

---

RAPPORT

# Halsnøy, Stabilitetsvurdering

---

OPPDRAAGSGIVER

Statens Vegvesen Region Vest

EMNE

Geotekniske vurderingar

DATO / REVISJON: 23. oktober 2018 / 02

DOKUMENTKODE: 10205525-RIG-RAP-001

---



Multiconsult

Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

## RAPPORT

OPPDRAAG	<b>Halsnøy, Stabilitetsvurdering</b>	DOKUMENTKODE	10205525-RIG-RAP-001
EMNE	Geotekniske vurderingar	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	<b>Statens Vegvesen Region Vest</b>	OPPDRAAGSLEDER	Joar Tistel
KONTAKTPERSON	Ingjerd H. Martinussen	UTARBEIDET AV	Joar Tistel
KOORDINATER	SONE: 32 ØST: 316357 NORD: 6632939	ANSVARLIG ENHET	Multiconsult ASA

## SAMANDRAG

Overordna konklusjonar frå arbeidet dokumentert i denne rapporten:

- Stabilitetsvurderingane viser at det er teknisk mogleg å gjennomføra planlagt tiltak langs Fv 544 ved Tofte, Halsnøy, med tiltak som skissert i denne rapporten.
- Skråningsstabiliteten er minimalt påverka av veggen i seg sjølv (kanskje med unnatak ved inngangen til ravina i sone I). Det er i hovudsak områdestabiliteten som er ei utfordring.
- Det er nødvendig med tiltak for å heve områdestabiliteten ved sone I (langs ca. vegprofil 170 – 320). Tiltaka er omfattande og vil få innverknad på nærmiljøet:
  - Eigedomar må løysast inn
  - Visuell endring av landskapet
- Arbeidet skal, dersom det vert realisert, utførast i ei bratt skråning med kvikkleire og dårleg stabilitet, noko som i seg sjølv inneber en risiko som må handterast. Det må føreliggje sterke argument for å gå inn i denne typen skråningar med anleggsaktivitet. Tiltaka må uansett detaljerast grundig og følgjast tett opp med god instrumentering i ein anleggsfase.
- Estimerte kostnader knytt til heving av områdestabilitet er 50 - 75 millionar NOK eks.mva. Dette er eit grovt anslag, variasjonen på 25 millionar seier noko om kor nøyaktig dette estimatet er. Kostnader til oppbygging av veg vil koma i tillegg.
- Føreslegne tiltak må detaljerast grundig dersom prosjektet skal realiserast, det kan vere mogleg å optimalisera både motfylling og avlasting som føreslege i denne rapporten.
- Grunnundersøkingar utført ved tidlegare høve og i 2018, saman med tidlegare stabilitetsvurderingar og denne rapporten må gi grunnlag for restriksjonar med tanke på grave og fyllingsarbeid i sone I og sone II.
- Det er anbefala å heve bekkeløpet (bekkheving) i sone II for å bevare dagens situasjon. Dette er eit minimumstiltak, ytterlegare tiltak bør vurderast. Bekken i sone I må erosjonssikrast, med mindre den planlagde utbetringa av veggen vert utført.
- Framtidige tiltak som kan ha betydning for geoteknisk stabilitet i det aktuelle området må utførast ihht. NVE's regelverk.
- Gitt konklusjonen ovanfor: Rådande myndigheiter må gjera ei grundig vurdering før ein konkluderar med om ein vil gå vidare med prosjektet.

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV
02	23.okt.2018	Geoteknisk vurderingsrapport	JOT	OAF	JOT
01	12.okt.2018	Geoteknisk vurderingsrapport	JOT	OAF	JOT
00	14.sept.2018	Geoteknisk vurderingsrapport	JOT	OAF	JOT

## INNHOLDSFORTEGNELSE

<b>1</b>	<b>Innleiing.....</b>	<b>6</b>
1.1	Om prosjektet .....	6
1.2	Multiconsults oppdrag .....	6
<b>2</b>	<b>Generell områdebeskrivelse .....</b>	<b>7</b>
2.1	Vasstand .....	8
2.2	Tidlegare skredaktivitet .....	8
2.3	Geotekniske forhold knytta til prosjektet .....	9
2.4	Dimensjonerande jordparametar .....	9
<b>3</b>	<b>Geoteknisk prosjektering .....</b>	<b>10</b>
3.1	Regelverk, generelt .....	10
3.2	Geoteknisk kategori, konsekvensklasse/pålitelegheitsklasse (CC/CR) .....	10
3.3	Plassering i tiltakskategori .....	11
3.4	Trafikklastar .....	13
3.5	Jordskjelvlaster .....	13
3.6	Grunnvatn - poretrykk .....	14
3.7	Dimensjoneringsmetode.....	14
3.8	Grensetilstandar og partialfaktorar .....	14
3.8.1	Grensetilstandar .....	14
3.8.2	Partialfaktorar for geotekniske parametere/jordparametere .....	14
3.8.3	Partialfaktorar for påverknader .....	15
3.8.4	Partialfaktor for motstand .....	15
3.9	Kvalitetssystem .....	15
3.10	Dimensjonerande verdiar- laster .....	15
3.10.1	Dimensjonerande last på konstruksjonar og terreng.....	15
3.10.2	Jordskjelvlaster .....	15
<b>4</b>	<b>Moglege brot og skredtypar.....</b>	<b>16</b>
4.1	Lokalskred .....	16
4.2	Områdeskred .....	16
<b>5</b>	<b>Utgreiing av områdestabilitet – NVE's veileder 7/2014 .....</b>	<b>16</b>
5.1	«Avklar hvor nøyaktig utredningen skal være» .....	17
5.2	«Undersøk om hele eller deler av området ligger under marin grense» .....	17
5.3	«Avgrens områder med marine avsetninger» .....	18
5.4	«Undersøk om det finnes kartlagte faresoner for kvikkleireskred i området» .....	20
5.5	«Avgrens aktsomhetsområder til terreng som tilsier mulig fare for områdeskred» .....	20
5.6	«Gjennomføring av befaring og grunnundersøkelser/ vurdering av grunnlag» .....	22
5.7	«Avgrens løseområder nøyaktig» .....	22
5.8	«Vurder og avgrens sannsynlige utløpsområder for skredmasser».....	23
5.9	«Avgrens og faregradsklassifiser faresoner» .....	25
5.9.1	Faregradsevaluering, sone I .....	25
5.9.2	Skadekonsekvens og risiko, sone I .....	25
5.9.3	Faregradsevaluering, sone II .....	26
5.9.4	Skadekonsekvens og risiko, sone II .....	27
5.9.5	Oppsummering av faregrad, skadekonsekvens og risiko, sone I og sone II .....	28
5.10	«Stabilitetsvurdering. Dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet» .....	28
5.11	Oppsummering av klassifiseringar .....	28
<b>6</b>	<b>Tidlegare utførte grunnundersøkingar og stabilitets vurderingar .....</b>	<b>29</b>
6.1.1	Overordna grunnforhold – tidlegare utførte grunnundersøkingar .....	29
6.1.2	Konklusjonar frå tidlegare stabilitetsvurderingar .....	30
<b>7</b>	<b>Tolking av grunnundersøkingar utført i 2018 .....</b>	<b>31</b>
7.1	Overordna vurdering av grunnforholda – inkludert ny informasjon frå GU 2018 .....	31
7.2	Vassinnhald .....	34
7.3	Flytegrense, plastisitetsgrense og plastisitetsindeks .....	35
7.4	Korngradering .....	35
7.5	Tyngdetettleik.....	36
7.6	Udrenert skjærstyrke .....	36
7.6.1	Resultat frå laboratorieforsøk.....	36
7.6.2	CPTU.....	40

7.6.3	Anisotropi .....	42
7.7	Sensitivitet .....	43
7.8	Prekonsolidering .....	43
7.9	Drenerte styrkeparameterar .....	46
7.10	Vasstand og poretrykk .....	47
7.11	Jordparameterar for bruk i stabilitetsberekningane .....	50
7.11.1	Parameterar for totalspenningsanalysar .....	50
7.11.2	Parameterar for Effektivspenningsanalyse .....	52
<b>8</b>	<b>Stabilitetsvurderingar .....</b>	<b>54</b>
8.1	Generelt .....	54
8.2	Berekningsresultat .....	54
8.2.1	Diskusjon .....	55
<b>9</b>	<b>Forbetrande tiltak .....</b>	<b>59</b>
9.1	Motfylling og avlasting .....	60
9.2	Kalk-sement stabilisering kombinert med vertikaldren .....	61
9.3	Saltstabilisering .....	61
9.4	Heving av bekk/erosjonssikring .....	62
9.5	Rekkjefølge av tiltak .....	62
9.6	Usikkerheiter ved tiltaka .....	62
9.7	Mengder og kostnader .....	62
<b>10</b>	<b>Overordna konklusjon – Stabilitetsvurdering Fv 544 Halsnøy .....</b>	<b>64</b>
<b>11</b>	<b>Referansar .....</b>	<b>65</b>
11.1	Regelverk, forskrifter, standarder og veiledninger .....	65
11.2	Datarapportar og tidlegare vurderingar .....	65
<b>12</b>	<b>Referansar .....</b>	<b>65</b>

#### Teikningsliste (teikningar lagt ved i vedlegg 4)

Teikning	Kommentar
800.1	Profil N, ADP eks. terreng
800.2	Profil N, ADP anleggsfase
800.3	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling
800.4	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling og motfylling
800.5	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling, motfylling og avlasting
801.1	Profil N, a-fi eks. terreng
801.2	Profil N, a-fi anleggsfase
801.3	Profil N, a-fi permanentfase lette masser i vegfylling
802.1	Profil PK, ADP eks. terreng
803.1	Profil KL, ADP eks. terreng
803.2	Profil KL, ADP eks. terreng med motfylling
804.1	Profil KL, a-fi eks. terreng
805.1	Profil UX, ADP eks. terreng
806.1	Profil UX, a-fi eks. terreng

## 1 Innleiing

Multiconsult er førespurt om å utføre ei geoteknisk vurdering av planlagt utviding av fv 544 gjennom Tofte på Halsnøy i Kvinnherad kommune. Det er planlagt å utvida eksisterande veg og etablera gang og sykkelveg for ei strekning på ca. 750 m, der det er registrert kvikkleire på delar av strekninga.

Denne rapporten presenterer utgreiing av områdestabilitet ihht. NVE regelverk, tolking av grunnundersøkingar utført i 2018 og stabilitetsberekningar for utvalde profilar i området. Tiltak for å forbetre områdestabilitet er føreslegne saman med eit grovt kostnadsestimat av tiltaka.

Merk at rapporten må lesast i samanheng med datarapporten /19/, då føreliggjande rapport refererer til både borpunkt nummerering og profilnavn angitt i datarapporten. Borplanen presentert i /19/ bør difor vere tilgjengeleg når ein les denne rapporten.

### 1.1 Om prosjektet

Statens Vegvesen region Vest (SVV) ynskjer å undersøkje moglegheiten for å utbetra Fv 544 ei strekning mellom Tofte og Sæbøvik på Halsnøy, Kvinnherad kommune. Utbetringa består av utviding for å etablera gang/sykkelveg, men også ei større fylling for å rette ut kurvaturen mellom profil 250-350.

Gang og sykkelveg vert planlagt då det er venta ein vesentleg auke i årsdøgntrafikk langs vegen. Den aktuelle strekninga mellom vegprofil 0 og 500 har vore gjenstand for fleire studiar. Dei tidlegare studiane har konkludert med sikkerheitsfaktorar som ikkje er tilfredsstillande jmf. retningslinjer og regelverk (NVE og SVV). Ein har ikkje klart å dokumentere tilstrekkeleg områdestabilitet. Sjølve inngrepet knytt til vegen har ikkje nødvendigvis stor betydning i denne samanheng.

Tidlegare vurderingar har vore basert på materialparametrar frå delvis forstyrta forsøk, og det har vore konkludert med at opptak av «uforstyrta» prøvar vil kunne vere med og føre berekna sikkerheit opp på eit nivå som kan vere akseptabelt. Nye grunnundersøkingar vart utført våren 2018 i regi av SVV med mål om å ta opp uforstyrta prøvar frå laga med sprøbruddmateriale/kvikkleire i området.

### 1.2 Multiconsults oppdrag

Multiconsult er engasjert for å tolke utførte grunnundersøkingar (2018), og for å vurdere om det er mogleg å utføre den planlagde oppgraderinga av vegen. Vurderingane skal baserast på stabilitetsberekningar i kritiske snitt med representative jordparameterar.

Det er også ein del av oppdraget å føreslå løysingar og kome med kostnadsestimat på dei føreslegne løysingane dersom analysane viser at oppgraderinga er gjennomførbar ihht.gjeldande regelverk.

