

Fv. 890 Riitakuru - Ruoksadasnjárga/ Rødbergnes

Geotekniske vurderinger i detaljregulering – Bru og interimsveg ved Hárrejohka/Harrelv

Geoteknisk rapport – Reguleringsplan



Finnmark fylkeskommune
Finnmárkku fylkkagiella
Finmarkun fylkinkomuuni

ERA Geo



Rapport

R-GEOT-02 Geoteknisk rapport – reguleringsplan – Bru og interimsveg over Hárrejohka/Harrelv

Prosjekteier:	Finnmark fylkeskommune
Prosjekteiers referanse:	Bjarne Mjelde bjarne.mjelde@ffk.no Finnmark fylkeskommune Telefon: 481 52 594
FFK projektnr./navn	656102/ Reguleringsplan, fv. 890 Riitakuru - Ruoksadasnjárga/Rødbergnes
Dokumenttype:	Oppdragsrapport
Dokumentnr/ navn	Dok.nr. R-GEOT-02
Versjon/ dato:	01/ 2026-01-21
Utarbeidet av:	Andreas Gjærum andreas@era-geo.no
Kontrollert av:	Sigurd Holo Leikarnes sigurd@era-geo.no
Oppdragsleder:	Nina G. Bache (ViaNova Trondheim) nina.gjesdahl.bache@vianova.no

Historikk

Versjon 0:	21.1.2025	Utkast til Prosjekteier
------------	-----------	-------------------------

Sammendrag

Denne rapporten omhandler geotekniske vurderinger i reguleringsplan for bru over Hárrejohka/Harrelv, med tilløpsfyllinger og tilhørende interimsvei. Øvrige geotekniske vurderinger til reguleringsplan er gitt i R-GEO-01.

Ved ny bru viser grunnundersøkelser at grunnen består av et ca. 3 meter tykt topplag med sand/grus over setningsømfintlig siltig kvikkleire, med mellom 23,1 og 31 meter til berg.

Fare for kvikkleireskred for ny bru er vurdert tilfredsstillende iht. NVE veileder 1/2019. Det er vurdert at eventuelle skredmasser fra skred i overliggende nærliggende terreng, ikke treffer brua, eller er så flytende at det følger elveløpet under brua, uten å påvirke brua.

Ny bru må pelefunderes på grunn av den setningsømfintlig kvikkleira. Det er vurdert at rammede stålørspeler vil være egnet peletype for brua. Brua er planlagt bygd monolittisk uten glidelager, fundamentert på to stålørspeler på hver side av elva. Det anbefales å utføres supplerende boringer i planlagte pelepunkt, for å kartlegge nøyaktig bergoverflate før detaljprosjektering og installasjon.

Inntil ny bru er det planlagt å heve ny veg med opptil 3 meter. For å unngå store skjevsetninger mellom tilløpsfyllingen og ny bru, må ny vegfylling bygges kompensert ved bruk av EPS inn mot brua. EPS-fyllingen kan trappes av med økende avstand fra brua. For å sikre EPS-fyllingen mot oppdrift og gi stivhet til brua, er det planlagt at det skal ligge 1,5 meter med kvalitetsmasser (sprengstein og vegkroppen) inntil bruskjøret og over EPS-fyllingen. Innledende overslagsberegninger antyder at EPS-fyllingen kan trappes av til 0 meter tykkelse 26 meter bak brua begge sider.

For å kunne lage vegfyllingen kompensert, må EPS-fyllingen bygges opp fra rett over grunnvannstand, som er antatt å samsvare med normalvannstand i elva, som er antatt å ligge på kt. +5,5. Normalvannstanden i elva må stadfestes nærmere ved detaljprosjektering.

Under EPS-fyllingen må det traues ut til kt.+5,5, som gjøre at interimsvegen flyttes noe bort fra ny veg. På grunn av dårlig bæreevne er det ikke mulig å lage en direktefundamentert interimsbru, det planlegges derfor å lage fylling med kulvertrør der interimsvegen skal krysse Hárrejohka/Harrelv.

I henhold til N200 pkt. 1.2.3-1 skal det for prosjekter i PKK3 gjennomføres utvidet kontroll fra og med oppstart reguleringsplan til og med byggefase. Dette innebærer at det må utføres utvidet kontroll iht PKK3 for de aspektene som gjelder ny bru, som omfatter kapittel 6.1 og 6.2.

Det må også gjøres uavhengig kvalitetssikring iht. NVE av områdestabilitetsvurderingene for ny bru i forbindelse med detaljreguleringen.

Innhold

1.	Bakgrunn for rapport.....	6
1.1	Bakgrunn og formål med rapport.....	6
1.2	Tiltaket	6
2.	Beskrivelse av tiltaket og tomten	7
3.	Grunnforhold.....	7
3.1	Generelt.....	7
3.2	Geotekniske grunnundersøkelser	8
3.3	Grunnvann	8
3.4	Jordskjelv.....	9
4.	Regelverk	9
4.1	Kontroll	9
5.	Utredning områdestabilitet	9
5.1	Løsneområde og utløpsområder	10
5.1.1	Kritisk skråning 1	10
5.1.2	Kritisk skråning 2	11
5.1.3	Kritisk skråning 3	11
5.1.4	Kritisk skråning 4	12
5.1.5	Oppsummering	12
6.	Geotekniske vurderinger	13
6.1	Materialparametere	13
6.1.1	Tolkning ødometerforsøk.....	13
6.1.2	Tolkning Treaksialforsøk.....	14
6.1.3	Tolkning CPTU	14
6.1.4	Materialparameter for stabilitetsanalyse	14
6.2	Ny bru	15
6.2.1	Peletype	15
6.2.2	Stabilitet	15
6.2.3	Input til RIB	16
6.3	Tilløpsfylling.....	19
6.3.1	EPS-fylling	19
6.3.2	Sikkerhet mot oppdrift.....	20
6.4	Interimsveg	22
7.	Referanser	25



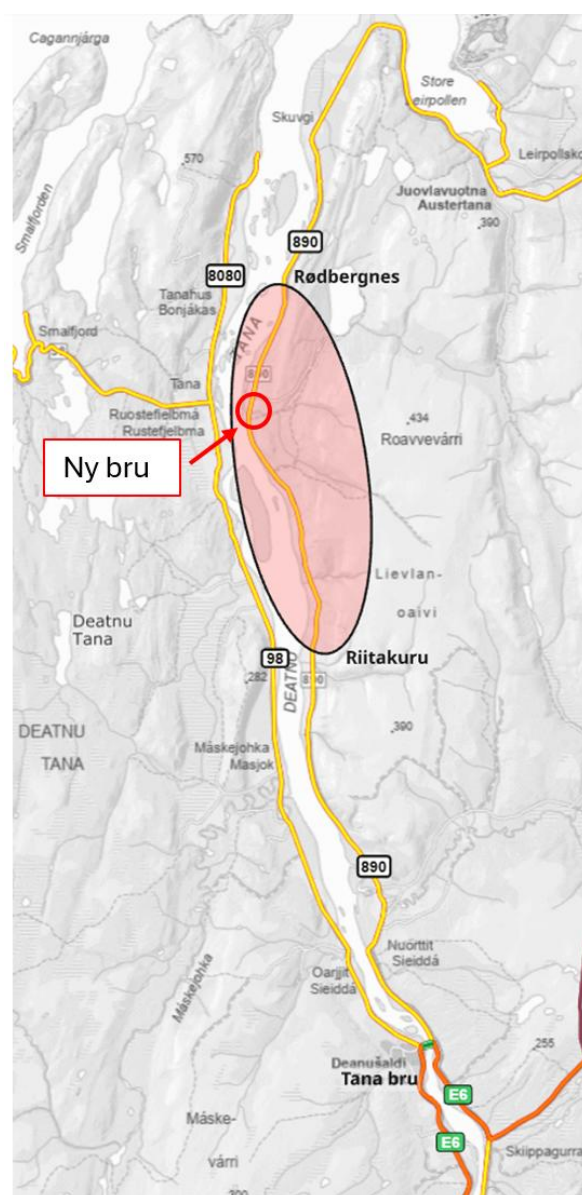
8.	Vedlegg	27
----	---------------	----

1. Bakgrunn for rapport

1.1 Bakgrunn og formål med rapport

Formålet med denne reguleringsplanen er å tilrettelegge for utbedring og breddeutvidelse av fv. 890 mellom Riitakuru og Ruoksadasnjárga /Rødbergnes i Tana kommune.

Denne rapporten omhandler geotekniske vurderinger i reguleringsplan for bru over Hárrejohka/Harrelv, med tilløpsfyllinger og tilhørende interimsvei. Øvrige geotekniske vurderinger til reguleringsplan er gitt i R-GEO-01 [1].



1.2 Tiltaket

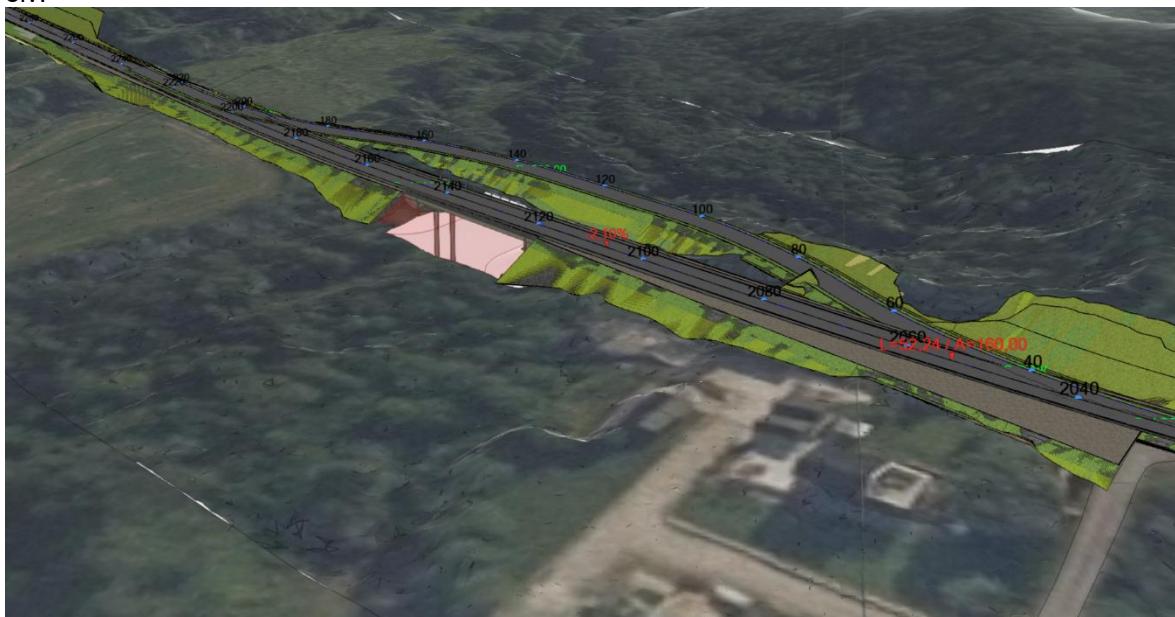
Gjeldende tiltak med bru over Hárrejohka/Harrelv samt tilhørende tilløpsfylling og interimsveg er markert på figur 1.

Figur 1: Planområdet plassering er vist med rød sirkel. Ny bru er fremhevet med rød sirkel.

2. Beskrivelse av tiltaket og tomten

Ny bru er planlagt plassert samme sted som eksisterende bru. Det må derfor etableres en interimsveg før eksisterende bru kan rives. Den nye brua er planlagt med ett bruspen. Veglinjen inn mot ny bru må heves for å ivareta nødvendig sikkerhet mot flom for den nye brua og redusere skjæringshøyden i skråningen sør for brua. Eksisterende bru som skal rives har to spenn.

Ny interimsveg blir opptil 3 meter høy og er planlagt som fylling med kulvertrør over eksisterende elv.



Figur 2 Utklipp fra innsynmodell som viser ny bru og tilhørende interimsveg

3. Grunnforhold

3.1 Generelt

Det siteres fra datarapport 1350040647 G-RAP-003 [2].

«Det er generelt registrert varierende bormotstand de øvre 2–5 meterne over mer siltige leirmasser videre i dybden. I flere borepunkt er det registrert lite til ingen økning i boremotstand, med en overgang til fastere og mer lagdelte masser mellom ca. 12–22 meter under terreng. Mektigheten av leirelaget varierer mellom ca. 8–20 meter og er forholdsvis lik i alle sonderinger.

Opptatte prøver fra leirholdige lag viser at massene generelt består av delvis siltig leire med siltlag og enkelte gruskorn. I borpunkt 211 er det også registrert sandkorn, og enkelte plante- og skjellrester i de øverste prøvene.

I borpunkt 45 er det registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale med innslag av silt mellom ca. 4 til 12 meters dybde. På grunn av andelen silt i massene er det usikkerhet rundt enkelte registrerte omrørte skjærstyrker (representert med parentes rundt verdiene i tegning 313 og 316), slik at andelen sprøbruddmateriale kan være større. Basert på sonderingene forventes også forekomst av kvikkleire/sprøbruddmateriale i borpunkt 46–48 og 210.

Det er også registrert et lag med (mulig) sprøbruddegenskaper ved ca. 12–13 meters dybde i borhull 211 og 213. Øvrige opptatte siltige leirprøver fra punkt 211 og 213 viser generelt middels fast til fast leire med lav til middels sensitivitet.»

3.2 Geotekniske grunnundersøkelser

Det er utført geotekniske grunnundersøkelser i flere omganger rundt ny bru

År	Utførende	Tiltaksområde / navn på prosjekt
2020-2021	Rambøll Prosjektnr. 1350040647 G-RAP-003 [2]	Fv. 890 Breddeutvidelse og forsterkning Harrelv
2025	Multiconsult Norge AS 10268828-01-RIG-RAP-001 [3]	Ifm. detaljregulering Fv. 890 Riitakuru – Rødbergnes.

Grunnundersøkelsene utført i 2025 av Multiconsult Norge AS var på bestilling fra nåværende prosjektgruppe med ERA Geo og ViaNova som rådgiver for Finnmark fylkeskommune. Borprogram ble satt opp for å supplere med tidligere boringer.

3.3 Grunnvann

Det er ikke utført grunnvanns- eller poretrykksmålinger med piezometer eller grunnvannsstandsør.

Med et granulært topplag av sand/grus inn mot Hárrejohka/Harrelv, forventes det at grunnvannet korresponderer med vannstanden i elva.

Det foreligger ingen hydrologisk data, på normalvannstanden i elva. Markert punkt på bildet i Figur 3 er brukt som referansehøyde for vannstanden i elva. Dette punktet er synlig på Google Maps på tre ulike tidspunkt, Juli 2025, Juli 2019 og August 2010. Dette punktet var også synlig på befaring 16 juni 2025, en periode med noe forhøyet vannføring fra snøsmelting fra høyereliggende terreng, og vurderes derfor som en konservativ og representativ normalvannføring.



Figur 3 Vegetert "øy" nedstrøms eksisterende bru. Bildet til venstre fra befaring 16.06.2025, bilde til høyre juli 2025 fra Google Maps

Fra Høydedata måles dette punktet å ha høyde ca. +5,5. Høyden på dette punktet må måles inn til detaljprosjektering, da denne høyden anses å være veldig viktig for hvor langt ned man kan plassere underkant av EPS-fylling som er nødvendig bak de nye landkarene.

3.4 Jordskjelv

Med kvikkleire i grunnen vurderes grunntypen til S2.

For eventuelle jordskjelvberegninger av ny bru kan det ta utgangspunkt i Tabell NA.3.3 fra Eurokode 8-1 [4], med mellom 20-35 meter dybde til berg.

Tabell NA.3.3 — Verdier for parametre som beskriver elastiske responsspektrene for grunntype S₁ og S₂

Dybde til berg	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
6 - 20 m	2,0	0,10	0,40	1,4
20 - 35 m	1,9	0,15	0,50	1,5
35 - 60 m	1,8	0,20	0,60	1,6

Figur 4 Utklipp fra Eurokode 8-1.

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon i Tana kommune er $a_{gR} = 0,2 \text{ m/s}^2$ [4].

4. Regelverk

Det henvises til rapport R-GEOT-001 [1] for regelverk og myndighetskrav.

4.1 Kontroll

Ny bru er klassifisert til PKK3, øvrige deler av prosjektet er vurdert til PKK2, dette inkluderer også interimsveg og kulverter.

I henhold til N200 pkt. 1.2.3-1 skal det for prosjekter i PKK3 gjennomføres utvidet kontroll fra og med oppstart reguleringsplan til og med byggefase. Dette innebærer at det må utføres utvidet kontroll iht PKK3 for de aspektene som gjelder ny bru, som omfatter kapittel 6.1 og 6.2. Det vurderes hensiktsmessig at detaljnivået på en PKK3-kontroll i denne omgang legges på et nivå som er rasjonelt for innværende reguleringsfase, og fokuserer på gjennomførbarheten og tekniske løsninger for planlagt bru. Det er gjennomført tverrfaglig prosjektering med brukonstruktør, men det bemerkes at brukonstruktør ikke har prosjektert bruen ferdig.

Det må også gjøres uavhengig kvalitetssikring iht. NVE av områdestabilitetsvurderingene for ny bru i forbindelse med detaljreguleringen.

5. Utredning områdestabilitet

Som omtalt i R-GEOT-001 [1] er det vurdert at ny bru iht. NVE 1/2019 klassifiseres som tiltakskategori K3, mens ny veg og interimsvegne er klassifiseres som tiltakskategori K2.

Dette kapitlet omhandler områdestabiliteten for ny bru. Områdestabiliteten til ny veg og interimsvegen er omtalt i kapittel 6.

Følgende identifiseres som kritiske skråninger for områdestabiliteten til brua, se Figur 5.



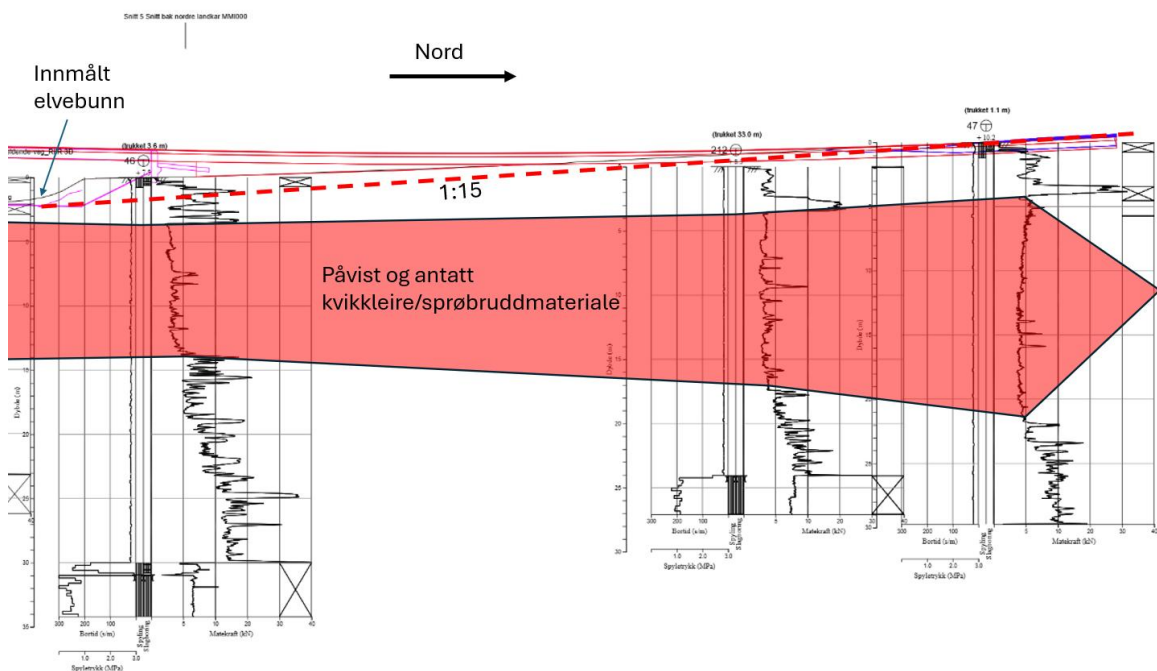
Figur 5 Identifikasjon av kritiske skråninger med oversiktskart som viser NVE sitt aktsomhetsområde for områdeskred med blått, og terrengets bratthet.

