

Lars Bratteng Jenssen

Stålrørspeler i sand og leire på Mælingen

En studie i tids- og installasjonseffekter

Masteroppgave i Geoteknikk

Veileder: Rao Martand Singh

Juni 2020

Forord

Denne rapporten er skrevet i løpet av våren 2020 og er den avsluttende masteroppgaven på studiet Bygg- og Miljøteknikk, avdeling for geoteknikk ved NTNU. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Bane NOR som villig stilte med flere spennende tema til disposisjon som jeg kunne fordype meg i. Gjennom gode samtaler med professor Gudmund Reidar Eiksund fikk jeg landet på et tema som jeg virkelig syntes virket spennende. Jeg vil spesielt takke Hiruy Ghidey Hishe i Bane NOR som har føret meg med nødvendige bakgrunnsdata og bidratt med gode tilbakemeldinger underveis i prosessen. Jeg vil også takke professor Rao Martrand Singh for gode og konstruktive tilbakemeldinger, samt oppmuntrende ord.

Deler av våren 2020 har vært preget av en verdensomspennende pandemi som har satt Trondheim, Norge og verden for øvrig på prøve. Jeg vil takke medstudenter for godt samhold gjennom denne tiden. Videokonferanse-lunsjer har vært helt nødvendig for å holde motet og moralen oppe. Vi kom oss gjennom dette sammen.

Til slutt vil jeg rette en stor takk til min familie som under hele utdannelsen har vært oppmuntrende, positiv og støttende.

Trondheim, 11-06-2020

Lars Bratteng Jenssen

Lars Bratteng Jenssen

Sammendrag

Det er utført bæreevneberegninger av stålørspeler i forbindelse med prosjektering av jernbanetrasé og brukonstruksjoner på Mælingen, sør for Hønefoss i Ringerike kommune. Prosjektet er en del av Ringeriksbanen som skal korte ned reisetiden med tog mellom Hønefoss og Oslo med én time. Forholdene med lagdeling og lagtykkelser varierer mye og er svært uryddig. Grunnen består av mange lag med sand, silt og leire og det er dypt til berg, ca. 135 meter. For å undersøke pelenes bæreevne er det utført statisk prøvebelastning på fem peler. Resultater fra prøvebelastningen har påvist at pelene har lavere bæreevne sammenlignet med bæreevneberegninger fra Peleveiledningen 2019, og avvikene har vært så store som 50% av beregnet bæreevne.

Etterberegninger av bæreevne basert på Peleveiledningen 2019 er utført, samt numerisk modellering av pelene ved hjelp av PLAXIS 3D for å undersøke årsaken til avvikene. Årsaken til de store avvikene skyldes i all hovedsak et lag med leire i dybdeintervallet 41-70 meter. Leiren har en lav plastisitetsindeks ($I_p < 20\%$) og beregningsmodeller for laget benytter seg av en sidefriksjonsfaktor (α) som benyttes for å beregne hvor mye friksjon som oppstår mellom peleskaftet og leiren. Erfaringsdata viser at α -verdier for leire med lav plastisitetsindeks kan variere veldig mye, og den høyeste verdien kan være 2.5 ganger så stor som den laveste. For et friksjonslag med mektighet på 29 meter har dette stor betydning. All leirlagene på Mælingen har lav plastisitetsindeks, så det har vist seg å være riktig å benytte en lav α -faktor.

For pelen med det største avviket mellom beregnet og målt bæreevne har rammeforløpet vist seg å være avgjørende. Totalt ble den rammet over 11 dager, inkludert en pause på 8 dager. Den lange pausen har ført til at rekonsolideringsprosessen i leir-lagene har begynt og når rammingen har påbegynt har leiren "klebert" seg til skaftet og pelen har blitt rammet med en utvidet spiss. Dette har påvirket og redusert horisontalspenningene i de lagene som det rammes gjennom og friksjonskraften har blitt redusert som konsekvens.

Abstract

Bearing capacity calculations of steel pipe piles have been conducted in connection with construction of a new railway trace and bridge constructions in Mælingen, south of Hønefoss in Ringerike commune. The project is part of the Ringeriksbanen which will reduce travel time by train between Hønefoss and Oslo with one hour. The soil stratification and the thickness of the layers varies a lot and is very untidy. The ground consists of many layers of sand, silt and clay and the depth to bedrock is deep, approximately 135 meters. To investigate bearing capacity of the piles, static load testing is carried out for a total of 5 piles. The results from the tests has shown that the piles have lower bearing capacity compared to theoretical bearing capacity calculations using Peleveiledningen 2019. The deviations have been as large as 50% of the calculated bearing capacity.

Back calculations of the bearing capacity based on Peleveiledningen 2019 have been conducted, as well as numerical modeling with the program PLAXIS 3D to find reasons for the deviations. The reasons for the deviations is mainly due to a layer of clay in the depth range from 41 to 71 meters. The clay has a plasticity index with a low value ($I_p < 20\%$) and calculation models for this clay layer utilize a side friction factor (α) to estimate the friction that occurs between the pile shaft and the clay. Data published from previous pile tests has shown that α -values for clay with a low plasticity index varies a lot, and the highest value can be 2.5 times as large as the lowest value. For a friction layer with a thickness of 29 meters the α -value has a great significance. All soil layers in Mælingen have a low plasticity index, so choosing a low α -value has proven to be the right thing to do.

For the pile with the largest deviation between calculated and measured bearing capacity, the influence of the pile driving process has been decisive. In total, it was installed during a period of 11 days, including a 8-day break. This long break has led the re-consolidation process of the clay layer to start and when the driving has continued, some of the clay has "glued" it self to the pile shaft. This causes the pile to penetrate the underlying layers as if it has an extended tip. This influences the horizontal stresses, reduces friction forces acting on the pile and causes lower bearing capacity.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Symbolliste	xi
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	2
1.2 Mål	2
1.3 Omfang og avgrensning av oppgaven	2
1.4 Oppbygning av Oppgaven	2
2 Litteraturgjennomgang og teori	5
2.1 Grunnleggende om peler	5
2.1.1 Dimensjoneringsprinsipp	6
2.2 Friksjonspeler i sand	6
2.2.1 Statisk bæreevneformel, β -metoden, trykk	7
2.2.2 Statisk bæreevneformel, β -metoden, strekk	8
2.2.3 Tidseffekter	9
2.2.4 Installasjonseffekter	11
2.3 Friksjonspeler i leire	12
2.3.1 Statisk bæreevneformel, α -metoden, trykk	12
2.3.2 Statisk bæreevneformel, α -metoden, strekk	13
2.3.3 Tidseffekter	14
2.4 Effekten av plugging	17
2.5 Peleveiledningen	18
2.6 Sammendrag	19
3 Ringeriksbanen — Fellesprosjektet	21
3.1 Om prosjektet	21
3.2 Fullskalatesting av peler	23
3.2.1 Belastningsarrangement	24
3.2.2 Prinsipp	24
3.2.3 Belastningsprosedyre	25
3.3 Bakgrunnsdata og grunnundersøkelser	25
3.3.1 CPTU-sondering	26
3.3.2 Prøveserier	27
3.4 lagdeling	28
3.5 Parametervalg for modellering	28

3.5.1	Ødometerforsøk	28
3.5.2	Treaksialforsøk	29
3.5.3	Sand - Validering og typiske verdier	29
3.5.4	Leire - Validering og typiske verdier	30
4	Numerisk modellering	31
4.1	Introduksjon	31
4.2	PLAXIS 3D	32
4.3	Oppbygging av modellen	32
4.3.1	Innflytelsen av grensesnittfunksjonen R_{inter}	33
4.3.2	Elementnett	34
4.3.3	Faser	35
4.4	Materialmodeller	36
4.4.1	Dreneringstype for sand	36
4.4.2	Dreneringstype for leire	37
4.4.3	Sammendrag av parametre	37
5	Resultater	39
5.1	Bæreevne	39
5.2	Resultater for Pel A	40
5.3	Resultater for Pel C	44
5.4	Resultater for Pel D	45
5.5	Sammenstilling av resultater	48
5.6	Resultater eksperimentelle data	49
5.6.1	Tidseffekt	49
5.6.2	PLR og N_{bA}	50
6	Diskusjon	51
6.1	Pel 3-A-70m	51
6.1.1	Sidefriksjon	51
6.2	Pel 3-C-70m	52
6.3	Sammenligning av Pel 3-A-70m og Pel 3-C-70m	52
6.3.1	Pluggingsgrad	52
6.3.2	Rammerekkefølge	52
6.3.3	Rammeforløp	52
6.4	Pel 3-D-40m	53
6.5	Sammenstillingen av alle resultater	54
6.6	Sammenligning av tidseffekter fra teori og Peleveiledningen 2019	54
6.7	Eksperimentelle data	54
7	Konklusjon og videre arbeid	55
7.1	Konklusjon	55
7.2	Videre arbeid	56
	Figurliste	58
	Tabelliste	59
	Bibliografi	59

A Resultater fra ødometerforsøk	63
B Resultater fra treksialforsøk	89
C Pele- og rammeprotokoll	115
D Resultater sidefriksjon	123
E Resultater Bæreevne	127

Symbolliste

Latin

A_b	Pelens spissareal
A_s	Pelens overflateareal
E	Ødometerstivhet
F_{time}	Faktor for tidskorreksjon
G	Skjærmodul
G_{50}	Sekant skjærmodul ved 50 % skjærspenningsendring til brudd
I_p	Plastisitetsindeks
L	Pelens lengde
M	Ødometerstivhet
N_{bA}	Antall slag per enhet ytre areal av peleskaftet
N_q	Bæreevnefaktor
U	Konsolideringsgrad
Q_b	Spissmotstandskraft
Q_s	Sidefriksjonskraft
$Q(t)$	Pelens kapasitet etter t dager
$Q(t_0)$	Pelens kapasitet etter en referansetid
$R_{b;cal}$	Beregnet kraft ved pelens spiss
$R_{b;k}$	Karakteristisk bæreevne ved pelespiss
$R_{c;cal}$	Beregnet bæreevne
$R_{c;d}$	Dimensjonerende bæreevne
$R_{c;k}$	Karakteristisk bæreevne
$R_{c;m0}$	Referansebæreevnen for pel belastet etter 10 dager
$R_{c;m}$	Målt bæreevne
R_{inter}	Styrkereduksjon i grensesnittet(interface)
$R_{s;cal}$	Friksjonskraft som opptas
$R_{s;k}$	Karakteristisk sidefriksjon
W'	Nedtrykket tyngde av pel

a	Attraksjon
c	Kohesjon
c_i	Kohesjon i grensesnittet (interface)
$c_{u;b;k}$	Karakteristisk udrenert skjærstyrke ved pelens spiss
$c_{u;k}$	Karakteristisk udrenert skjærstyrke
dz	Inkrementell dybde
p	Pluggingsgrad
p'	Middelspenning på effektivspennings-basis
q	Deviatorspenning
$q_{b;cal}$	Beregnet bæreevnespenning ved pelens spiss
r_{ie}	Ekvivalent indre radius = $r_o - t_e$
r_o	Pelens ytre radius
r_p	Plastisert radius (avstand til der skjærkrefter overstiger s_u)
s_u	Udrenert skjærstyrke
t	Tid i dager etter installasjon
t_0	Referanstid
t_e	Ekvivalent veggtykkelse
t_p	Primær konsolideringstid
z_p	Dybde fra topp av terreng og ned til jordplugg

Gresk

α	Sidefriksjonsfaktor for leire
β	Sidefriksjonsfaktor for sand
γ_b	Partialfaktor for spissmotstand
γ_s	Partialfaktor for sidefriksjon
γ_t	Partialfaktor for total bæreevne (trykk)
Δ_{10}	Dimensjonsløs kapasitetsøkning for en tidobbel økning med tid
$\Delta\sigma'_r$	Endring i radielle effektivspenninger som følge av at pelen blir utsatt for last
δ_f	Friksjonsvinkel i grensesnittet ved brudd
ξ	Korrelasjonsfaktor

σ'_r	Radiell effektivspenning
σ'_θ	Sylinderspenning, <i>hoop stress</i> fra engelsk
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Totale hovedspenninger
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Effektive hovedspenninger
$\tau_{s,cal}$	Beregnet sidefriksjonsspenning
$\tau_{su,cal}$	Beregnet udrenert sidefriksjonsspenning
ϕ_i	Friksjonsvinkel i grensesnittet (interface)
ψ	Dilatansvinkel

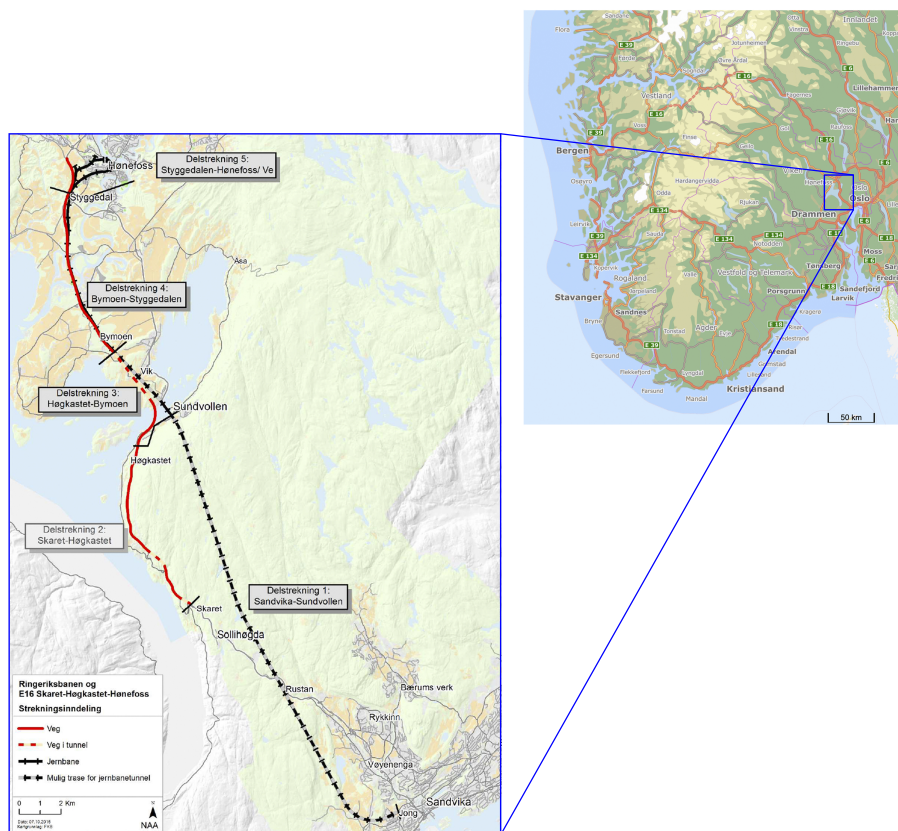
Akronymer

API	American Petroleum Institute
CPT	Cone Penetration Test
CRS	Constant Rate of Strain (konstant tøyningshastighet)
DSS	Direct Simple Shear
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
NGI	Norsk Geoteknisk Institutt
NGU	Norges Geologiske Undersøkelse
OCR	Overconsolidation ratio
PLR	Plug Length Ratio (Grad av plugging)

Kapittel 1

Introduksjon

Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 er et prosjekt mellom Bane NOR og Statens vegvesen. Ringeriksbanen er planlagt mellom Sandvika og Hønefoss og ny firefelts motorvei (E16) er planlagt mellom Høgkastet og Hønefoss. Ringeriksbanen skal korte inn reisetiden med tog mellom Hønefoss og Oslo med nærmere en time. En oversikt over planlagt trasé er illustrert i Figur 1.1. I forbindelse med valg av fundameteringsløsning langs strekningen har Bane NOR utført prøvetrekking av friksjonspeler og sammenlignet resultatene med teoretiske verdier basert på Peleveiledningen. Pelene ble installert i perioden februar/mars 2019 og prøvetrekningene har blitt utført ved to anledninger, 3 og 9 måneder etter ramming. Prøvetrekningen har gitt betydelig lavere kapasitet enn det teoretisk kapasitet basert Peleveiledningen gir.



Figur 1.1: Oversikt over planlagt trasé for Ringeriksbanen Bane NOR (2018)

1.1 Bakgrunn

I forbindelse med utbygging av Ringeriksbanen mellom Hønefoss og Oslo i det som av Bane NOR kalles fellesprosjektet, er det på delstrekningen Helgelandsmoen — Mælingen — Prestemoen funnet svært spesielle grunnforhold. Forholdene med lagdeling og lagtykkelser varierer mye og er svært uryddig. Grunnen består av mange lag med sand, silt og leire og det er dypt til berg, ca. 135 meter. Leira som er funnet på Mælingen er spesiell og i en rapport [Bane NOR \(2017a\)](#) har utarbeidet hevdes det at det ikke foreligger noe erfaringsgrunnlag for denne leiretypen knyttet til nåværende beregningsmetoder for bæreevne av peler.

Over Mælingen er det planlagt ei bru og fullskalaforsøk er utført for å finne optimale fundameteringsløsninger. Derfor gjennomføres det fullskaletest med prøvepeling og fyllinger som skal tilsvare lasten av et brufundament. Alt dette gjøres for å sikre at prosjekteringen baserer seg på best mulig grunnlag. Dette vil kunne øke sikkerheten til prosjektet ved at man finner optimale fundameteringsløsninger for denne type grunnforhold. I tillegg vil det ha en økonomisk interesse ved at dersom man velger peler som fundameteringsløsning kan disse reduseres i omfang.

1.2 Mål

Hovedmålene for denne oppgaven er:

1. Finne årsaken til de store avvikene mellom pelenes teoretisk beregnet bæreevne og resultatene fra belastningsforsøkene
2. Vurdere om peler kan benyttes som fundameteringsløsning ved Mælingen
3. Vurdere om PLAXIS 3D med fordel kan benyttes som dimensjoneringsverktøy i dette prosjektet

1.3 Omfang og avgrensing av oppgaven

Bane NOR planlegger belastningsforsøk på flere pelefelt, samt et belastningsforsøk etter 18 måneder på pelefeltet som er undersøkt i denne oppgaven. Resultatene for disse er ikke gjennomført og er dermed ikke med som grunnlag her. Pelefeltet består av totalt fem peler og i skrivende stund er det kun resultater fra tre av de som er tilgjengelig.

1.4 Oppbygning av Oppgaven

Oppgaven deles i to. Første del omhandler peler på et teoretisk plan. Her gjennomgås dimensjoneringsprinsippet for peler og hvordan beregningsmodellene i Peleveiledningen er bygget opp, med spesiell vekt på tids- og installasjonseffekter. I tillegg presenteres alternative beregningsmodeller for å beregne tids- og installasjonseffekter som ikke foreligger i gjeldene veiledninger.

Del to vil omhandle prosjektet til Bane NOR og resultatene de har anskaffet på et mer konkret plan. Her vil jeg blant annet benytte meg av numerisk modellering og modellere pelene for å ha ytteligere sammenligningsgrunnlag for å finne optimal fundameteringsløsning for denne typen grunnforhold.

Oppgaven er videre strukturert slik det er vist på neste side

Kapittel 2 - Dette kapitlet gir en utgreiing av hvordan peler som fundamenteringsløsning fungerer og hvilke beregningsmetoder som benyttes for å beregne pelens kapasitet. Spesielt diskuteres tidsaspektet i dette kapitlet. Med dette presenteres en studie i å finne årsaken til at man får en økning i kapasitet og hvordan man kan beregne denne, både for leire og for sand.

Kapittel 3 - Her presenteres og beskrives prosjektet "Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16" i mer detalj og hvilke bakgrunnsdata som ligger til grunn.

Kapittel 4 - Omhandler hvordan man kan modellere peler i PLAXIS 3D og hvilke valg, hvilke valg som er tatt i denne forbindelse og hvilke parametere som er benyttet for jordmodellene.

Kapittel 5 - Her presenteres resultatene fra belastningsforsøket, etterberegninger og resultater fra modelleringsverktøyet PLAXIS.

Kapittel 6 - I dette kapitlet diskuteres resultatene som ble presentert i kapittel 5.

Kapittel 7 - Her kommer rapportens konklusjoner og forslag til videre arbeid.

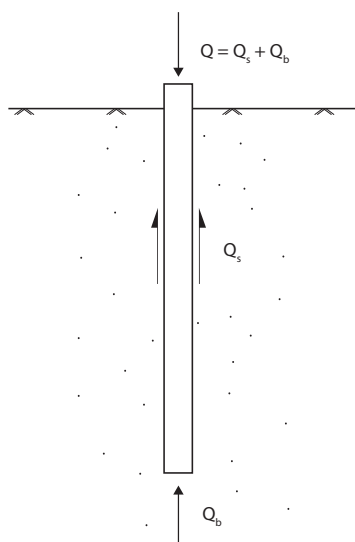
Kapittel 2

Litteraturgjennomgang og teori

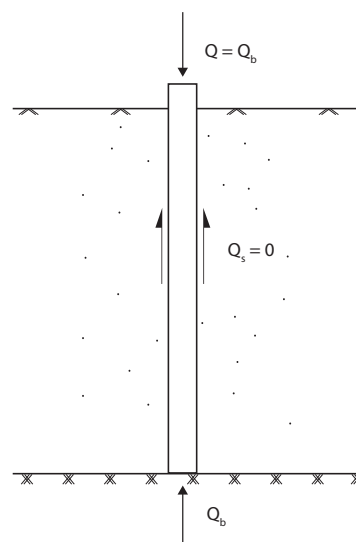
Dette kapitlet danner det teoretiske grunnlaget for resten av oppgaven. Innledningsvis presenteres peler som fundamenteringsløsninger, herunder også dimensjoneringsprinsippet for peler. Deretter er det delt opp i underkapitler for sand og leire. Her fremlegges det hvordan man beregner enkeltpelers kapasitet og hvordan tid og installasjonseffekter påvirker bæreevnen. Videre følger et kapittel om plugging av peler før det til slutt presenteres et kapittel om Peleveiledningen 2019 som er en revidert og oppdatert utgave av den gamle veiledningen fra 2012.

2.1 Grunnleggende om peler

Peler er en del av en konstruksjon som brukes som fundament ved at den overfører kreftene fra konstruksjonen og ned til grunnen. Det er vanlig å skille mellom to hovedtyper peler og de kalles spissbærende peler og friksjonspeler [Aarhaug \(1984\)](#). Friksjonspelene bærer slik navnet tilsier på friksjon ved at pelens materiale og den omliggende jorden virker på hverandre. Pelen bærer både på sidefriksjon (Q_s) og på pelens spissmotstand (Q_b) slik det er illustrert i Figur 2.1. Det er spenningene i jorden og materialegenskapene som har innvirkning på hvor stor last en pel kan bære. For en pel i homogen grunn vil kapasiteten til pelen øke proporsjonalt med dybden da horisontal- og vertikalspenninger typisk øker med dybden. Spissbærende peler rammes til fast fjell og lastene overføres direkte fra pelens topp og ned til det berget, slik Figur 2.2 illustrerer.



Figur 2.1: Prinsipp for friksjonsbærende pel



Figur 2.2: Prinsipp for spissbærende pel

Vanlige peletyper i Norge er betongpeler, stålpeleler, stålrørspeler (armert, utstøpt), stålkjernepeler og trepeler [Statens vegvesen \(2018\)](#). De har alle forskjellige bruksområder, men for denne oppgaven er det på forhånd valgt stålrørspeler med åpen ende som friksjonspeler.

2.1.1 Dimensjoneringsprinsipp

Ved dimensjonering av en enkeltpel er det Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1 som ligger til grunn og det er grensetilstanden som benyttes [Standard Norge \(2016\)](#). Videre er Peleveiledningen 2019 underliggende eurokoden og kan benyttes som en veileder ved dimensjonering [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#). Grensetilstand går ut på at man påviser en konstruksjon har tilstrekkelig kapasitet til å motstå vikringer fra lasten. *Pelens bæreevne* gjelder for bæreevnen i jord og mot berg og *pelens kapasitet* gjelder for peletvernsnittet og pelematerialets motstandsevne.

Karakteristisk bæreevne

Pelens karakteristiske aksiale bæreevne omtales som $R_{c;k}$ og kan beregnes ut i fra målt bæreevne fra prøvebelastning ($R_{c;m}$) eller bæreevne fra formler ($R_{c;cal}$). Denne bæreevnen divideres med en korrelasjonsfaktor (ξ) slik som det er vist i ligning 2.1. ξ bestemmes på grunnlag av antall prøvebelastninger, omfanget av målinger og i hvor stor grad grunnforholdene er kartlagt.

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi} \text{ eller } R_{c;k} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} \quad (2.1)$$

Den karakteristiske bæreevnen $R_{c;k}$ kan utledes fra karakteristisk spissmotstand ($R_{b;k}$) og karakteristisk sidefriksjon ($R_{s;k}$), slik som presentert i ligning 2.2

$$R_{c;al} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (2.2)$$

Dimensjonerende bæreevne

Pelens dimensjonerende aksiale bæreevne $R_{c;d}$ bestemmes etter at den karakteristiske bæreevnen er beregnet ved å dividere den på partialfaktoren (γ_t), slik det er gitt i ligning 2.3. Partialfaktor (sikkerhetsfaktor) deles inn i partialfaktor for spissmotstand (γ_b) og partialfaktor for sidefriksjon (γ_s).

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (2.3)$$

2.2 Friksjonspeler i sand

Sand anses som et drenert jordmateriale. I prinsippet kan sidefriksjonen for peler i sand beregnes ganske nøyaktig hvis man vet effektivspenningene (σ') langs pelens skaft. Utfordringen ligger i at når pelen rammes ved installering, vil sanden bli betydelig forstyrret på grunn av massefortrengning og vibrasjonene som skapes. Dette kan resultere i høyere densitet og friksjonsvinkel, spesielt for løse sandmaterialer [NTNU \(2019\)](#). Dette betyr likevel ikke at friksjonskraften vil øke, siden den omsluttende jordens kapasitet kan reduseres som følge av vibrasjoner og videre kompresjon etter at pelens tupp har passert. For friksjonspeler i sand kan man beregne teoretisk bæreevne ved bruk av flere metoder [Statens vegvesen \(2018\)](#):

- Statisk bæreevneformel
- Teoretisk rammeformel
- Simulert prøvebelastning ved hjelp av dataprogram

I det etterfølgende presenteres eksempler hvordan man kan regner en pels bæreevne i sand, både for trykk og strekk. Det er kun statiske bæreevneformler er benyttet i denne oppgaven, for teoretisk rammeformel henvises det til [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).

2.2.1 Statisk bæreevneformel, β -metoden, trykk

Beregnet bæreevne i trykk ($R_{c;cal}$) kalkuleres som summen av estimert sidefriksjon ($R_{s;cal}$) og bæreevne ved spissen ($R_{b;cal}$) slik som det er uttrykt i ligning 2.2 og illustrert i Figur 2.4. Formelen for $R_{s;cal}$ er gitt i ligning 2.4:

$$R_{s;cal} = \tau_{s;cal} \cdot A_s \quad (2.4)$$

hvor:

- A_s : Pelens overflateareal
- $\tau_{s;cal} = \beta \cdot \sigma'_{v;0}$: Beregnet sidefriksjon
- β : Sidefriksjonsfaktor
- $\sigma'_{v;0}$: Midlere vertikal in-situ effektivspenning langs pelen

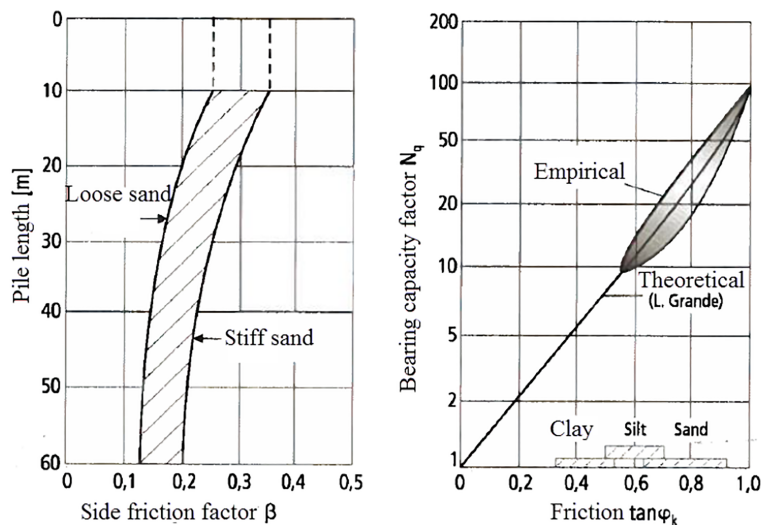
Formelen for $R_{b;cal}$ er gitt i ligning 2.5:

$$R_{b;cal} = q_{b;k} \cdot A_b \quad (2.5)$$

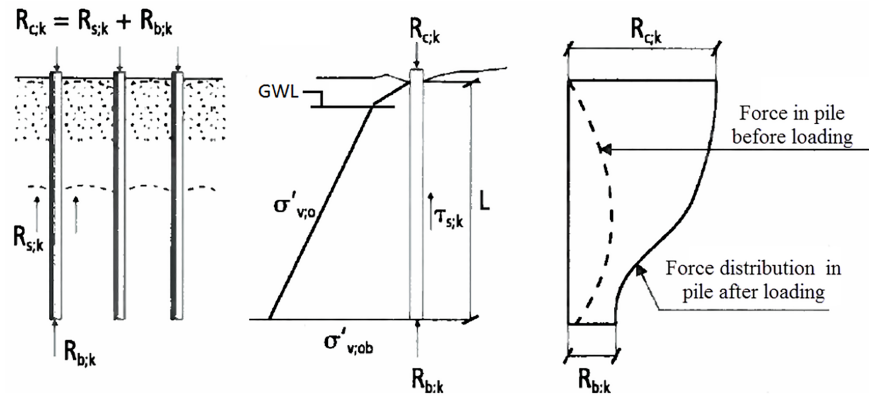
hvor:

- A_b : Pelens spissareal
- $q_{b;cal} = N_q \cdot \sigma'_{v;0b}$: Beregnet bæreevne ved pelespiss
- N_q : Bæreevnefaktor
- $\sigma'_{v;0b}$: Vertikal in-situ effektivspenning ved pelespiss

Verdier for β og N_q hentes fra Figur 2.3.



Figur 2.3: Venstre: Sidefriksjonsfaktor, β . Høyre: Bæreevnefaktor, N_q [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).



Figur 2.4: Illustrasjon av bidrag til bæreevne [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).

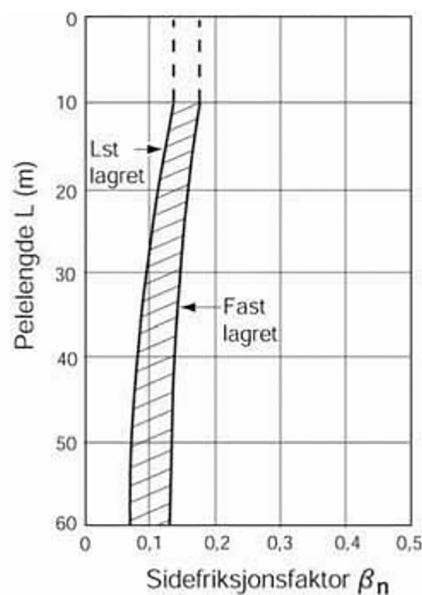
I tillegg finnes det en alternativ, inkrementell metode i Peleveiledningen 2019. Metoden kalles NGI99-metoden og benytter seg av resultater fra CPT-sonderinger. Denne metoden forklares ikke i denne oppgaven og det henvises derfor til [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).

2.2.2 Statisk bæreevneformel, β -metoden, strekk

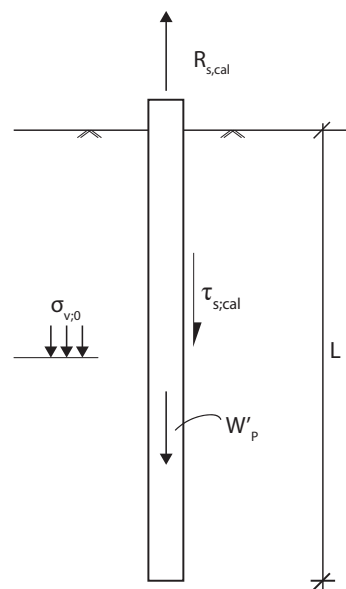
For en pel som påkjennes av strekk er det kun skjærspenningene som påvirker kapasiteten og beregnes slik som i ligning 2.5. Dette er illustrert i Figur 2.6.

$$R_{s,cal} = \tau_{s,cal} \cdot A_s \tag{2.6}$$

hvor $\tau_{s,cal} = \beta \cdot \sigma'_{v,0}$ og β er sidefriksjonsfaktor for opptrekk (strekk), gitt i Figur 2.4. [Statens vegvesen \(2018\)](#) presenterer egen sidefriksjonsfaktor for strekk (β_n) som gir noe lavere verdier sammenlignet med verdier for trykk. Denne er vist i Figur 2.5, men er ikke med i Peleveiledningen 2019.



Figur 2.5: Illustrasjon av bidrag til bæreevne på strekk [Statens vegvesen \(2018\)](#).



Figur 2.6: Prinsipp for bæreevne ved strekk

2.2.3 Tidseffekter

Set-up effekt er et begrep som benyttes i geoteknikk for å beskrive hvordan en pels bæreevne vil øke med tiden. Fenomenet er vidt akseptert og implementert i designmetoder for rammede peler i leire der hovedgrunnen til økningen av bæreevne er dissipasjon av grunnvann [Anušić \(2018\)](#).

[Tavenas and Audy \(2018\)](#) var noen av de første som skrev en rapport om set-up effekt av peler i sand. De fant at på tross av spredning i resultatene, målte de 70 % økning i bæreevne etter 15 - 20 dager. I ettertid har flere sett denne bæreevnesøkningen over tid og dokumentert dette. På tross av empiriske data som viser en større kapasitetsøkning av betongpeler i sand sammenlignet med leire på grunn av set-up effekt, har set-up vært ignorert i standard konstruksjonspraksis frem til nå. Dette har antageligvis vært tilfelle på grunn av stor spredning i resultater [Anušić \(2018\)](#).

[Chow et al. \(1998\)](#) skrev en artikkel som omhandlet tidseffekter på peler i tettpakket marin sand og fant at set-up fortsatte utover de 20 dagene som Tavenas og Audy konkluderte med. Fra et prosjekt i Dunkirk i Nord-Frankrike fant de at bæreevne til sand rundt åpne stålrørpeler økte med 85 % i tidsintervallet 6 måneder til 5 år. De hadde tre hypoteser til årsaken for den økte bæreevnen:

1. Kjemiske effekter (korrosjon)
2. Aldringseffekter
3. Endring i spenningsstruktur

1. Kjemiske effekter (korrosjon)

Kjemiske effekter (korrosjon) var [Chow et al. \(1998\)](#) sin første hypotese. Da de dro opp pelen oppdaget de at de øverste 7 meterene av pelen tydelig var preget av korrosjon. De mente at sammenklebing av sandpartikler og pelens overflate kunne ha ledet til økt operasjonell friksjonsvinkel (δ_f) i grensesnittet mellom pel og sand. I tillegg kunne volumutvidelsen som følge av rust ha vært med på å øke de radiale spenningene (σ'_{rc}). Denne hypotesen ble avkrefet da de fant at bæreevneøkningen ikke var forbeholdt de pelene som var betydelig angrepet av korrosjon. Bæreevnen økte for alle pelene.

2. Aldringseffekter

Aldringseffekt av sand var deres andre hypotese. Teorien gikk ut på at ved peleramming ble jordvolumet rundt pelen betydelig forstyrret, og muligens ble styrke, stivhet og dilatans påvirket i negativ retning. Ved aldring mente de at sanden igjen kunne finne tilbake til sin opprinnelige styrke som følge av krypeffekter. Dette fikk de bekreftet i laboratorieundersøkelser der de kompakterte sand og lot den aldre under konstant trykk før de utsatte den for skjær. De brukte rustfritt stål for å forindre korrosjon og fant at skjærstivhet og dilatansvinkler (ψ) økte med tiden som igjen førte til betydelige økninger av radiale spenninger ($\Delta\sigma'_r$) når pelen ble utsatt for en last.

3. Endring i spenningsstruktur

Endring i spenningsstrukturer rundt pelen var deres tredje hypotese. [Chow et al. \(1998\)](#) argumenterte med at økning av kapasitet med tiden ikke alene kunne skyldes endringene av sandens skjærmotstand, dilatans eller stivhet. Den mest sannsynlige årsaken til økingen av bæreevne var økningen av radiale effektivspenninger (σ'_{rc}). I laboratorieundersøkelser av modellpeler fant de at ved ramming av en pel ble sanden i høy grad komprimert rundt pelens tipp. Dette førte til at det ble etablert et tynt lag med løs sand rundt peleskaftet. Sylinderpenninger¹ (σ'_θ) viste

¹Sylinderpenning er oversatt fra engelsk, *hoop stress*, og er definert for rotasjonssymmetriske gjenstander der gjennomsnittskraften virker i omkretsretningen (vinkelrett på objektets akse og radius) i begge retninger på alle partikler langs peleveggen.

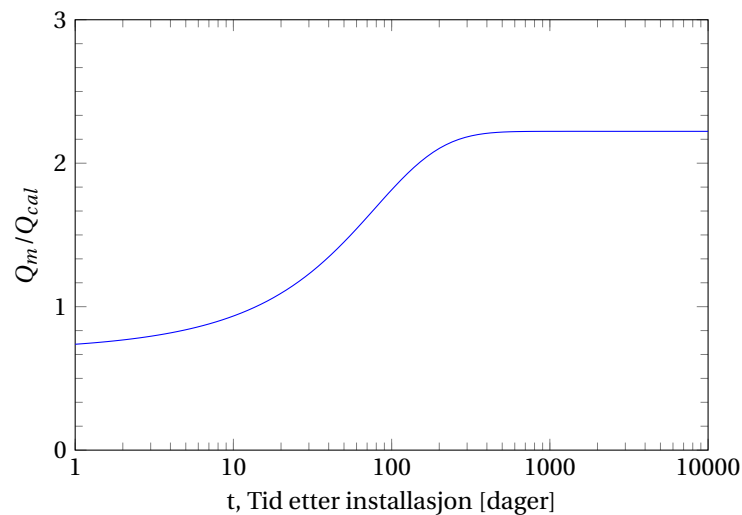
seg å kunne å vedvare i det utenforliggende og tettere sandlaget som følge av bueffekten og dermed hindre de radielle spenningene å virke på pelen.

Chow et al. (1998) konkluderte med at årsaken til set-up skyldtes krypeffekter som med tiden brøt ned bueffekt-mekanismen, og dermed lot de radielle spenningene (σ'_{rc}) få en større innvirkning på pelen. I tillegg mente de at at rearrangering av formasjon av sandkorn på mikronivå hadde en påvirkende effekt, men dog ikke like stor som bueffekten hadde. Lokale skjærspenninger ved brudd (τ_f) som virker rundt en pel fulgte Coulomb sitt bruddkriterium, gitt i ligning 2.7.

$$\tau_f = (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_r) \tan \delta_f \quad (2.7)$$

Lehane et al. (2017) foreslo å etablere en korreksjonsfaktor for tid F_{time} . Denne faktoren skal kunne brukes til å estimere pelens kapasitet på hvilket om helst tidspunkt og er vist i ligning 2.8 hvor t er dager etter installasjon. Anušić et al. (2019) anbefaler denne faktoren ved dimensjonering. Pelens strekkapasitet målt på et gitt tidspunkt (Q_m), normalisert av beregnet kapasitet (Q_{cal}) mot dager etter installasjon er vist i Figur 2.7. Ved beregning av pelens kapasitet (Q_{cal}) kan hvilken som helst av API (American Petroleum Institute) CPT metodene benyttes. Pelevedledningen håndterer kapasitetsøkningen med hensyn på tid på en lignende måte, dette utdypes i kapittel 2.5.

$$F_{time} = \frac{1}{\exp(-0.1t^{0.68}) + 0.45} \quad (2.8)$$



Figur 2.7: Set-up av fullskala rammede peler i sand

2.2.4 Installasjonseffekter

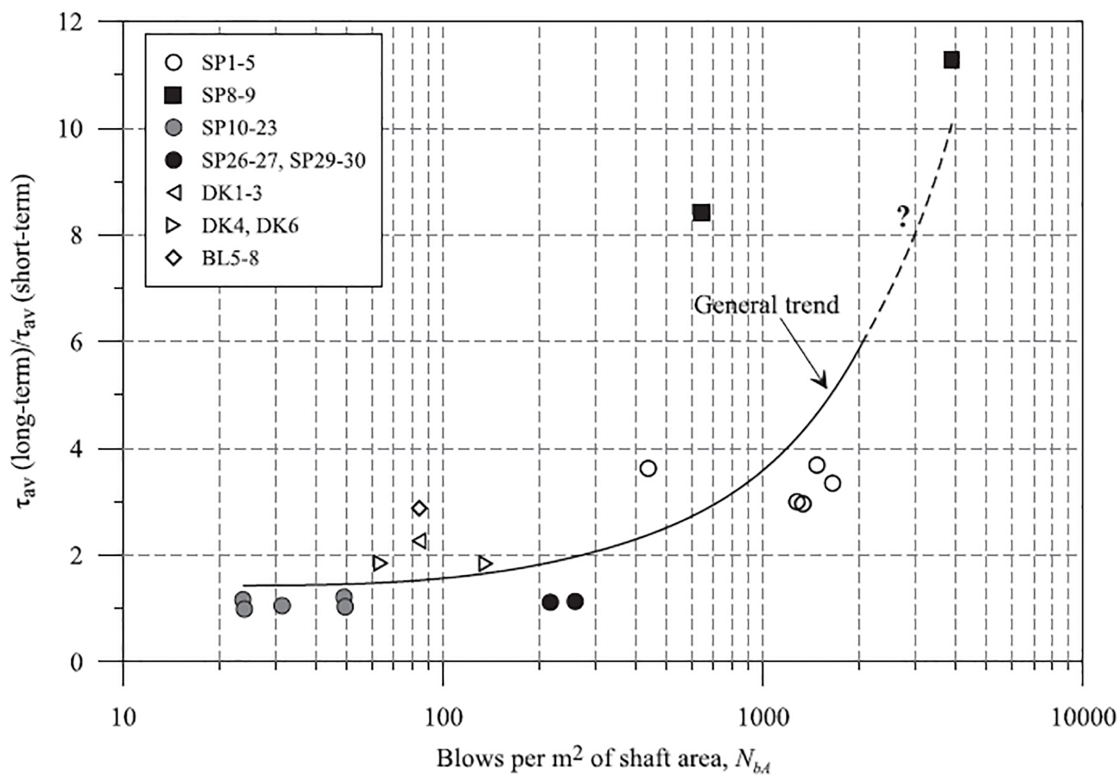
Anušić et al. (2019) undersøkte set-up effekten på friksjonspeler i sand og hva installasjonsmetoden hadde å si for bæreevnen. Eldre tester fra testområdet ble kombinert med de nye testene, i tillegg til data fra to andre veldokumenterte teststeder. Forfatterene fant at kapasitet langs skaftet som ble målt kort tid etter installasjon ble redusert systematisk med logaritmen til antall slag per enhet skaftareal (N_{bA}) under installasjon. Likevel fant de at sidefriksjonen på pelen økte med antall slag dersom man så på langtidseffekten, på tross av at resultater viste dårligst korttidskapasitet. Formelen for N_{bA} er gitt i ligning 2.9:

$$N_{bA} = \frac{\Sigma \text{sykluser}}{A_s} \quad (2.9)$$

hvor $\Sigma \text{sykluser}$ er antall slag ved ramming av pelen og A_s er pelens overflateareal.

Forfatterene fant liten økning i kapasitet med tiden for peler med relativt lav N_{bA} verdi ($\sim 20 - 100$), men på tross av spredning i resultater, fant de at for langtidseffekten så man en økning på 300 % sammenlignet med kort-tids kapasiteten for relativt høy N_{bA} (~ 1000)

Forfatterene fant videre at antall slag ved installasjon hadde en kritisk effekt på korttidskapasiteten. Dersom man ønsket høyest mulig kapasitet på kort sikt, var det hensiktsmessig å bruke et lite antall slag og følgelig da også bruke en hammer av stor størrelse. Man fant at dersom man brukte mange slag ble sanden veldig forstyrret. Dette førte til lavere korttidskapasitet, men man så at ved aldring av sanden kunne den gjenopprette sin styrke som førte til langtidskapasiteter som var større enn korttidskapasiteten til peler som ble rammet med færre slag. Trenden er illustrert i Figur 2.8.



Figur 2.8: Varierende grad av set-up effekt og N_{bA} Anušić et al. (2019).

2.3 Friksjonspeler i leire

Dette kapitlet handler om friksjonspeler oppfører seg i leirmaterialer og hvordan tid påvirker bæreevnen. Bakgrunn for dette kapitlet er i all hovedsak basert på doktorgradavhandlingen til Dr.philos. Kjell Karlsrud. Karlsrud sin avhandling med tittelen "Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axial loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results" omhandler, som titelen sier, hvordan peler oppfører seg i leir-materialer. Formålet med doktorgraden var å utvikle en ny semi-empirisk dimensjoneringsprosedyre for å beregne bæreevne og lastforskyvningsresponser for aksialt belastede peler. På prosjekteringsstadiet kan bæreevnen for en friksjonspeler i leire bestemmes ved hjelp av:

- Statisk bæreevneformel
- Simulert prøvebelastning ved hjelp av dataprogram

I det etterfølgende presenteres eksempler hvordan man kan regner en pels bæreevne i sand, både for trykk og strekk.

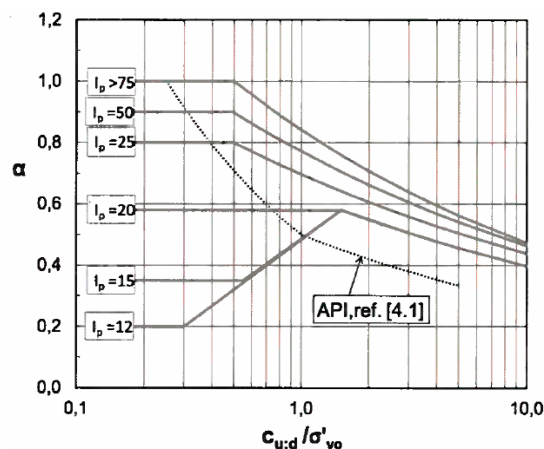
2.3.1 Statisk bæreevneformel, α -metoden, trykk

Karakteristisk trykkapasitet ($R_{c;k}$) beregnes generelt som summen av estimert sidefriksjon ($R_{s;cal}$) og spissmotstand ($R_{b;cal}$) slik som det er gitt i ligning 2.10:

$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = A_s \cdot \int \tau_{su;cal} dz + 9 \cdot A_b \cdot c_{u;b;cal} \quad (2.10)$$

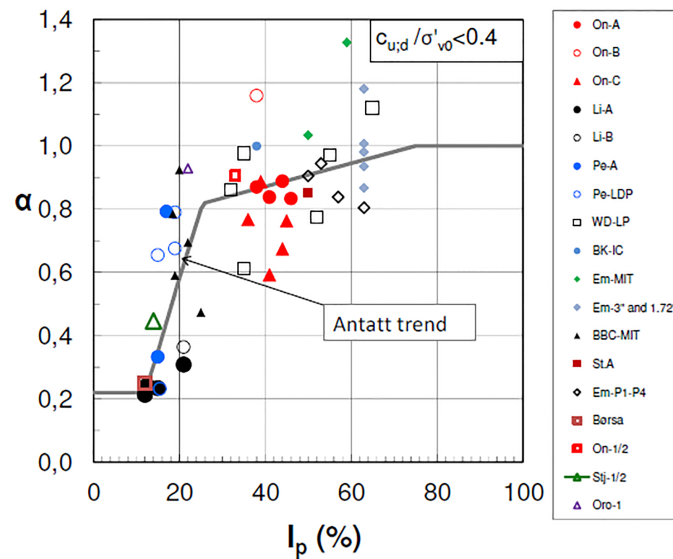
hvor:

- $\tau_{su;cal}$: Beregnet udrenert sidefriksjonsspenning = $\alpha \cdot c_{u;k}$
- α : Sidefriksjonsfaktor (Figur 2.9)
- $c_{u;k}$: Karakteristisk udrenert skjærstyrke langs dybden
- $c_{u;b;k}$ Karakteristisk udrenert skjærstyrke ved pelespiss
- dz : Inkrementell dybde
- A_s : Pelens overflateareal i jord
- A_b : Pelens spissareal



Figur 2.9: Målt normalisert sidefriksjon sidefriksjon for peler i nær normalkonsolidert leiere

I bløt leire bidrar spissmotstanden lite til pelens bæreevne, mens for en fast leire kan bidraget være så stort som 10-15 % av pelens totale bæreevne for korte peler NTNU (2019). En rekke empiriske metoder har blitt foreslått for å estimere sidefriksjonen for peler i leire, og i 2005 ble det fremlagt en metode som baserer seg på statistiske data fra diverse peletester utført av NGI. En revidert versjon ble fremlagt i 2012. Metoden tar hensyn til forholdet mellom udrenert skjærstyrke og in-situ vertikalspenningen (c_u/σ'_{v0}) og plastisitetsindeksen (I_p) for å fastslå sidefriksjonsfaktoren (α). Effekten av plastisitetsindeksen har vist seg å ha stor innvirkning på beregning av bæreevnen, spesielt for normalkonsoliderte og nær normalkonsoliderte leirer (diskuteres i detalj i kapittel 2.3.3), se Figur 2.10. Metoden tar ikke hensyn til om sidefriksjonen er nedadrettet (strekk) eller oppadrettet (trykk). Måten Eurokode 7 håndterer dette på er å gi større partialfaktor (sikkerhetsfaktor) for peler i strekk [Standard Norge \(2016\)](#). Det bør også påpekes at denne metoden ikke tar direkte hensyn til pelens lengde, slik det gjøres for sand.



Figur 2.10: Målt normalisert sidefriksjon for peler i normalkonsolidert leire [Den Norske Pelekomité \(2012\)](#)

2.3.2 Statisk bæreevneformel, α -metoden, strekk

For en pel i leire som påkjennes av strekk, kan karakteristisk opptrekksmotstand ($R_{s,cal}$) for sidefriksjon bestemmes i henhold til ligning 2.11:

$$R_{s,cal} = A_s \cdot \int \tau_{su,cal} dz + W' \quad (2.11)$$

hvor:

- $\tau_{su,cal} = \alpha \cdot c_{u,k}$
- α : Sidefriksjonsfaktor (Figur 2.9 eller Figur 2.10)
- $c_{u,k}$: Karakteristisk udrenert skjærstyrke langs dybdens
- dz : Inkrementell dybde
- A_s : Pelens overflateareal i jord
- W' : Nedtrykket tyngde av pelen

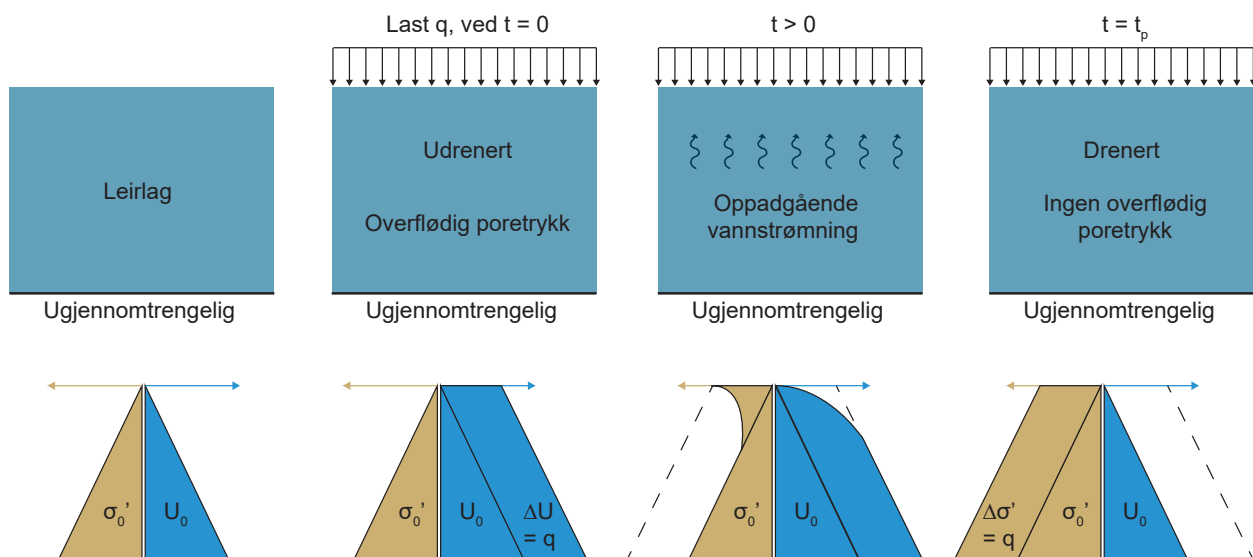
2.3.3 Tidseffekter

Karlsruud et al. (2013) presenterte de viktigste tidfaktorene som har innvirkning på en pels sidefriksjon i leire. Disse er listet under og forklares i detalj i det etterfølgende:

1. Effekten av re-konsolidering
2. Effekten av tiksotropi
3. Effekten av kryp
4. Effekten fra geokjemiske reaksjoner med stålmaterialiet
5. Effekten av at skjærflaten ved brudd flyttes bort fra pelen

1. Effekten av Konsolidering

Konsolideringsteori omhandler tidsavhengige setninger i leire og andre lav permeable jordarter som en konsekvens av dissipasjon av tilleggsporetrykket ² Nordal (2019). Klassisk konsolideringsteori er endimensjonal med horisontale tøyninger og horisontale vannstrømninger er neglisjert. Dette er derfor teoretisk korrekt for tilfeller som er like ødometertester hvor stål-ringen hindrer horisontale tøyninger og strømninger.



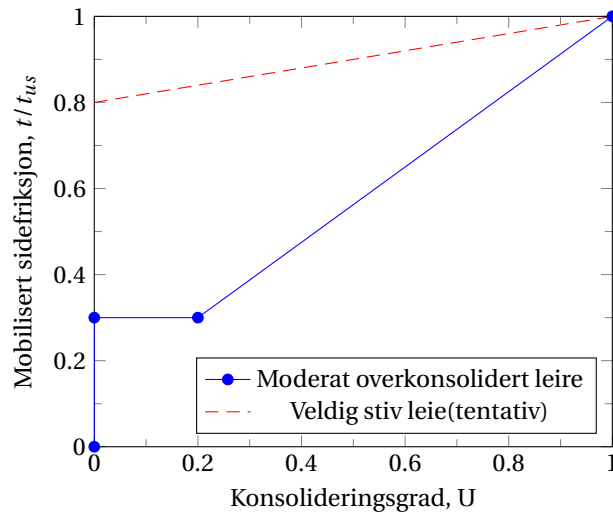
Figur 2.11: Overføring av spenninger fra overflødig poretrykk til effektivspenninger Nordal (2019)

Dersom man antar full metning vil det etter man setter på en last bli overført som kun poretrykk, et overflødig poretrykk. Etter hvert som tiden går vil dette tilleggsporetrykket dissipere, og man får økning av effektivspenningene som vist i Figur 2.11. Konsolideringsprosessen varer helt til det overflødig poretrykket er fullstendig dissipert. I teorien vil dette aldri skje, da det overflødig poretrykket går asymptotisk mot null, men vil i teorien aldri nå null. I praksis vil vi likevel estimere en tid hvor konsolideringstiden er over. Denne tiden kalles for primær konsolideringstid t_p . Ved tiden $t = t_p$ vil derfor jordskjelletet bære lasten fullstendig.

Ved ramming av peler i leire genereres store endringer i totalspenninger og poretrykk i leiren rundt pelen. Dissipasjon av overflødig poretrykk fører til redusert totalspenninger og følgelig økte effektivspenninger. Figur 2.12

²"Tilleggsporetrykket" er oversatt fra engelsk "excess porepressure"

viser hvordan mobiliserte sidefriksjonen avhenger av konsolideringsgraden. Dette forslaget ble foreslått av [Karlsrud et al. \(2013\)](#) og ble utviklet på bakgrunn av småskala in-situ pelesonderinger ved flere grader av konsolidering. I leirer med lav plastisitet (normal til moderat konsolidert leire), har undersøkelser vist at de effektive horisontal-spenningene som virker på pelen kan være betydelig lavere enn de opprinnelige in-situ effektivspenningene [NTNU \(2019\)](#). Derfor kan normalkonsolidert leire generere betydelig mindre sidefriksjon sammenlignet med uforstyrret in-situ styrke. I normalkonsolidert leire hvor plastisiteten er høyere, kan effektivspenningene være lik eller til og med høyere enn in-situ spenningsene. Dette vil med andre ord kunne føre til lik eller høyere sidefriksjon enn den udrenerte skjærstyrken (s_u). I overkonsolidert leire kan effektivspenningene også øke sammenlignet med de initielle horisontale effektivspenningene.



Figur 2.12: Mobilisert sidefriksjon mot konsolideringsgrad [Karlsrud et al. \(2013\)](#).

[Karlsrud \(2012\)](#) skrev at den enkleste løsningen for beregning av dissipasjon av poretrykk kan oppnås med konvensjonell lineær radiell konsolideringsteori, der man antar at den radielle konsolideringskoeffisienten er konstant gjennom hele prosessen. Det eneste nødvendige tillegget er fordelingen av det overflødig poretrykket med radiell avstand fra pelens overflate. Konsolideringsgraden, U , avhenger av den antatte radielle utstrekningen av det overflødig poretrykkfeltet, normalt beregnet ved den plastiserte radiusen definert i ligning 2.12. Med plastisert radius menes avstanden til der skjærspenningene overstiger udrenert skjærstyrke s_u .

$$r_p = r_o \cdot \sqrt{\frac{G_{50}}{s_u}} \cdot \sqrt{\frac{r_o^2 - r_{ie}^2}{r_o^2}} \quad (2.12)$$

hvor

- r_p = Plastisert radius
- r_o = Utvendig peleradius
- r_{ie} = Innvendig peleradius = $r_o - t_e$
- t_e = Pelens veggtykkelse (godstykkelse)
- G_{50} = Sekant skjærmodul ved 50 % skjærspenningsendring til brudd basert på DSS forsøk

2. Effekten av tiksotropi

Tiksotropi er et begrep som benyttes for å beskrive en økning i fluiditet til et stoff når den blir utsatt for mekaniske belastninger. I geoteknikken er dette et kjent fenomen der en tilsynelatende fast leire kan gå over til å bli flytende (kvikkleire) når den blir utsatt for skjærspenninger. Tiksotropi kan ha innvirkning på hvordan den udrenerte skjærstyrken til leire og sidefriksjonen til pelen, vil øke med tiden, selv under konstant volum. [Skempton and Northey \(1952\)](#) foreslo at tidseffekter denne tidseffeltom omrørte styrken er relatert til re-etableringen av bindingene mellom mineralkornene inni leira. [Andersen and Jostad \(2002\)](#) oppsummerte omrørt skjærstyrke beregnet av udrenert, konstant volum, *direct simple shear* DSS på forskjellige bløte leirer. Undersøkelsene ble utført slik at den omrørte leiren ble testet ved forskjellige tidsintervaller. Hver prøve hadde konstant volum ved alle prøvene. Resultatene deres viste at den omrørte skjærstyrken etter 60 — 100 dager økte med en faktor på mellom 1.4 — 2.5.

