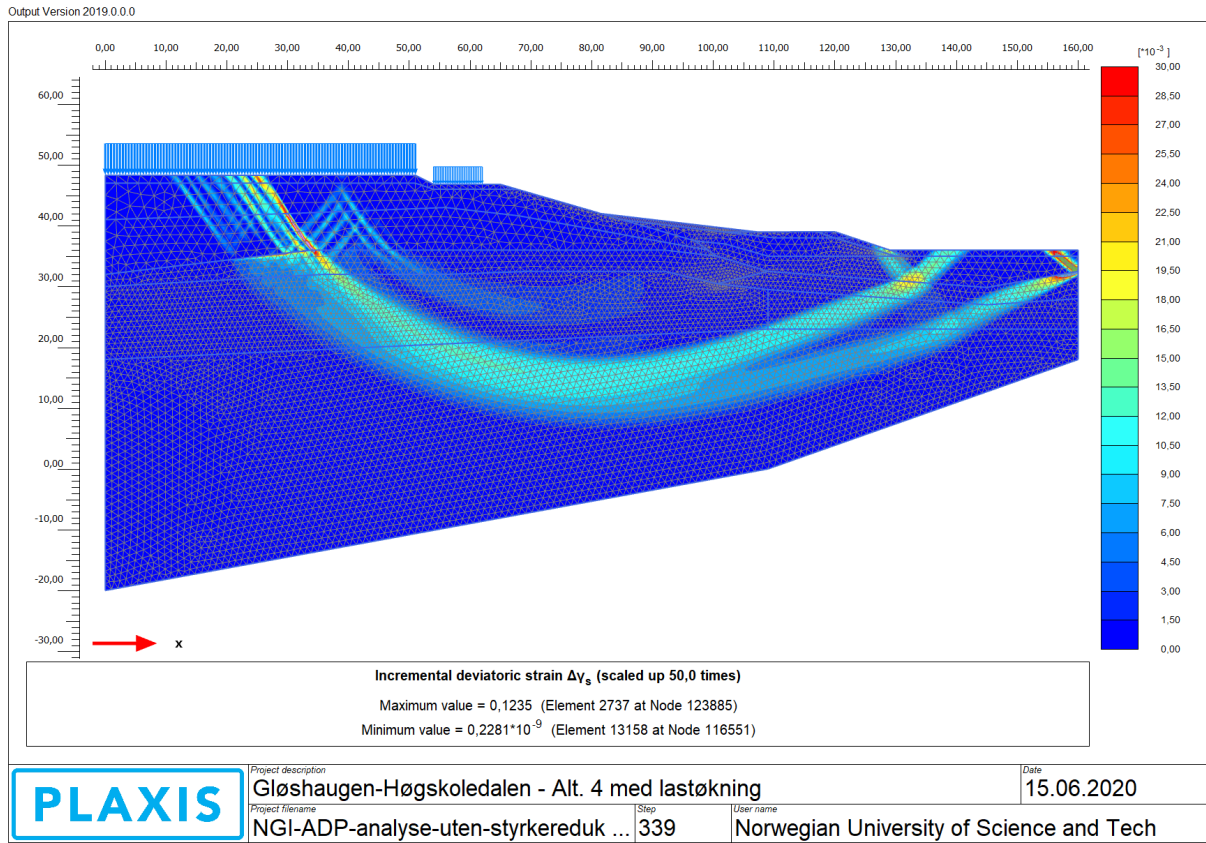


Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 4



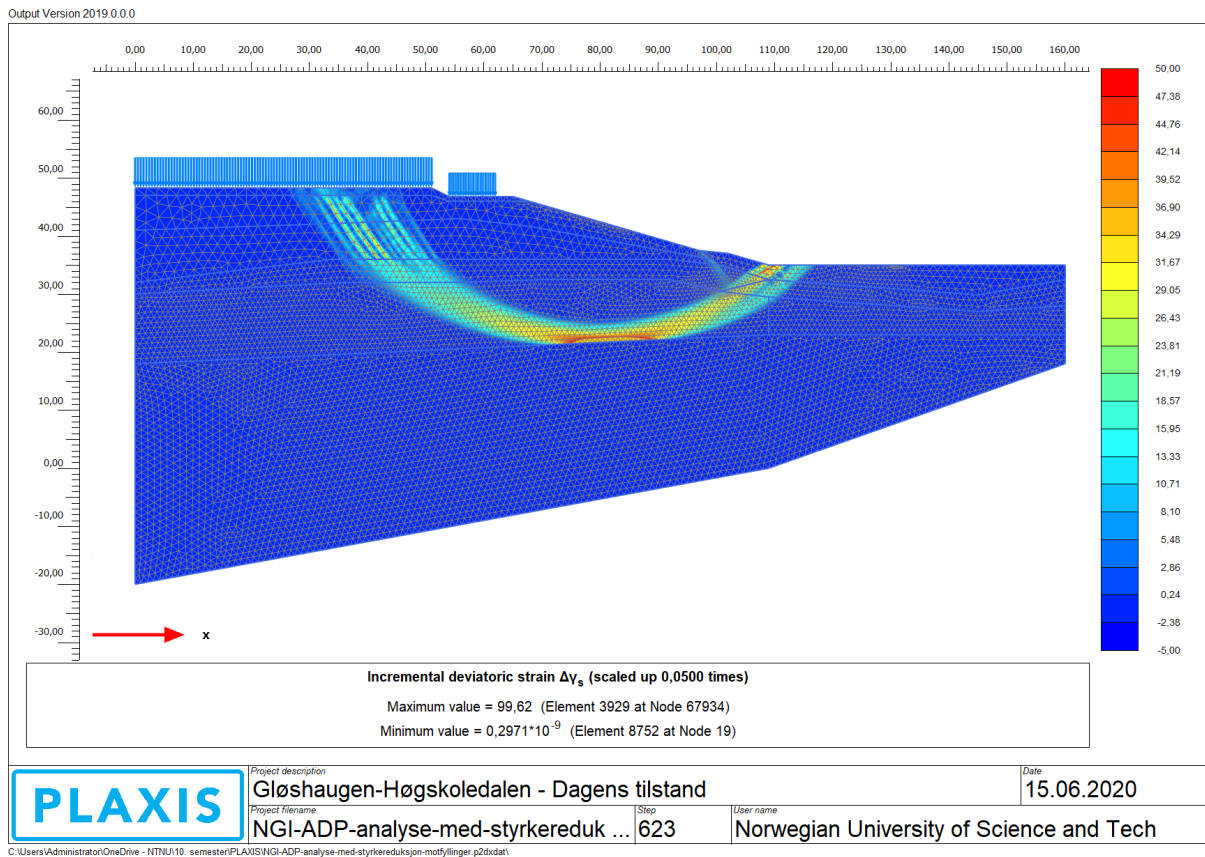
Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP



Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP for en lastsituasjon med bygningmasse lik 35 kPa (10 kPa økning)

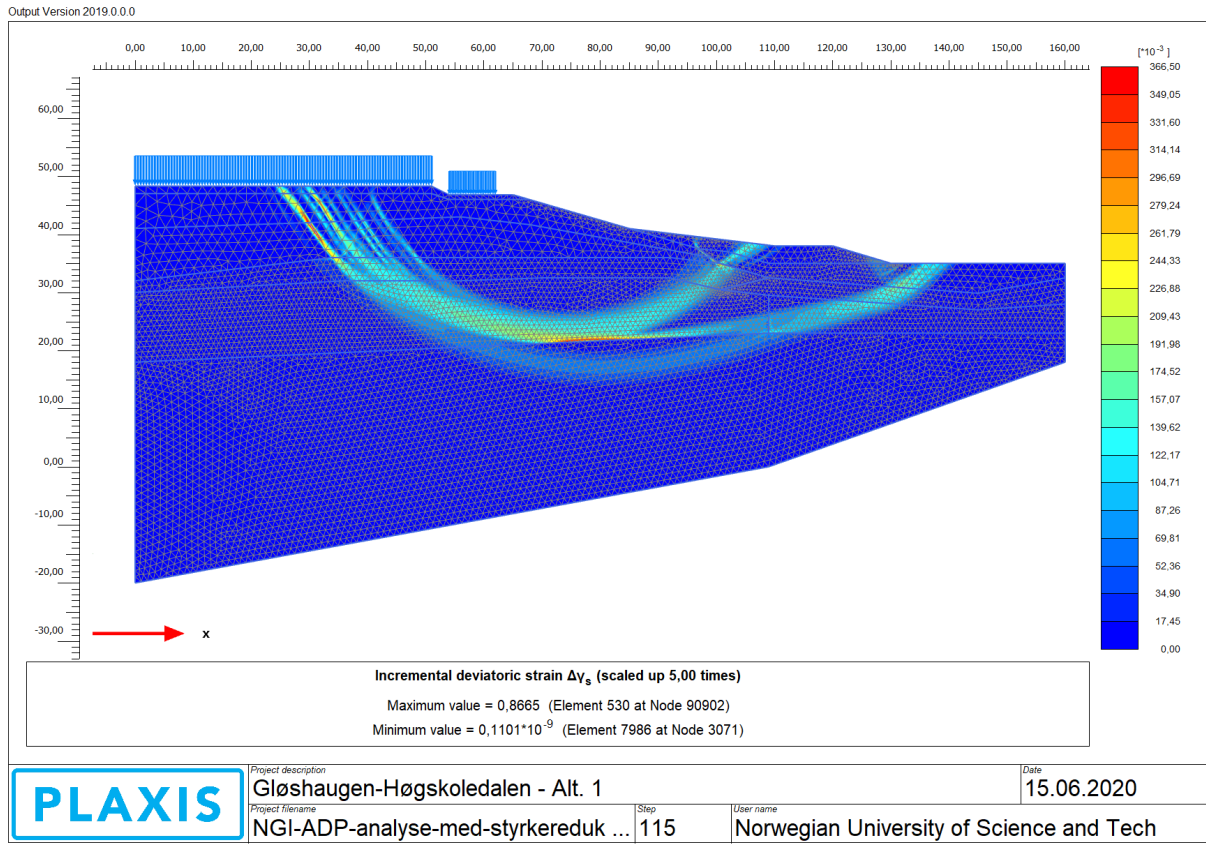
D.3 Udrenerte stabilitetsanalyser med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer