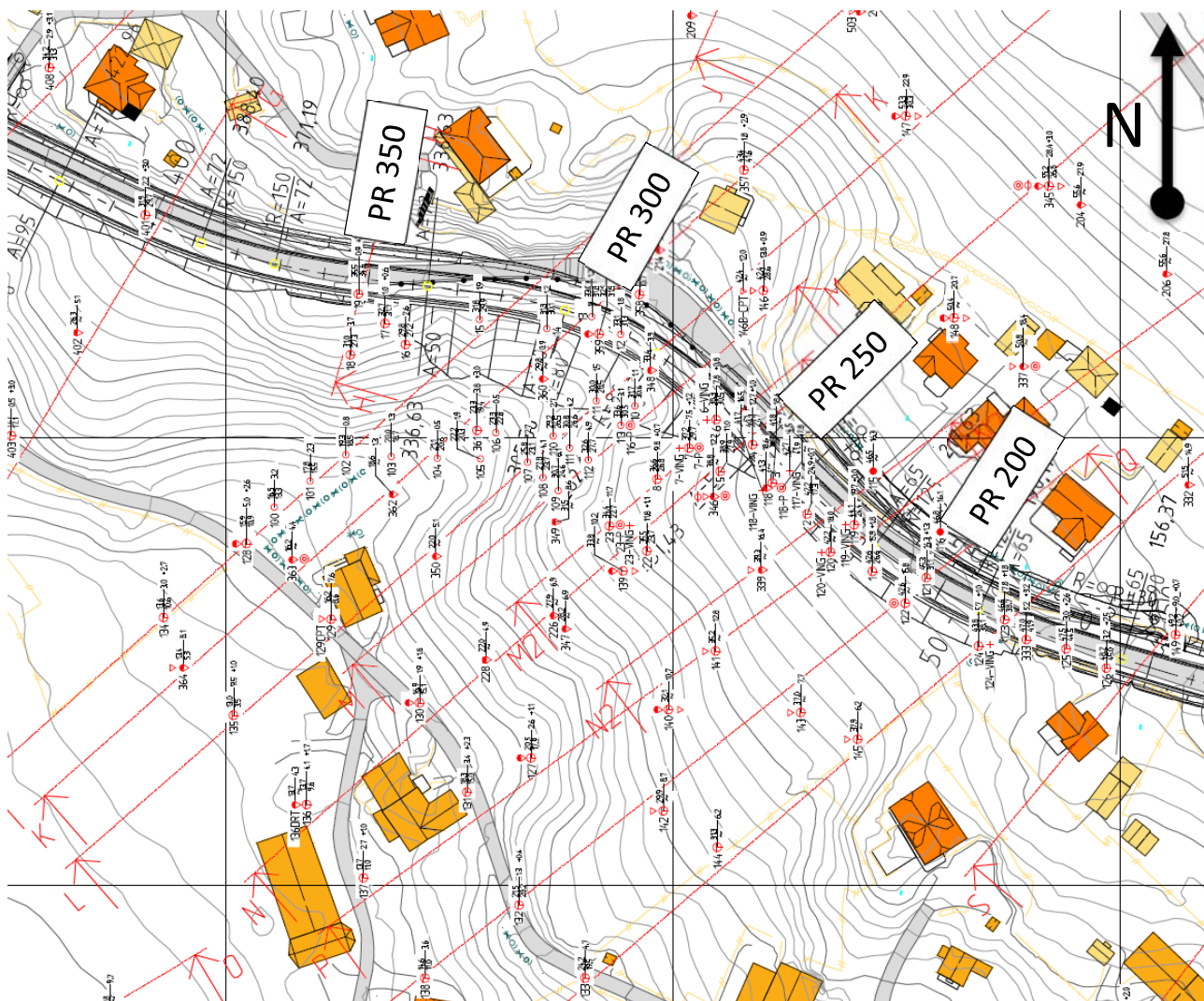
## 2 Generell områdebeskrivelse

Marin grense i området ligg på om lag kote 66 ([www.ngu.no](http://www.ngu.no)). Traseen for Fv 544 heller jamt nedover og startar i det høgste punktet på omlag kote 55 ved profil 0 og endar på omlag kote 11 i profil 710. Oversiktskart over det mest kritiske området er vist i Figur 2-1 og Figur 2-2. Det aktuelle området ligg under marin grense. Det er registrert kvikkleire i områder langs traseen, dette er registrert ved fleire rundar med grunnundersøkingar, seinast våren 2018.

Det er relativt jamn helling mot Sør, Sør-Vest i området på oversiden av og nedsiden av vegtraseen. Det er ei ravine ved profil 290 som sannsynlegvis er danna enten ved utrasing av overliggjande leirlag eller erosjon. Det er relativt kort djupne ned til berg i botn av ravina. Det går i dag ein bekk i ravina. Det er også ei ravine i området sør for profil 0. Denne ber meir preg av å vere erodert over tid grunna vassføring (utprega V-form).



Figur 2-1. Oversiktskart frå [kart.gulesider.no](http://kart.gulesider.no), profil og vegmarkering viser omtrentleg plassering på eit utsnitt av vegen som ligg i det antatt mest kritiske området.



Figur 2-2. Oversikt – profilnummer, (ref.: borplan presentert i /19/).

## 2.1 Vasstand

Vasstand er målt i fire punkt med grunnvassbrønn, ved BH 345, 346, 410 og 505. Poretrykk er målt i 3 punkt med piezometer (tre djupner i kvart punkt) ved BH 345, 346 og 505. Basert på avlesingane frå grunnvassbrønnane så er det observert eit trykk som tilsvarar ein grunnvasstand som ligg i om lag 1.5 – 2.5 m djupne under terrengoverflate i det aktuelle området. Avlesning av piezometer tyder på noko poreovertrykk i djupna.

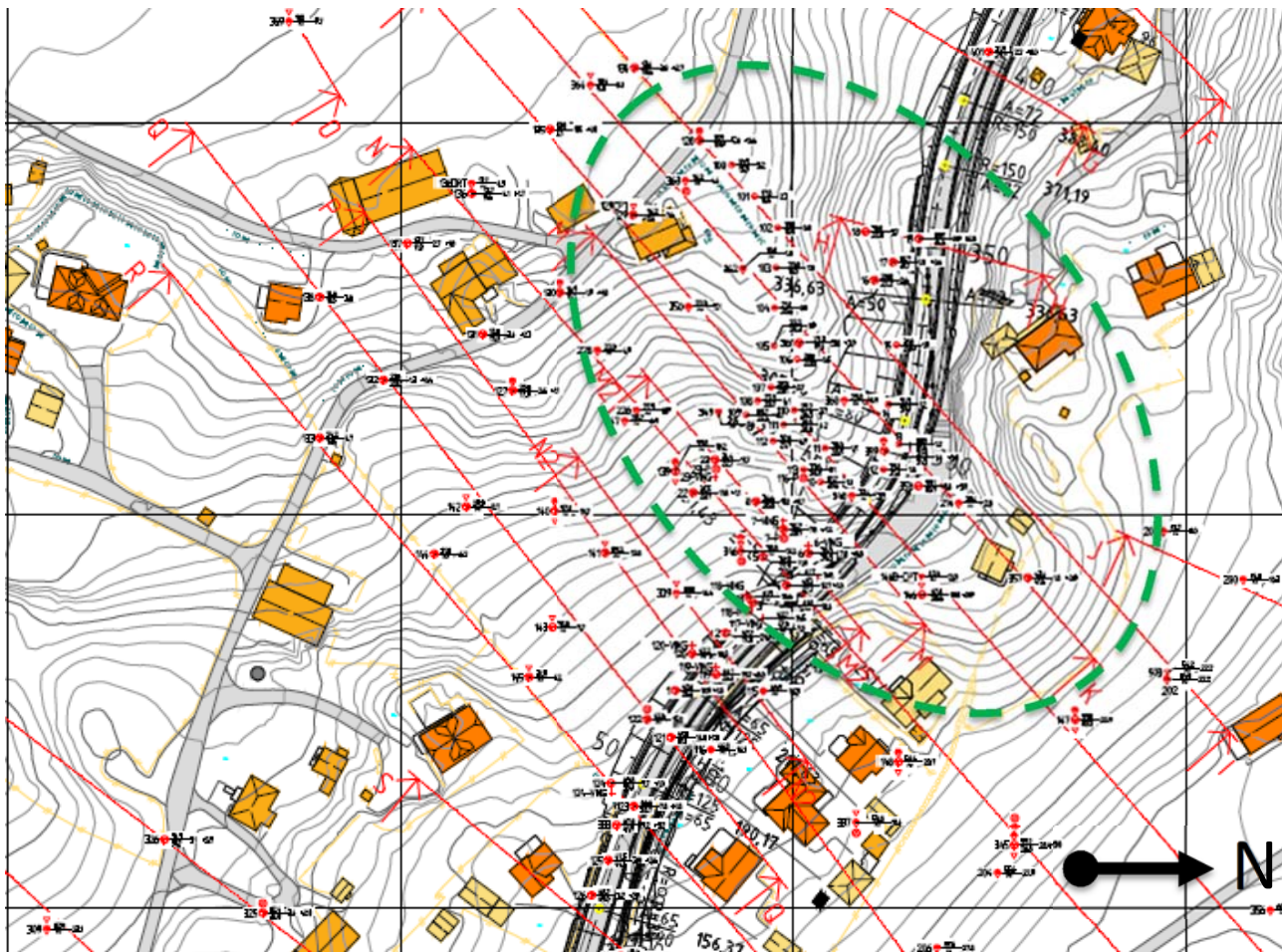
Grunnvassbrønner og piezometer er installert våren 2018 i samanheng med grunnundersøkingane utført i same periode. Måleperioden er difor begrensa, det har i tillegg vore uvanleg tørt i denne perioden. Det har vore meir nedbør på seinsommaren 2018, avlesingar etter denne tid vil kanskje vere meir representative. Det føreligg også avlesingar av grunnvasstand/poretrykk i datarapport /17/ frå 2006.

## 2.2 Tidlegare skredaktivitet

Det er ei markert ravine sentralt i området ved profil ca. 280 – 300 (sjå Figur 2-3) og denne kan vere danna som eit resultat enten av erosjon frå vassføring, eller som resultat av eit skred. Basert på den runde forma av ravina så er det kanskje mest sannsynleg at den er danna som resultat av eit skred. I botn av ravina er det kort djupne ned til berg, det er sannsynleg at det tidlegare har vore dekkja med massar tilsvarande det ein kan finne i tilgrensande områder.



Det er elles ikkje rapportert om skredaktivitet i området ([www.skrednett.no](http://www.skrednett.no)).



Figur 2-3. Ravine ved profil 290 innanfor areal merka med grøn stipla linje. (ref.:borplan presentert i /19/)

### 2.3 Geotekniske forhold knytta til prosjektet

Det er registrert blaut leire betekna som sprøbruddsmateriale og kvikkleire langs vegstrekninga. Eit hovudmoment knytt til prosjektet og om prosjektet er gjennomførbart er difor stabilitetsvurderingar. Stabilitetsberekningane skal utførast i kritiske snitt. Ein må også omsynta ravina som ligg sentralt i området.

Utbetring av vegen vil medføra oppfylling av massar på eksisterande terreng. Vurdering av lokalstabilitet og påverknad på områdestabiliteten må difor vurderast.

Midlertidige fasar og permanent tilstand må vurderast.

I samanheng med forslag til metodar for å fundamentera ny veg så må en vurdere metodar opp mot påverknad på lokalstabilitet og områdestabilitet.

### 2.4 Dimensjonerande jordparameterar

Det vert henvist til kapittel 6 og 7 for presentasjon av lagdeling og jordparameterar.

### 3 Geoteknisk prosjektering

#### 3.1 Regelverk, generelt

Geoteknisk prosjektering skal utførast ihht. Eurokode 0, NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner /1/, og Eurokode 7, NS-EN 1997-1 og NS-EN 1997-2 Geoteknisk prosjektering, del 1 og del 2 /2/ og /3/.

Utgreiing av områdestabilitet skal gjerast i henhold til Byggteknisk forskrift til Plan- og bygningsloven, TEK 17 /14/ med tilhøyrande NVE veileder 7/2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred /13/. Der det vert gitt prosedyrar for kartlegging og faregradsbestemming av kvikkleiresoner og krav til sikkerheit for områdestabilitet. Bruk av prosentvis forbetring i staden for absolutt partialfaktor i denne samanheng skal begrunnast /9/.

NVE veiledar 7/2014 /13/ angir tiltakskategoriar for ulike typar tiltak.

#### 3.2 Geoteknisk kategori, konsekvensklasse/pålitelegheitsklasse (CC/CR)

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 /2/ stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. SVV 200 /9/ angir at geoteknisk kategori 3 dersom det er kvikkleire i området, men åpnar for å plassere prosjektet i geoteknisk kategori 2 dersom det er spesielt gunstige forhold. Vi kan ikkje sjå at det er spesielt gunstige forhold i dette prosjektet.

Oppdraget som er tildelt Multiconsult omfattar tolking av grunnundersøkingar (2018) /19/ og vurdering av stabilitetsforhold knytta til mulig utvidelse av fv 544 og etableringa av gang-sykkelveg som må leggjast på ei fylling langs eksisterande veg. Det er registrert kvikkleire langs den aktuelle traseen.

På grunn av registrert kvikkleire i planområdet må prosjektet også vurderes i henhold til krav gitt i NVE-retningslinjer 7/2014 /13/.

Med det overstående som utgangspunkt vert følgjande generelle inndeling for geoteknisk kategori valt, og dermed også krav til geoteknisk prosjektering:

- Områdestabilitet: Geoteknisk kategori 3
- lokalstabilitet sprøbruddmateriale: Geoteknisk kategori 3
- Lokalstabilitet, ikkje sprøbruddmaterial: Geoteknisk kategori 2

Eurokode 0, NS-EN 1990-1 /1/ definerar byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelegheitsklasse (CC/RC). Konsekvensklassar er behandla i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledande eksempel på plassering av byggverk og grunn-/fundamenteringsarbeid i pålitelegheitsklassar er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901). SVV har i si handbok V220 /8/ gjort ei samanstilling av forholdet mellom geoteknisk kategori og pålitelegheitsklasse.

Basert på dette og på ein føresetnad om at standardens intensjon er å knytta val av pålitelegheitsklasse til vald geoteknisk kategori gir dette følgjande generelle inndeling i forhold til konsekvensklasse/pålitelegheitsklasse:

- Områdestabilitet: CC/RC 3
- Lokalstabilitet, sprøbruddmateriale: CC/RC 3
- Lokalstabilitet, ikke sprøbruddmateriale: CC/RC 2

### 3.3 Plassering i tiltakskategori

TEK 17 /14/: *Et område der det er fare for kvikkleireskred, en faresone, kan ha betraktelig større utbredelse enn selve tiltaket. For tiltak som kan påvirke områdestabiliteten, medføre fare for menneskeliv eller store materielle skader ved skred, må det kartlegges hvor stort område som kan omfattes av et skred, både løsne- og utløpsområde. Utredning av områdestabilitet (soneutredning) innebærer å vurdere alle skråninger hvor et skred kan utløses og forplante seg inn i tiltaksområdet, samt områder hvor skredmasser ovenfra kan ramme tiltaksområdet. Behov for utredning og eventuell sikring av områdestabiliteten i faresoner for kvikkleireskred er avhengig av **tiltakskategori**, og for tiltakskategori K2-K4 også hvilken **faregrad** sonen har. Tiltakskategori bestemmes av tiltakets påvirkning på områdestabiliteten og av konsekvensene ved skred. Konsekvensene bestemmes av tiltakets størrelse og verdi samt i hvilken grad tiltaket vil medføre tilflytning av personer.*

I dette prosjektet skal også SVV handbok N200 /9/ ligge til grunn for prosjektinga. N200 henviser til NVE regelverk mht. områdestabilitet.