3. Effekten av kryp

Aldringseffekter som kryp kan man se på etter at konsolideringsprosessen nærmer seg slutten. Økt bæreevne etter konsolidering kan skyldes en forsterket kjemisk binding mellom partiklene i leirene og/eller en videre økning av total- og effektivspenninger som følge av krypeffekter [Karlsrud et al. \(2013\)](#). Når det gjelder krypeffektene er dette mest relevant for leirer med lav plastisitet og lav OCR, hvor de radielle effektivspenningene (σ'_r) har blitt funnet til å være betraktelig lavere sammenlignet med in-situ effektivspenningene. [Karlsrud et al. \(2005\)](#) foreslo en formel for å beregne økningen av sidefriksjonen på pelen som avhenger av plastisitetsindeksen I_p og OCR:

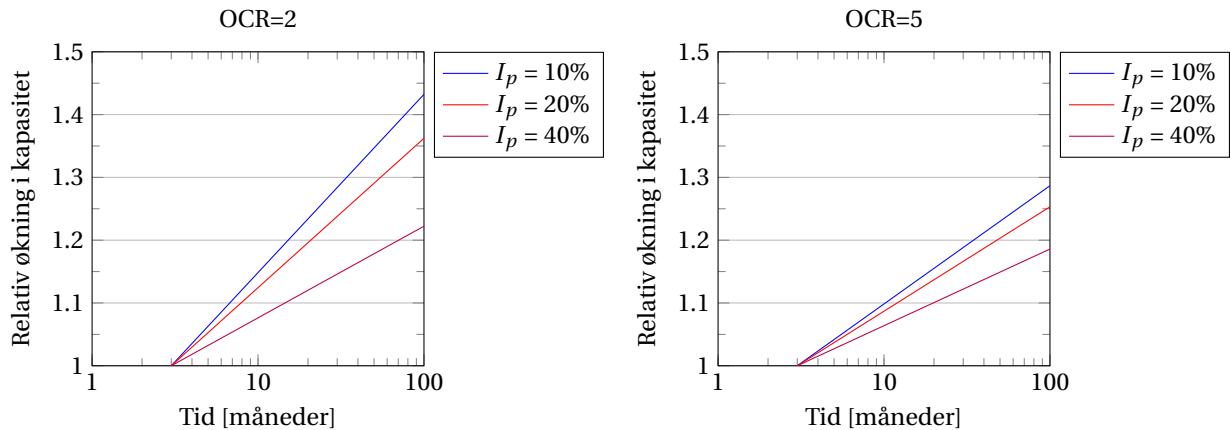
$$Q(t) = Q(t_0) \cdot [1 + \Delta_{10} \cdot \log_{10} \frac{t}{t_0}] \quad (2.13)$$

Der t er tiden i dager etter installasjon, t_0 er referansetid, $Q(t_0)$ er pelens kapasitet etter referansetiden, $Q(t)$ er kapasiteten etter t dager og Δ_{10} er en dimensjonsløs kapasitetsøkning for en tidoblet tidsøkning. I_p og OCR er gjennomsnittsverdier langs pelens skaft.

$$\Delta_{10} = 0.1 + 0.4 \cdot (1 - \frac{I_p}{50} \cdot OCR^{-0.8}) \quad (2.14)$$

$$0.1 < \Delta_{10} < 0.5 \quad (2.15)$$

Eksempler på hvordan dette utvikler seg er gitt i Figur 2.13. Det er antatt 3 måneders konsolideringsperiode for peler installert i leire med OCR=2 og OCR=5 ved bruk av ligning 2.13 og 2.14. Man ser tydelig at en økning i kapasitet med tiden er høyere for leirer med lav plastisitet og at en lavere OCR vil ha en positiv innvirkning på denne økningen.



Figur 2.13: Eksempler på beregnet økning i kapasitet i tiden etter konsolidering, her antatt etter 12 måneder etter [Karlsrud et al. \(2005\)](#)

4. Effekten fra geomkjemiske reaksjoner med stålmaterialer

Stålpelene som blir brukt skal normalt ikke bli beskyttet med noe slags form for belegg. Dette er fordi at dette kan kunne redusere bæreevnen for friksjonspeler som er avhengig av friksjonen [Karlsrud et al. \(2013\)](#). Derfor må man beregne at pelen vil korrodere etter en viss tid. Dette vil skje ved at Fe^{2+} -ioner vil reagere med tilgjengelig oksygen som igjen vil ha en positiv innvirkning på bindekreftene mellom jordpartiklene og leirplatene, og dermed øke leirens kapasitet.

5. Effekten av at skjærflaten ved brudd flyttes bort fra pelen

[Karlsrud et al. \(2013\)](#) skrev at skjærkreftene forårsaket av pelen vil avta radielt med den inverse av den normaliserte avstanden til pelen. Videre skrev de at den udrenerte skjærstyrken etter konsolidering vil også variere betraktelig med avstanden fra pelens overflate. For leirer med en OCR mindre enn $\text{OCR} = 4$ er det foreslått at styrken kan være på sitt laveste et stykke fra pelens overfalte, mens for en høy OCR vil dette vær ved eller rett ved pelens overfalte.

2.4 Effekten av plugging

Under ramming av åpne stålrørspeler, vil jorden sive inn i pelen med en hastighet som er lik, eller større enn hastigheten av pelen som blir installert. I mens denne prosessen foregår kan jorden inne i pelen utvikle en tilstrekkelig friksjonsmotstand mot innsiden av pelevæggen, som kan føre til at videre inntrengning av jord ikke vil være mulig [Iskander \(2011\)](#). Dette fenomenet kalles *plugging*, p , og kan defineres som virkelig fortrengt volum i forhold til fortrengt volum av en lukket pel [Bane NOR \(2020a\)](#). Dette er gitt i ligning 2.16:

$$p = 1 - (r_o - t_e)^2 \cdot \frac{L - z_p}{r_o^2 \cdot L} \quad (2.16)$$

hvor r_o er pelens ytre radius, t_e er godstykkelsen, L er pelens lengde og z_p er dybde fra toppen av terrenget og ned til jordpluggen.

I tillegg kan man tallfeste plugging som pluggingsgraden, PLR *Plug Length Ratio*, som er definert som forholdet mellom jordpluggens lengde (L_i) og penetreringsdybden ved ferdig installering D_p . PLR uttrykkes som:

$$PLR = \frac{L_i}{D_p} \quad (2.17)$$

Anušić et al. (2019) undersøkte sammenhengen mellom pluggingsgraden PLR og N_{bA} . Trenden de fant viste at relativ lave verdier av N_{bA} korresponderte med en semi-plugget tilstand (PLR ~ 0.4) og for høye verdier av N_{bA} nærmet man seg en fullstendig plugget pel (PLR = 1). Denne trenden indikerer at en større hammere som blir benyttet ved installering fører til større penetrering per slag og følgelig økt PLR.

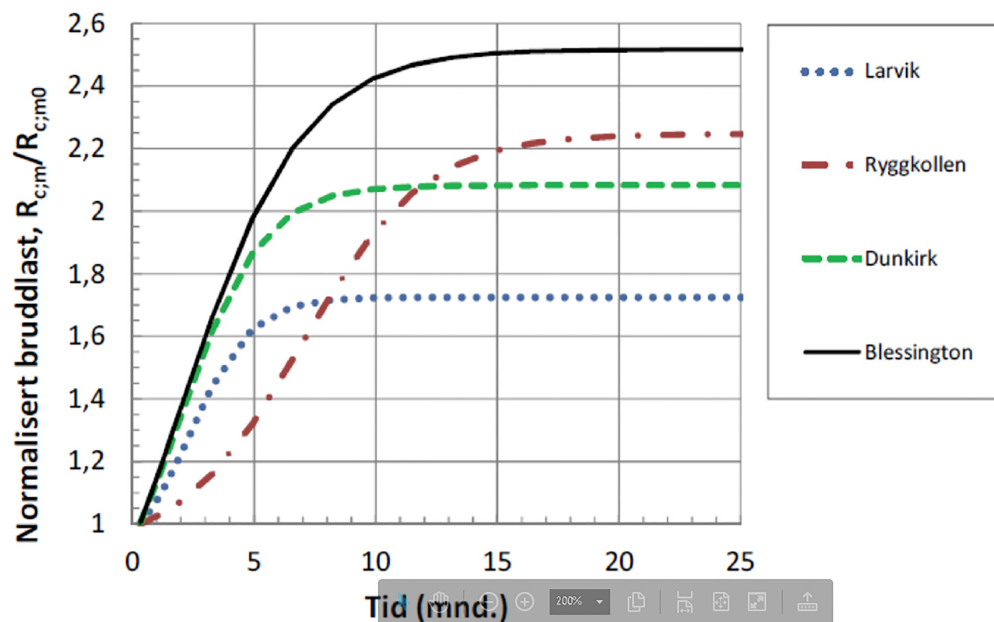
2.5 Peleveiledningen

I 2019 ble det publisert en ny og oppdatert veiledning for peler som erstattet Peleveiledningen 2012. Med tanke på hva som har relevans for denne oppgaven er det spesielt effekten av tid for peler i sand som er oppdatert. I veiledningen fra 2012 stod det at det var klare indikasjoner på at bæreevnen for peler i sand kan øke vesentlig med hensyn på tid. I midlertid forelå det ikke en beregningsmodell som man kunne benytte seg av. I Peleveiledningen 2019 er dette nå mulig og metoden som nå foreligger presenteres i det etterfølgende:

Metoden er basert på opptrekkforsøk (streck) av peler i sand med forskjellige lagringstettheter. Stedene og hvordan type sand det refereres til er vist i Tabell 2.1. Figur 2.14 viser hvordan kapasiteten øker med tiden fra de forskjellige teststedene og $R_{c;m0}$ refererer til første opptrekkforsøk etter $t_0 = 10$ dager. Ved beregning av tidseffekter er det kun sidefriksjonen som beregningsmessig får økt kapasitet.

Tabell 2.1: Egenskaper til sand fra de forskjellige forsøksstedene [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).

Sted	Type sand	Spissmotstand fra CPT, q_c [MPa]
Larvik	Løst lagret siltig finsand med enkelte tynne lag av leirig silt	1—10
Ryggkollen	Fast lagret moreneavsetning-mellomsand med noe stein	20—35
Dunkirk	Meget fastlagret mellomsand	10—25
Blessington	Middels fast sand	10—20



Figur 2.14: Målt relativ økning i bæreevne med hensyn på tid for peler utsatt for strekk. Bruddlasten $R_{c;m0}$ referer til kapasiteten til pelen etter $t_0 = 10$ dager [Den Norske Pelekomité \(2019\)](#).

2.6 Sammendrag

Økningen av bæreevne for leire som er presentert i kapittel 2.3.3 er den samme metoden som foreligger i Peleveiledningen 2019. Metoden som er presentert i kapittel 2.2.3 er bygget på samme datagrunnlag som i Peleveiledningen, men metoden for utregningen av kapasitetsøkningen er forskjellig. I resultatene vil derfor disse metodene begge bli benyttet slik at man setter de opp mot hverandre.

Videre skal det undersøkes hvilken betydning faktoren N_{bA} har for de forskjellige pelene og hvilken tidsutvikling man kan forvente basert på installasjonsmetoden.

Kapittel 3

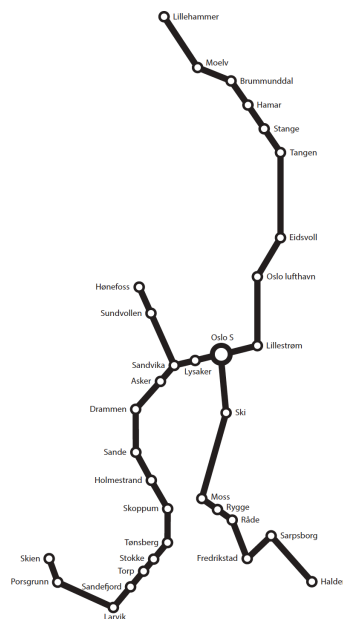
Ringeriksbanen — Fellesprosjektet

I dette kapittelet presenteres prosjektområdet som pelene i denne oppgaven er hentet fra. Først introduseres prosjektet på et overordnet nivå og testområdet og prinsippene bak belastningsforsøkene beskrives i detalj. Videre presenteres bakgrunnsdata og grunnundersøkelse som er utført i området, før det avslutningsvis går gjennom lagdeling og parametervalg for beregningsmodellene.

3.1 Om prosjektet

InterCity

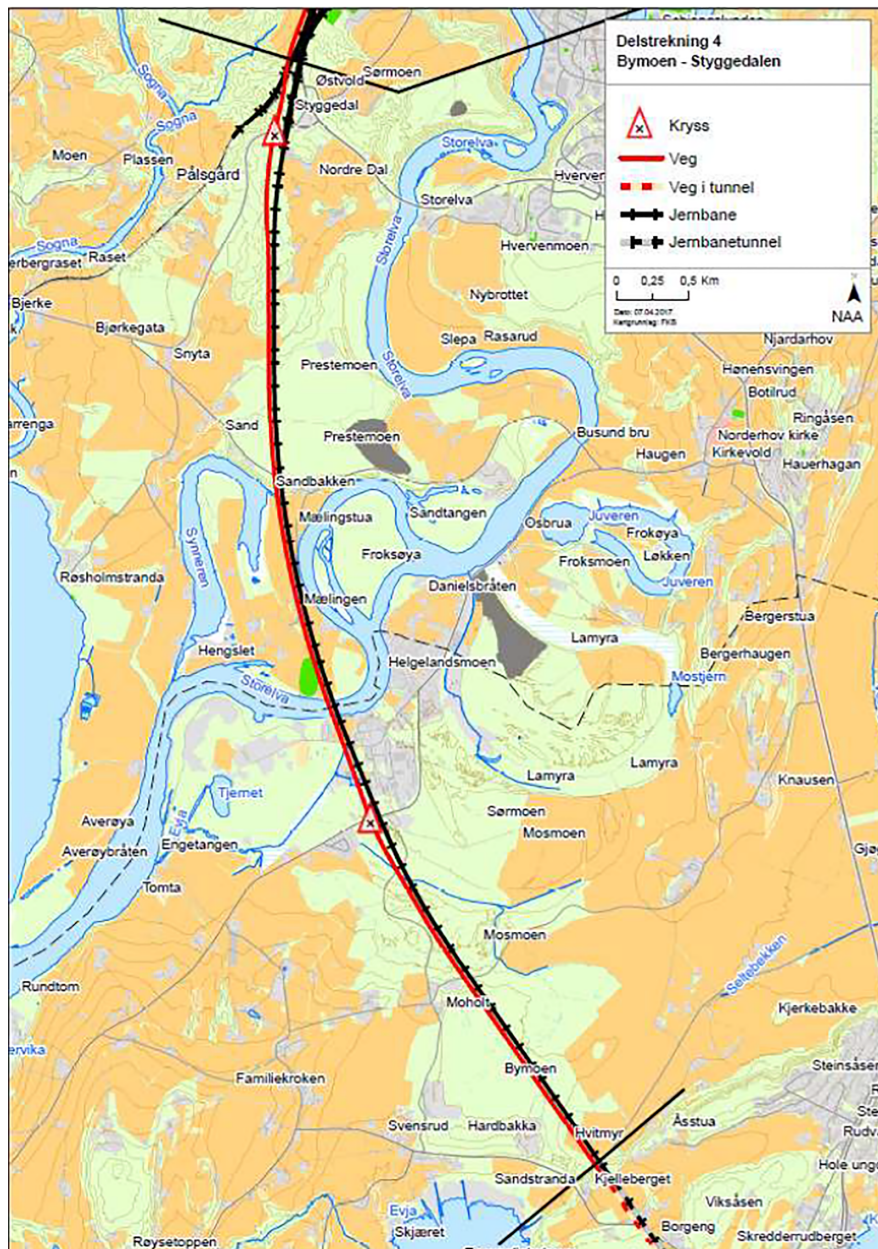
Ringeriksbanen er en del av hovedprosjektet "InterCity" som er et prosjekt som skal bygge et bedre togtilbud mellom byene på Østlandet. Rutekartet i Figur 3.1 viser de planlagte traseene. Det er forventet en betydelig befolkningsvekst i dette området frem mot 2040 og Bane NOR planlegger og bygger på bestilling fra Stortinget. Togene som går i opp i mot 250 km/t mellom Oslo, Lillehammer, Halden, Porsgrunn og Hønefoss skal gi halvannen million innbyggere raskere reiser og hyppigere avganger [Bane NOR \(2020b\)](#).



Figur 3.1: Hele InterCity-området [Jernbanedirektoratet \(2017\)](#)

Ringeriksbanen

Ringeriksbanen er en del av Intercity-satsingen og det skal utbygges 40 km med dobbeltsporet jernbane mellom Sanvika — Hønefoss. Det planlegges for en hastighet på 250 km/t og målsatt byggestart er i år 2022. Planlagt ferdigstillelse er i år 2029. Figur 1.1 viser en oversikt over planlagt trasé for ringeriksbanen samt alle delstrekningene 1-5. På delstrekningen Helgelandsmoen — Mælingen — Prestmoen på Ringeriksbanen er det i Mælingen tilnærmet flatt terreng på ca. kote +65. Mælingen ligger i det som kalles *delstrekning 4* i Figur 3.2. Det er i dette området belastningsforsøkene er utført.



Figur 3.2: Oversikt over planlagt trasé for delstrekning 4 Bane NOR (2018)

3.2 Fullskalatesting av peler

I forbindelse med prosjektering av jernbanetrasé og brukonstruksjoner i Mælingen har Bane NOR grunnet de spesielle grunnforholdene valgt å utføre fullskalatesting av peler for å sikre at den videre prosjektering baserer seg på best mulig grunnlag. Bane NOR har i samarbeid med NGI planlagt prøvetrekking på to pelefelt i Mælingen, disse er kalt *pelefelt 1* og *pelefelt 3* og er vist i Figur 3.3. Noen av pelene er instrumenterte og de er delt opp i typene A og B. På *Type A* er det montert 24 strekkklapper, 12 på hver side av stålørret. Med strekkklappene kan man måle distribusjon av sidefriksjon mot dybden samt residualspenninger i pelen etter installasjon. På *Type B* er det montert Tell tale-rods på den ene siden og poretrykksmålere på den andre siden. Tell tale-rods brukes som en reserveløsning for strekkklappene og måler totale tøyninger fra pelens topp til 33, 51 og 68 meters dybde. poretrykksmålingene brukes til å måle dissipasjon av poretrykk etter installering, altså konsolidering av jord rundt pelen. Alle instrumenter er beskyttet med påsveiste vinkelkanaler.

Så langt er kun pelefelt 3 gjennomført. Pelefelt 3 består av totalt 5 peler og har dimensjoner og størrelser som angitt i Tabell 3.1. Pelene ble installert i perioden februar/mars 2019 (fullstendig rammeprotokoll i Tillegg C) og opptrekkforsøkene utføres etter 3 måneder, 9 måneder og 18 måneder. I skrivende stund er det kun resultatene fra 3 og 9 måneder som er tilgjengelige og det er resultatene fra disse forsøkene som kommer til å bli brukt i denne oppgaven.



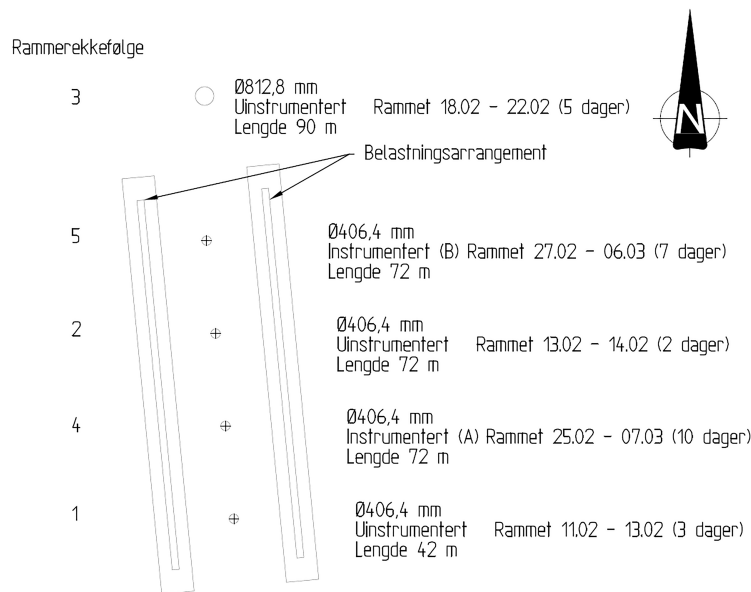
Figur 3.3: Planlagt trasé og pelefelt 1 og pelefelt 3

Tabell 3.1: Oversikt over pelers som er installert i pelefelt 3

Pel nr.	Diameter [mm]	Lengde [m]	Tykkelse [mm]	Segmenter	Instrumentering
3-A-70m	406.4	70	12.5	4 x 18 m	A
3-B-70m	406.4	70	12.5	4 x 18 m	-
3-C-70m	406.4	70	12.5	4 x 18 m	B
3-D-40m	406.4	40	12.5	4 x 14 m	-
3-E-90m	812.8	90	16	5 x 18 m	-

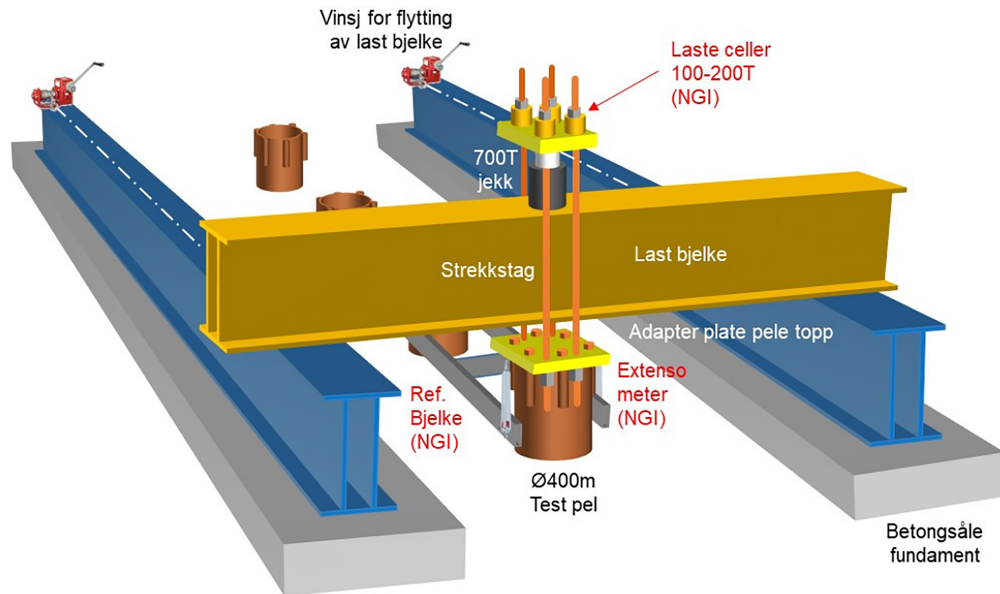
3.2.1 Belastningsarrangement

Pelene på Mælingen skal utsettes for prøvebelastninger for å sikre at prosjektet baserer seg på best mulig grunnlag. Hvordan pelene er arrangert i forhold til hverandre og rammerekkefølgen er illustrert i Figur 3.4. Fullstendig oversikt over rammeprotokollen er vedlagt i Tillegg C.

Figur 3.4: Prøvepelenes plassering, rammerekkefølge og tidsrom [Karlsruud and Ofstad \(2019\)](#)

3.2.2 Prinsipp

Belastningsforsøket som er benyttet i Mælingen er illustrert i Figur 3.5. Prinsippet går ut på at det ble støpt betongbjelker i størrelsen 1800 x 500 x 1400 mm på hver sin side av de rammene pelene. Oppå betongbjelkene blir det lagt doble stålbjelker HEB1000, samt en tverrgående dobbel HEB1000 bjelke som kan flyttes ved hjelp av en hydraulisk jekk. Opptrekkslasten blir påført ved bruk av en hydraulisk jekk som ligger oppå den tverrgående bjelken. Jekken er forbundet gjennom fire stangstag som er koblet til en kraftig stålplate på toppen av jekken og på toppen av pelene. Platene er festet med muttere som skrues til. På toppen av stagene monteres det lastceller og forskyvningen av pelens topp monitoreres ved bruk av elektronisk LVDT måleaur som er koblet til en målebjelke i aluminium som spenner mellom de to nærmeste nabopelene.

Figur 3.5: Skisse av belastningsarrangement i 3D [Bane NOR \(2020a\)](#).

3.2.3 Belastningsprosedyre

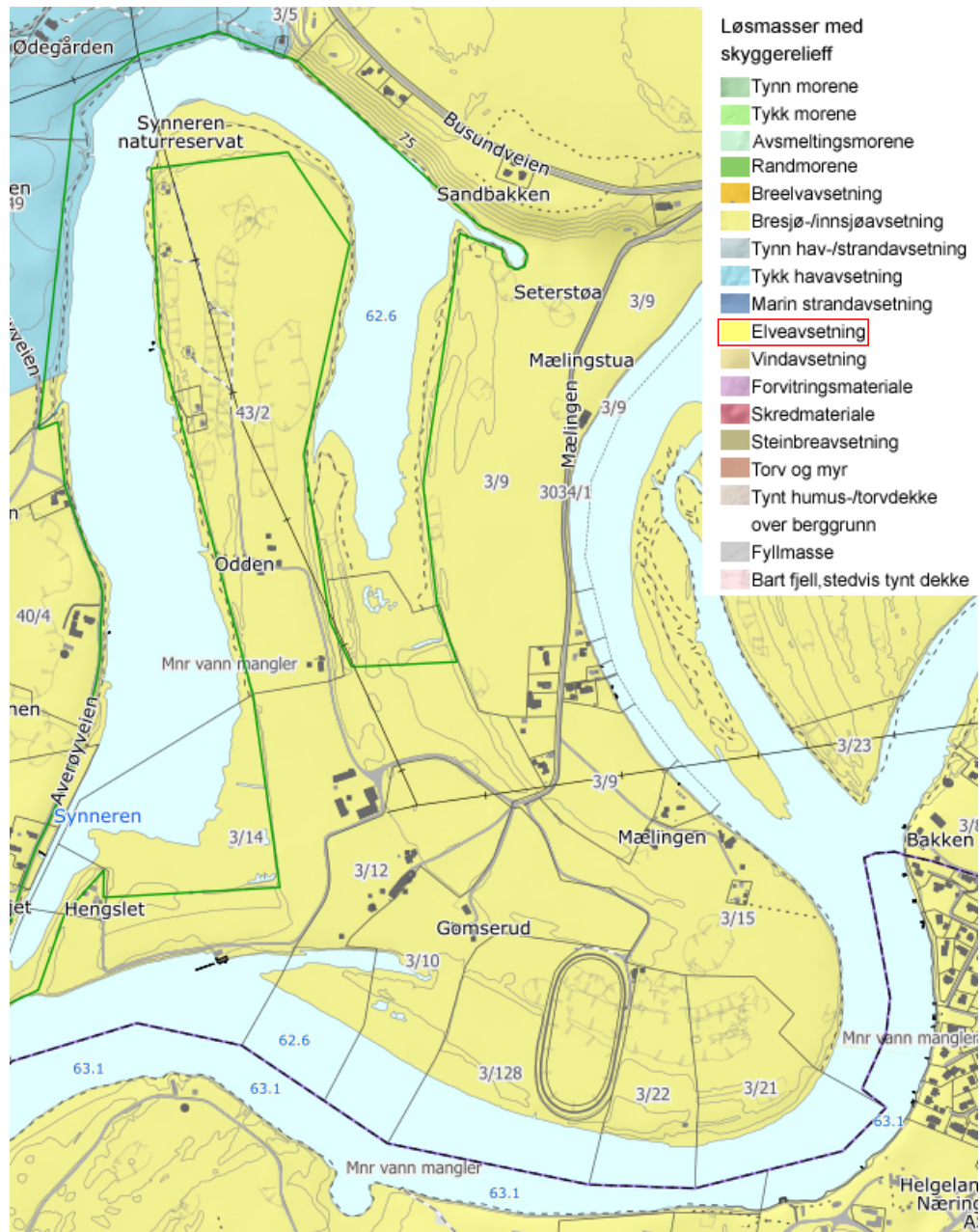
Belastningsprosedyren utføres slik at lasten legges på trinnvis. For Pel 3-A-70m er anbefalt belastningsprosedyre gitt i Tabell 3.2 og ved gjennomføringen av opptrekk monitoreres og loggføres deformasjonsutviklingen kontinuerlig for hvert lasttrinn.

Tabell 3.2: Anbefalt belastningsprosedyre for 70 meter lang pel etter 3 måneder [Bane NOR \(2020a\)](#)

Trinn	Endring pr. trinn [kN]	Last ved siste trinn [kN]	Varighet [min]
1-3	500	1500	5
4-5	250	2000	3
6 til kryp > 0.1 mm/min	100	2300	3
Fra kryp > 0.1 mm/min til brudd	50	2400	
Avlastningstrinn 1-3	500	Ca. 1000	3
Avlastningstrinn 7	100	Til 0	3

3.3 Bakgrunnsdata og grunnundersøkelser

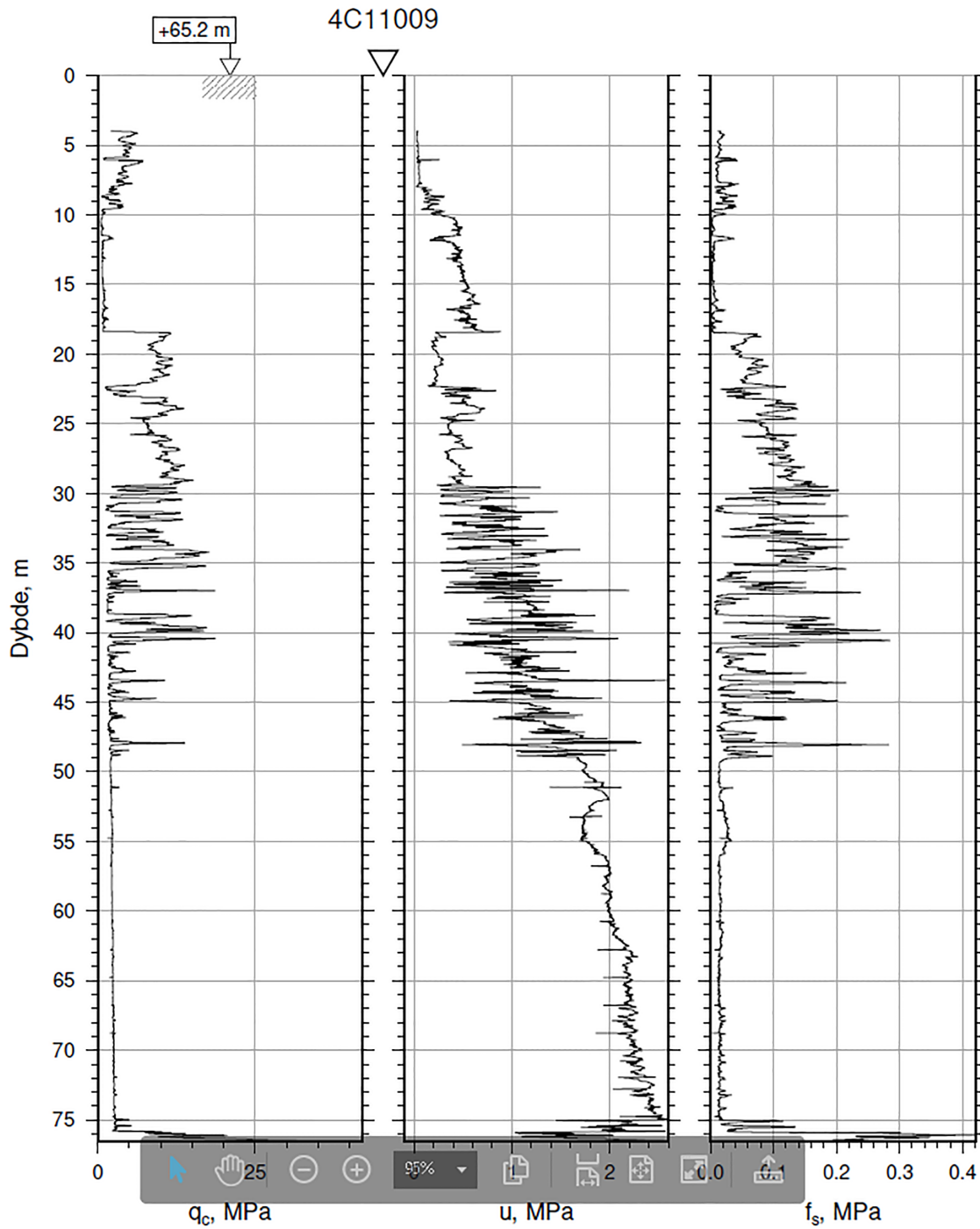
Kvartærgeologisk kart fra NGU (Figur 3.6) viser at området består av elveavsetninger (Fluvial avsetning). Dette er materialer som er transportert og avsatt av elver og bekker. De vanligste formene er elvesletter, terrasser og vifter der sand og grus dominerer, og materialet er sortert og rundet. Kartet fra NGU indikerer også at man kan forvente stor løsmassemekthet, og grunnundersøkelser utført av Norges Geotekniske Institutt (NGI) bekrefter også dette. Rett ved pelefelt 3 er det foretatt en CPTU-sondering, prøveserier og totalsonderinger. I grove trekk kan grunnforholdene beskrives som elveavsatt sand- og til dels siltavsetninger, påfulgt av lag med silt/sand/leire, deretter marin leire og morenematreiale over berg. Resultatene fra totalsonderinger viser stor løsmassemekthet der den minste dybden til berg er 80 meter, mens det på det dypeste er registrert 135 meter til berg [Bane NOR \(2017b\)](#). Terrenget ligger omtrent på kote +66 og under marin grense. Grunnvannstanden er registrert til å ligge 1.5 meter under terrengnivå.



Figur 3.6: Kvartærgeologisk kart fra NGU (2020)

3.3.1 CPTU-sondering

CPTU-sonderinger gir en detaljert kartlegging av grunnforhold og bidrar til tolking av jordens mekaniske egenskaper. CPTU-sondering er foretatt midt i pelefelt 3 og resultatet er vist i Figur 3.7.

Figur 3.7: CPTU-sondering [Bane NOR \(2019\)](#)

3.3.2 Prøveserier

I tillegg til CPTU-sondering er det foretatt $\varnothing 72$ mm prøveserier i området og på disse er det utført standard rutineundersøkelser, ødometerforsøk, treaksialforsøk og direkte skjærforsøk. I Tillegg A er det vedlagt resultater fra ødometerforsøkene og i Tillegg B finnes resultatene fra treaksial- og direkte skjærforsøkene. For fullstendige resultater henvises det til [Bane NOR \(2019\)](#).

3.4 lagdeling

Antatt lagdeling og tilhørende mekaniske egenskaper under pelefelt 3 er tolket og vist i Tabell 3.3. Beregninger og bruk av modelleringsverktøy benytter seg av denne lagdelingen slik at sammenligningsgrunnlaget blir så likt som mulig.

Tabell 3.3: Antatt lagdeling ved pelefelt 3

Lag	Dybde [m]	Kote u.k. [m]	γ [$\frac{kN}{m^3}$]	σ_{v0} [kPa]	u_0 [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	q_c [kPa]	$s_{u,A}$ [kPa]	$s_{u,D}$ [kPa]	$\frac{s_{u,D}}{\sigma'_v}$ [-]	I_p [%]
Sand	0	65.2	19.5	0	0	0	5000				
	9	56.2	19.5	175.5	75	100.5	3000				
Leire	9	56.2	19.2	175.5	75	100.5		40	26	0.26	10
	18	47.2	19.2	348.3	165	183.3		70	45.5	0.25	10
Sand	18	47.2	19.8	348.3	165	183.3	11000				
	30	35.2	19.8	585.9	285	300.9	11000				
Leire	30	35.2	19.8	585.9	285	300.9		100	65	0.22	10
	32	33.2	19.8	625.5	305	320.5		105	68.3	0.21	10
Sand	32	33.2	19.8	625.5	305	320.5	12000				
	34	31.2	19.8	665.1	325	340.1	12000				
Leire	34	31.2	19.8	665.1	325	340.1		110	71.5	0.21	14
	39	26.2	19.8	764.1	375	389.1		130	84.5	0.22	14
Sand	39	26.2	19.8	764.1	375	389.1	12000				
	41	24.2	19.8	803.7	395	408.7	12000				
Leire	41	24.2	19.8	803.7	395	408.7		135	87.8	0.21	14
	48	17.2	19.8	942.3	465	477.3		158	102.7	0.22	14
	48	17.2	19.8	942.3	465	477.3		158	102.7	0.22	18
	70	-4.8	19.5	1371.3	685	686.3		212	147.8	0.22	18
	70	-4.8	19.5	1371.3	685	686.3		212	147.8	0.22	10
	80	-14.8	20.5	1576.3	785	791.3		260	169	0.21	10
	80	-14.8	20.5	1576.3	785	791.3	20000				
Sand	80	-14.8	20.5	1576.3	785	791.3	20000				
	85	-19.8	20.5	1678.8	835	843.8	20000				
Leire	85	-19.8	20.5	1678.8	835	843.8		275	178.8	0.21	12
	88	-22.8	20.5	1740.3	865	875.3		290	188.5	0.22	12

3.5 Parametervalg for modellering

For å beskrive pelens oppførsel i jorda er det grunnundersøkelsene som danner grunnlaget ved valg av parametrene for de forskjellige lagene. Setningsparametre fastsettes på grunnlag av resultatene fra ødometerforsøk og styrkeparametre fra treaksialforsøk. I det etterfølgende presteres prinsippene for disse forsøkene og hvilke parametre man tolke fra prøvene.

3.5.1 Ødometerforsøk

I ødometerforsøk plasseres en prøve i en stålring og belastes aksialt i en prøverigg. Stålringen hindrer prøven i å utvide seg sideveis og man får dermed en endimensjonal deformasjonstilstand. Prøvene er belastet med en kontinuerlig tøyningshastighet (CRS - Constant Rate of Strain) og er koblet til en datamaskin som måler aksialt trykk, deformasjon og poretrykk i bunn av prøven. Fra resultatene kan man tolke ødometerstivheten ($M=E_{oed}$), prekonsolideringstrykket (p_c), konsolideringskoeffisienten (c_v) og tidsmotstandstallet (r_s).

3.5.2 Treksialforsøk

I treksialforsøk plasseres prøven i et treksialapparat hvor kan man gjøre belastningsforsøk i en bestemt spenningstilstand. Prøven er montert i en celle som gjør at et vanntrykk kan gi prøven en isotropisk spenningstilstand i tillegg til at den kan belastes aksialt. Testapparatet er koblet til en datamaskin som måler belastning, poretrykk og deformasjon. Prøvene kan utføres aktivt (trykk) og passivt (strekk) og både drenert og udrenert. Fra resultatene kan man blant annet tolke friksjonsvinkel (φ) og attraksjon (a) fra grafer som beskriver spenningsstien. Sammenhengen mellom ødometersivheten M og Youngs modul E avhenger av Poissonstalet ν . Nordal (2019) skriver at verdien $\nu = 1/3$ ut til å være riktig for belastning og dersom vi bruker denne får vi verdier for E :

$$E = \frac{M(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} = M \frac{2}{3} = E_{oed} \frac{2}{3} \quad (3.1)$$

3.5.3 Sand - Validering og typiske verdier

Ved valg av E -modul for sand fra CPT-sondering foreslo Lunne et al. (1997) likninger for å estimere ødometerstivheten (M eller E_{oed}) basert på den registrerte spissmotstanden q_c . Disse likningene er vist i Tabell 3.4 og kan benyttes for å validere og sammenligne verdiene som hentes fra ødometerresultatene.

Tabell 3.4: Tangent ødometerstivhet fra CPT-sonderinger Lunne et al. (1997)

Ødometerstivhet M ved σ'_{v0}	For spissmotstand i området	Jordtype
$M = 4q_c$	$q_c < 10$ MPa	NC sand
$M = 2q_c + 20$ MPa	$10 < q_c < 50$ MPa	
$M = 120$ MPa	$q_c > 50$ MPa	OC sand
$M = 5q_c$	$q_c < 50$ MPa	
$M = 250$ MPa	$q_c > 50$ MPa	

Friksjonsvinkel φ og attraksjon a avhenger av hvilken tilstand sanden er i. Nordal (2019) skrev at for norsk sand ligger typiske verdier i området slik det er vist i Tabell 3.5.

Tabell 3.5: Typiske verdier for friksjonsvinkel og attraksjon for norsk sand Nordal (2019)

Tilstand	Attraksjon, a [kPa]	Friksjonsvinkel, φ [°]	$\tan \varphi$
Løs	0	31	0.6
Medium	0-15	35	0.7
Tett	15-40	38	0.8

Videre har man dilatansvinkel (ψ) som forekommer i jorden når den blir utsatt for skjærtøyninger og kornene "klatrer" på hverandre som videre fører til en økning i volum. For kvartssand foreslår Nordal (2019) at man kan forvente at ψ kan estimeres på følgende måte:

$$\psi \approx \phi - 30 \quad (3.2)$$

3.5.4 Leire - Validering og typiske verdier

Tabell 3.6 og Tabell 3.7 viser typiske verdier for friksjonsvinkel, attraksjon og skjærfasthet for norske leirer.

Tabell 3.6: Typiske verdier for friksjonsvinkel og attraksjon for norsk leire [Aarhaug \(1991\)](#)

Materialtype	Karakteristikk	Attraksjon, a [kPa]	friksjonsvinkel, φ [°]	$\tan \varphi$
NC-leire	Bløt	0 - 5	19 - 25	0.35-0.45
	Middels	0-15	22 - 29	0.40 - 0.55
	Fast	0 - 20	26 - 31	0.5 - 0.6
OC-leire		50 - 100	26 - 39	0.5 - 0.8

Tabell 3.7: Typiske verdier for skjærfasthet (s_u) for norske leirer [NGF \(1982\)](#)

Beskrivelse av skjærfastheten	Udrenert skjærstyrke, s_u [kPa]
Svært lav	< 10
Meget lav	10 - 20
Lav	20 - 40
Middels	40 - 75
Høy	75 - 150
Meget høy	150 - 300
Svært høy	> 300

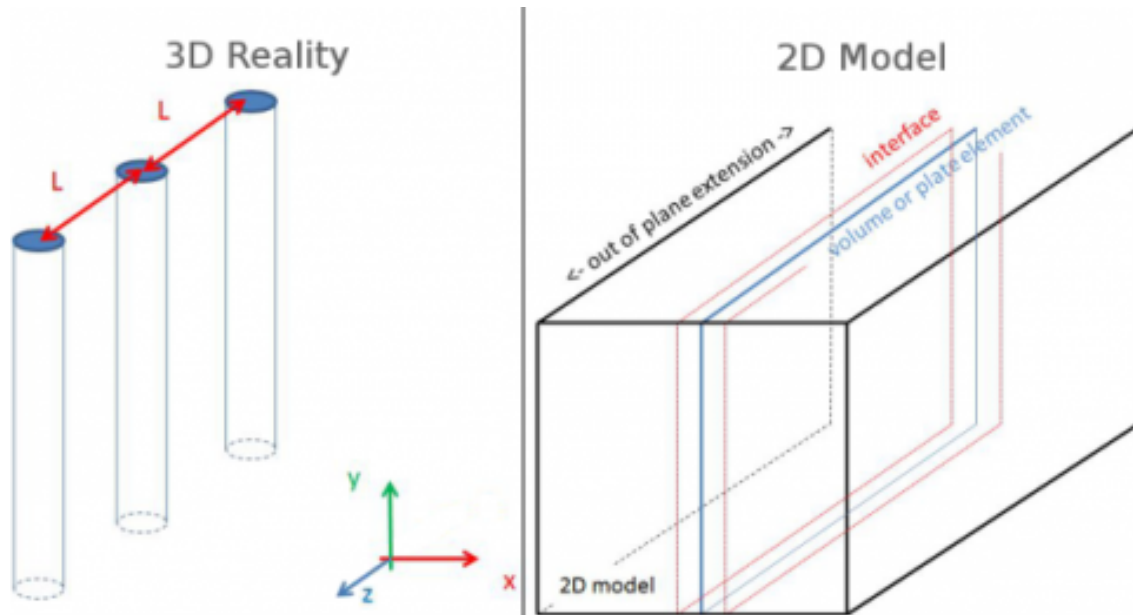
Kapittel 4

Numerisk modellering

I dette kapitlet etableres numerisk modellering som et alternativ for å beregne pelers bæreevne. I introduksjonen forklares kort numerisk modellering som konsept og hvilke valg som er tatt ved bestemmelse av dataverktøy. Deretter kommer en beskrivelse av hvordan modellen er bygget opp før et kapittel om valg av materialmodeller presenteres. Til slutt beskrives alle parametre som er blitt brukt i materialmodellene og hvilke valg som ligger til grunn.

4.1 Introduksjon

I prosjekteringssammenhenger er det i flere tilfeller hensiktsmessig å teste ut geotekniske scenarier matematisk. Numerisk modellering er et nyttig verktøy som benyttes for å beregne konstruksjoners oppførsel som følge av påkjenninger fra for eksempel bygg- og trafikkklaster. I geoteknikken kan analyseverktøy benyttes for å simulere statisk og dynamisk samvirke mellom konstruksjon og jord, forskyvninger og bæreevne fra fundamenter, modellering av avstivede byggegrøper, med mer [NGI \(2020\)](#). Til dette finnes det en rekke dataprogram man kan anvende som alle har forskjellige bruksområder. Til denne oppgaven har flere programmer blitt vurdert. *Abaqus* er et generelt elementprogram med flere bruksområder, også utover geoteknikken og benyttes blant annet også i bilindustrien. *GeoSuite Piles* er et program som leveres fra *Trimble Novapoint* i pakken *Geosuite Toolbox* som lar brukeren regne på 3D-pelegrupper og peler med varierende tverrsnitt ved bruk av ulike jordmodeller. *PLAXIS* er et elementprogram fra *Bentley* som leverer diverse programmer som kan benyttes i geoteknikk og tilbyr både versjoner i 2D og 3D. I denne oppgaven er det valgt å bruke programvaren fra *PLAXIS*, spesifikt *PLAXIS 3D*, versjon *2018.01*. Fra NT-NU har jeg benyttet *PLAXIS 2D* i forbindelse med diverse fag og er derfor kjent med grensenettet og bruksområdet til programmet. *PLAXIS 3D* opererer med et likt grensesnitt og det var derfor nærliggende å ta dette valget. Ettersom peler er sanne 3D elementer er det derfor ikke mulig å modellere peler og få resultater av høy kvalitet med en 2D modell [PLAXIS \(2014\)](#). *PLAXIS 2D* er derfor ikke benyttet. Forenklinger av modellen skaper unøyaktighet og et 3D program er derfor mer hensiktsmessig, se Figur 4.1.



Figur 4.1: Realiteten i 3D sammenlignet med en 2D modell [PLAXIS \(2014\)](#).

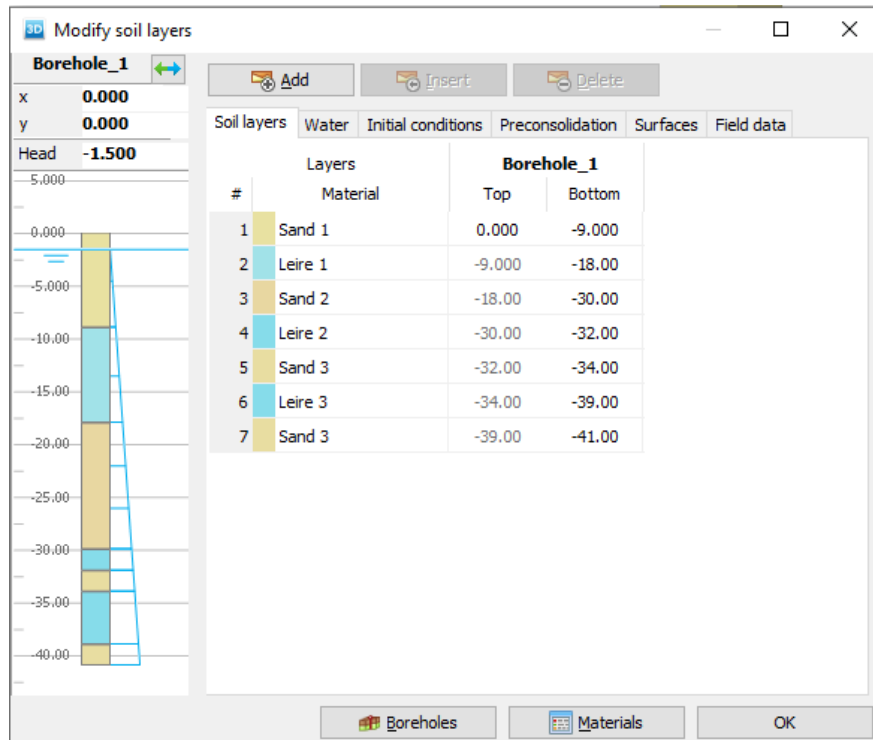
4.2 PLAXIS 3D

PLAXIS 3D er et elementmetodeprogram som brukes til å utføre deformasjons-, stabilitets- og strømmeanalyser for forskjellige geotekniske problemstillinger [PLAXIS \(2018a\)](#). Programmet benytter seg av et praktisk og grafisk grensesnitt som gjør det enkelt for brukeren å generere en geometrimodell og et elementnett (*mesh*). Elementmetoden¹ er en numerisk metode der hovedprinsippet er at elementer (jord og andre konstruksjoner) deles inn i mindre elementer. Elementene bygger på hverandre, deformerer hverandre og gir til sammen en beskrivelse av hvordan det totale legemet oppfører seg ved forskjellige scenarier. Det er viktig å merke seg at elementmetodeprogrammer gir estimer og at en viktig del av en analyse er å være kritisk til resultater og at håndberegninger basert på klassiske metoder bør benyttes som et sammenligningsgrunnlag [Nordal \(2019\)](#).

4.3 Oppbygging av modellen

Jordmodellen er modellert med kubisk form som har en utstrekning på 10 ganger pelens diameter. Alle analysene er bygd opp med et 10-noder elementnett. Jordmodellen lages ved å benytte seg av "borehole" i PLAXIS. Her angir man de forskjellige lagene samt vannstanden (Figur 4.2).

¹Elementmetoden er oversatt fra engelsk *Finite Element Method* og forkortes ofte FEM



Figur 4.2: Borehullegenskaper brukt i analysen (40 meter pel)

Modellering av selve pelen kan gjøres på flere måter, men metoden som er benyttet i denne oppgaven er å først lage en polykurve som man tegner på overflaten som man ekstruderer ned til dybden man ønsker. Deretter angir man de geometriske objektene som *platematerialer* som utgjør pelen som en konstruksjon med den godstykkelsen og den stivheten man ønsker. Parametrene som er valgt er gitt i Tabell 4.1. Platematerialet angis også på toppen av pelen slik at det blir mulig å sette på laster.

Tabell 4.1: Parametre for pelematerialet

ID	Materialtype	d (tykkelse) [m]	γ [kN/m ³]	E_1 [kN/m ²]	ν_{12} [-]
Pel	Elastisk (isotropisk)	0.0125	78	$210 \cdot 10^6$	0.3

4.3.1 Innflytelsen av grensesnittfunksjonen R_{inter}

Grensesnitt (*interface*) benyttes når man skal modellere interaksjonen mellom jord og en konstruksjon (pel). Grensesnitt er nødvendig for å simulere den avgrensede friksjonsmotstanden mellom pelen og den ved siden av liggende jorden og den tillater relativ forskyvning og separasjon mellom pelen og jordmassene PLAXIS (2020). Grensesnittedelementet kan være helt glatt eller det kan være fullstendig ru, som henholdsvis gir verdier $R_{inter} = 0$ og $R_{inter} = 1$. Parameteren reduserer jordens styrke i henhold til de to ligningene:

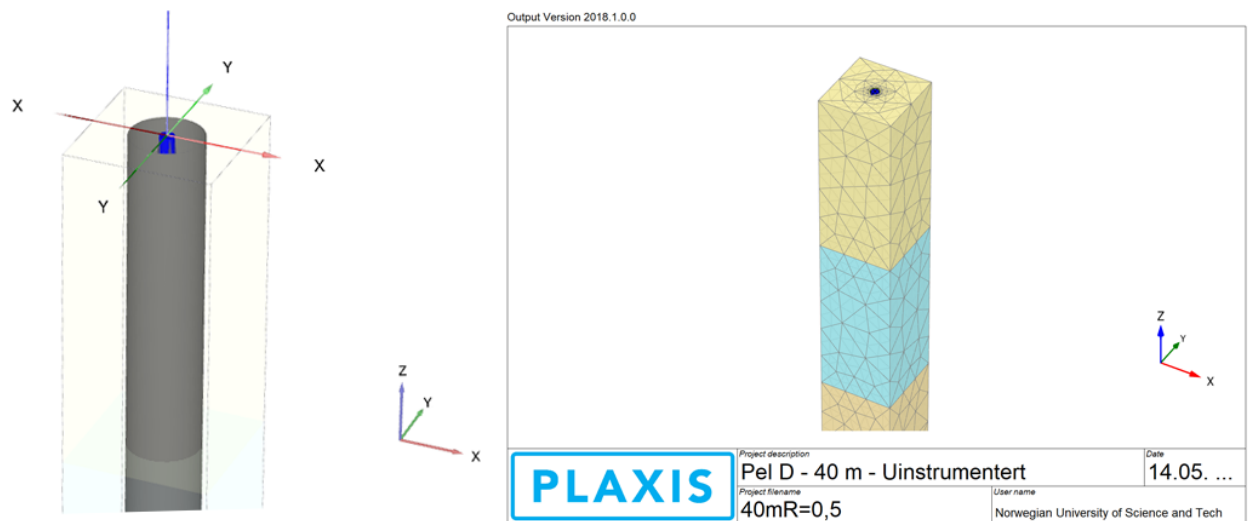
$$c_i (= R_{inter} \cdot c_{jord}) \leq c_{jord} \quad (4.1)$$

$$\tan \phi_i (= R_{inter} \cdot \tan \phi_i) \leq \tan \phi_{jord} \quad (4.2)$$

hvor ϕ_i og c_i er grensesnittets friksjonsvinkel og kohesjon (adhesjon). Dersom man ikke endrer R_{inter} i jordmaterialene vil verdien stå på *rigid* og tilsvarende 1.0 som normalverdi som igjen vil kunne gi urealistisk høy kapasitet. For sandmaterialene er verdien for R_{inter} valgt til 0.7 og for leire er det foretatt flere kalkulasjoner med verdier på 0.5, 0.6 og 0.7.

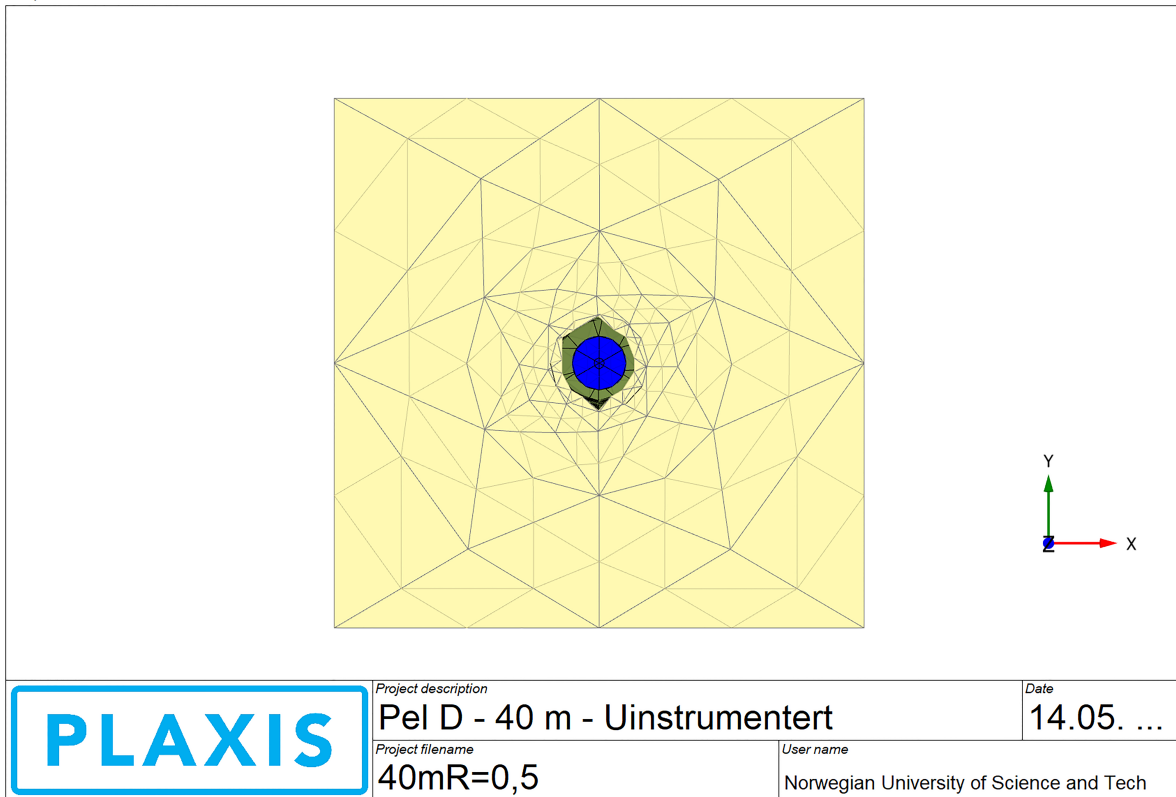
4.3.2 Elementnett

Generering av elementnettet gjøres automatisk og for å unngå unødvendig mange elementer er det benyttet et *medium* elementnett. Det er området rundt pelens overflate som er av interesse og for å få et mer finmasket elementnett i dette området modelleres det en geometrisk sylinder som strekker seg ca. en meter utenfor pelen. Sylinderen har ikke en strukturell betydning, men gjør det mulig å generere et finere elementnett mellom geometrien og pelen. Figur 4.3 viser geometrien samt det ferdige elementnettet og Figur 4.4 viser toppen av modellen og at elementnettet blir tettere i området rundt pelen.