Kritisk glideflate for dagens situasjon



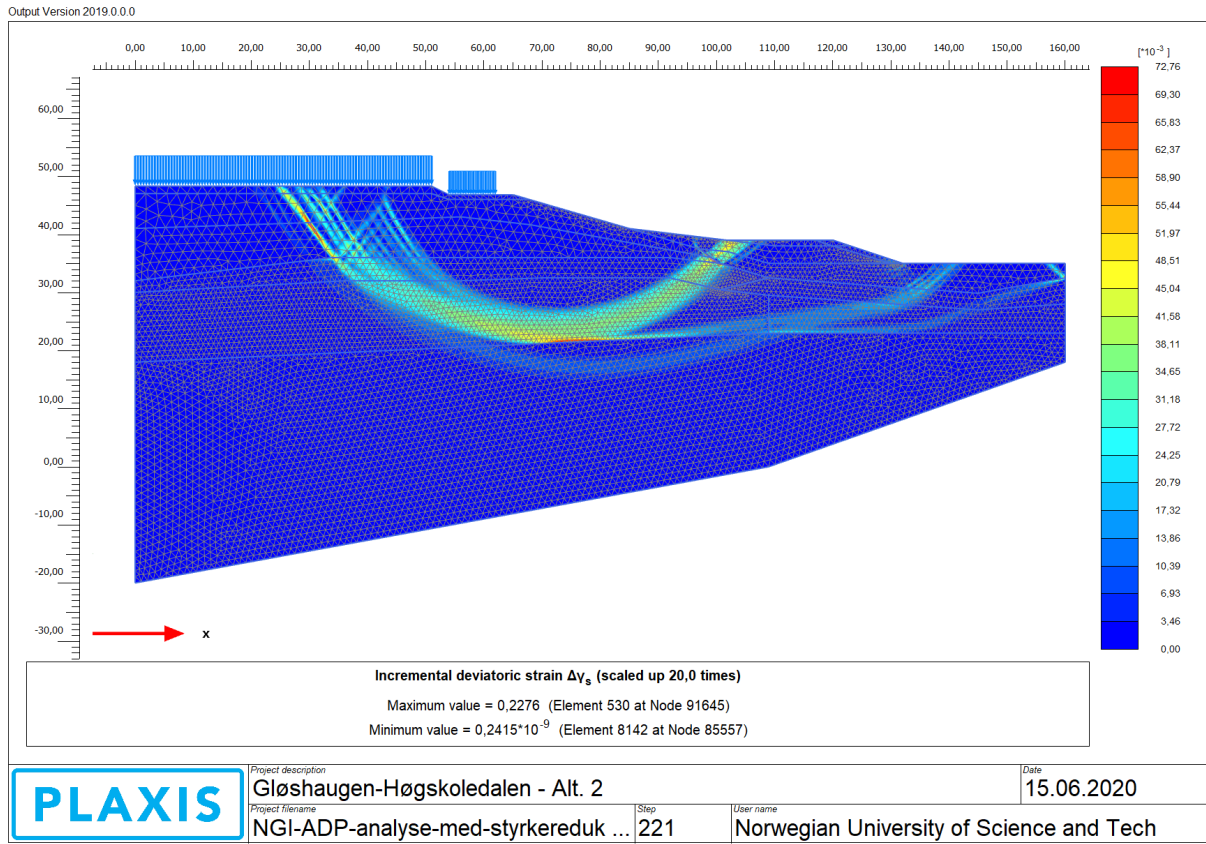
Udrenert analyse med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 1



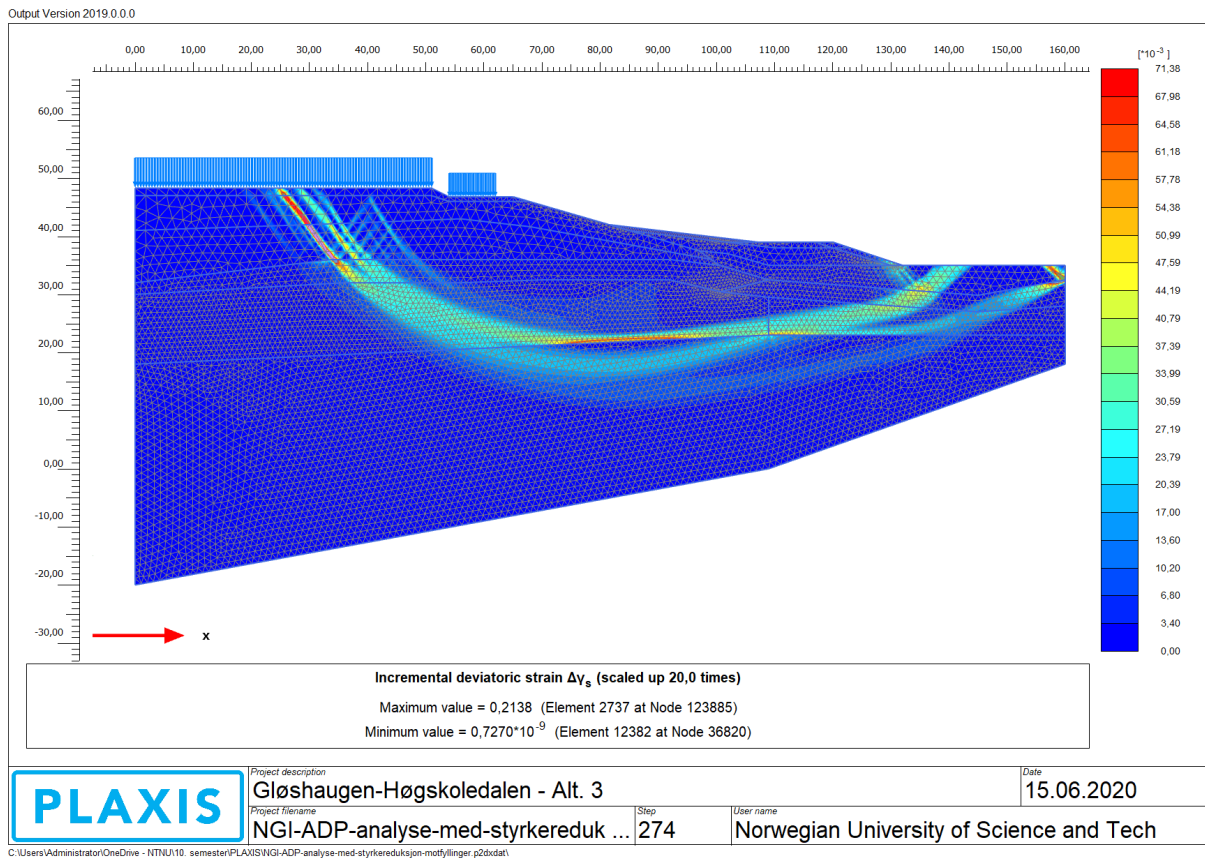
Udrenert analyse med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 2