Tiltakskategoriene ihht. NVE er vist i Tabell 3-1. Prosjektet vert klassifisert å vere i tiltakskategori K3. Grunngevinga for denne klassifiseringa er:

- Vi kan ikkje klassifisere tiltaket som eit reint trafikksikringstiltak, då tiltaket også inneber utbetring av veg, noko som vil auke årstdøgnstrafikken (ÅDT) på vegen. Dette fører prosjektet frå K1 til K2.
- Tiltaket medfører «tilflytting» av personar i form av auka ÅDT (det er antyda at ÅDT i framtida kan bli ca 2000, med referanse til oppstartsmøte 4.juni 2018). Dette fører prosjektet frå K2 til K3

Tabell 3-1. tiltakskategori K0 – K4 /13/.

Tiltakskategori. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Faregrad før utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K0: Mindre byggverk og anlegg som medfører svært begrensede terrenginngrep eller laster og ingen tilflytning av personer. Eksempler er enkle garasjer, naust eller uthus som ikke er beregnet for tunge gjenstander eller kjøretøyer som vil gi betydelige terrenglaste, mindre vegger som ikke medfører utfyllinger i toppen av skrånninger eller skjæringer i bunnen av skrånninger (eks. skogsbilveger og gårdsveger), mindre grøfter og lignende, mindre tilbygg og påbygg på eksisterende bebyggelse.	Tiltak må følge anbefalinger i Veiledning ved små inngrep i kvikkleiresoner, (NGI-rapport 2001008-62)		
K1: Byggverk, terrenginngrep og anlegg av begrenset størrelse og tyngde (inkludert inventar) med lite personopphold. Selve tiltakene kan utføres med lette masser for å oppnå at stabiliteten ikke forverres. Eksempler er mindre driftsbygninger i landbruket og lagerbygg av begrenset verdi, mindre massedeponier, lokale VA-anlegg, private og kommunale vegger og trafiksikkerhetstiltak, slik som gang- og sykkelveger, over- og underganger, tiltak i forbindelse med anlegg av midtdeler og lignende.	Tiltaket skal ikke påvirke områdestabiliteten negativt. Ved tvil om dette skal tiltaket flyttes til K2.  Erosjon som kan gi negativ påvirkning på stabiliteten i tiltaksområdet skal stoppes ved erosjonssikring. Vurdering av tiltakets virkning på områdestabilitet kvalitetssikres av kollega.		
K2: Tiltak som er nevnt under kategori K1 når tiltaket vil påvirke stabiliteten negativt dersom det ikke gjennomføres stabiliserende tiltak utenom selve tiltaket.  Dersom tiltaket medfører tilflytting av personer skal tiltaket plasseres i tiltakskategori K3 eller K4.	Stabilitetsanalyse som dokumenterer  a) sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$  eller b) Ikke forverring **  Kvalitetssikres av kollega.*		Stabilitetsanalyse som dokumenterer: a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller b) Ikke forverring hvis $F > 1,2$ , eller c) Forbedring hvis $F \leq 1,2$ , se figur 5.1. Kvalitetssikres av uavhengig foretak*
K3: Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi (utover tiltak i K0-K2). Ved planlagt større tilflytting/ personopphold gjelder K4.  Eksempler er bolighus og fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, mindre utendørs publikumsanlegg, mindre næringsbygg, større VA-anlegg.	Stabilitetsanalyse som dokumenterer: a) sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller b) Ikke forverring**  Kvalitetssikres av uavhengig foretak*	Stabilitetsanalyse som dokumenterer: a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller b) Ikke forverring hvis $F \geq 1,2$ , eller c) Forbedring hvis $F < 1,2$ , se figur 5.1.  Kvalitetssikres av uavhengig foretak*	Stabilitetsanalyse som dokumenterer: a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller b) Forbedring hvis $F < 1,4$ , se figur 5.1.  Kvalitetssikres av uavhengig foretak*
K4: Tiltak som medfører større tilflytting/ personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner. Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.	Stabilitetsanalyse som dokumenterer:  a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$  eller b) Forbedring hvis $F < 1,4$ , se figur 5.1.  Kvalitetssikres av uavhengig foretak*		Stabilitetsanalyse som dokumenterer:  a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller b) Vesentlig forbedring hvis $F < 1,4$ , se figur 5.1. Kvalitetssikres av uavhengig foretak*

### 3.4 Trafikkklaster

Karakteristiske trafikk- og terrenglaster er vald iht. SVV håndbok N200 /9/ og V220 /8/, sjå Tabell 3-2.

Tabell 3-2. Karakteristiske trafikk- og terrenglaster.

Tilfelle	Benevning	Størrelse	Eining	Kommentar
Trafikklast ved stabilitetsberekning	$F_{rep}$	15	kPa	Jamt fordelt belastning på 15 kPa over heile vegens planeringsbreidd hvis ugunstig, (0 hvis gunstig), vegskulder inkludert. Tilsvarande gjeld for gang- og sykkelveg.
Gang- og sykkelveg	$F_{rep}$	10	kPa	Jamt fordelt belastning på 10 kPa fordelt over heile vegens breidd, vegskulder inkludert.
Trafikkklaster på terreng ved konstruksjonar som støttemurer, landkar og armerte jordkonstruksjonar	$F_{rep}$	20	kPa	Gjeld på fyllingar for vegbruer og ferjekai med trafikklast på veg bak konstruksjonen i <b>6 m</b> breidd plassert i ugunstigaste posisjon i tverrprofilen.
Øvrig del av vegbana inkludert skuldre, gangbane og eventuell midtdelar	$F_{rep}$	5	kPa	Gjeld ved konstruksjonar. Jamt fordelt belastning frå hjulakslar.
Vegtrafikk bak støttemurar/støttekonstruksjon	$F_{rep}$	20	kPa	Jamt fordelt over heile vegarealet. Virkningen av resulterande jordtrykk med djupna reknast å vere begrensa til 5 m under terreng.
Terrenglast bak støttekonstruksjon utan vegtrafikk	$F_{rep}$	5	kPa	Jamt fordelt over terreng bak støttekonstruksjonen. Skal dekkja mogleg belastning frå jordbruksrelaterte aktivitetar, snølast og liknande. Virkninga av resulterande jordtrykk med djupna reknast å vere begrensa til 5 m under terreng.

### 3.5 Jordskjelvlaster

Frå N200 /9/ kap.205.7:

*«Veiledende tabell for valg av seismisk klasse (I til IV) for en rekke konstruksjoner, inklusiv veg- og gangbruer, er gitt i Eurokode 8-1. Geotekniske konstruksjoner skal ha samme seismisk klasse som konstruksjonen de støtter. For seismisk klasse for bruer vises det til håndbok N400.*

*For veg mellom permanente konstruksjoner skal det i forbindelse med Risiko og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse) av plan jf. plan- og bygningsloven gjøres en vurdering om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen»*

Vi tolkar det slik at for veg/vegfyllinger inntil konstruksjonar skal det utførast jordskjelvanalysar dersom eit brudd i veg/fylling vil påverke konstruksjonen. For øvrig veg utanom konstruksjonar skal det gjerast ei vurdering med ROS-analysar.

Det er ingen konstruksjonar forutan vegen langs den aktuelle strekninga. Etter vår vurdering er det difor ikkje nødvendig å hentynta jordskjelvlaster i stabilitetsberekningane i denne fasen. Det kan imidlertid vere behov for å ta inn dette i seinare fasar (detaljprosjektering) og/eller utføre ROS analyse for å grunngi ei evt. utelatelse.

Det er heller ikkje pr. i dag vanleg praksis å ta hensyn til jordskjelvlast ved stabilitetsberekningar i Noreg (eller i Sverige).

### 3.6 Grunnvatn - poretrykk

Grunnvasstand og poretrykk skal inkluderast i stabilitetsberekningane. Poretrykksprofil vert basert på registrerte verdier frå grunnvassbrønner og piezometer.

### 3.7 Dimensjoneringsmetode

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 /2/ kapittel 2.4.7.3.4 presenterar tre ulike dimensjoneringsmetodar for geoteknikk, dvs. tre ulike metodar for korleis forholdet mellom dimensjonerande lastverkad og dimensjonerande motstand skal vektast. Ved geoteknisk prosjektering i Noreg vert dimensjoneringsmetode 3 nytta i henhold til NA:2008 med unntak av pelar der dimensjoneringsmetode 2 vert nytta.

For stabilitetsberekningar vert difor dimensjoneringsmetode 3 nytta med følgjande kombinasjon av sett med partialfaktorar:

Kombinasjon: (A1\* eller A2\*\*) "+ M2 "+ R3"

\* På konstruksjonslaster

\*\* På geotekniske laster

A: partialfaktor for påverknader eller lastverknader

M: partialfaktor for jordparameterar

R: partialfaktor for motstand

### 3.8 Grensetilstandar og partialfaktorar

#### 3.8.1 Grensetilstandar

*Fyllingsarbeid og stabilitet:*

I stabilitetsberekningane er bruddgrensetilstand dimensjonerande. For setningsvurderingar vert bruksgrensetilstanden lagt til grunn.

#### 3.8.2 Partialfaktorar for geotekniske parametere/jordparametere

Krav til partialfaktorar for geotekniske parametere vert vurdert frå tabell 0.3 i HB V220 /8/ og knytta til aktuell konsekvensklasse og bruddmekanisme. Figur 0.3 fra HB V220 /8/ er presentert i Tabell 3-3 nedanfor. Merk at denne tabellen vil gjelda for lokalstabilitet.

*Tabell 3-3. Tabell fra HB V220 (figur 0.3) /8/ - partialfaktorar ved effektivspennings og totalspenningsanalyser.*

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1.25 / 1.4*	1.3 / 1.4*	1.4
CC2 Alvorlig	1.3 / 1.4*	1.4	1.5
CC3 Meget alvorlig	1.4	1.5	1.6

\*NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at  $\gamma_m \geq 1.4$  ved totalspenningsanalyser.

Det ovanfor nemnde gjeld for lokal stabilitet for konstruksjonar/tiltak. For global-/områdestabilitet gjeld følgjande iht. handbok V220 /8/ og NVE 7/2014/13/ for K3 – høg faregrad (gjeld sone I):

Dersom berekna  $\gamma_M > 1,4$  for områdestabilitet så kan dette sikkerheitsnivået akseptert. Dersom berekna  $\gamma_M < 1,4$  for områdestabiliteten så kan prinsippet om % - vis forbedring vurderast nytta dersom det er teknisk umogleg å oppfylle krava til absolutt partialfaktor. Krav til % - vis forbedring varierer lineært mellom 0 % og 20 % avhengig av berekna (initial  $\gamma_M$  for global stabilitet (kfr. /8/).

Vidare åpner HB V220 for å akseptera materialfaktor lågare enn krav gitt i Tabell 3-3 (Figur 0.3 i V220) ved analyse av områdestabilitet dersom forholda utan prosjektert tiltak (dagens situasjon) gir lågare materialfaktor enn krav. Det vil då normalt forutsetjast at det prosjekterte tiltaket vert gjennomført på ein måte som gir uendra eller økt materialfaktor og slik at faktorar som kan utløyse brot eller skred vert unngått (Fotnote d i Figur 0.2/8/).

### **3.8.3 Partialfaktorar for påverknader**

Fyllingsarbeid/Stabilitet/Jordtrykk:

Krav til partialfaktorar for påverknader vert bestemt i henhold til tabell NA.A.3 i /2/. Denne tabellen henviser til NS-EN 1990:2002/NA:2008 /1/, tabell NA.A1.2 (B) og (C) (hhv. A1 og A2):

For geotekniske laster, medrekna også påverknader på grunnen (konstruksjonslaster og trafikklaster) for analysar av skråningar og områdestabilitet, skal sett A2 nyttast:

$$\gamma_{Q,1} = 1,3$$

$$\gamma_{Gj} = 1,0$$

### **3.8.4 Partialfaktor for motstand**

Stabilitet:

Partialfaktor for motstand,  $\gamma_R$ , vert bestemt ut frå tabell NA.A.14 /2/ (for skråningar og områdestabilitet). Tabellen gir:  $\gamma_{R;e} = 1,0$  (R3).

Dette betyr at motstanden i lausmassene ikkje skal reduserast utover det som resultatet som vert oppnådd ved å leggje på partialfaktor for geotekniske parameterar.

## **3.9 Kvalitetssystem**

Eurokode 0, NS-EN 1990:2002+NA:2008 /1/ krev at det ved prosjektering av konstruksjonar i pålitelegheitsklasse 2, 3 og 4 skal eit kvalitetssystem vere tilgjengeleg, og at dette systemet skal tilfredsstillast NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjonar i pålitelegheitsklasse 4. Multiconsult sitt system tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er ivareteke.

## **3.10 Dimensjonerande verdiar- laster**

### **3.10.1 Dimensjonerande last på konstruksjonar og terreng**

Dimensjonerande last på konstruksjonar og terreng resulterer frå multiplikasjon av karakteristiske verdiar med tilhøyrande partialfaktor for påverknad.

### **3.10.2 Jordskjelvlaster**

Henviser til kapittel 3.5.

## 4 Moglege brot og skredtypar

Brot- og skredtypar er omtalt i NVE 7/2014 /13/ kap. 3.