Figur 4.3: Venstre: sylindrisk overflate rundt pelen for å lage et finere elementnett. Høyre: Ferdig elementnett

Output Version 2018.1.0.0



Figur 4.4: Topp av modellen viser at elementnettet er tettere i området rundt pelen

4.3.3 Faser

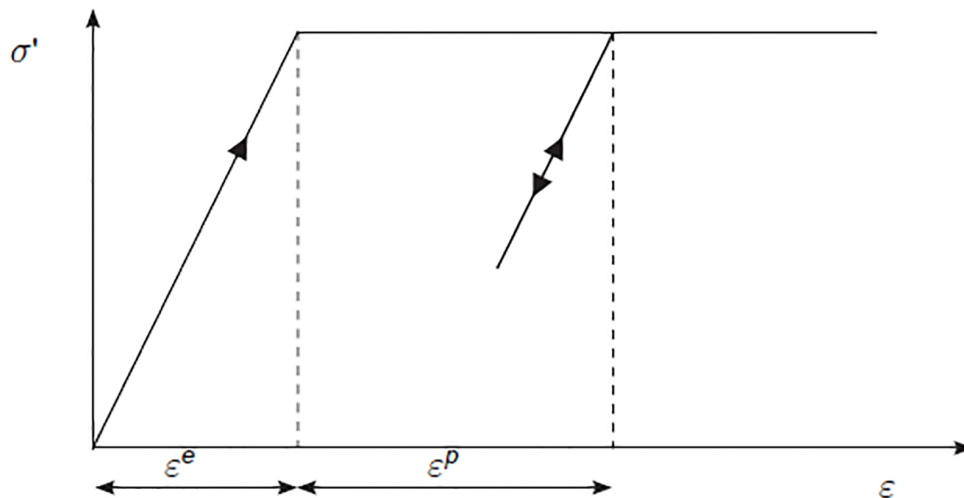
Det er ingen mulighet til å simulere installasjonseffekter i PLAXIS (2014), men det er noen steg man kan legge inn og modellen deles inn i 3 faser. I fase 1 består modellen kun av jordmodellen og betegnes av PLAXIS som en k_o -prosedyre. I fase 2 installeres pelen med tilhørende grensesnitt, før man setter på lasten i fase 3. Fase 2 og 3 er såkalte *plastiske faser*. Denne fasen kan forstås ved at for fase 3, vil lasten settes på gradvis. Ved hvert steg deformerer elementnettet seg, og helt til slutt vil lasten være fullstendig installert. Oversikt over alle fasene er gjengitt i Figur 4.5.

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,E) ...	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.000 day	0.000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	0
Installering [Phase_1]	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	4	70
Belastning [Phase_2]	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	4	70

Figur 4.5: Viser inndeling av de forskjellige fasene

4.4 Materialmodeller

Material-modellen som er brukt for alle lag er Mohr-Coulomb. Jord oppfører seg forholdsvis ikke-lineært når det blir utsatt for spennings- og tøyningssendringer. I virkeligheten avhenger stivheten av spenningsnivået, spenningsstien og tøyningen [PLAXIS \(2018b\)](#). Mohr-Coloumb på sin side er en enkel og velkjent lineær elastisk og perfekt plastisk modell som kan benyttes for å beskrive jordens oppførsel. Den lineært elastiske delen av Mohr-Coloumb modellen er basert på Hookes lov om isotropisk elasticitet. Den perfekte plastiske delen er basert på Mohr-Coulombs bruddkriterium. Figur 4.6 viser prinsippet til modellen og hvordan spenninger henger sammen med tøyningene.



Figur 4.6: Prinsippet til en lineær elastisk og perfekt plastisk modell [PLAXIS \(2018b\)](#)

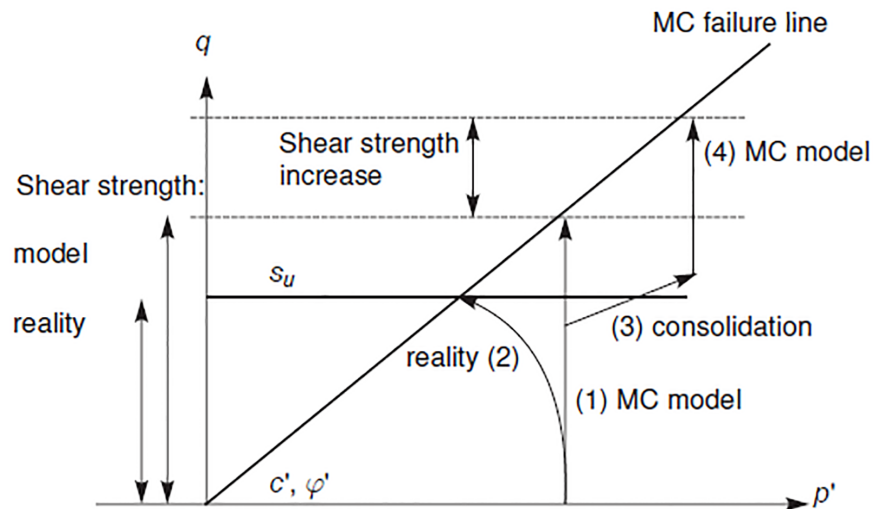
Det er totalt fem input-parametre som Mohr-Coulomb modellen trenger for fungere. Disse er listet i Tabell 4.2.

Tabell 4.2: Parametere i Mohr-Coulomb modellen

Parameter	Beskrivelse	Enhet
E'	Youngs modulus	[kN/m ²]
ν'	Poisson tallet	[-]
c	Kohesjon	[kN/m ²]
φ	Friksjonsvinkel	[°]
ψ	Dilatansvinkel	[°]
σ_t	<i>Tensin cut-off</i> og strekkfasthet	[-]

4.4.1 Dreneringstype for sand

Dreneringstypen for alle sandmaterialer er av typen *Undrained A* som beskriver en udrenert effektivspenningsanalyse med styrkeparametre på effektivspenningsbasis. Prinsippet er illustrert i Figur 4.7 som viser en Mohr-Coulomb modell med dreneringstype Undrained A. Modellen følger effektivspennings-stien hvor middelspanningen på effektivbasis, p' , holder seg konstant opp til bruddkriteriet for Mohr Coulomb.



Figur 4.7: Illustrasjon av spenningsstier. Realitet sammenlignet med Mohr-Coulomb modellen PLAXIS (2018b)

4.4.2 Dreneringstype for leire

Dreneringstypen som er valgt i leire-modellene er av typen *Undrained B*. Dette tilsvarer en udrenert effektivspenningsanalyse med udrenerte styrkeparametre. Friksjonsvinkel φ settes til null og kohesjonen blir lik skjærstyrken ($\varphi = 0^\circ$ og $c = s_u$) PLAXIS (2018b). Grunnen til at denne modellen er valgt er fordi dette lettest lar seg sammenligne med resultatene som allerede foreligger. Peleveiledningen 2019 benytter seg av udrenert skjærstyrke og programmet Geosuite Piles som er benyttet for å beskrive last-forskyvningskurver har også brukt denne udrenerte skjærstyrken.

4.4.3 Sammendrag av parametre

En oppsummering av alle modeller, hvilke dybder de gjelder for og hvilke parametre som tilhører er gitt i Tabell 4.3.

Tabell 4.3: Parametre for alle lagene som er brukt benyttet i PLAXIS

ID	Dybde [m]	Dreneringstype	γ [kN/m ³]	E' [kN/m ²]	ν' [-]	$c'_{ref}; s_{u,ref}$ [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ' [°]	$s_{u,inc}$ [kN/m ² /m]	R_{inter} [-]
Sand1	0-9	Undr. (A)	19.5	16000	0.33	3	32	3	-	0.7
Leire1	9-18	Undr. (B)	19.2	4000	0.3	55	-	-	2.16	0.5/0.6/0.7
Sand2	18-30	Undr. (A)	19.8	35000	0.33	3	35	3	-	0.7
Leire2	30-32	Undr. (B)	19.8	8000	0.3	66	-	-	-	0.5/0.6/0.7
Sand3	32-34	Undr. (A)	19.8	40000	0.33	3	38	3	-	0.7
Leire3	34-39	Undr. (B)	19.8	12000	0.3	17.5	-	-	2.6	0.5/0.6/0.7
Sand3	32-34	Undr. (A)	19.8	40000	0.33	3	38	3	-	0.7
Leire4	41-48	Undr. (B)	19.8	8000	0.3	87.8	-	-	2.12	0.5/0.6/0.7
Leire5	48-70	Undr. (B)	19.8	9000	0.3	102.7	-	-	2.04	0.5/0.6/0.7
Leire6	70-80	Undr. (B)	20	10000	0.3	147.8	-	-	2.12	0.5/0.6/0.7

Kapittel 5

Resultater

Dette kapitlet presenterer kun resultater, mens det etterfølgende kapitlet (kapittel 6) går mer i dybden og diskuterer det som vises her. Kapitlet er bygget opp slik at det først fremlegges resultater for alle pelene, deretter presenteres en sammenstilling av relevante resultater. Dette innebærer resultater fra Peleveiledningen 2019, resultater fra feltundersøkelsen som er utført i regi av Bane NOR og resultater fra etterberegninger utført i PLAXIS 3D. Til slutt beskrives resultatene fra de eksperimentelle beregningsmetodene som ble presentert i Kapittel 2.

5.1 Bæreevne

Før belastningsforsøket ble det utført beregninger av bæreevne basert på Peleveiledningen 2019 for både de 40 meter og 70 meter lange pelene. Disse ble utregnet av [Karlsruud and Ofstad \(2019\)](#). Det er også gjort etterberegninger av bæreevne som kontroll der aldringseffekter er medregnet fra både Peleveiledningen 2019 og fra teori fra [Anušić et al. \(2019\)](#). Utgangspunktet for valg av parametere er hentet fra Tabell 3.3. Resultater fra beregninger og målt bæreevne er sammenstilt i Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Sammenstilling av beregnet og målt bæreevne

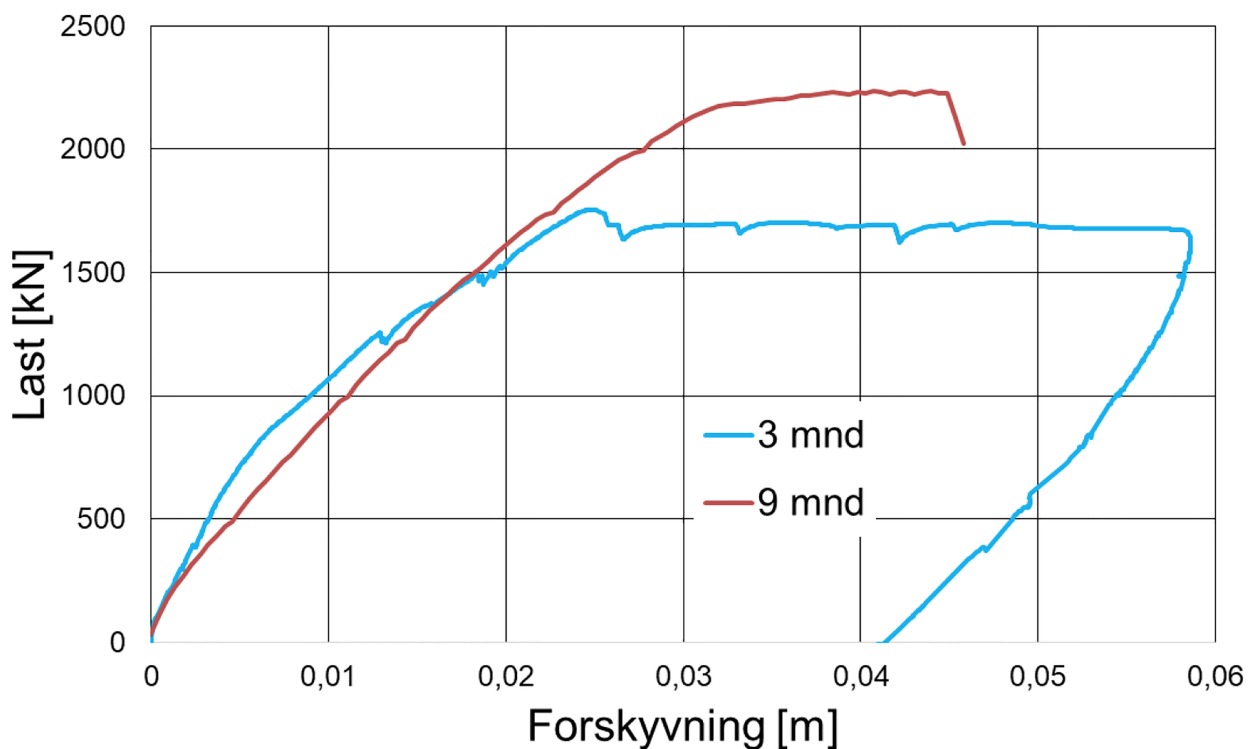
	Karlsruud and Ofstad (2019) PVL19	Opptrekkforsøk Målt	Etterberegnet PVL19	Etterberegnet Anušić et al. (2019)
Pel 3-A-70m				
3 måneder	3499 kN	1700 kN	2941 kN	3004 kN
9 måneder	4428 kN	2200 kN	3623 kN	3649 kN
Pel 3-C-70m				
3 måneder	3499 kN	-	2941 kN	3004 kN
9 måneder	4428 kN	3400 kN	3623 kN	3649 kN
Pel 3-D-40m				
3 måneder	1206 kN	-	1038 kN	1096 kN
9 måneder	1607 kN	1700 kN	1307 kN	1390 kN

5.2 Resultater for Pel A

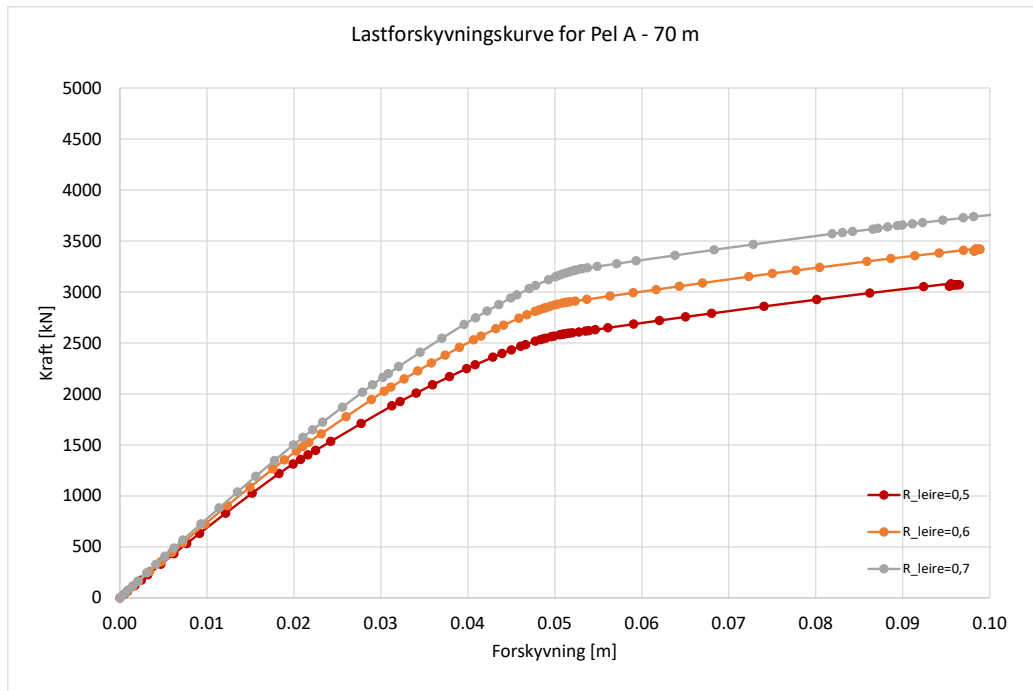
Pel A er en instrumentert pel som ble rammet i tidsrom på 11 dager. Opptreksforsøk ble utført etter 3 og 9 måneder. Fullstendig oversikt over rammeforløpet er gitt i Tabell 5.2 og last-forskyvningskurver er vist i Figur 5.1. Etterberegninger er gjort i PLAXIS 3D og forventet last-forskyvningskurver fra PLAXIS er vist i Figur 5.2. Videre er det presentert et vertikalt snitt som går rett gjennom senter av pelen hvor det er vist fordelingen av vertikale forskyvninger og inkrementelle deviatoriske spenninger i henholdsvis Figur 5.3 og Figur 5.4. Disse resultatene er for illustrasjonen sin del presentert med en logaritmisk skala på 1.5 for å tydeligere kunne se fargene som indikerer resultatene. Beregninger av sidefriksjon basert på Peleveiledningen 2019, utført av [Karlsruh and Ofstad \(2019\)](#) er vist i Figur 5.5. I ettertid er det gjort egne beregninger av sidefriksjon fra Peleveiledningen 2019, og resultatene for dette er illustrert i Figur 5.6. For fullstendige resultater henvises det til Tilegg D. Det er montert strekkklapper på siden av pelen som måler sidefriksjon ved belastning og resultater for dette etter 3 og 9 måneder er gitt i henholdsvis Figur 5.7 og Figur 5.8.

Tabell 5.2: Rammeforløp for Pel 3-A-70m

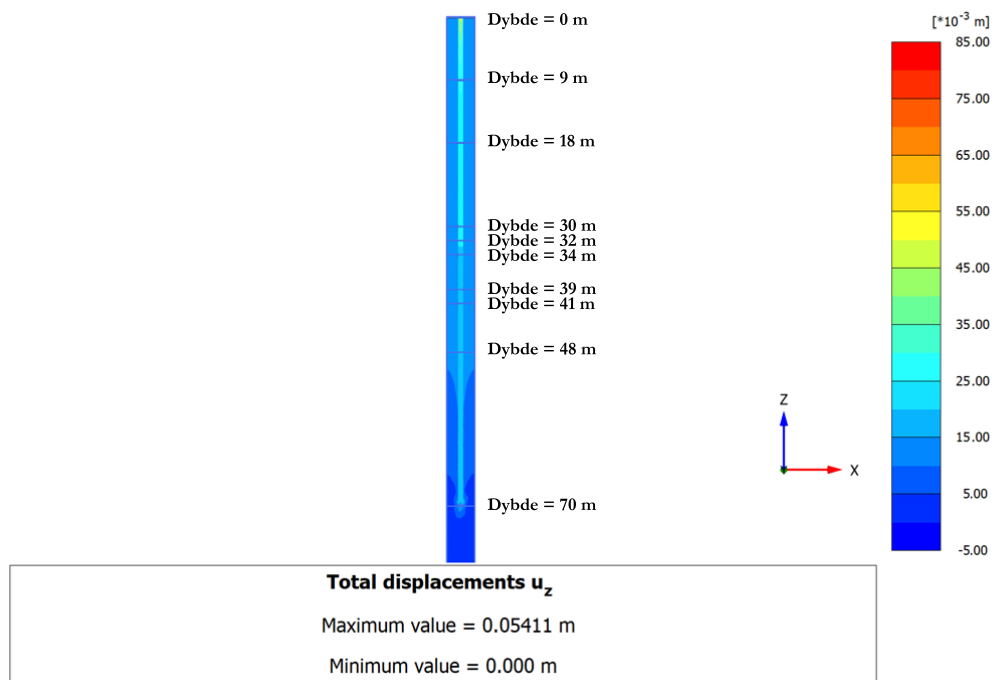
Pel 3-A-70m	Start	Slutt	Segment	Total tid
	25.02.19 10:00	25.02.19 11:00	1. segment	11 dager
	04.03.19 08:20	04.03.19 09:20	2. segment	
	05.03.19 14:05	05.03.19 14:55	3. segment	
	07.03.19 11:45	07.03.19 12:50	4. segment	



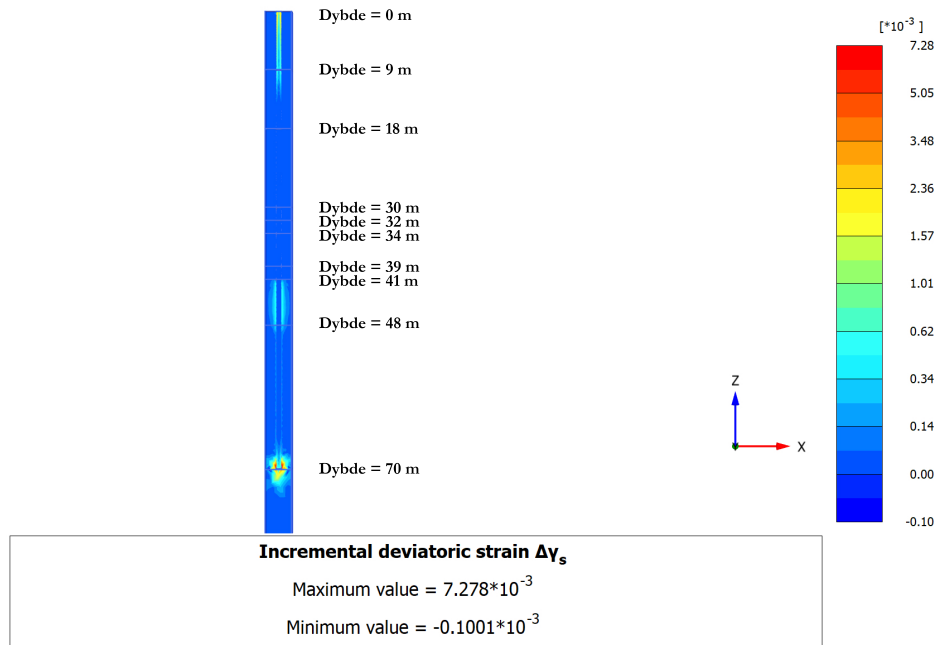
Figur 5.1: Resultat fra belastningsforsøk 3-A-70m etter 3 og 9 måneder [Bane NOR \(2020a\)](#)



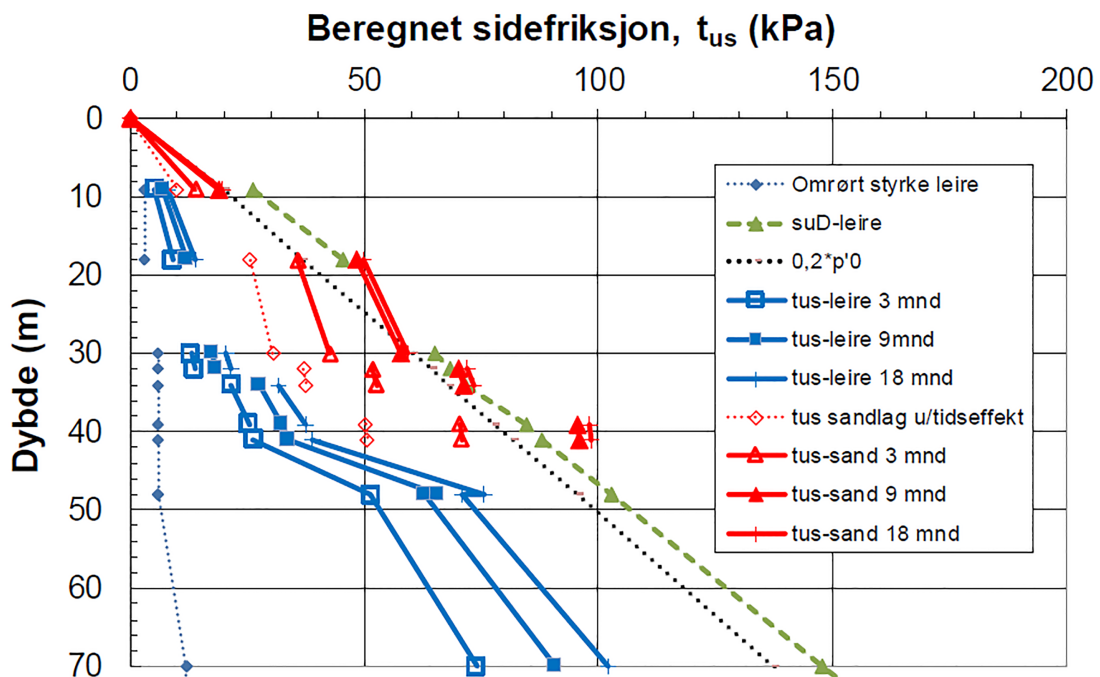
Figur 5.2: Lastforskyvningskurve av pel 3-A-70m - PLAXIS 3D



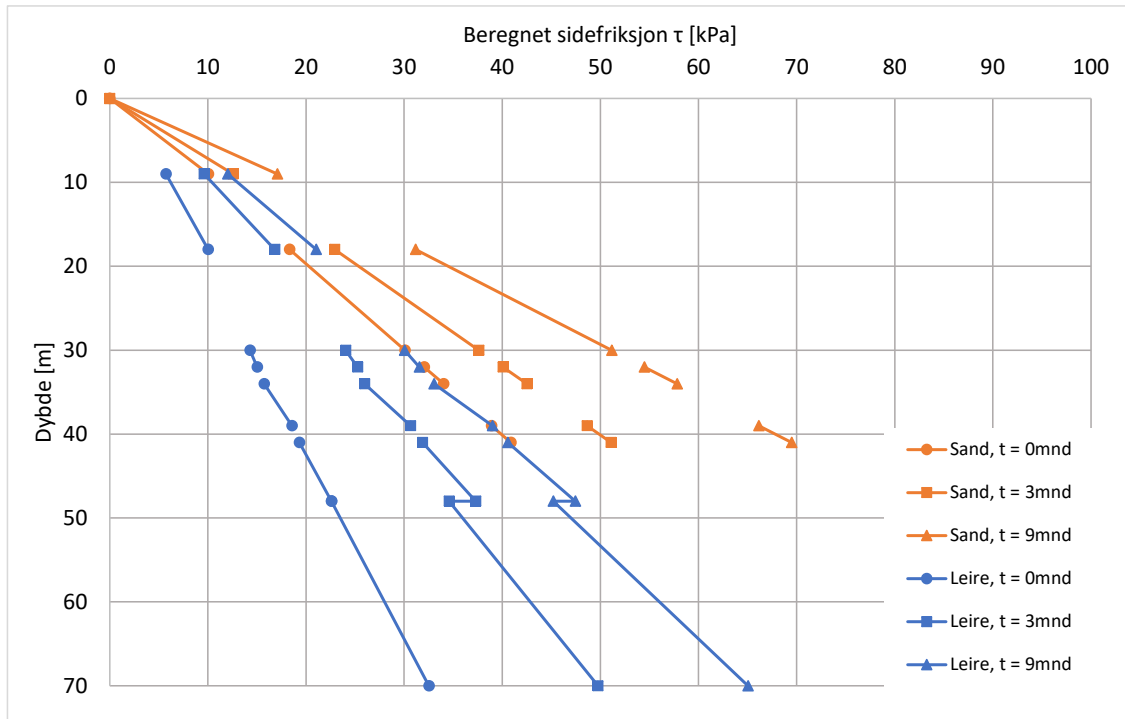
Figur 5.3: Vertikalt snitt av pel 3-A-70m som viser vertikale forskyvninger



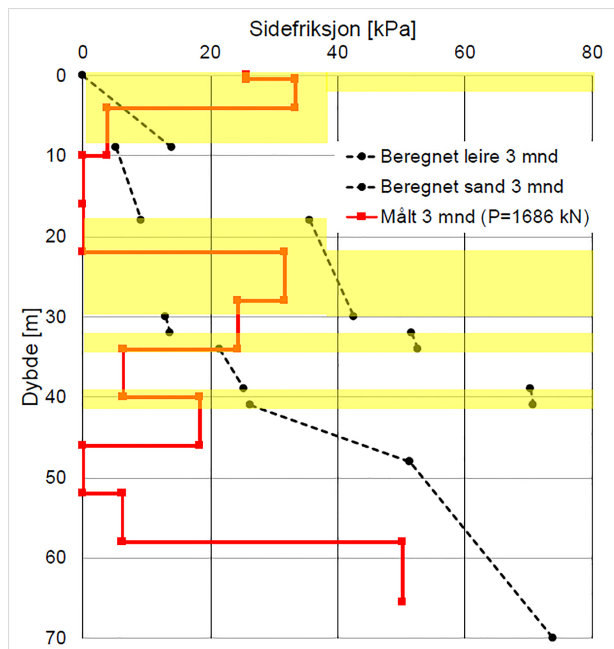
Figur 5.4: Vertikalt snitt av pel 3-A-70m som viser inkrementelle deviatoriske tøyninger



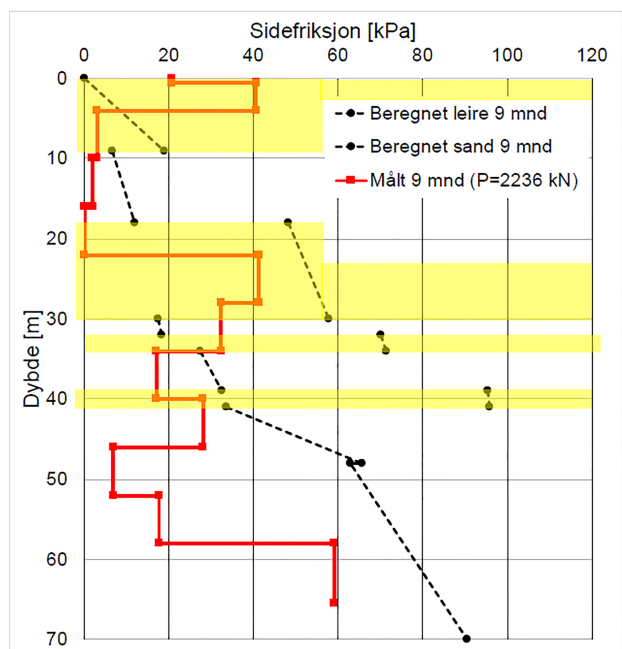
Figur 5.5: Beregnet sidefriksjon i ulike tidspunkter, utført av [Karlsruud and Ofstad \(2019\)](#).



Figur 5.6: Sammenstilling av sidefriksjon



Figur 5.7: Målt sidefriksjon, 3mnd Bane NOR (2020a)



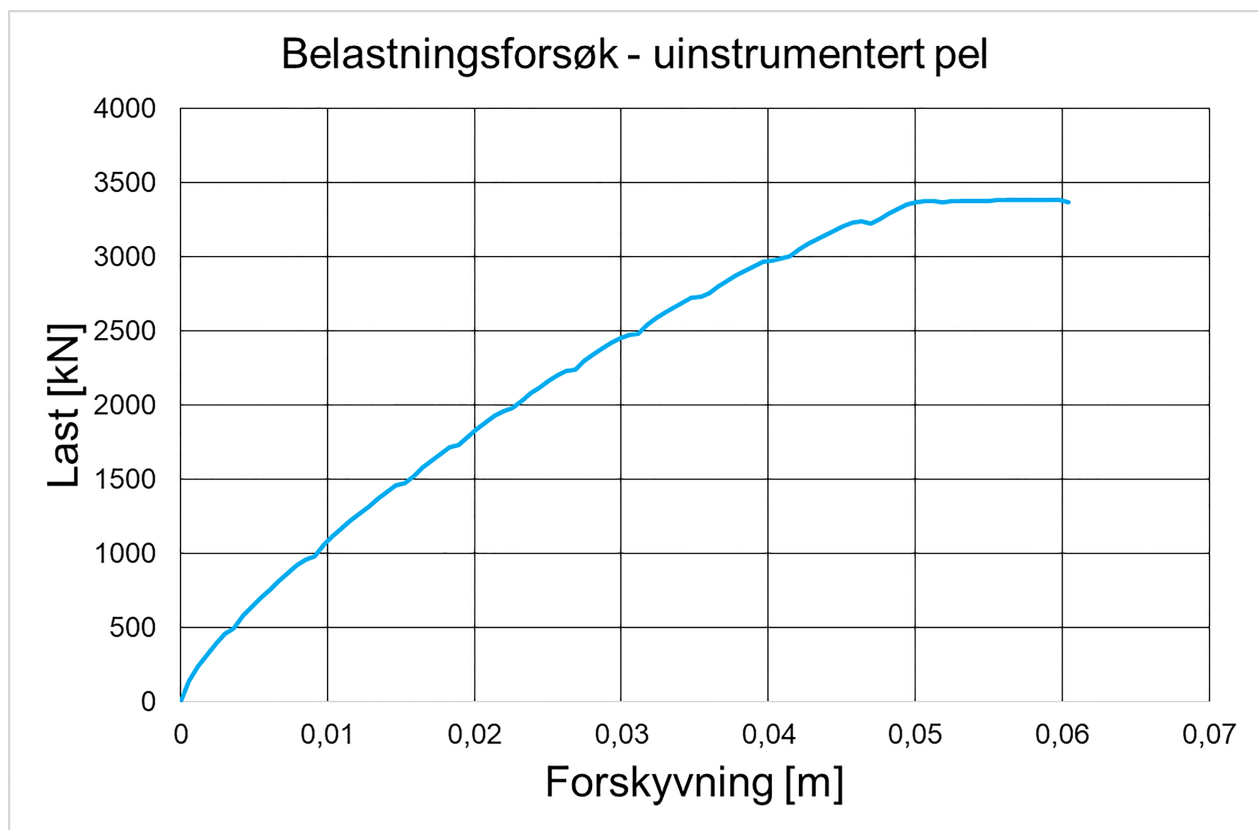
Figur 5.8: Målt sidefriksjon, 9mnd Bane NOR (2020a)

5.3 Resultater for Pel C

Pel C er en uinstrumentert pel som ble rammet i et tidsrom på 2 dager. Fullstendig oversikt over rammeforløpet er gitt i Tabell 5.3. Opptreksforsøket ble utført 9 måneder etter ramming og resultater som viser last-forskyvningskurver er vist i Figur 5.9. Etterberegning av last-forskyvninger og resultater fra de vertikale snittene er de samme som for Pel A og det henvises derfor til Figur 5.2, Figur 5.3 og Figur 5.4.

Tabell 5.3: Rammeforløp for Pel 3-C-70m

Pel 3-C-70m	Start	Slutt	Segment	Total tid
	13.02.19 08:50	13.02.19 09:30	1. segment	2 dager
	13.02.19 15:15	13.02.19 16:10	2. segment	
	14.02.19 08:00	14.02.19 09:05	3. segment	
	14.02.19 15:30	14.02.19 17:00	4. segment	



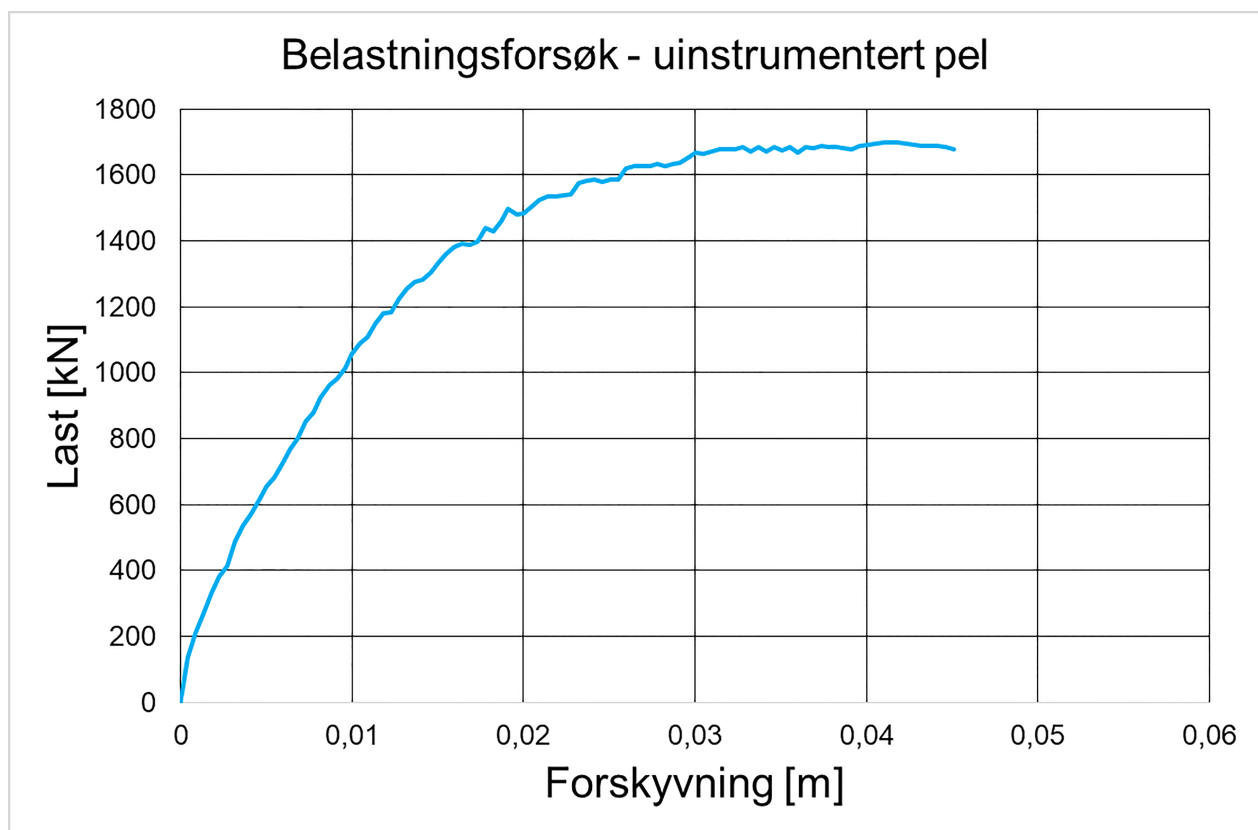
Figur 5.9: Belastningsforsøk av pel 3-C-70m etter 9 måneder, [Bane NOR \(2020a\)](#)

5.4 Resultater for Pel D

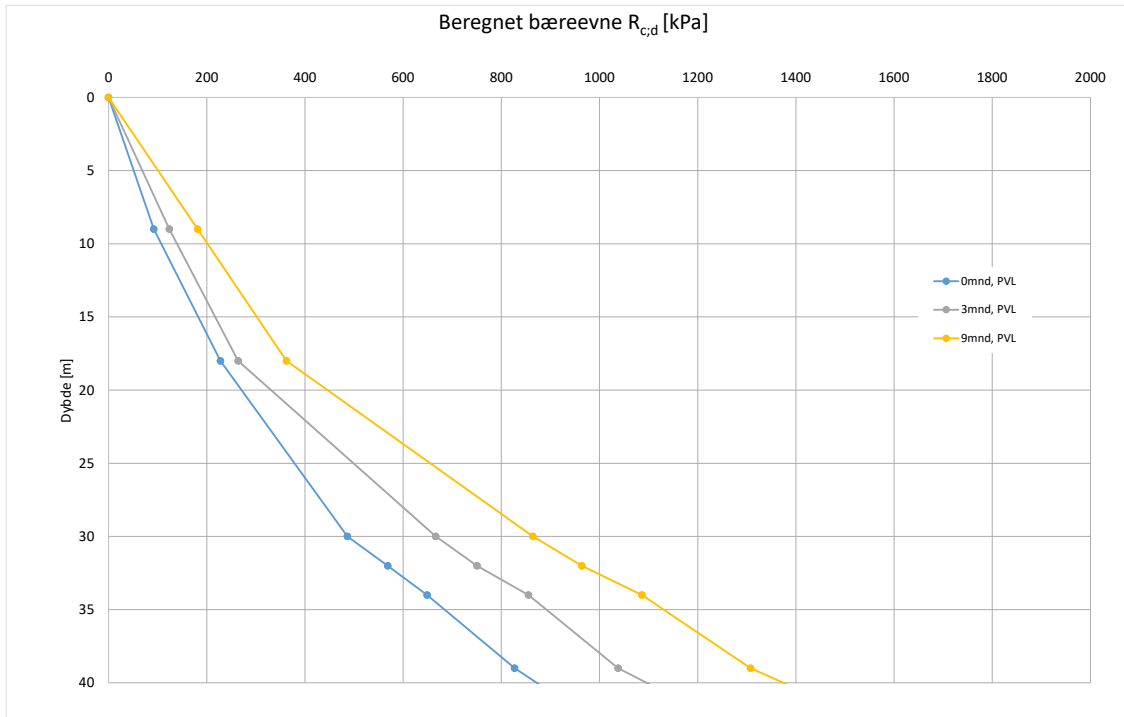
Pel D er en uinstrumentert pel som ble rammet i et tidsrom på 3 dager. En fullstendig oversikt over rammereoløpet er gitt i Tabell 5.4. Opptrekksforsøk ble gjort 9 måneder etter ramming og resultatet som viser last-forskyvningskurver er vist i Figur 5.10. Basert på Peleveiledningen 2019 er bærrevnen etterberegnet og resultatet er illustrert i Figur 5.11. Etterberegninger er gjort i PLAXIS 3D og forventet last-forskyvningskurver fra PLAXIS er vist i Figur 5.12. Videre er det presentert et vertikalt snitt som går rett gjennom senter av pelen hvor det er vist fordelingen av vertikale forskyvninger og inkrementelle deviatoriske spenninger i henholdsvis Figur 5.13 og Figur 5.14. Disse resultatene er for illustrasjonen sin del presentert med en logaritmisk skala på 2 for å tydeligere kunne se fargene som indikerer resultatene.

Tabell 5.4: Rammeforløp for Pel 3-D-40m

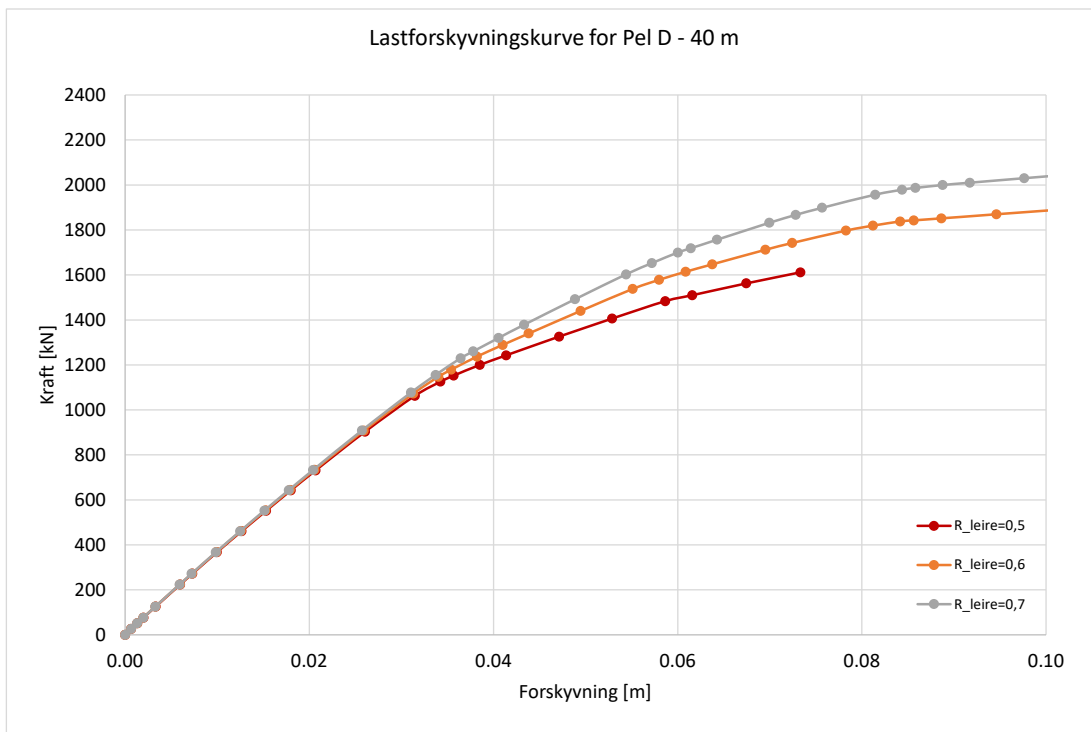
Pel 3-D-40m	Start	Slutt	Segment	Total tid
	11.02.19 10:00	11.02.19 11:30	1. segment	3 dager
	12.02.19 11:00	12.02.19 12:30	2. segment	
	13.02.19 10:54	13.02.19 11:36	3. segment	



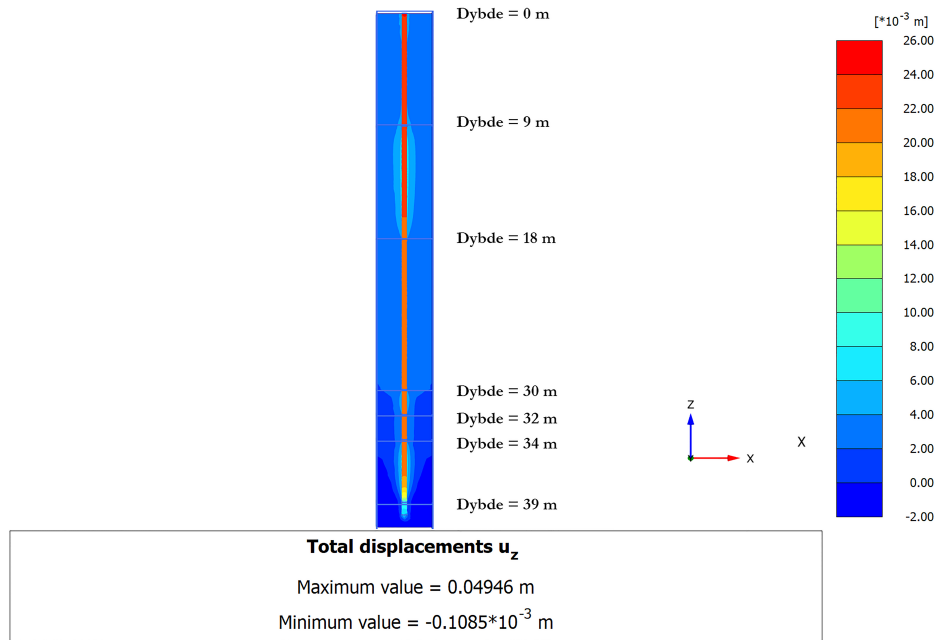
Figur 5.10: Belastningsforsøk av pel 3-D-40m, 9 måneder etter installasjon [Bane NOR \(2020a\)](#)



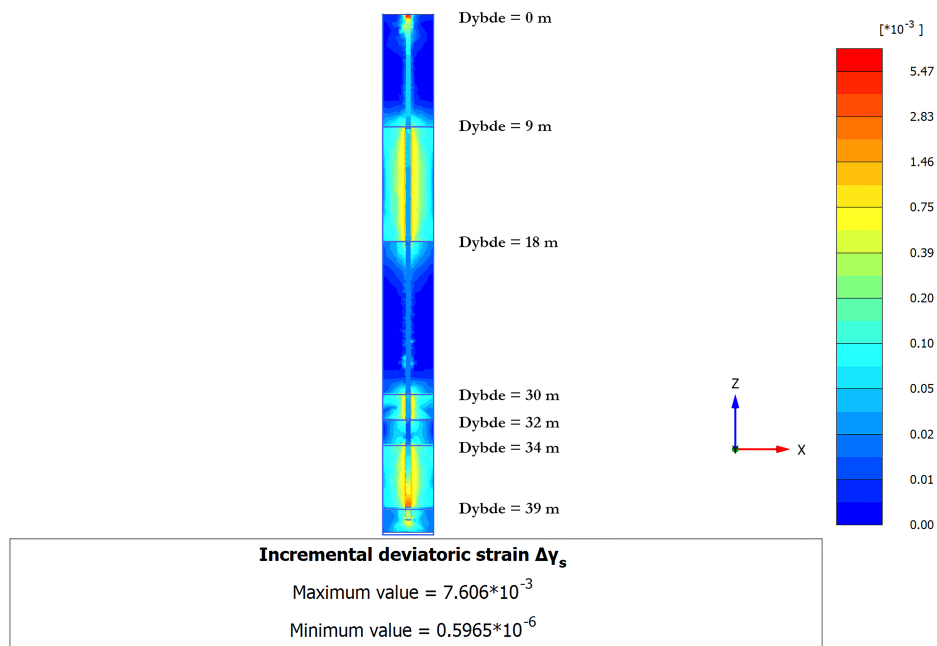
Figur 5.11: Beregning av bæreevne for Pel 3-D-40m



Figur 5.12: Lastforskyvningskurve av pel 3-D-40m - PLAXIS 3D



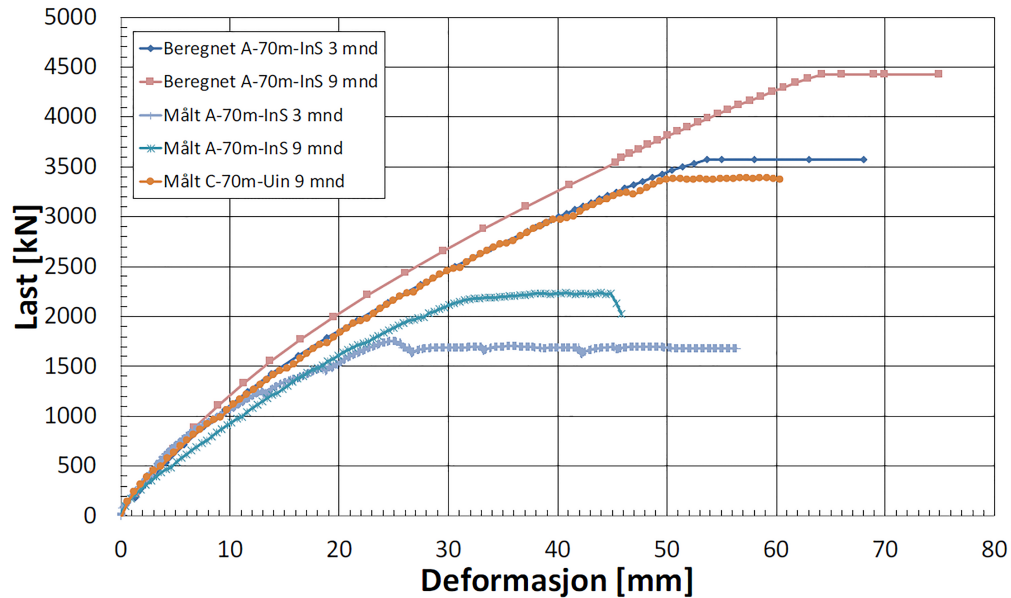
Figur 5.13: Vertikalt snitt av pel 3-D-40m som viser vertikale forskyvninger



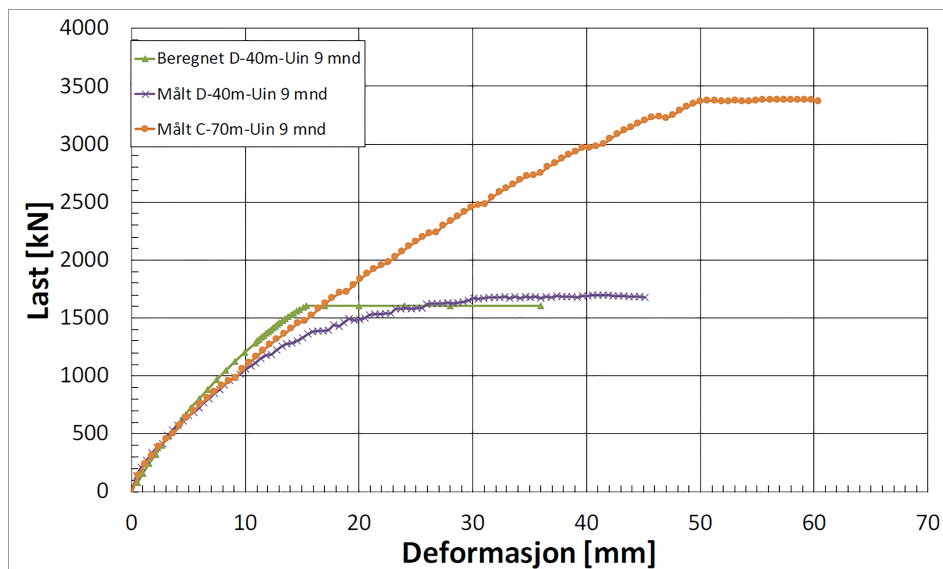
Figur 5.14: Vertikalt snitt av pel 3-D-40m som viser inkrementelle deviatoriske tøyninger

5.5 Sammenstilling av resultater

I det følgende presenteres en sammenstilling av utvalgte resultater. Figur 5.16 viser resultater fra last-forskyvningskurver for de 70 meter lange pelene og inkluderer både beregnet og målte resultater. Figur 5.15 viser sammenstilling av målt og beregnet resultater for den 40 meter lange pelen, pel 3-D-40m.

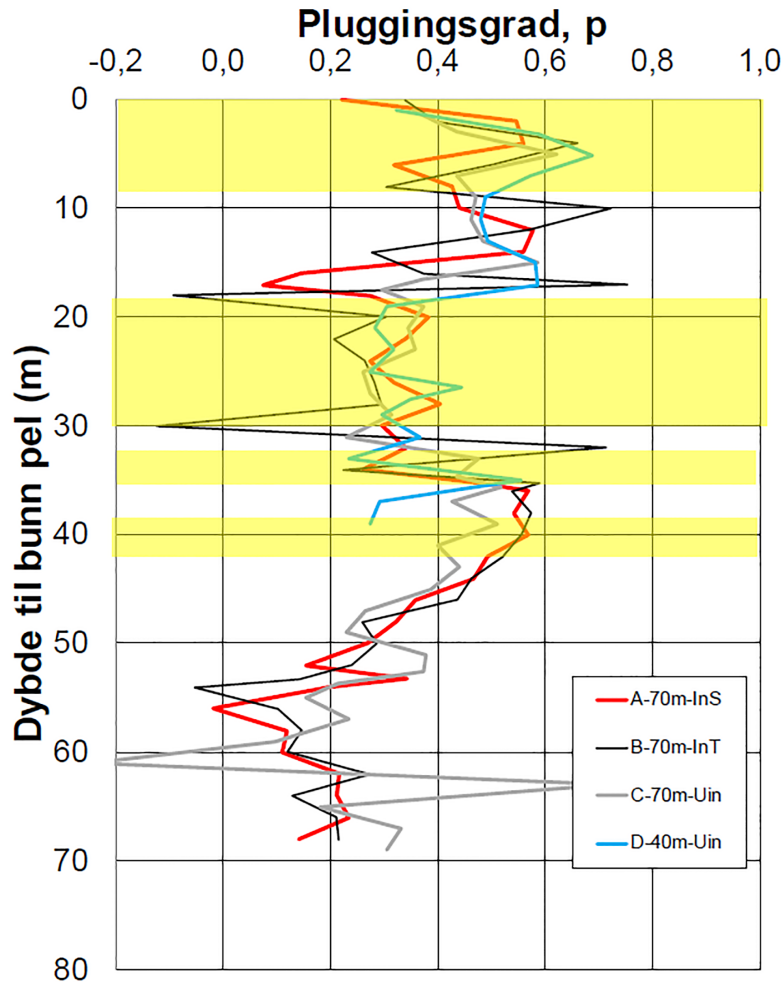


Figur 5.15: Sammenligning av målte og beregnede resultater for de 70 meter lange pelene [Bane NOR \(2020a\)](#)



Figur 5.16: Sammenligning av målte og beregnede resultater for pel 3-D-40m [Bane NOR \(2017a\)](#)

I Figur 5.17 ser man graden av plugging, p , for de forskjellige pelene. Den gule fargen indikerer at pelen er i et sandlag, mens de hvite lagene indikerer leire.

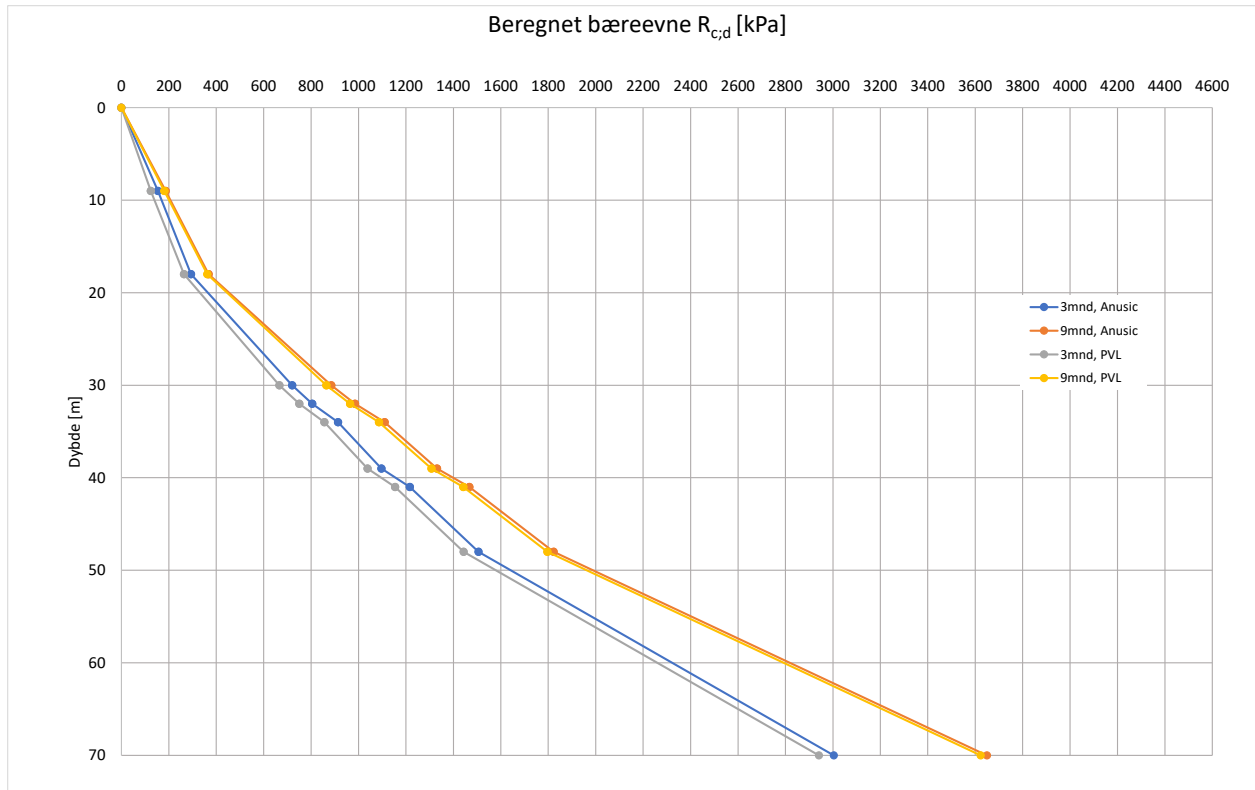


Figur 5.17: Pluggingsgrad for de forskjellige pelene [Bane NOR \(2017a\)](#)

5.6 Resultater eksperimentelle data

5.6.1 Tidseffekt

I 2019 kom det en revidert utgave av Peleveiledningen 2019 og nytt i veiledningen er at man kan beregne sandens bæreevne med hensyn på tiden. Metoden ble gjennomgått i kapittel 2.5. I kapittel 2.2.3 ble det også foreslått en ligning for å monitorere set-up effekten i sand og i det etterfølgende presenteres resultater fra begge metodene. Figur 5.18 viser sammenstillingen av metodene. For fullstendige resultater henvises det til Tillegg E.



Figur 5.18: Sammenligning av bæreevne med tidseffekter fra Peleveiledningen 2019 og fra kapittel 2.2.3.

5.6.2 PLR og N_{bA}

I Kapittel 2.2.4 og i kapittel 2.4 ble det presentert teori og sammenhenger mellom økning av bæreevne med hensyn på tid og effekter fra PLR. Basert på rammeprotokollen (Tillegg C) er disse faktorene utregnet og gjengitt i Tabell 5.5.

Tabell 5.5: Antall slag per m^2 av skaftareal N_{bA}

Pel	Σ Sykluser (slag)	L [m]	A_s [m^2]	N_{bA} [slag/ m^2]	PLR
Pel 3-A-70m	2070	70	87.96	24	0.76
Pel 3-C-70m	2072	70	87.96	24	0.74
Pel 3-D-40m	1051	40	41.22	21	0.65

Kapittel 6

Diskusjon

Dette kapitlet tar for seg resultatene som ble presentert i kapittel 5. Alle resultater diskuteres for pelene både individuelt og ved sammenligning. Til slutt diskuteres resultater fra alternativ teori med gjeldende regelverk, og innflytelsen fra faktorer som er relatert til rammingsprosessen.