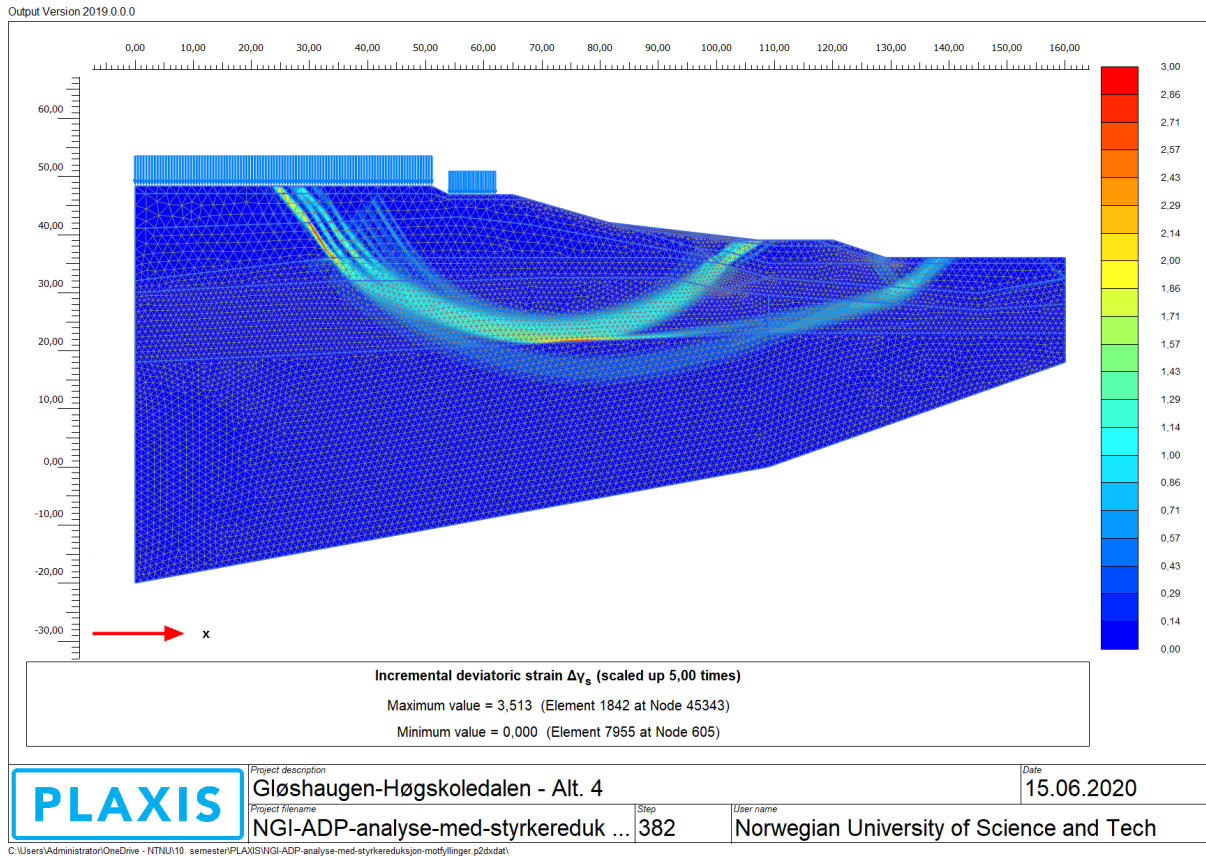
Udrenert analyse med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 3