### 4.1 Lokalskred

Rotasjonsskred er ofte relatert til skrånningar i elve-/bekkedalar og/eller raviner. Utløysande årsaker er lokal overbelastning for eksempel ved erosjon eller utfylling i topp skrånning. Eit rotasjonsskred vil pr. definisjon ikkje medføra vidare brotutvikling bakover (ikkje retrogressivt). Dersom rotasjonsskred skjer i tilknytning til sprøbruddmaterialar kan det utløyse områdekred og dermed benevnast initialskred.

### 4.2 Områdeskred

Ved utgreiing av områdestabilitet vert brottypar vurdert i henhold til kap. 3.2 /13/. Følgjande brottypar er aktuelle i områder med sprøbruddmateriale (områdeskred):

1. Initialskred med bakeroverretta skalkskred (retrogressivt skred)
2. Bakoverretta flakskred
3. Framoverretta flakskred

Initialskred kan for eksempel utløysast som følge av erosjon eller lokal overbelastning i eit kritisk område (f. eks. i toppen av ein skrånning). Et retrogressivt skred er eit skred som utviklar seg bakover frå eit initialskred, vanlegvis på grunn av at raskanten er ustabil.

Flakskred vert utløyst på grunn av progressiv bruddutvikling i sprøbruddmateriale (sensitiv/kvikkleire). Progressivt brot er eit brot som utviklar seg gradvis pga. reduksjon i styrke langs eit kritisk glideplan. Brotet er initiert av ein lokal styrkeoverskridelse.

Bakeroverretta flakskred er utvikla frå eit initialskred i skråningsfronten. Skredtypen opptrer vanlegvis dersom laget av sprøbruddmateriale har liten tjuknad og overdekningen av andre lausmassar er stor, slik at brotflata vert tvinga bakover.

Framoverretta flakskred er initiert i bakkant ved lokal overbelastning, og bevegar seg fremover i retning av utglidinga. Skredtypen kan forekomma både i område med stor tjuknad av sprøbruddmateriale og ved glidning i sjikt.

## 5 Utgreiing av områdestabilitet – NVE's veileder 7/2014

Plan og bygningsloven, §28-1, stiller krav til at «grunn kan bare bebygges, eller eigedom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold». Vidare stiller TEK 17/14/, §7-3, krav til at «byggverk hvor konsekvensen av et skred, herunder sekundærvirkninger av skred, er særlig stor, skal ikke plasseres i skredfarlig område».

Kap. 4.5 i NVE veileder 7/2014 /13/ beskriv prosedyre for identifisering og avgrensning av kvikkleireområder med potensielle skredfarar (aktsomheitsområder, punkt 1-5), avgrensning og faregradsevaluering av faresoner (faregradsklassifiserte faresone, punkt 6-9) og til slutt stabilitetsanalysar (stabilitetsutredende faresoner, punkt 10).

Tabell 5-1 viser overskrift for punktea i prosedyra for utgreiing av aktsomheitsområder og faresoner NVE 7/2014 /13/.



Tabell 5-1. Prosedyre for utredning av aktsomhetsområder og faresoner /13/.

Pkt.	Oppgave
1.	Avklar hvor nøyaktig utredning skal være
2.	Undersøk om hele eller deler av området ligger under marin grense
3.	Avgrens områder med marine avsetninger
4.	Undersøk om det finnes kartlagte faresoner for kvikkleireskred i området
5.	Avgrens aktsomhetsområder til terreng som tilsier mulig fare som områdeskred
6.	Gjennomføring av befaring og grunnundersøkelser/ vurdering av grunnlag
7.	Avgrens løseområder nøyaktig
8.	Vurder og avgrens sannsynlige utløpsområder for skredmasser
9.	Avgrens og faregradsklassifiser faresoner
10.	Stabilitetsvurdering. Dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet

Antal punkt i prosedyra som må behandlast er avhengig av planfase og krav til nøyaktigheit av utredningane.

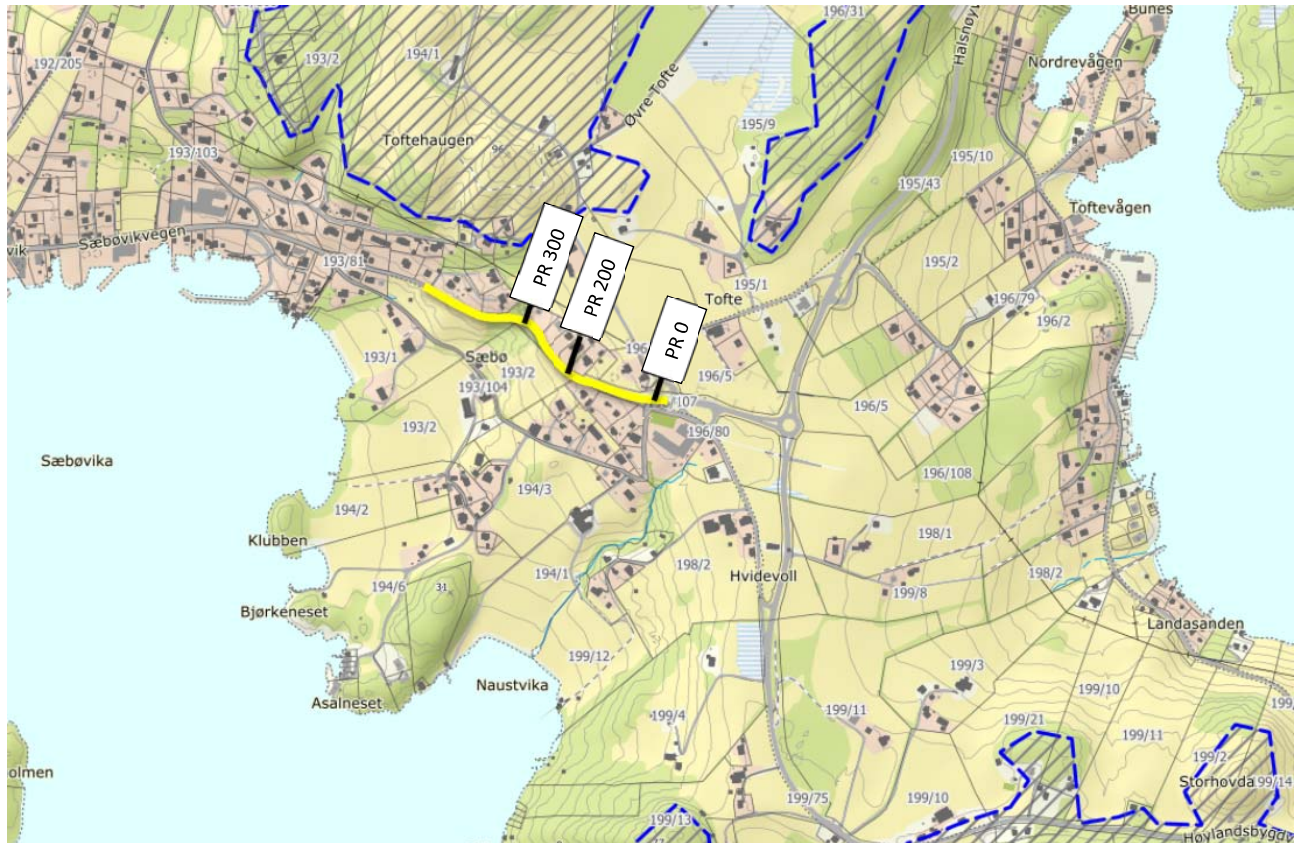
Prosedyra vert avslutta dersom det ved gjennomgang av prosedyra kan konkluderast med at det ikkje er fare for områdeskred. Prosedyra er gjennomgått punktvis i dei etterfølgjande kapitla.

### 5.1 «Avklar hvor nøyaktig utredningen skal være»

Det er avklart med oppdragsgjevar (SVV) at vurderinga skal vere på reguleringsplannivå. Vurderinga presentert i denne rapporten skal konkludere med om det er mogleg å utføre planlagt utbetring av veg (med gang og sykkelveg) innanfor definerte sikkerheitsnivå (NVE og SVV)

### 5.2 «Undersøk om hele eller deler av området ligger under marin grense»

Marin grense i området ligg på om lag kote 66. Terrenghøgda av vegen ligg mellom ca kote 55 og kote 11. Det aktuelle området ligg difor under marin grense, sjå Figur 5-1.

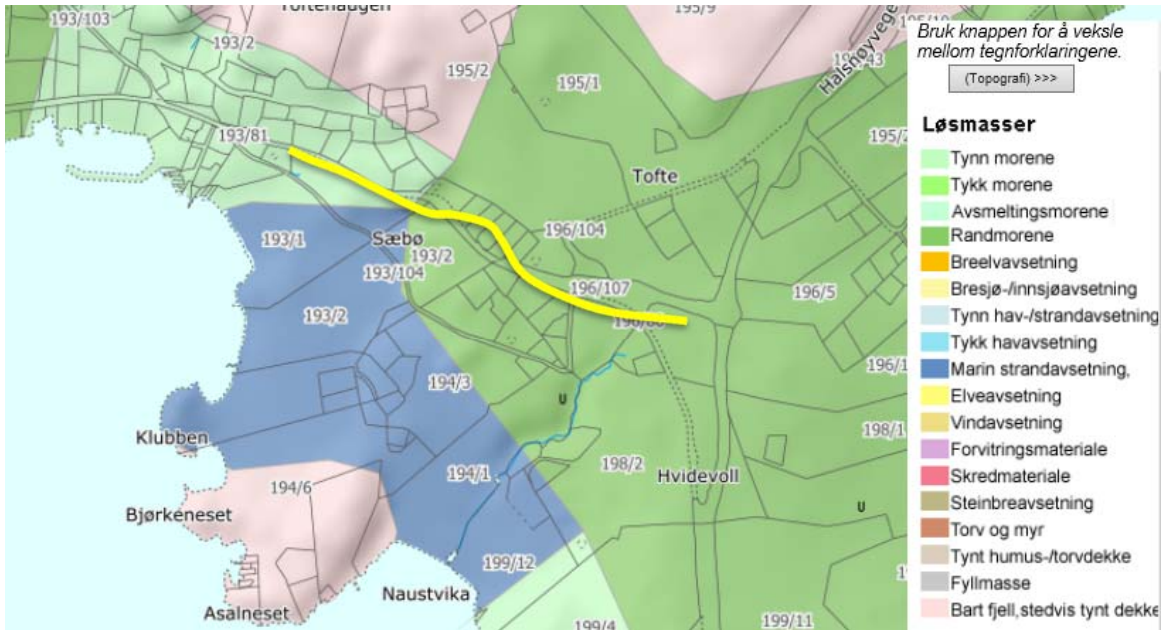


Figur 5-1. Kart som viser marin grense (skravert område ligg over marin grense) ([www.ngu.no](http://www.ngu.no)).

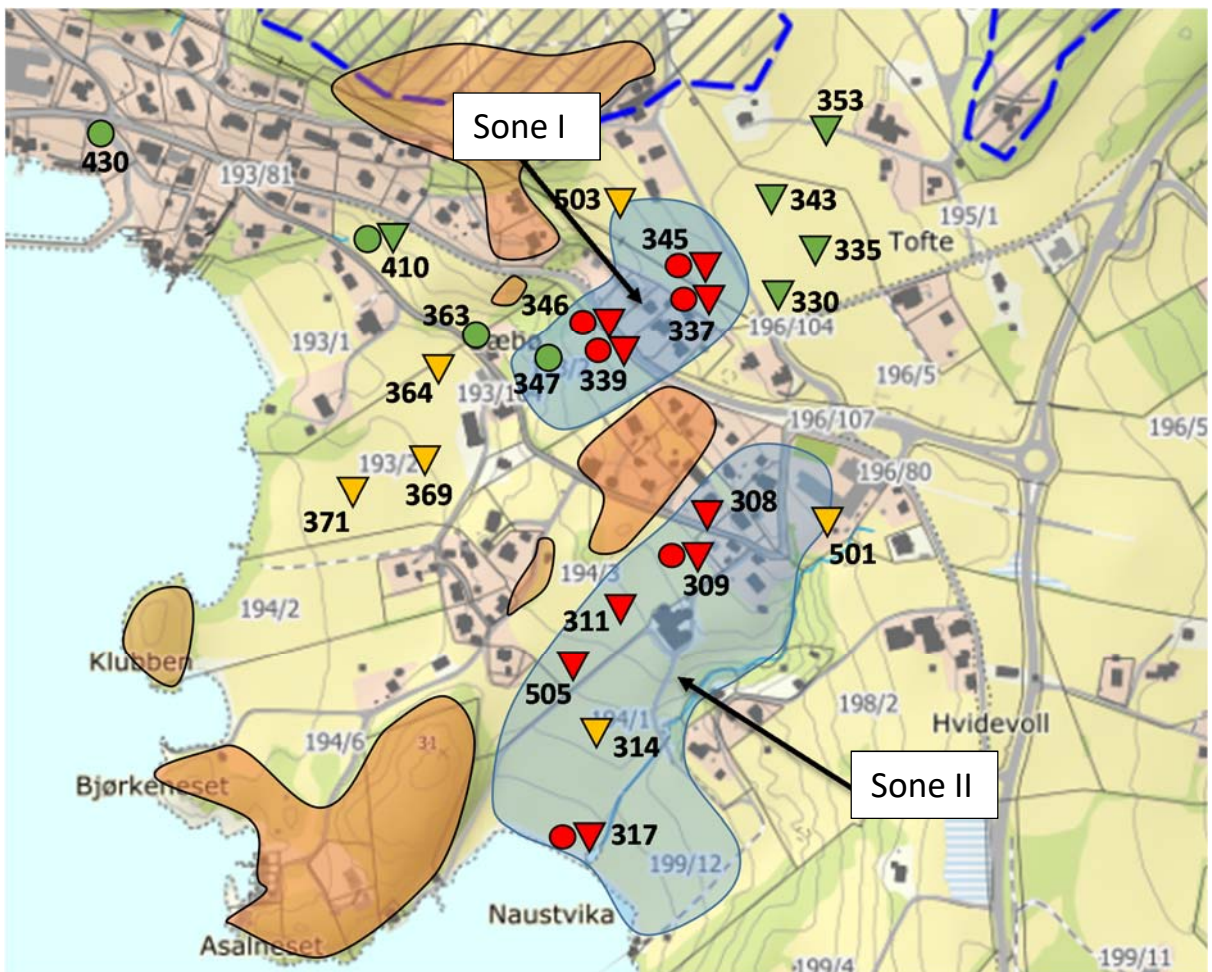
### 5.3 «Avgrens områder med marine avsetninger»

Gjennomgang av datarapport frå 2018 /19/ og tidlegare datarapportar og vurderingar /17/, /18/, /16/ viser at det er marine avsetningar i området. Marine avsetningar er også skissert i NGU's kart database for lausmassar, presentert i Figur 5-2.