5.1 Løsneområde og utløpsområder

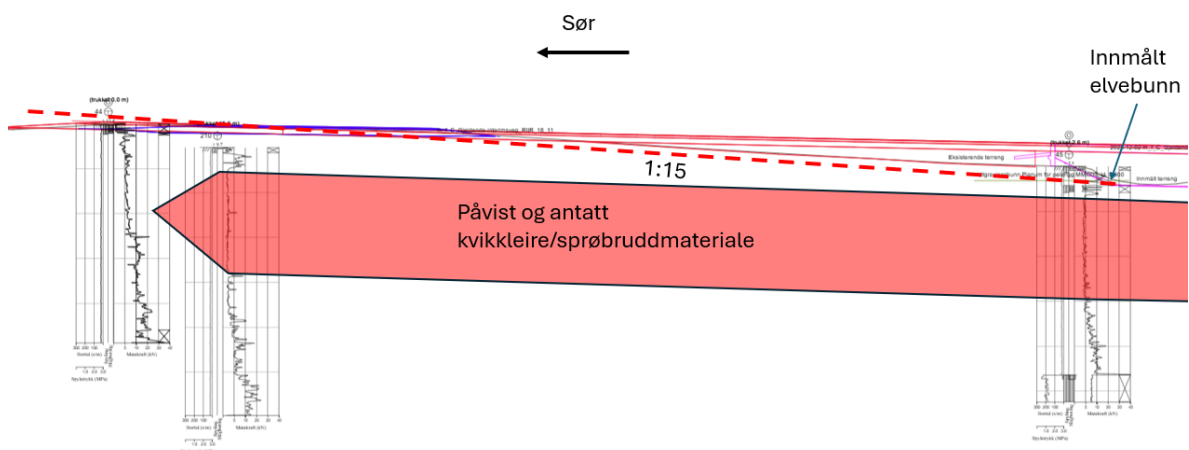
Basert på identifiserte kritiske skråninger i Figur 5 er det gjort videre avgrensning av løsneområde- og utløpsområder på tegning V121. De ulike identifiserte kritiske skråningene med tilhørende løsne- og utløpsområder omtales i det følgende.

5.1.1 Kritisk skråning 1

Kritisk skråning 1 omfatter området rundt vegen på nord og sørsiden av Hárrejohka/Harrelv, med hellende terreng ned mot elva fra begge sider. Med leire og sprøbruddmateriale 1 meter under elvebunnen vil 1:15 linje fra elvebunn mot både nord og sør utelukkende gå gjennom topplaget av sand/grus, se Figur 6 og Figur 7. Det vurderes derfor at det her ikke er en fare for områdeskred i og at stabiliteten ivaretas ved beregning av lokalstabiliteten .



Figur 6 Snitt 1 mot nord med 1:15 linje fra elvebunn



Figur 7 Snitt 1 mot vest med 1:15 linje fra elvebunn

5.1.2 Kritisk skråning 2

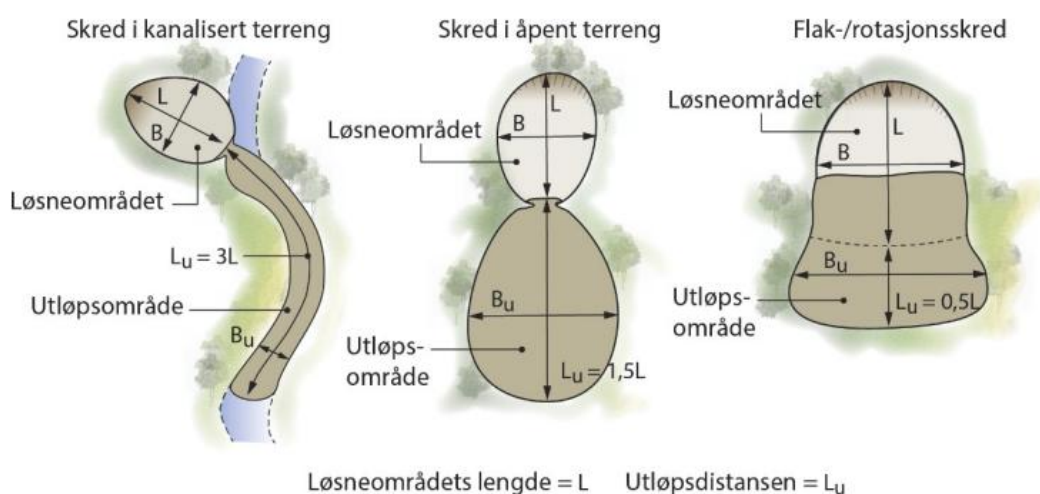
Det er i boring pkt. 211 kun funnet sprøbruddmateriale et sjikt med omrørt skjærfasthet fra konus lik 1,6kPa utført etter NS8015. Med omrørt skjærfasthet større enn 1kPa kan det iht. Figur 4.3 i NVE veileder 2019 [5] utelukkes retrogressivt skred og rotasjonsskred som aktuell løsnemekanisme. Høydeforskjellen av skråningen er maksimalt $H=20$ meter. Løsneområde for rotasjonsskred kan regnes som $L_0 = 5 \cdot H = 5 \cdot 20\text{m} = 100\text{m}$ [5]. Utløpsområde blir $L_u = 0,5 \cdot L_0 = 50$ meter.

5.1.3 Kritisk skråning 3

Det er ved opptatte prøver påvist ikke-sprøbruddmateriale i pkt. 213. Det er vanskelig å vurdere hvor langt mot øst, pkt. 213 kan brukes for å «friskmelde» skråningen. Den vestlige grensen til løsneområde 3 er satt der skråningshelningen øker, noe som kan indikere andre grunnforhold. Høydeforskjell er 13 meter. Det er ingen grunnundersøkelser her, det antas derfor konservativt at

løsneområde for retrogressivtskred som blir $L_0 = 15 \cdot H = 15 \cdot 13 = 195\text{m}$. Tilhørende utløpsområde for retrogressivt skred med kanalisert utløp blir $195\text{m} \cdot 3 = 585\text{meter}$. I en slik konservativ tilnærming vil det bety at rasmassene har potensiale til å berøre brua.

I henhold til Figur 4.10 i NVE rapport 1/2019 [5] kan man for skred i kanalisert terreng anta at skremassene følger elveløpet, se Figur 8. Avstanden fra løsneområde til brua er ca. 300 meter. Eventuelle skredmassene som har kommet så langt i et såpass slakt terreng må oppføre seg veldig viskøst. Med ett spennsbru, uten pilarer midt i elveløpet, antas det derfor at eventuelle skredmasser kan passere under brua, uten å påvirke brukonstruksjonen. Utløpsområde tegnes derfor til å gå også nedestrøms under brua.



Figur 4.10. Sammenheng mellom løsneområdets lengde, L, og utløpsdistansen, L_u (34)

Figur 8 Utklipp fra Figur 4.10 fra NVE rapport 1/2019.

5.1.4 Kritisk skråning 4

Denne skråningen er på mange måter likt som kritisk skråning nr. 3 fra Figur 5. Høydeforskjellen i områdestabilitetssnitt 4 er $H = 26,4$ meter. Det er ingen grunnundersøkelser her, antar konservativt at løsneområde for retrogressivtskred da blir $L_0 = 15 \cdot H = 15 \cdot 26,4 = 390\text{m}$. Tilhørende utløpsområde for retrogressivt skred med kanalisert utløp blir $390\text{m} \cdot 3 = 1170\text{meter}$. Som for løsneområde 3, er avstanden fra løsneområde til brua stor, så dersom skredmassene skal bevege seg så langt må de være veldig viskøse. Det antas derfor at eventuelle skredmasser kan passerer under brua uten å påvirke brukonstruksjonen.

5.1.5 Oppsummering

Ved kritisk skråning 1, er det vurdert at kvikkleiren ligger så dypt at dette ikke er fare for områdeskred i kvikkleire og at stabiliteten ivaretas ved kontroll av lokalstabiliteten ned mot elva. Det vurderes at eventuelle rasmasser fra løsneområdet 2,3 og 4 vil ikke berøre planlagt bru. Bru ligger altså hverken i løsneområde eller i utløpsområde for områdeskred.

Det bemerkes at opptegnet løsne- og utløpsområde 3 og 4 vurderes å være veldig konservativt store, og at eventuelle boringer trolig kunne redusert eller til og med fjernet disse løsneområdene helt. Med konklusjon at eventuelle skredmaser herfra, vil kunne passere under brua, uten å berøre brukonstruksjonene, vurderes det imidlertid ikke hensiktsmessig å ta prøver fra disse teoretiske løsneområdene.

Utredning av sikkerhet mot kvikkleireskred iht. NVE 1/19 er utført av foretak med tilstrekkelig

kompetanse. Utredningen er utført av Andreas Gjærum, som har mer enn 5 års erfaring som geotekniker og har flere referanseprosjekter å vise til. Kompetansekravet for å kunne gjennomføre utredningen er derfor ivaretatt iht. Kap. 3.1 i NVE 1/19.

6. Geotekniske vurderinger

Geotekniske vurderinger for ny bru med tilhørende tilløpsfylling og interimsveg er presentert i dette kapittelet.

For ny bru er det gjort vurderinger av:

- Fundamenteringsprinsipp
 - Vurderinger rundt valg av peletype
 - Beregning av fjærstivheter til RIB for peler og tilløpsfylling
- Anleggsgjennomføring
 - Stabilitet av byggegrunn under ramming
- Endelig situasjon
 - Globalstabilitet under landkar mot elv

For tilløpsfyllingen er det gjort vurdering av:

- Setninger i grensesnittet mot pelefundamentert bru
- Sikkerhet mot oppdrift av lette masser

For interimsvegen er det gjort vurdering av:

- Sikkerhet av fyllinger og skjæringer
- Stabilitet av interimsveg mot byggepropa i byggefase

6.1 Materialparametere

6.1.1 Tolkning ødometerforsøk

Se tolkede ødometere blant vedleggene.

t	Borpunkt	Dybde prøve	pc', tolket	OCR	M OC (MPa)	m NC	Kommentar	K
	45	3,55	-	-	-	19,0	Forstyrret ikke mulig å tolke pc'	
	45	7,7	100	1,10	3,00	17,0		
	211	3,45	-	-	-	17,4	Forstyrret ikke mulig å tolke pc'	
	213	3,45	-	-	-	15,0	Forstyrret ikke mulig å tolke pc'	
	213	4,45	-	-	-	15,0	Forstyrret ikke mulig å tolke pc'	

Ødometere fra pkt. 213 har en uvanlig kurve, som antas å skyldes prøveforstyrrelse. M-modul kurva kan antyde noe OCR, men det er fra et kvartæogeologisk perspektiv vanskelig å se for seg at det skulle være mye høyere OCR i pkt. 213 i forhold til pkt. 45 hvor det er en tydelig og god tolkningskurve. CPTUene i pkt. 211 og 213 antyder også normalkonslidert leire.

6.1.2 Tolkning Treksialforsøk

Kvaliteten på forsøkene er basert på e/e_0 og volumtøyning AKSEPTABLE, men kurvene har slapp bruddoppførsel, typisk for 54mm forsøk med noe forstyrelse.

						Tolknings		Klassifisering av prøvekalitet		
Borepunkt	Prøve	Terrenghøyde borepunkt	Dybde [m]	Kotehøyde	Tolket aktiv skjærfasthet [kPa]	Frikjonsvinkel [°]	Attraksjon [kPa]	$\Delta V/V$	$\Delta e/e_0$	Kommentar
	213 54mm	16,4	12,35	4,05	48	25	26	Akseptabel	Akseptabel	Slapp oppførsel
	213 54mm	16,4	12,65	3,75	52	22	42	Akseptabel	Akseptabel	Slapp oppførsel. Kjørt med noe høy midlere spenning
	211 54mm	16,2	8,4	7,8	33	18	33	Akseptabel	Akseptabel	Slapp oppførsel.
	211 54mm	16,2	8,5	7,7	41	23	31	Akseptabel	Akseptabel	Slapp oppførsel.

Treksialforsøkene viser relativt lav friksjonsvinkel og høy attraksjon.

For området rundt brua forventes det grunne skjærsirkler hvor det er konservativt med lav attraksjon, hvordan det er ved planlagt skjæring for interimsvegen er foreløpig ukjent.

Foreløpig går vi videre med friksjonsvinkel 25 og attraksjon 26kPa, da dette ligger tette opp til V220 sin erfaringsverdier og har lavest attraksjon.

6.1.3 Tolkning CPTU

Tolkede CPTUer virker å korrespondere til SHANSEP-verdiene 0,32 OCR^{0,9}.

Pkt. 45

Ødometerforsøket viser ca. 1,1 OCR. Ved tolkning av CPTU legges det inne OCR = 1,2 pga. kryp.

Vannstand et satt 2 meter under terrenn likt som elva.

Tolkningen viser treksforsøk fra 211 og 213. Designlinjen er lagt mot øverste tolkningslinje, da dette sammenfaller best med enaks og konus. Skjærfasthet tolket treksialforsøk fra 211 og 213 er plottet i samme dybde som de tatt opp fra, da ødometerforsøket i pkt. 45 viser at leiren her er normalkonsolidert.

Tolkningslinjen for udrenert styrke følger i stor grad SHANSEP verdier med OCR=1,2.

6.1.4 Materialparameter for stabilitetsanalyse

Tabell 1 angir materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene.

Tabell 1 Materialparametere for stabilitetsanalyse

Materiale	Tyngdetetthet (kN/m ³)	Friksjons- vinkel (°)	Attraksjo n (kPa)	Kohesjo n (kPa)	Udrenert skjærstyrk e (kPa)	Anisotropi faktorer		
						A	D	P
Vegfylling (komprimert) *	19	42	10	9	-	-		
Sand/Grus *	18	35	0	0	-	-		
Tørreskorpe- leire*	19,5	30	0	0	-	-		
Leire**/**	19,5	25	10****	4,7	CPTU/ SHANSEP	1	0,6 3	0,3 5

*Erfaringsverdier fra V220.

**Verdi utregnet fra laboratorieanalyse, basert på empirisk formel

***Tolket fra laboratorieanalyse/grunnundersøkelse

****Se avsnitt under

Leiren attraksjon tolkes fra treaksialforsøk å være ganske høy > 26kPa. For å unngå å overestimere leirens drenerte skjærfasthet ved lave spenninger er det valgt å bruke en lavere attraksjon i stabilitetsberegningene. Det bemerkes at det er den udrenerte skjærfastheten som stedvis er noe anstrengt, så det å bruke en redusert attraksjon har ikke medført behov for tiltak eller justeringer av veglinjen.

6.2 Ny bru

Med kun et tynt sjikt med sand/grus over normalkonsolidert middels fast leire, er det vurdert nødvendig å pelefundamentere brua med peler til berg. Dybden til berg er påvist å være 23,1 og 31 meter i henholdsvis i pkt. 45 og pkt. 46.

Det ble i tidligfase gjort beregninger for å se om ny bru kan direktefundamentere, men bæreevne var for liten og setningene ble for store til å direktefundamentere den nye brua. Ny bru anbefales derfor fundamentert på peler til berg.

Inn mot brua er veglinjen hevet med nesten 3 meter for å sikre frihøyde under brua ved flom. For å hindre store differansesetninger mellom tilløpsfyllingen og den pelefundamenterte brua, må tilløpsfyllingen opparbeides kompensert ved bruk av EPS.

6.2.1 Peletype

Med sand/grus over leire og siltig leire, over berg, vurderes rammede stålrørspeler til berg som egnet fundamentering, for øvrige vurderinger om peletype vises det rapport fra RIB.

I pkt. 45 er det enten et 1 meter tykt lag med morene over berg, eller så er det en sleppe 1 meter under bergoverflaten. Mellom pkt. 45 og 46 antydes det at bergoverflaten har helning ca. 1:3, hellende mot sør. Under nedramming i berg kan det bli nødvendig med å borre gjennom pelespissen for å sikre god innfesting i berget, dette må vurderes nærmere i detaljprosjekteringen.

På grunn av det hellende berget og antydningen til sleppe i berget fra pkt. 45, anbefales det å utføre supplerende totalsonderinger i de planlagte pelepunktene. Foreløpig planlegges det 2 peler for hvert landkar.

6.2.2 Stabilitet

Det er utført stabilitetsberegning i GeoSuite Stability for å kontrollere stabiliteten ved ramming av peler bak det nordlige landkaret, hvor dybden ned til leiren er minst, se tegning V321. Beregningen er utført ved å sette på en last på 62kPa på planum for ramming av pelene antatt på kt.+6. Denne beregningen kan også brukes for å argumentere at stabiliteten av tilløpsfyllingen, under landkaret og ut i elva også er tilfredsstillende.

Beregnet sikkerhet på totalspenningsbasis er $F_{cu}=1,72$ og på effektivspenningsbasis er den $F_{cfi}=1,85$. Nedramming som gir massefortregning og poretrykksoppbygning vil kunne påvirke stabiliteten, men med kun 2 peler som skal rammes på hver side av elven, forventes de negative effektene fra pelerammingen å ha begrenset effekt på stabiliteten.

På grunn av presset lokalstabilitet ned mot elva, må det graves ned til kt. +6, før ramming av pelene. Med høy grunnvannstand og grunnforhold av sand, er sannsynlig at det før ramming må traues ut til kt. +5,5 og bygges opp et bærelag av pukk som peleriggen kan stå på. Utført beregning tar konservativt ikke hensyn til bærelag for peleriggen. Bæreevnevurderinger for anleggsmaskiner må gjøres i detaljprosjekteringen

Grunntrykk pelerigg

For pelling er det tatt utgangspunkt i en stor pelerigg PMx28 veier totalt 120 tonn hvor 90 tonn er egenvekt og 30 tonn er nyttelast.

Det er lagt til grunn gjennomsnittlig grunntrykk av peleriggen ved beregning av stabiliteten. Å bare se på stabiliteten av et belte ville være for konservativt. Det oppnås også en del lastfordeling gjennom sandlaget.

Totalt areal fra ytterkant av beltene er $5,7 \times 3,4 = 19,4 \text{ m}^2$. Gjennomsnittlig grunntrykk fra pelerigg er $120 \times 9,81 / 19,4 = 62 \text{ kPa}$.

Grunntrykk tilløpsfylling med trafikklast

For å sammenligne ny fremtidig situasjon med lasten fra ramming av pelene, tas det utgangspunkt i hvor stor last ny tilløpsfylling inkl. trafikklast gir på kt.+5,5.

Terrenget inn mot brua må bygges opp med EPS fra kt. +5,5, for å sikre at heving av vegen kan skje kompensert. Inn mot bruas endeskjørt og over EPS-fyllingen er det planlagt 1,5 meter med kvalitetsmasser, dette for å sikre EPS-fyllingen mot oppdrift og gi økt stivhet til brua.

Lasten fra kvalitetsmassene bak landkaret er $1,5 \times 19 \text{ kPa} = 28,5 \text{ kPa}$.

Last fra trafikklast i stabilitetsberegninger skal iht. N200 [6] være $15 \times 1,3 = 19,5 \text{ kPa}$.

Vekten av EPS-fyllingen neglisjeres for enkelhetsskyld i denne sammenheng.

Dette gir et grunntrykk på kt. +5,5 bak nytt landkar lik $(28,5 + 19,5 =) 48 \text{ kPa}$.

Lasten fra ramming av pelen på kt. +5,5, 0,5 meter under planum på beregning V321, er $62 \text{ kPa} + 0,5 \times 18 \text{ kN/m}^3 = 71 \text{ kPa}$.

Benyttet last i beregningen på tegning V321 er langt større enn lastene i permanent situasjon, det kan derfor konkluderes at globalstabiliteten under ny bru også vil være tilfredsstillende basert på denne beregningen.

6.2.3 Input til RIB

Følgende er gitt som input til RIB slik at de kan vurdere antall og størrelse på pelene.

Pelens reduksjonsfaktor

Pelens fa-faktor vurderes til 0,75. Ned til 5 x pelens diameter kan pelens fa-faktor sette lik 1 iht. Peleveiledningen 2019 [7]. Da pelens skal støpes ut etter ramming, og det er mulig å inspirere og kontrollere pelens retthet vil det gjenstå lite usikkerhet rundt pelens tverrsnittkapasitet. ERA Geo mener derfor at det ved behov kan vurderes å bruke en høyere fa-faktor (under 5*d). I prosjekteringen vurderes det imidlertid fornuftig å bruke fa-faktor 0,75. Dette må vurderes i detaljprosjektet.

Pelestivheter

Det er beregnet pelestivheter slik at RIB kan legge inn representative fjærstivheter langs pelen i sin modell. På grunn av lett masser på den ene siden av pelene og et skrått terreng ned mot elva, vil det være liten sidestøtte over kt. +5,5. Det er gjort beregninger for myk og fast fjær fra kt.+5,5 og nedover.

Ved beregning av stivheten til sandlaget er vekten av massene over kt. +5,5 inkludert ved beregning av stiv fjær. Ved beregning av myk fjær er dette lastbidraget neglisjert.

Fjærstivheter er beregnet basert på kapittel 4.3.2 og 4.3.3 i Peleveiledningen 2019 [7].