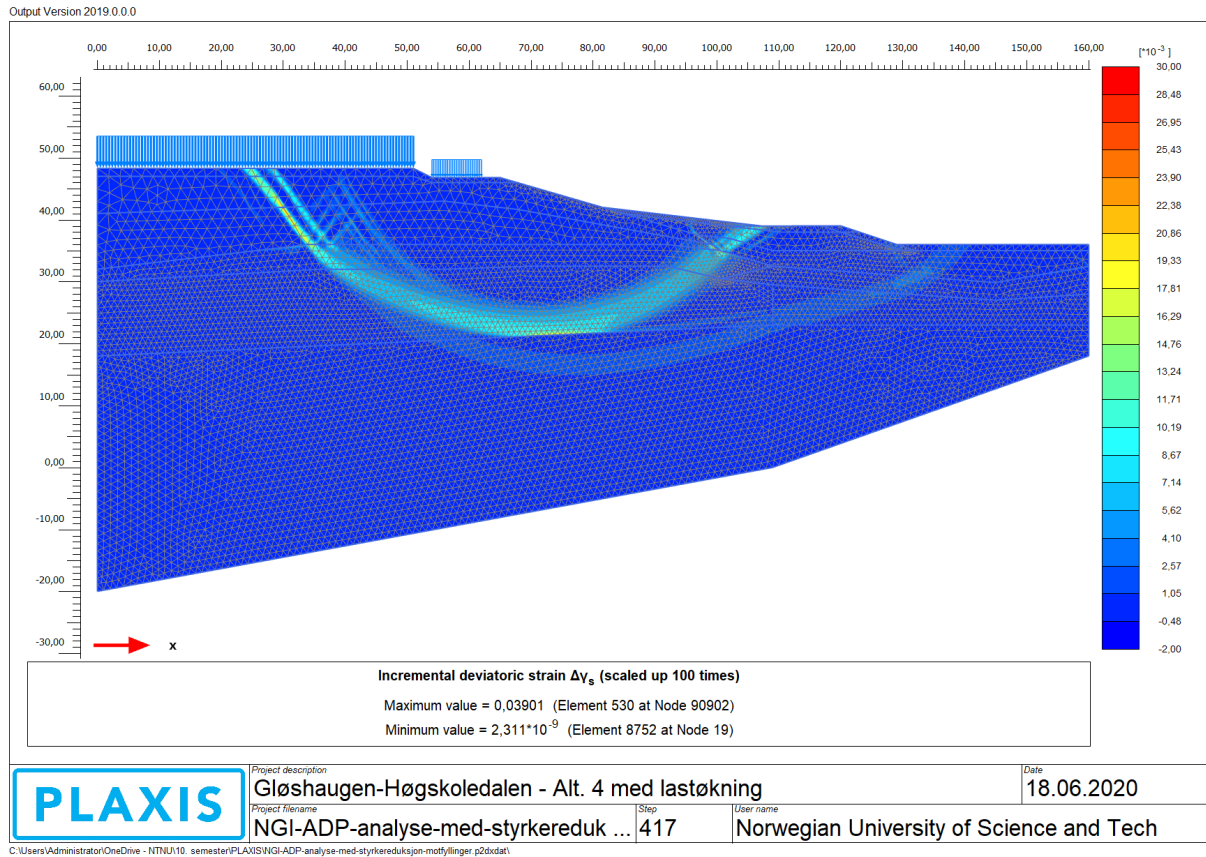


Udrenert analyse med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer med jordmodellen NGI-ADP

Kritisk glideflate for motfylling 4



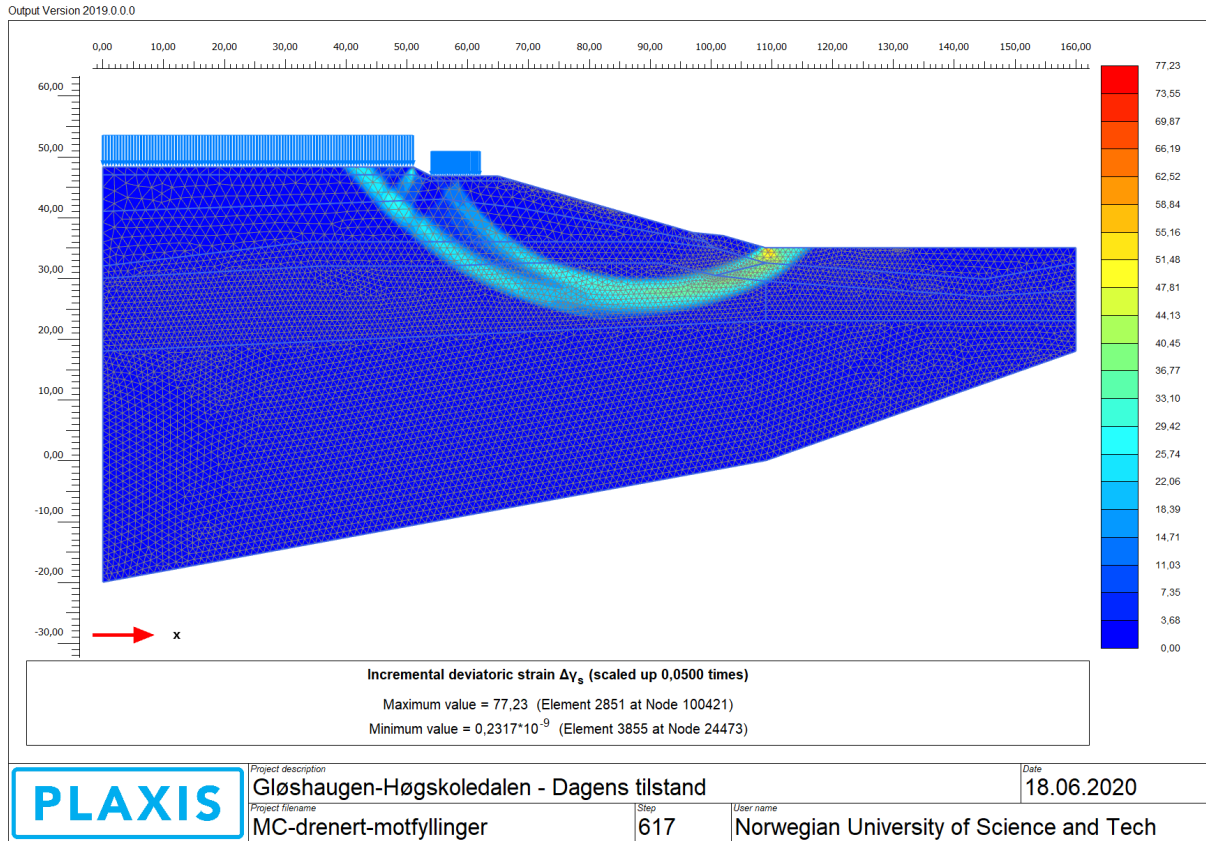
Udrenert analyse med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer med jordmodellen NGI-ADP



Udrenert analyse med jordmodellen NGI-ADP med 15 % skjærstyrkereduksjon for sprøbruddmaterialer for en last-situasjon med bygningmasse lik 35 kPa (10 kPa økning)