6.1 Pel 3-A-70m

Målte resultater etter 3 måneder gir 49% lavere bæreevne sammenlignet med beregningene gjort på forhånd og 58% lavere bæreevne sammenlignet med etterberegningene. De målte resultatene etter 9 måneder gir fortsatt 49% lavere bæreevne basert på forhåndsberegningene og 60% lavere enn etterberegningene. Det bemerkes også at den økte bæreevnen fra belastningsforsøket i tidsintervallet mellom 3 og 9 måneder er større enn den Peleveiledningen foreslår, med verdier på henholdsvis +29% (målt), 27% (forhåndsberegninger) og +23% (etterberegninger). Det er derfor rimelig å anta at tidseffekter i Peleveiledningen er en konservativ tilnærming for Mælingen.

Fra etterberegningen i PLAXIS 3D kan man fra last-forskyvningskurven (Figur 5.2) se at bæreevnen er større sammenlignet med belastningsforsøket (Figur 5.1). Resultatet fra PLAXIS viser tydelig at verdiene for R_{inter} har stor innvirkning på resultattolkningen. Ved å være konservativ kan man anta at pelen har en kapasitet på 2700 kN umiddelbart etter installering, noe som korrelerer med en verdi mellom 0.5-0.6 for R_{inter} . Det vertikale snittet som viser forskyvning av punktene langs modellen (Figur 5.3) ser ut til å være fornuftig. Det er tydelig at det er mer forskyvning i den øvre delen av pelen som vil være realistisk med tanke på at lasten også ligger øverst. De inkrementelle deviatoriske tøyningene (Figur 5.4) viser at jorden går til brudd ved pelens bunn. Disse resultatene er hentet fra der bæreevnen overskrides som tilsvarer grafene i Figur 5.2 der de tydelig gjør en knekk.

6.1.1 Sidefriksjon

Pel 3-A-70m er en pel som er instrumentert med strekkklapper for å monitorere hvordan sidefriksjonen fordeler seg langs dybden av pelen ved belastning. Det er tydelig at det er langs hele pelen vurdert at sidefriksjonen (Figur 5.7 og Figur 5.8) skal være høyere enn det den faktisk er målt til, med unntak av partiene mellom 0-5 meter og 30-32 meter. Spesielt interessant er områdene mellom 10-22 meter og 46-52 meter der det er målt 0 kPa i sidefriksjon 3 måneder etter installasjon. Den ene grunnen til dette kan være at leira er så svak i disse områdene og at resultatene er pålitelige. En annen teori er at strekkklappene ikke fungerer slik som de skal i disse områdene og at resultatene ikke viser reell sidefriksjon. Den siste teorien er at det på grunn av et opphold i ramminga på 7 dager har ført til at leira har begynt å re-konsolidere. I den påfølgende rammingen har leira "klebret" seg til pelen og pelen blir rammet som om den hadde en utvidet spiss. Dette resulterer i lavere horisontalspenninger og dermed lavere sidefriksjon. Dette diskuteres også i kapittel 6.3.3. Basert på sidefriksjonsberegninger er det tydelig at en stor del av bæreevnen

utgjøres av sidefriksjonen i leirlaget i dybdeintervallet fra 41 — 71 meters dybde. Beregningene som er vist i Figur 5.5 og Figur 5.6 viser sammenfallende resultater for lagenene over 41 meters dybde, mens for de underliggende lagene er sidefriksjonen lavere i Figur 5.6.

6.2 Pel 3-C-70m

Pel 3-C-70m ble belastet 9 måneder etter ramming og endte med en kapasitet på 3400 kN. Dette er 23% lavere enn beregninger gjort på forhånd og 6% lavere enn etterberegningene. Årsaken til disse avvikene diskuteres i det neste delkapittelet.

6.3 Sammenligning av Pel 3-A-70m og Pel 3-C-70m

Resultatene som er beregnet med PLAXIS viser resultater i samme størrelsesorden, men noe lavere kapasitet enn det resultatene fra Peleveiledningen 2019 og belastningsforsøket for pel 3-C-70m gir. PLAXIS 3D beregner pelens bæreevne rett etter installasjon, så effekten av tid vil derfor ikke være medregnet. Hvis man benytter seg av teorien som er presentert i kapittel 2 og ligning 2.8 for sand og ligning 2.13 kan man forenklet anslå en relativ økning i kapasitet. Ved bruk av vektet gjennomsnitt for relativ økning (Tillegg E) får man en verdi på 1.6 for tiden fra 0 til 9 måneder. Videre kan man tolke pelens kapasitet basert på Figur 5.2 til å være 2700 kN umiddelbart etter installasjon og anslå at kapasiteten etter 9 måneder er $R_{c;d;9mnd} = 2700 \text{ kN} \times 1.6 = 4320 \text{ kN}$. Dette overskriver resultatene fra både belastningsforsøket på pel 3-C-70m (Figur 5.9) og resultatene fra belastningsforsøket på pel 3-A-70m (Figur 5.1). I utgangspunktet burde begge de 70 meter lange pelene hatt samme bæreevne, men pel 3-A-70m viser betydelig lavere kapasitet og hele 49% lavere enn den beregnede bæreevnen. Det er vurdert flere årsaker til dette avviket, og disse punktene diskuteres i det etterfølgende:

- Forskjellig grad av plugging under ramming
- Betydning av rammerekkefølge
- Betydning av lange pauser i rammeforløpet

6.3.1 Pluggingsgrad

Ser man på Figur 5.17 følger alle pelene det samme mønsteret og har lik grad av plugging, p , langs dybden. I området fra 0 - 42 meters dybde viser graden av plugging verdier i området 0.2 - 0.65. Etter dette består grunnen av lag med leire og pluggingsgraden faller til omtrent 0.2. Det er ingen vesentlig forskjell mellom pel 3-A-70m og pel 3-C-70m og dermed ingenting som tyder på at pluggingsgrad er årsaken til forskjellig bæreevner.

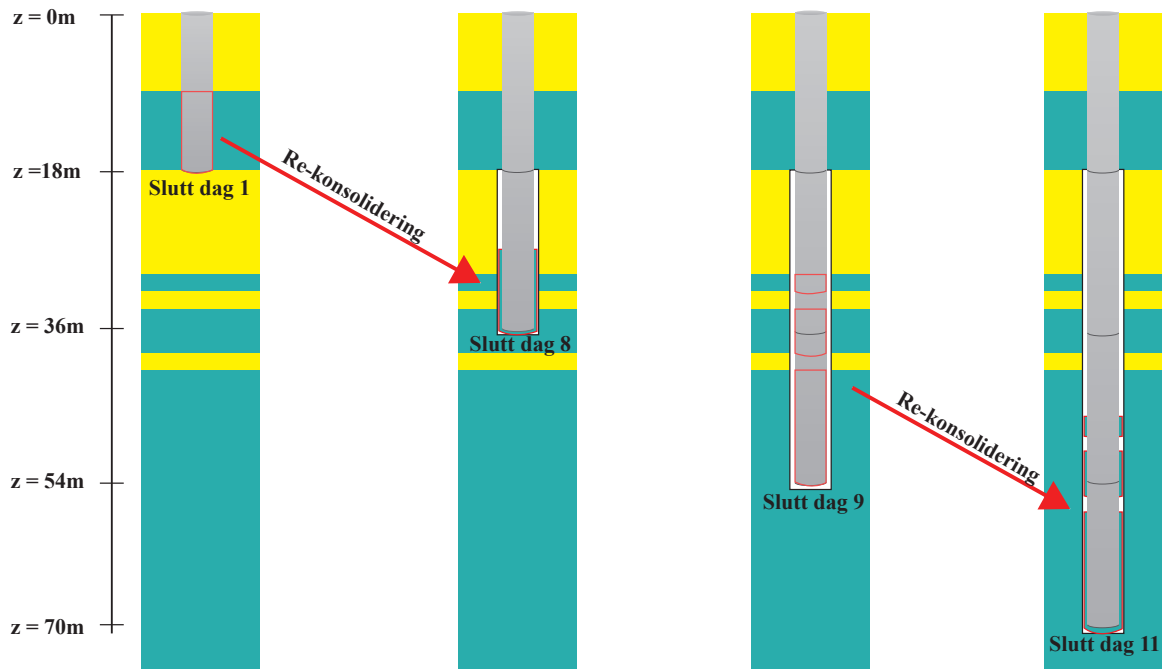
6.3.2 Rammerekkefølge

Det er også lite som skulle tilsi at rammerekkefølgen skulle ha mye innvirkning på pelens kapasitet. Avstanden mellom pelene er omtrent fem ganger pelenes diameter og burde dermed ligge godt utenfor hverandres influens-område.

6.3.3 Rammeforløp

Pel 3-A-70m ble rammet over en periode på 11 dager, mens pel 3-C-70m ble rammet over en periode på kun 2 dager. Årsaken til at pel 3-A-70m brukte så mye lengre tid var at mannskapet som installerte pelen hadde utfordringer med kabelføring til instrumenteringen [Bane NOR \(2020a\)](#). Grunnen til at en pause i ramming kan føre til redusert

bæreevne kan være at leiren begynner re-konsolideringsprosessen og den gror seg fast langs pelens skaft. Når rammingen påbegynnes vil det bli som om man rammer med utvidet spiss. Dette vil føre til at horisontalspenninger reduseres som igjen fører til lavere sidefriksjon og bæreevne. Pelen rammes som om den har en større diameter og den underliggende jorden hindres i å virke på skaftet. Det er spesielt leirlagene som er antatt å lage "pluggene" som oppstår. Fenomenet er illustrert i Figur 6.1. De røde feltene illustrerer lagene av leire som kan påvirkes etter re-konsolidering og hulrommet som dannes på grunn av pluggene.



Figur 6.1: Illustrasjon av rammeforløp av pel 3-A-70m. Re-konsolideringsprosessen gjør at pelen rammes som om den hadde utvidet diameter og etterlater seg et hulrom på oversiden

Det kan også tenkes at leirpluggen som blir fraktet ned i sandlagene vil influere parameterene som er valgt i jordmodeller og håndberegninger. Resultater fra CPTU-sonderinger og jordprøvene vil ha liten hensikt når jorden blir betydelig forstyrret og lagene blandes.

6.4 Pel 3-D-40m

Pel 3-D-40m er 40 meter lang og belastningsforsøket i felt etter 9 måneder ga en bæreevne på 1700 kN. Dette er 6% over beregnet bæreevne fra forhåndsberegninger og 30% over etterberegningene.

Last-forskyvningskurven fra PLAXIS viser at man kan tolke bæreevnen til 1100 kN. Dette er noe høyere enn 900 kN som er beregnet bæreevne fra Peleveiledningen umiddelbart etter installering. Etterberegninger av bæreevne basert på Peleveiledningen 2019 viser beregningsmessig en lavere kapasitet enn det resultatet fra opptreksforsøket viser. Fordelingen av de vertikale forskyvningene viser at pelen forskyves mer i områdene nær lasten. I tillegg ser man at det er mer forskyvning i leirlagene enn sandlagene. De inkrementelle deviatoriske tøyningene viser at spesielt leirlagene er mest påvirket.

6.5 Sammenstillingen av alle resultater

Resultatene fra belastningsforsøket på Pel 3-D-40m samsvarer bra med de beregnede resultatene fra Peleveiledningen. Resultatene fra Pel 3-A-70m og Pel 3-C-70m gir et forhold mellom målt og beregnet bæreevne på henholdsvis 49% og 77% for forhåndsregninger. Relativt sett kan dette antyde at bæreevnen i dybdeintervallet 40-70 meter er omtrent 30% lavere enn teoretisk beregnet, dersom man antar at bæreevnen er lik i dybdeintervallet fra 0-40 meter for alle pelene. Erfaringsdata for sidefriksjonsfaktoren α (Figur 2.10) viser stor spredning for leirer med lav plastisitet ($I_p < 20\%$). I dybdeintervallet 41-80 består lagene av leire med I_p under 20% og det kan derfor tenkes at faktoren har en for høy α -verdi. Basert på Figur 2.10 for $0\% < I_p < 15\%$ er $\alpha = 0.22$ og for $I_p = 20\%$ er $\alpha = 0.6$. Dette er en betydelig forskjell og med den store mektigheten av leire vil α ha stor beregningsmessig påvirkning. Det anbefales derfor å være konservativ og for dette laget velge $\alpha = 0.22$.

6.6 Sammenligning av tidseffekter fra teori og Peleveiledningen 2019

I kapittel 2 ble det presentert forskjellige metoder for å beregne bæreevneutviklingen med hensyn på tid for en pel i sand. Resultatene viser veldig lik bæreevneutvikling langs dybden og grafene følger hverandre veldig tett 5.18. Faktorene for den relativeøkningen i bæreevne (F_{time}) er i dette eksempelet veldig like. Det er heller ikke tilfeldig. Ligningen 2.8 er utviklet basert på de samme opptreksforsøkene (med unntak av Ryggkollen) som er til stede i Peleveiledningen 2019 (Figur 2.7). Metoden fra ligning 2.8 gir ikke handlingsrom for å tolke faktoren basert på hvordan sandet er lagret, slik det er mulig i Peleveiledningen 2019. Ligning 2.8 stabiliserer seg på $F_{time} = 2.22$, mens F_{time} for metodene fra Peleveiledningen stabiliserer seg på forskjellige faktorer mellom $F_{time} = 1,7$ for mest løse sanden til $F_{time} = 2,5$ for den sanden som er mest fastlagret. Basert på muligheten for å tilpasse F_{time} for forskjellige lag er det mer hensiktsmessig å benytte seg av metoden i Peleveiledningen 2019.

6.7 Eksperimentelle data

For lave verdier (20-100) av N_{bA} i sandmaterialer er det påvist at langtidsbæreevnen vil være lavere enn for høyere verdier (~ 1000) av N_{bA} (Figur 2.8). N_{bA} for pelene i Mælingen er mellom 21-24 og verdien karakteriseres derfor som lav. For langtidskapasiteten kan det tenkes at man med fordel kunne benyttet seg av en mindre hammer eller hatt en lavere fallhøyde for å øke N_{bA} . Samtidig er det ikke funnet kilder som har påvist hvordan N_{bA} påvirker bæreevnen i leire. I verste fall har dette motsatt effekt for leir-materialer og det anbefales derfor ikke å øke N_{bA} . Pelene ved *Pelefelt 1* har i skrivende stund ikke blitt installert, så dersom muligheten er til stede kunne det vært interessant å undersøke effekten av N_{bA} her.

Kapittel 7

Konklusjon og videre arbeid

7.1 Konklusjon

Det er utført kapasitetsberegninger på peler for å kartlegge om peler kan benyttes som fundamenterngsløsning ved Mælingen i forbindelse med utbygging av Ringeriksbanen. Resultatene er basert på beregningsmetoder gitt i Peleveiledningen 2019, PLAXIS 3D og fra opptrekkforsøk gjort i området. Grunnen er lagvis delt og består av sand og leire. I det etterfølgende konkluderes resultatene i henhold til målene for oppgaven som ble gitt i Kapittel 1.2.

1. Årsaken til de store avvikene

Resultater viser at sidefriksjonen i de dypeste lagene har beregningsmessig vært estimert til å gi en større kapasitet enn det virkeligheten tilsier. Årsaken er sammensatt, men resultater for Pel 3-A-70m viser at rammeforløpet har hatt stor innvirkning. Lang pause i rammeforløpet fører til re-konsolidering av leire, og videre ramming gjør at pelen rammes som om den hadde en utvidet spiss. Dette hindrer lagene det rammes gjennom å få optimal friksjon noe som resulterer i betydelig lavere kapasitet enn det beregninger gir. Dersom pelene rammes uten unødvendige lange pauser er det rimelig å anta at Peleveiledningen 2019 kan benyttes som dimensjoneringsgrunnlag.

2. Peler som fundamenteringsløsning

Usikkerheten ved å benytte peler som fundamenteringsløsning har hovedsakelig vært knyttet til det store avviket mellom beregnet og målt bæreevne. Nå som årsaken til de store avvikene er avdekket, er det ingen grunn til at ikke peler kan benyttes som en del av fundamenteringsløsningen i de områdene dette skulle vise seg å være nødvendig. Ønsker man å være på en mer sikker side, kan man vurdere å velge parametere på et mer konservativt grunnlag enn det som er gitt for leirlaget i dybden under 40 meter. For peler med en lengde på 40 meter, korrelerer teoretiske resultater med de målte resultatene og justering er ikke nødvendig. Lagene i dybdene under 40 meter består av leire og alle beregninger som er utført tilsier at sidefriksjonsfaktoren α har vært for høy og bør nedjusteres til en verdi på $\alpha = 0.22$.

3. PLAXIS 3D

Resultater fra PLAXIS 3D har gitt resultater i samme størrelsesorden som det resultatene fra belastningsforsøkene har gitt. Likevel anbefales det ikke å benytte seg av programmet ved videre prosjektering. Dette skyldes hovedsakelig tidsbruken som medfølger. Kalkulasjoner er veldig tidkrevende og små feil i modellen gjør at alle kalkulasjoner må gjøres på nytt. Denne prosessen har i forbindelse med denne oppgaven vært den mest tidkrevende, og resultatene som har blitt produsert har ikke veid opp for tidsbruken. For å korte ned kalkulasjonsprosessen hadde modellen kunnet blitt modellert akse-symmetrisk i stedet for en fullstendig modell som ble brukt i denne oppgaven. Uerfaren

bruk av programmet har selvfølgelig også hatt innvirkning på hvor mye tid som er blitt brukt i forbindelse med modellering.

7.2 Videre arbeid

Pelene fra pelefelt 3 i Mælingen skal også testes etter 18 måneder. Resultater fra dette opptrekksforsøket hadde vært interessant å kunne benytte seg av i dette prosjektet. Det ville derfor vært interessant å inkorporert resultatene fra det kommende forsøket inn i resultatene fra denne oppgaven.

Peleveiledningen 2019 tar ikke hensyn til hvordan installasjonseffekter påvirker både korttids- og langtidsbæreevnen til pelers. [Anušić et al. \(2019\)](#) undersøkte hvordan dette påvirket en pels bæreevne i sand og det hadde vært interessant å undersøke hvordan bæreevnen påvirkes av installasjonsmetoden i leir-materialer. Et mål kunne vært å laget beregningsmodeller for både sand og leiere som tar hensyn til hvordan pelers bæreevne påvirkes av installasjonseffekter som antall slag normalisert med skaftearealet, $N_b A$.

Et annet interessant tema kunne vært betydningen av sidefriksjonen for en pel i sand som først har blitt rammet gjennom lag av leire. Det er tenkelig at en bløt leire vil klebre seg mer til pelens skaft sammenlignet med en fastere leiere og man kunne derfor undersøkt hvordan dette påvirker friksjonen. Et mål kunne vært å undersøkt om det er mulig å anslå friksjonen mellom sand pel basert på leirens parametre.

Figurer

1.1	Oversikt over planlagt trasé for Ringeriksbanen Bane NOR (2018)	1
2.1	Prinsipp for friksjonsbærende pel	5
2.2	Prinsipp for spissbærende pel	5
2.3	Venstre: Sidefriksjonsfaktor, β . Høyre: Bæreevnefaktor, N_q Den Norske Pelekomité (2019)	7
2.4	Illustrasjon av bidrag til bæreevne Den Norske Pelekomité (2019)	8
2.5	Illustrasjon av bidrag til bæreevne på strekk Statens vegvesen (2018)	8
2.6	Prinsipp for bæreevne ved strekk	8
2.7	Set-up av fullskala rammede peler i sand	10
2.8	Variierende grad av set-up effekt og N_{bA} Anušić et al. (2019)	11
2.9	Målt normalisert sidefriksjon sidefriksjon for peler i nær normalkonsolidert leire	12
2.10	Målt normalisert sidefriksjon for peler i normalkonsolidert leire Den Norske Pelekomité (2012)	13
2.11	Overføring av spenninger fra overflødig poretrykk til effektivspenninger Nordal (2019)	14
2.12	Mobilisert sidefriksjon mot konsolideringsgrad Karlsruud et al. (2013)	15
2.13	Eksempler på beregnet økning i kapasitet i tiden etter konsolidering, her antatt etter 12 måneder etter Karlsruud et al. (2005)	17
2.14	Målt relativ økning i bæreevne med hensyn på tid for peler utsatt for strekk. Bruddlasten $R_{c;m0}$ referer til kapasiteten til pelen etter $t_0 = 10$ dager Den Norske Pelekomité (2019)	18
3.1	Hele InterCity-området Jernbanedirektoratet (2017)	21
3.2	Oversikt over planlagt trasé for delstrekning 4 Bane NOR (2018)	22
3.3	Planlagt trasé og pelefelt 1 og pelefelt 3	23
3.4	Prøvepelens plassering, rammerekkefølge og tidsrom Karlsruud and Ofstad (2019)	24
3.5	Skisse av belastningsarrangement i 3D Bane NOR (2020a)	25
3.6	Kvartærgeologisk kart fra NGU (2020)	26
3.7	CPTU-sondering Bane NOR (2019)	27
4.1	Realiteten i 3D sammenlignet med en 2D modell PLAXIS (2014)	32
4.2	Borehullegenskaper brukt i analysen (40 meter pel)	33
4.3	Venstre: sylindrisk overflate rundt pelen for å lage et finere elementnett. Høyre: Ferdig elementnett	34
4.4	Topp av modellen viser at elementnettet er tettere i området rundt pelen	35
4.5	Viser inndeling av de forskjellige fasene	35
4.6	Prinsippet til en lineær elastisk og perfekt plastisk modell PLAXIS (2018b)	36
4.7	Illustrasjon av spenningsstier. Realitet sammenlignet med Mohr-Coulomb modellen PLAXIS (2018b)	37
5.1	Resultat fra belastningsforsøk 3-A-70m etter 3 og 9 måneder Bane NOR (2020a)	40
5.2	Lastforskyvningskurve av pel 3-A-70m - PLAXIS 3D	41

5.3	Vertikalt snitt av pel 3-A-70m som viser vertikale forskyvninger	41
5.4	Vertikalt snitt av pel 3-A-70m som viser inkrementelle deviatoriske tøyninger	42
5.5	Beregnet sidefriksjon i ulike tidspunkter, utført av Karlsruud and Ofstad (2019)	42
5.6	Sammenstilling av sidefriksjon	43
5.7	Målt sidefriksjon, 3mnd Bane NOR (2020a)	43
5.8	Målt sidefriksjon, 9mnd Bane NOR (2020a)	43
5.9	Belastningsforsøk av pel 3-C-70m etter 9 måneder, Bane NOR (2020a)	44
5.10	Belastningsforsøk av pel 3-D-40m, 9 måneder etter installasjon Bane NOR (2020a)	45
5.11	Beregning av bæreevne for Pel 3-D-40m	46
5.12	Lastforskyvningskurve av pel 3-D-40m - PLAXIS 3D	46
5.13	Vertikalt snitt av pel 3-D-40m som viser vertikale forskyvninger	47
5.14	Vertikalt snitt av pel 3-D-40m som viser inkrementelle deviatoriske tøyninger	47
5.15	Sammenligning av målte og beregnede resultater for de 70 meter lange pelene Bane NOR (2020a)	48
5.16	Sammenligning av målte og beregnede resultater for pel 3-D-40m Bane NOR (2017a)	48
5.17	Pluggingsgrad for de forskjellige pelene Bane NOR (2017a)	49
5.18	Sammenligning av bæreevne med tidseffekter fra Peleveiledningen 2019 og fra kapittel 2.2.3.	50
6.1	Illustrasjon av rammeforløp av pel 3-A-70m. Re-konsolideringsprosessen gjør at pelen rammes som om den hadde utvidet diameter og etterlater seg et hulrom på oversiden	53

Tabeller

2.1	Egenskaper til sand fra de forskjellige forsøksstedene Den Norske Pelekomité (2019)	18
3.1	Oversikt over peler som er installert i pelefelt 3	24
3.2	Anbefalt belastningsprosedyre for 70 meter lang pel etter 3 måneder Bane NOR (2020a)	25
3.3	Antatt lagdeling ved pelefelt 3	28
3.4	Tangent ødometerstivhet fra CPT-sonderinger Lunne et al. (1997)	29
3.5	Typiske verdier for friksjonsvinkel og attraksjon for norsk sand Nordal (2019)	29
3.6	Typiske verdier for friksjonsvinkel og attraksjon for norsk leire Aarhaug (1991)	30
3.7	Typiske verdier for skjærfasthet (s_u) for norske leirer NGF (1982)	30
4.1	Parametre for pelematerialet	33
4.2	Parametre i Mohr-Coulomb modellen	36
4.3	Parametre for alle lagene som er brukt benyttet i PLAXIS	37
5.1	Sammenstilling av beregnet og målt bæreevne	39
5.2	Rammeforløp for Pel 3-A-70m	40
5.3	Rammeforløp for Pel 3-C-70m	44
5.4	Rammeforløp for Pel 3-D-40m	45
5.5	Antall slag per m ² av skafteareal N_{bA}	50

Bibliografi

- Aarhaug, O. R. (1984). *Geoteknikk og fundamentering 2*. NKI-forlaget.
- Aarhaug, O. R. (1991). *Geoteknikk og fundamenteringslære 1*. NKI Forlaget.
- Andersen, K. and Jostad, H. (2002). Shear strength along outside wall of suction anchors in clay after installation. *International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), Kyushu, Japan.*, 12.
- Anušić, I. (2018). *Installation of Monopiles for Offshore Wind Turbine Foundations*. PhD thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet - NTNU.
- Anušić, I., Lehane, B. M., Eiksund, G. R., and Liingard, M. A. (2019). Evaluation of installation effects on set-up of field displacement piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 56:461–473.
- Bane NOR (2017a). Fellesprosjektet ringeriksbanen og e16 fre(16). *FRE-TK-05, Mælingen. Peleforsøk datarapport*, Revisjon: 00-1(Dokumentnummer: FRE-50-A-30203).
- Bane NOR (2017b). Fellesprosjektet ringeriksbanen og e16 fre(16). *Bymoen - Styggedalen, Detaljplan og teknisk plan, Fagrapport geoteknikk, Strekning 4*, Revisjon: 03A(Dokumentnummer: FRE-40-A-25111).
- Bane NOR (2018). Fellesprosjektet ringeriksbanen og e16 fre(16). *Detaljplan/teknisk plan, Strekning 4*, Revisjon: 04A(Dokumentnummer: FRE-40-A-25300).
- Bane NOR (2019). Fre-tk-05 mælingen, geoteknisk datarapport. *FRE-TK-05 Mælingen, geoteknisk datarapport*, Revisjon: 00-1(Dokumentnummer: FRE-50-A-30201).
- Bane NOR (2020a). Fellesprosjektet ringeriksbanen og e16 fre(16). *FRE-TK-05, Mælingen. Peleforsøk tolkningsrapport*, Revisjon: 00-1(Dokumentnummer: FRE-50-A-30202).
- Bane NOR (2020b). Om intercity. <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/intercity/hvorfor-intercity/>. Hentet: 2020-06-02.
- Chow, F. C., Jardine, R. J., Brucy, F., and Nauroy, J. F. (1998). Effects of time on pipe piles in dense marine sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 3:254–264.
- Den Norske Pelekomité (2012). Peleveiledningen 2012. *Norsk geoteknisk Forening (NGF)*.
- Den Norske Pelekomité (2019). Peleveiledningen 2019. *Norsk geoteknisk Forening (NGF)*.
- Iskander, M. (2011). *Behavior of Pipe Piles in Sand*. Springer Berlin Heidelberg.
- Jernbanedirektoratet (2017). Jernbaneverkets handlingsprogram 2018-2029. *Jernbaneverkets handlingsprogram 2018-2029*, 1(1).
- Karlsrud, K. (2012). *Ultimate Shaft Friction and Load-Displacement Response of Axially Loaded Piles in Clay Based on Instrumented Pile Tests*. PhD thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet - NTNU.

- Karlsrud, K., Clausen, C., and Aas, P. (2005). Bearing capacity of driven piles in clay, the ngi approach. *Frontiers in Offshore Geotechnics*, pages 775–782.
- Karlsrud, K., Jensen, T. G., Gardå, V., and Lied, E. K. W. (2013). Time effects on pile capacity. *NGI report no.: 20061251-00-279-R*, 1.
- Karlsrud, K. and Ofstad, C. S. (2019). Fullskalaforsøk målingen. *Resultater belastningsforsøk 9 mnd etter installasjon*, 1.
- Lehane, B., Lim, J., Carotenuto, P., Nadim, F., Lacasse, S., Jardine, R., and Dijk, B. (2017). Characteristics of unified databases for driven piles. *Offshore Site Investigation Geotechnics*, 1:162–191.
- Lunne, T., Robertson, P., and Powell, J. (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 46.
- NGF (1982). Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk. *Norsk Geoteknisk Forening - Identifisering og klasifisering av jord, melding nr. 2*, 1(2).
- NGI (2020). Numerisk modellering. <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Numerisk-modellering>.
- NGU (2020). Kvartærgeologisk kart fra ngu. <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>. Hentet: 2020-02-30.
- Nordal, S. (2019). Geotechnical engineering, advanced course. *Kompendium for bruk i TBA4116, NTNU*.
- NTNU (2019). Pile handout. *Avdeling for geoteknikk*.
- PLAXIS (2014). Points of interest for pile modelling in a 2d plane strain model. <https://www.plaxis.com/support/tips-and-tricks/points-of-interest-for-pile-modelling-in-a-2d-plane-strain-model/>.
- PLAXIS (2018a). Plaxis 3d reference manual 2018. *Reference Manual 2018*, 1.
- PLAXIS (2018b). Plaxis material models manual 2018. *Material Models Manual 2018*, 1.
- PLAXIS (2020). Plaxis 3d tutorial manual. *CONNECT Edition V20*, 1.
- Skempton, A. W. and Northey, R. D. (1952). The sensitivity of clays. *Géotechnique*, 3(1):30–53.
- Standard Norge (2016). Ns-en 1997-1:2004+a1:2013+na:2016. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler*.
- Statens vegvesen (2018). Geoteknikk i vegbygging. *Veiledning, håndbok V220*.
- Tavenas, F. and Audy, R. (2018). Limitations of the driving formulas for predicting the bearing capacities of piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 9:47–62.

Tillegg A

Resultater fra ødometerforsøk

I det følgende presenteres en sammenstilling av resultater fra ødometerforsøk fra prøveserier i Mælingen, ved pælefelt 3. For fullstendige resultater henvises det til [Bane NOR \(2019\)](#).

SAMMENSTILLING AV ØDOMETERFORSØK: FRE16 Avrop 10 – Strekning 1, 4 og 5 (4C11009)


Prøveidentifisering				Klassifisering							Konsolidering								
Hull nr.	Prøve diameter	Sylinderdel-test	Dybde	Jordart	w_i	w_p	w_L	I_p	γ_{tot}	Leir innhold	p'_{ov} (antatt)	$\Delta V/V$ ved p_{ov}	$\Delta e/e_i$	M_0	M_L	M_0/M_L	Prøve kvalitet	Prøve kvalitet	Prøve kvalitet
	mm		m		%	%	%	%	kN/m^3	%	kPa	%		MPa	MPa		NVE	Karlsru	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
4C11009	72	8-A-3	11.50	-	38.20	21.0	35.0	14.0	18.41	39.90	120.0	5.36	0.105	-	-	-	Dårlig	Forstyrret	-
4C11009	72	14-A-3	17.50	-	27.60	19.0	26.0	7.0	19.85	55.50	175.0	3.53	0.082	-	-	-	Dårlig	Akseptabel	-
4C11009	72	11-A-3	14.50	-	35.00	22.0	36.0	14.0	18.83	33.80	150.0	4.75	0.097	-	-	-	Dårlig	Akseptabel	-
4C11009	72	20-A-2	23.50	-	24.60	18.0	27.0	9.0	20.26	20.80	230.0	1.99	0.049	-	-	-	God-bra	Perfekt	-
4C11009	72	26-A-2	29.50	-	28.50	18.0	26.0	8.0	19.14	5.90	285.0	0.71	0.016	-	-	-	Meget god	Perfekt	-
4C11009	72	24-A-1	27.50	Leire	27.70	-	-	-	19.24	-	290.0	1.40	0.032	-	-	-	Meget god	Perfekt	-
4C11009	72	29-A-1	35.58	Leire	34.40	20.0	34.0	14.0	19.21	24.10	335.0	3.41	0.070	13.00	11.00	1.18	God-bra	Akseptabel	Dårlig
4C11009	72	18-A-1	21.50	Leire	27.30	-	-	-	19.12	-	230.0	1.10	0.026	-	-	-	Meget god	Perfekt	-

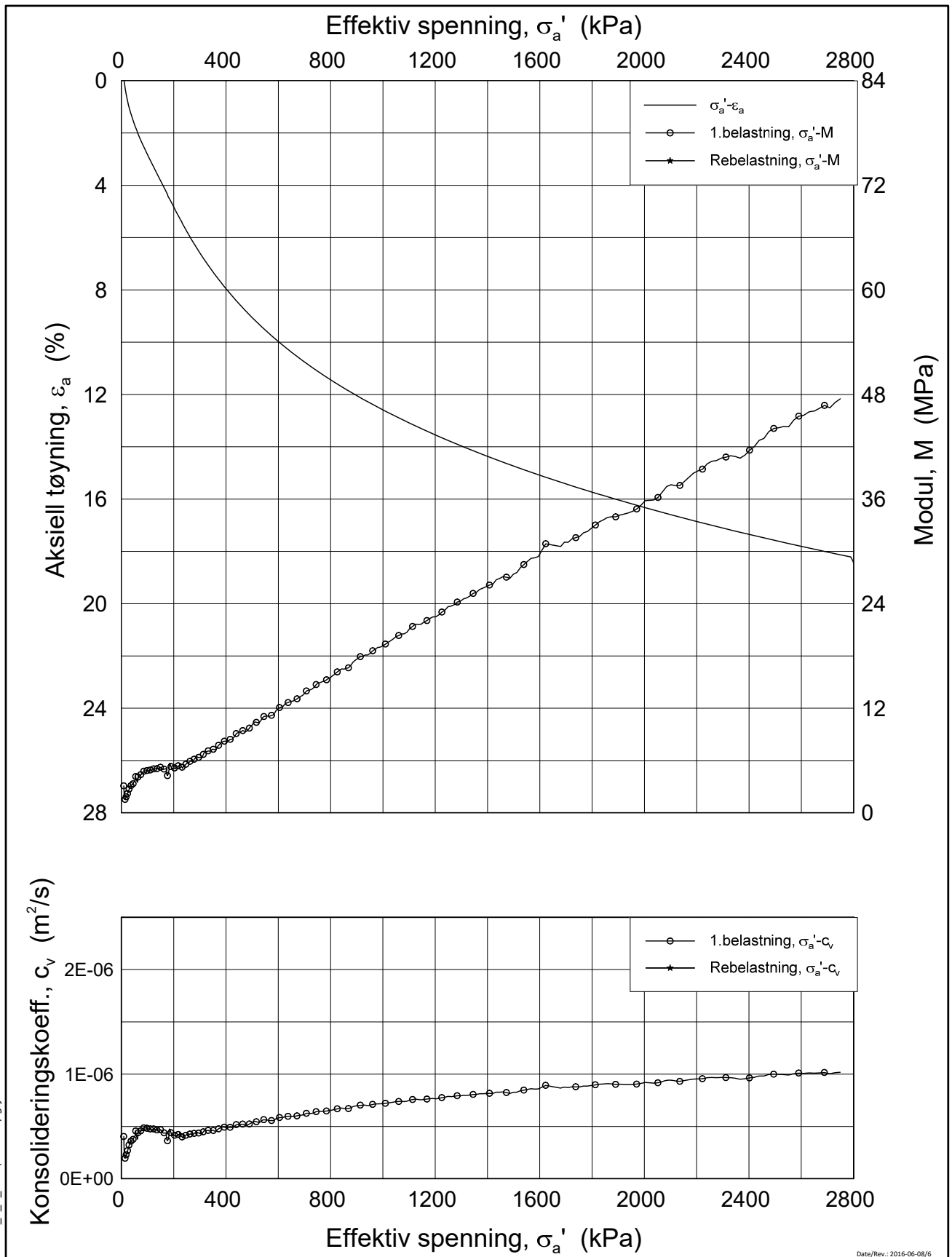
Insitu vanninnhold	Prøvekvalitet i hht SVV		
	Volumtøyning $\Delta e/e_0$		
Plastisitetsgrense	Meget god	God-bra	Meget dårlig
Flytegrense	<0.04	0.04-0.07	Dårlig
$w_L - w_p$, Plastisitetsindeks	<0.03	0.03-0.05	0.07-0.14
Total romvekt			>0.10
Effektivt vertikalt overlagringstrykk			
Tøyning ved p_{ov}			
$\Delta V/V$			
$\Delta e/e_i$			

Insitu vanninnhold	Prøvekvalitet i hht NVE		
	Volumtøyning $\Delta V/V_0$ (evol)		
OCR	Kv.kl. 1 Perfekt	Kv.kl. 1 Akseptabel	Kv.kl. 2 Forstyrret
1-1.2	<3.0	3.0-5.0	>5.0
1.2-1.5	<2.0	2.0-4.0	>4.0
1.5-2	<1.5	1.5-3.5	>3.5
2-3	<1.0	1.0-3.0	>3.0
3-8	<0.5	0.5-1.0	>1.0

Prøvekvalitet i hht Karlsrud	
M_0/M_L	
<1	Meget dårlig
1-1.5	Dårlig
1.5-2	God
2-4	Meget god
>4	Særdeles god

Rapport Nr.		Figur Nr.	
20180169-01-R			
Dato		Tegn.	
2019-01-25		CFo	
Kontr.		SiG	
SiG		SiG	





Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 8

Dybde = 11.5 m

Dato

2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 120.0$ kPa

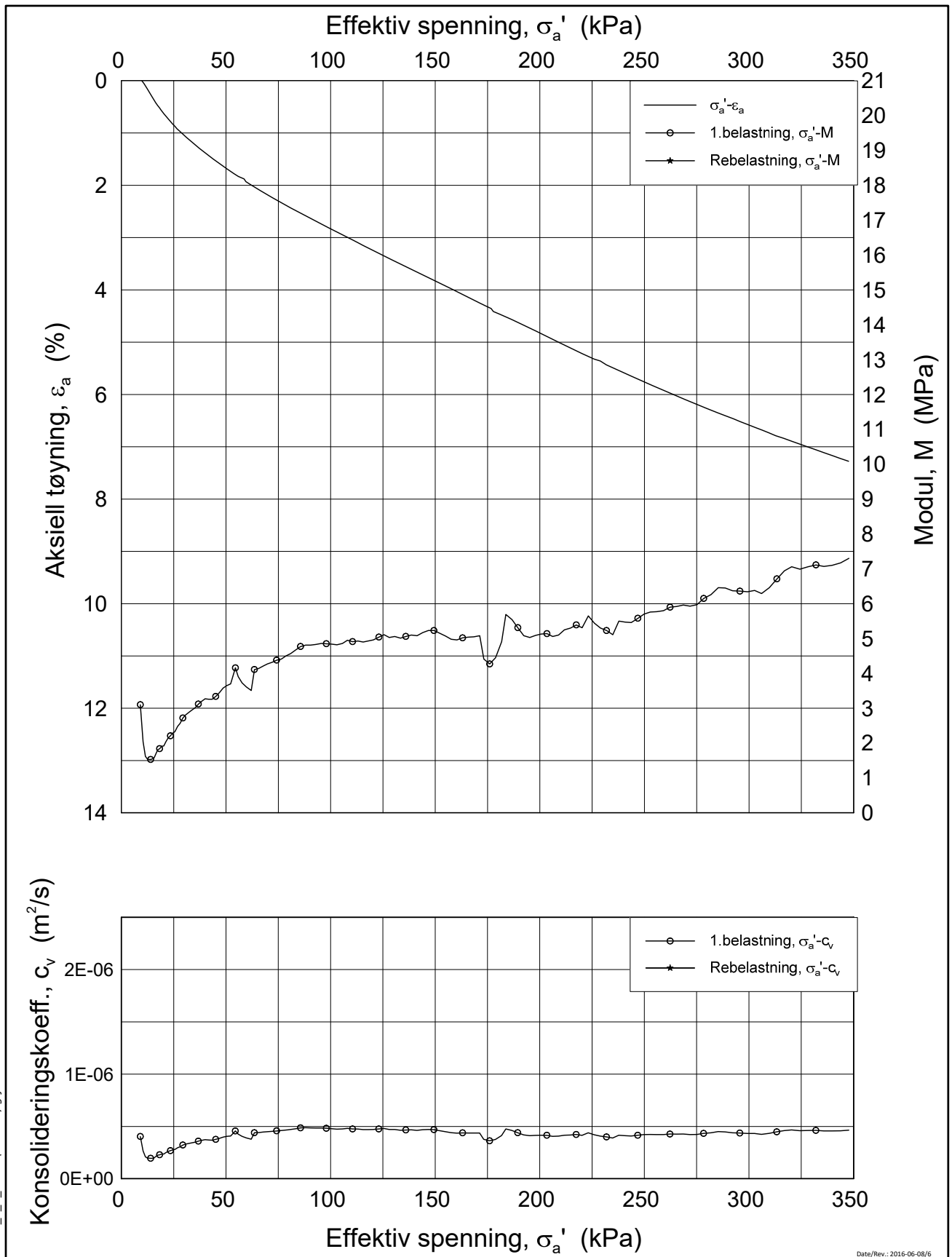
Test: 3

$w_i = 38.2$ %

$\gamma_i = 18.41$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_8_A_3.lin (crs4469).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 8

Dybde = 11.5 m

Dato

2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 120.0$ kPa

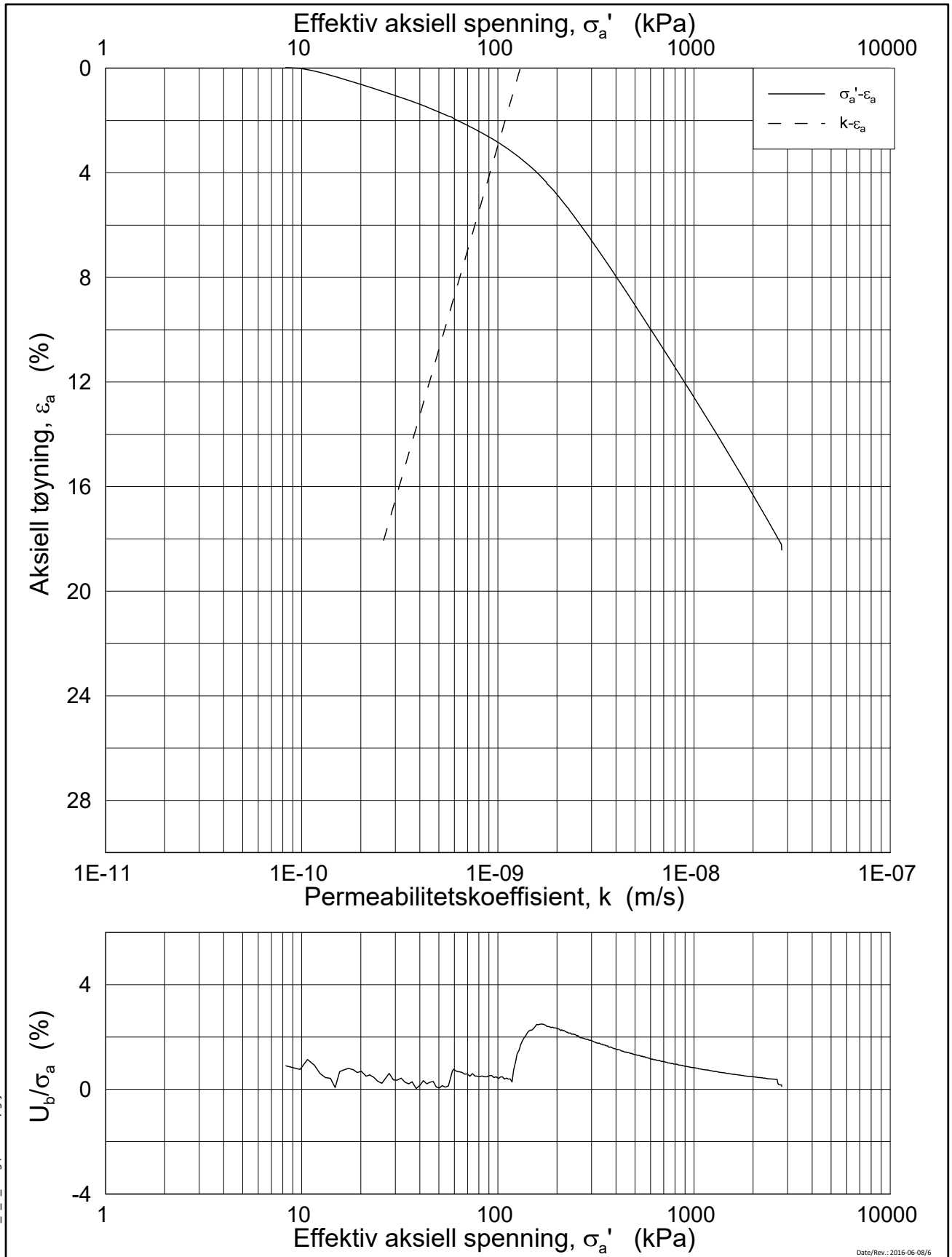
Test: 3

$w_i = 38.2$ %

$\gamma_i = 18.41$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_8_A_3_lin 2 (crs4469).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 8

Dybde = 11.5 m

$p'_0 = 120.0$ kPa

Del: A

$w_i = 38.2$ %

Test: 3

$\gamma_i = 18.41$ kN/m³

Dato

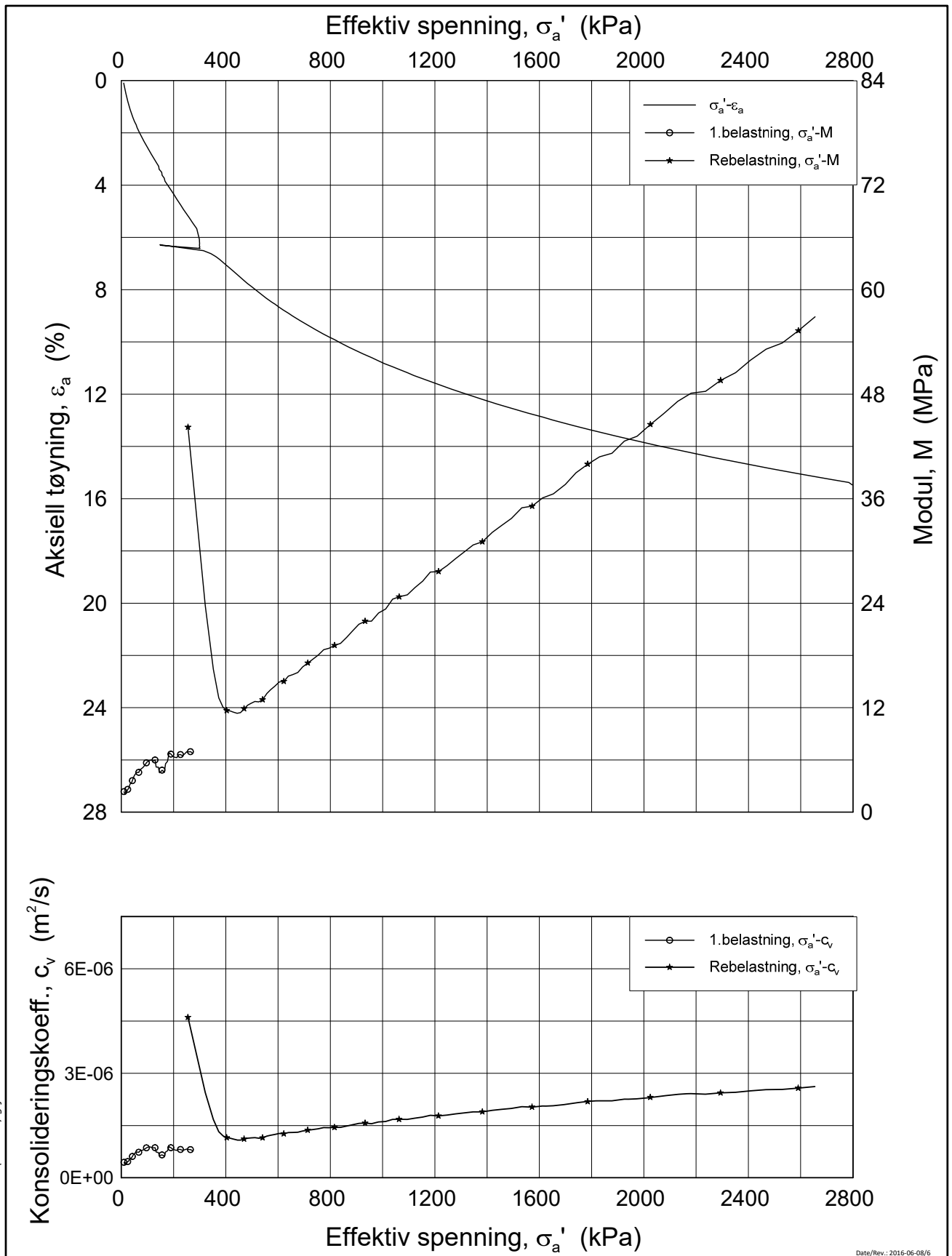
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_8_A_3_log (crs4469).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 11

Dybde = 14.5 m

Dato

2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 150.0$ kPa

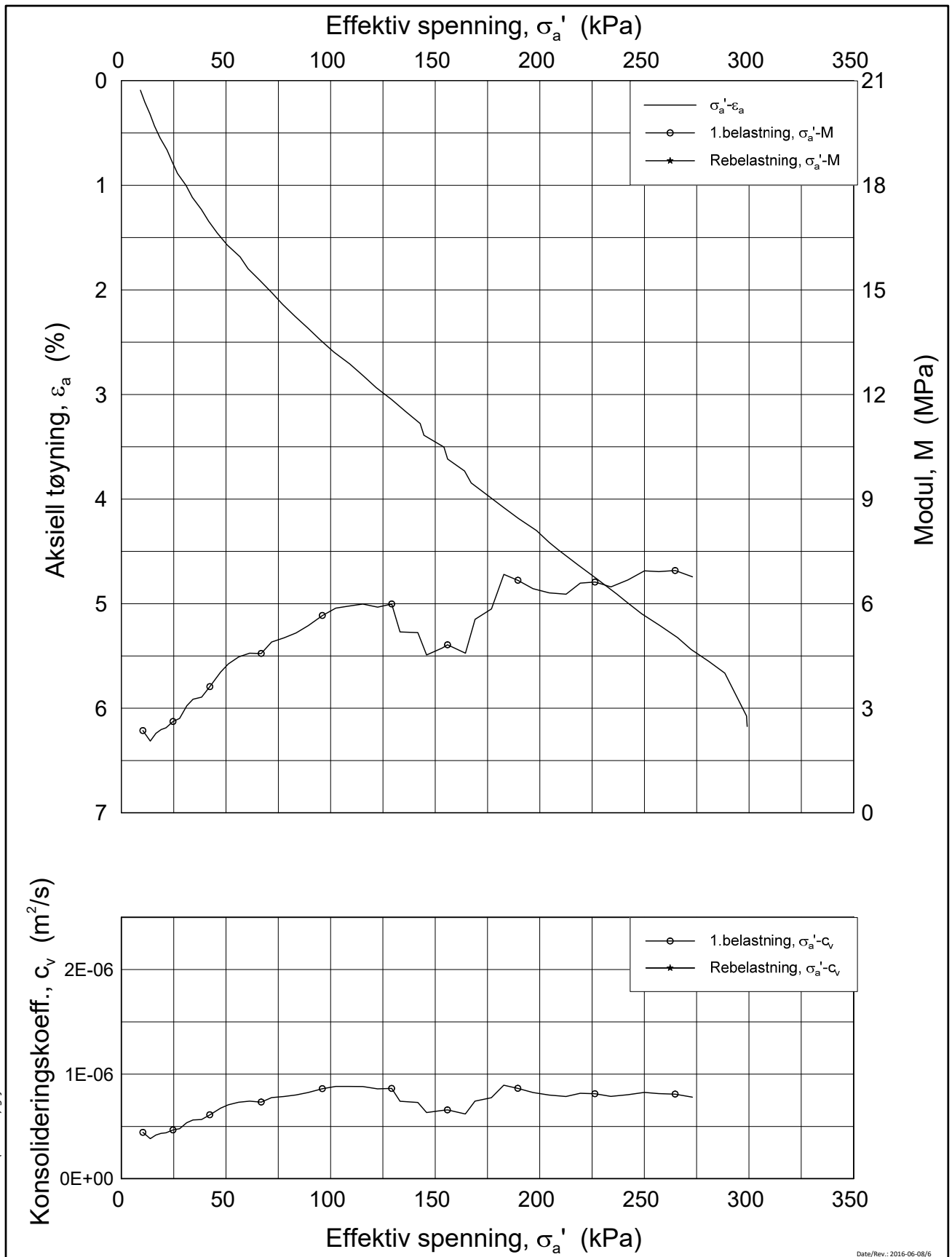
Test: 3

$w_i = 35.0$ %

$\gamma_i = 18.83$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-11-A-3 lin (rs4472).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 11

Dybde = 14.5 m

Dato
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.
JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 150.0$ kPa

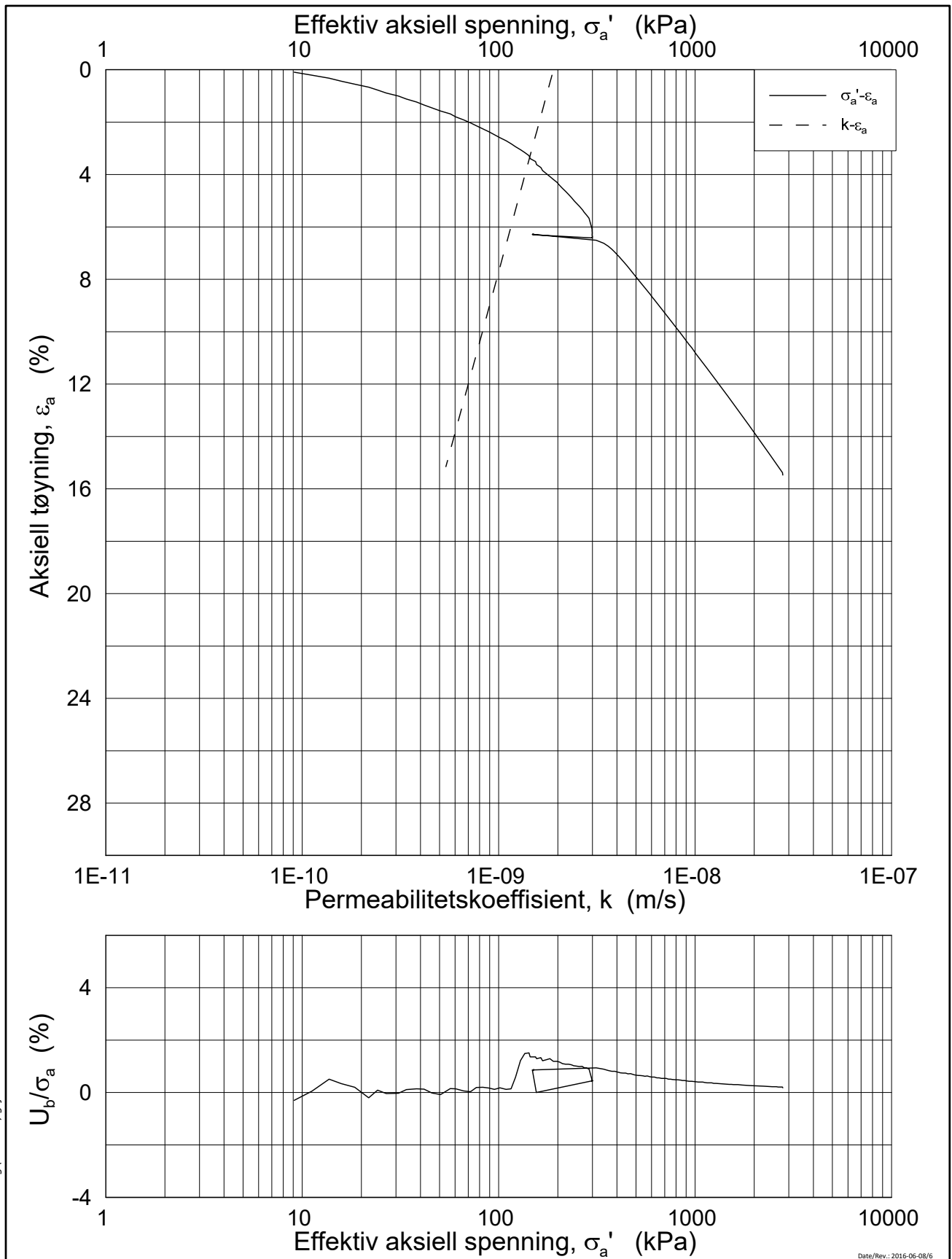
Test: 3

$w_i = 35.0$ %

$\gamma_i = 18.83$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-11-A-3 lin 2 (crs4472).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 11

Dybde = 14.5 m

p'_0 = 150.0 kPa

Del: A

w_i = 35.0 %

Test: 3

γ_i = 18.83 kN/m³

Dato

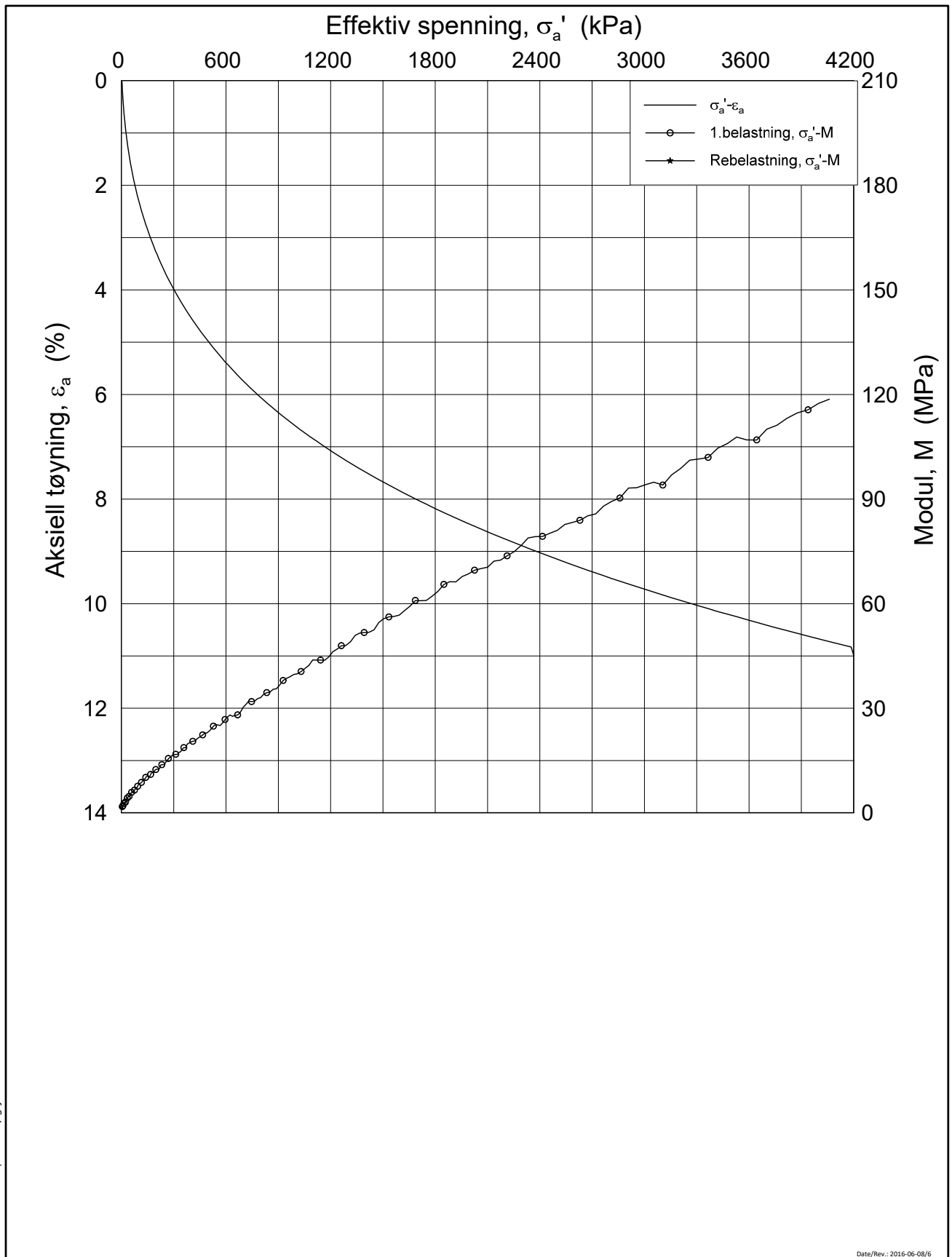
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-11-A-3 log (crs4472).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 14