For å beregning realistiske jordreaksjonen er korrelasjonsfaktoren satt lik 1, ved beregning av jordreaksjon med tilhørende fjærstivhet og p-y kurver. Det er regnet på antatt mykeste og antatt stiveste jordreaksjon, slik at RIB kan kontrollere begge tilfellene.

Det er også gjort beregning av dimensjonerende jordreaksjon for både leire og sand, og sagt til RIB at løsmassene går til flytning ved denne jordreaksjonen.

For leire er dimensjonerende jordreaksjon beregnet ved å brukes $S_{u,dim}$ ($S_{u,kar}/1,6$) i formel 4-28 [7]. For sand er dimensjonerende jordreaksjon funnet ved å lese av N_r fra figur 4-26 [7] ved $\tan\phi_{dim}$ (med materialfaktor $y_m=1,5$).

Input til beregning av fjærstivheten er oppsummert i **Feil! Fant ikke referanse kilden..** Utførte beregninger er vist på vedlegg 1.

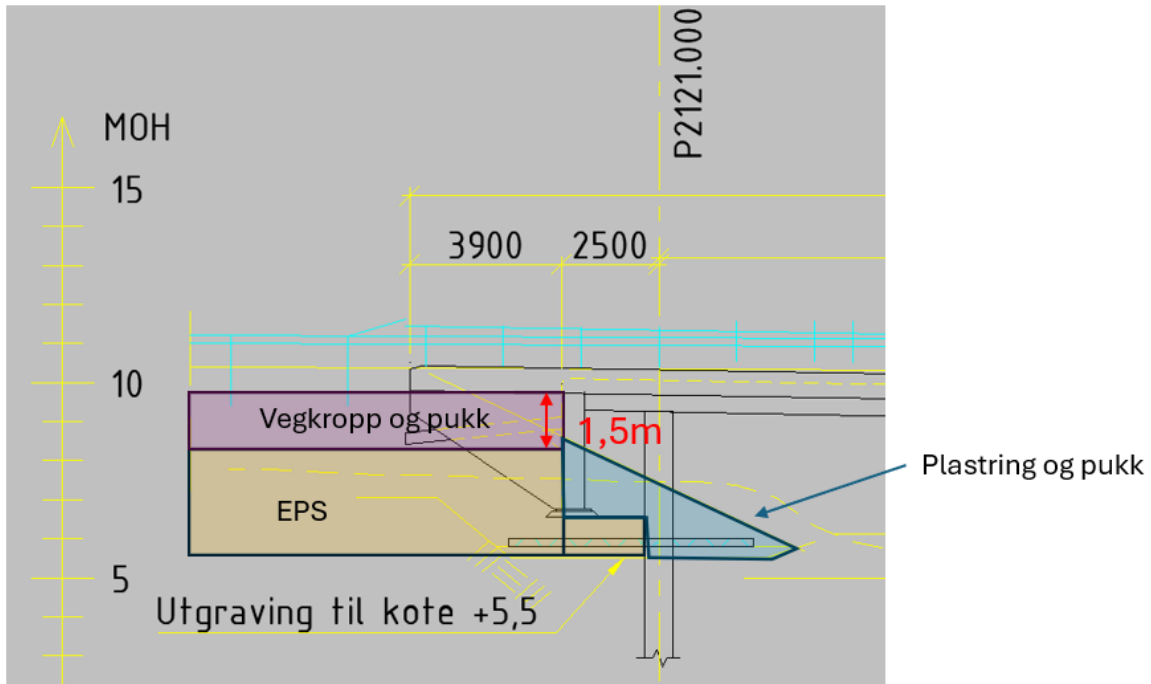
Tabell 2 – Input for beregning av fjærstivheter

INPUT	Stiv fjær	Myk fjær	Enhent	Kommentar
Overkant pel	5,5	5,5	kt. +	
Dagens terreng	7,5	7,5	kt. +	
Korreksjonfaktor direkte ADP	0,63	0,63		
Diameter pel	0,7	0,7	meter	
ξ_{50}	0,002	0,004	tøyning	Ikke mulig å tolke fra treksialforsøk, antatt reelle verider med stor variasjon
δ_{50}	0,0035	0,007	meter	deformasjon ved 50% av karakteristisk jordreaksjon
Partialfaktor leire	1,6	1,6		
Partialfaktor sand	1,5	1,5		
Karakteristisk frinksjonsvinkel sand	35	33	°	
Skjærfasthet leire	-	-		Designkurven tolket fra CPTU i pkt. 45 er lagt til grunn for skjærfasthet
Effektiv tyngetetthet sand	8	8	kN/m ³	
Jordreaksjon sand	15000	4500	kN/m ³	Hentet fra tabell 4-8 i Peleveildningen. Antar henholdsvis løs og middels fast sand under grunnvannstand
Last på terreng	19	0	kPa	For myk fjær, er vekt over kt. +5,5 neglisjert

Dette vurderes å være en mest mulig korrekt tilnærming da RIB i sin modell også modellerer jordreaksjonen fra bruas endeskjørt. En stiv jordreaksjon rundt pelene vil medføre at en større andel av de horisontale lastene må opptas av pelene.

Jordtrykk mot landkar

Foreløpig utforming av landkaret er vist under. Det antas sannsynlig at det må bygges et pelefundament på uk.5,5 men dette er ikke avklart enda.



Figur 9 Prinsipsnitt som viser EPS fylling og vegkroppen bak bruas endeskjørt.

For stivest oppførsel mot landkarene planlegges det 1,5 meter tunge masser over EPS inn mot landkarene. RIB ønsker maks og min stivhet. Jordtrykket regnes manuelt, mobiliseringen regnes iht. EC7.

$r = 1/\gamma_m \rightarrow 0,67$ som gir $K_a = 0,3$ og $K_p = 5,0$.

r- tabell 10.2.1-1 V220

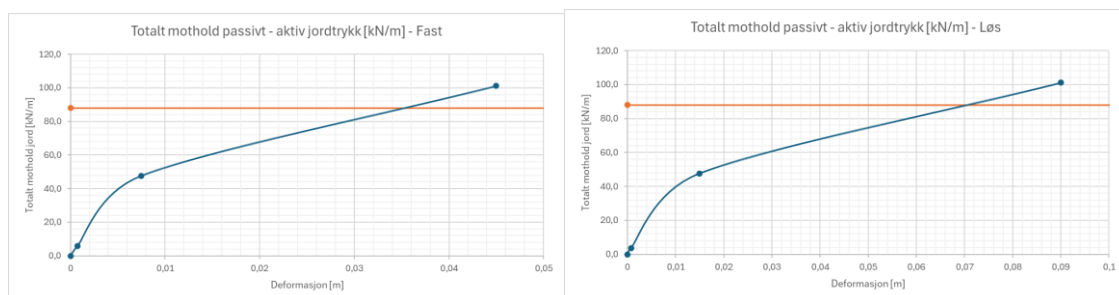
Maks mothold jordtrykk blir følgende:

$$F_{mothold} = 0,5 * 1,5^2 m * \frac{19 \text{ kN}}{m^3} * (5 - 0,3) - 1,5 * 25 * 1,3 * 0,3 = 100,5 - 14,6 = 86 \text{ N/m}$$

Dette hensyntar boogiekvivalent last ($25 \text{ kPa} * 1,3$) på aktiv side.

Basert på tabell C.1 og C2 [8] er det lagd mobiliseringskurver til RIB, med antagelse om ren horisontal bevegelse av bruens endeskjørt. Jordtrykksbidrag fra EPS neglisjeres.

For fast kurve er det antatt at passivt jordtrykk mobiliseres 50% ved $0,5\% * 1,5 \text{ m} = 0,75 \text{ cm}$ og fullt mobilisert ved $3\% * 1,5 = 4,5 \text{ cm}$. For løs kurve er det antatt at passivt jordtrykk mobiliseres 50% ved $1\% * 1,5 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$ og fullt mobilisert ved $6\% * 1,5 = 9 \text{ cm}$.



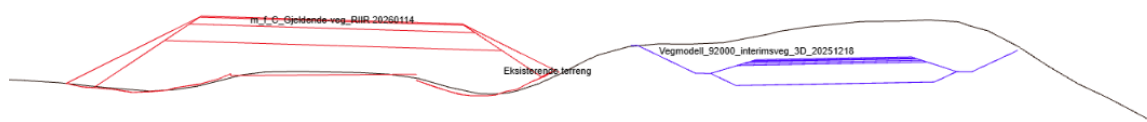
Figur 10 Mobiliseringskurver for jordtrykk mot bruas endeskjørt

6.3 Tilløpsfylling

Mellom profil 2060 og 2350 (område 2) er det planlagt å heve vegen. Dette blant annet for å sikre tilstrekkelig fri høyde under ny bru. Ny veg, mellom profil 2060 og 2350 er derfor tidligere i rapporten omtalt som tilløpsfylling mot ny bru.

Det er i kapittel 5 konkludert at det ikke er fare for områdeskred i det svakt hellende terrenget ned mot elva, så ny veg ligger ikke i et løснеområde. Med ny veg vurdert til tiltakskategori K2 i R-GEOT01 [1], er kun krav om at ny veg ikke skal forverrer stabiliteten, ved forverring må det dokumenteres $F_{cu} \geq 1,61$ og $F_c \phi \geq 1,25$. Med dokumentert tilfredsstillende stabilitet for løsmasseskjæringen i profil 2050 på tegning V307, fra rapport R-GEOT01 [1] kan det derfor konkluderes at ny veg har tilfredsstillende sikkerhet mot kvikklorieskred.

Heving av vegen vil gi setninger da det under topplag av sand er normalkonsolidert leire. Med jevn økning og reduksjon av ny vegfylling forventes det at setningsforskjellen langs veglinja skal være akseptabel, med unntak inn mot ny bru, som omtales i avsnittet under. I vegens tverrsnitt er det også en relativ lik belastning, se eksempel på Figur 11. Det 3 meter tykke lag med sand under eksisterende terreng vil også gi en utjevning av lasten fra ny vegfylling som gjør at det forventes akseptable tverrrsetninger iht. N200 [6] fra ny vegfylling.



Figur 11 Profil 2090 område 2. Ny vegfylling er vist til venstre med rødt.

6.3.1 EPS-fylling

Det er planlagt å heve veglinja med nesten 3 meter bak det sørlige landkaret, hvor planlagt hevingen er på sitt største. Bak nordlige landkar er det planlagt å heve den nye vegen med ca. 2,5 meter. Hvor mye ny veg heves i forhold til eksisterende terreng avtar med økende avstand fra landkarene.

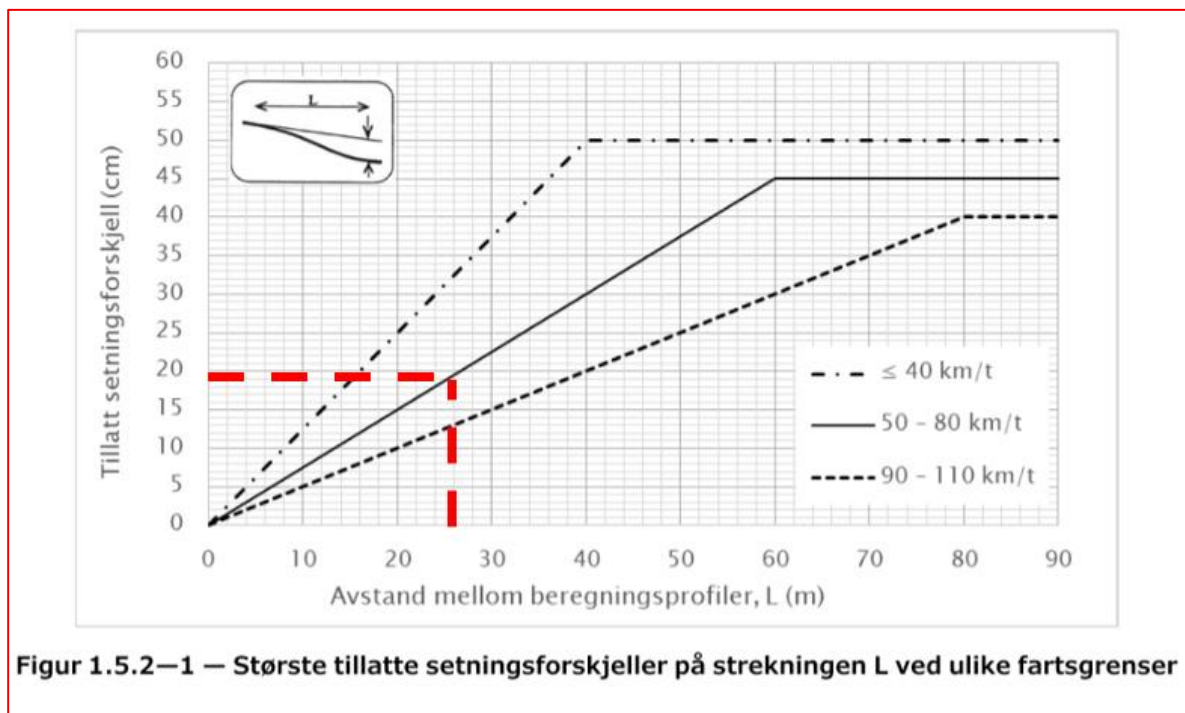
Tykkelsen av EPS-fyllingene bak landkarene kan trappes av i «takt» med hvor store setninger som tolereres langs veglinja. I overslagsberegning av EPS-fyllingens nødvendige lengde er det litt grovt antatt at 2,5 meter er representativ planlagt oppfylling ved enden av avtrappingen.

For å se gjøre et overslag på hvor langt bak EPS-fyllingen må avtrappes er det utført en setningsberegning for den planlagte hevingen av vegen ved bruk av sprengstein med tyngdetetthet 19kPa. For en 2,5 meter høy vegfylling på et ca. 20 meter tykt leirelag som vist i pkt. 45, med $m = 17$ tolket fra utført ødometerforsøk, beregnes setningene til 19 cm.

Øverste 3 meter av sand/grus vil fordele tilleggsbelastningen fra tilløpsfyllingen, denne effekten neglisjeres i de innledende beregningene. Ny tilløpsfylling modellers som en 8m bred tilleggslast på $2,5m \cdot 19 = 47,5kPa$, som tilsvarer grunntykket fra 2,5m vegfylling. Setningsberegningene utføres konservativt også med $OCR = 1$.

Med fartsgrense 80 km/t eller lavere gir Figur 1.5.2-1 N200 [6] at det kan aksepteres 19cm setningsforskjell over 26 meters lengde. Disse forenklete overslagsberegningene antyder at EPS-fyllingen kan trappes ned til 0 meter tykkelse over 26 meter. Med bakgrunn i de konservative

antagelse i beregningen med $OCR = 1$, og 2,5 meter oppfylling, forventes det at detaljprosjektering vil vise at EPS-fyllingen kan avtrappes noe raskere.

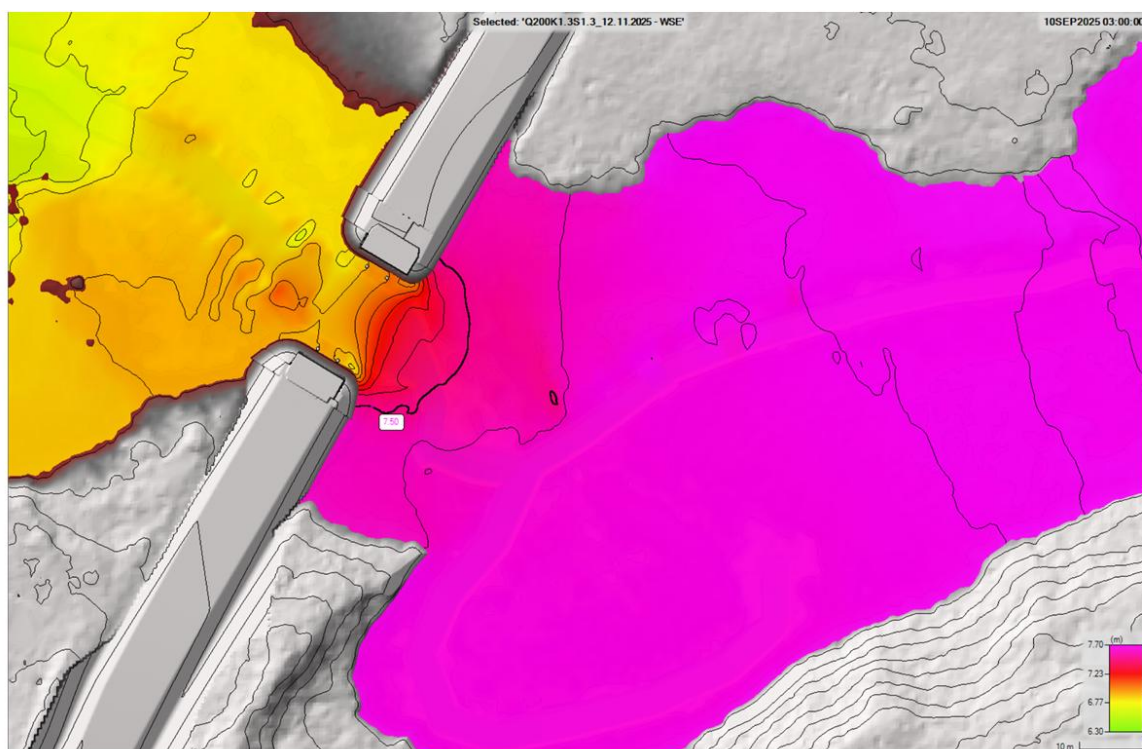


Figur 12 Figur 1.5.2-1 utklipp fra N200, som viser at det kan aksepteres 19cm setninger mellom to beregningsprofiler med 26 meters avstand.

Nødvendig lengde og avtrapping av EPS-fyllingen må prosjekters nærmere i detaljprosjekteringen.

6.3.2 Sikkerhet mot oppdrift

Dimensjonerende flom på oppstrømsside av tilløpsfyllingen i permanent situasjon er +7,5m, se utklipp med vannlinjer for 200 års flom (inkl. klima og sikkerhet) med 10cm kurver i Figur 13.



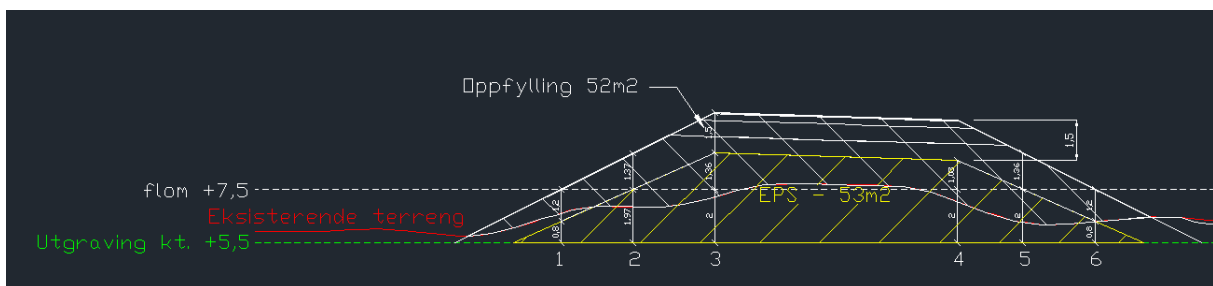
Figur 13 : Vannlinje for 200 års flom, hentet fra hydrologisk rapport R-HYD 01 [9]

På bakgrunn fra Figur 13 legges det til grunn flomnivå på kt. +7,5 ved kontroll av oppdrift for EPS fyllingen.

Kontroll mot oppdrift er utført beregning i Profil 2115, rett bak det sørlige landkaret etter eksempel 2.5.3.7 i Håndbok V221 [10]. se utklipp fra Excel og ACAD under. Krav til sikkerhet mot oppdrift er 1,1.

Oppdrift EPS	9,6 kN/m3					
Tyngde tørre masser	19 kN/m3					
Tyngde våte masser	9 kN/m3					
Partialfaktor vekt	0,9					
Partialfaktor oppdrift	1,1					
		Tykkelse EPS		Tykkelse "tunge" masser		
	Snitt	Neddynket [m]	Totalt [m]	Neddynket ved flom [m]	Tørr masser [m]	Sikkerhet mot oppdrift
	1	0,8	0,8	1,2	0	1,15
	2	1,97	1,97	0,03	1,37	1,14
	3	2	3,36	0	1,5	1,21
	4	2	3,08	0	1,5	1,21
	5	2	2	0,03	1,36	1,11
	6	0,8	0,8	1,2	0	1,15

Figur 14 : Utklipp fra Excel som viser kontroll mot oppdrift i profil 2115



Figur 15 : Utklipp fra ACAD som viser snitt 2115 med EPS fylling.

Utført beregninger viser at det mulig å ivareta sikkerhet mot oppdrift og samtidig lage en kompensert fylling av EPS, da teoretisk tillatt tverrsnittsareal EPS er 53m² og planlagt oppfylling er 52m².