Eit meir detaljert kart som angir soner med sprøbruddmateriale og kvikkleire (blå skravur) er presentert i Figur 5-3. Soner med berg i dagen er også vist med raud-brun skravur. Figuren er ei skisse og er meint å gi ei grov oversikt. Ytterlegare forklaring til sone-inndelinga er presentert i kapittel 7.1 og Figur 7-1.



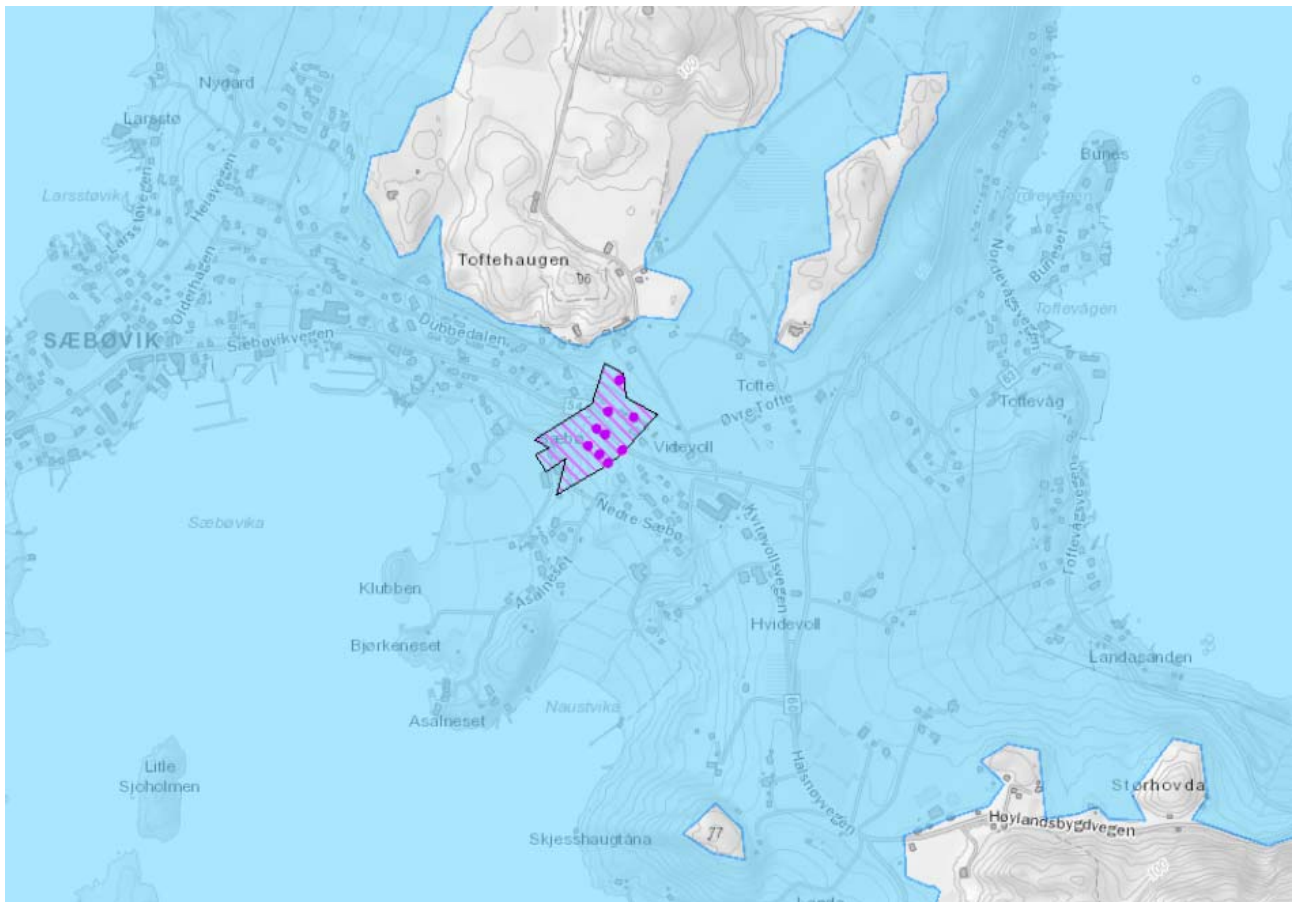
Figur 5-2. NGU løsmassekart.



Figur 5-3. Omtrentleg plassering av borpunkt og grov inndeling av område med antatt sprøbrudd/kvikkleire (blå skravur) og berg i dagen (raud-brun skravur). \*Merk at pkt.347 (merka grøn) ligg innanfor blått område då dreietrykksondering 228 (nedanfor 347) viser avtakande motstand med djupna. Blå-stipla linje indikerer marin grense.

#### 5.4 «Undersøk om det finnes kartlagte faresoner for kvikkleireskred i området»

Det er ikkje rapportert om faresoner relatert til kvikkleireområder i Kvinnherad kommune ([www.NVE.no](http://www.NVE.no)). Tidlegare utførte grunnundersøkingar har for øvrig registrert førekomst av kvikkleire i grunnen ved det aktuelle området ved Toftebrekka. Kvikkleiresoner er identifisert på [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no), dette er vist i Figur 5-4.



Figur 5-4. Identifisert kvikkleireforekomst (skravert område) og marin grense (blått areal antyder nivå under marin grense). Kilde: [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no)

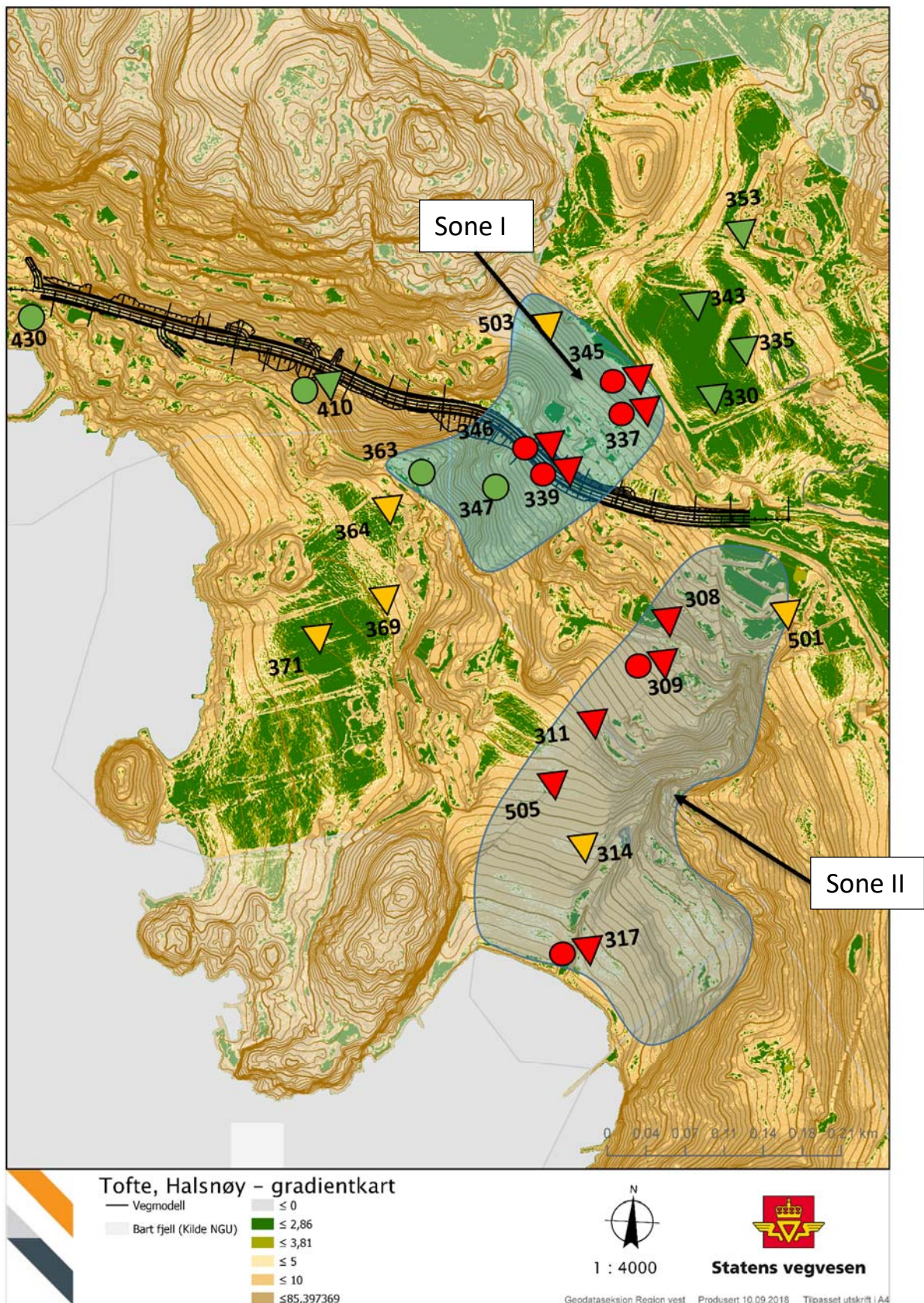
#### 5.5 «Avgrens aktsomhetsområder til terreng som tilsier mulig fare for områdeskred»

NVEs retningslinjer /13/ beskriv korleis terrengsanalyse kan utførast for å begrensa aktsemd område til områder der topografien gir moglegheit for områdeskred. For jamt hellande terreng er kriteriet sett til terreng med helling brattare enn 1:20.

Det er utført ein GIS-analyse (med bistand frå SVV) der områder med helling brattare enn 1:20 er samanstillt med område med antatt sprøbruddmateriale, sjå Figur 5-5. Fargekode grøn og brun-grøn illustrerer områder med helling slakare enn henholdsvis 1:20 og 1:15 (2.86° og 3.81°).

Vidare er kvikkleiresoner illustrert med blå skravur og berg i dagen er illustrert med raud-brun skravur (grov inndeling). Det er tydeleg frå kartet at meir eller mindre heile sone I har helling brattare enn 1:15, like eins sone II, med unnatak ved den lengst nordlege delen nærme vegen.

Områder med helling > 1:20 og sprøbruddmateriale er gjenstand for vidare analysar.



Figur 5-5. Gradientkart: grønn=helling < 1:20, grønn-brun=helling < 1:15.

## 5.6 «Gjennomføring av befaring og grunnundersøkingar/ vurdering av grunnlag»

Det er utført grunnundersøkingar i stort omfang ved det aktuelle området. Det vert vurdert som tilstrekkeleg for å gjere nødvendige vurderingar på reguleringsplan-nivå (nivået av denne rapporten). Dersom det vert vedteke å gå vidare med prosjektet må det utførast ytterlegare grunnundersøkingar for å kartleggje djupne til berg og bestemming av jordparameterar i enkelte områder.

Befaring i området er utført måndag 20.august 2018.

## 5.7 «Avgrens løsneområder nøyaktig»

NVEs retningslinjer /13/ beskriv korleis ein kan bruke mindre konservative terrengkriterier for å innsnevra løsneområda ytterlegare i forhold til det som er gjort i pkt. 5. For jamt hellande terreng er kriteriet redusert til helling brattare enn 1:15. Det er utført ein GIS-analyse der område med helling brattare enn 1:15 er samanstillt med område med sannsynleg sprøbruddmateriale, sjå Figur 5-5. Brun-grønt illustrer helling slakere enn 1:15, dei beige fargane illustrerer helling brattare enn 1:15. Området med potensielt sprøbruddmateriale er markert med blå skravur. Analysen viser at stort sett heile området innanfor sone I og II har helling brattare enn 1:15. Aktuelle skredtype i området kan vere

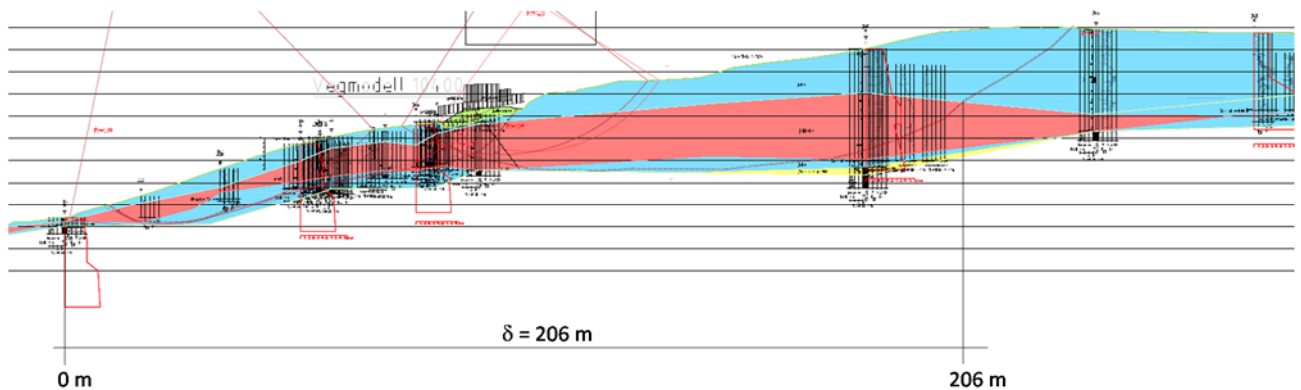
- Initialskred utløyst i ravina på grunn av erosjon (sone I og sone II), initialskredet kan vere retrogressivt og utvikle seg til eit områdeskred
- Områdeskred (sone I og II)
- Områdeskred i nedre del av skråning, områdeskred i øvre del av skråning – skred i nedre del av skråning kan utløyse skred i øvre del av skråning (sone I)
- Initial skred ifm.utbetring av veg (lokal overbelastning/eller avlastning) kan forårsake eit større områdeskred (sone I). Kan vere både framoverretta og bakoverretta

Det er registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale både over og under vegen i «sone I», lokale brudd, eller initialskred, kan difor utvikle seg til større områdeskred i dette området (vegprofil ca 150 – 350).