Dybde = 17.5 m

p'_0 = 175.0 kPa

Del: A

w_i = 27.6 %

Test: 3

γ_i = 19.85 kN/m³

Dato

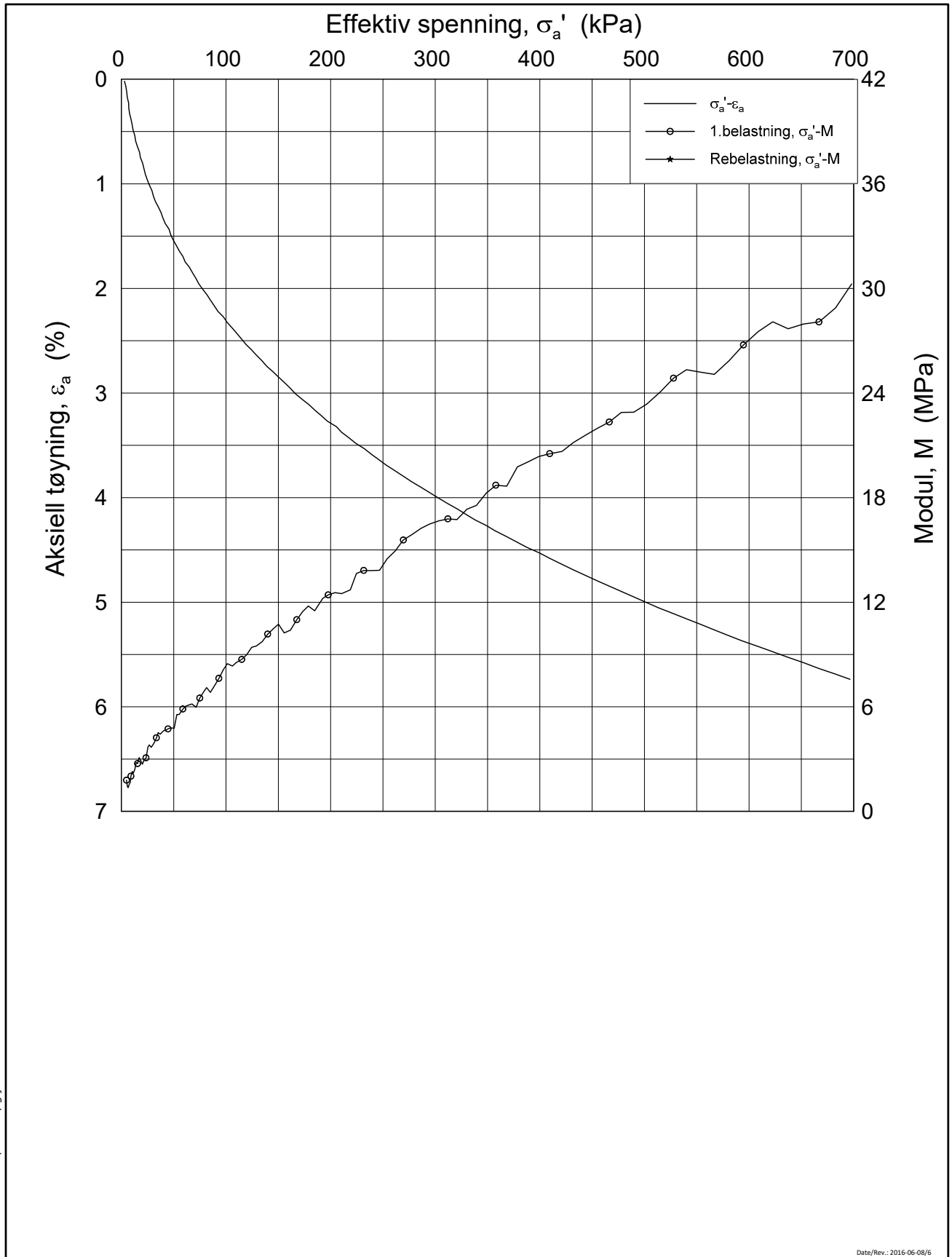
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

FP/GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-14-A-3 lin (crs4471).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 14

Dybde = 17.5 m

p_0' = 175.0 kPa

Del: A

w_i = 27.6 %

Test: 3

γ_i = 19.85 kN/m³

Dato

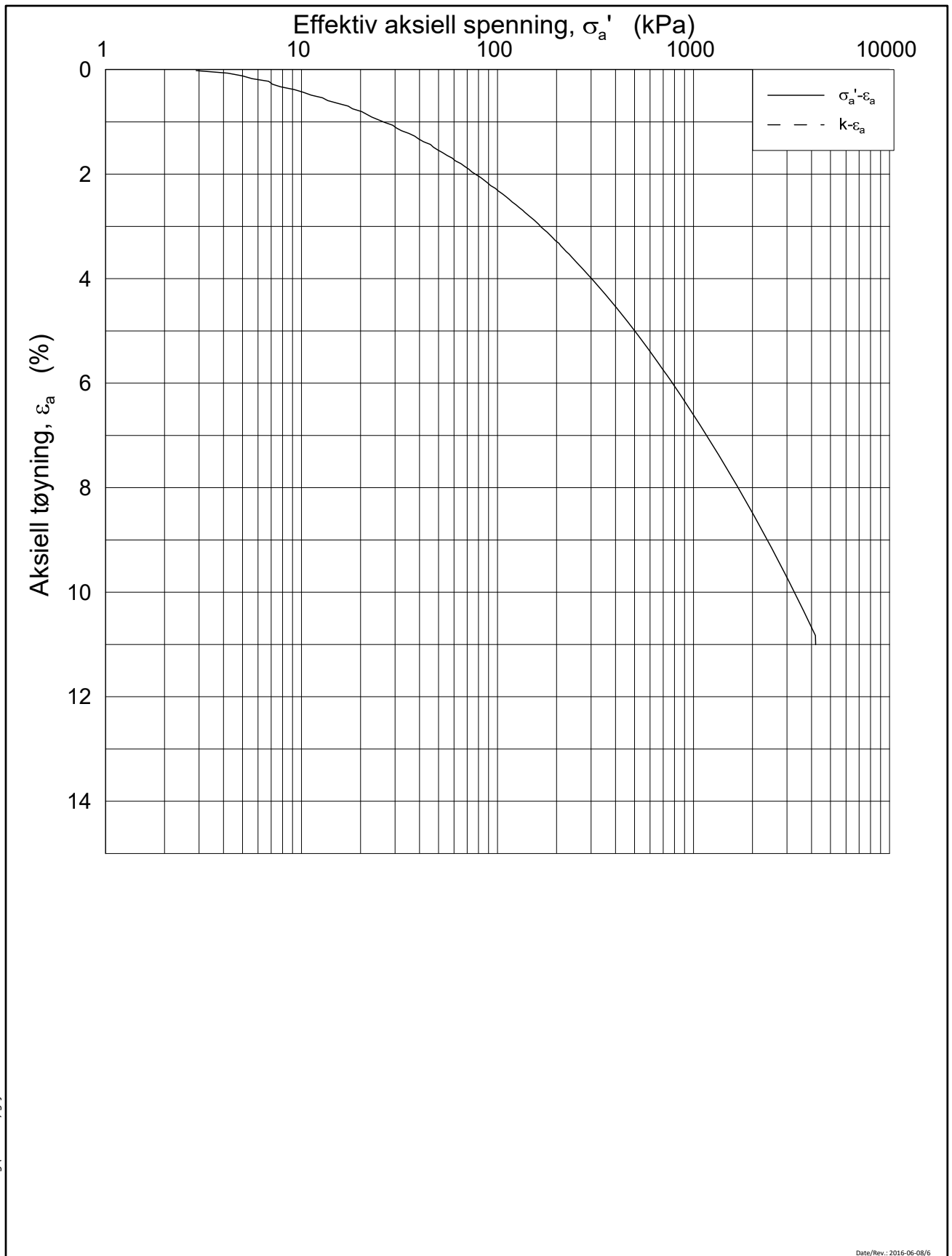
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.

FP/GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-14-A-3 lin-2 (crs4471).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 14

Dybde = 17.5 m

Dato
2018-10-15

Tegnet av / Kontr.
FP/GS

Del: A

$p'_0 = 175.0$ kPa

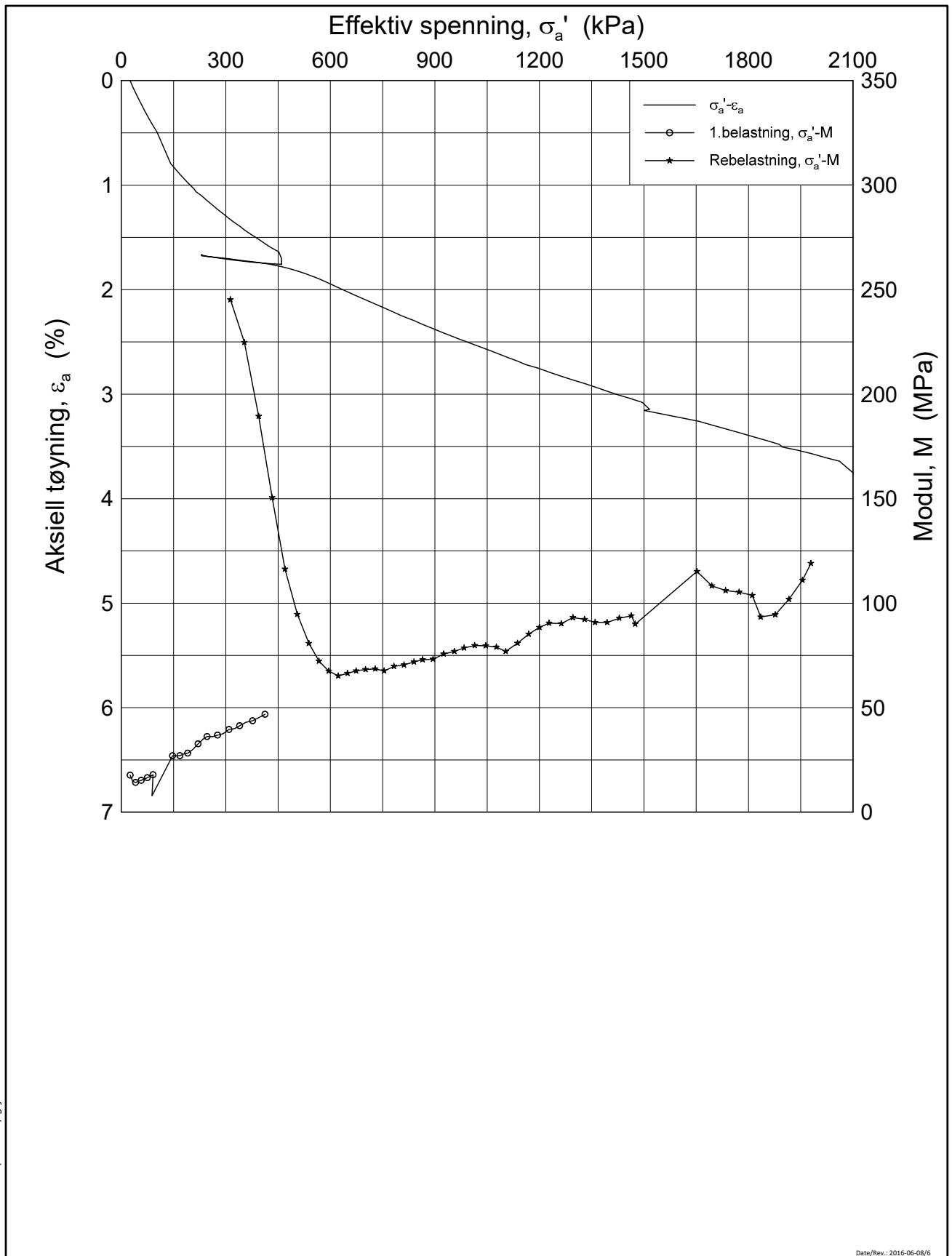
Test: 3

$w_i = 27.6$ %

$\gamma_i = 19.85$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Øedom\4C11009-14-A-3 log (crs4471).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 18

Dybde = 21.5 m

Dato
2018-10-30

Tegnet av / Kontr.
FP/GS

Del: A

p'_0 = 230.0 kPa

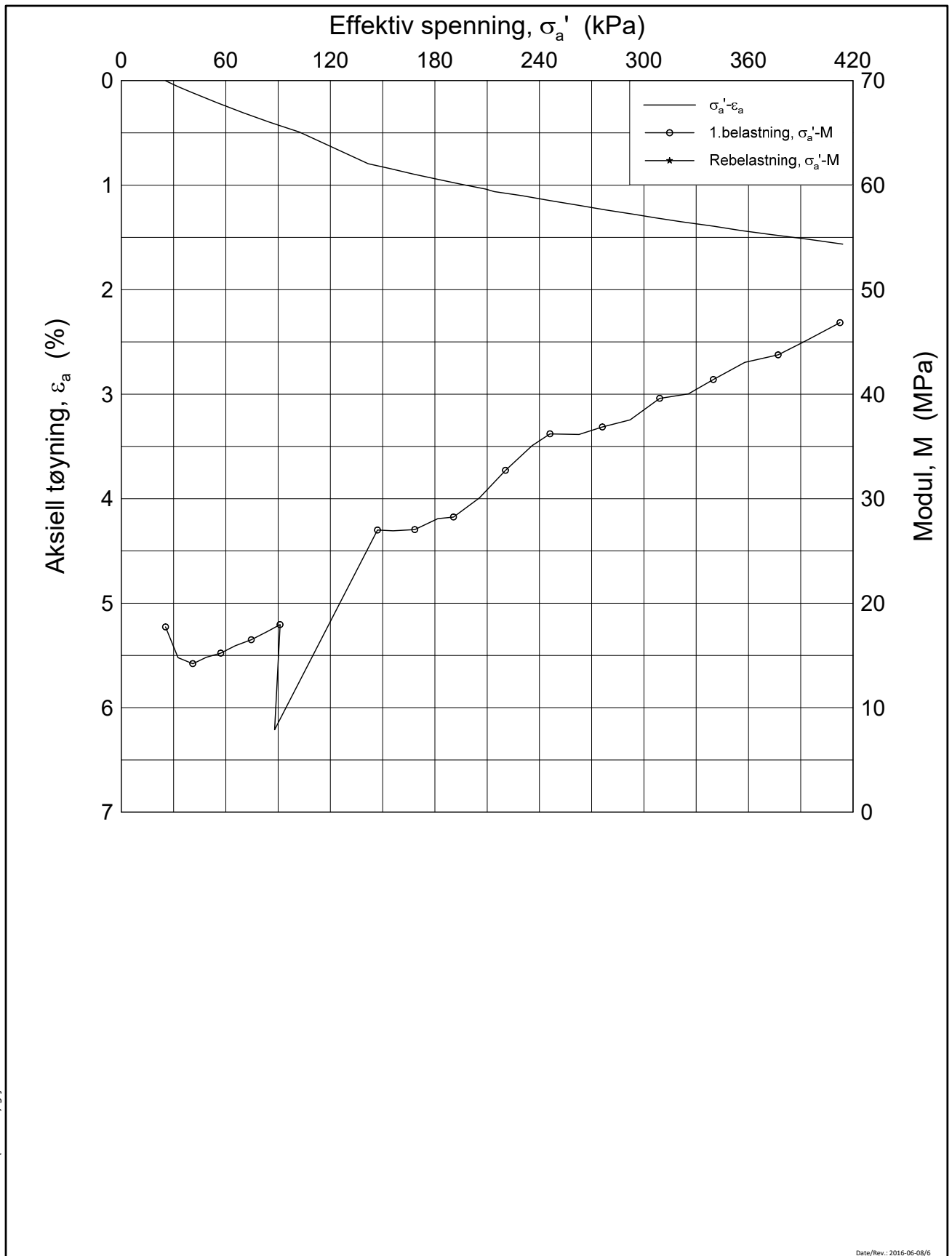
Test: 1

w_i = 27.3 %

γ_i = 19.12 kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-18-A-1 lin (crs4511).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Ødometer test (CRSC)

Borhull: 4C11009

Sylinder: 18

Del: A

Test: 1

Dybde = 21.5 m

p_0' = 230.0 kPa

w_i = 27.3 %

γ_i = 19.12 kN/m³

Dokument nr.
20180169-01-R

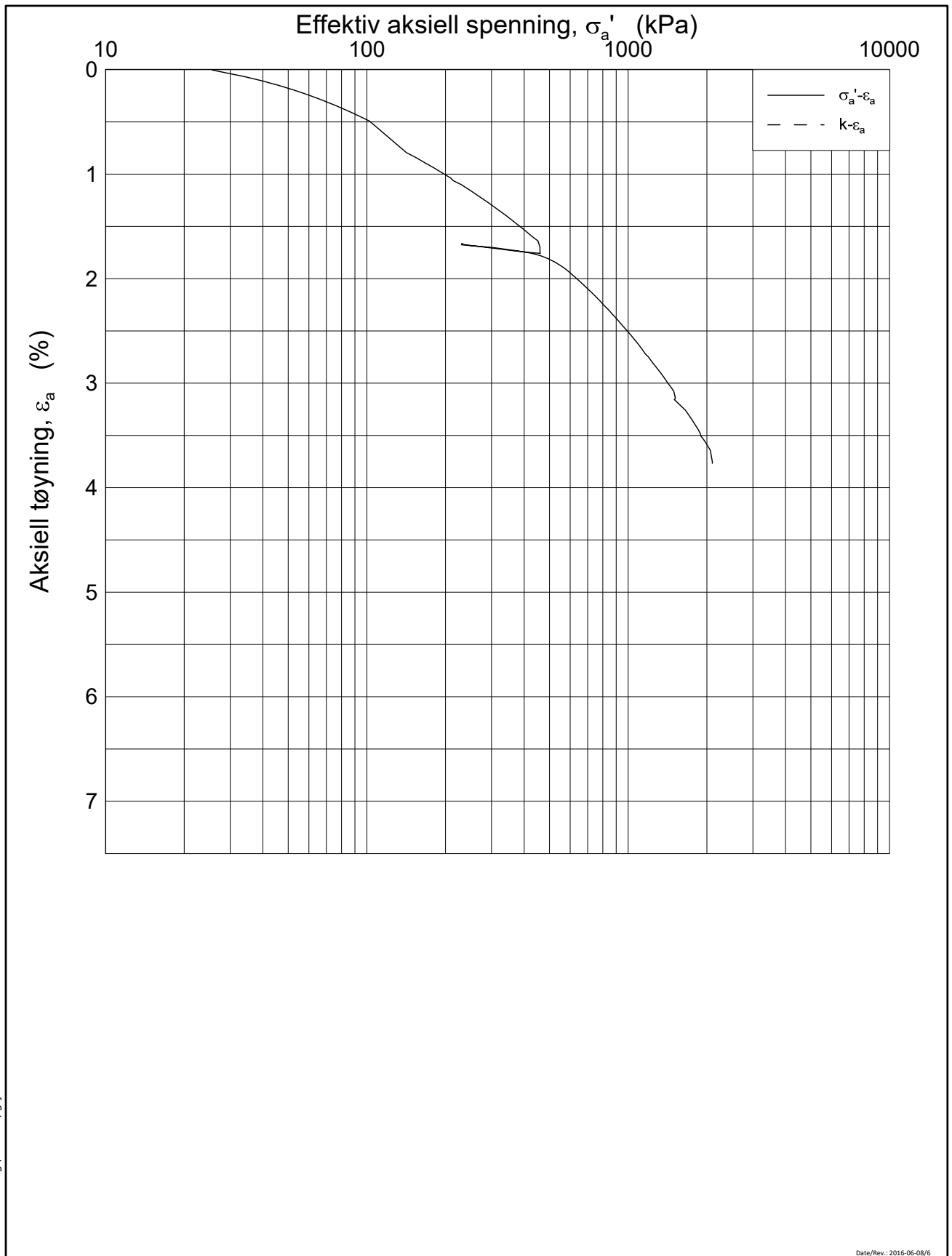
Figur nr.

Dato
2019-01-10

Tegnet av / Kontr.
FP/GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-18-A-1 lin-2 (crs4511).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/5

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 18

Dybde = 21.5 m

p'_0 = 230.0 kPa

Del: A

w_i = 27.3 %

Test: 1

γ_i = 19.12 kN/m³

Dato

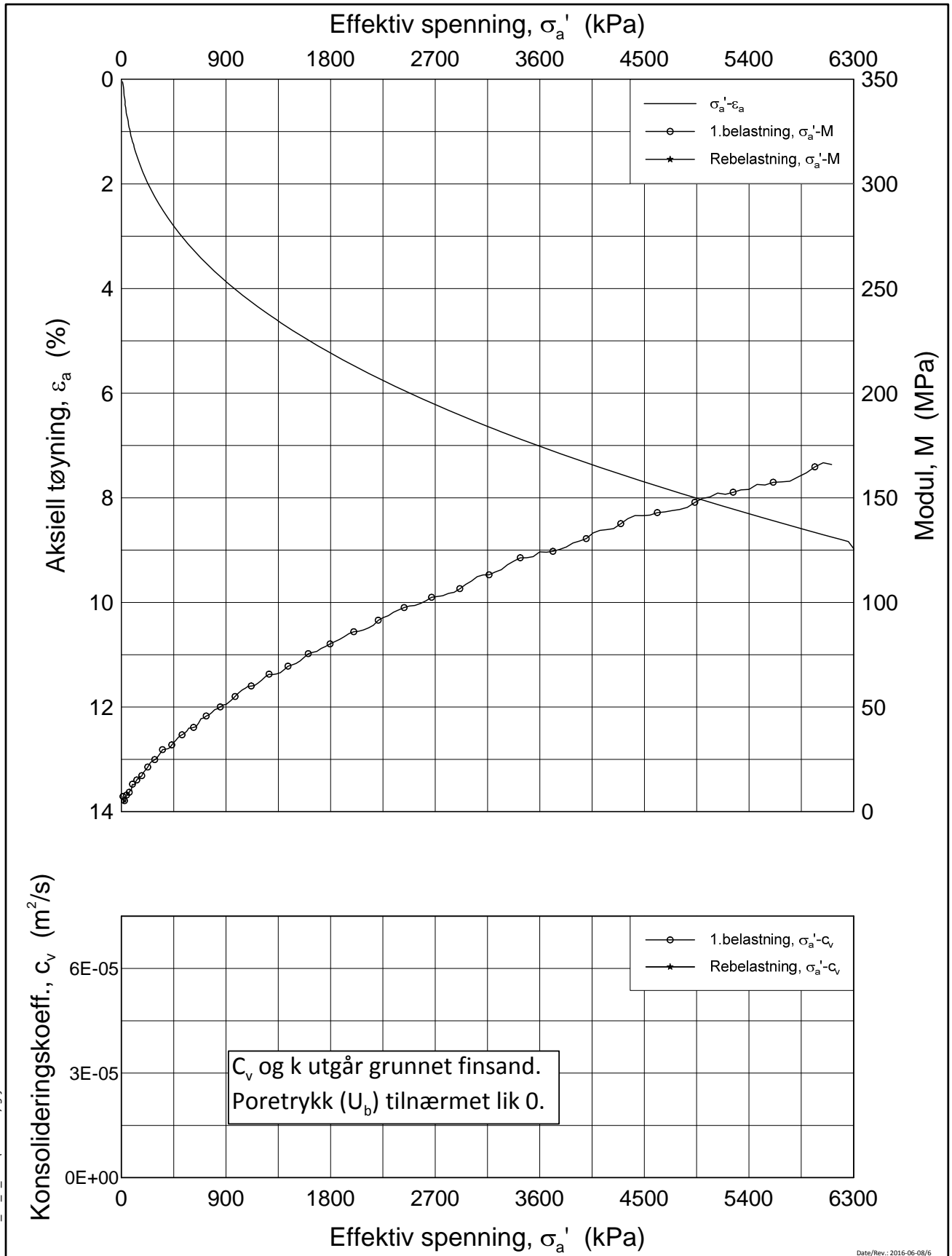
2018-10-30

Tegnet av / Kontr.

FP/GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-18-A-1 log (crs4511).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 20

Dybde = 23.5 m

Dato
2018-11-06

Tegnet av / Kontr.
JRB / MAS

Del: A

$p_0' = 230.0$ kPa

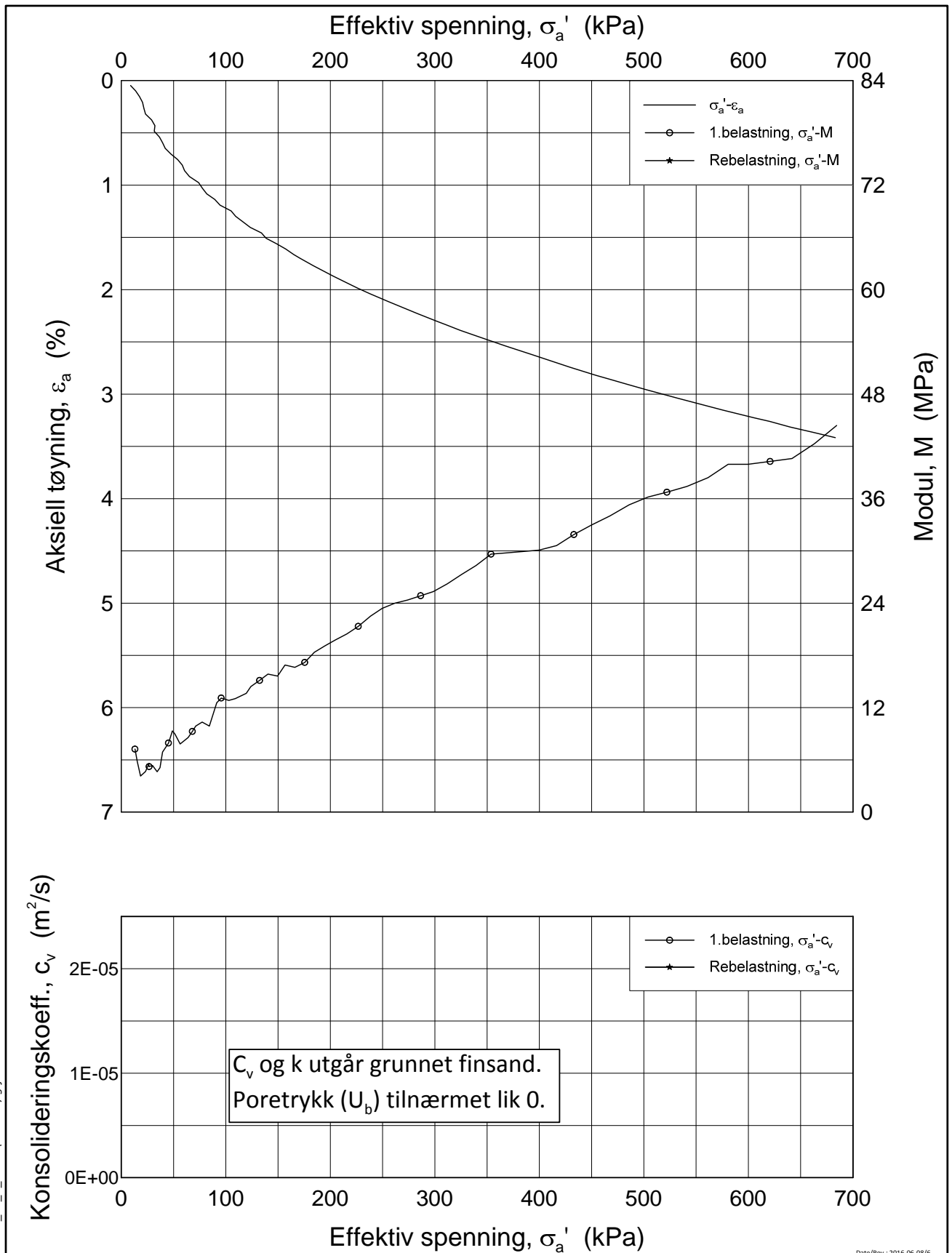
Test: 2

$w_i = 24.6$ %

$\gamma_i = 20.26$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_20_A_2.lin (crs4477).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 20

Dybde = 23.5 m

Dato
2018-11-06

Tegnet av / Kontr.
JRB / MAS

Del: A

p_0' = 230.0 kPa

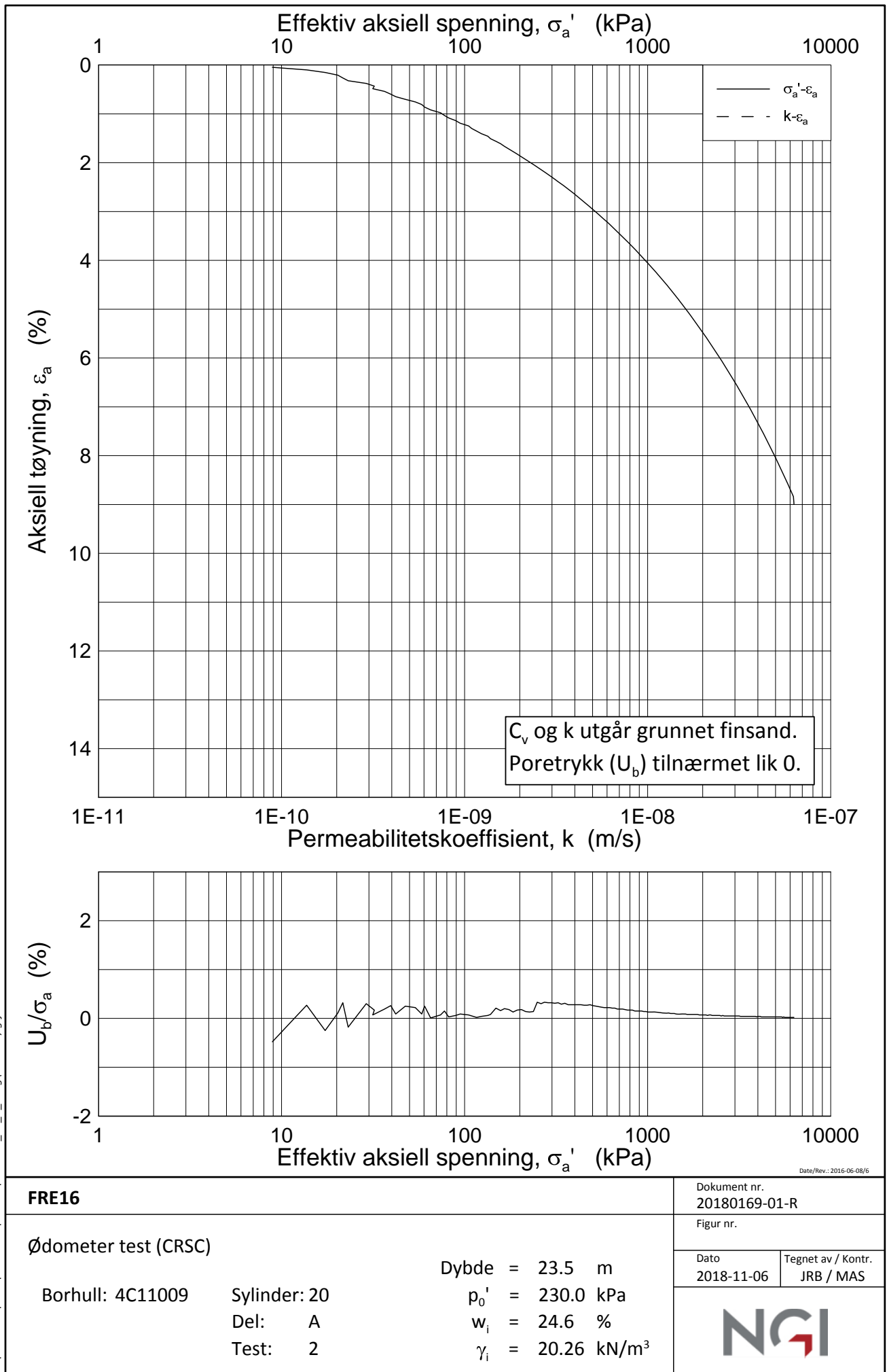
Test: 2

w_i = 24.6 %

γ_i = 20.26 kN/m³

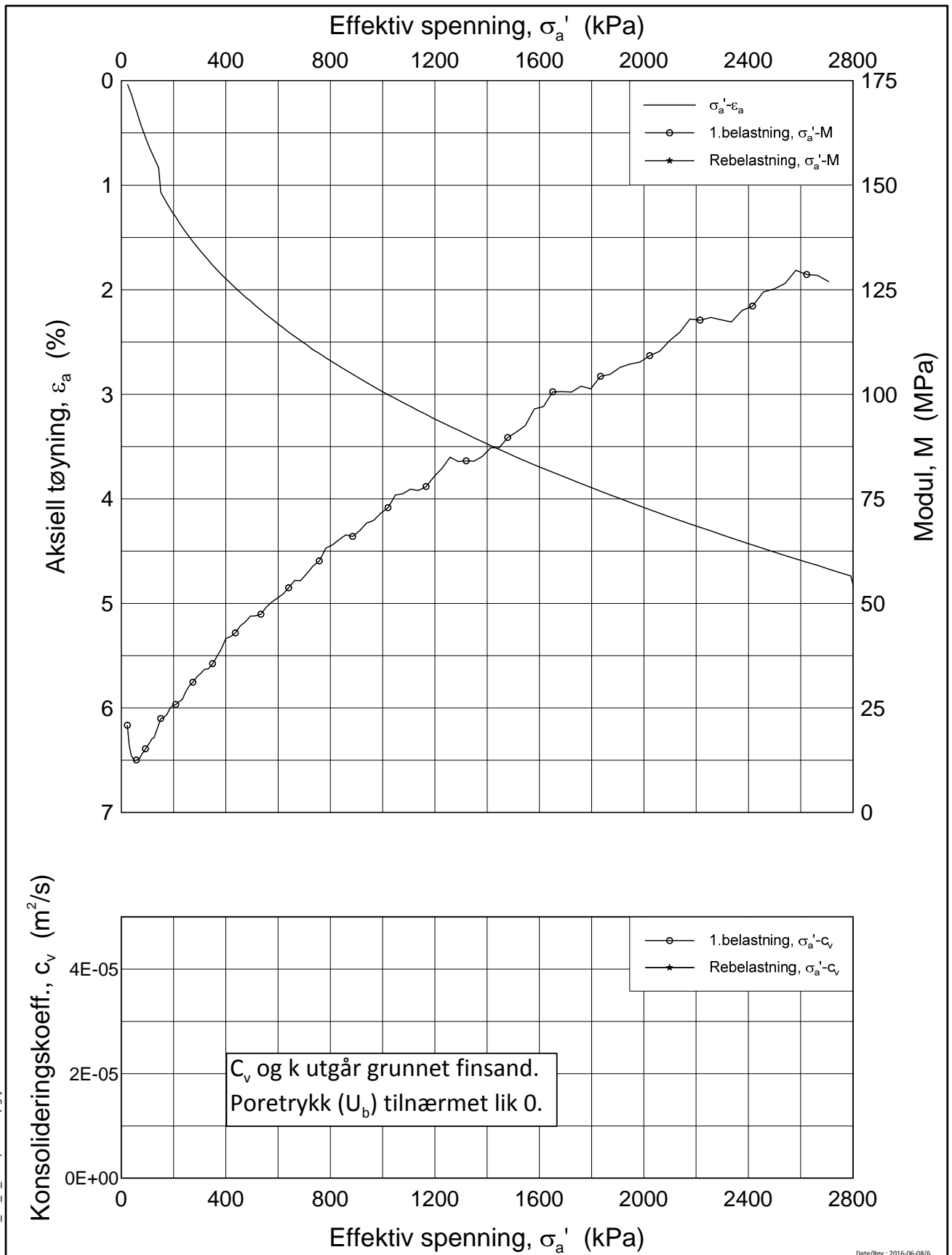


H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_20_A_2 lin 2 (crs4477).grf



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_20_A_2 log (crs4477).grf

Date/Rev.: 2016-06-08/6



Date/Rev.: 2016-06-08/5

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 24

Dybde = 27.5 m

Dato
2018-11-06

Tegnet av / Kontr.
JRB / MAS

Del: A

$p'_0 = 290.0$ kPa

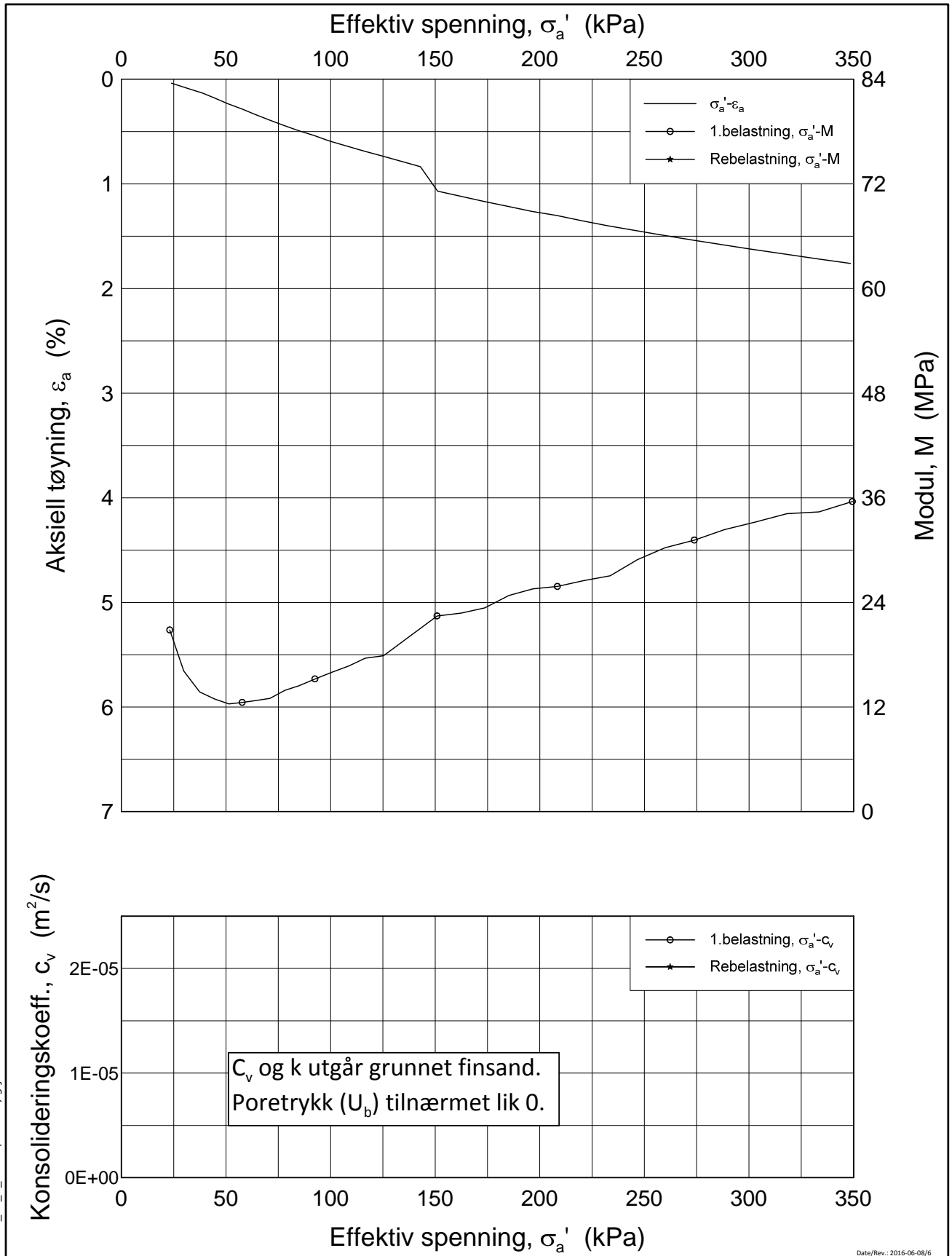
Test: 1

$w_i = 27.7$ %

$\gamma_i = 19.24$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009_24_A_1.lin (crs4480).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/5

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 24

Dybde = 27.5 m

Dato
2018-11-06

Tegnet av / Kontr.
JRB / MAS

Del: A

p_0' = 290.0 kPa

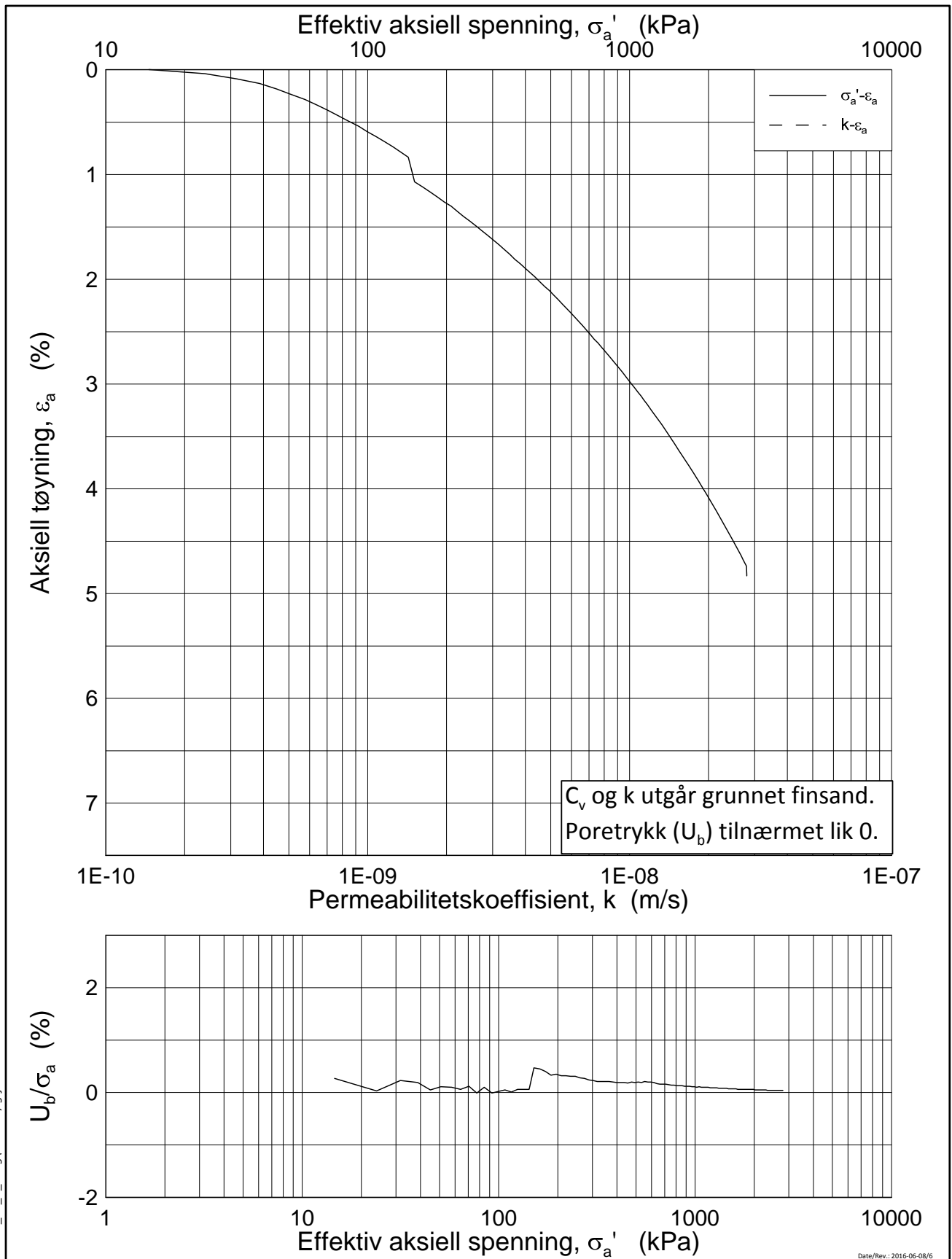
Test: 1

w_i = 27.7 %

γ_i = 19.24 kN/m³




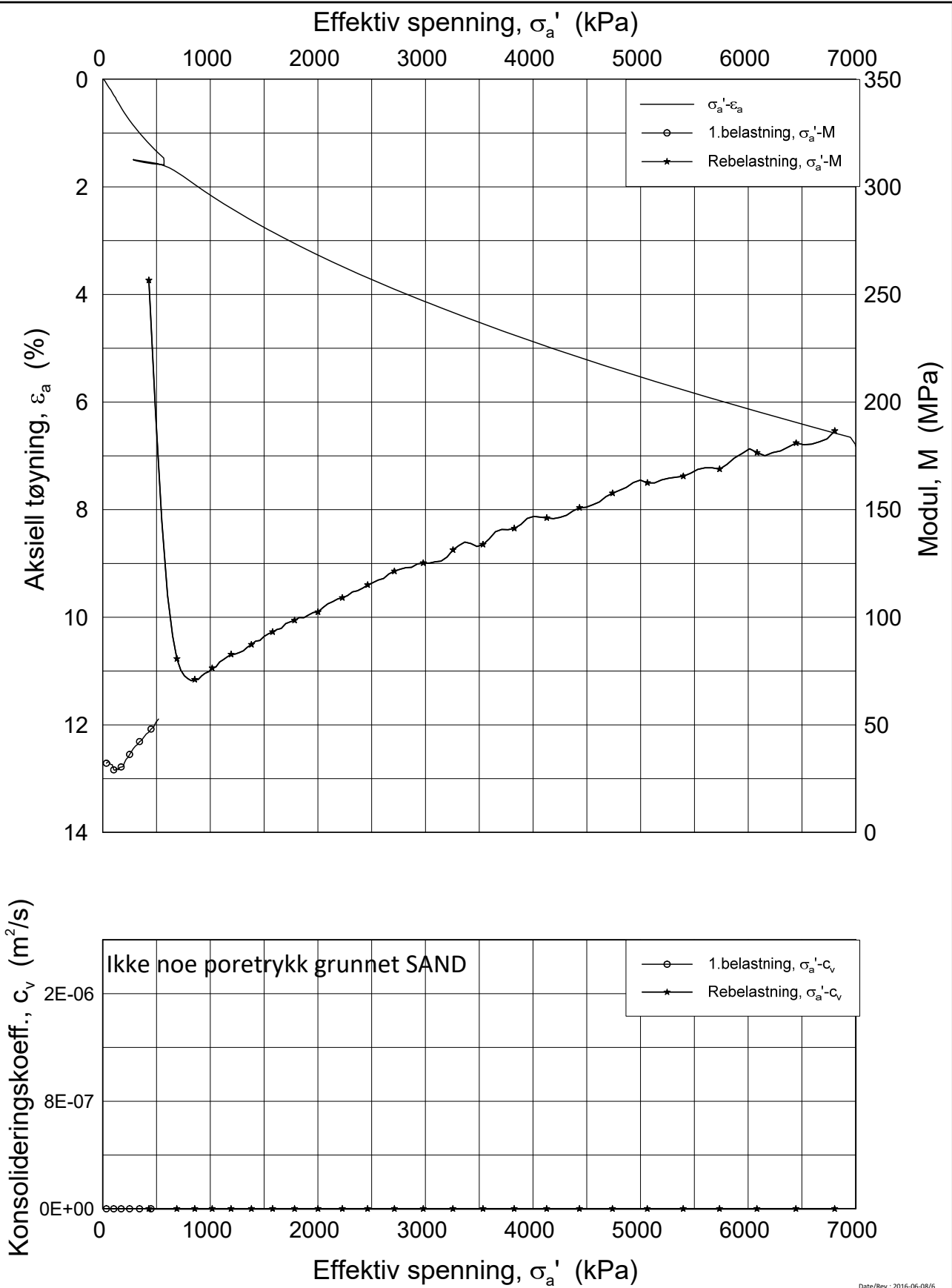
H:\LABDATA\2018\20180169\Oedom\4C11009_24_A_1 lin 2 (crs4480).grf



H:\LABDATA\2018\20180169\Oedom\4C11009_24_A_1 log (crs4480).grf

Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16		Dokument nr. 20180169-01-R	
Ødometer test (CRSC)		Figur nr.	
Borhull: 4C11009	Sylinder: 24	Dato 2018-11-06	Tegnet av / Kontr. JRB / MAS
Del: A			
Test: 1			
	Dybde = 27.5 m		
	$p_0' = 290.0$ kPa		
	$w_i = 27.7$ %		
	$\gamma_i = 19.24$ kN/m ³		



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 26

Dybde = 29.5 m

p_0' = 285.0 kPa

Del: A

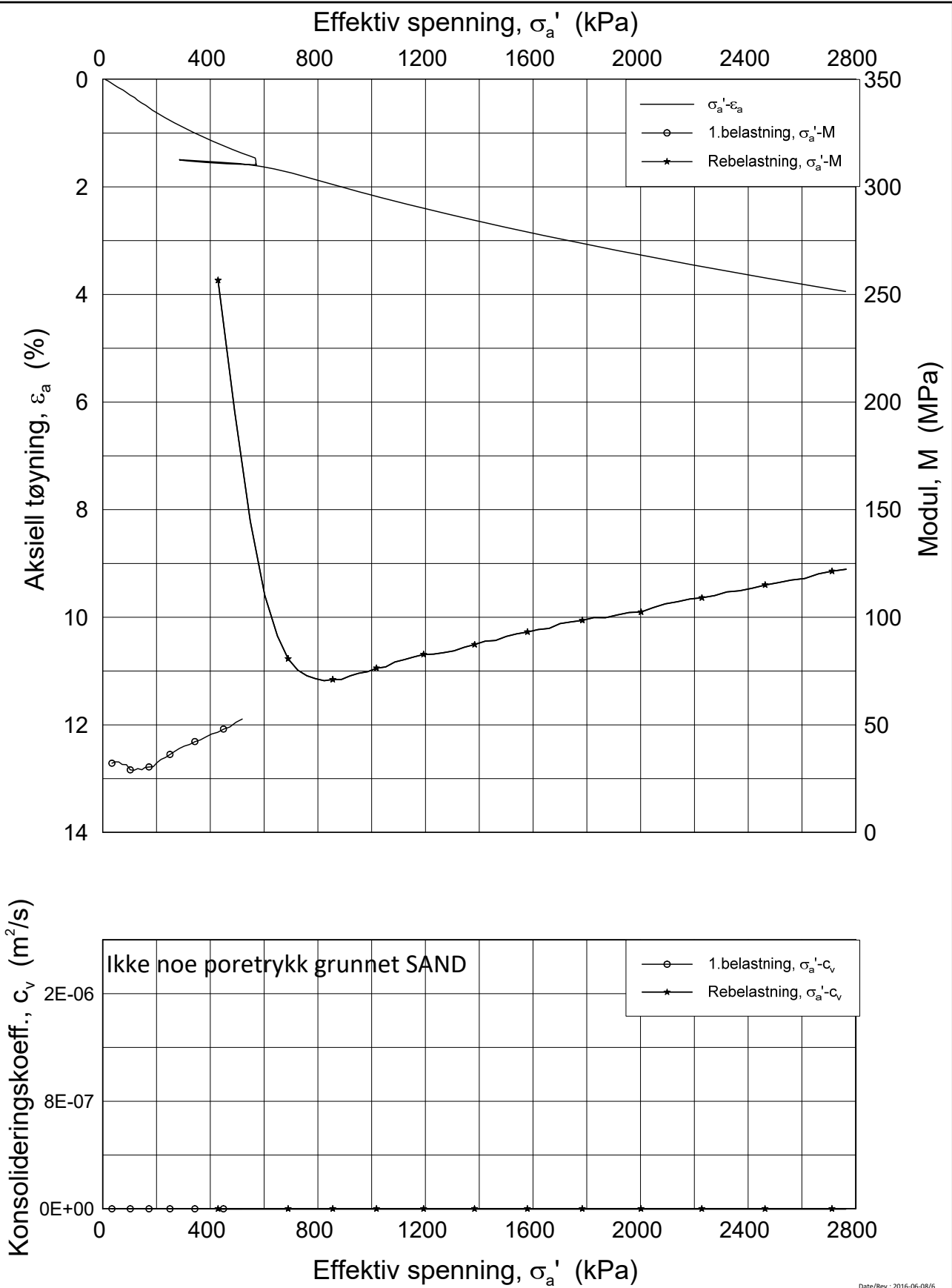
w_i = 28.5 %

Test: 2

γ_i = 19.14 kN/m³

Dato 2018-10-19	Tegnet av / Kontr. JRo / GS
--------------------	--------------------------------





Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 26

Dybde = 29.5 m

p_0' = 285.0 kPa

Del: A

w_i = 28.5 %

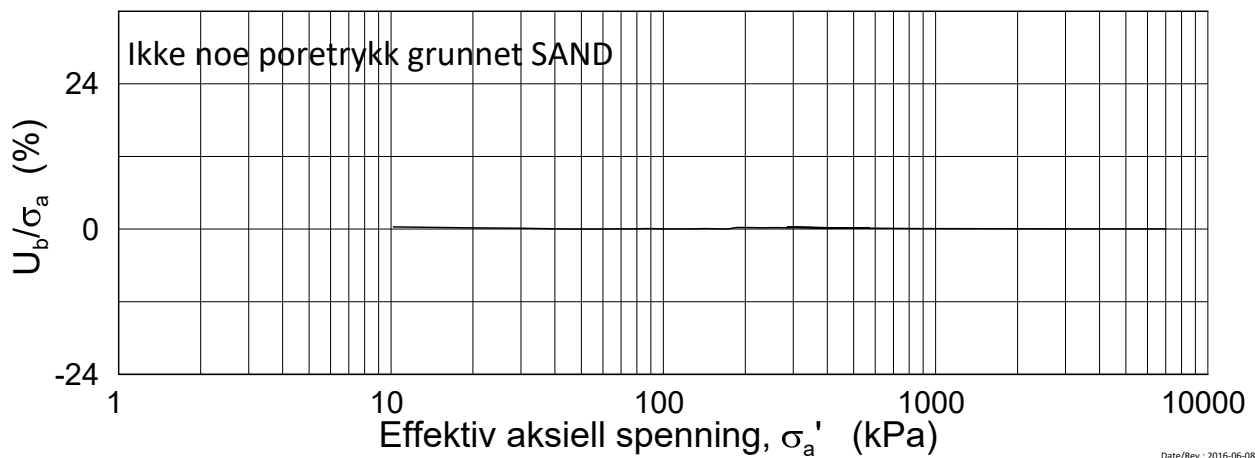
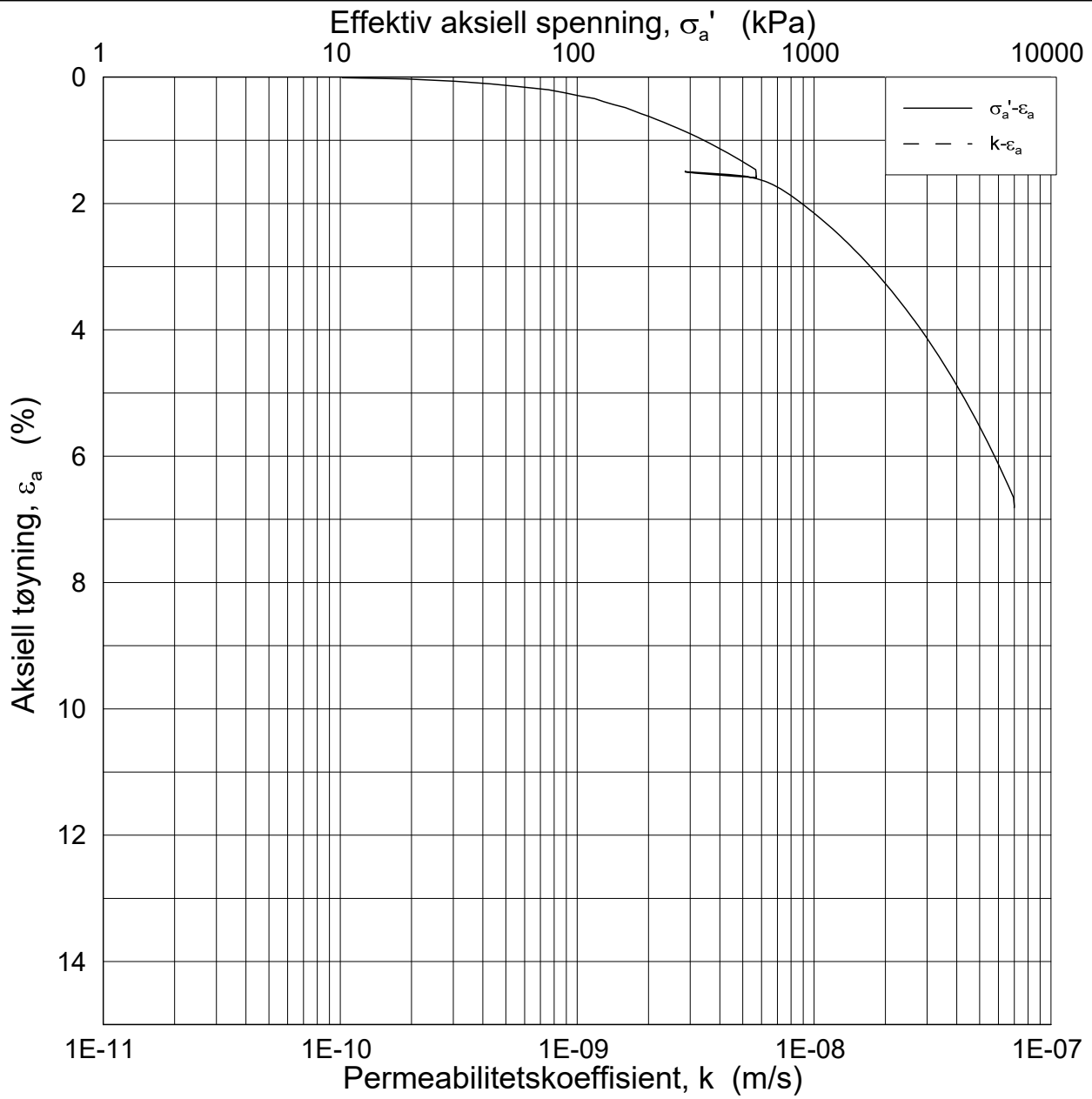
Test: 2