Det er utført samme kontroll for profil 2147 som viser at det mulig å ivareta sikkerhet mot oppdrift og samtidig lage en kompensert fylling av EPS, da teoretisk tillatt tverrsnittsareal EPS er 39m² og planlagt oppfylling er 39m².

Denne forenklede tilnærmingen legger til grunn at EPS'ens egenvekt er så lav, at den ikke gir setninger og kan neglisjeres. Med en overgangsplate fra brua kan det også tillates noe setninger av tilløpsfyllingen, hvilket betyr at det kan tillates noe ny belastning av leira.

Beregningen baserer seg på den konservative antagelsen som likt flomnivå på oppstrøms og nedstrøms side av vegbanen, men Figur 13 viser at flomnivået på nedstrøms side forventes å ligge ca. 0,5m lavere enn vannstanden på oppstrøms side. Dimensjonerende flomnivå kunne derfor vært tegnet lineær fra kt. +7,5 til kt. +7,0 gjennom vegfyllingen, som hadde gitt høyere sikkerhet mot oppdrift.

For å gi økt stivhet til brukonstruksjonen er det lagt inn 1,5 meter med normal vegfylling over EPS-fyllingen.

Arbeidet med etablering av EPS-fylling må gjøres i en periode med lav vannføring og lav grunnvannstand, da ikke er mulig å legge ut en EPS fylling under grunnvannstand. Mengden EPS må detaljprosjekteres/optimaliseres i neste planfase.

EPS-fyllingen bør erosjonssikres på oppstrøms side. Dette kan f.eks gjøres ved å lag en tilbaketrukket erosjonssikring, dersom det begrense erosjonssikres av elveløpet på oppstrøms side av brua.

6.4 Interimsveg

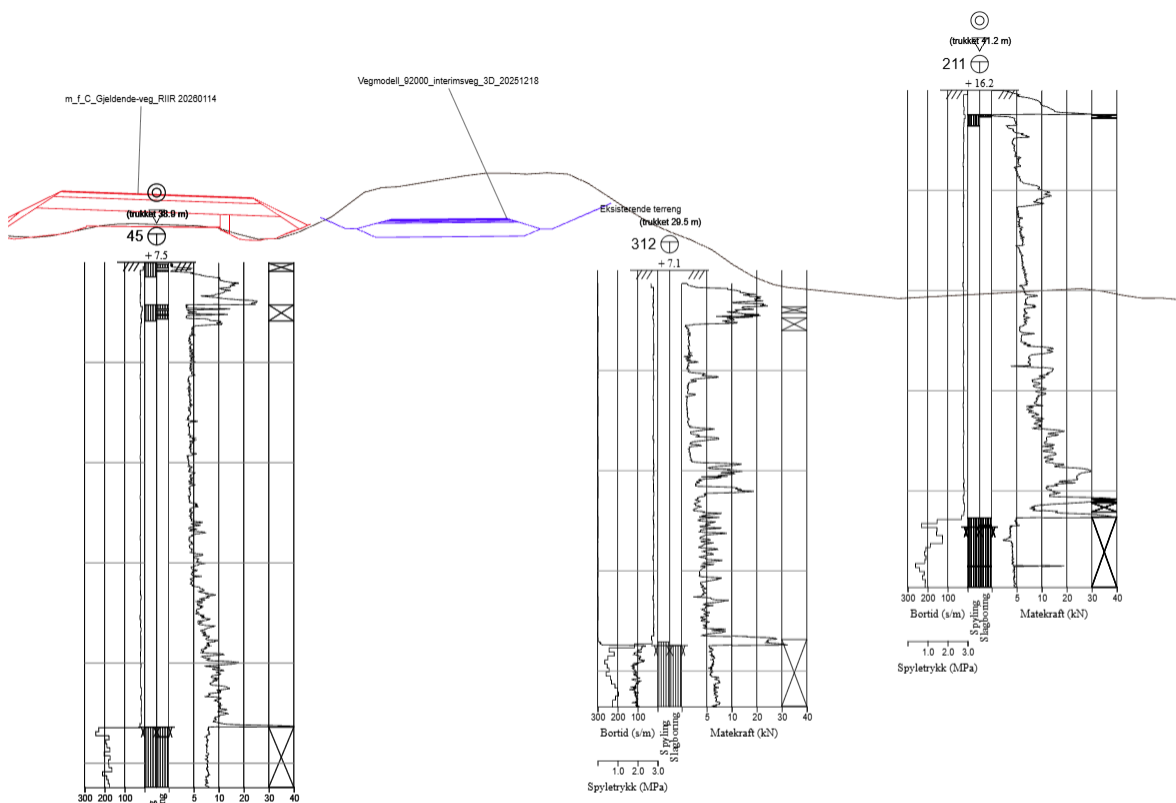
Innledende beregninger har vist at det på grunn av dårlig bæreevne ikke er mulig å bygge en direktefundamenteret interimsbru over Hárrejohka/Harrelv. Elvkryssingen for interimsvegen planlegges derfor med fylling og 2 store kulvertrør som skal ivareta vannføringen i elva.



Figur 16 Situasjonsplan av planlagt interimsveg

Interimsvegen er planlagt plassert på østsiden av eksisterende veg. Mesteparten av interimsvegen er planlagt som fylling, med opptil 3 meter høyde for å ha sikkerhet mot flom med 5-års gjentaksintervall. Mellom ca. profil 0-50 ligger interimsvegen «innenfor» løsmasseskjæringen til den nye vegen. Det er i rapport R-GEOT 01 [1] utført beregning som viser tilfredsstillende stabilitet for denne løsmasseskjæringen (profil 2050, område 2) forutsatt graveskråning 1:3. Mellom profil 50-

100 er interimsvegen planlagt som en mindre skjæring i en mindre åsrygg som går parallelt med veglinja, se tverrprofil på Figur 17.



Figur 17 Profil 70 Interimsveg i blått. Boringene er trukket inn mellom 29,5 og 41 meter.

Under og bak landkarene til ny bru er det nødvendig å traue ned til kt. +5,5 blant annet for å etablere EPS-fylling.

Stabilitetsberegning fra profil 110 av interimsvegen, vist på tegning V322, viser tilfredsstillende stabilitet av interimvegen ned mot byggegrop på kt. 5,5, forutsatt fyllingsvinkel 1:2. Lagdelingen i snittet er basert på boring i pkt. 45 og 312. Leiren skjærfasthet er basert på tolket CPTU fra pkt. 45.

Den drenerte beregningen er utført med en høyere vannstand (kt. +6,3), da dette er mer ugunstig for stabiliteten på effektivspenningsbasis i forhold til vannstand på kt. +5,5 som er benyttet i de udrenerte beregningene. Funksjonen Optimize i GeoSuite gir lavest beregnet sikkerhet med $F_{cu} = 1,61$.

Denne beregningen anses også representativ for stabiliteten mot elvebunn, som er målt å ligge på ca. kt. +5,3. Det effektive trykket fra fyllingen til interimsvegen på eksisterende elvebunn vil dessuten være mindre på grunn av de to planlagte 2400mm kulvertrørene som vi gi en lavere gjennomsnittlig vekt av fyllingen i elva.

Det er i kapittel 5 konkludert at det ikke er fare for områdeskred i det svakt hellende terrenget ned mot elva, så ny interimsveg ligger ikke i et løснеområde. Med interimsveg vurdert til tiltakskategori K2 i R-GEOT01 [1], er kun krav om at ny veg ikke skal forverrer stabiliteten, ved forverring må det dokumenteres $F_{cu} \geq 1,61$ og $F_c \phi \geq 1,25$. Med dokumentert tilfredsstillende stabilitet for løsmasseskjæringen i profil 2050 på tegning V307, fra rapport R-GEOT01 [1] kan det derfor konkluderes at ny veg har tilfredsstillende sikkerhet mot kvikklorieskred.

7. Referanser

- [1 ERA Geo, R-GEOT-01 Geoteknisk rapport - reguleringsplan - Fv. 890 Riitakuru -Rødbergnes,
] 1.19.2026.
- [2 Rambøll, Fv. 890 Breddeutvidelse og forsterkning - Harrelv G-rap.003 1350040647, Troms og
] Finnmark fylkeskommune, 2021.
- [3 Multiconsult Norge AS, Fv. 890 Riitakuru - Rødbergnes, Datarapport - geotekniske
] undersøkelser 10268828-01-RIG-RAP-001, Finnmark fylkeskommune, 2025.
- [4 Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, 2024.
]
- [5 NVE , Veileder nr. 1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved
] arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med
sprøbruddegenskaper, 2020.
- [6 Statens vegvesen, Vegnormal N200 Vegbygging, 2024.
]
- [7 Norges Geotekniske Forening, Peleveiledningen 2019, 2019.
]
- [8 Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
] - Del 1 Almenne regler, 2025.
- [9 Vianiova, R-HYD-01 Flomvurdering/hydrologisk rapport Harrajokha/Harrelv, 27.02.2026.
]
- [1 Statens vegvesen, N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, 2025.
0]
- [1 Finnmark fylkeskommune, Regional transportplan for Finnmark 2024 - 2036,
1] <https://www.ffk.no/tjenester/plan-og-horinger/gjeldende-planer-og-strategier/regional-transportplan-for-finnmark-2024-2036/>, 2023.
- [1 Statens vegvesen Finnmark, Rv 890 Parsell Tana bru - Leirpollskogen - Utglidning ved Vidjenes
2] Oppdrag 02/84, Statens vegvesen Finnmark, 1986.
- [1 Rambøll AS, Fv. 890 Breddeutvidelse og forsterkning - Nordmyr G-rap.002 1350040647, Troms
3] og Finnmark fylkeskommune, 2021.
- [1 Rambøll AS, Fv. 890 Breddeutvidelse og forsterkning - P03 Riitakuru - Harrelv G-rap.004
4] 1350040647, Troms og Finnmark fylkeskommune, 2021.

[1 Rambøll AS, Fv. 890 Breddeutvidelse og forsterkning - P04 Harrelv- Rødbergan G-rap.005
5] 1350040647, Troms og Finnmark fylkeskommune, 2021.

[1 Statens Vegvesen , «Vegkart,» [Internett]. Available:

6] <https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@1018241,7833818,8/hva:hva%5B0%5D%5BabsoluteIntervals%5D=false&hva%5B0%5D%5Bid%5D=540/valgt:1023833643:540>.

[1 Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, «Veileder 1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred -
7] Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» 2020.

[1 Statens vegvesen, «Veiledning N-V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2025.
8]

[1 RVO, «Veileder for grøftearbeid,» 2022.
9]

[2 Standard Norge, NS 3458:2004 Komprimering - Krav og utførelse, 2004.
0]

[2 Statens Vegvesen , Vegnormal N200 - Vegbygging, 2024.
1]

[2 Norges Geoteknisk forening , Peleveildningen, 2019.
2]



8. Vedlegg

V121 Situasjonsplan Kvikklerieskredfare

V321 Stabilitetsberegning ramming av peler for ny bru

V322 Stabilitetsberegning for interimsveg

1. Utskrift fra beregning av pelestivheter i Excel

Tolkning Treaks

Tolkning Ødometer

Tolkning CPTU:

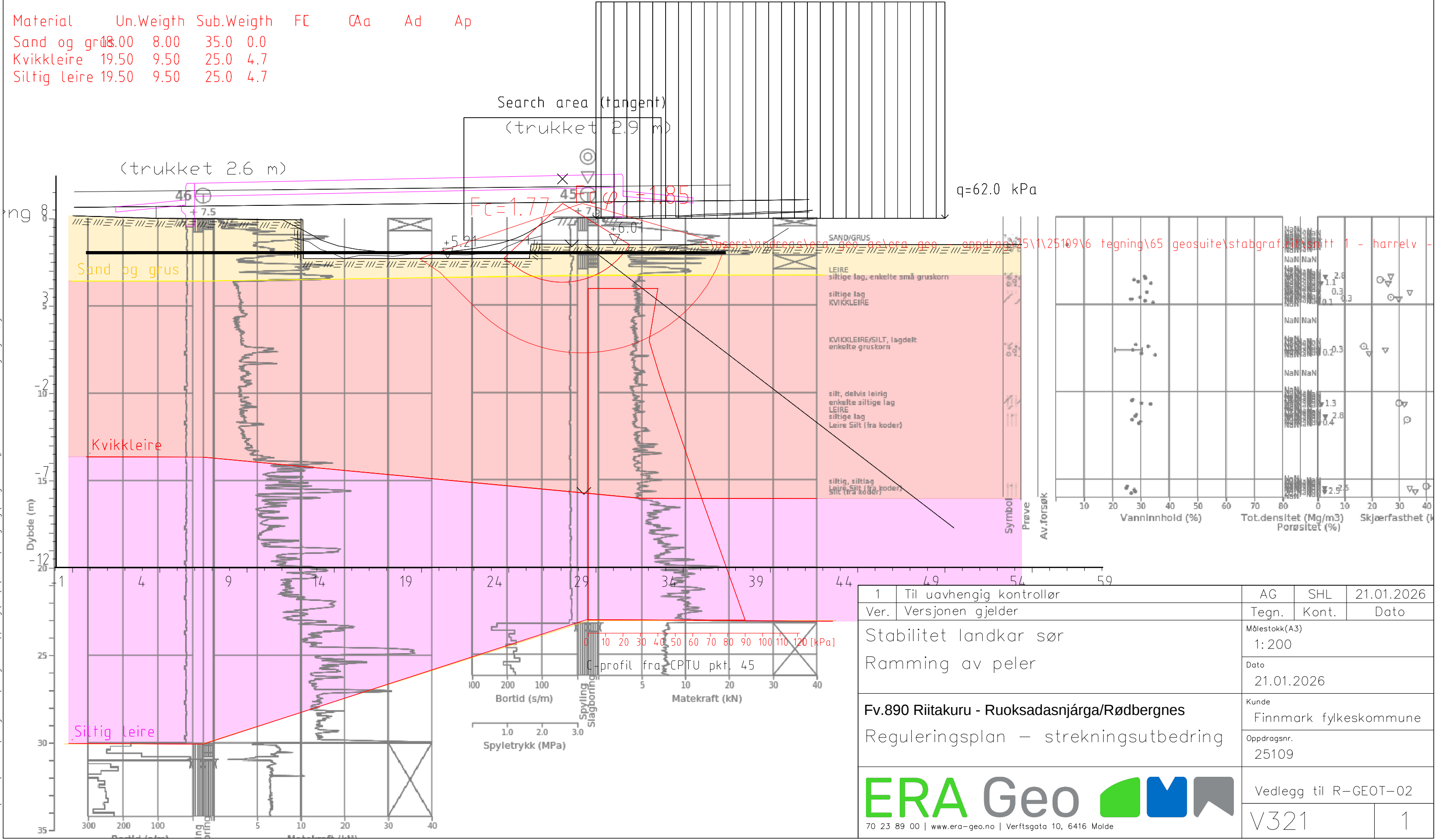
- 45

c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\25\1\25109\6 tegning\65 geosuite\stabgraf\stabgraf1 - harrelv - 21.01.2026 08:10

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	FC	CAa	Ad	Ap
Sand og grus	18.00	8.00	35.0	0.0		
Kvikkleire	19.50	9.50		C-prof1.00	0.63	0.35
Siltig leire	19.50	9.50		C-prof1.00	0.63	0.35

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	FC	CAa	Ad	Ap
Sand og grus	18.00	8.00	35.0	0.0		
Kvikkleire	19.50	9.50	25.0	4.7		
Siltig leire	19.50	9.50	25.0	4.7		

Fc=1,77
ADP
Result file : c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\25\1\25109\6 tegning\65 geosuite\stabgr
Fcfi=1,85
AFI-beregning
Result file : c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\25\1\25109\6 tegning\65 geosuite\stabgr

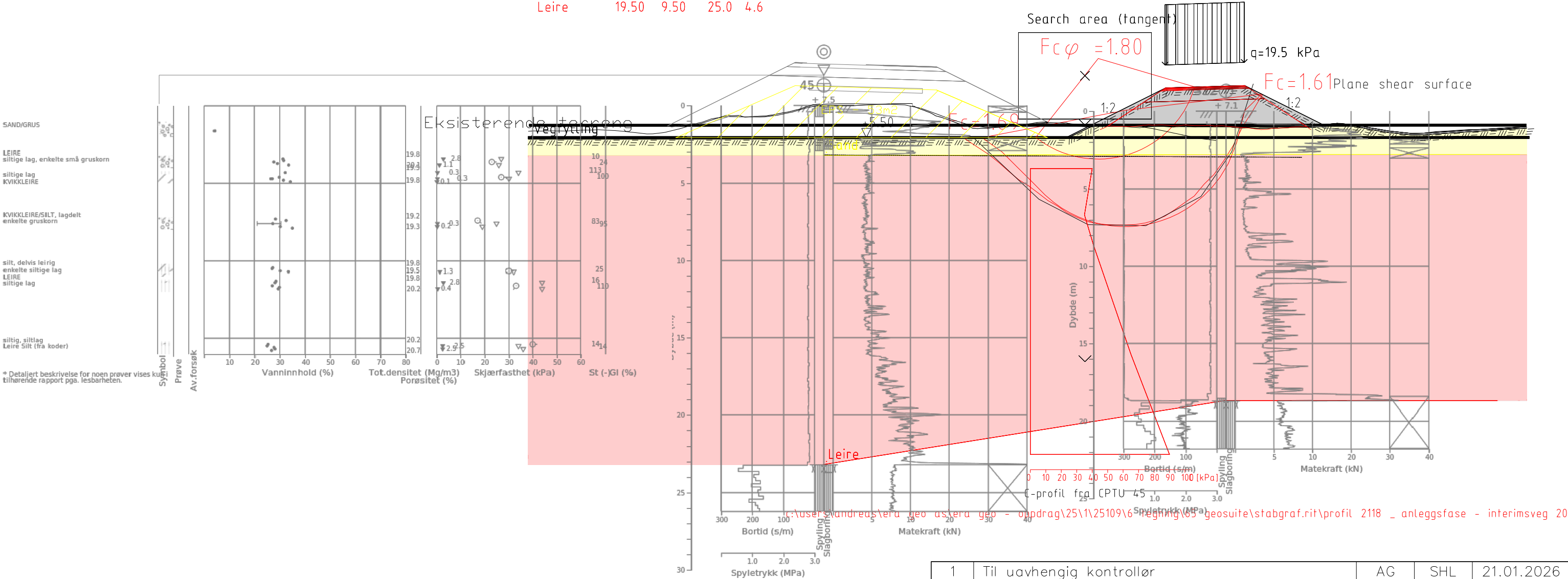


c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\25\1\25109\6 tegning\65 geosuite\plottefi stabilitetsberegninger.dwg 20.01.2026 10:57

Fc=1,69
ADP - Vannstand kt.+5,5
Result file : C:\Users\andreas\ERA Geo AS\ERA Geo - Oppdrag\25\1\25109\6 Tegning\65
F=1,61
ADP Optimize - Vannstand +5,5
Result file : C:\Users\andreas\ERA Geo AS\ERA Geo - Oppdrag\25\1\25109\6 Tegning\65
Fcfi=1,80
AFI i spr°brudd - Vannstand +6,3
Result file : C:\Users\andreas\ERA Geo AS\ERA Geo - Oppdrag\25\1\25109\6 Tegning\65

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	FC	Ca	Ad	Ap
Vegfylling	19.00	9.00	42.0	9.0		
Sand	18.00	8.00	35.0	0.0		
Leire	19.50	9.50	C-prof1.00	0.63	0.35	

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'
Vegfylling	19.00	9.00	42.0	9.0
Sand	18.00	8.00	35.0	0.0
Leire	19.50	9.50	25.0	4.6



1	Til uavhengig kontrollør	AG	SHL	21.01.2026
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Stabilitetsberegning anleggsfase Interimsveg profil 110		Målestokk(A3) 1:250		
		Dato 21.01.2026		
Fv.890 Riitakuru - Ruoksadasnjárga/Rødbergnes Reguleringsplan – strekningsutbedring		Kunde Finnmark fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 25109		
ERA Geo		Vedlegg til R–GEOT–02		
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V322		1

Myk fjær:

Myk fjær:
Bruker friksjonsvinkel 33 og stivhet for myk sand ($k=4500$).
Antar også at ingen lastbidrag fra løsmassene over kt. +5,5.
For leire er det brukt $E_{50}=0,004$.