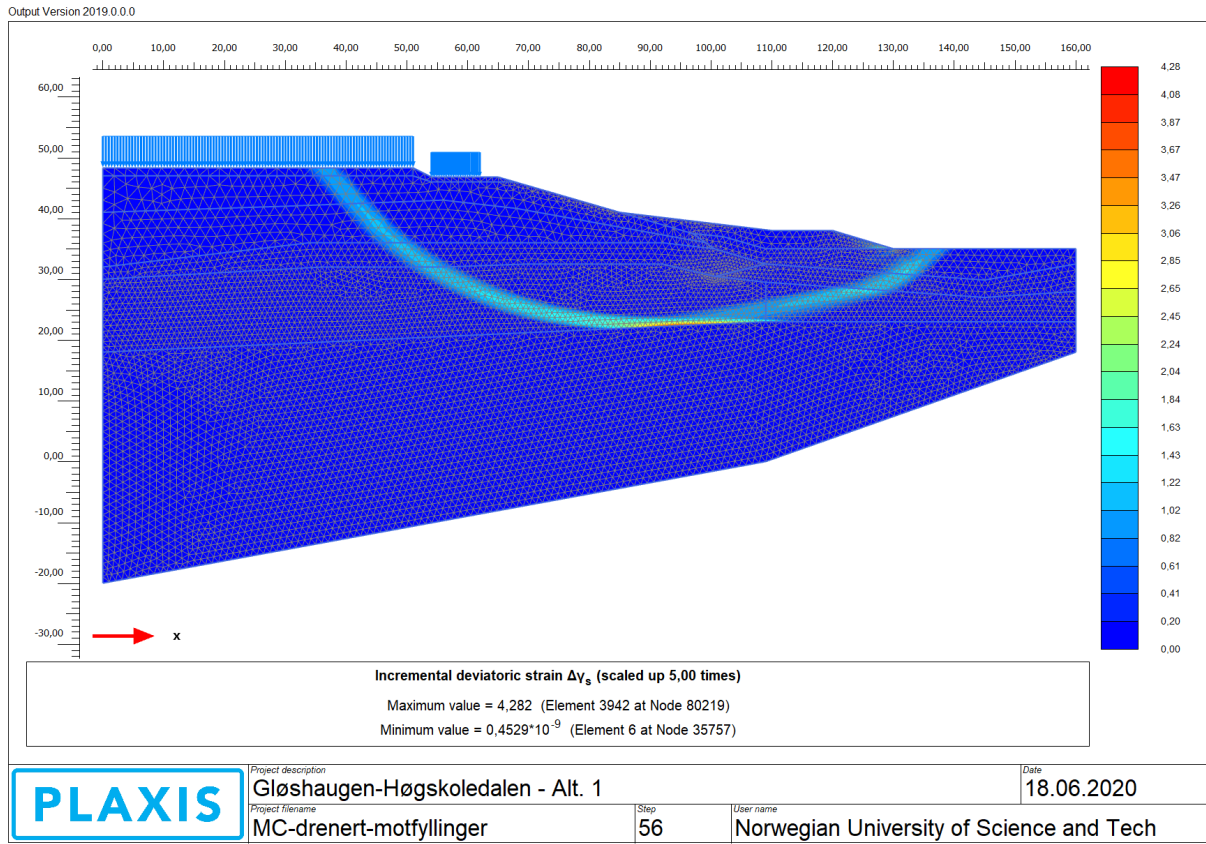
D.4 Drenerte stabilitetsanalyser

Kritisk glideflate for dagens situasjon



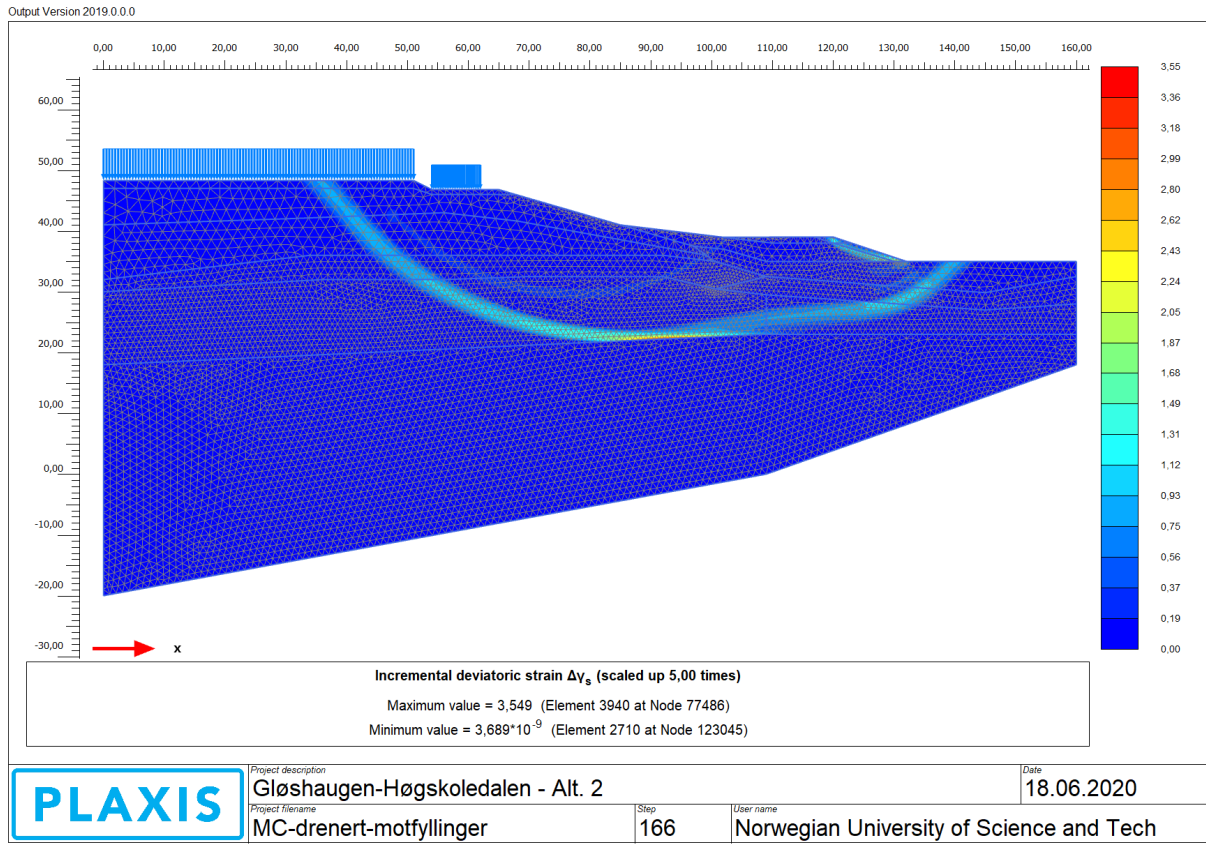
Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