γ_i = 19.14 kN/m³

Dato	Tegnet av / Kontr.
2018-10-19	JRo / GS



H:\LABDATA\2018\20180169\Oedom\4C11009_26_A_2_lin2 [crs4479].grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 26

Dybde = 29.5 m

p'_0 = 285.0 kPa

Del: A

w_i = 28.5 %

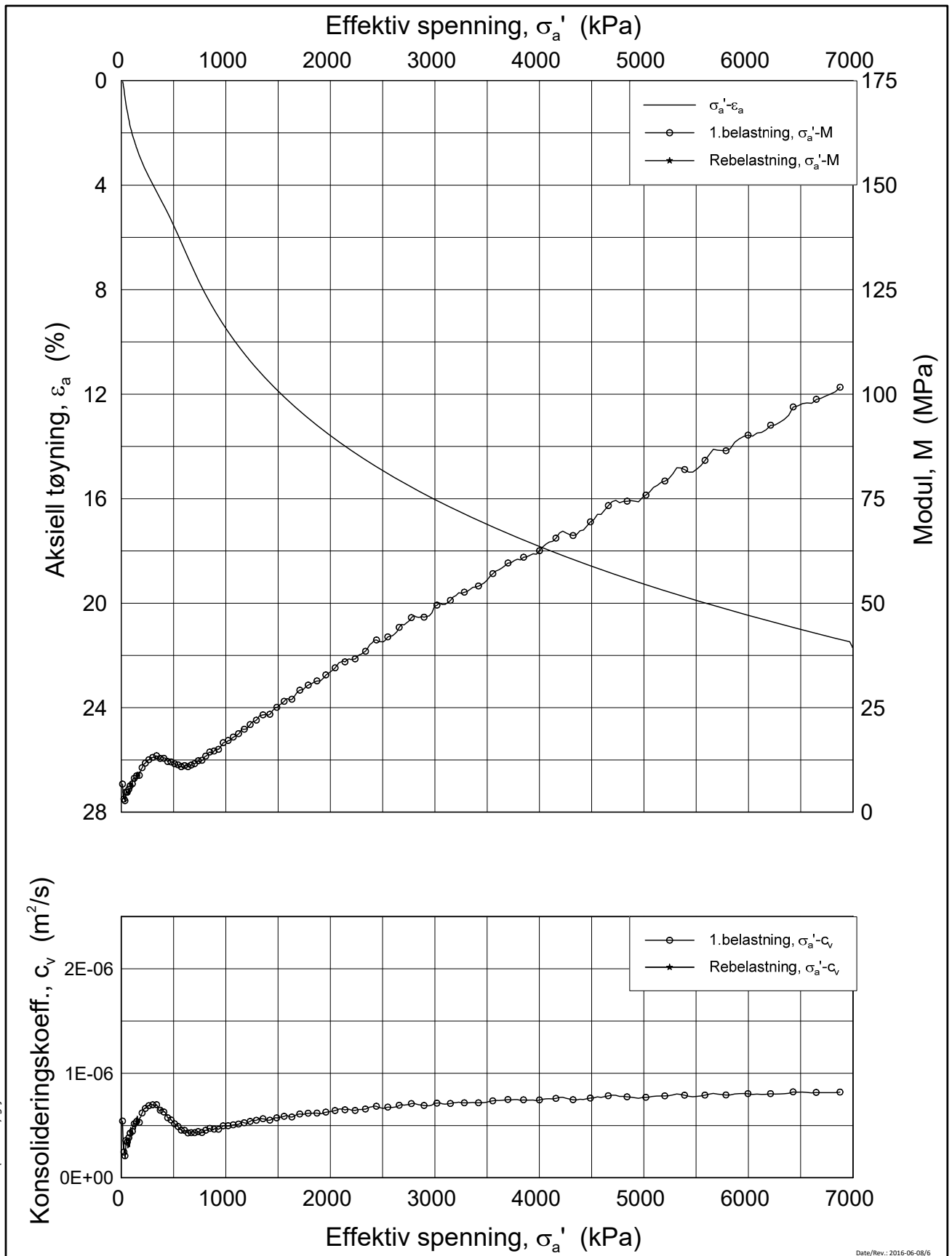
Test: 2

γ_i = 19.14 kN/m³

Dato
2018-10-19

Tegnet av / Kontr.
JRO / GS





Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 29

Dybde = 35.58 m

Dato

2018-10-21

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

p'_0 = 335.0 kPa

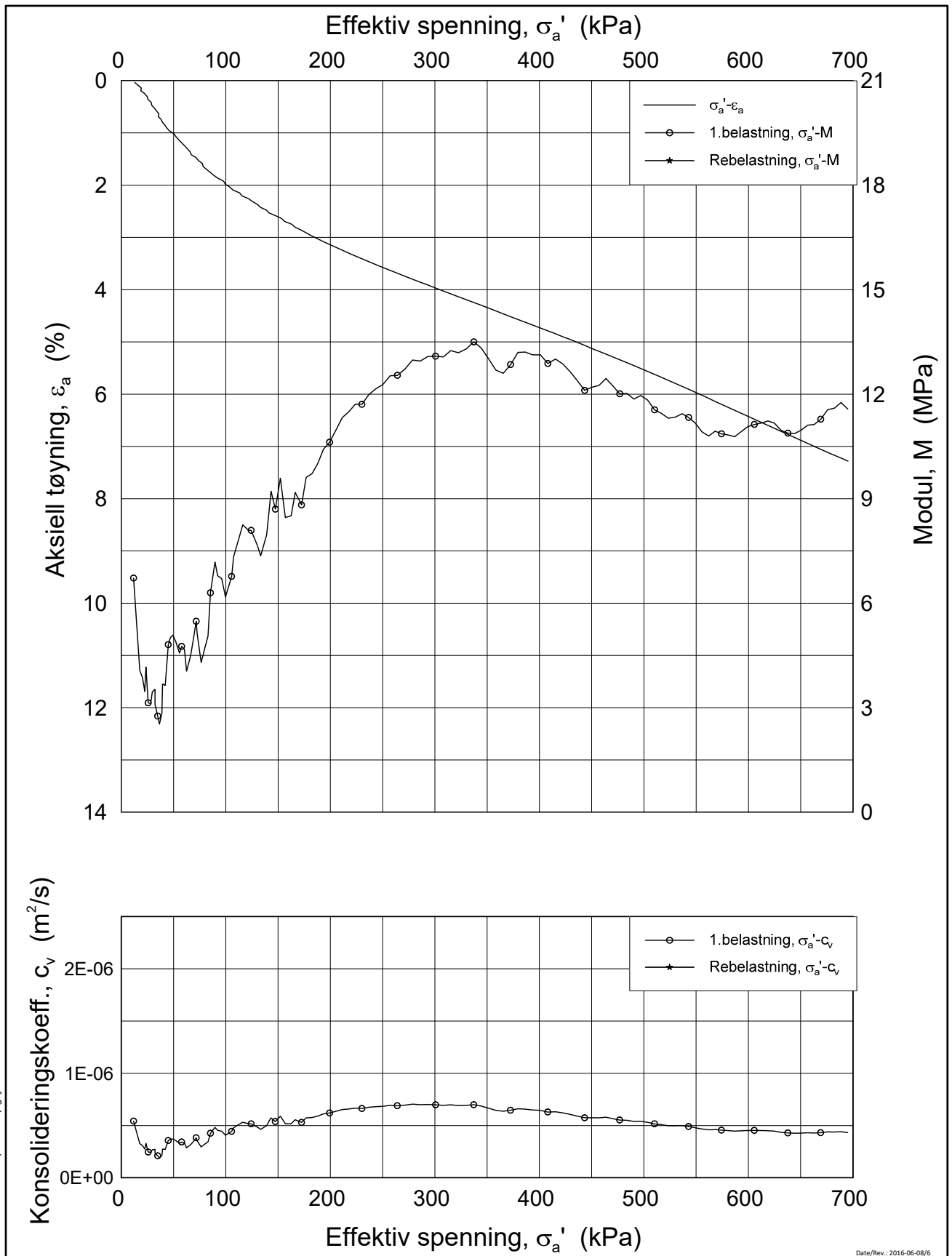
Test: 1

w_i = 34.4 %

γ_i = 19.21 kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-29-A-1 lin (crs4487).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 29

Dybde = 35.58 m

Dato

2018-10-21

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 335.0$ kPa

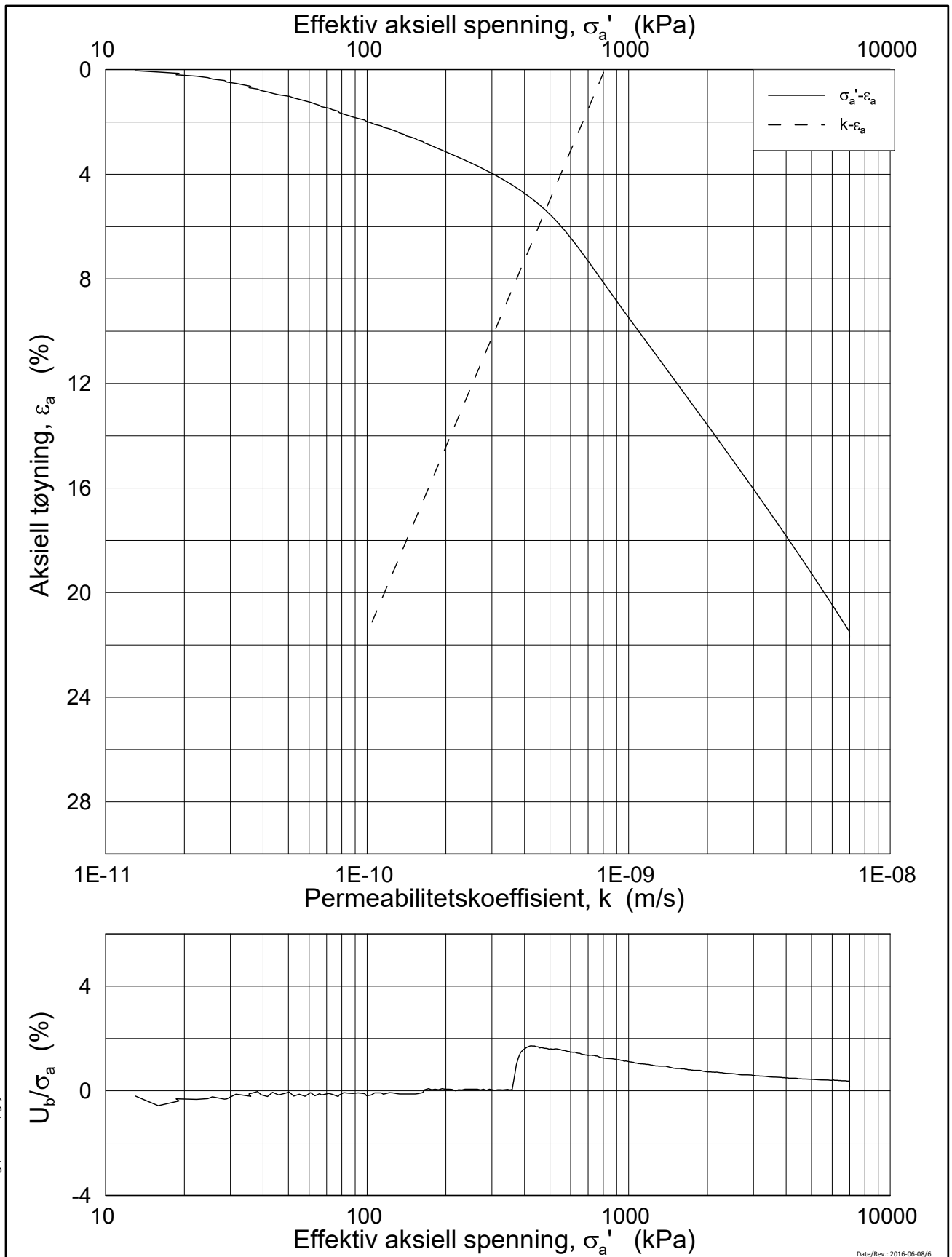
Test: 1

$w_i = 34.4$ %

$\gamma_i = 19.21$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Ødom\4C11009-29-A-1 lin 2 (crs4487).grf



Date/Rev.: 2016-06-08/6

FRE16

Dokument nr.
20180169-01-R

Ødometer test (CRSC)

Figur nr.

Borhull: 4C11009

Sylinder: 29

Dybde = 35.58 m

Dato

2018-10-21

Tegnet av / Kontr.

JRB / GS

Del: A

$p'_0 = 335.0$ kPa

Test: 1

$w_i = 34.4$ %

$\gamma_i = 19.21$ kN/m³



H:\LABDATA\2018\20180169\Øedom\4C11009-29-A-1 log (crs4487).grf

Tillegg B

Resultater fra treaksialforsøk

I det følgende presenteres en sammenstilling av resultater fra treaksialforsøk fra prøveserien i Mælingen, ved pælefelt 3. For fullstendige resultater henvises det til [Bane NOR \(2019\)](#).


SAMMENSTILLING AV TREAKSFORSØK: FRE16 Avrop 10 – Strekning 1, 4 og 5 (4C11009)

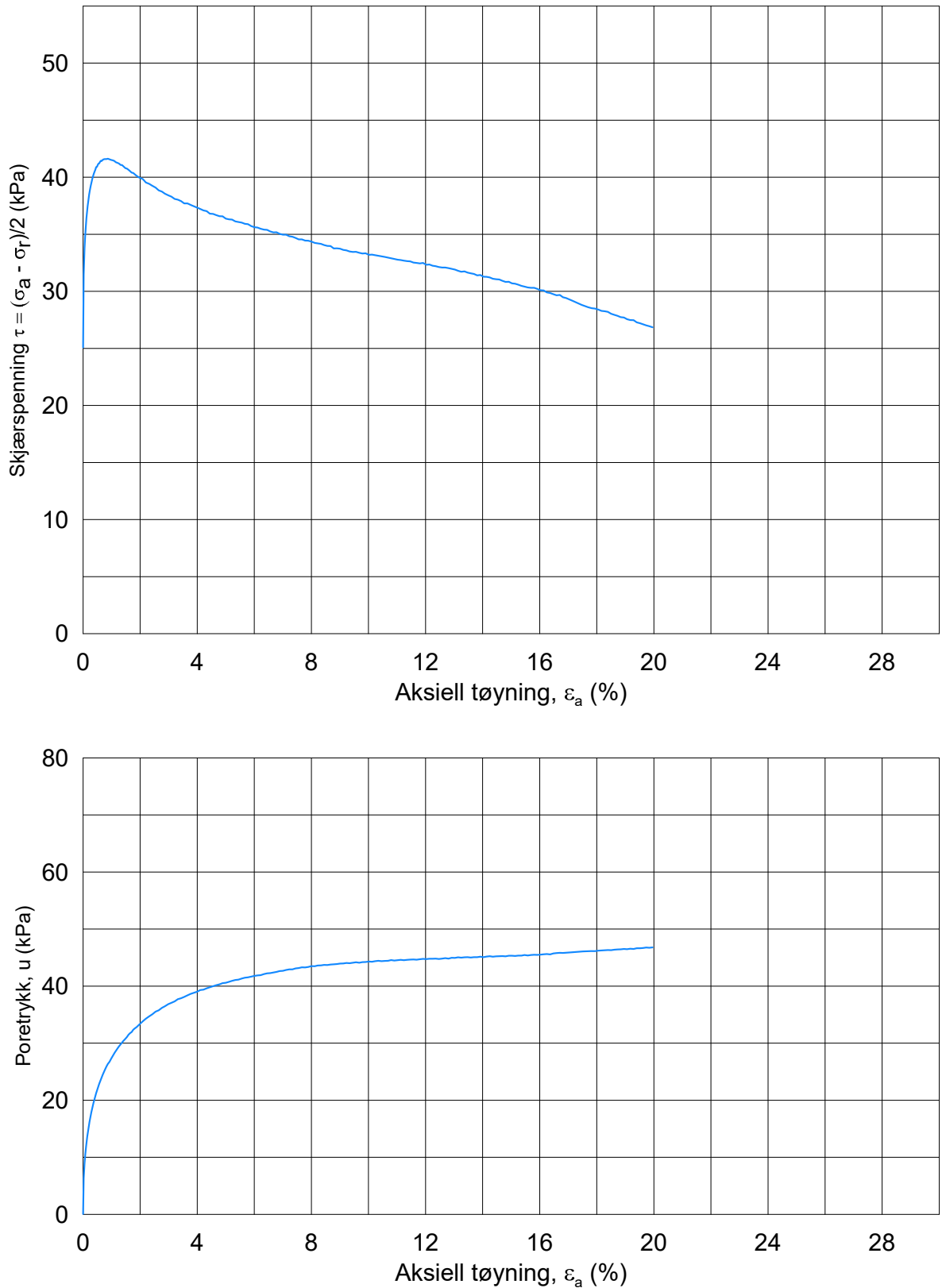
Prøveidentifisering				Indeksegenskaper							Konsolidering												
Hull nr.	Prøve diameter	Sylinderdel-test	Dybde	Jordart	w _i	w _p	w _L	I _p	γ _{tot}	Leir innhold	Type forsøk	p _{ov}	σ _{ac}	σ _{rc}	K ₀	ε _{vol}	ε _{ac}	w _c	B	Δe/e ₀	Δe/e ₀	Prøve kvalitet	
	mm		m		%	%	%	%	kN/m ³	%		kPa	kPa	kPa		%	%	%	%				H211
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
4C11009	72	11-A-1	14.59	Leire	33.00	22.0	36.0	14.0	18.97	33.80	CAUA	150.00	149.95	90.01	0.60	1.04	0.68	32.29	98.20	0.022	0.022	Veldig god-utmerket	
4C11009	72	11-A-2	14.42	Leire	34.20	22.0	36.0	14.0	18.79	33.80	CAUP	150.00	149.98	89.99	0.60	1.45	0.82	33.18	97.80	0.030	0.030	Veldig god-utmerket	
4C11009	72	14-A-1	17.51	Leire	28.63	19.0	26.0	7.0	19.71	55.50	CAUA	175.00	174.94	104.98	0.60	3.31	1.57	26.48	98.50	0.075	0.075	Dårlig	
4C11009	72	26-A-1	29.43	Leire	25.97	18.0	26.0	8.0	20.12	5.90	CAUA	285.00	285.12	170.00	0.60	4.20	1.29	23.33	97.80	0.101	0.102	Dårlig	
4C11009	72	32-A-1	44.41	Leire	29.63	19.0	34.0	15.0	19.92	6.70	CAUA	420.00	419.95	250.02	0.60	4.67	2.89	26.58	97.40	0.104	0.103	Dårlig	
4C11009	72	35-A-1	59.40	Leire	35.05	22.0	40.0	18.0	19.45	52.80	CAUA	555.00	555.04	335.03	0.60	5.92	4.03	30.90	95.00	0.121	0.118	Dårlig	
4C11009	72	8-A-1	11.35	Leire	34.75	21.0	35.0	14.0	18.86	39.90	CAUA	120.00	120.02	70.02	0.58	1.57	0.99	33.64	97.90	0.032	0.032	Veldig god-utmerket	
4C11009	72	8-A-2	11.56	Leire	27.08	21.0	35.0	14.0	19.67	39.90	CAUP	120.00	119.96	69.97	0.58	1.11	0.50	26.38	98.40	0.026	0.026	Veldig god-utmerket	

	Prøvekvalitet i hnt H211		
	OCR	Volumtøyning Δe/e ₀	Veldig god-utmerket
1-2	God-brukbar	Dårlig	Veldig dårlig
2-4	0.04-0.07	0.07-0.14	>0.14
4-6	0.03-0.05	0.05-0.10	>0.10
	0.02-0.035	0.035-0.07	>0.07

w _i	In-situ vanninnhold
w _p	Utrullingsgrense
w _L	Flytegrense
I _p	Plastisitetsindeks, I _p = w _L - w _p
p _{ov}	In-situ vertikal effektivspenning
σ _{ac}	Vertikal konsolideringsspenning
σ _{rc}	Horizontal konsolideringsspenning
ε _{vol}	Volumetriske tøyning ved konsolidering
ε _{ac}	Vertikal tøyning ved konsolidering
B	Skemptions poretrykksfaktor, Δu/σ _m
τ _f	Skjærspenning ved brudd
u _f	Poretrykk i prøven ved brudd
ε _f	Vertikal tøyning ved brudd
Δe/e ₀	Δe = ε _{vol} (1+e _i) og e _i = 2.75 * w _i

Rapport Nr.	20180169-01-R		
Dato	2019-01-24		
Tegn.	CFo	Kontr.	SiG
Figur Nr.	SiG		
Godkj.	SiG		





Date/Rev: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: **CAUA**

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **11.35** m

Konsolidering-spenninger

Dato

Tegnet av / kontr.

Sylinder: **8**

$p_{o'}$ = **120.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

2018-09-24

ThV / GS

Del: **A**

w_i = **34.7** %

σ_{ac}' = - - **120.0**

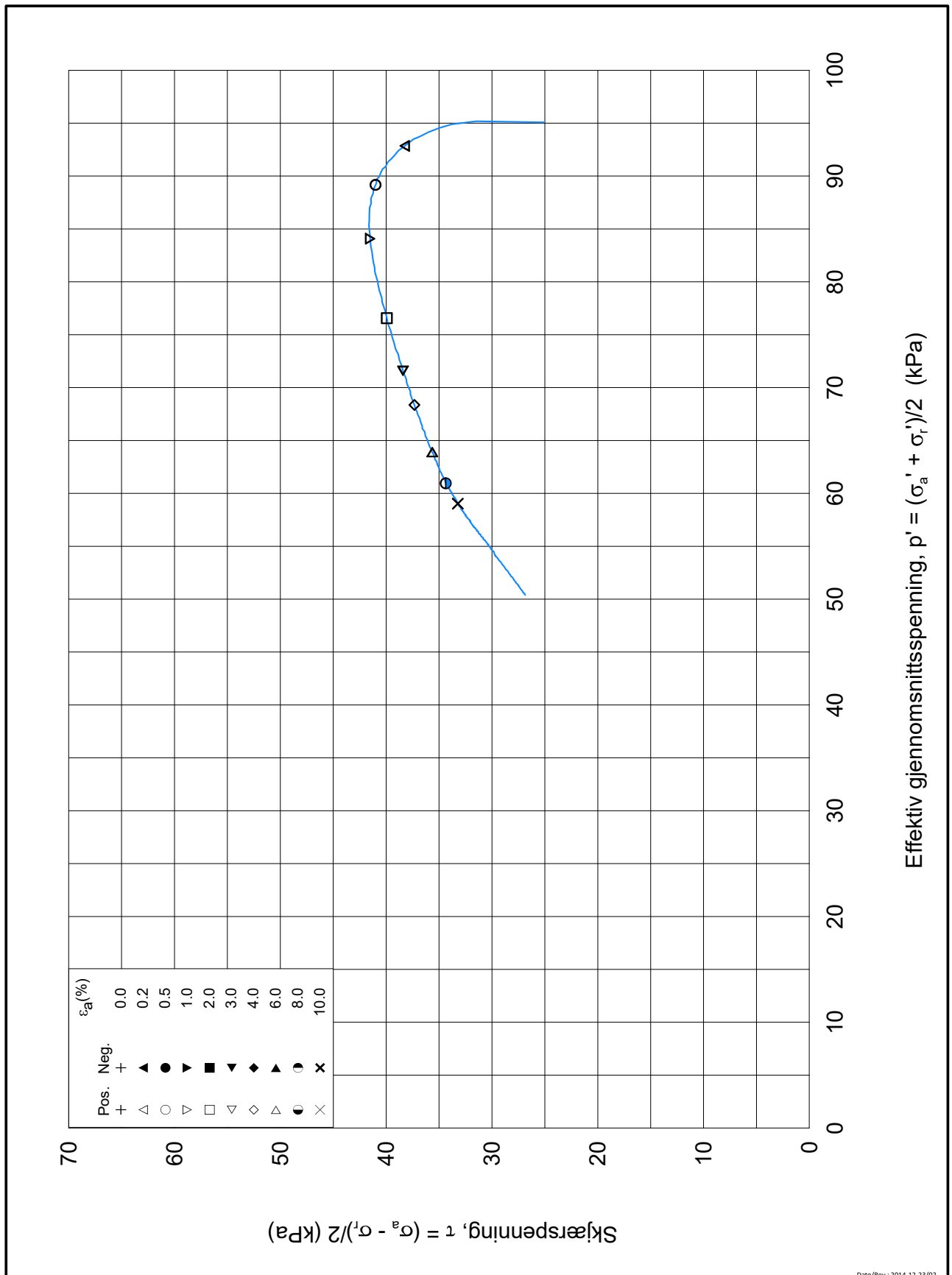
Test: **1**

w_c = **33.6** %


σ_{rc}' = - - **70.0**



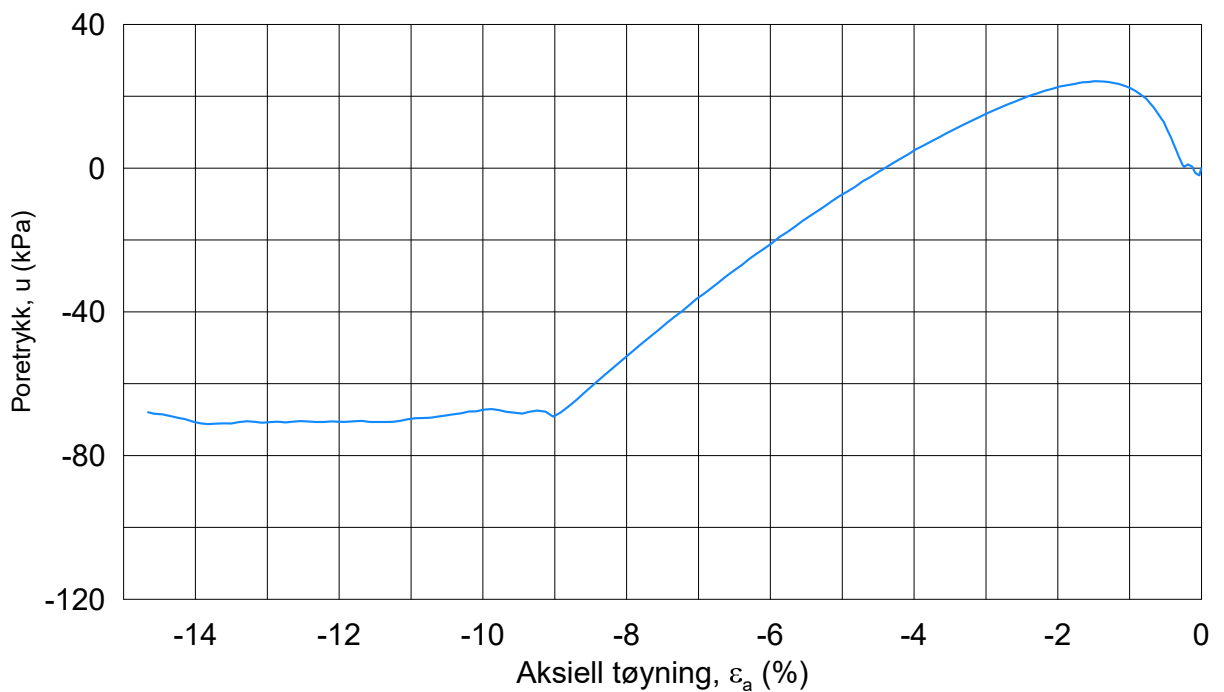
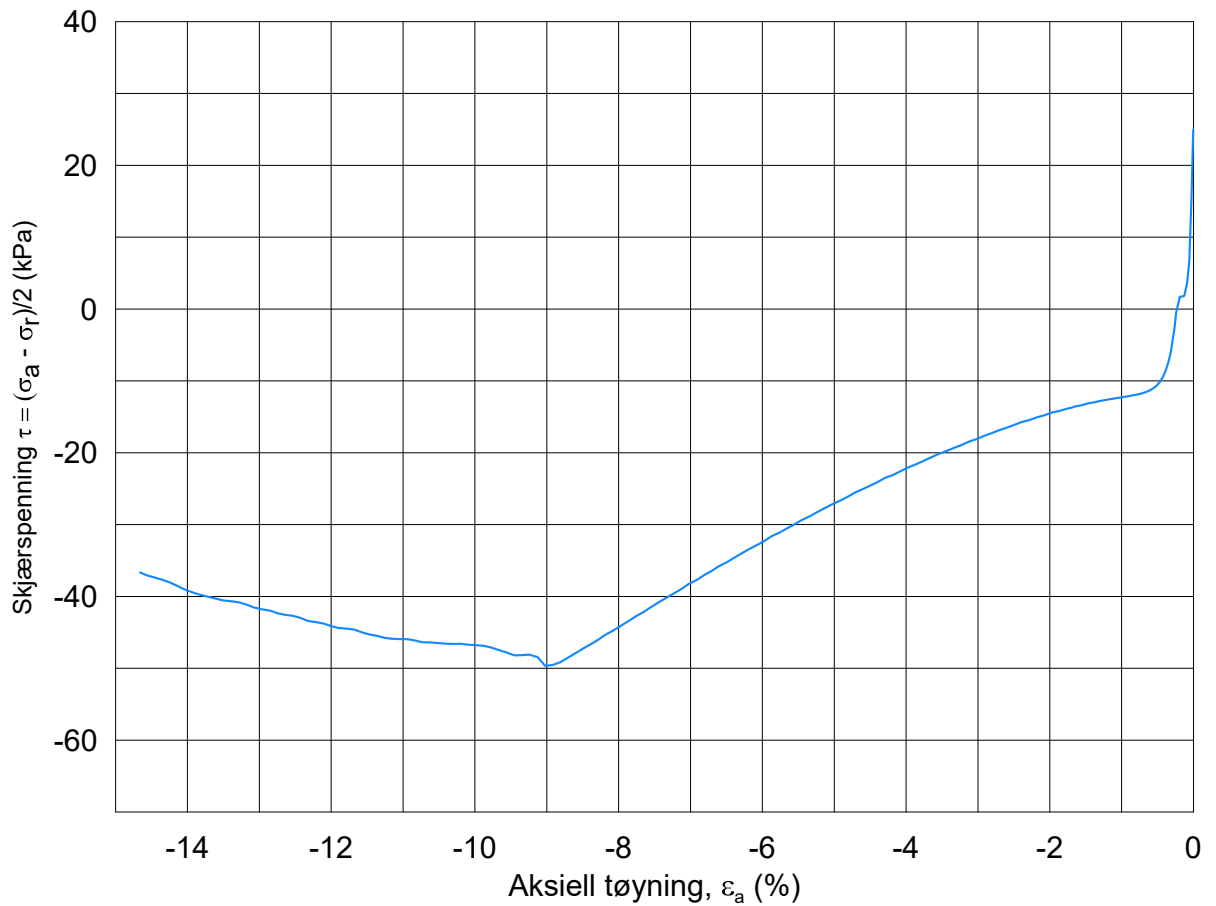
4C11009-8-A-1.Plot1.grf



4C11009-8-A-1-Plot2.grf

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5			Dokument nr. 20180169	
Treaksial forsøk: CAUA			Figur nr.	
Boring: 4C11009	Dybde = 11.35 m	Konsolidering-spenninger		
Sylinder: 8	po' = 120.0 kPa	(kPa)	maks.	min. endelig
Del: A	w _i = 34.7 %	σ _{ac} ' =	-	- 120.0
Test: 1	w _c = 33.6 %	σ _{rc} ' =	-	- 70.0
			Dato 2018-09-24 Tegnet av / kontr. ThV / GS	
				

Dato/Rev.: 2014-12-23/02



Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: **CAUp**

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **11.56** m

Konsolidering-spenninger

Dato

Tegnet av / kontr.

Sylinder: **8**

$p_{o'}$ = **120.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

2018-09-20

ThV / GS

Del: **A**

w_i = **27.1** %

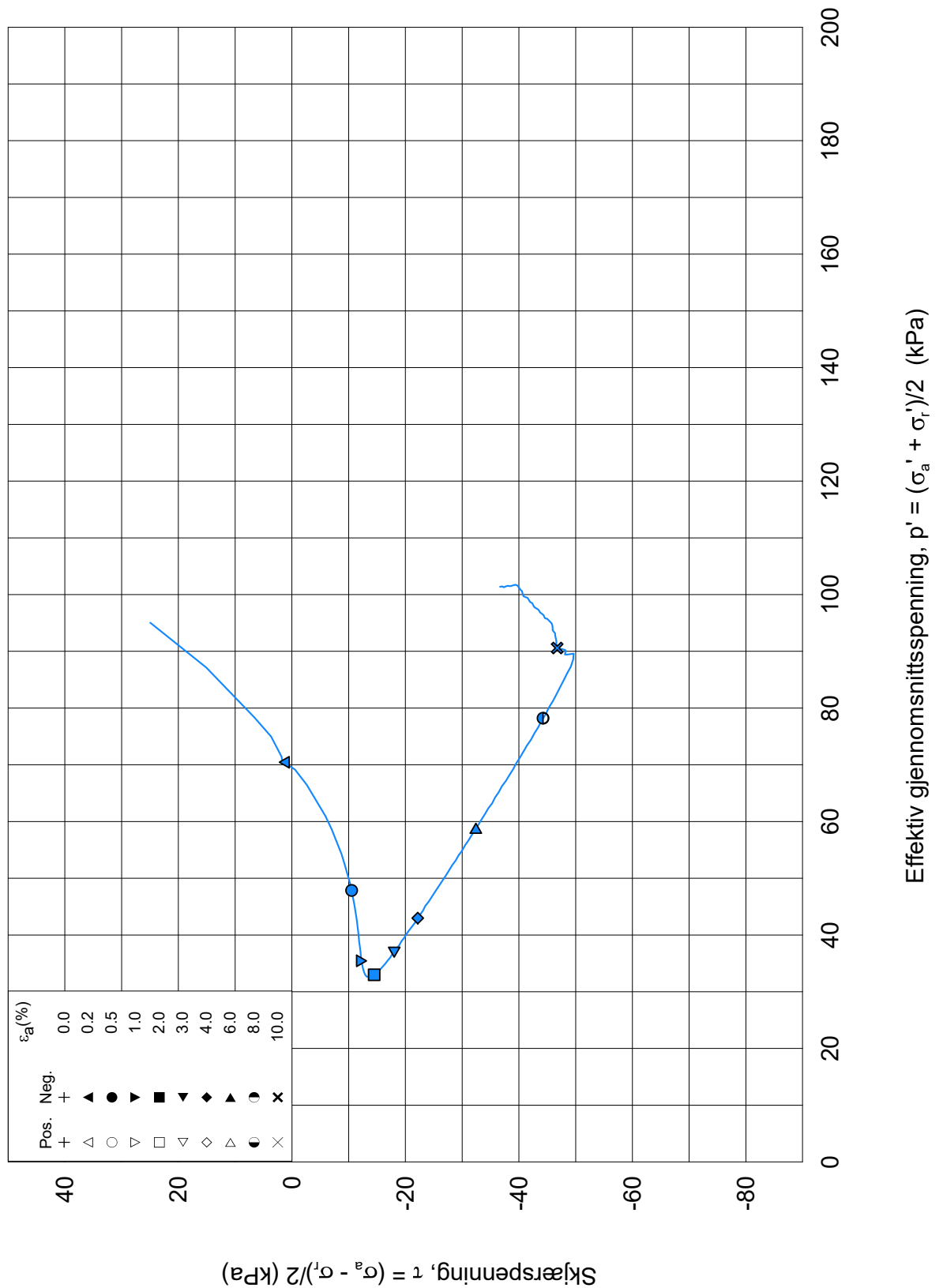
σ_{ac}' = - - **120.0**

Test: **2**

w_c = **26.4** %

σ_{rc}' = - - **70.0**





Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUp

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **11.56** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **8**

$p_{o'}$ = **120.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **27.1** %

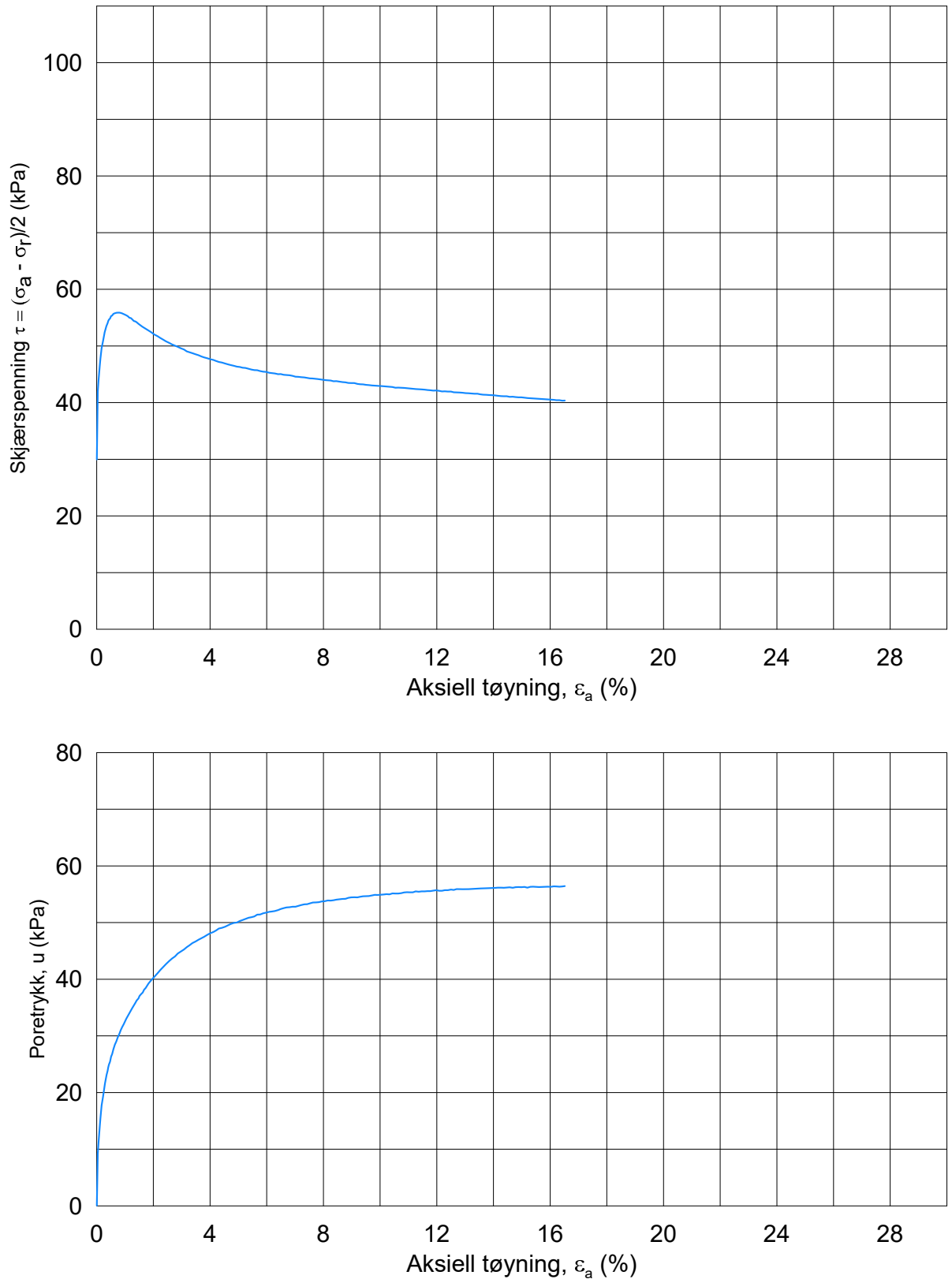
σ_{ac}' = - - **120.0**

Test: **2**

w_c = **26.4** %

σ_{rc}' = - - **70.0**





Date/Rev: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **14.59** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **11**

$p_{o'}$ = **150.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **33.0** %

σ_{ac}' = - - **149.9**

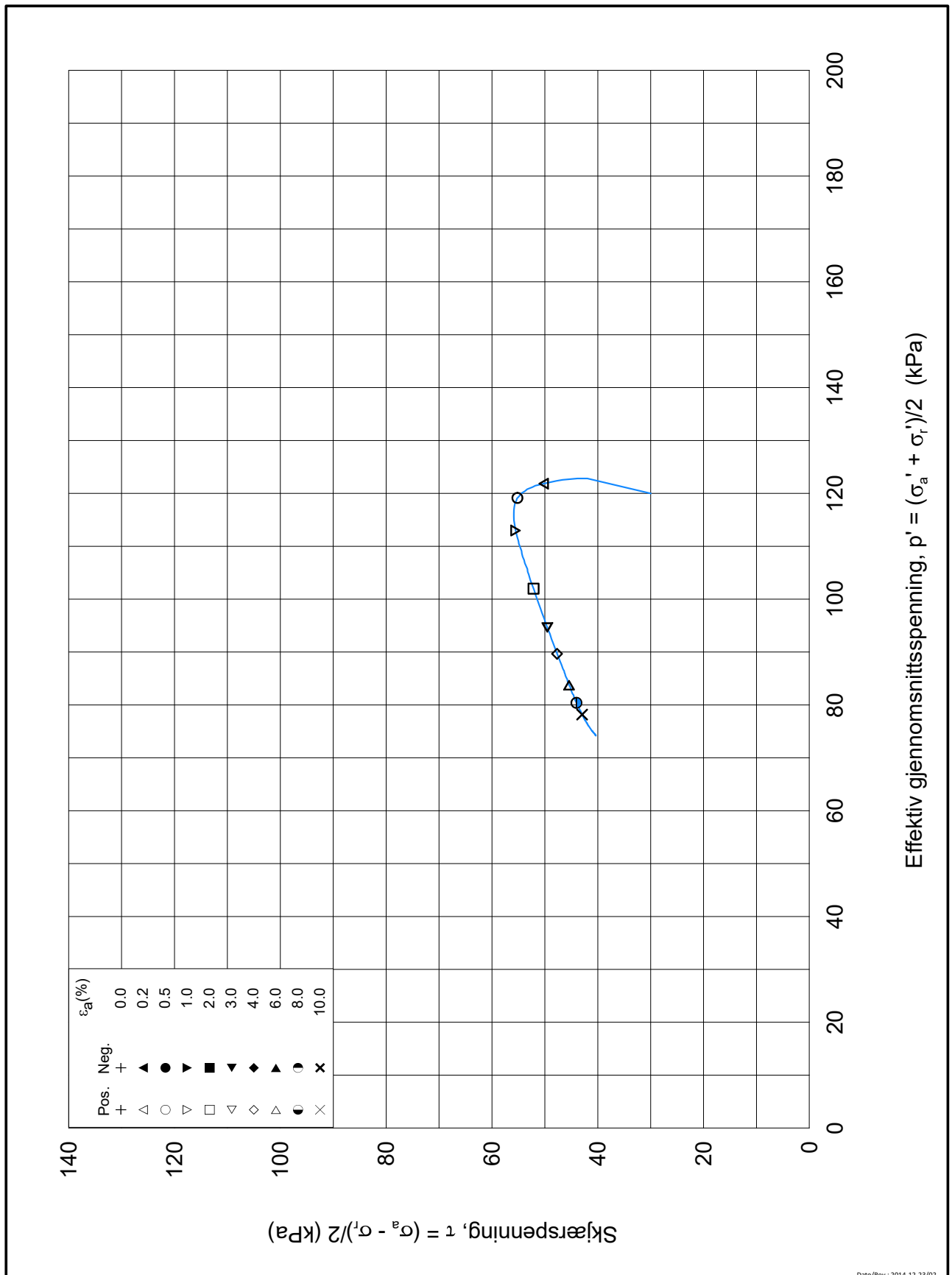
Test: **1**

w_c = **32.3** %

σ_{rc}' = - - **90.0**



4C11009-11-A-1.Plot1.grf



Date/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **14.59** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **11**

$p_{o'}$ = **150.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **33.0** %

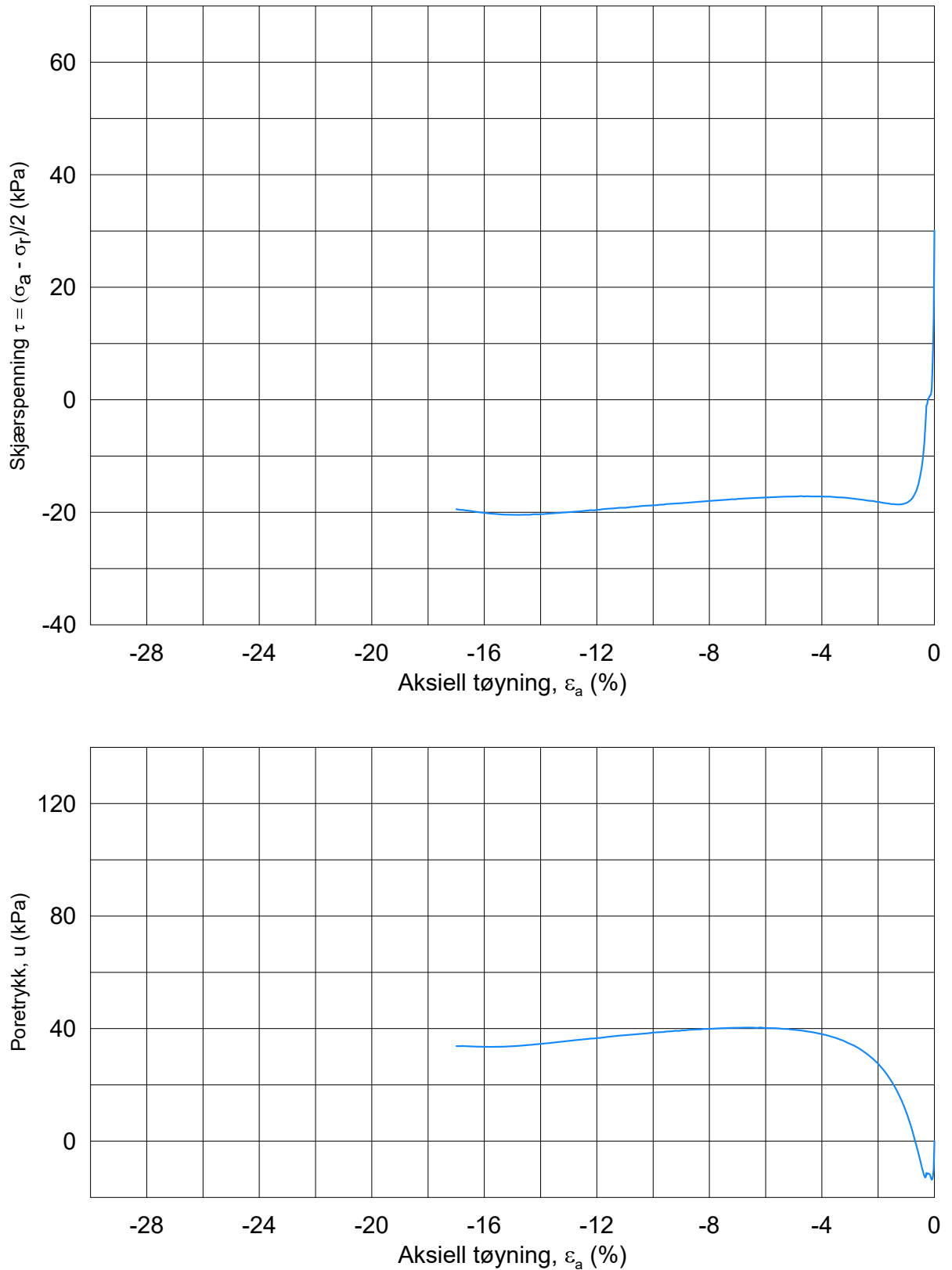
σ_{ac}' = - - **149.9**

Test: **1**

w_c = **32.3** %

σ_{rc}' = - - **90.0**





Dato/Rev. 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169-01-R

Treaksial forsøk: **CAUP**

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **14.42** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-26

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **11**

$p_{o'}$ = **150.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **34.2** %

σ_{ac}' = - - **150.0**

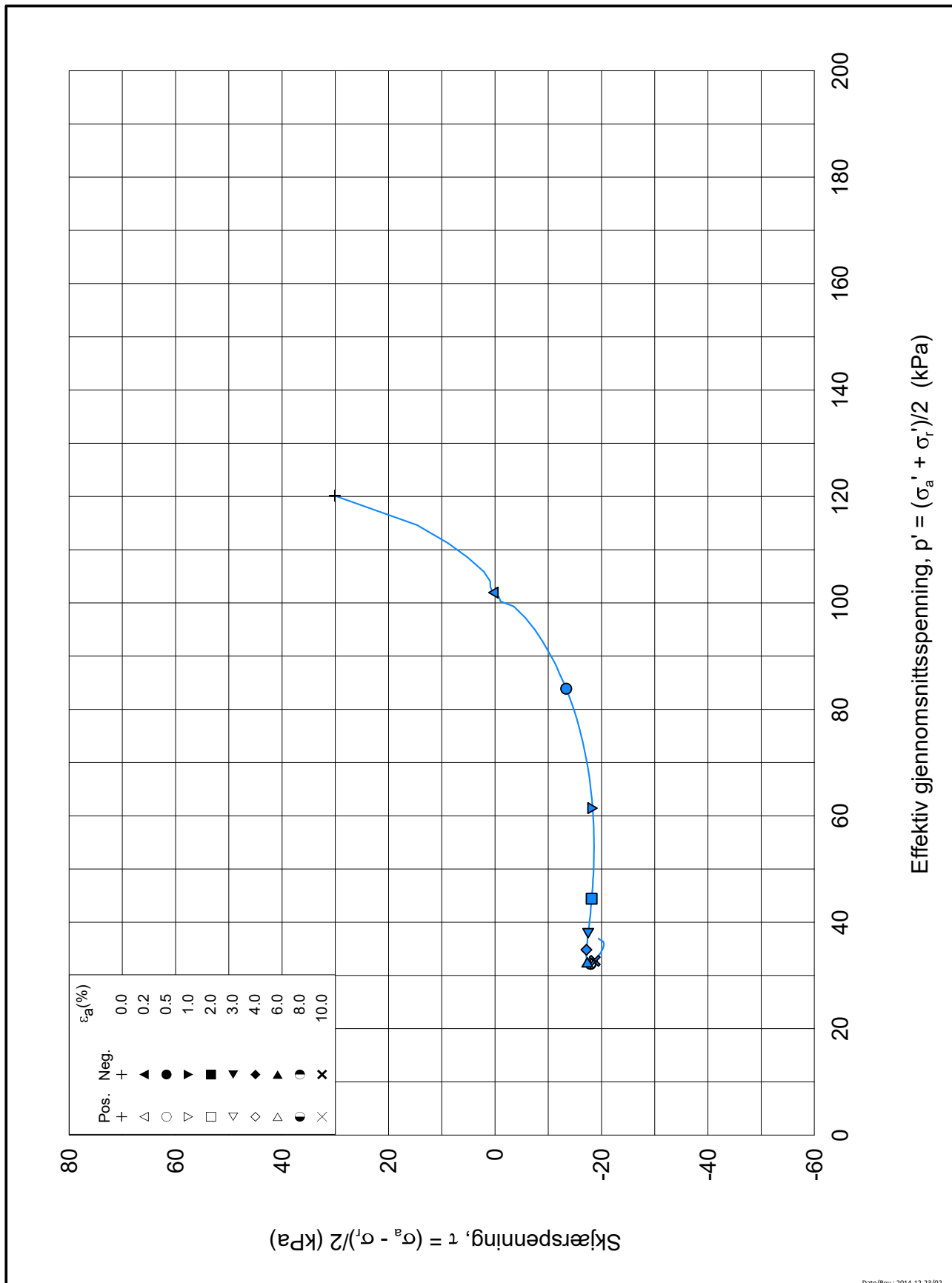
Test: **2**

w_c = **33.2** %

σ_{rc}' = - - **90.0**



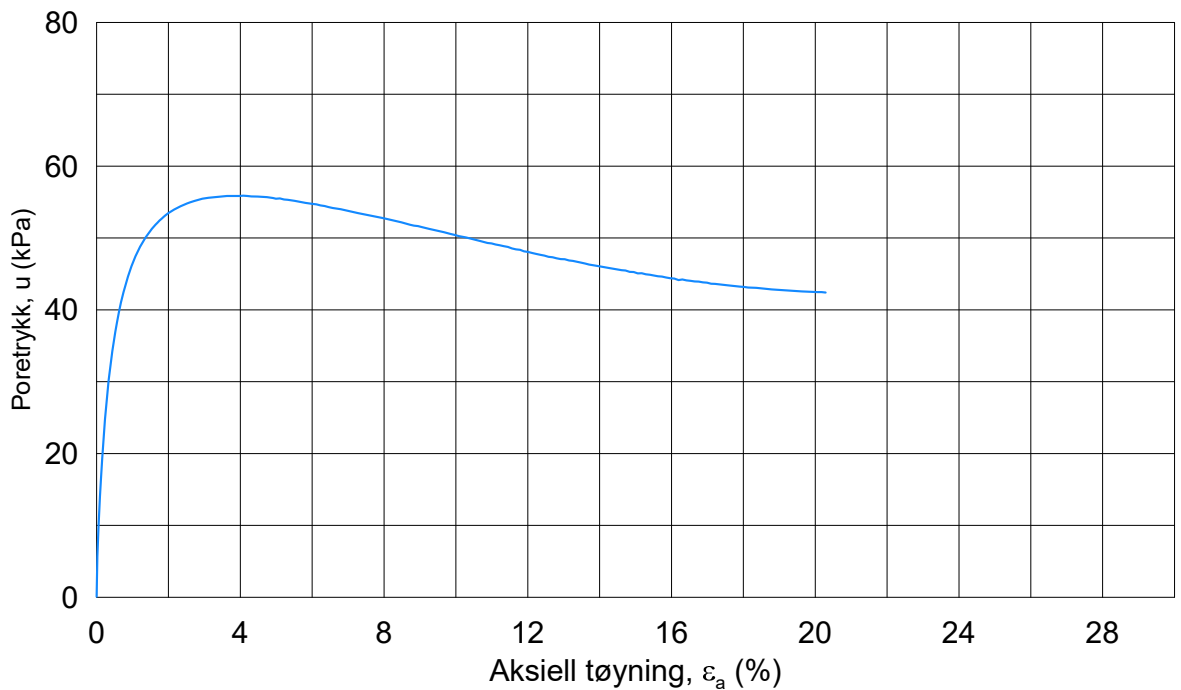
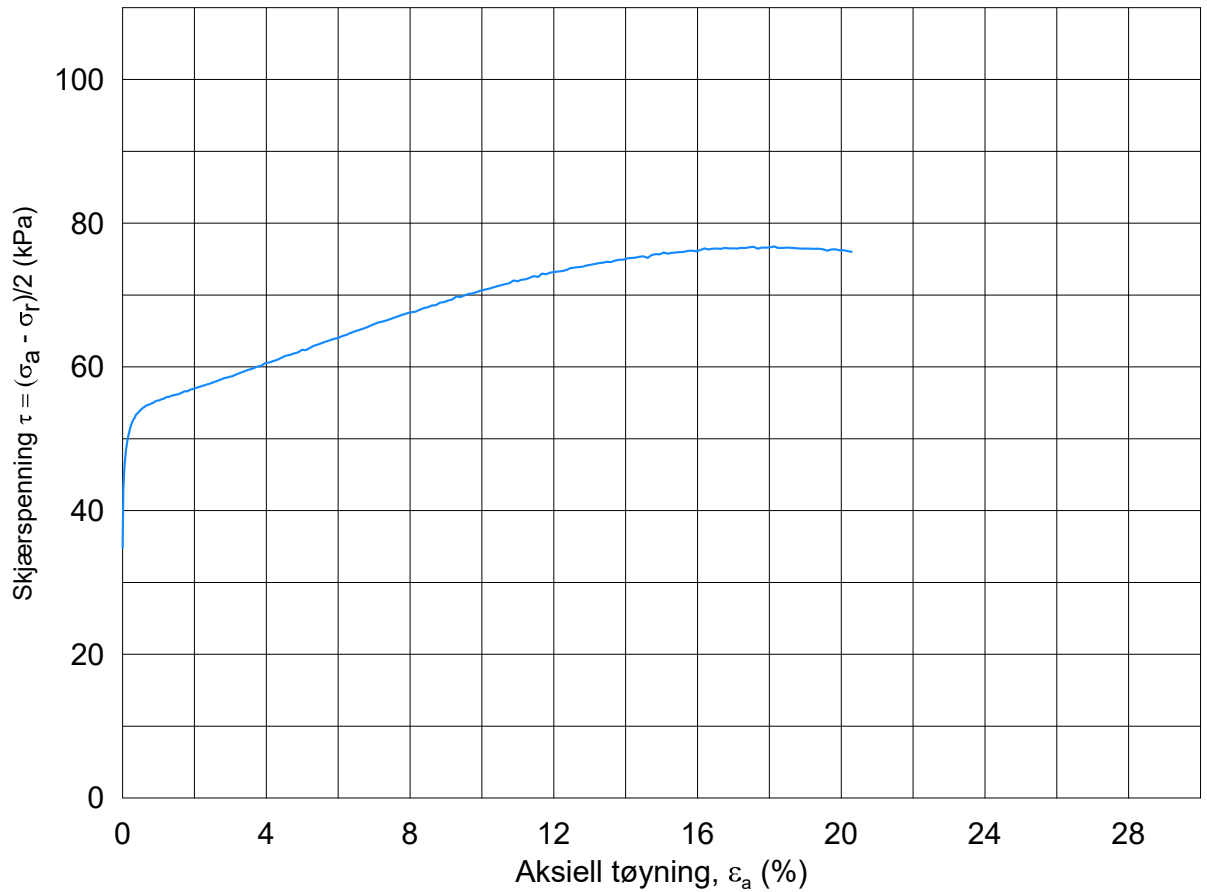
4C11009-11-A-2.Plot1.grf



Date/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5			Dokument nr. 20180169-01-R	
Treaksial forsøk: CAUP			Figur nr.	
Boring: 4C11009	Dybde = 14.42 m	Konsolidering-spenninger		
Sylinder: 11	po' = 150.0 kPa	(kPa)	maks.	min. endelig
Del: A	w _i = 34.2 %	σ _{ac} ' =	-	- 150.0
Test: 2	w _c = 33.2 %	σ _{rc} ' =	-	- 90.0
			Dato	Tegnet av / kontr.
			2018-09-26	ThV / GS

4C11009-11-A-2.P16x2.grf



Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169-01-R

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **17.51** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-24