[illegible]

Stivhet sand

		Karakteristisk	Dimensjonerende																															
Dybde [m]		Tan(Frikoeffisient)	Nrg-Figur 4-26 PV		qtr [kN/m]		Tan(Frikoeffisient) Nrg-Figur 4-21 qtr-dim		Deformasjon ved brudd [m]		Deformasjon [m]																							
0	1										0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017	0,018	0,019	0,02				
0	1	0,64/0,607593			6	33,6	0,432/39,4	2,75	15,4	0,0632/30073	qtr [kN/m]				4,47	8,79	12,82	16,46	19,65	22,28	24,66	26,54	28,07	29,28	30,28	31,19	31,60	32,06	32,41	32,69	32,90	33,03	33,19	33,28
					4473,29	4395,38	4272,53	4113,79	3929,49	3729,76	3522,54	3318,00	3181,39	2928,24	2749,67	2583,66	2430,45	2289,71	2160,82	2042,98	1928,38	1836,83	1746,76	1664,23										

Stiv fjær:

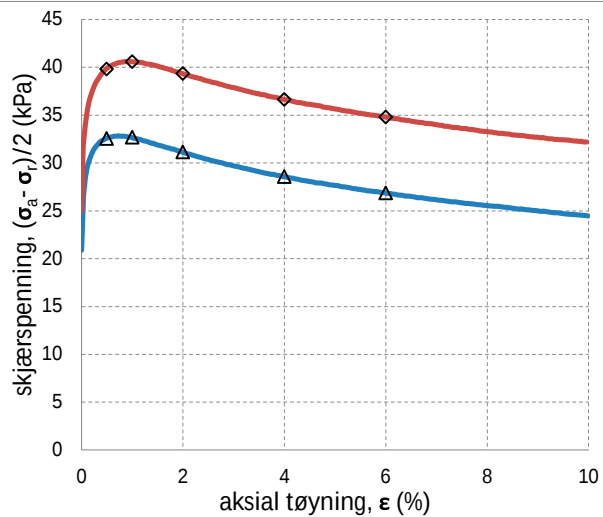
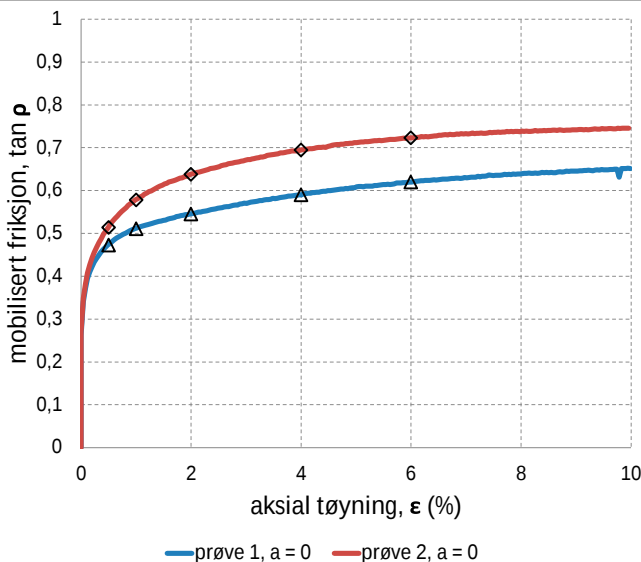
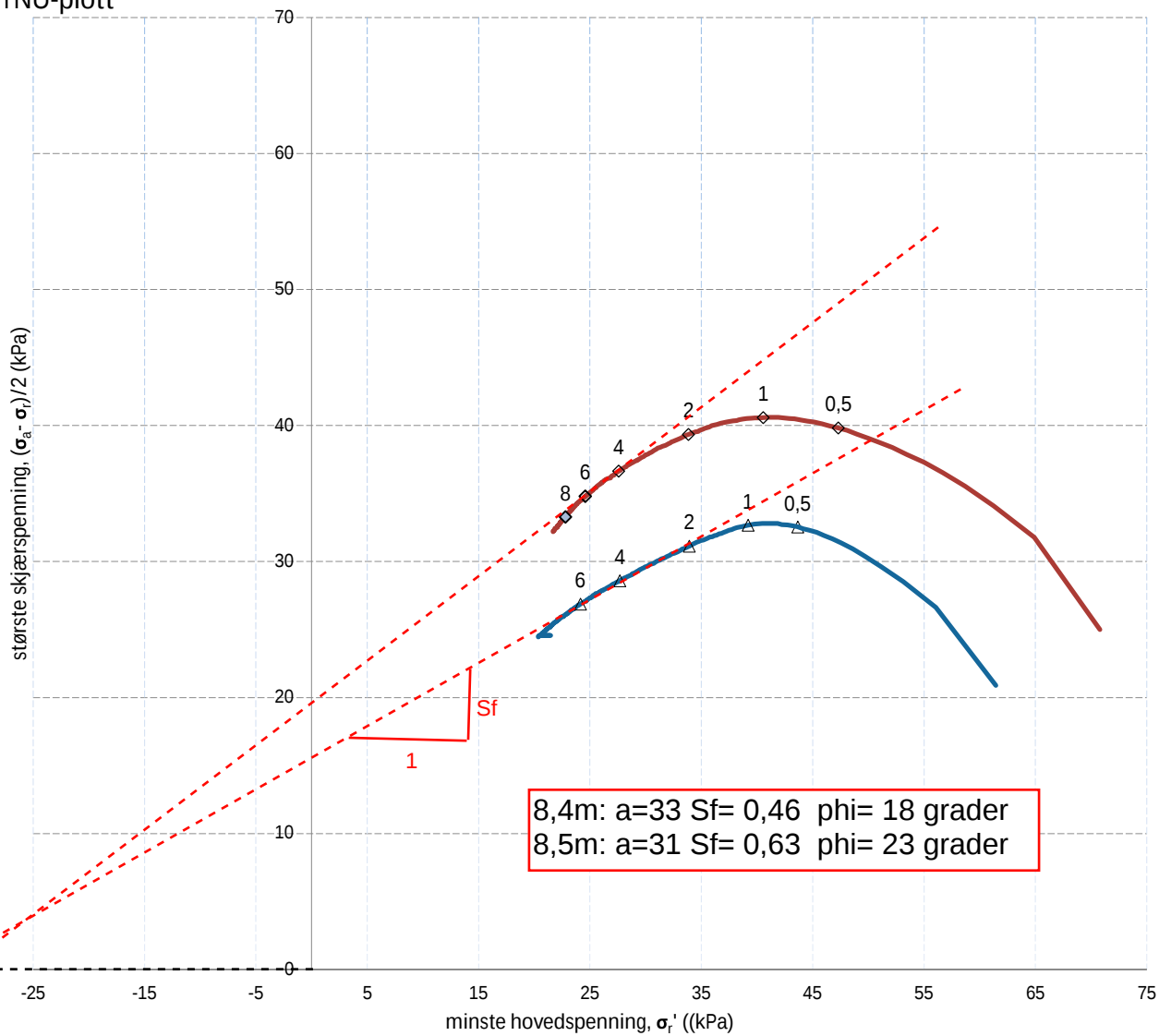
5,5
7,5
0,63
0,7
0,002
0,0035
1,6
1,5
35
8
15000
0

[illegible]

qtr- opptredende motstand mot pel [kN/løpemeter]

Dybde [m]		Karakteristisk Tan(Frikoefficient)	Dimensjonerende										Deformasjon ved brudd [m]																
Under eksisterende terreng		Tan(Frikoefficient)	Nrg: Figur 4-26 PV		qtr [kN/m]		Tan(Frikoefficient) Nrg: Figur 4-2i qtr:dim																						
0	0									0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017	0,018	0,019	0,02
1	1	0,700207538	6	33,6	0,46680503	2,75	15,4	0,009688229	qtr [kN/m]	14,08	23,95	29,28	31,76	32,84	32,28	32,47	33,55	33,98	33,59	33,60	32,60	32,60	33,60	33,60	33,60	33,60	33,60	33,60	33,60
								9760,81	qtr [kN/m]	14077,02	11975,07	9760,81	7940,57	6567,03	5547,45	4781,50	4193,37	3730,92	3358,11	3054,21	2799,88	2584,57	2399,98	2230,99	2100,00	1976,47	1865,67	1768,42	1680,00

NTNU-plott



PRØVE	SYMBOL	PUNKT	LAB	DYBDE	TYPE	w(vekt%)	dV (%)	de/e ₀	Konsolideringsspenninger			KOMMENTAR
									p ₀ ' (kPa)	p _a ' (kPa)	p _r ' (kPa)	
1	Δ	211	210	8,4 m	CAUA	35,8	2,3	0,045	102	102	62	Leire d.siltig, silt/sandlag
2	◇	211	210	8,5 m	CAUA	30,3	2,1	0,047	123	120	71	Leire d.siltig, silt/sandlag



FV 890 - Harrelv

Troms of Finnmark fylkeskommune

TREAKSIALFORSØK

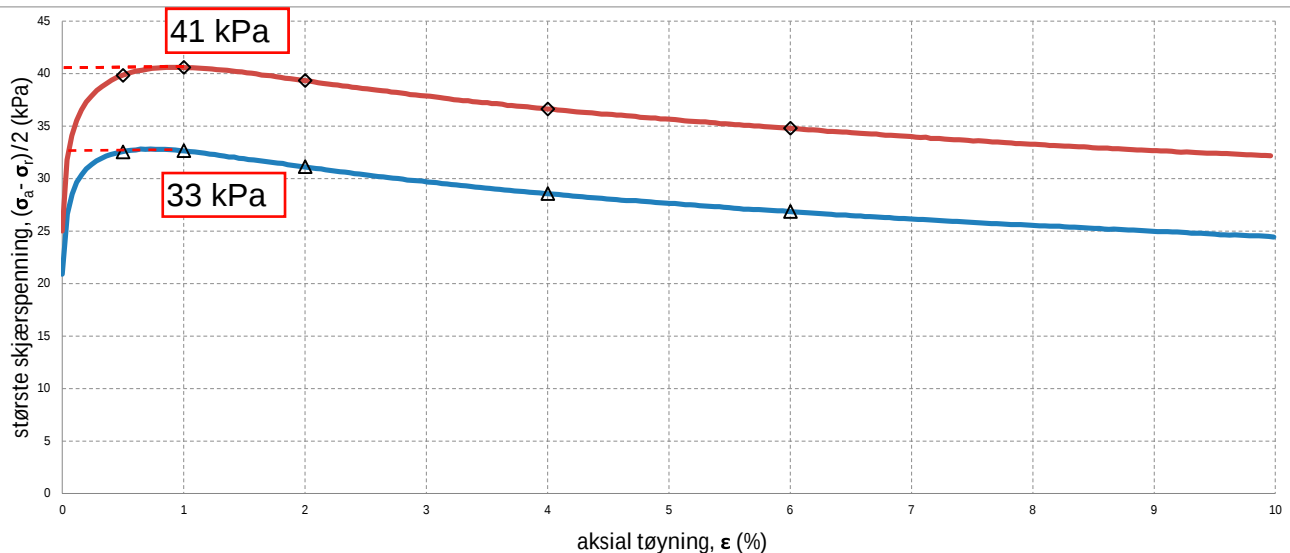
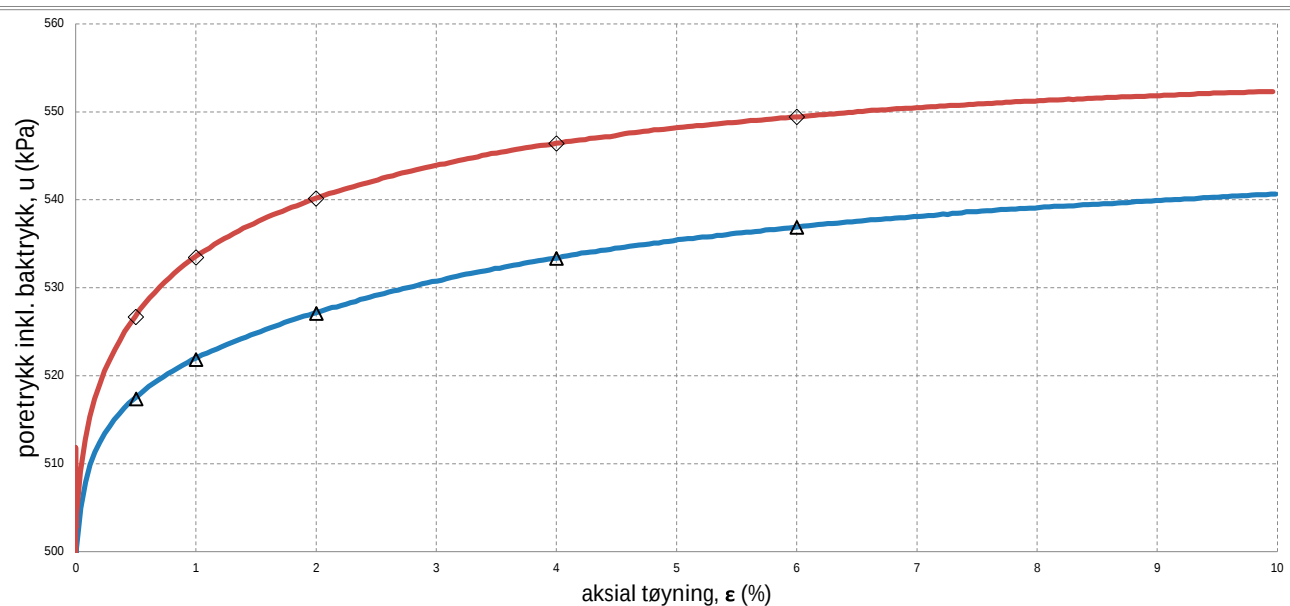
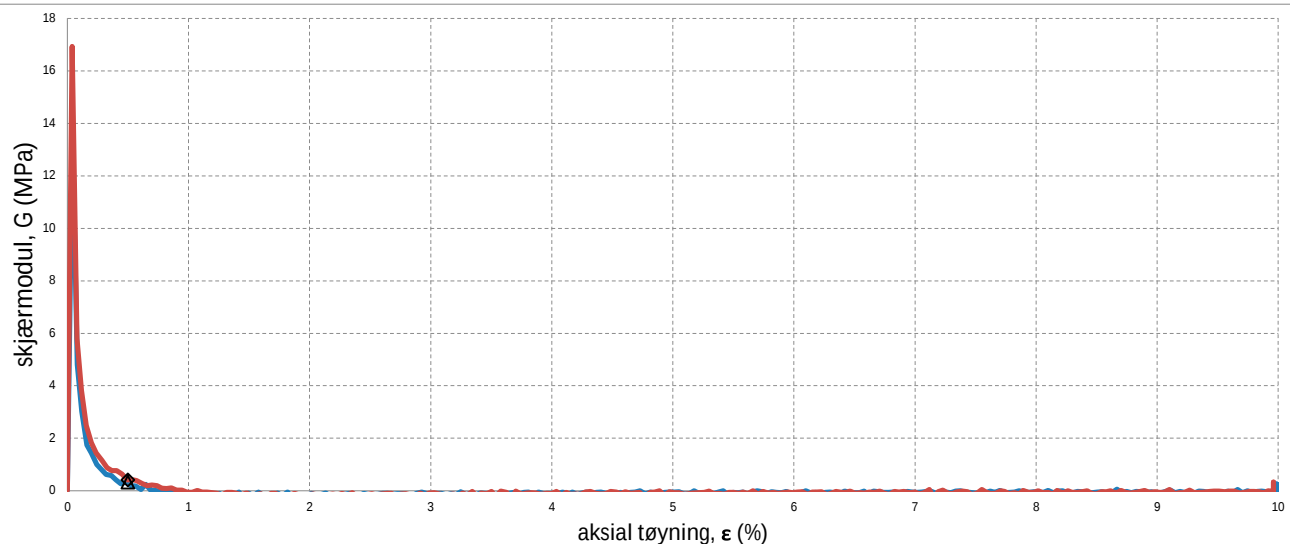
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
322a



PRØVE	SYMBOL	PUNKT	LAB	DYBDE	TYPE	w(vekt%)	dV (%)	de/e ₀	Konsolideringsspenninger			KOMMENTAR
									p ₀ ' (kPa)	p _a ' (kPa)	p _r ' (kPa)	
1	Δ	211	210	8,4 m	CAUA	35,8	2,3	0,045	102	102	62	Leire d.siltig, silt/sandlag
2	◇	211	210	8,5 m	CAUA	30,3	2,1	0,047	123	120	71	Leire d.siltig, silt/sandlag



FV 890 - Harrelv

Troms of Finnmark fylkeskommune

TREAKSIALFORSØK

Oppdrag
1350040647

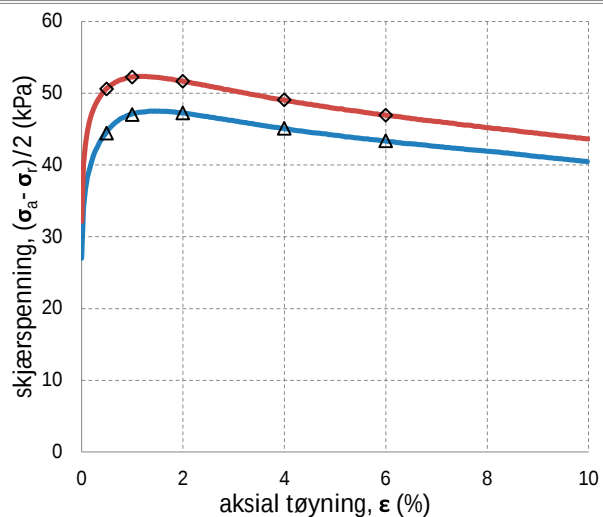
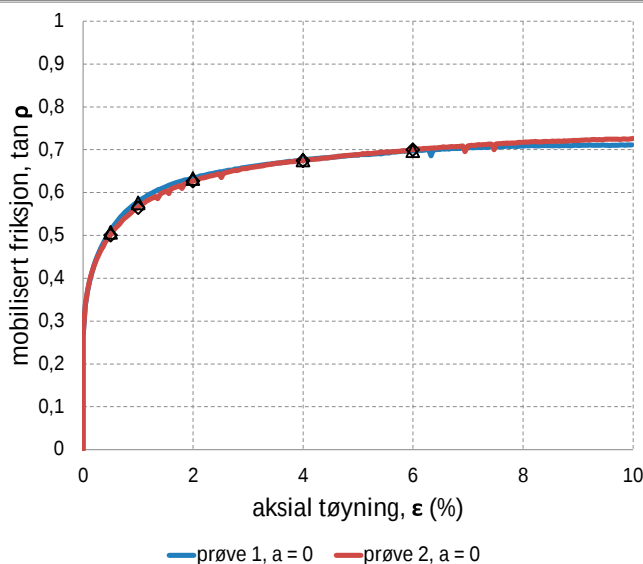
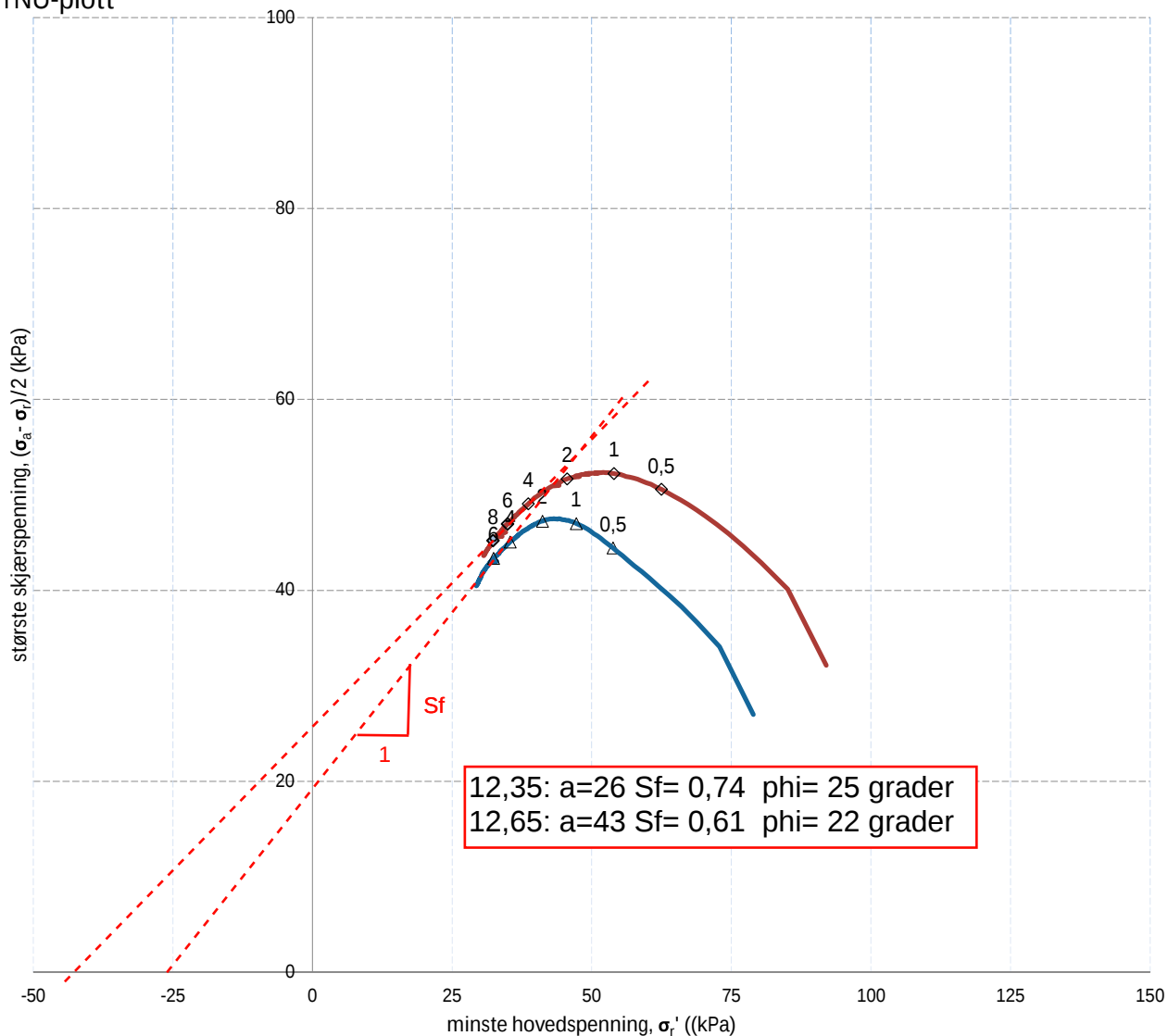
Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
322b