Kritisk glideflate for motfylling 1



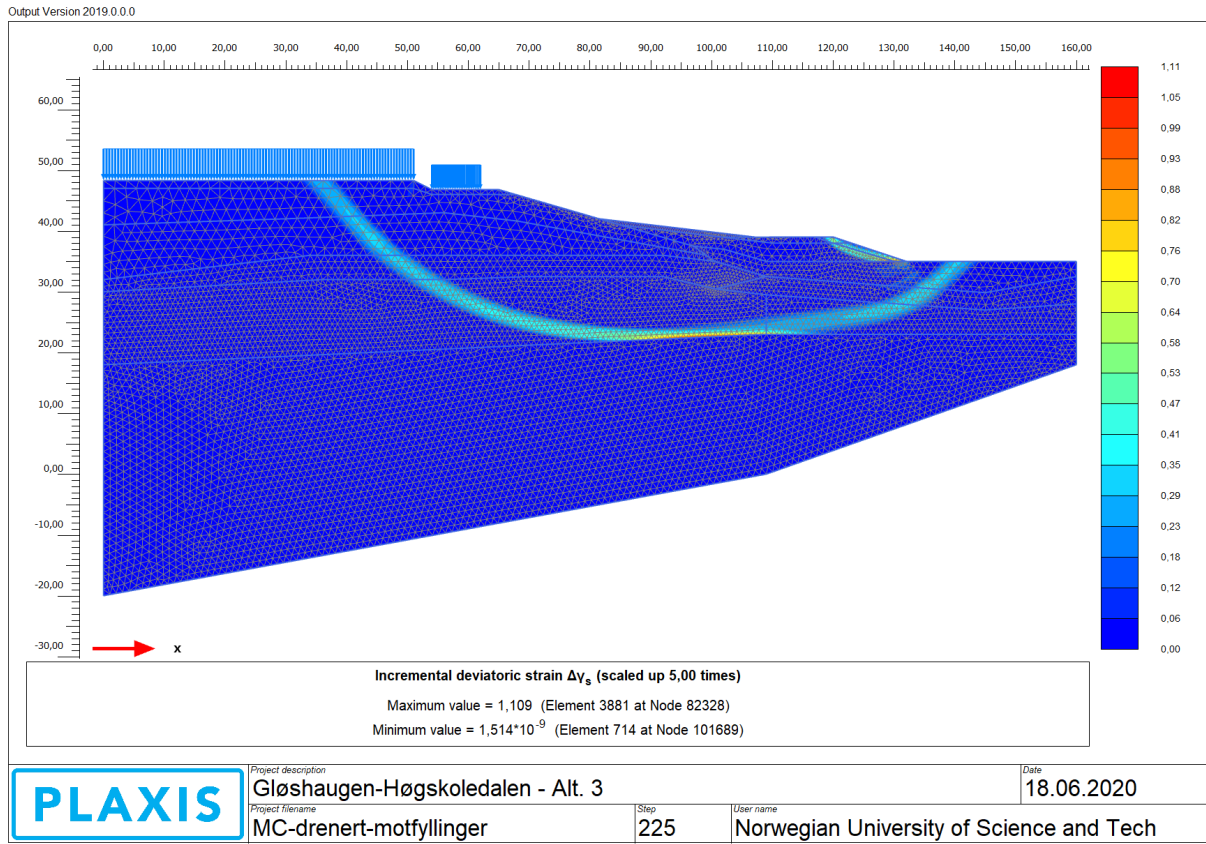
Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