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **14**

$p_{o'}$ = **175.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **28.6** %

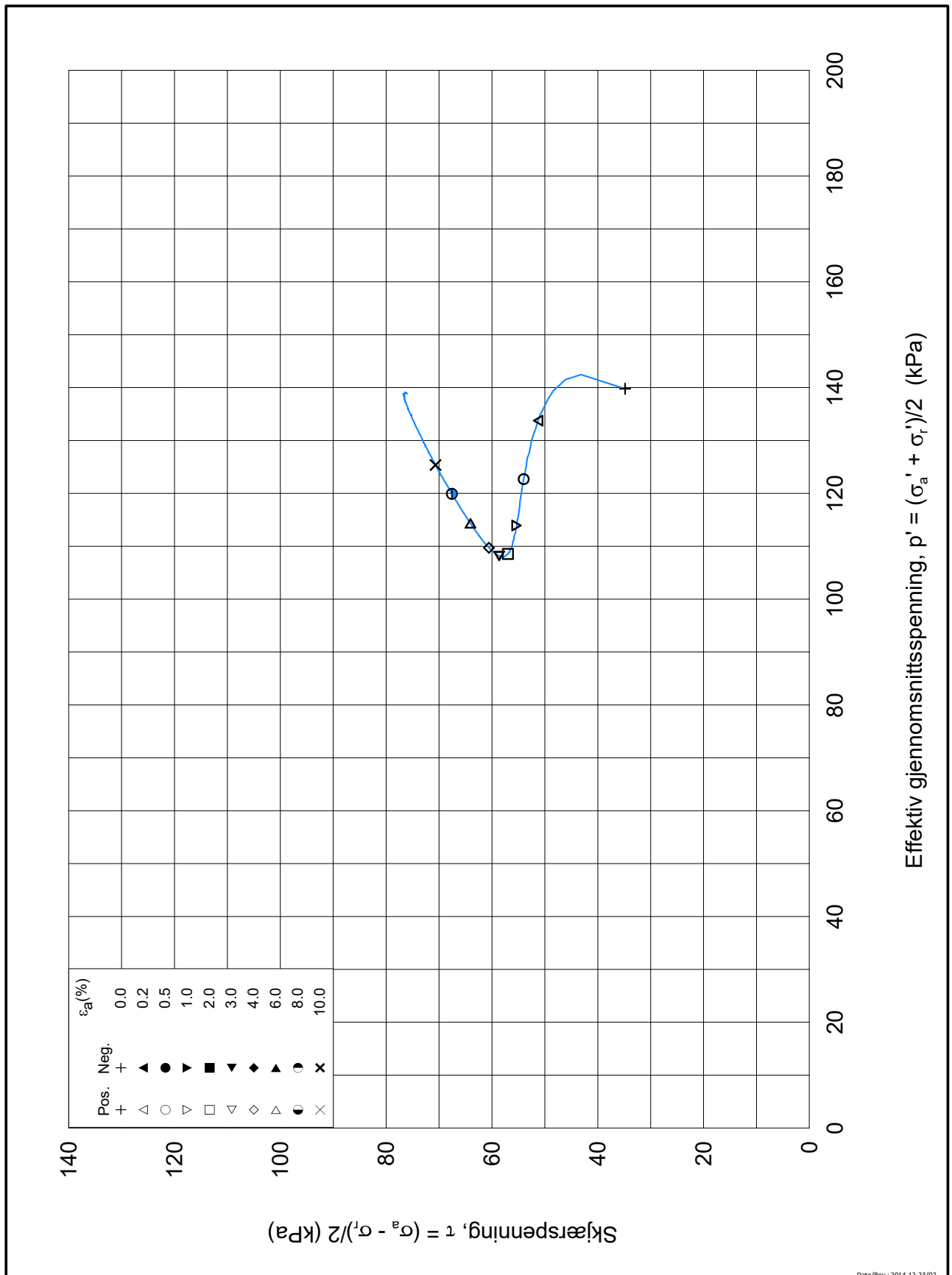
σ_{ac}' = - - **174.9**

Test: **1**

w_c = **26.5** %

σ_{rc}' = - - **105.0**





Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169-01-R

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **17.51** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-24

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **14**

$p_{o'}$ = **175.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **28.6** %

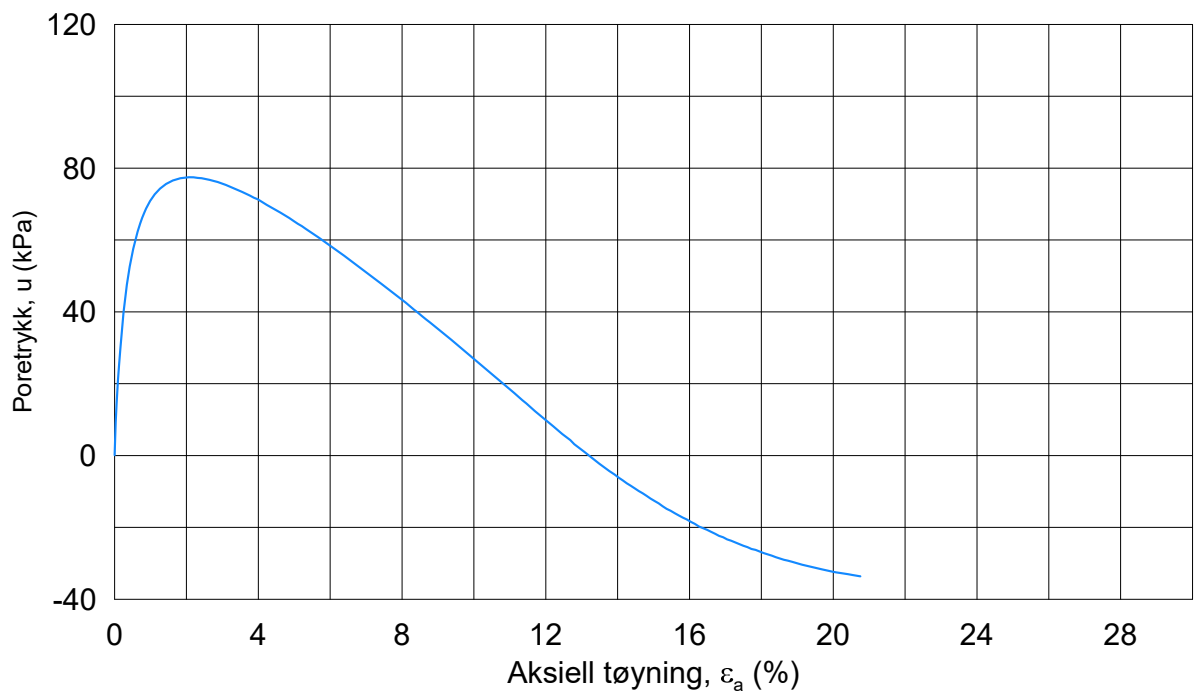
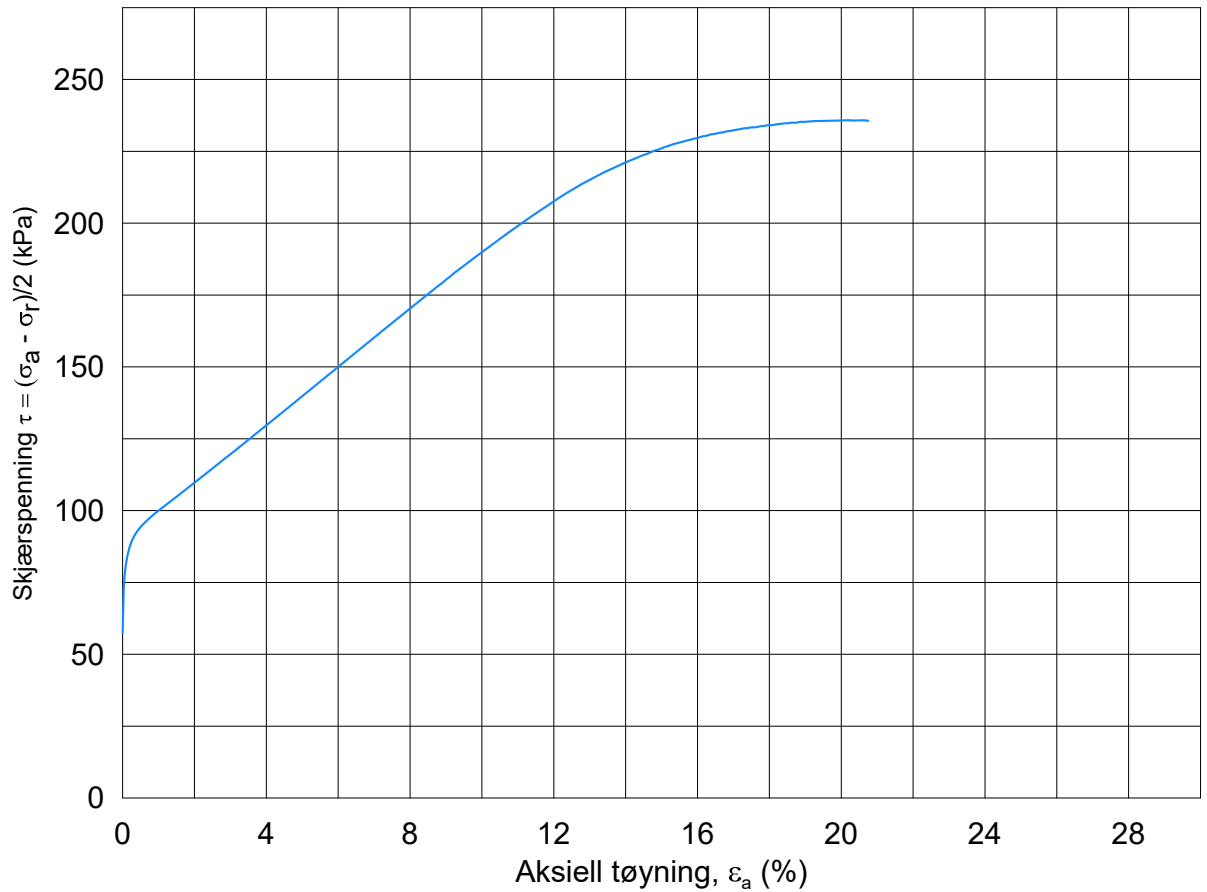
σ_{ac}' = - - **174.9**

Test: **1**

w_c = **26.5** %

σ_{rc}' = - - **105.0**





Dato/Rev: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **29.43** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **26**

$p_{o'}$ = **285.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **26.0** %

σ_{ac}' = - - **285.1**

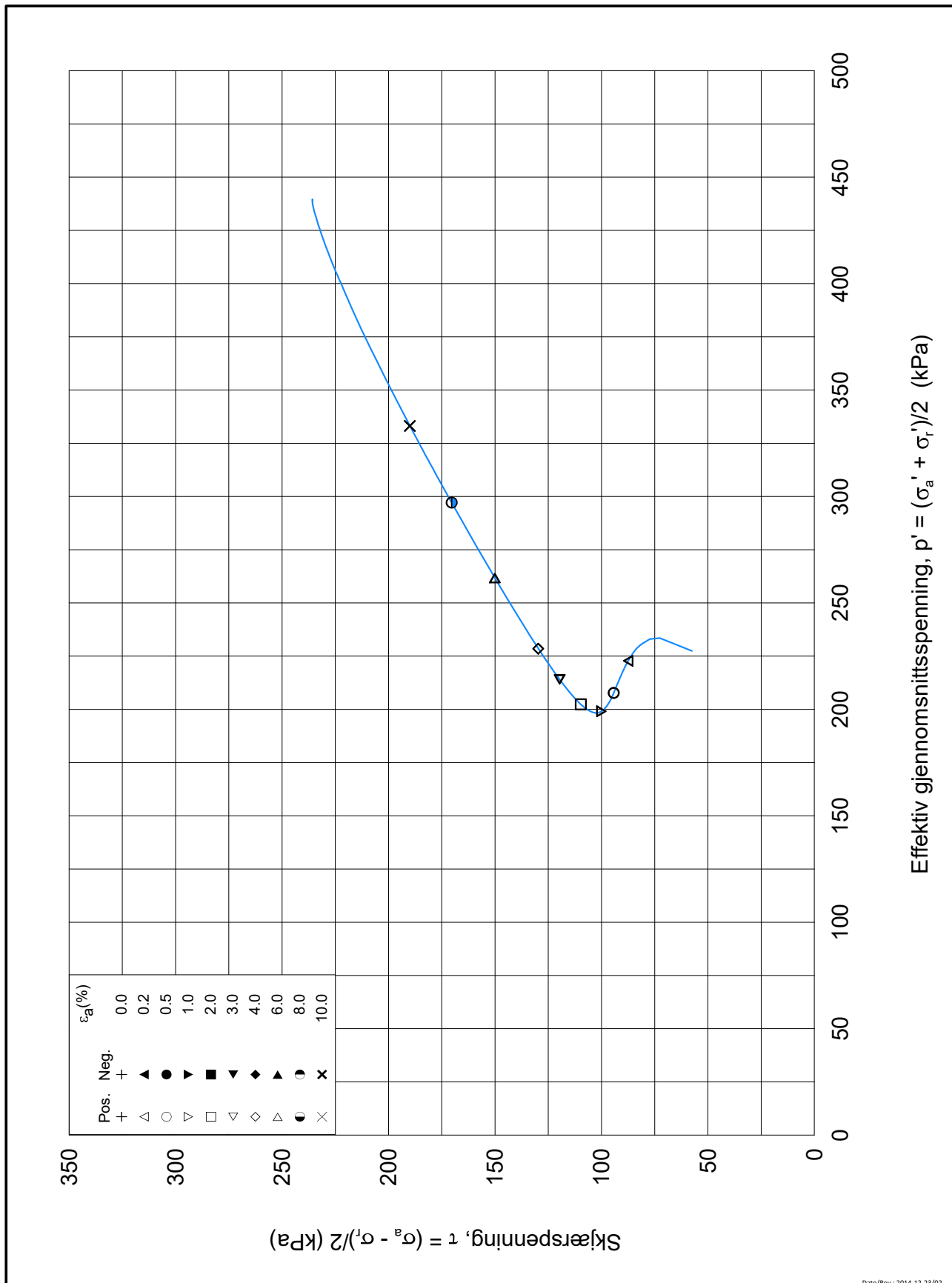
Test: **1**

w_c = **23.3** %

σ_{rc}' = - - **170.0**



4C11009-26-A-1.Plot1.grf



Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: 4C11009

Dybde = 29.43 m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: 26

$p_{o'}$ = 285.0 kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: A

w_i = 26.0 %

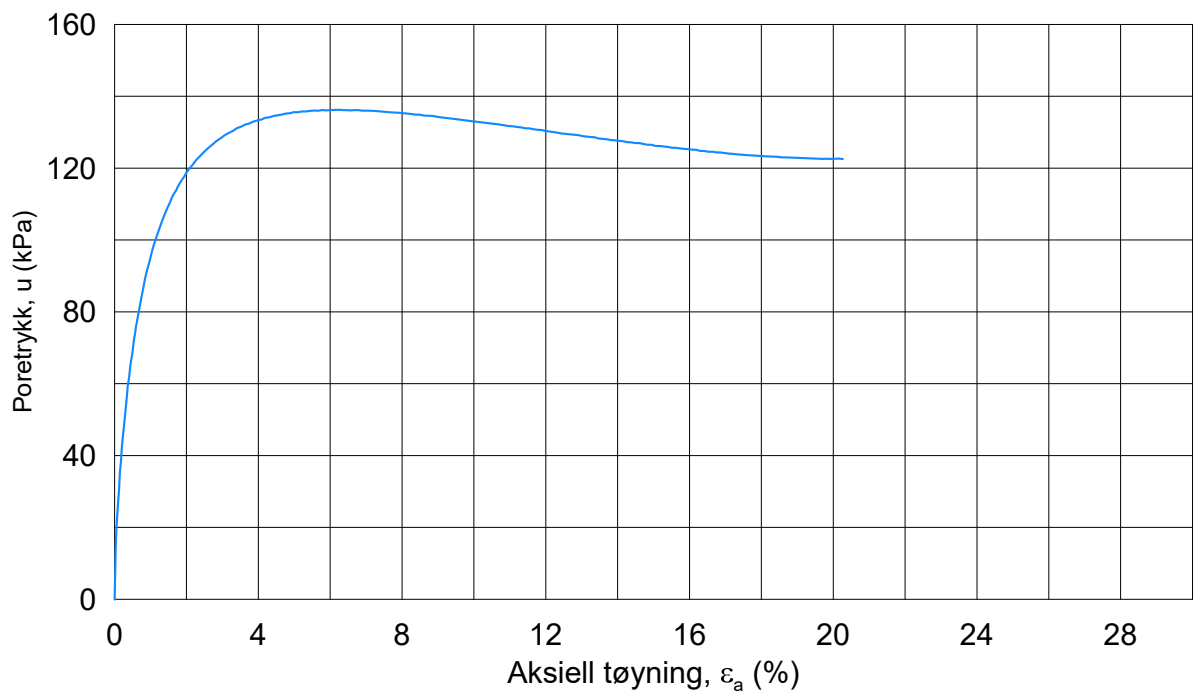
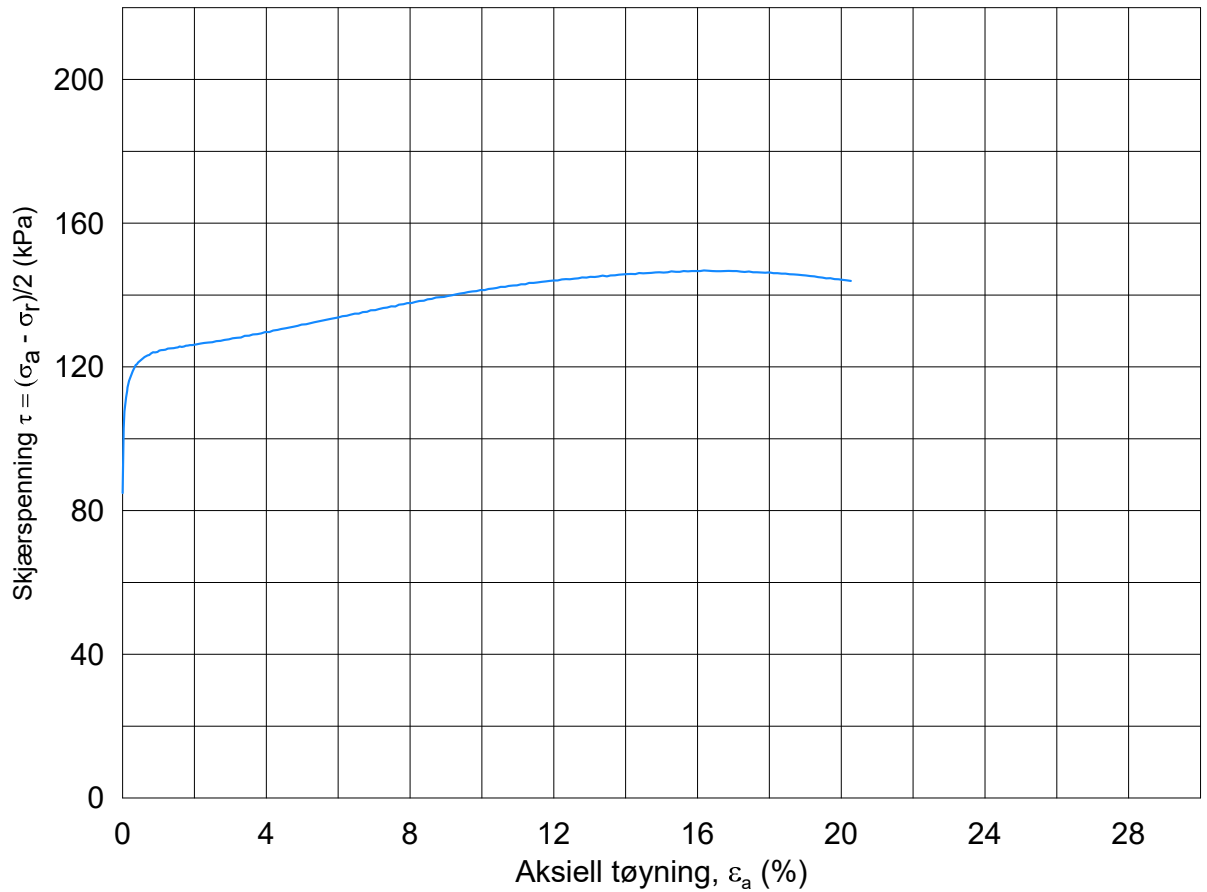
σ_{ac}' = - - 285.1

Test: 1

w_c = 23.3 %

σ_{rc}' = - - 170.0





Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **44.41** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-20

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **32**

po' = **420.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **29.6** %

σ_{ac}' = - - **419.9**

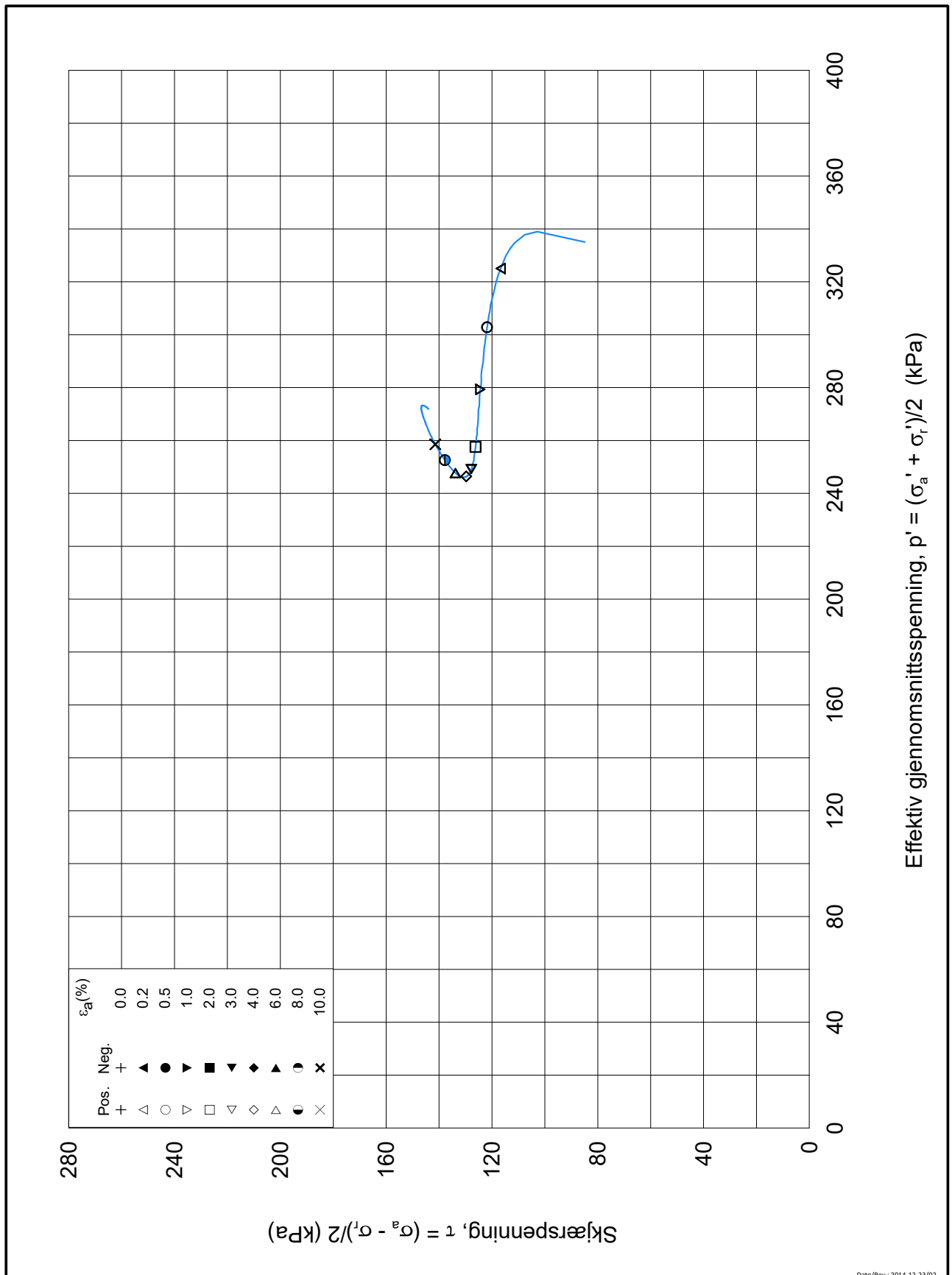
Test: **1**

w_c = **26.6** %

σ_{rc}' = - - **250.0**



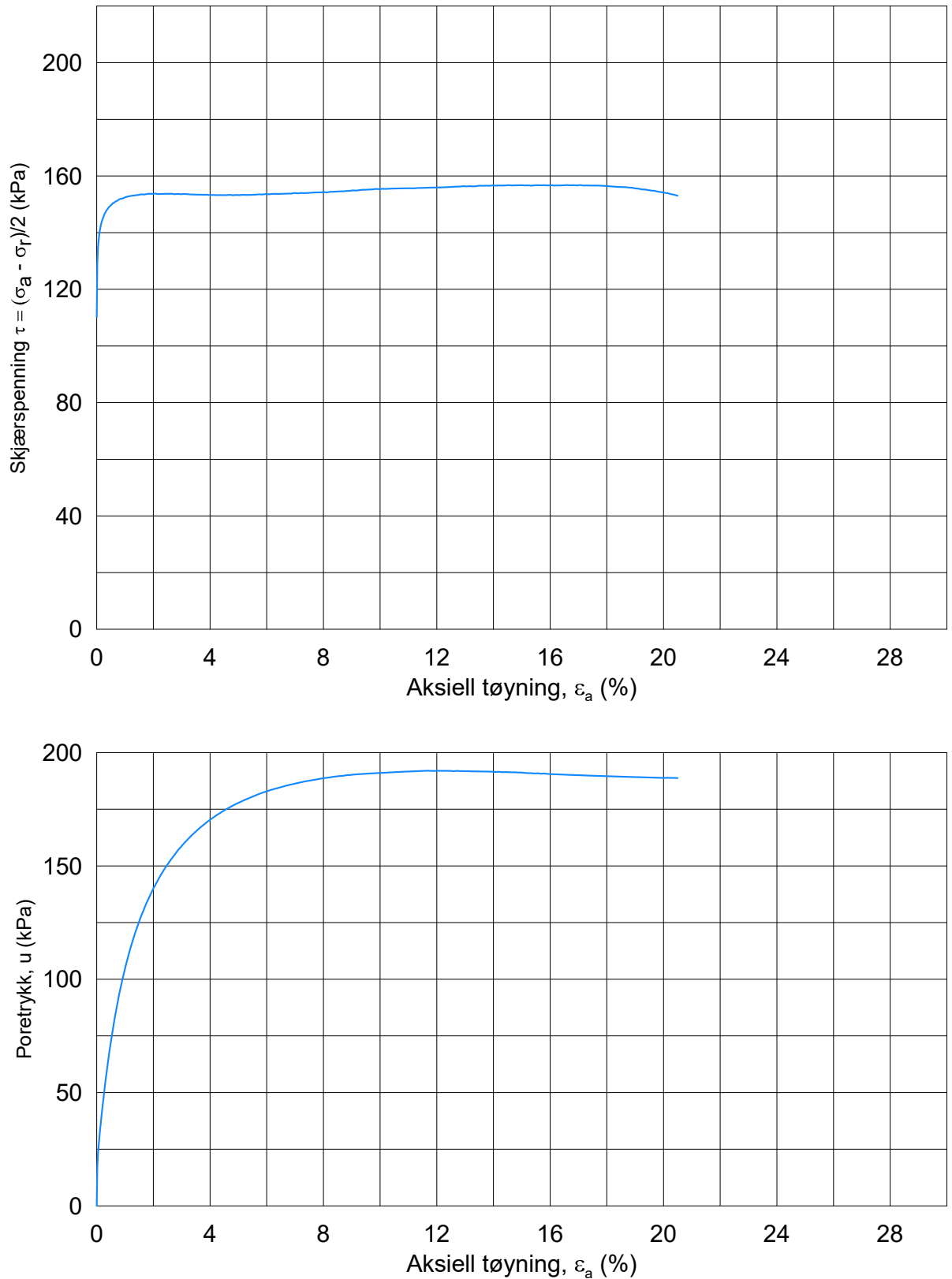
4C11009-32-A-1.Plot1.grf



Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5			Dokument nr. 20180169	
Treaksial forsøk: CAUA			Figur nr.	
Boring: 4C11009	Dybde = 44.41 m	Konsolidering-spenninger		
Sylinder: 32	$p_{o'}$ = 420.0 kPa	(kPa)	maks.	min. endelig
Del: A	w_i = 29.6 %	$\sigma_{ac}' =$	-	- 419.9
Test: 1	w_c = 26.6 %	$\sigma_{rc}' =$	-	- 250.0
			Dato 2018-09-20	Tegnet av / kontr. ThV / GS

4C11009-32-A-1.P16x2.grf

Dato/Rev.: 2014-12-23/02



Dato/Rev.: 2014-12-23/02

Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5

Dokument nr.
20180169-01-R

Treaksial forsøk: CAUA

Figur nr.

Boring: **4C11009**

Dybde = **59.40** m

Konsolidering-spenninger

Dato
2018-09-24

Tegnet av / kontr.
ThV / GS

Sylinder: **35**

$p_{o'}$ = **555.0** kPa

(kPa) maks. min. endelig

Del: **A**

w_i = **35.1** %

σ_{ac}' = - - **555.0**

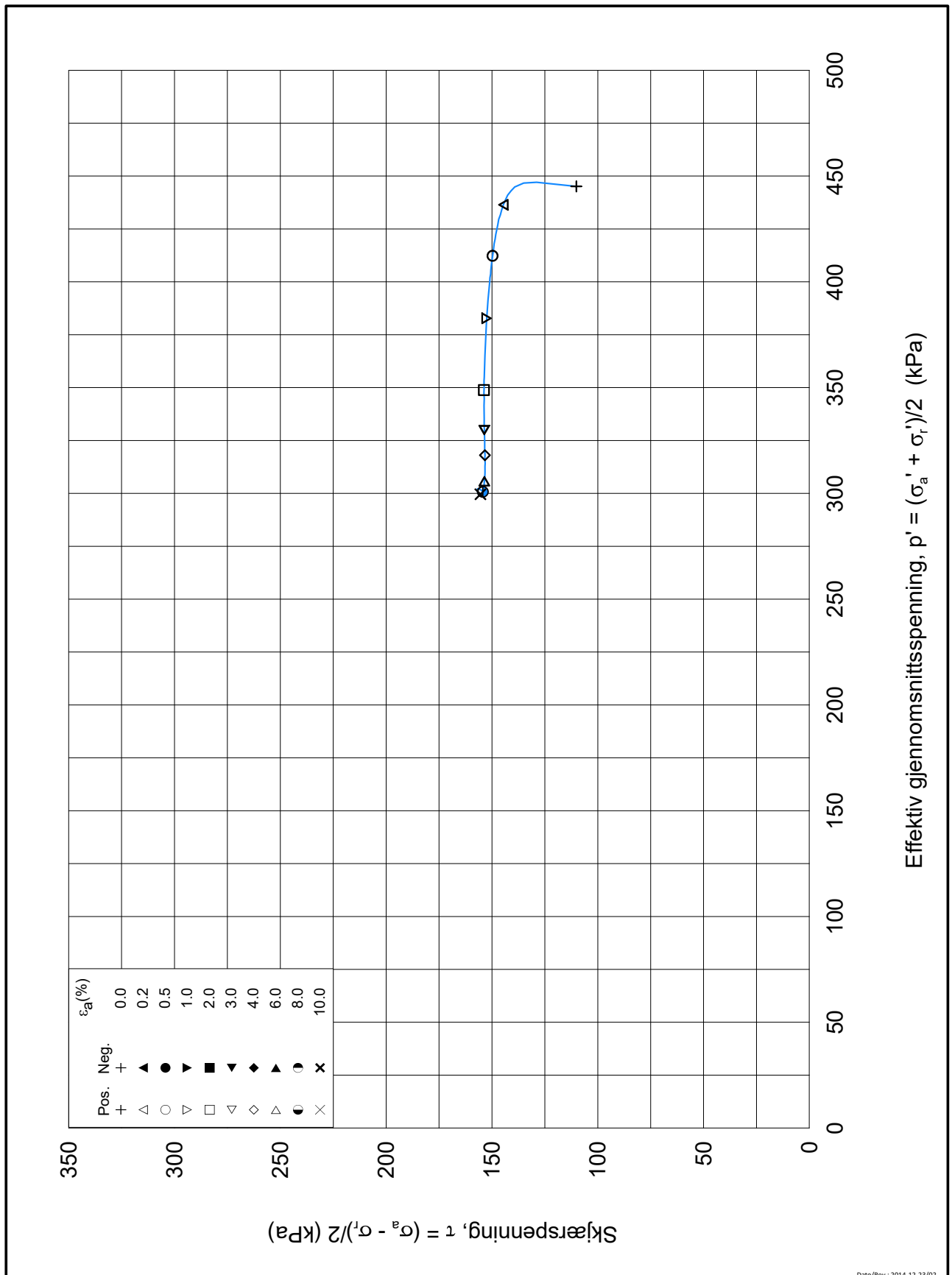
Test: **1**

w_c = **30.9** %

σ_{rc}' = - - **335.0**



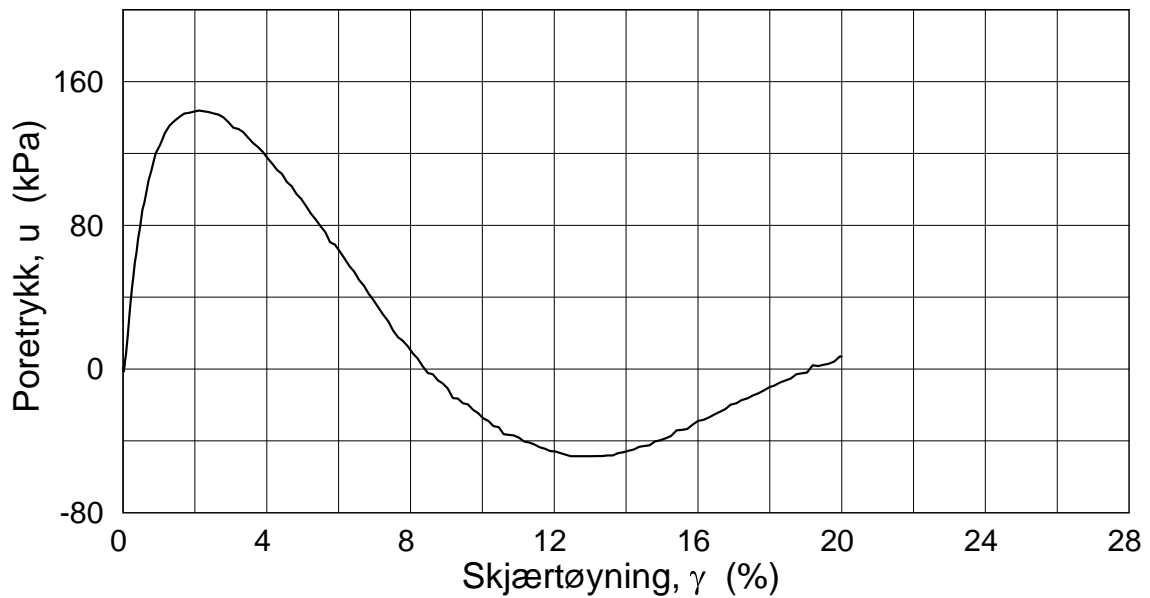
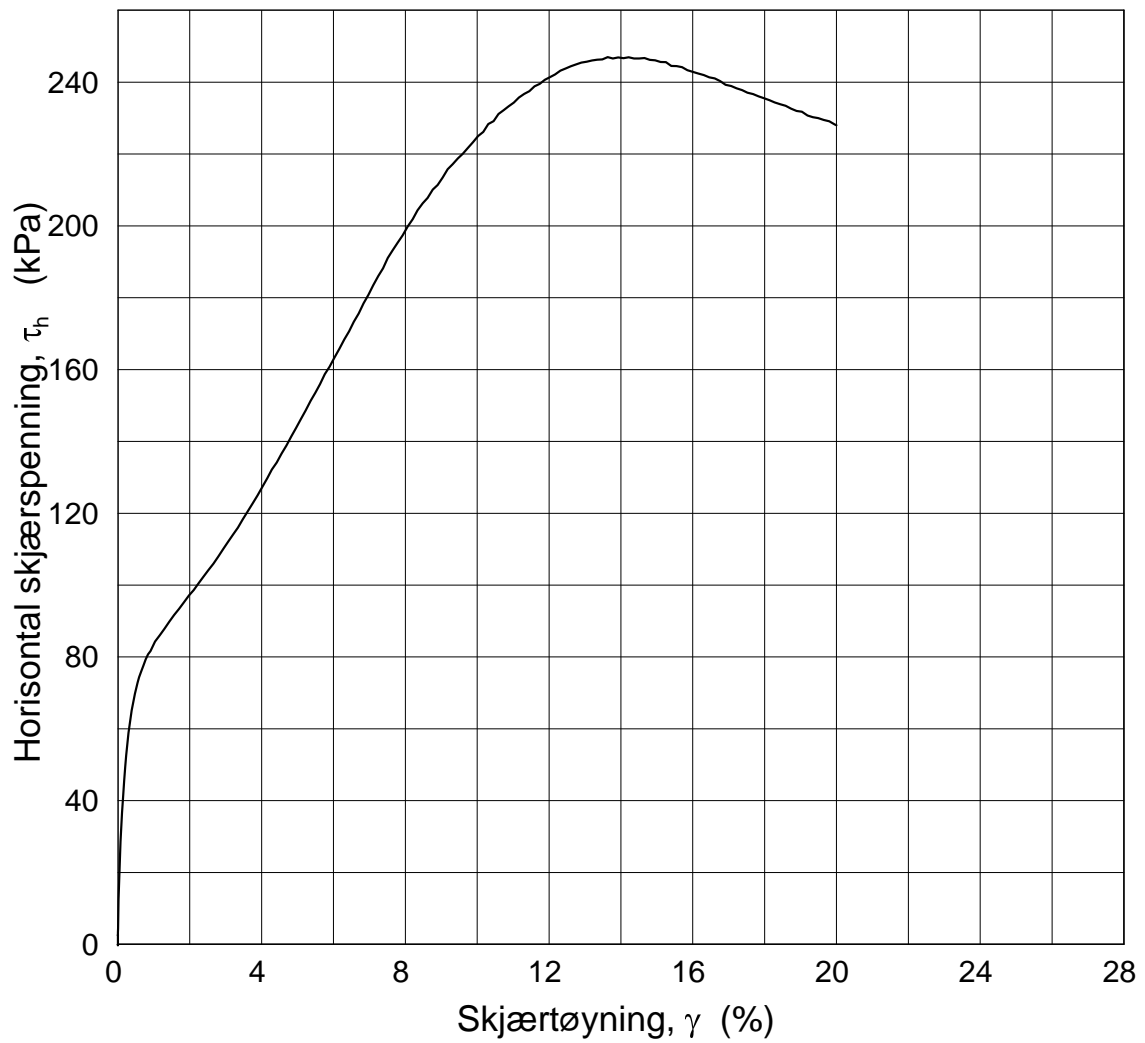
4C11009-35-A-1.Plot1.grf



Fre 16 Avrop 10 - Strekning 1, 4 og 5			Dokument nr. 20180169-01-R	
Treaksial forsøk: CAUA			Figur nr.	
Boring: 4C11009	Dybde = 59.40 m	Konsolidering-spenninger		
Sylinder: 35	po' = 555.0 kPa	(kPa)	maks.	min. endelig
Del: A	w _i = 35.1 %	σ _{ac} ' =	-	- 555.0
Test: 1	w _c = 30.9 %	σ _{rc} ' =	-	- 335.0
		Dato 2018-09-24		Tegnet av / kontr. ThV / GS

4C11009-35-A-1.Plot2.grf

Dato/Rev.: 2014-12-23/02



Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Direkte Skjærforsøk

Figur nr.

Borhull: 4C11009
Sylinder: 31
Del: A
Test: 1

Dybde = 39.27 m
 $p_0' = 372.8$ kPa
 $w_i = 23.1$ %
 $\gamma_i = 18.59$ kN/m³

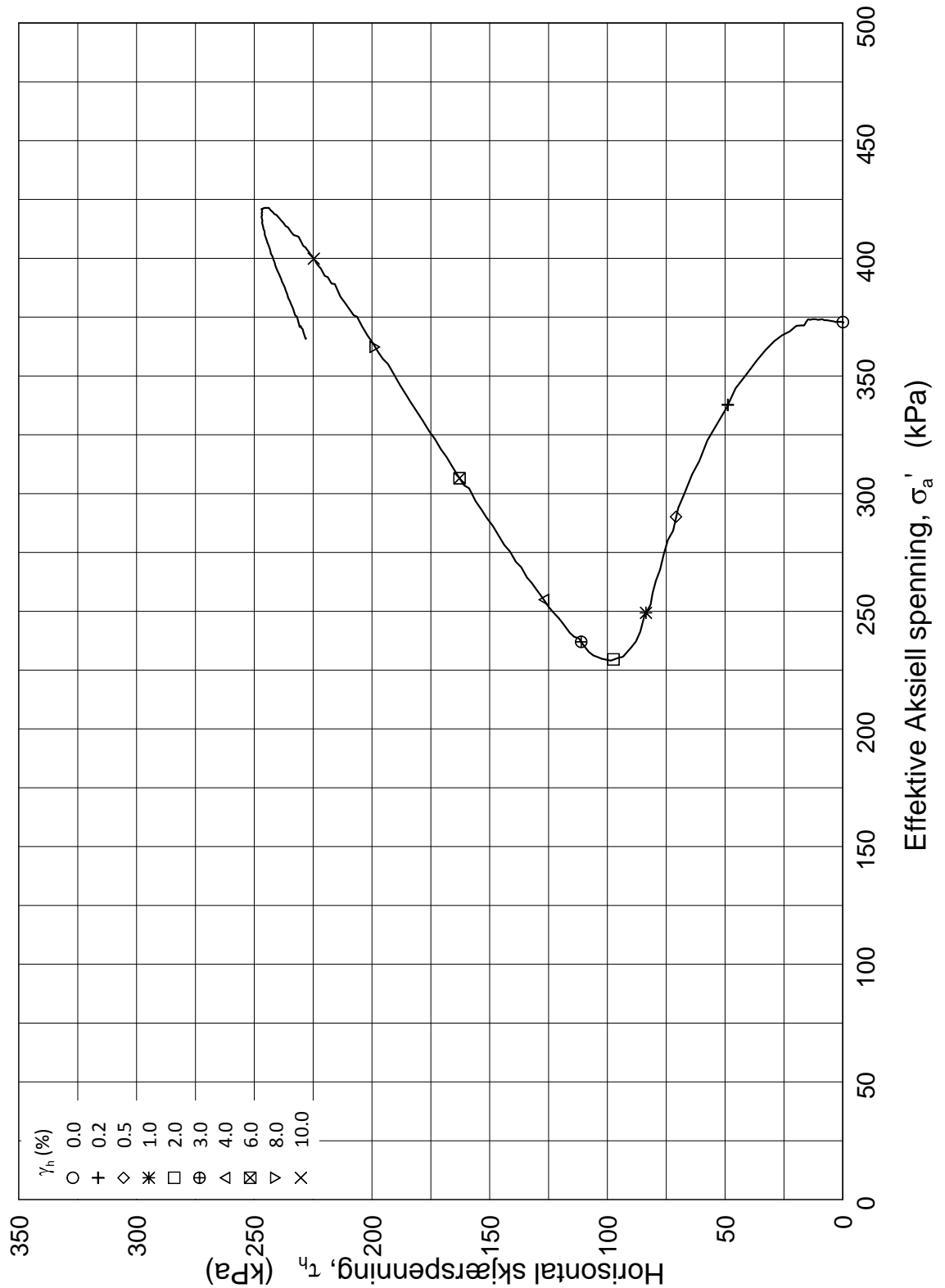
Konsolideringsspenninger
(kPa) maks. min. final
 $\sigma_{ac}' = 372.9$ 372.9 **372.9**
 $\tau_c' =$

Dato
2018-10-12

Tegnet av / Kontr.
JLA / TAB



H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-31-a-1-(cv2223).grf



Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Direkte Skjærforsøk

Figur nr.

Borhull: 4C11009
Sylinder: 31
Del: A
Test: 1

Dybde = 39.27 m
p₀' = 372.8 kPa
w_i = 23.1 %
γ_i = 18.59 kN/m³

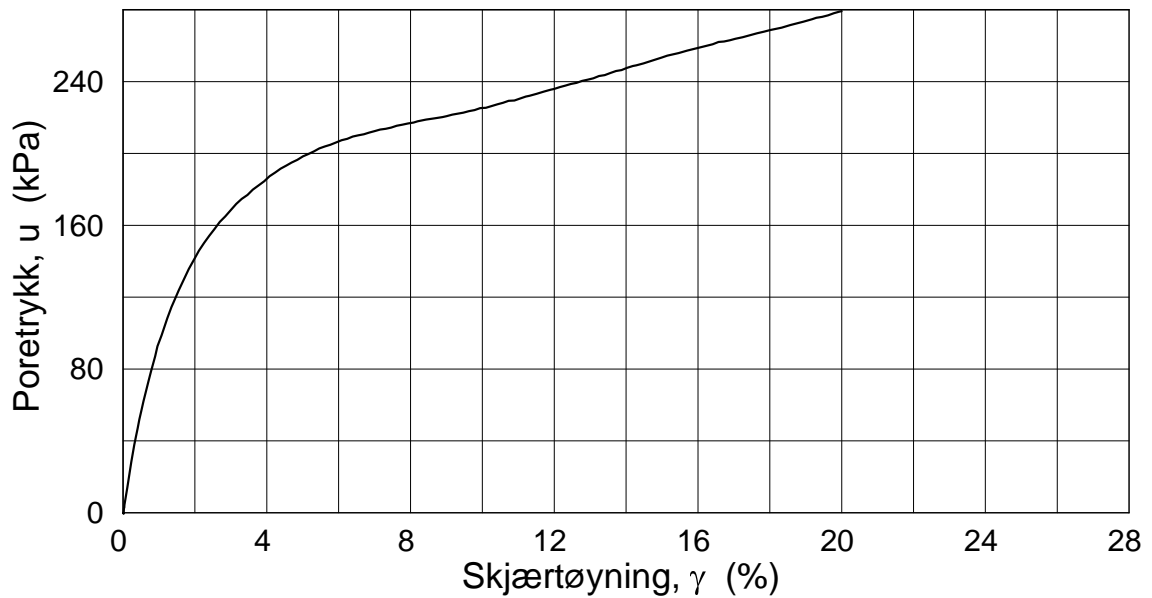
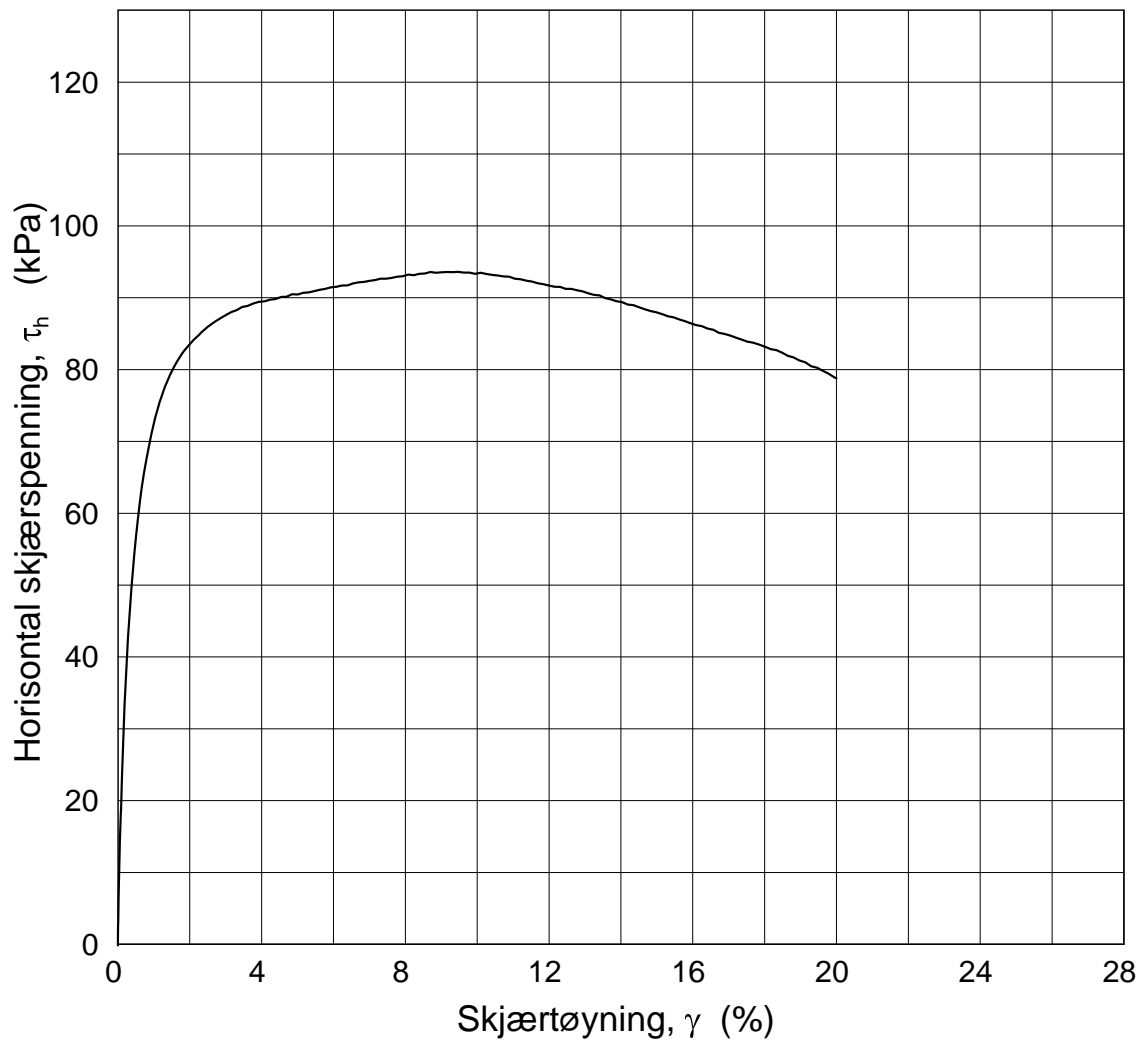
Konsolideringsspenninger (kPa) maks. min. final
σ_{ac}' = 372.9 372.9 **372.9**
τ_c' =

Dato
2018-10-12

Tegnet av / Kontr.
JLA / TAB



H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-31-a-1-2(cv2223).gif



Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Direkte Skjærforsøk

Figur nr.

Borhull: 4C11009
Sylinder: 32
Del: A
Test: 2

Dybde = 44.30 m
 $p_0' = 418.1$ kPa
 $w_i = 29.3$ %
 $\gamma_i = 19.49$ kN/m³

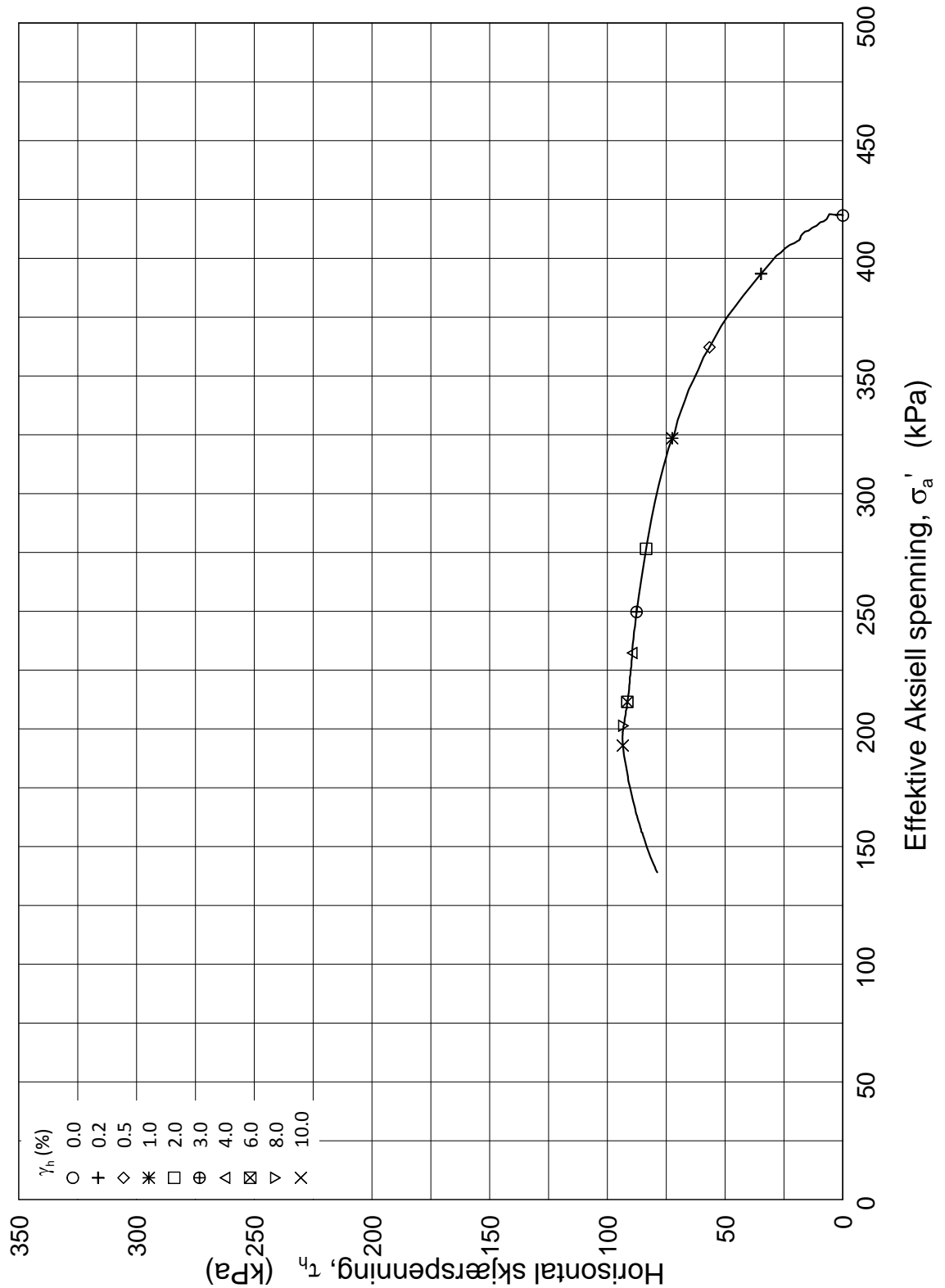
Konsolideringsspenninger
(kPa) maks. min. final
 $\sigma_{ac}' = 418.2$ 418.2 **418.2**
 $\tau_c' =$

Dato
2018-10-11

Tegnet av / Kontr.
JLA / TAB



H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-32-0-2-1(cv2221).grf

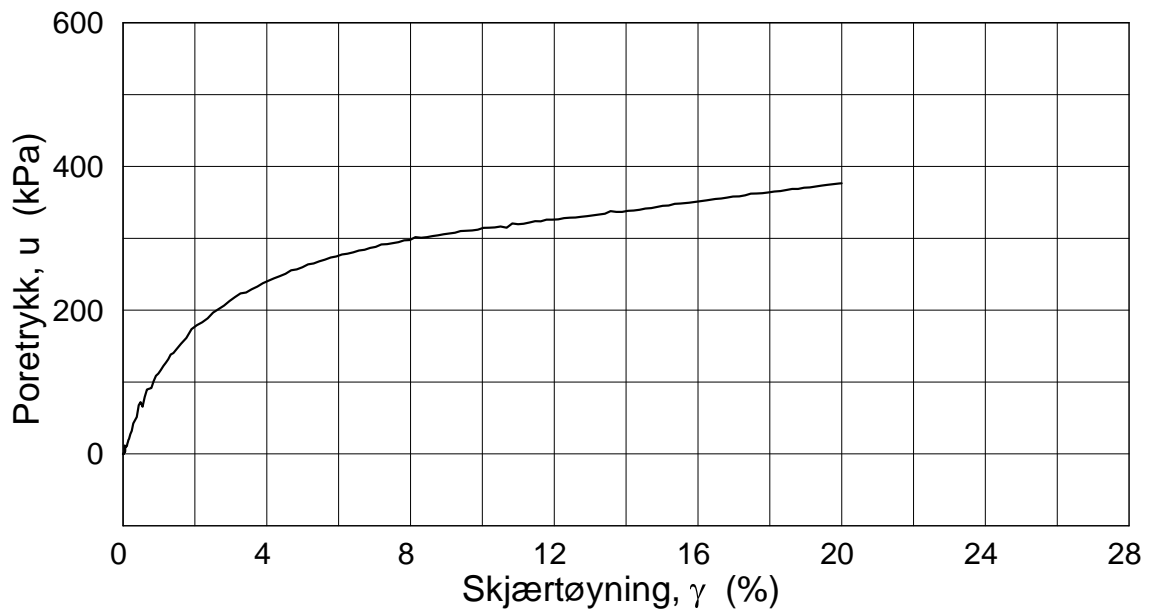
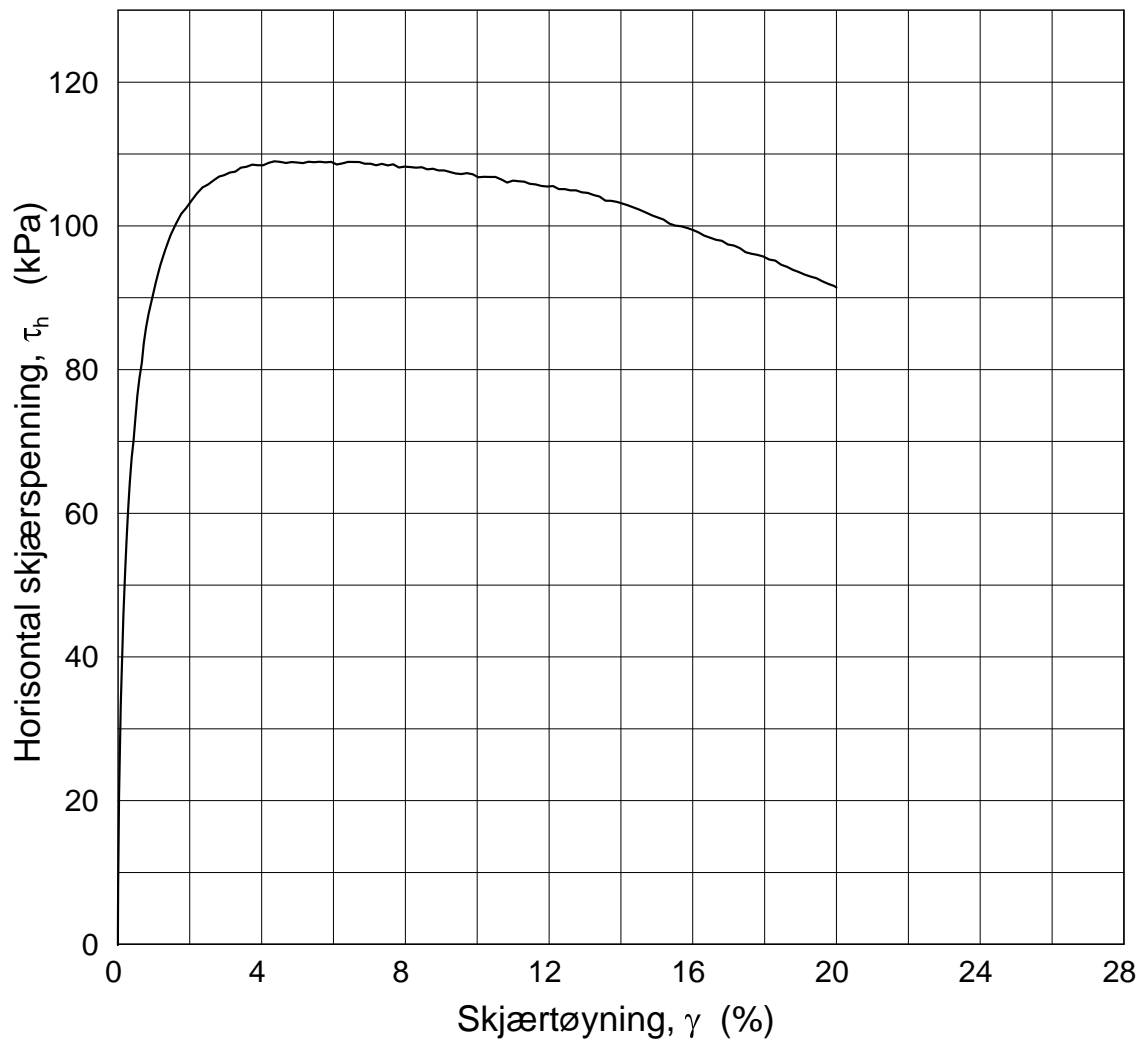


H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-32-a-2\cv2221.gjf

Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16		Dokument nr. 20180169	
Direkte Skjærforsøk		Figur nr.	
Borhull: 4C11009	Dybde = 44.30 m	Dato 2018-10-11	
Sylinder: 32	$p_0' = 418.1$ kPa	Tegnet av / Kontr. JLA / TAB	
Del: A	$w_i = 29.3$ %	Konsolideringsspenninger (kPa) maks. min. final $\sigma_{ac}' = 418.2$ 418.2 418.2 $\tau_c' =$	
Test: 2	$\gamma_i = 19.49$ kN/m ³		





Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Direkte Skjærforsøk

Figur nr.