NTNU-plott



PRØVE	SYMBOL	PUNKT	LAB	DYBDE	TYPE	w(vekt%)	dV (%)	de/e ₀	Konsolideringsspenninger			KOMMENTAR
									p ₀ ' (kPa)	p _a ' (kPa)	p _r ' (kPa)	
1	▲	213	216	12,35 m	CAUA	30,6	2,4	0,052	132	132	79	Leire m/ siltige lag
2	◆	213	216	12,65 m	CAUA	32,6	2,3	0,048	158	155	92	Leire m/ siltige lag



FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

TREAKSIALFORSØK

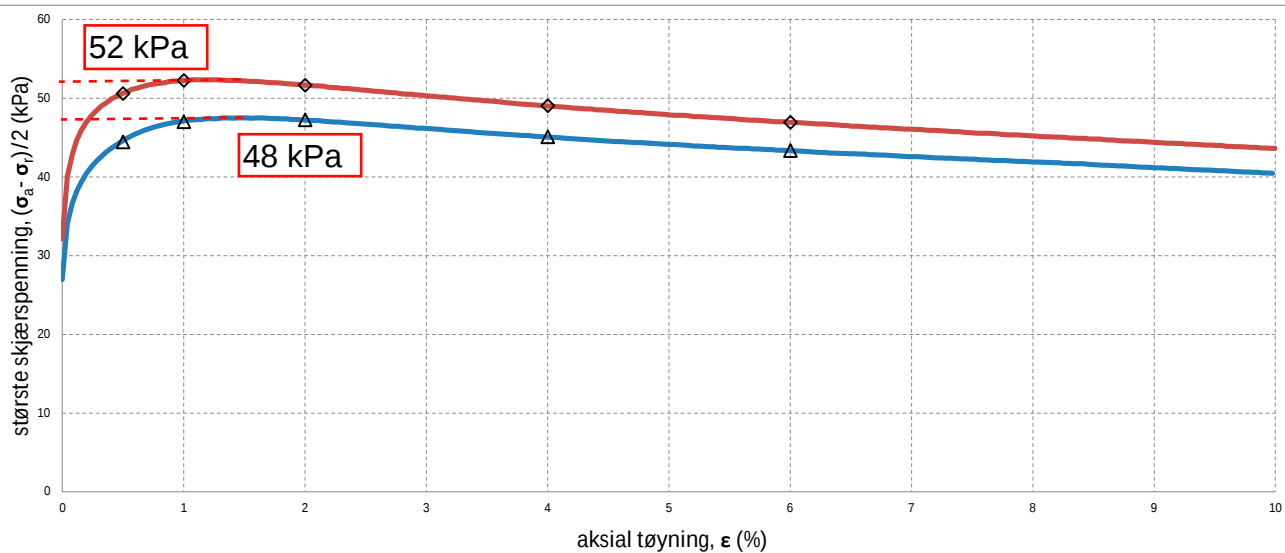
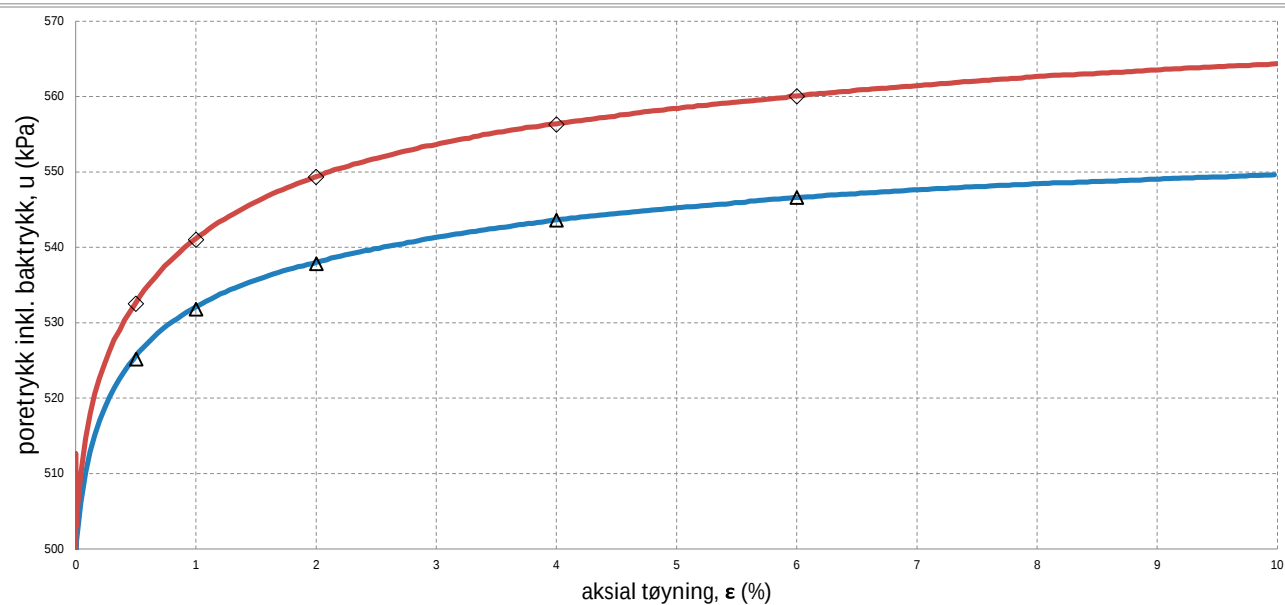
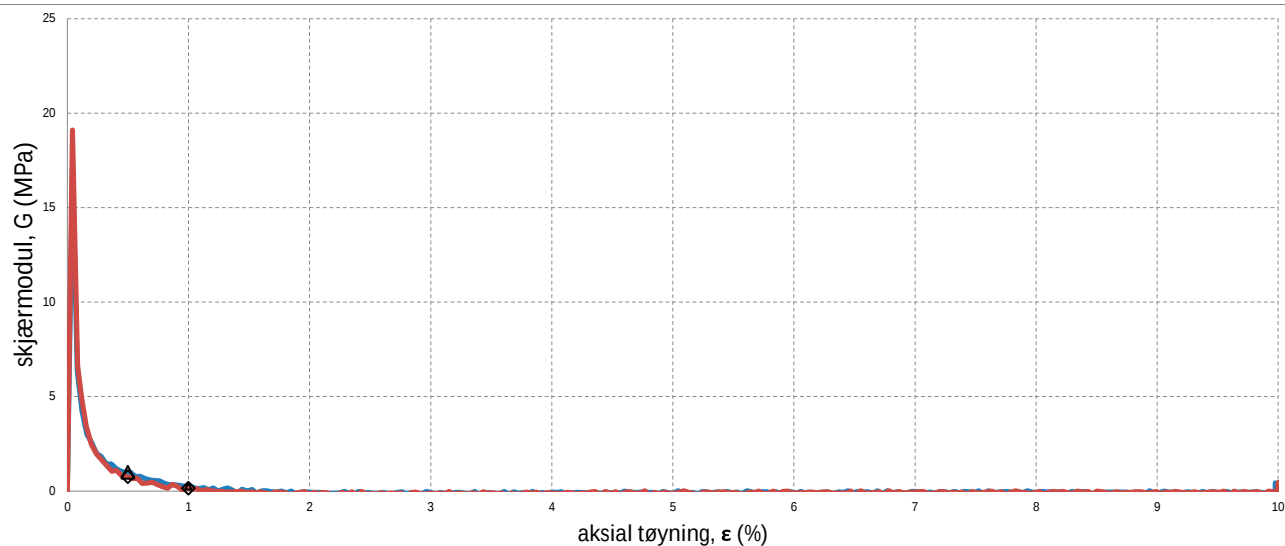
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
323a



PRØVE	SYMBOL	PUNKT	LAB	DYBDE	TYPE	w(vekt%)	dV (%)	de/e ₀	Konsolideringsspenninger			KOMMENTAR
									p ₀ ' (kPa)	p _a ' (kPa)	p _r ' (kPa)	
1	Δ	213	216	12,35 m	CAUA	30,6	2,4	0,052	132	132	79	Leire m/ siltige lag
2	◇	213	216	12,65 m	CAUA	32,6	2,3	0,048	158	155	92	Leire m/ siltige lag



FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

TREAKSIALFORSØK

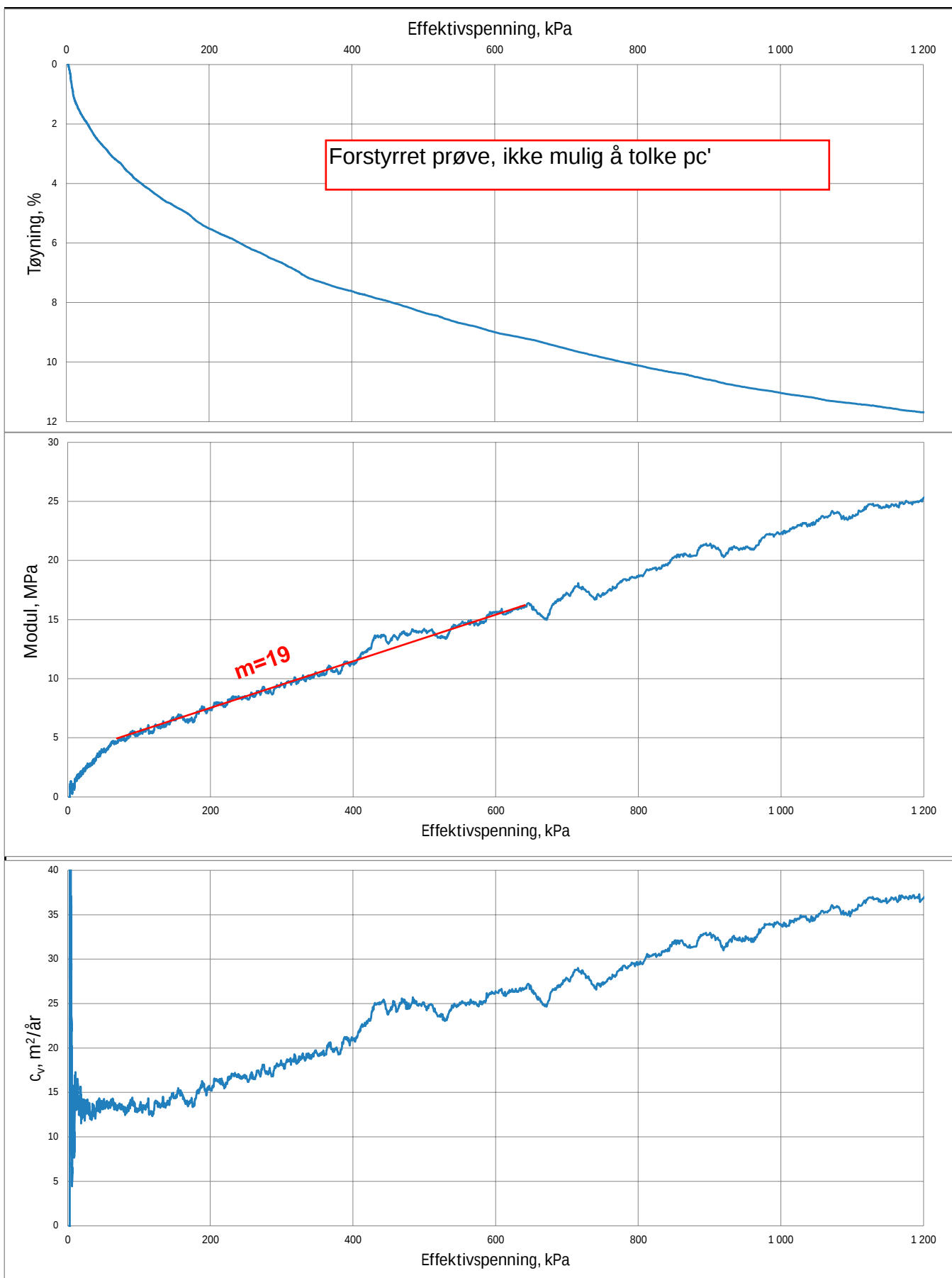
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
323b



Pkt. 45 Lab.nr. 148 dybde 3,55 m Leire m/siltige lag



FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

ØDOMETERFORSØK

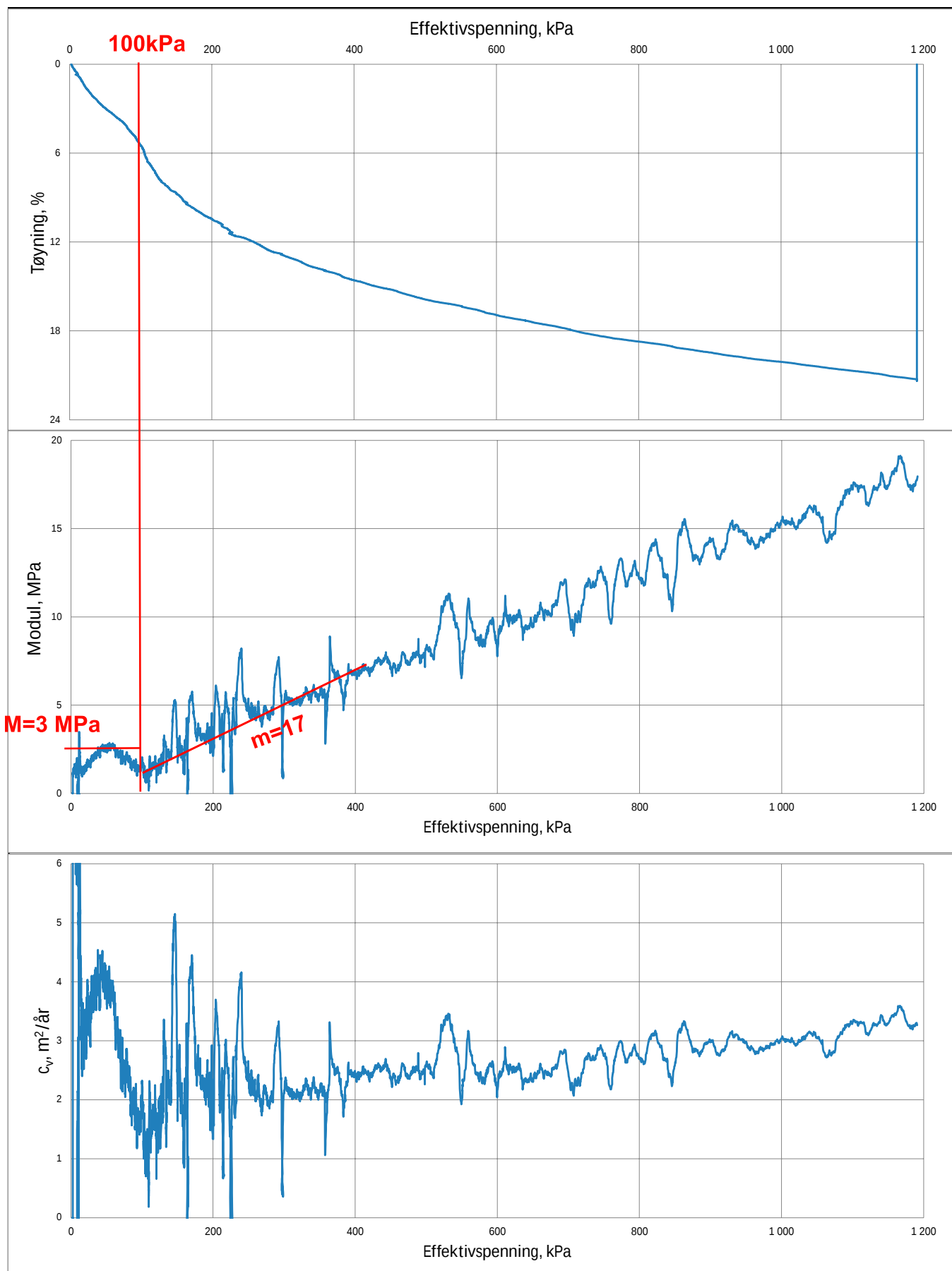
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
317