Kritisk glideflate for motfylling 2



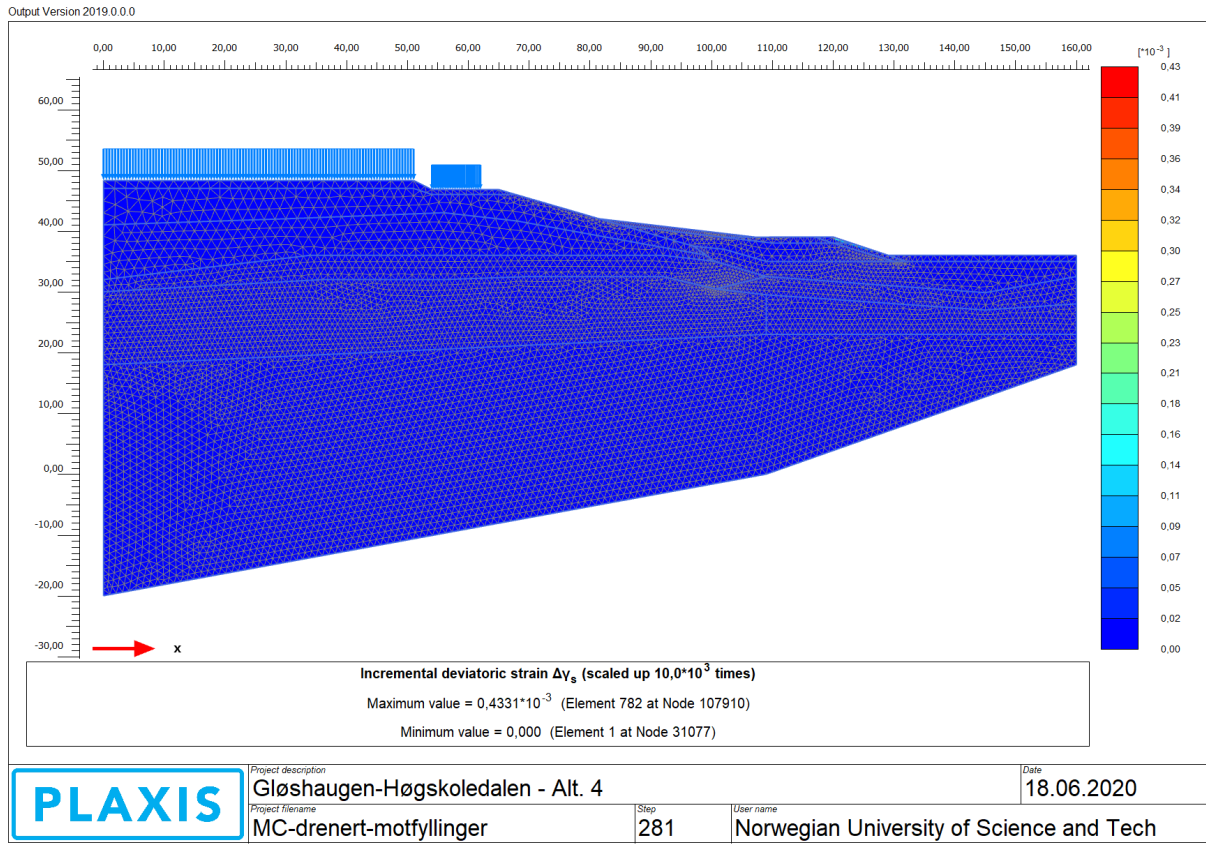
Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

Kritisk glideflate for motfylling 3



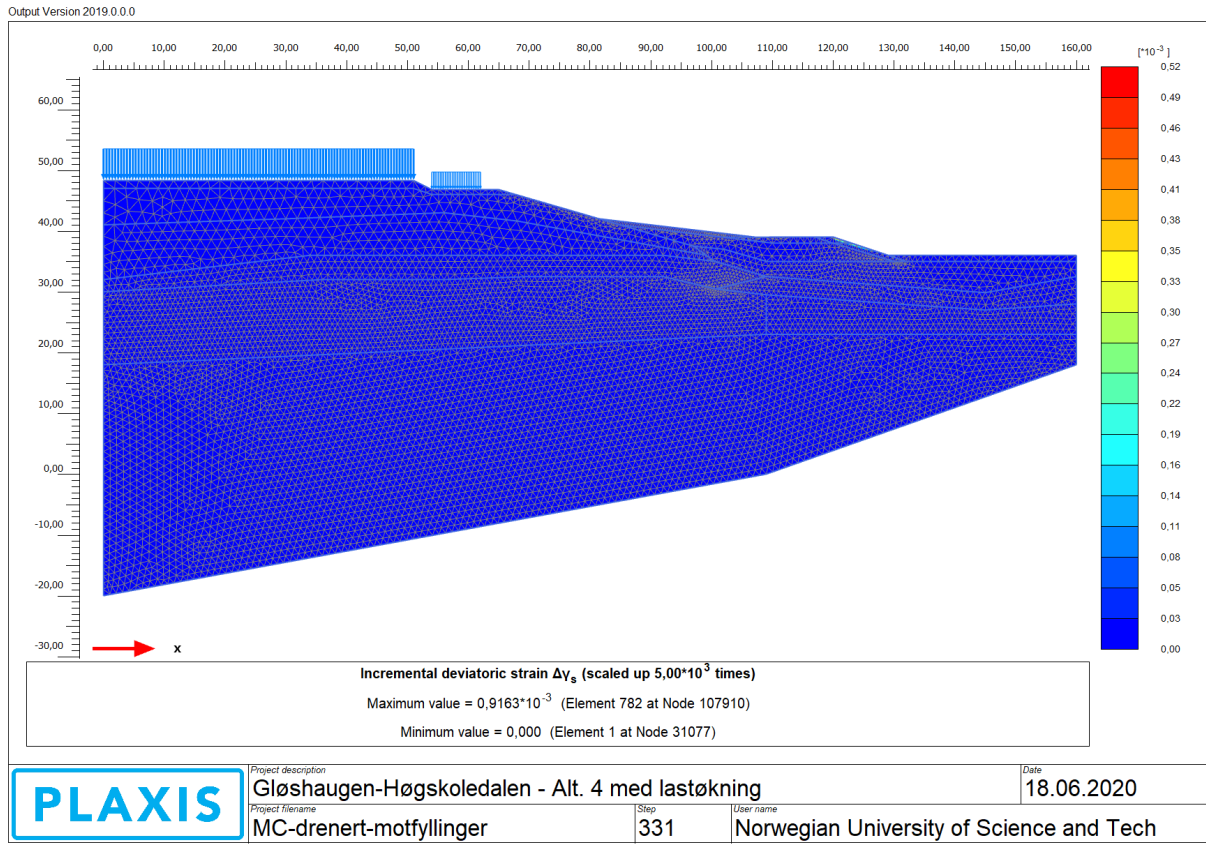
Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

Kritisk glideflate for motfylling 4



Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

Kritisk glideflate for motfylling 4 med 35 kPa som last fra bygningsmasse



Drenert analyse med jordmodellen Mohr-Coulomb