Borhull: 4C11009
Sylinder: 35
Del: A
Test: 2

Dybde = 59.50 m
 $p_0' = 555.0$ kPa
 $w_i = 32.6$ %
 $\gamma_i = 19.06$ kN/m³

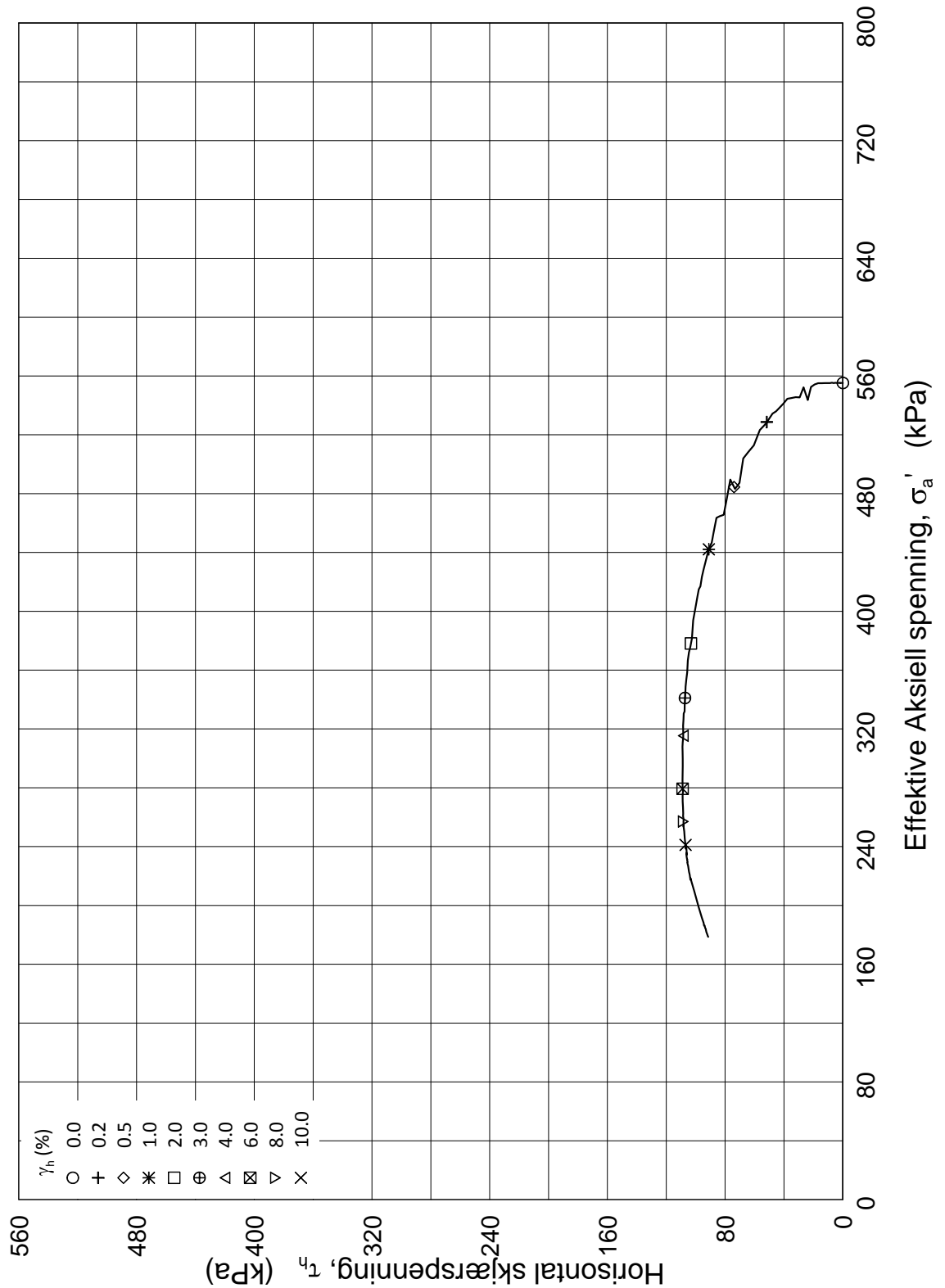
Konsolideringsspenninger
(kPa) maks. min. final
 $\sigma_{ac}' = 555.2$ 555.2 **555.2**
 $\tau_c' =$

Dato
2018-10-11

Tegnet av / Kontr.
JLA / TAB




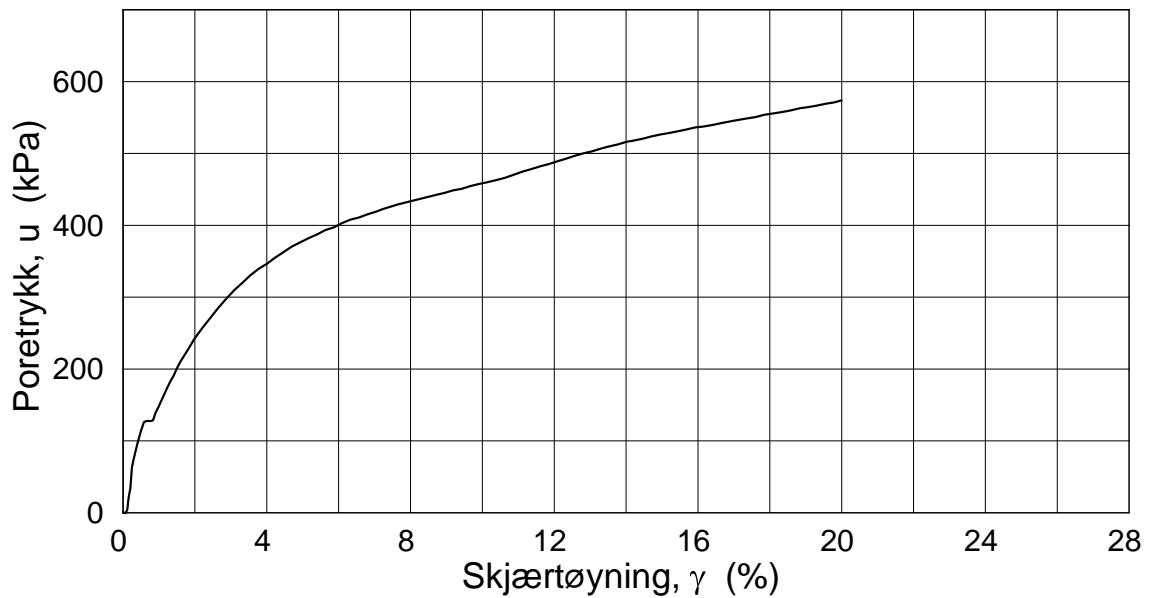
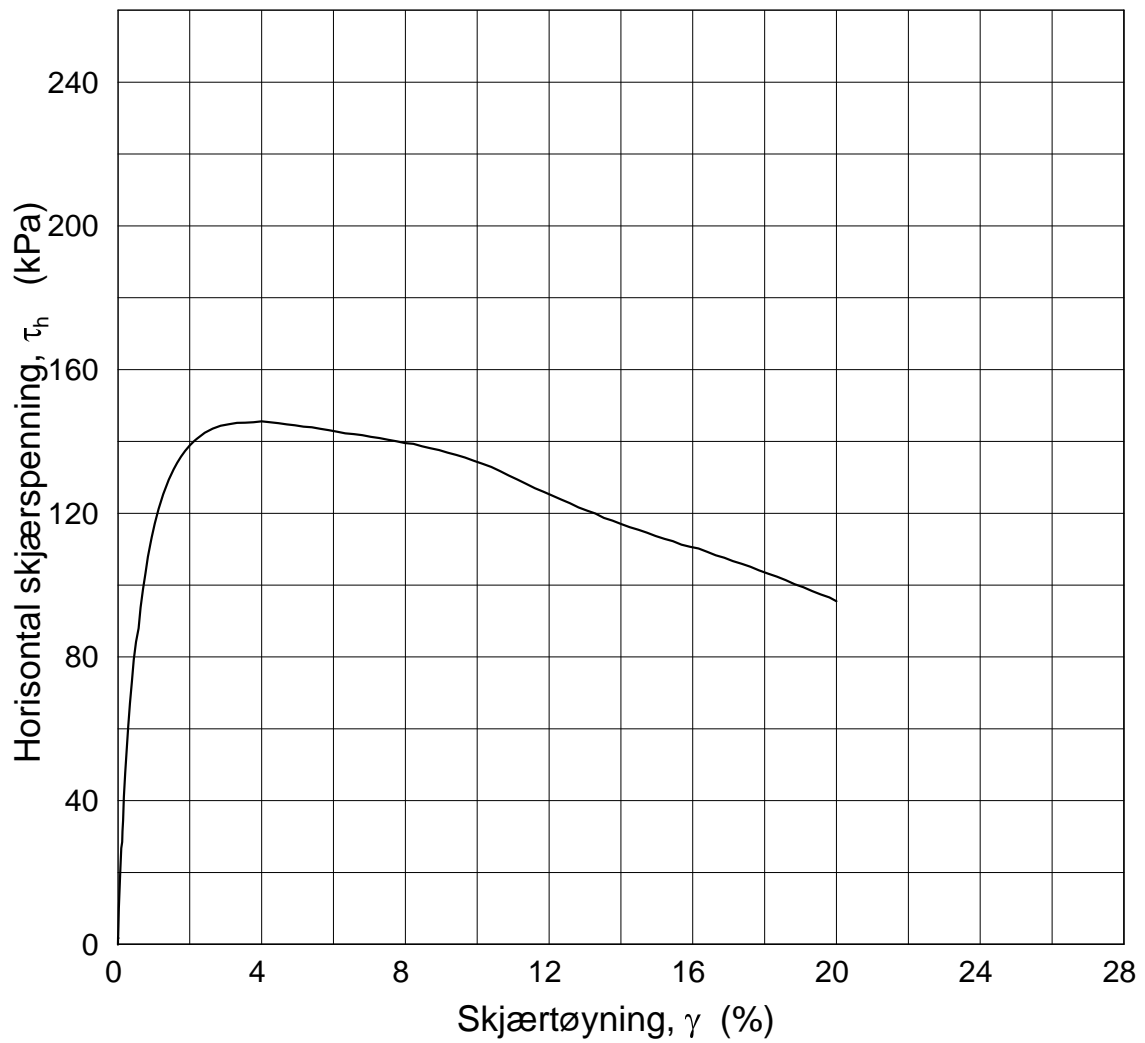
H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-35-a-2-1(cv2222).gif



H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-35-a-2\cv2222.gif

Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16		Dokument nr. 20180169	
Direkte Skjærforsøk		Figur nr.	
Borhull: 4C11009	Dybde = 59.50 m	Dato	
Sylinder: 35	$p_0' = 555.0$ kPa	2018-10-11	Tegnet av / Kontr. JLA / TAB
Del: A	$w_i = 32.6$ %		
Test: 2	$\gamma_i = 19.06$ kN/m ³		
		Konsolideringsspenninger (kPa) maks. min. final $\sigma_{ac}' = 555.2$ 555.2 555.2 $\tau_c' =$	



Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16

Dokument nr.
20180169

Direkte Skjærforsøk

Figur nr.

Borhull: 4C11009
Sylinder: 38
Del: A
Test: 2

Dybde = 74.35 m
 $p_0' = 758.5$ kPa
 $w_i = 28.2$ %
 $\gamma_i = 19.06$ kN/m³

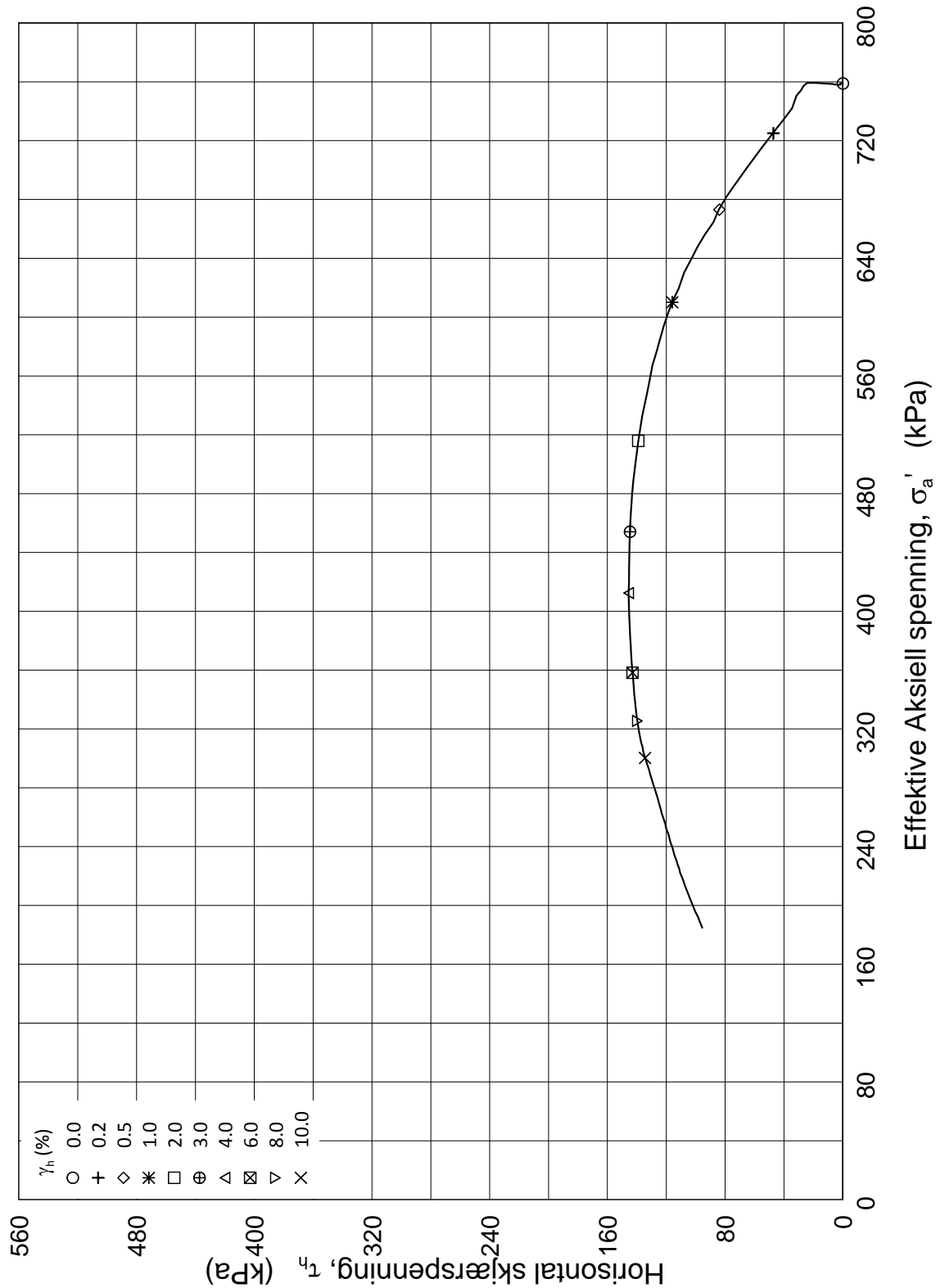
Konsolideringsspenninger
(kPa) maks. min. final
 $\sigma_{ac}' = 758.8$ 758.8 **758.8**
 $\tau_c' =$

Dato
2018-10-25

Tegnet av / Kontr.
JLA / MAS




H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-38-a-2-1(cv2230).grf



H:\LABDATA\2018\20180169\Ds\res\4c11009-38-a-2-(cv2230).grf

Date/Rev.: 2016-10-28/6

FRE16		Dokument nr. 20180169	
Direkte Skjærforsøk		Figur nr.	
Borhull: 4C11009	Dybde = 74.35 m	Konsolideringsspenninger (kPa) maks. min. final	
Sylinder: 38	$p_0' = 758.5$ kPa	$\sigma_{ac}' = 758.8$ 758.8 758.8	
Del: A	$w_i = 28.2$ %	$\tau_c' =$	
Test: 2	$\gamma_i = 19.06$ kN/m ³		
		Dato: 2018-10-25 Tegnet av / Kontr.: JLA / TAB 	

Tillegg C

Pele- og rammeprotokoll

I det følgende presenteres pele- og rammeprotokollen for pelene som ble installert på *pelefelt 4*. Navnene fra protokollen korrelerer ikke med navnene som er brukt i denne oppgaven. Oversettelse er til riktig navn er vist i tabellen under:

Navn i denne oppgaven	Pel nr. i rammeprotokoll
Pel 3-A-70m	P2
Pel 3-B-70m	4
Pel 3-C-70m	3
Pel 3-D-40m	1
Pel 3-E-90m	P5



STATENS VEGVESEN		PELE OG RAMMEPROTOKOLL		Maskinfører :		Arbeidsleder :						
Blankett nr.:				Navn: Ingar Heien		Hans-Henrik Seierstad						
				TLF: 91 68 63 13		97 05 88 83						
Prosjekt: 19102 Prøvepeling Mælingen				Prosjektnr.: 19.102								
Konstruksjon: Prøvepeler				Pel nr.: 1								
Peleseksjonnr.: Felt 3				Rekkefølge nr.: 1								
Sveisedato: Start 11/2				Rammedato: Start 7/2 - Slutt 13/2								
				Etterrammet dato:								
Pelelengde: 14 + 14 + 14 = 42 m												
Materialkvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)												
Tverrsnitt pel: <input checked="" type="checkbox"/> Ø400x12,5 / <input type="checkbox"/> Ø813 x 16												
Fallødd loddvekt: <input type="checkbox"/> 7 tonn <input checked="" type="checkbox"/> 10 tonn												
Virkningsgrad: 1.0												
Meter	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
1	7	10		Start 14/2	26	28	55		51			
2	5	11	0,46		27	29	11	Stop 12/2	52			
3	15	11			28	37	50	Start 13/2	53			
4	25	11	1,66	STOP 7/2 15/2 PLUGG 4-25m	29	37	11	10,81	54			
5	17	25		START 11/2 10,6	30	39	11		55			
6	15	11	2,79		31	34	11		56			
7	20	11			32	34	11		57			
8	18	11	3,82		33	35	11		58			
9	15	11			34	41	11		59			
10	17	11	4,66		35	49	11		60			
11	14	11			36	53	11		61			
12	16	11	5,48	Stop 11/2+11/20	37	47	11		62			
13	15	11		Start 11/2	38	47	11		63			
14	18	11			39	47	11		64			
15	13	11			40	48	11	Stop 7/2 11/36	65			
16	12	11			41				66			
17	13	11			42				67			
18	13	11			43				68			
19	15	11			44				69			
20	36	11			45				70			
21	21	50			46				71			
22	23	11			47				72			
23	24	11			48				73			
24	28	11			49				74			
25	26	55			50				75			



STATENS VEGVESEN		PELE OG RAMMEPROTOKOLL		Maskinfører : Ingar Heien		Arbeidsleder : Hans-Henrik Seierstad						
Blankett nr.		Navn: Ingar Heien		TLF: 91 68 63 13		97 05 88 83						
Prosjekt : 19102 Prøvepeling Mælingen				Prosjektnr : 19.102		Rekkefølge nr : 4						
Konstruksjon : Prøvepeler				Pel nr : PZ								
Peleseksjonnr :Felt 3				Rammedato : 25/2 -19 - 7/3 -19		Etterrammet dato :						
Sveisedato :		25/2 + 4/3 + 6/3										
Pelelengde :		18 + 18 + 18 + 18 = 72										
Materialkvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)												
Tverrsnitt pel : <input checked="" type="checkbox"/> Ø400x12,5 / <input type="checkbox"/> Ø813 x 16												
Fallodd loddvekt <input type="checkbox"/> 7 tonn <input checked="" type="checkbox"/> 10 tonn				Virkningsgrad : 1.0								
Meter	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
1	6	20		Start 1000 25/2	37	50			51	29	70	
2	6	11			40	11			52	29	11	Stop 14 66 5/3
3	16	11			44	11			53	29	11	
4	14	25			38	11			54	43	11	Start 1145 7/3
5	17	11			38	11			55	42	11	
6	15	11			39	11			56	40	11	
7	16	11			37	11			57	39	11	
8	17	11			38	11			58	36	11	
9	14	11			41	11			59	35	11	
10	13	11			47	11		STOP 0920	60	32	11	
11	12	11			38	11		Start 1405 5/3	61	31	11	
12	12	11			42	11			62	31	11	
13	11	11			40	11			63	30	11	
14	10	11			38	11			64	30	11	
15	10	11			41	11			65	32	11	
16	10	11			32	70			66	30	11	
17	11	11		STOP 1100 STOP 25/2	28	11			67	30	11	
18	32	11		Start 0820 4/3	29	11			68	30	11	
19	34	11			29	11			69	30	11	
20	55	11			29	11			70	30	70-100	Stop 7/3
21	36	50			32	11			71	30	Start PM 70,30m	
22	35	11			31	11			72			
23	33	11			27	11			73			
24	36	11			28	11			74			
25	34	11			28	11			75			



STATENS VEGVESEN		Maskinfører :		Arbeidsleder :	
Blankett nr. : PELE OG RAMMEPROTOKOLL	Navn: Ingar Heien	Hans-Henrik Seierstad		97 05 88 83	
	TLF: 91 68 63 13				

Prosjekt: 19102 Prøvepeling Mælingen Prosjektnr. 19.102
 Konstruksjon: Prøvepeler Pel nr.: 3 Rekkefølge nr.: 2
 Peleseksjonnr.: Felt 3 Ramedato: 13/2 - 14/2 - 19 Etterrammet dato:

Sveisedato: 13/2 13/2 14/2
 Pelelengde: 18 m 18 m 18 m 18 m = 72 m

Materialkvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)
 Tverrsnitt pel: Ø400x12,5 / Ø813 x 16

Falldodd loddvekt: 7 tonn 10 tonn Virkningsgrad: 1.0

Meter	Faldodd loddvekt <input type="checkbox"/> 7 tonn <input checked="" type="checkbox"/> 10 tonn				Virkningsgrad: 1.0							
	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
1	7	25		Start 13/2 Ø850	26	37	50		51	30	70	
2	8	11			27	39	11		52	34	11	Sten 0905
3	13	11			28	42	11		53	34	11	Start 14/2 1530
4	13	11			29	38	11		54	36	11	
5	13	11			30	46	11		55	36	11	
6	18	11			31	39	11		56	35	11	
7	15	11			32	39	11		57	35	11	
8	14	11			33	41	11		58	34	11	
9	13	11			34	48	11	STOP 1610	59	35	11	
10	14	11			35	41	11	Start 14/2 Ø800	60	35	11	
11	13	11			36	42	11		61	34	11	
12	13	11			37	39	11		62	36	11	
13	11	11			38	40	11		63	35	11	
14	11	11			39	46	11		64	34	11	
15	12	11			40	52	11		65	34	11	
16	12	11		Sten 0920	41	34	70		66	34	11	
17	12	11		Start 13/2 1515	42	31	11		67	34	11	
18	15	11			43	31	11		68	36	11	
19	34	11			44	33	11		69	36	11	
20	29	50			45	32	11		70	26	1m-1,5m	Test slag PD#
21	28	11			46	33	11		71			Stop 1700
22	24	11			47	31	11		72			
23	23	11			48	34	11		73			
24	33	11			49	33	11		74			
25	36	11			50	34	11		75			

Beregnes måling utført og levert N61 14/2-19



STATENS VEGVESEN		PELE OG RAMMEPROTOKOLL		Maskinfører : Ingar Heien		Arbeidsleder : Hans-Henrik Seierstad						
Blankett nr.				Navn: Ingar Heien		97 05 88 83						
				TLF: 91 68 63 13								
Prosjekt : 19102 Prøvepeling Mælingen				Prosjektnr : 19.102								
Konstruksjon : Prøvepeler				Pel nr : 4		Rekkefølge nr : 5						
Peleseksjonnr :Felt 3				Rammedato : 27/2-6/3-19		Etterrammet dato :						
Sveisedato : 27/2 + 28/2 + 5/3												
Pelelengde : 18 + 18 + 18 + 18 = 72												
Materialkvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)												
Tverrsnitt pel : <input checked="" type="checkbox"/> Ø400x12,5 / <input type="checkbox"/> Ø813 x 16												
Fallodd loddvekt <input type="checkbox"/> 7 tonn <input checked="" type="checkbox"/> 10 tonn Virkningsgrad : 1.0												
Meter	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
1	9	20		Start 10:20 27/2	26	38	50		51	30	70	
2	7	11			27	39	11		52	29	11	stop 10:34 4/3
3	15	25			28	38	11		53	29	11	start 14:30 6/3
4	17	11			29	41	11		54	41	11	
5	15	11			30	35	11		55	58	11	
6	15	11			31	46	11		56	45	11	
7	21	11			32	36	11		57	42	11	
8	20	11			33	37	11		58	41	11	
9	15	11			34	44	11		59	37	11	
10	14	11			35	42	11	stop 19:00 27/2	60	36	11	
11	16	11			36	41	11	start 09:35 4/3	61	34	11	
12	12	11			37	43	11		62	34	11	
13	12	11			38	31	11		63	35	11	
14	11	11			39	37	11		64	35	11	
15	12	11			40	39	11		65	35	11	
16	12	11			41	36	70		66	36	11	
17	14	11		stop 11:06	42	30	11		67	36	11	
18	40	11		start 18:00 27/2	43	30	11		68	36	11	
19	54	11			44	29	11		69	35	11	
20	64	11			45	31	11		70	33	70-10	stop 6/3 15:30
21	31	50			46	30	11		71	30	11	start 11 70:30m
22	35	11			47	31	11		72			
23	30	11			48	30	11		73			
24	36	11			49	30	11		74			
25	38	11			50	29	11		75			



STATENS VEGVESEN
 Blankett nr. PELE OG RAMMEPROTOKOLL
 Navn: Ingar Heien
 TLF: 91 68 63 13
 Maskinfører :
 Arbeidsleder : Hans-Henrik Seierstad
 97 05 88 83
 Prosjekt: 19102 Prøvepeling Mælingen
 Konstruksjon: Prøvepeler
 Prosjektnr.: 19.102
 Pel nr.: P.5
 Peleseksjonnr.: Felt 3
 Rammedato: 18/2-
 Rekkefølge nr.: 3
 Etterrammet dato: Side 1
 Sveisedato: 18/2, 19/2 + 20/2, 21/2
 Pelrelengde: 18 m + 18 m + 18m + 18m + 18 = 90m
 Materialkvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)
 Tverrsnitt pel: Ø400x12,5 / Ø813 x 16

Falldoddvekt 7 tonn 10 tonn
 Virkningsgrad: 1.0

Meter	Første halvdel				Andre halvdel			
	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
1	14	40		Start 18/2 0840	26	52	70	
2	8	11			27	54	11	
3	15	11			28	58	11	
4	19	11			29	68	11	stop 1015
5	22	11			30	58	11	Start 0800 21/2
6	26	11			31	76	11	
7	32	11			32	68	11	
8	29	11			33	66	11	
9	24	11			34	72	11	
10	22	11			35	87	11	stop
11	21	11			36	58	11	stop 1020 Start 20/2 0910
12	20	11			37	71	11	
13	20	11			38	66	11	
14	21	11			39	69	11	
15	23	11			40	61	90	40
16	23	11			41	57	11	
17	23	11		stop 0940	42	59	11	
18	37	11		Start 0836 19/2	43	59	11	
19	61	11			44	58	11	
20	41	70			45	59	11	
21	44	11			46	54	11	
22	42	11			47	53	11	
23	41	11			48	54	11	
24	42	11			49	54	11	
25	47	11			50	52	11	
					51	54	90	
					52	51	11	
					53	53	11	
					54	78	11	
					55	73	11	
					56	70	11	
					57	69	11	
					58	64	11	
					59	66	11	
					60	67	11	
					61	63	11	
					62	64	11	
					63	66	11	
					64	57	11	
					65	60	11	
					66	61	11	
					67	58	11	
					68	58	11	
					69	61	11	
					70	49	120	
					71	47	11	stop 0920
					72	72	11	Start 22/2 0820
					73	76	11	
					74	73	11	
					75	70	11	



STATENS VEGVESEN		PELE OG RAMMEPROTOKOLL		Maskinfører:		Arbeidsleder:						
Blankett nr.:				Navn: Ingar Heien		Hans-Henrik Seierstad						
				TLF: 91 68 63 13		97 05 88 83						
Prosjekt: 19102 Prøvepeling Mælingen				Prosjektnr.: 19.102								
Konstruksjon: Prøvepeler				Pel nr.: P25								
Peleseksjonnr.: Felt 3				Rammedato: 18/2 - 22/2		Rekkefølge nr.: 3						
				Etterrammet dato: Side 2								
Sveisedato:												
Pelelengde: =												
Materialekvalitet: S550J2H (Ø400) / S355J2H (Ø813)												
Tverrsnitt pel: <input type="checkbox"/> Ø400x12,5 / <input type="checkbox"/> Ø813 x 16												
Fallodd loddvekt <input type="checkbox"/> 7 tonn <input checked="" type="checkbox"/> 10 tonn				Virkningsgrad: 1.0								
Meter	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad	Antall Slag	Fall-høyde cm	Dybde plugg m	Merknad
76	94	120			26				51			
77	104	130			27				52			
78	110	11			28				53			
79	111	11			29				54			
80	126	11			30				55			
81	119	140			31				56			
82	125	11			32				57			
83	132	11			33				58			
84	136	11			34				59			
85	138	11			35				60			
86	140	11			36				61			
87	142	150			37				62			
88	145	11		Stop 1075	38				63			
89	Stop	ns	88m		39				64			
90					40				65			
16					41				66			
17					42				67			
18					43				68			
19					44				69			
20					45				70			
21					46				71			
22					47				72			
23					48				73			
24					49				74			
25					50				75			

Tillegg D

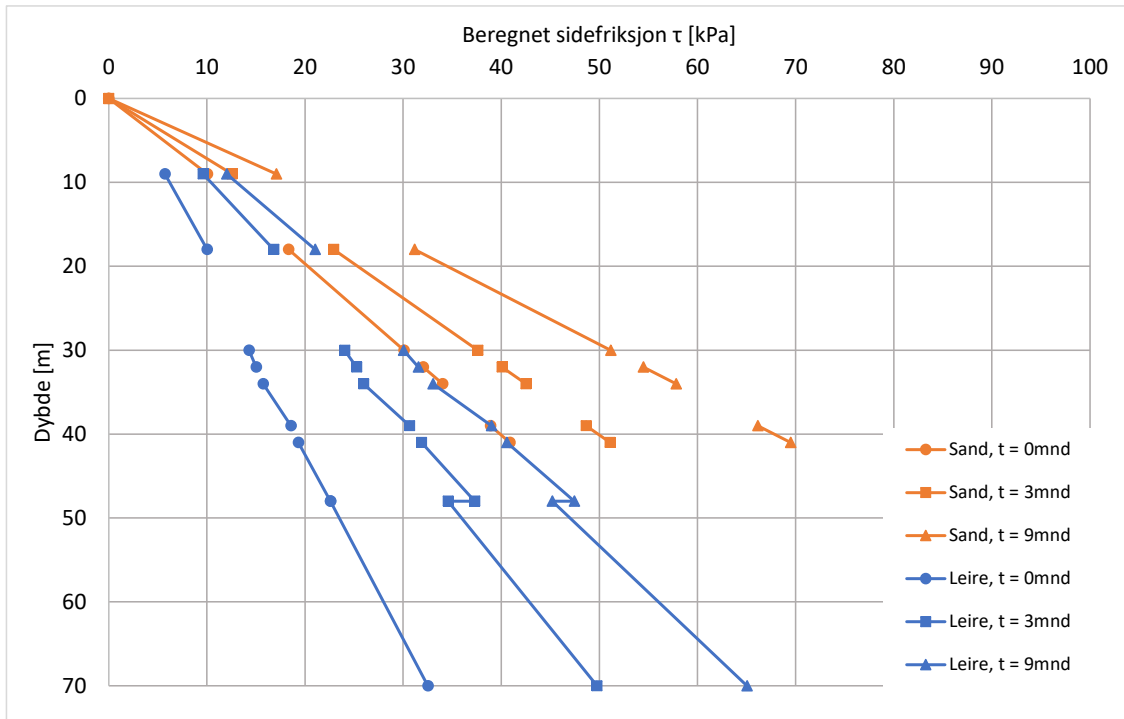
Resultater sidefriksjon

I det følgende presenteres resultater fra beregninger av sidefriksjon. Utregninger er gjort med bakgrunn i Pelevei-
ledningen 2019 ([Den Norske Pelekomité \(2019\)](#)).

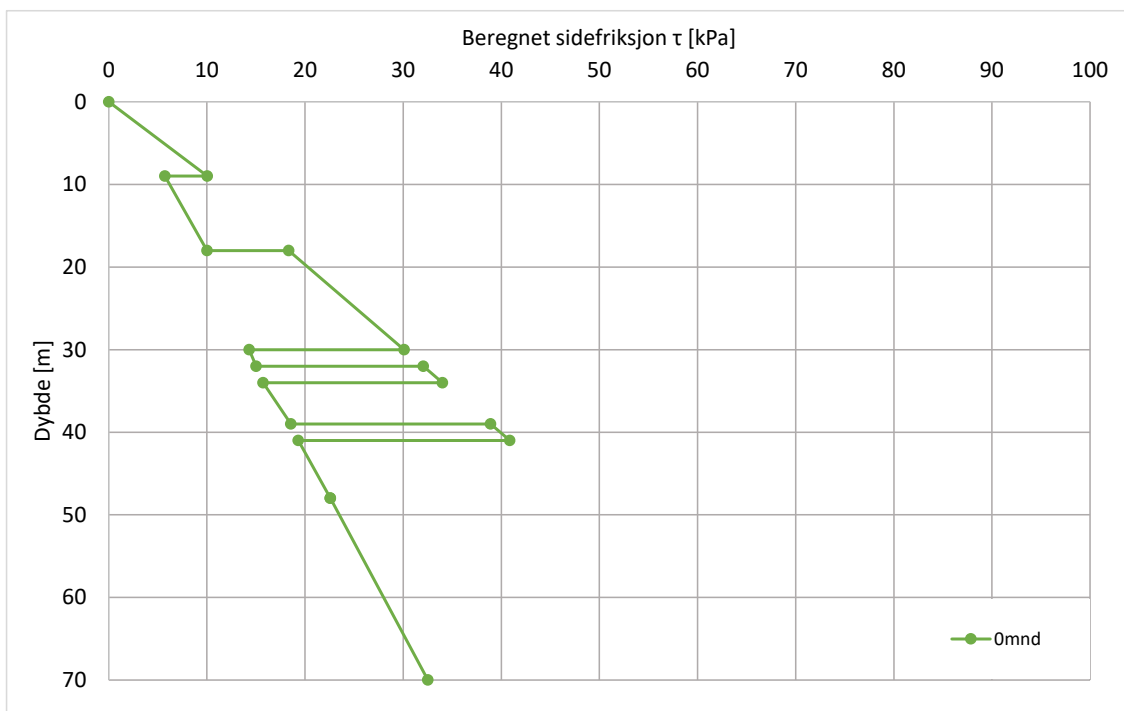
Resultat	Hvor
Regneark	Neste side
Samlede resultater	Figur D.1
Sidefriksjon t = 0 måneder	Figur D.2
Sidefriksjon t = 3 måneder	Figur D.3
Sidefriksjon t = 9 måneder	Figur D.4

Dybde	Romvekt	suD	phi	tanphi	lp	alpha	beta
0	19.5		34	0.67			0.3
9	19.5		34	0.67			0.3
9	19.2	26		0.00	10	0.22	
18	19.2	45.5		0.00	10	0.22	
18	19.8		33.5	0.66			0.25
30	19.8		33.5	0.66			0.2
30	19.8	65		0.00	10	0.22	
32	19.8	68.3		0.00	10	0.22	
32	19.8		34	0.67			0.19
34	19.8		34	0.67			0.185
34	19.8	71.5		0.00	14	0.22	
39	19.8	84.4		0.00	14	0.22	
39	19.8		33.5	0.66			0.17
41	19.8		33.5	0.66			0.16
41	19.8	87.8		0.00	14	0.22	
48	19.8	102.7		0.00	14	0.22	
48	19.8	102.7		0.00	18	0.22	
70	19.5	147.8		0.00	18	0.22	

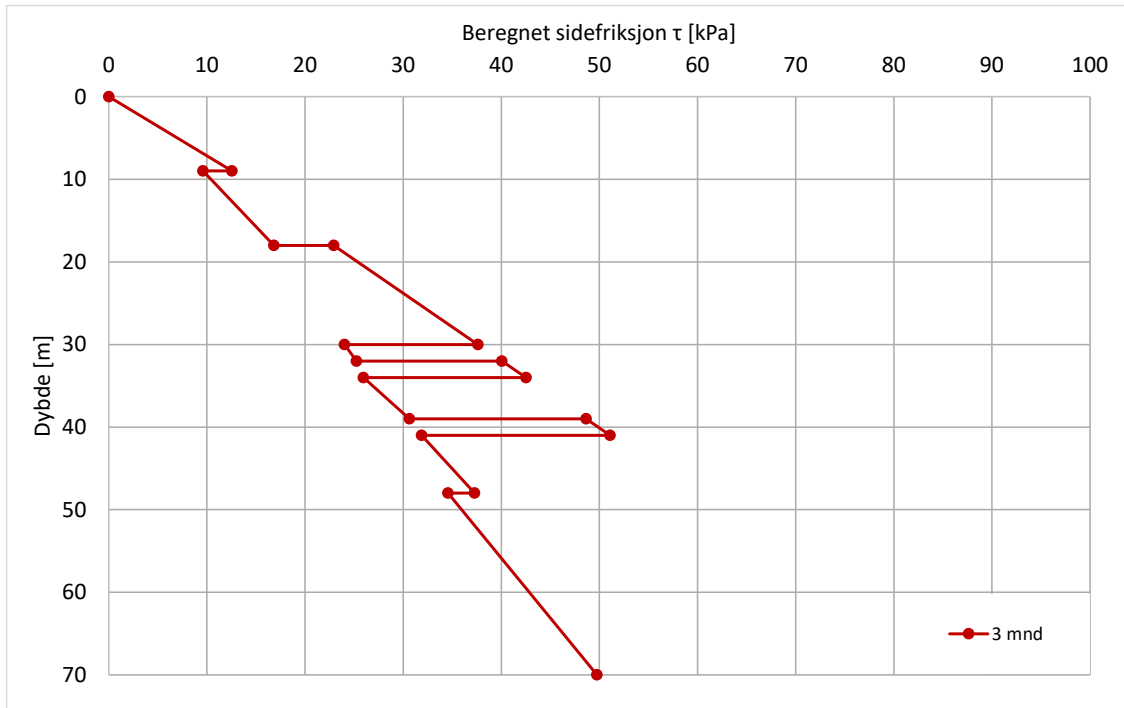
Dybde	σ'_3	σ'_m	A_s	A_o	0mnd	3 mnd	9 mnd
					tau_s	tau_s	tau_s
0	0		0.0152	0	0.0	0.0	0.0
9	100.5	50.3	0.0152	11.31	10.1	12.6	17.1
9	100.5	50.3	0.0152	11.31	5.7	9.6	12.0
18	183.3	96.1	0.0152	22.62	10.0	16.8	21.0
18	183.3	96.1	0.0152	22.62	18.3	22.9	31.2
30	300.9	154.5	0.0152	37.70	30.1	37.6	51.2
30	300.9	154.5	0.0152	37.70	14.3	24.0	30.0
32	320.5	164.2	0.0152	40.21	15.0	25.2	31.6
32	320.5	164.2	0.0152	40.21	32.1	40.1	54.5
34	340.1	174.0	0.0152	42.73	34.0	42.5	57.8
34	340.1	174.0	0.0152	42.73	15.7	26.0	33.0
39	389.1	198.5	0.0152	49.01	18.6	30.6	39.0
39	389.1	198.5	0.0152	49.01	38.9	48.6	66.1
41	408.7	208.2	0.0152	51.52	40.9	51.1	69.5
41	408.7	208.2	0.0152	51.52	19.3	31.9	40.6
48	477.3	242.5	0.0152	60.32	22.6	37.3	47.4
48	477.3	242.5	0.0152	60.32	22.6	34.6	45.2
70	686.3	349.1	0.0152	87.96	32.5	49.7	65.0



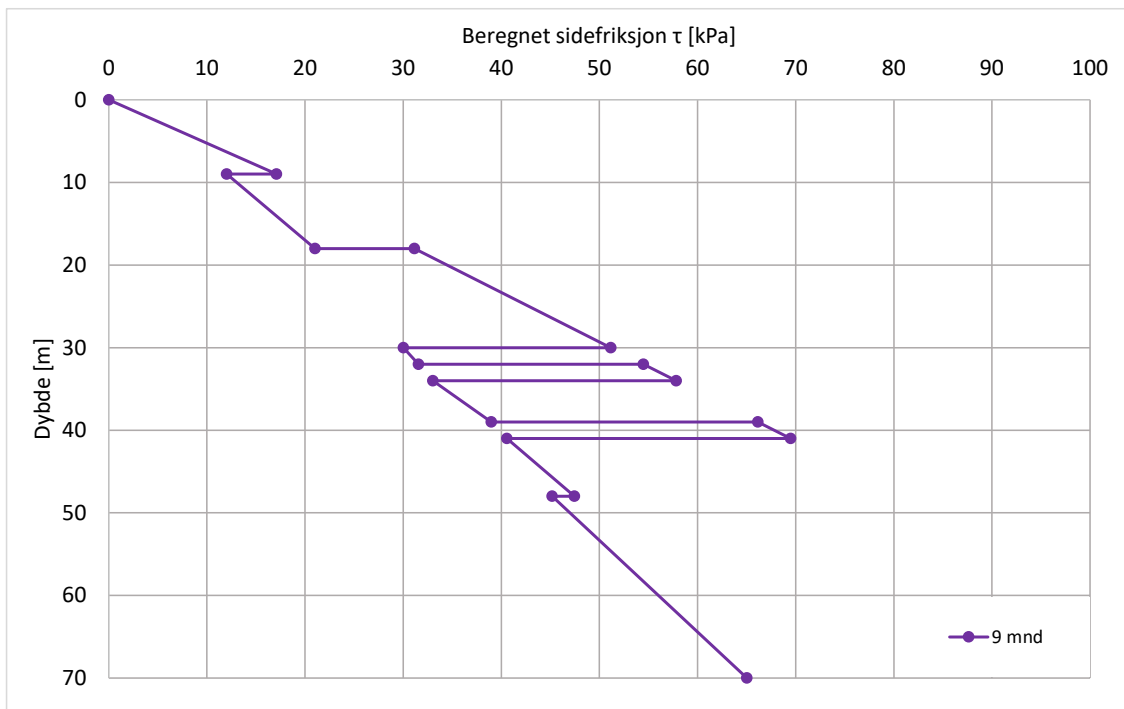
Figur D.1: Samlet sidefriksjon



Figur D.2: Sidefriksjon etter t = 0 måneder



Figur D.3: Sidefriksjon etter t = 3 måneder



Figur D.4: Sidefriksjon etter t = 9 måneder

Tillegg E

Resultater Bæreevne

I det følgende presenteres resultater fra beregninger av bæreevne. Utregninger er gjort med bakgrunn i Peleveiledningen 2019 og eksperimentelle tidsfaktor foreslott av [Lehane et al. \(2017\)](#).

Resultat	Hvor
Regneark	Neste side
Bæreevne, tidseffekt fra Peleveiledningen 2019	Figur E.1
Bæreevne, tidseffekt fra Anušić	Figur E.2
Sammenstilling tidseffekt	Figur E.3

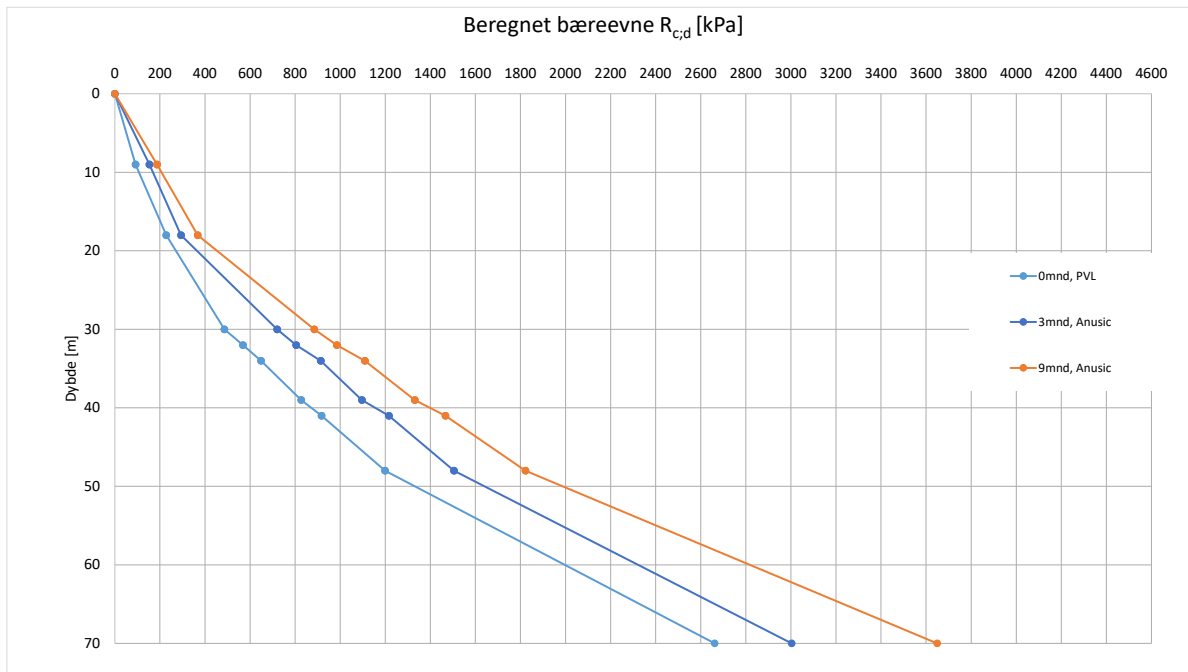
		0mnd, PVL				
Dybde		R_s;cal	R_c;k	W_p	R_c;d	R_c;d.akum
0		0.0	0.0	0	0.0	0
9		170.5	117.6	11.027	92.1	92.1
9		0.0	0.0	0	0.0	92.1
18		239.0	164.9	22.054	135.8	227.9
18		0.0	0.0	0	0.0	227.9
30		465.9	321.3	36.7566	258.4	486.2
30		0.0	0.0	0	0.0	486.2
32		90.8	62.6	39.2071	82.4	568.6
32		0.0	0.0	0	0.0	568.6
34		80.9	55.8	41.6575	80.1	648.8
34		0.0	0.0	0	0.0	648.8
39		274.3	189.2	47.7836	178.3	827.0
39		0.0	0.0	0	0.0	827.0
41		83.7	57.7	50.2341	90.1	917.1
41		0.0	0.0	0	0.0	917.1
48		469.2	323.6	58.8106	282.0	1199.1
48		0.0	0.0	0	0.0	1199.1
70		2895.5	1996.9	85.7655	1462.9	2662.0
		4769.9	3289.6		2662.0	

		3mnd, PVL				
Dybde	Rel. Økn.	R_s;cal	R_c;k	W_p	R_c;d	R_c;d.akum
0	1.390	0.0	0.0	0	0.0	0
9	1.390	237.0	163.4	11.027	123.7	123.7
9	1.039	0.0	0.0	0	0.0	123.7
18	1.039	248.3	171.2	22.054	140.1	263.9
18	1.650	0.0	0.0	0	0.0	263.9
30	1.650	768.8	530.2	36.7566	402.4	666.3
30	1.039	0.0	0.0	0	0.0	666.3
32	1.039	94.3	65.0	39.2071	84.1	750.3
32	1.650	0.0	0.0	0	0.0	750.3
34	1.650	133.5	92.1	41.6575	105.2	855.5
34	1.032	0.0	0.0	0	0.0	855.5
39	1.032	283.0	195.2	47.7836	182.4	1037.9
39	1.650	0.0	0.0	0	0.0	1037.9
41	1.650	138.2	95.3	50.2341	115.9	1153.8
41	1.032	0.0	0.0	0	0.0	1153.8
48	1.032	484.1	333.9	58.8106	289.1	1442.9
48	1.026	0.0	0.0	0	0.0	1442.9
70	1.026	2969.5	2048.0	85.7655	1498.2	2941.0
		5356.6	3694.2		2941.0	

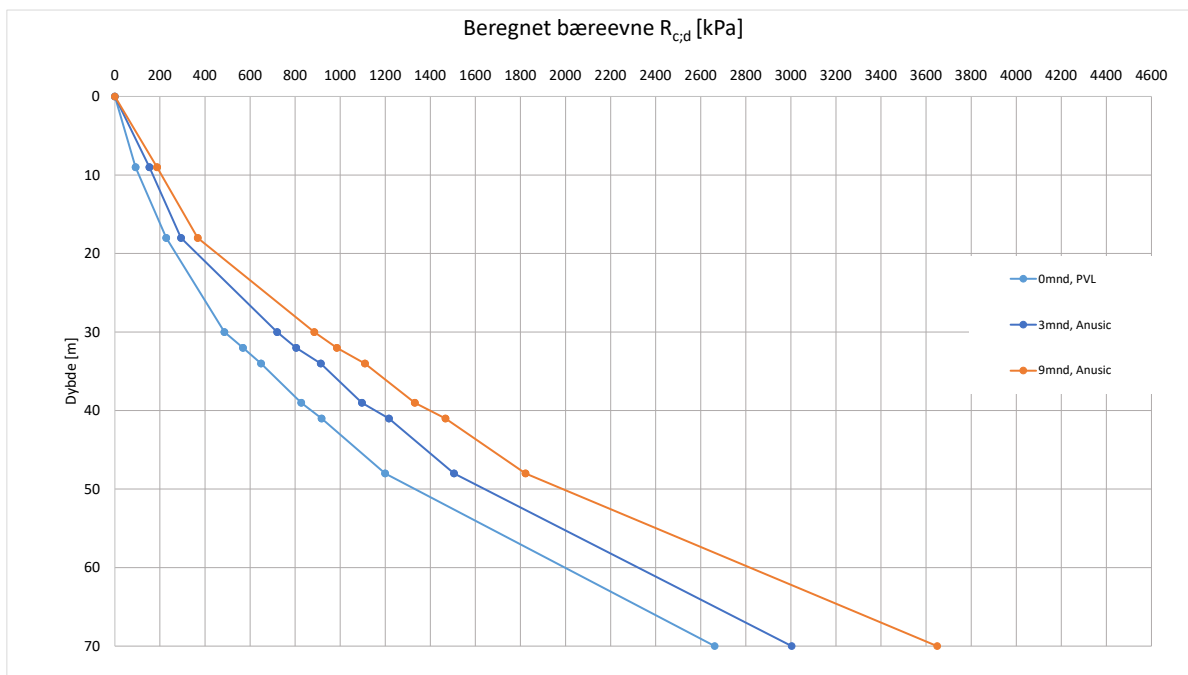
		3mnd, Anusic				
Dybde	Rel. Økn.	R_s;cal	R_c;k	W_p	R_c;d	R_c;d.akum
0	1.759	0.0	0.0	0	0.0	0
9	1.759	299.9	206.8	11.027	153.7	153.7
9	1.039	0.0	0.0	0	0.0	153.7
18	1.039	248.3	171.2	22.054	140.1	293.8
18	1.759	0.0	0.0	0	0.0	293.8
30	1.759	819.5	565.2	36.7566	426.5	720.3
30	1.039	0.0	0.0	0	0.0	720.3
32	1.039	94.3	65.0	39.2071	84.1	804.4
32	1.759	0.0	0.0	0	0.0	804.4
34	1.759	142.3	98.1	41.6575	109.3	913.7
34	1.032	0.0	0.0	0	0.0	913.7
39	1.032	283.0	195.2	47.7836	182.4	1096.1
39	1.759	0.0	0.0	0	0.0	1096.1
41	1.759	147.3	101.6	50.2341	120.3	1216.4
41	1.032	0.0	0.0	0	0.0	1216.4
48	1.032	484.1	333.9	58.8106	289.1	1505.5
48	1.026	0.0	0.0	0	0.0	1505.5
70	1.026	2969.5	2048.0	85.7655	1498.2	3003.6
		5488.2	3784.9		3003.6	

		9mnd, PVL				
Dybde	Rel. Økn.	R_s;cal	R_c;k	W_p	R_c;d	R_c;d.akum
0	2.100	0.0	0.0	0	0.0	0
9	2.100	358.0	246.9	11.027	181.3	181.3
9	1.398	0.0	0.0	0	0.0	181.3
18	1.398	334.2	230.5	22.054	181.0	362.3
18	2.100	0.0	0.0	0	0.0	362.3
30	2.100	978.4	674.8	36.7566	502.1	864.4
30	1.398	0.0	0.0	0	0.0	864.4
32	1.398	127.0	87.6	39.2071	99.6	964.0
32	2.100	0.0	0.0	0	0.0	964.0
34	2.100	169.9	117.2	41.6575	122.5	1086.5
34	1.327	0.0	0.0	0	0.0	1086.5
39	1.327	364.1	251.1	47.7836	221.0	1307.4
39	2.100	0.0	0.0	0	0.0	1307.4
41	2.100	175.8	121.3	50.2341	133.9	1441.3
41	1.327	0.0	0.0	0	0.0	1441.3
48	1.327	622.8	429.5	58.8106	355.0	1796.3
48	1.264	0.0	0.0	0	0.0	1796.3
70	1.264	3660.3	2524.4	85.7655	1826.7	3623.0
		6790.6	4683.1		3623.0	

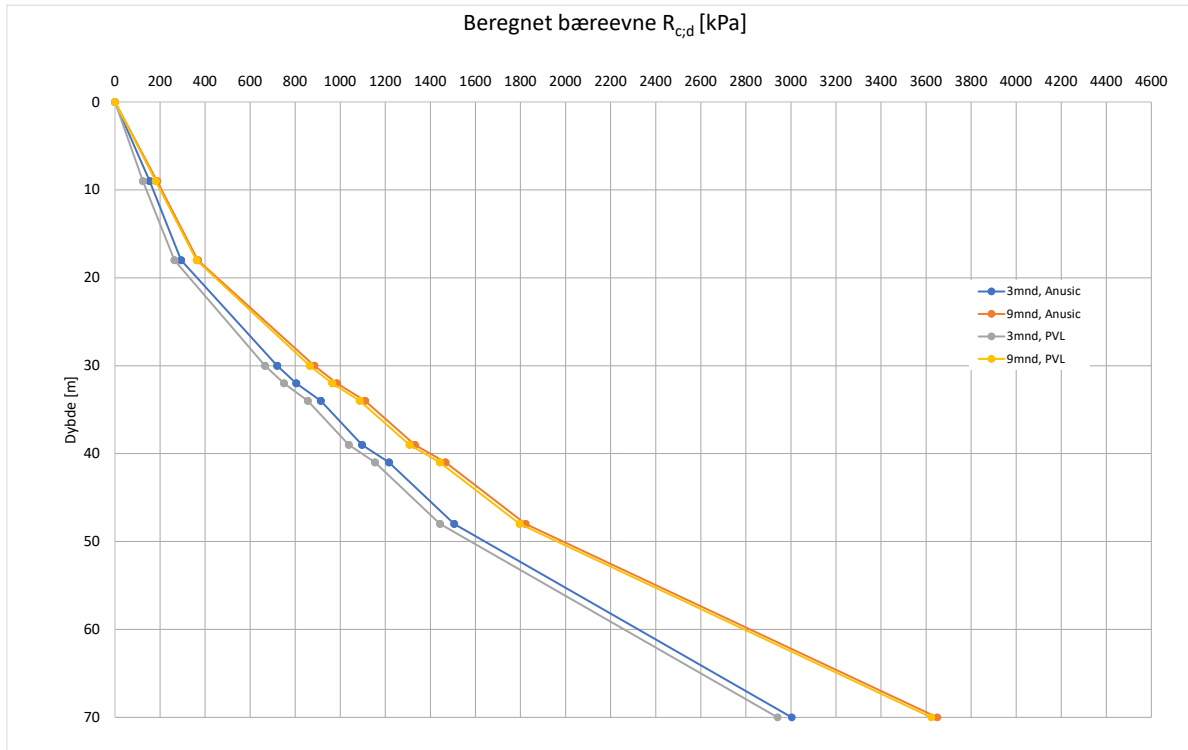
		9mnd, Anusic				
Dybde	Rel. Økn.	R_s;cal	R_c;k	W_p	R_c;d	R_c;d.akum
0	2.169	0.0	0.0	0	0.0	0
9	2.169	369.8	255.0	11.027	186.9	186.9
9	1.398	0.0	0.0	0	0.0	186.9
18	1.398	334.2	230.5	22.054	181.0	367.9
18	2.169	0.0	0.0	0	0.0	367.9
30	2.169	1010.5	696.9	36.7566	517.4	885.2
30	1.398	0.0	0.0	0	0.0	885.2
32	1.398	127.0	87.6	39.2071	99.6	984.8
32	2.169	0.0	0.0	0	0.0	984.8
34	2.169	175.5	121.0	41.6575	125.1	1109.9
34	1.327	0.0	0.0	0	0.0	1109.9
39	1.327	364.1	251.1	47.7836	221.0	1330.9
39	2.169	0.0	0.0	0	0.0	1330.9
41	2.169	181.6	125.2	50.2341	136.6	1467.5
41	1.327	0.0	0.0	0	0.0	1467.5
48	1.327	622.8	429.5	58.8106	355.0	1822.5
48	1.264	0.0	0.0	0	0.0	1822.5
70	1.264	3660.3	2524.4	85.7655	1826.7	3649.2
		6845.6	4721.1		3649.2	



Figur E.1: Bæreevne med tidseffekter fra Peleveiledningen 2019



Figur E.2: Bæreevne med tidseffekter fra Anušić.



Figur E.3: Sammenstilling av tidseffekter fra Peleveiledningen 2019 og Anušić.