Pkt. 45 Lab.nr. 150 dybde 7,70m Leire



Versjon: 2019-01-30

FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

ØDOMETERFORSØK

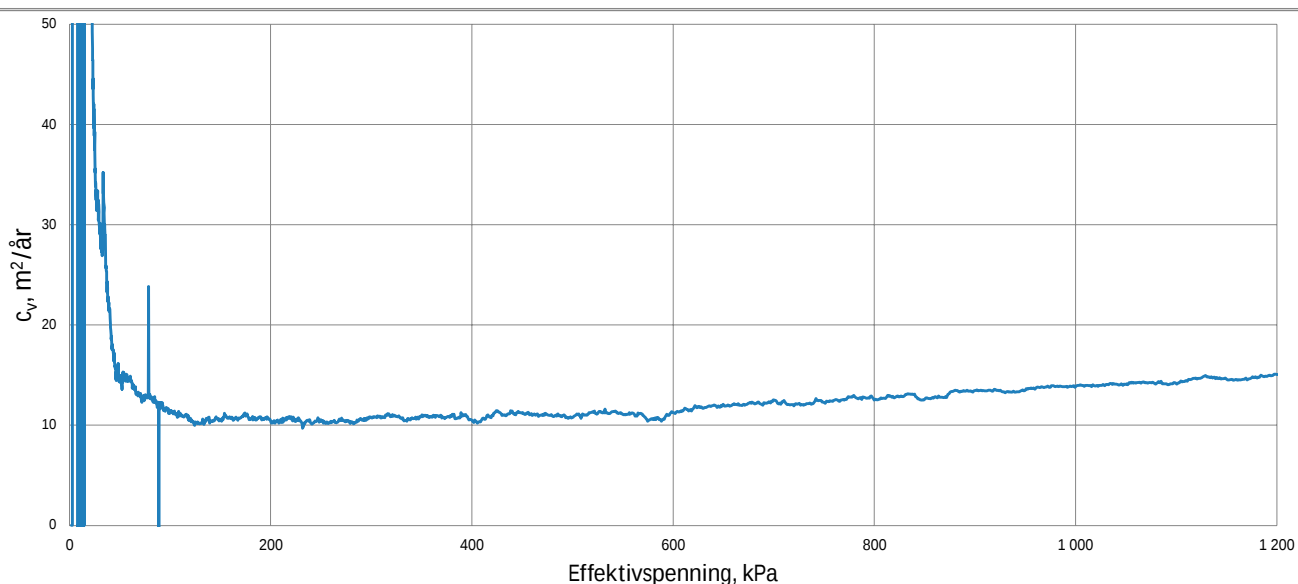
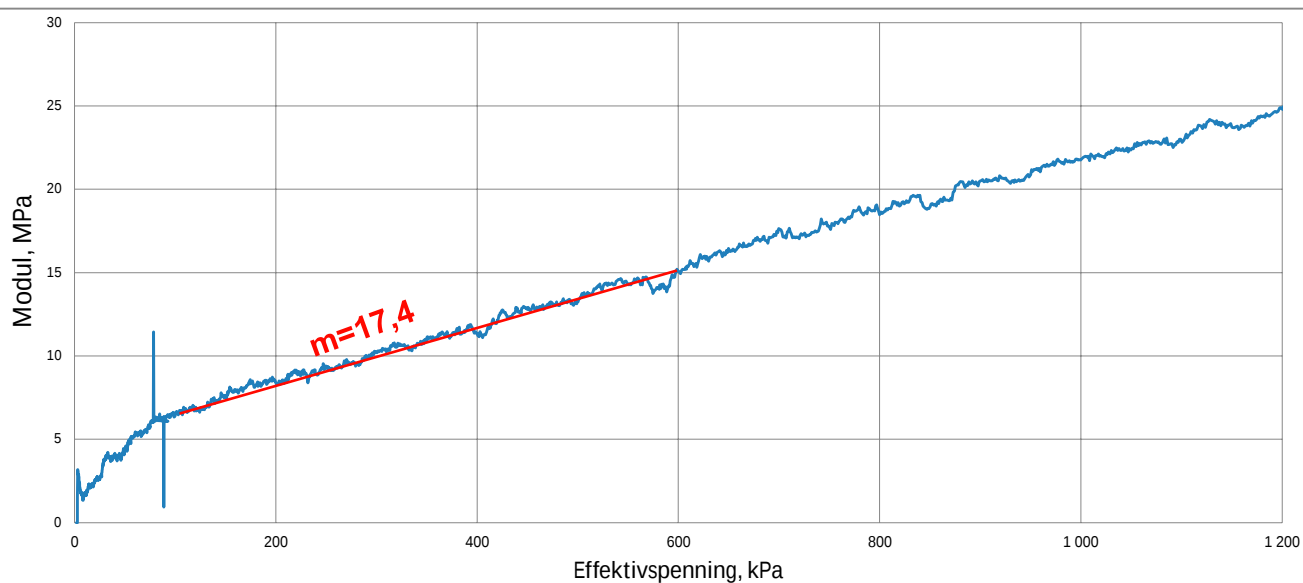
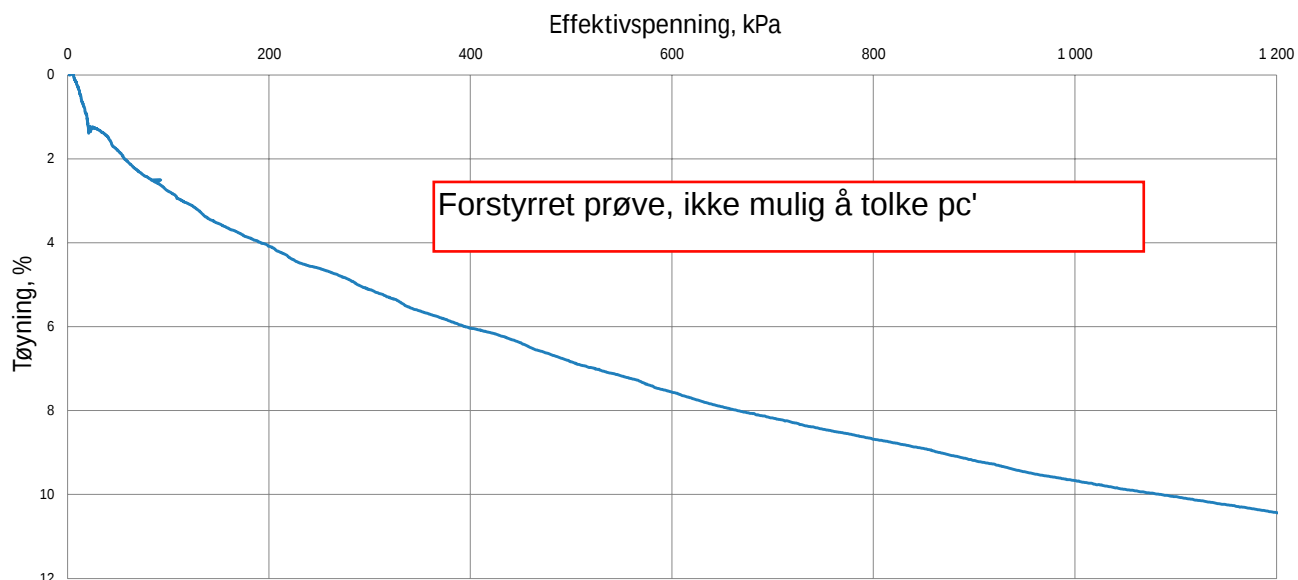
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
318



Pkt. 211 Lab.nr. 208 dybde 3,45 m Leire



FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

ØDOMETERFORSØK

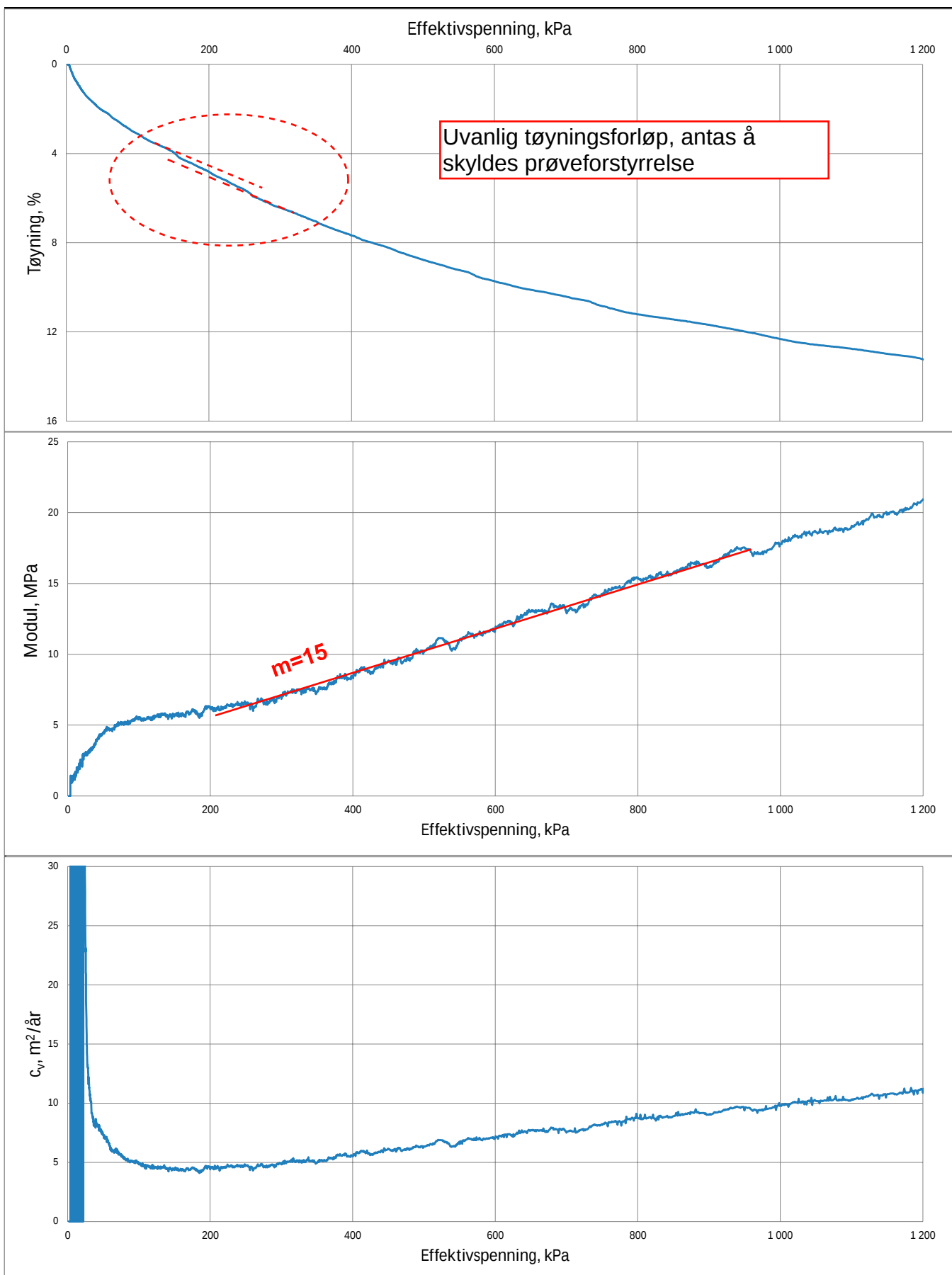
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
319