Lenger aust ved «Sone II» er det registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale på nedsida av vegen, og ikkje på oppsida, det er forøvrig slakt terreng på oppsida av vegen langs denne strekninga. Tiltak ifm. utbetring av veg er også anteke å vere begrensa langs denne strekninga (pr.0 – 150), og det er ikkje venta at dette vil få konsekvens for lokal eller område stabilitet. Det er elles ei ravine i dette området med bratte sider, her kan det potensielt forekomme lokale utglidingar som kan utløyse større områdeskred.

Begge sonene (sone I og sone II ) med registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale er potensielle løsneområder for områdeskred.

Løsnedistanse (L), jmf. NIFS rapport 14/2016 /28/, vert definert som  $L \approx 200$  m for sone I, denne er illustrert i Figur 5-6 og Figur 5-7. For sone II er løsnedistansen definert som heile lengda av skråninga frå like under FV 544 og ned til sjøen då terrenghellinga er større enn 1:15. Løsnedistanse for sone II er då om lag 400 m, sjå Figur 5-7. Øvre begrensning av løsneområde for begge sonene er definert ved boringar der det ikkje er påtruffe sprøbruddmateriale/kvikkleire.



Figur 5-6. Løsnedistanser for sone I. raudfarge illustrerer kvikkleire/sprøbruddmateriale.

### 5.8 «Vurder og avgrens sannsynlige utløpsområder for skredmasser»

NVE veileder 7/2014 /13/ oppgir at det ikkje er etablert ein god eintydig praksis for å evaluere utløpsområder for skredmassar. Fagleg skjønn og erfaringsmateriale må nyttast i ei slik vurdering /13/. NIFS rapport 14/2016 /28/ presenterar eit forslag til metode for vurdering av utløpsområder. Ved den føreslegne metoden vert utløpssona (Lu) berekna ved ein av følgjande tre relasjonar:

- Ved retrogressive skred i kanalisert terreng:  $L_u = 3 \times L_{\text{løsnedistans}} (L)$
- Ved retrogressive skred i åpent terreng:  $L_u = 1.5 \times L_{\text{løsnedistans}} (L)$
- Ved flakskred eller rotasjonsskred, i alle typar terreng:  $L_u = 0.5 \times L_{\text{løsnedistans}} (L)$

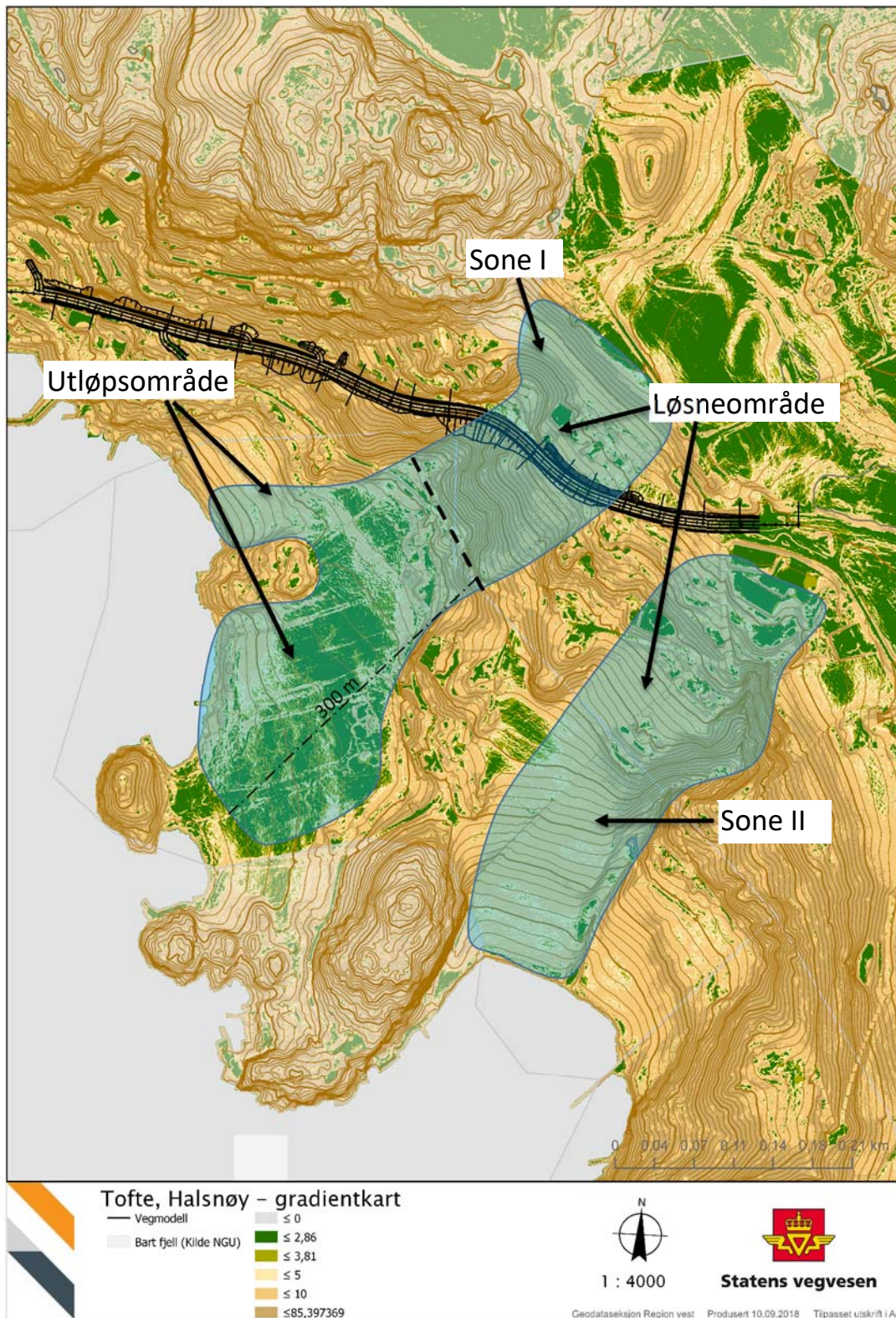
Utløpsområdet for sone I er ikkje utprega kanalisert, berekning av utløpsområde for sone I vil difor baserast på pkt.2 «retrogressive skred i åpent terreng». Estimert lengd av utløpssone blir då:

$$L = 1.5 \times 200 \text{ m} = 300 \text{ m}$$

Utløpsområdet er basert på informasjon frå grunnundersøkingane, registrert berg i dagen, skjønn, topografi og estimert  $L_u$ .  $L_u$  vil strekkje seg ut i sjøen, Figur 5-7 angir utløpsområde på landarealet.

Sannsynlige løsne og utløpsområder for skredmassane er indikert i Figur 5-7.

Merk at området aust for ravina i sone II ikkje inngår i vurderinga då det ikkje er utført grunnundersøkingar i dette området.



Figur 5-7. Sannsynlige løсне og utløpsområder for skredmasser indikert med skravet område. Merk: området aust for ravine i austleg område er «ukjent» (ingen grunnundersøkingar), dette området inngår difor ikkje i vurderinga.



## 5.9 «Avgrens og faregradsklassifiser faresoner»

For å underbygge dei geotekniske vurderingane på reguleringsplannivå, er det utført ei evaluering for å bestemme faregraden for sone I og sone II. Faregradsevalueringa er utført som anbefala i /13/ og er utført med utgangspunkt i profil N-N (sone I) og profil U-X (sone II).

### 5.9.1 Faregradsevaluering, sone I

Evaluering av faregraden for sone I er vist i Tabell 5-2.

Tabell 5-2. Faregradsevaluering, sone I Fv.544 Tofte, Halsnøy.

Faktorer	Vekttall	Faregrad, score				Sum
		3	2	1	0	
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen	2
Skråningshøyde, meter	2	>30	20-30	15-20	<15	6
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0-1,2	1,2-1,5	1,5-2,0	>2,0	2
Poretrykk. Overtrykk, kPa:	3	>+30	10-30	0-10		
Undertrykk, kPa:	-3	<-30	-(20-50)	-(0-20)	Hydrostatisk	6
Kvikkleiremektighet	2	>H/2	H/2-H/4	<H/4	Tynt lag	4
Sensitivitet	1	>100	30-100	20-30	<20	3
Erosjon	3	Aktiv/glidn.	Noe	Lite	Ingen	3
Inngrep: Forverring:	3	Stor	Noe	Liten		
Forbedring:	-3	Stor	Noe	Liten	Ingen	0
<b>Sum</b>						<b>26</b>
<b>% av maksimal poengsum (NVE veileder 7-2014)</b>						<b>51</b>

0 – 17 poeng gir låg faregrad, 18-25 middels, og 26 – 51 poeng høg faregrad. Evalueringa ender opp med å plassere området i høg faregrad (på grensa mellom middels og høg).

Det vil alltid vere usikkerheit knytt til ei faregradsevaluering som vist i Tabell 5-2. Oppnådd poengsum klassifiserer sone I innan «høg faregrad». Det er elles verd å merke seg at det skil berre eit poeng ned til «middels faregrad».

Det er knytt usikkerheit til poretrykk/overtrykk i skråninga, då vinter/vår/sommar 2018 har vore historisk tørr, så er det vald å leggje seg på «noe», noko som tilsvarar 10-30 kPa poreovertrykk. Siste måling viste høgste verdi på 7 kPa, men samtidig så vart det målt 12 kPa ved borepunkt 139 rapportert i /17/.

Vidare er det også uvisst om det har vore skredaktivitet i området. Ein kan ikkje med vissheit konkludera at ravina i sone I er resultatet av eit skred, sjølv om det er nærliggjande å tru det når ein ser på dagens topografi og fasongen på ravina.

Med omsyn til konsekvens i form av nødvendig sikkerhetsfaktor og krav til forbetring av områdestabilitet viser det seg at det ikkje vil ha betydning om faregradsevalueringa konkludera med «høg» eller «middels» faregrad. Dette då tiltaket som vert vurdert i denne rapporten er definert i tiltakskategori K3 og områdestabiliteten har ein berekna sikkerhetsfaktor lågare enn 1.2 (kapittel 8).

### 5.9.2 Skadekonsekvens og risiko, sone I

Skadekonsekvens vert vurdert ihht. /23/. Konsekvensen av eit skred vert delt inn i tre kategoriar etter alvorlegheitsgrad: Mindre alvorleg, alvorleg, meget alvorleg. Evalueringa vert utført ved bruk av tabell 1 i /23/. Tabell med tilhøyrande score for sone I er vist i Tabell 5-3. Konsekvensanalysen definerar sone I under alvorlegheitsgrad «alvorleg».

Tabell 5-3. Konsekvensanalyse, sone II, utført etter metode i /23/.

	Vekt-tall	Konsekvens, score				SUM
		3	2	1	0	
Boligenheter, antall	4	Tett > 5	Spredt > 5	Spredt < 5	Ingen	4
Næringsbygg, personer	3	> 50	10 – 50	< 10	Ingen	3
Annen bebyggelse, verdi	1	Stor	Betydelig	Begrenset	Ingen	1
Vei, ÅDT	2	>5000	1001-5000	100-1000	<100	4
Toglinje, baneprioritet	2	1 – 2	3 – 4	5	Ingen	0
Kraftnett	1	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal	0
Oppdemning/flom	2	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen	0
Sum poeng		45	30	15	0	12
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %	27 %

Risiko er definert ved: skadekonsekvens × faregrad. For å oppnå ein poengsum ihht. metoden skildra i /23/ så gjer ein om poengverdiene frå konsekvensanalysen og faregradsevalueringa til prosent av maksimal poengsum og multipliserer desse to verdiane.

Risiko er inndelt i fem klassar med poengskala frå 1 til 5, der 5 tyder høgst risiko (medan skadekonsekvens og faregrad er inndelt i tre klassar). Dette er gjort for å skilje ut soner med aller lågast risiko og aller høgast risiko /23/.

For sone I er poengsum for risiko berekna som:

$$\text{Skadekonsekvens} \times \text{faregrad} = \frac{26}{51} \cdot \frac{12}{45} = 51\% \cdot 27\% = 1377$$

Dette klassifiserar sone I i risikoklasse 3, midt mellom høgast og lågast risiko.

### 5.9.3 Faregradsevaluering, sone II

Evaluering av faregraden for sone II er vist i Tabell 5-4.

Tabell 5-4. Faregradsevaluering, sone I Fv.544 Tofte, Halsnøy.

Faktorer	Vekttall	Faregrad, score				Sum
		3	2	1	0	
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen	0
Skråningshøyde, meter	2	>30	20–30	15–20	<15	6
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0–1,2	1,2–1,5	1,5–2,0	>2,0	4
Poretrykk. Overtrykk, kPa:	3	>+30	10-30	0-10	Hydrostatisk	3
Undertrykk, kPa:	-3	<-30	-(20-50)	-(0-20)		
Kvikkleiremektighet	2	>H/2	H/2–H/4	<H/4	Tynt lag	4
Sensitivitet	1	>100	30–100	20–30	<20	3
Erosjon	3	Aktiv/glidn.	Noe	Lite	Ingen	3
Inngrep: Forverring:	3	Stor	Noe	Liten	Ingen	3
Forbedring:	-3	Stor	Noe	Liten		
<b>Sum</b>						<b>26</b>
<b>% av maksimal poengsum (NVE veileder 7-2014)</b>						<b>51</b>

0 – 17 poeng gir låg faregrad, 18-25 middels, og 26 – 51 poeng høg faregrad. Evalueringa ender opp med å plassere sone II i høg faregrad.

Som for faregradsevalueringa utført for sone I vil det også vere usikkerheit knytt til faregradsevalueringa for sone II.

Det er lite som tyder på tidlegare skredaktivitet i området, sjølv om det er ei ravine langs den austlege sida i sone II. Den utprega V-forma av ravina tyder på at dette kan vere ei ravine som er danna ved erosjon forårsaka av bekken. Det er difor vald kategorien «Ingen» skredaktivitet. Det kan diskutertast om det skal vere «Lite» eller «Noe» erosjon, det er vald «Lite» i denne evalueringa.

Det er ikkje utført laboratorieforsøk der ein kan definere overkonsolideringsgraden nøyaktig, men sonderingane som er utført tyder på tilnærma normalkonsolidert profil i enkelte punkt, medan det er noko overkonsolidering i andre profil.

Kategorien «Lav» er vald for poretrykk, då den eine målinga i området viser lågare enn 5 kPa poreovertrykk, og det er heller ingen tidlegare målingar i området (noko som er tilfelle for sone I).

Det har vorte lagt ut fyllingar i området, tjuknad og utbreiing av desse er ukjent. Fyllingane er lagt ut på to områder inn mot ravina i sone II. Kategorien «liten» er nytta for å vektlegge inngrep i form av forverring av områdestabilitet.

#### 5.9.4 Skadekonsekvens og risiko, sone II

Skadekonsekvens vert vurdert ihht. /23/, og som presentert i kapittel 5.9.2. Tabell med tilhøyrande score for sone II er vist i Tabell 5-5. Konsekvensanalysen definerar sone I under alvorlegheitsgrad «alvorleg».

Tabell 5-5. Konsekvensanalyse, sone II, utført etter metode i /23/.

	Vekt-tall	Konsekvens, score				SUM
		3	2	1	0	
Boligenheter, antall	4	Tett > 5	Spredt > 5	Spredt < 5	Ingen	8
Næringsbygg, personer	3	> 50	10 – 50	< 10	Ingen	3
Annen bebyggelse, verdi	1	Stor	Betydelig	Begrenset	Ingen	1
Vei, ÅDT	2	>5000	1001-5000	100-1000	<100	0
Toglinje, baneprioritet	2	1 – 2	3 – 4	5	Ingen	0
Kraftnett	1	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal	0
Oppdemning/flom	2	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen	2
Sum poeng		45	30	15	0	14
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %	31 %

For sone II er poengsum for risiko berekna som:

$$\text{Skadekonsekvens} \times \text{faregrad} = \frac{26}{51} \cdot \frac{14}{45} = 51\% \cdot 31\% = 1581$$

Dette klassifiserar sone II i risikoklasse 3, midt mellom høgast og lågast risiko.

**5.9.5 Oppsummering av faregrad, skadekonsekvens og risiko, sone I og sone II**

Tabell 5-6. Oppsummering: Evaluering av faregrad, skadekonsekvens, risiko. Sone I og sone II.

Evaluering	Sone I Klasse	Sone II Klasse
Faregrad	Høg	Høg
Skadekonsekvens kategori	Alvorleg	Alvorleg
Risikoklasse	3	3

**5.10 «Stabilitetsvurdering. Dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet»**

Det er utført stabilitetsberekningar i fleire profil i områder langs vegen der stabiliteten er antatt mest kritisk. Inngangsparameterar, lagdeling, berekningsprofil og resultat er presentert i kapittel , 7, 8 og 9. Ein overordna konklusjon er presentert i kapittel 10.

**5.11 Oppsummering av klassifiseringar**

Tabell 5-7. Klassifisering ihht standarder og veiledarar.

Klassifisering	
Geoteknisk kategori (Eurokode)	3
Pålitelegheitsklasse CC/RC (Eurokode)	3
Tiltaksklasse (TEK 17/NVE)	K3
Faregrad (NVE 2-2011)	Høy faregrad (sone I), middels faregrad (sone II)

## 6 Tidlegare utførte grunnundersøkingar og stabilitets vurderingar

Det har vorte utført grunnundersøkingar i fleire omgonger i og ved det aktuelle området forutan grunnundersøkingane utført våren-2018 /19/:

- Statens vegvesen (2004): Geoteknisk rapport nr. 030072-05, Rv 544 hp 52 Halsnøysambandet, Grunnundersøkingar for byggeplan. Borpunktnr. «7205-xx».
- Statens vegvesen (2005): Geoteknisk rapport nr. 050072-10, Fv60 Sæbøvik–Tofte, Overvanngrøft ved Tofte skole (Arkivref.: 20050072-10). Borpunktnr. «OLxx».
- Multiconsult (2006): Datarapport nr. 211277-1, Rv 544 Halsnøysambandet Fv 60 Sæbøvik-Tofte, Grunnundersøkelser (Arkivref.: 2006064759-6-2). Borpunktnr. «1xx».
- Multiconsult (2006): Datarapport og stabilitetsvurdering nr. 211277-3, Rv 544 Halsnøysambandet Fv 60 Sæbøvik-Tofte, Supplerende grunnundersøkelser. Borpunktnr. «xx», «1xx» og «2xx»

Resultat frå tidlegare sonderingar er inkludert i borplanane presentert i /19/, og i grunnlaget oversendt digitalt (Geosuite) frå SVV. I samanheng med kontroll/verifikasjon av tidlegare utførte grunnundersøkingar har det vorte kommentert at prøveseriane har vore forstyrre, og det er i tillegg kommentert dårleg metning av filter for måling av poretrykk under nedpressing av CPTU.

Det er utført stabilitetsberekningar som er presentert i dokumenta /18/og /16/. Vidare har GeoVest Haugland utført kontroll av stabilitetsberekningane, denne kontrollen er rapportert i /21/.

### 6.1.1 Overordna grunnforhold – tidlegare utførte grunnundersøkingar

Det er utført grunnundersøkingar i fleire rundar ved den aktuelle vegtraseen, desse er referert i datarapporten /19/. Grunnundersøkingane har avdekka sprøbruddmateriale og kvikkleire i lausmassane. Området på oversida av og nedsida av vegen mellom profil 200 – 350 har vorte spesielt vektlagt, i dette området er det registrert omlag 30 m djupne til berg på det meste. Ved ravina, ved profil 350, er det observert berg i dagen på den vestlege sida av ravina, medan det er registrert relativt korte djupner til berg midt i ravina. Boringane gjennom lausmassane i ravina indikerer noko meir motstand enn det som er registrert lenger aust i området. Det er eit utval borpunkt i ravina, men mange av sonderingane er utført med lett utstyr (håndholdt) som gir begrensa informasjon. Djupne frå terreng til berg aukar betydeleg i retning mot aust frå ravina.

Det kan bemerkeast at det er lite informasjon om grunnforhold og lagdeling langs den austlege skråninga i ravina.

Det er utført prøvetaking med Ø54 mm prøvetakar, aktive og passive treaksialforsøk er vidare utført på prøvane. Resultata frå forsøka indikerer i følgje GeoVest Haugland /21/ at prøvane er meir eller mindre forstyrre, observert skjærstyrke frå forsøka kan difor underestimere in-situ skjærfasthet av leira.

Det er også utført fleire CPTU i området, det har dessverre vist seg at relevansen av desse sonderingane er begrensa grunna dårleg poretrykksrespons /18/ og /21/.

Boringane tyder på eit noko fastare lag i toppen, dette kan vere tørrskorpeleire, deretter er det registrert blaute sediment i stor tjuknad, med nokre lag som gir høgare motstand med djupna, dette kan vere siltig materiale. Karakteristikken av kurvene frå totalsonderingane og

dreietrykksonderingane antyd at det er sensitiv/kvikkleire i grunnen. Dette er også dokumentert med laboratorieforsøk på prøveseriane.

### 6.1.2 Konklusjonar frå tidlegare stabilitetsvurderingar

Multiconsult har utført stabilitetsberekningar som er presentert i /18/ og /16/. Det er konkludert at områdestabiliteten er låg (sikkerheitsfaktor lågare enn 1.0), men at lokalstabilitet er akseptabel. Vidare er det føreslege diverse tiltak som skal bringa områdestabiliteten opp på eit akseptabelt nivå.

I /18/ er det konkludert med at «profil 4» er det mest kritiske profilet. Dette profilet ligg i nærleiken av profil N-N presentert i borplanen vedlagt /19/ (2018). Det er også utført ei stabilitetsberekning av «profil 8, denne er presentert i /16/. Profil 8 ligg om lag midt i ravina oppover forbi vegen over «huset i svingen» og vidare oppover skråninga i øvre del av ravina. Det er her konkludert med at områdestabiliteten er for låg (1.44 på effektivspenningsbasis mot krav på 1.6). Vidare er berekna sikkerheitsfaktor lik 0.92 på totalspenningsbasis. Det er konkludert med at områdestabiliteten kan betrast med å leggja ut ei fylling i ravina.

Elles er det konkludert med at moglege tiltak for å betre områdestabiliteten er KC-pelar, spunting og avlasting. Det er også konkludert at ingen av tiltaka åleine kan bringa sikkerheitsnivået opp på eit tilstrekkeleg høgt nivå. Det er også kommentert usikkerheit knytt til tiltaka.

GeoVest Haugland har utført kontroll på stabilitetsberekningane utført av Multiconsult. Dette er rapportert i /21/. Følgjande konklusjonar er verdt å merke seg:

Rapporten /21/ vurderer ulike tiltak for å auke områdestabiliteten, og viser effekten av dette med berekningar i Plaxis 2D. Effekten av tiltak i form av endring i berekna sikkerheitsfaktor er presentert under:

- «Base case - dagens situasjon»: Sikkerheitsfaktor = 0.86 (totalspenningsbasis)
- Motfylling på nedside av vegen, auke på 5.8%
- Spunt – ikkje anbefala, reduksjon på 13%
- Avlasting av terrenget på oversida av vegen, auke på 9.3%
- Fylling i ravina – anbefalt i rapporten – ikkje utført berekning. Påverkar kun stabiliteten i området ved ravina

GeoVest Haugland kommenterte elles at ein bør vurdere eit berekningsnitt normalt på brattaste helling inn mot ravina. Dette har ikkje vorte vurdert. Vidare er det også kommentert at poreovertrykk ikkje har vorte inkludert i berekningane.

SVV har oppsummert vurderingane av grunnforhold og nødvendige tiltak for gang og sykkelveg gjennom Tofte i notatet referert i /22/. I denne rapporten er saltstabilisering vurdert som eit alternativ. Dette vil forøvrig vera eit tiltak som vil krevje lang tid. I samråd med SVV er det i denne rapporten ikkje vidare vurdert korleis saltstabilisering kan utførast, tidsplan for inngrepet, effekt på berekna sikkerheit etc..

Vidare er det anbefala å utføra nye grunnundersøkingar med blokkprøvar for å få uforstyrta prøvar, det er anteke at uforstyrta prøvar vil vise ein betydeleg høgare styrke enn det som er tolka frå treaksialforsøk presentert i /17/.

## 7 Tolking av grunnundersøkingar utført i 2018

Grunnundersøkingar utført i 2018 inkluderar følgjande:

- 61 dreietrykksonderingar
- 35 totalsonderingar
- 20 CPTU
- 15 uforstyrta prøveseriar: 2 seriar med miniblokkprøvetakar og 13 seriar med 54 mm
- 7 representative prøveseriar (forstyrta)
- 4 grunnvannsbrønner, alle på 4 m djupne
- 3 x 3 piezometer

Dette kapitelet presenterer tolking av resultatata frå prøveseriar og CPTU. Det er også gitt ei generell utgreiing av området basert på resultatata frå feltundersøkelsane.

### 7.1 Overordna vurdering av grunnforholda – inkludert ny informasjon frå GU 2018

Denne vurderinga av grunnforholda må sjåast saman med informasjonen i kapittel 6.1.1.

Det er generelt observert eit lag med høgare fastheit i øvre 1 m – 4 m som består av antatt forvittra/altra leire /18/. Tjuknad av dette laget varierer over området.

Vidare er det registrert til dels svært blaut, lavplastisk leire/siltig leire, som i nokre lag er klassifisert som sprøbruddmateriale/kvikkleire. Ein generell beskrivelse er presentert under.

#### **Vest for profil 200:**

Det er stor tjuknad av lausmassar sentralt i området ved profil 250 både ovanfor og nedanfor vegen, ved borpunkt 345 er det registrert over 28 m til berg. Berg er registrert på kote 26.8 i borpunkt 345, borplanen /19/ antydar at bergkotene fell betydeleg mindre enn terrengkotene i sør-vestleg retning i området ved profil 200 – 250. Dette resulterer i at tjuknad av lausmassar er avtakande nedover i skråninga.

Bergkotene fell bratt i sør-aust/sør/sørvestleg retning frå berg i dagen over vegen ved profil 300. Det er registrert kort djupne til faste massar og berg ved ravina (profil 300). Ravina kan vere danna av både erosjon og utrasing av lausmassar. Når ein tek fasongen av ravina i betraktning (U-form) verkar det sannsynleg at den er danna av eit ras. Dette er også konklusjonen i /21/.

Sør for profil 200, midt i området, er det registrert berg i dagen, og korte avstandar til berg,. Det kan sjå ut som om det er kort ned til berg langs ein rygg nedover like til berget kjem opp att nede ved fjorden.

#### **Aust for profil 200, nord for Fv 544:**

Sonderingane utført i dette området (CPTU ved 330, 335, 343, 353) antydar fastare massar, terrenget er også slakare i dette området. Største djupne i lausmasse (berg er ikkje registrert) er 41.7 m ved punkt 305 (totalsondering). Det er ikkje indikasjonar på sprøbruddmateriale/kvikkleire i dette området.