Pkt. 213 Lab.nr. 212 dybde 3,45 m Leire, delvis siltig



FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

ØDOMETERFORSØK

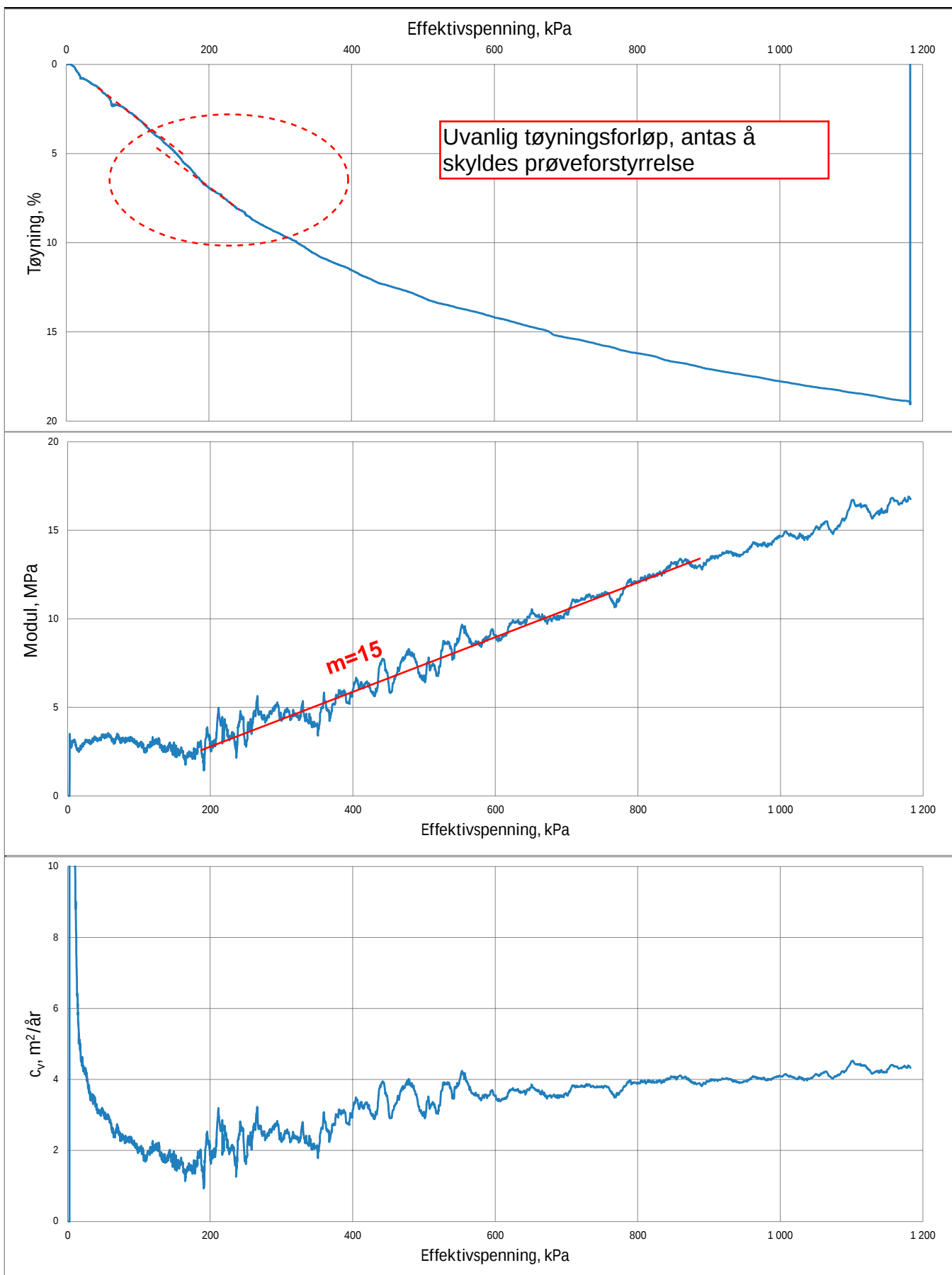
Oppdrag
1350040647

Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

Bilag
-

Tegn. Nr.
320



Pkt. 213 Lab.nr. 213 dybde 4,45 m Leire m/ enk siltige lag



Versjon: 2019-01-30

FV 890 - Harrelv

Troms og Finnmark fylkeskommune

ØDOMETERFORSØK

Oppdrag
1350040647

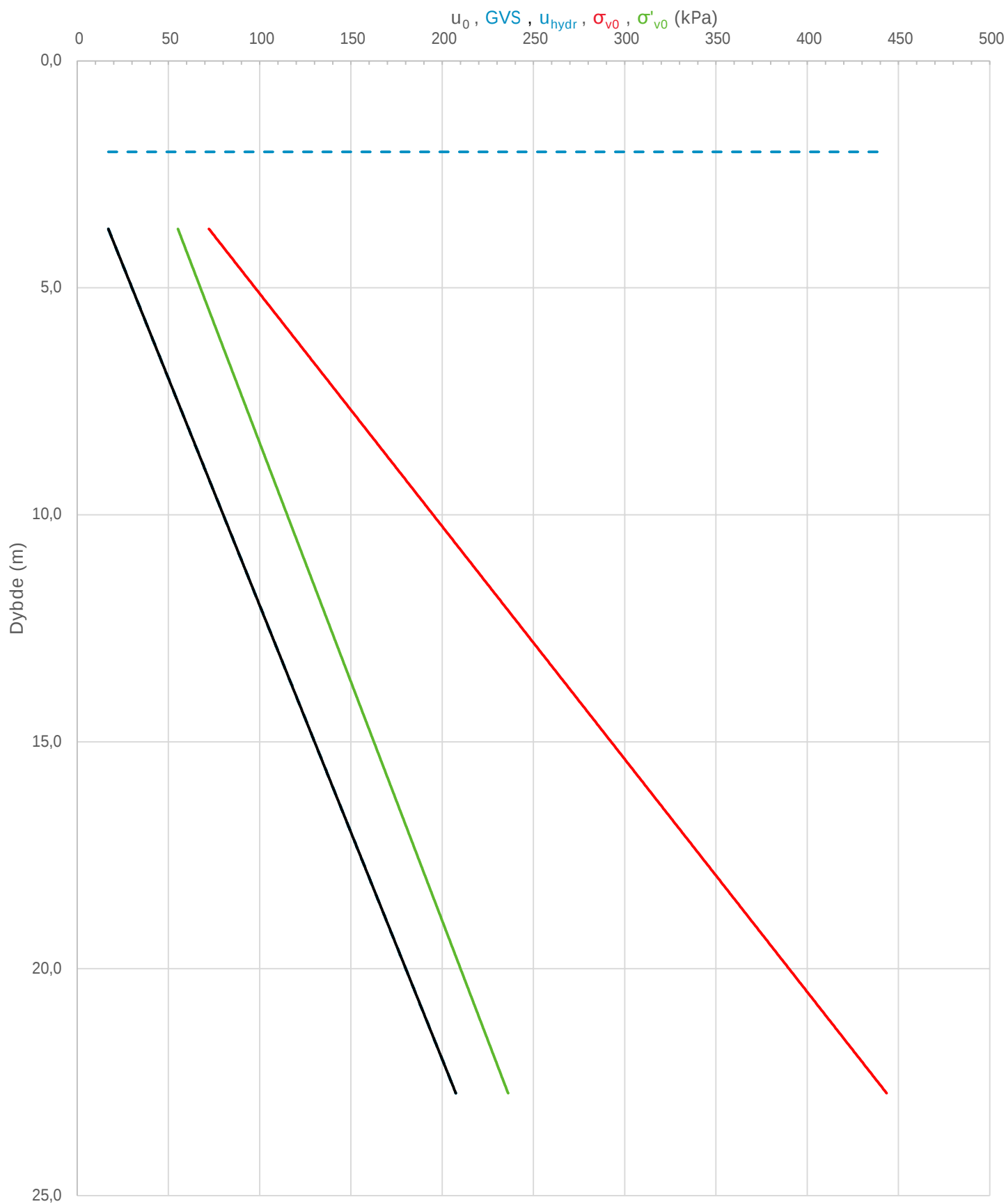
Tegn./kontr.
BEGA/KAGA

Dato
21.01.2021

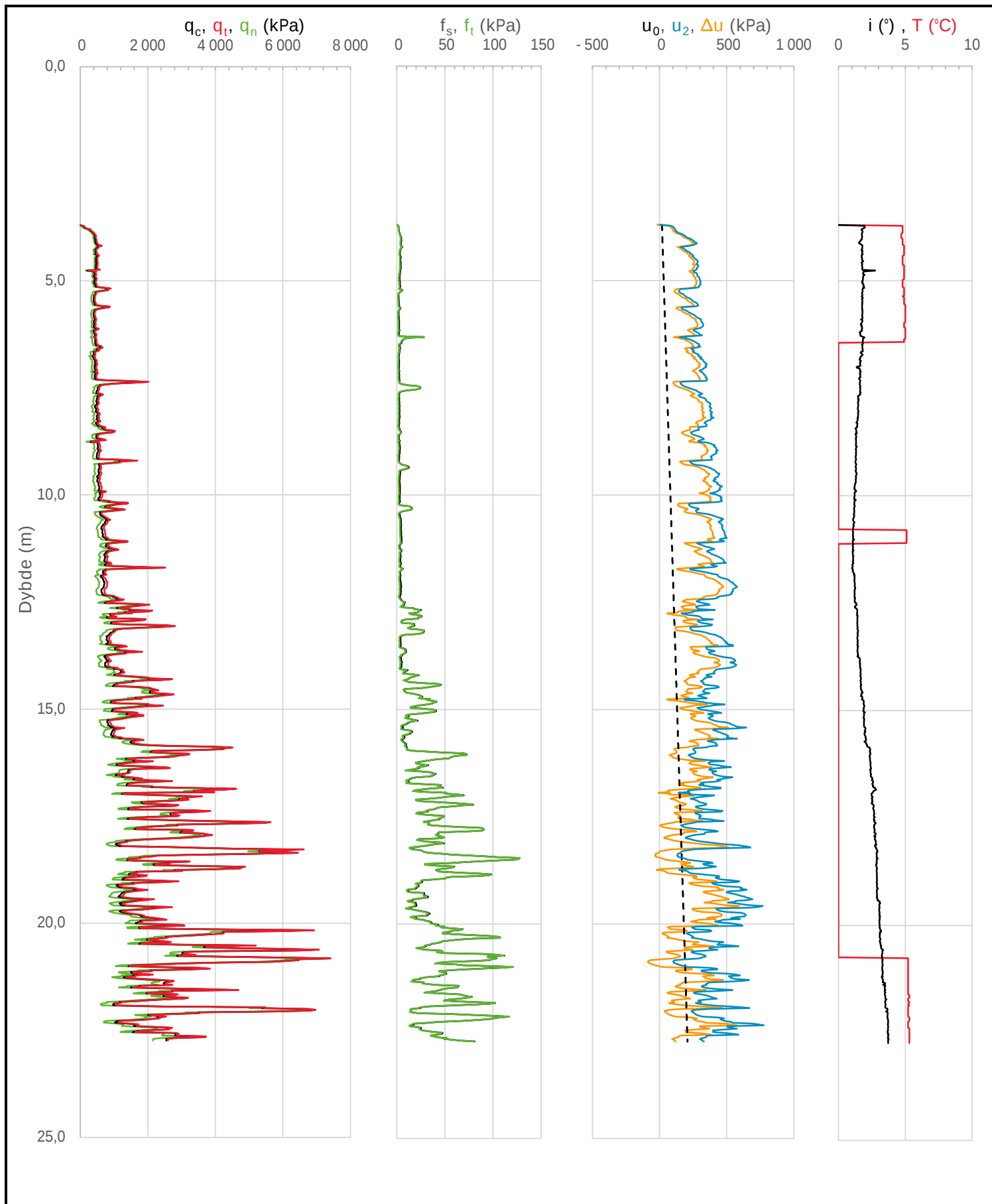
Bilag
-

Tegn. Nr.
321

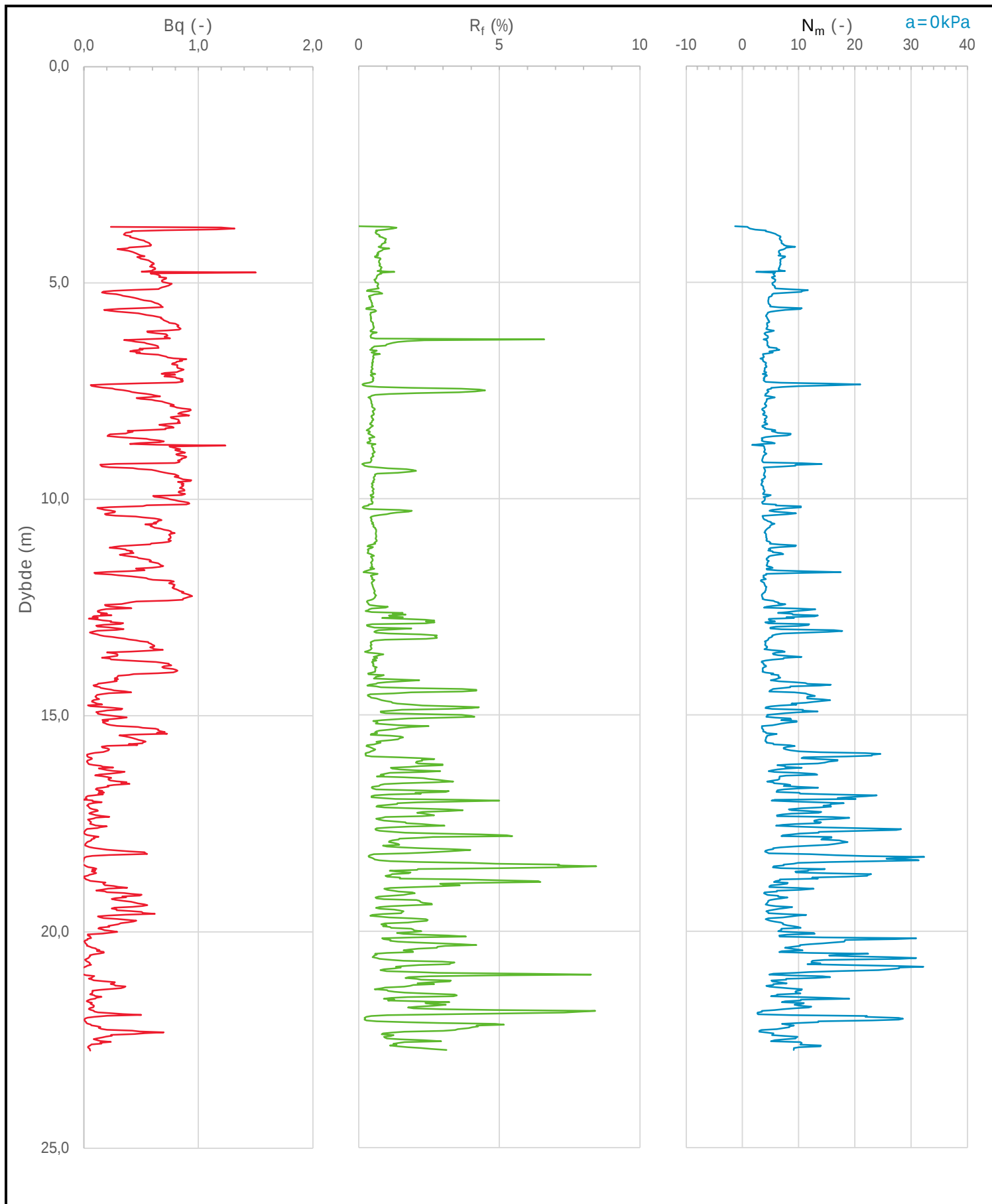
Sonde og utførelse						
Sondennummer	5530		Boreleder		OERundmo	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		0,6	
Kalibreringsdato	27.06.2020		Maks helning (°)		3,8	
Dato sondering	13.11.2020		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype	Porøst filter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,5905		0,0099		0,0196	
Arealforhold	0,8440		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	14,164		0,355		0,352	
Temperaturområde (°C)	40					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7393,1		121,9		237,5	
Registrert etter sondering (kPa)	6,5		-0,1		1,3	
Avvik under sondering (kPa)	6,5		0,1		1,3	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	0,2		0,0		0,0	
Maksverdi under sondering (kPa)	7387,2		127,9		776,3	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	7,3	0,1	0,1	0,1	1,3	0,2
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		OK	
Kommentarer:						
Prosjekt			Prosjektnummer: 25109		Borhull Kote +7,5	
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes					45	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					5530	
ERA Geo 	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	AG		SHL		SHL	
	Divisjon		Dato sondering		Revisjon	
			13.11.2020		Rev. dato	
					Anvend.klasse	
					1	
					Figur	
					1	



Prosjekt			Prosjektnummer: 25109		Borhull	Kote +7,5
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes					45	
Innhold					Sondennummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger					5530	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	AG	SHL	SHL	1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
		13.11.2020	Rev. dato	2		



Prosjekt				Prosjektnummer: 25109		Borhull		Kote +7,5		
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes						45				
Innhold						Sondenummer				
Måledata og korrigerte måleverdier						5530				
	Utført		Kontrollert		Godkjent		Anvend.klasse		1	
	AG		SHL		SHL					
	Divisjon		Dato sondering		Revisjon		Figur		3	
		13.11.2020		Rev. dato						



Prosjekt			Prosjektnummer: 25109		Borhull	Kote +7,5
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes					45	
Innhold					Sondennummer	
Avledede dimensjonsløse forhold					5530	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	AG	SHL	SHL	1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
		13.11.2020	Rev. dato	4		

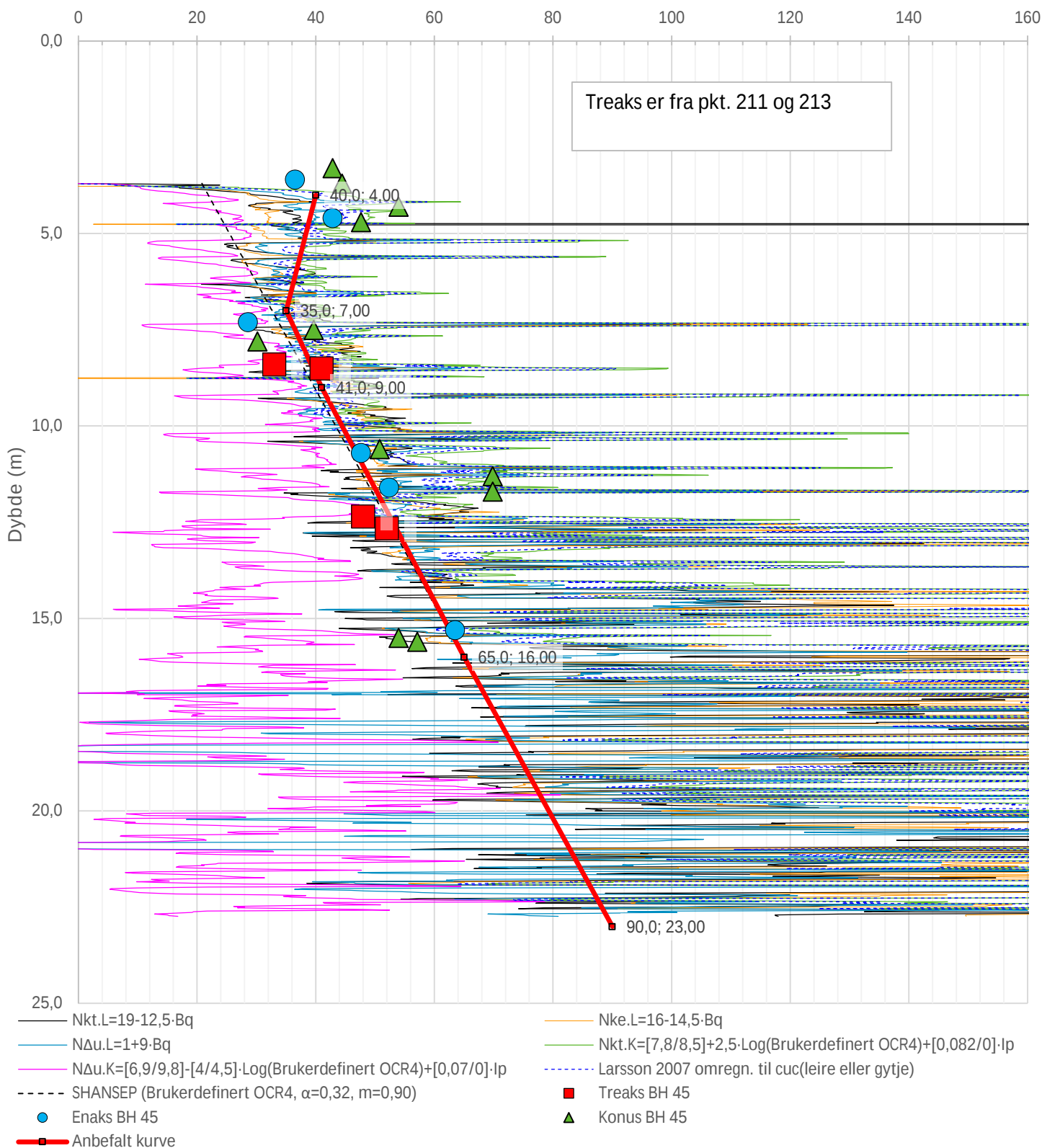
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH 45: $c_u C / c_{u \text{c}ptu} = 1,000$

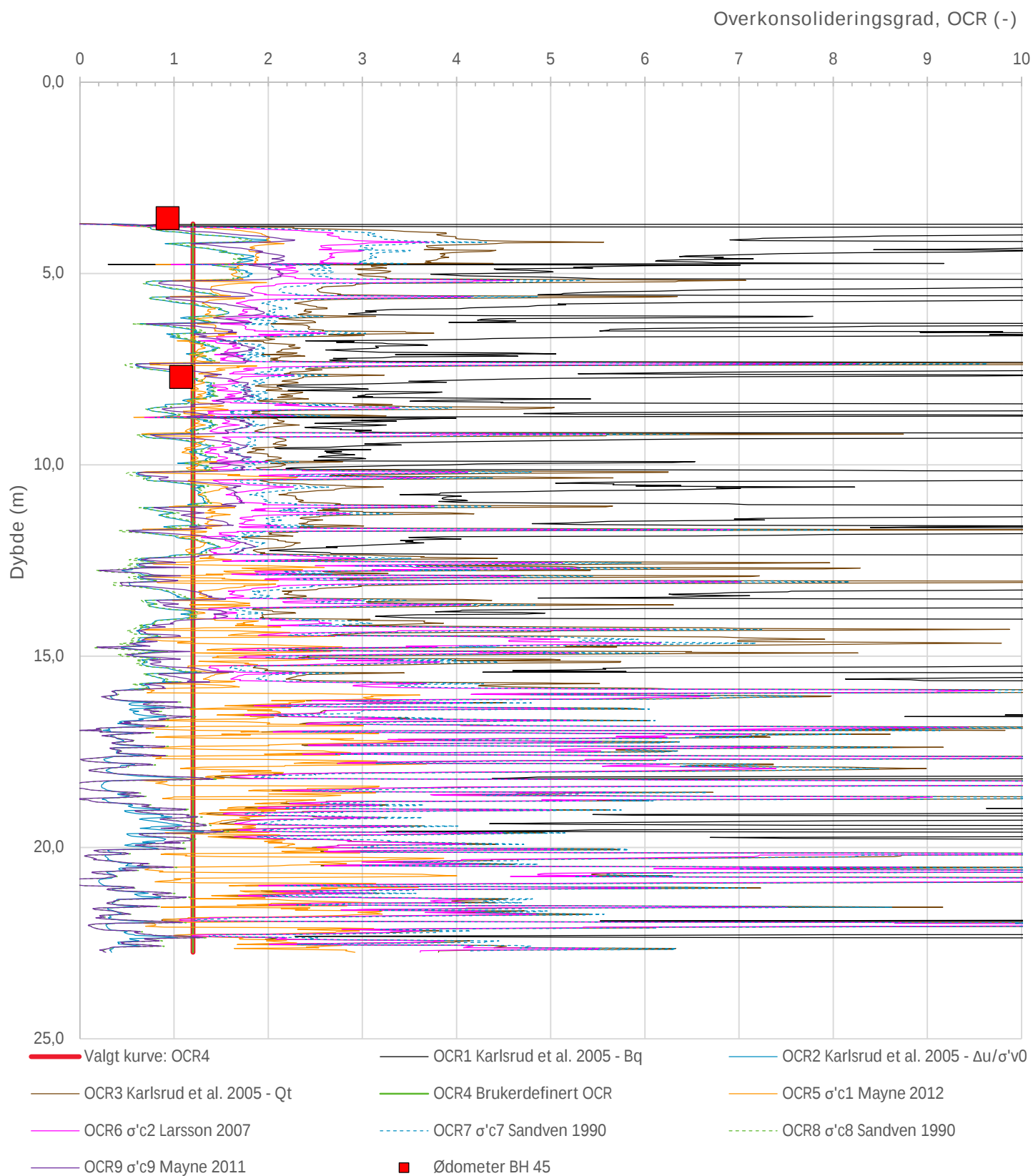
Enaks BH 45: $c_{uuc} / c_{u \text{c}ptu} = 0,630$

Konus BH 45: $c_{ufc} / c_{u \text{c}ptu} = 0,630$

Udrenert aktiv skjærfasthet, $c_{u \text{c}ptu}$ (kPa)

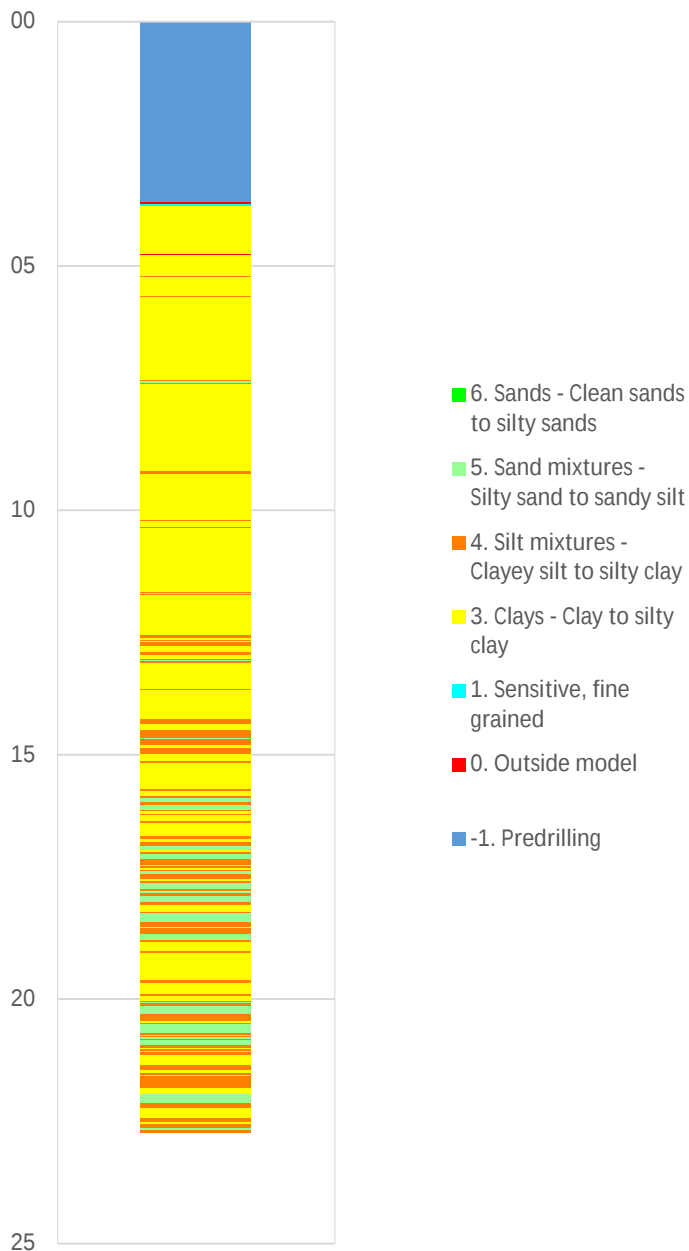


Prosjekt			Prosjektnummer: 25109	Borhull	Kote +7,5
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes				45	
Innhold			Sondenummer		
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet			5530		
ERA Geo	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	AG	SHL	SHL	1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
		13.11.2020	Rev. dato	5	

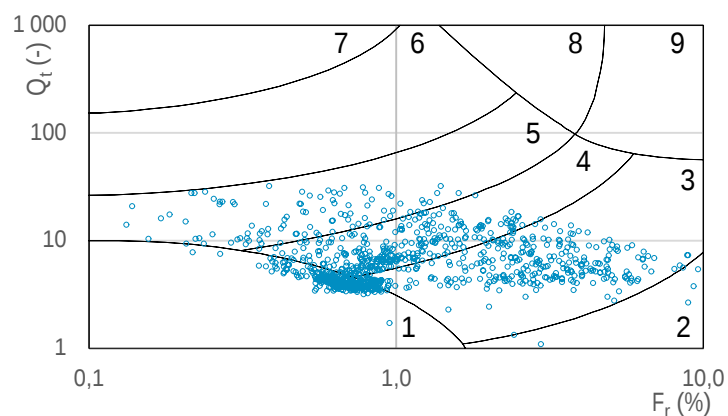
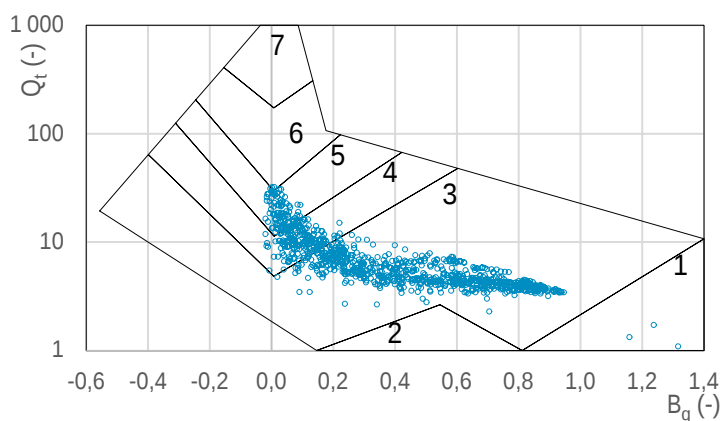
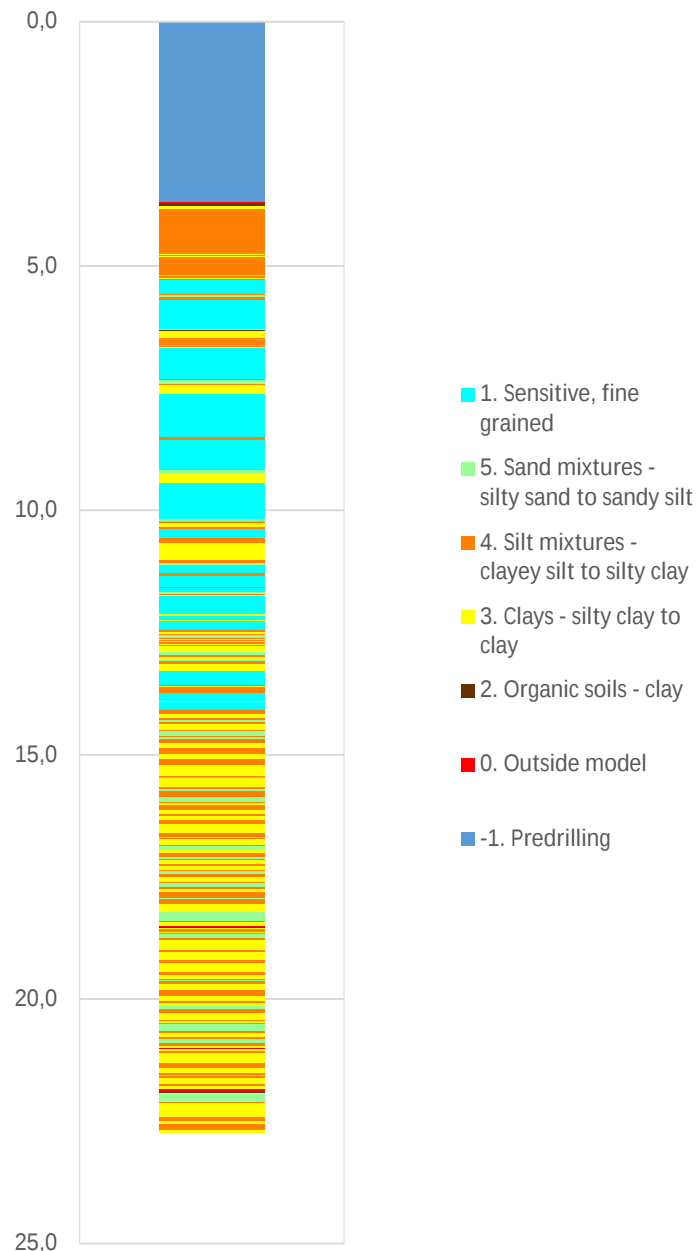


Prosjekt			Prosjektnummer: 25109	Borhull	Kote +7,5
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes				45	
Innhold			Sondennummer		
Overkonsolideringsgrad, OCR			5530		
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	AG	SHL	SHL	1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
		13.11.2020	Rev. dato	8	

Robertson 1990 (Bq-Qt)



Robertson 1990 (Fr-Qt)



Prosjekt		Prosjektnummer: 25109		Borhull
Fv.890 Riitakuru - Rødbergnes				Kote +7,5
Innhold				45
Jordartsklassifisering etter Robertsson 1990				Sondennummer
				5530
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	AG	SHL	SHL	1
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur
		13.11.2020	Rev. dato	16