**Aust for profil 200, sør for Fv 544:**

Det er til dels særst blaute massar i området sør for vegen nedover i skråninga mot fjorden. Det er registrert sprøbruddmateriale og kvikkleire, og største djupne i lausmasse er 41,7 m, registrert ved punkt 308 (totalsondering).

Det går ei ravine i sørleg retning frå den nedlagte skulen og ned mot fjorden, denne ravina har ei V-form, og den er sannsynlegvis danna av bekken over lang tid.

Figur 7-1 viser området delt inn i soner med sprøbruddmateriale og soner med berg i dagen. Borpunkt og berg i dagen er omtrentleg plassert og hensikten med figuren er å gi ein overordna forståelse over situasjonen. Merk at det kun er prøvar som gir eksakt informasjon. Det kan også vere områder utanfor den skraverte sona som har sprøbrudd/kvikkleire førekomstar. Fargekodar i figuren er som følgjer:

- Raud trekant = CPTU som tydeleg indikerer sprøbrudd/kvikkleire
- Oransje trekant = CPTU som antyder sprøbrudd/kvikkleire
- Grøn trekant = CPTU som ikkje indikerer sprøbrudd/kvikkleire
- Raud sirkel = prøveserie som klassifiserer materialet som sprøbrudd/kvikkleire
- Grøn sirkel = prøveserie som ikkje har dokumentert sprøbrudd/kvikkleire

Merk at pkt.347 (merka grøn i Figur 7-1) ligg innanfor blått område då dreietrykksondering 228 (nedanfor 347) viser avtakande motstand med djupna.

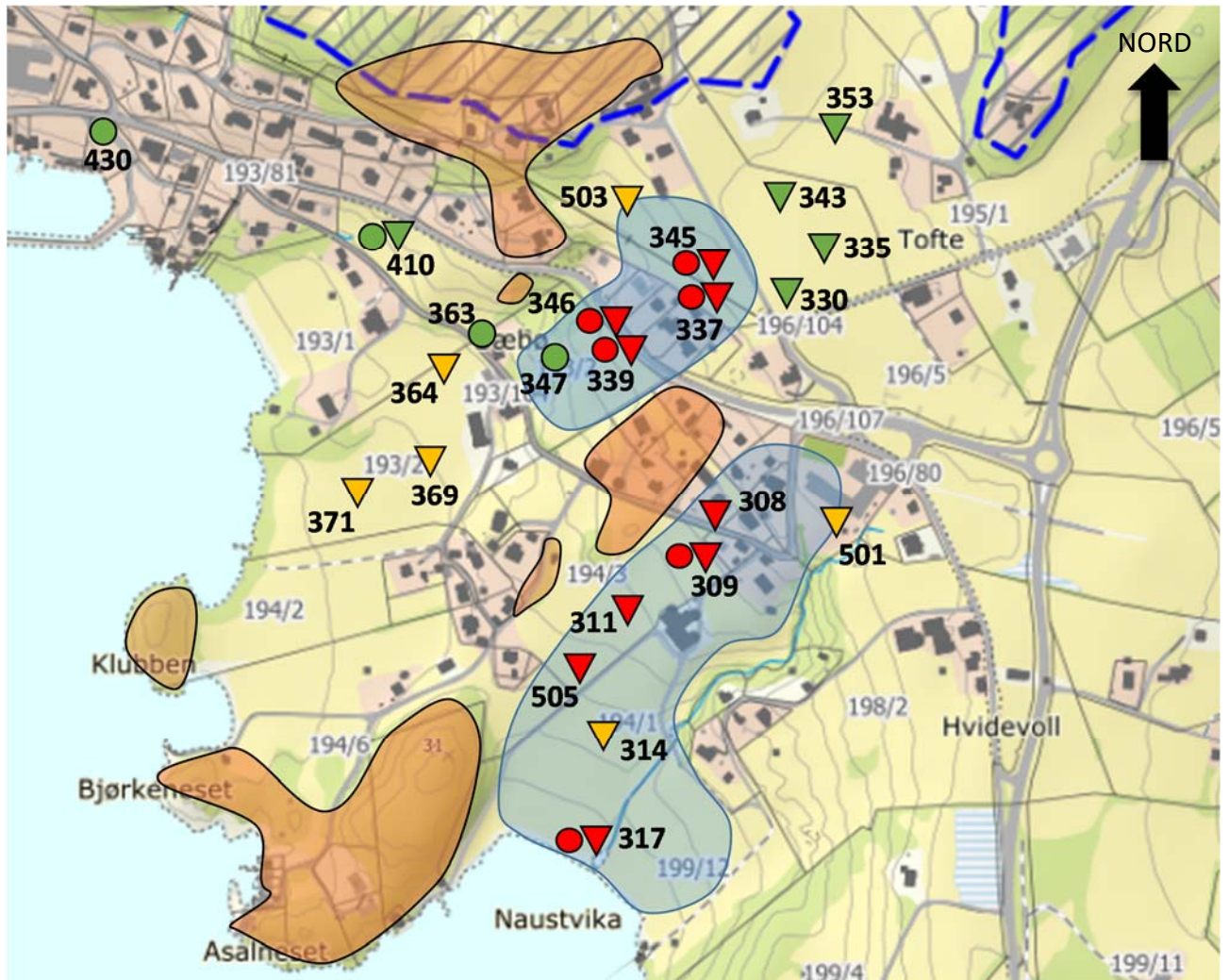
Merk at området merka som berg i dagen vest for pkt.503 (Figur 7-1) har betydeleg større utbreiing i vestleg retning, men dette er ikkje teke med her, då vi ikkje har gode data på dette.

Marin grense er også indikert med blå-stipla linje på Figur 7-1 ([www.ngu.no](http://www.ngu.no)).

Korte kommentarar til CPTU sonderingane utført i 2018 er presentert i tabell i vedlegg, tabellen gir ein kort oversikt over sonderingane vist i Figur 7-1.

Tolking av laboratorieforsøk og CPTU er presentert i etterfølgjande kapittel.

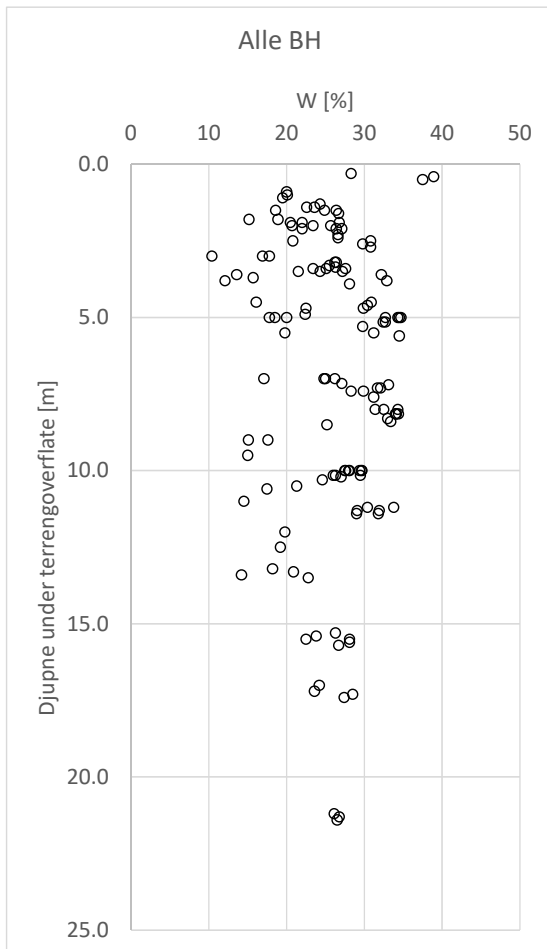




Figur 7-1. Omtrentleg plassering av borpunkt og grov inndeling av område med antatt sprøbrudd/kvikkleire (blå skravur) og berg i dagen (raud-brun skravur). \*Merk at pkt.347 (merka grøn) ligg innanfor blått område då dreietrykksondering 228 (nedanfor 347) viser avtakande motstand med djupna. Blå-stipla linje indikerer marin grense.

## 7.2 Vassinnhald

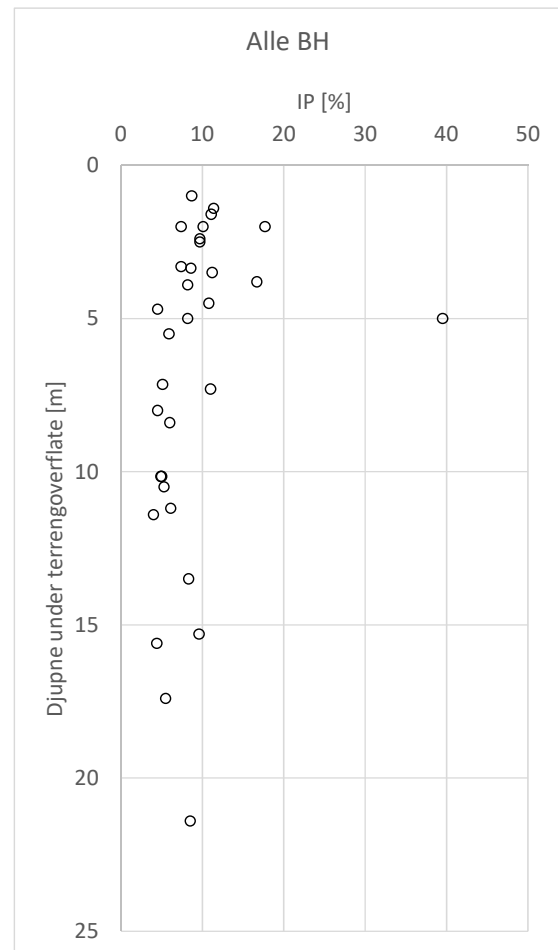
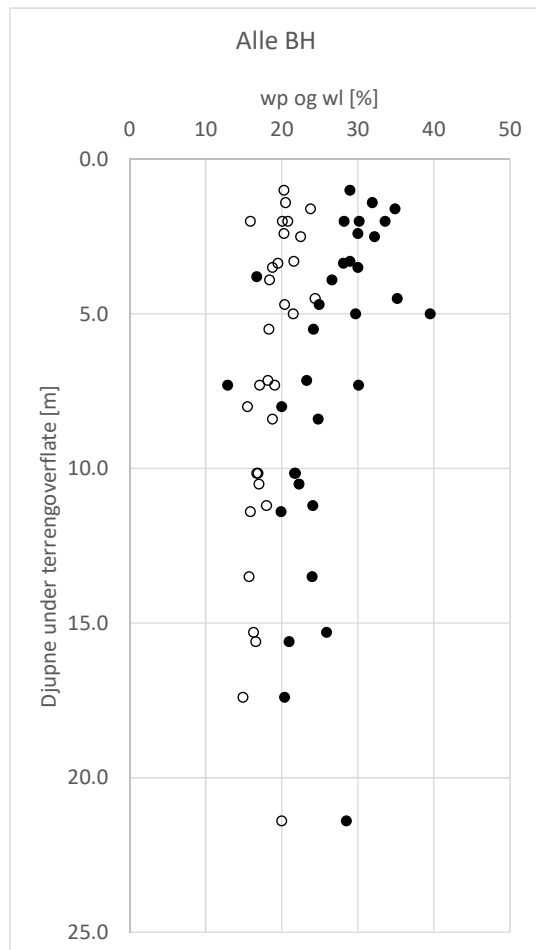
Rapporterte verdier frå blokkprøvar og 54 mm ligg jevnt over på om lag 30%. Vassinnhald høgare enn w<sub>l</sub> er registrert på fleire av prøvane, noko som er typisk for sprøbruddmateriale/kvikkleire.



Figur 7-2. Vassinnhald (W) alle borhol /19/.

### 7.3 Flytegrense, plastisitetsgrense og plastisitetsindeks

Gjennomsnittleg verdi for IP er om lag 10 % i øvre 5 m, deretter er gjennomsnittleg verdi om lag 6% – 7%. Flytegrense er om lag 20% – 30%, plastisk grense er om lag 15% - 20%.



Figur 7-3. Flytegrense (wl) og plastisitetsgrense (wp), alle borhold /19/.

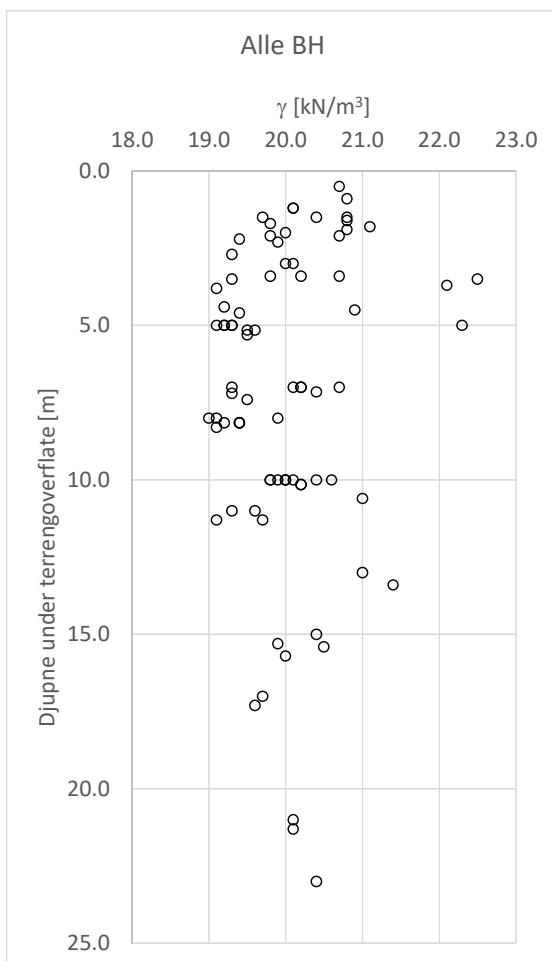
Figur 7-4. Plastisitetsindeks (IP), alle borhold /19/.

### 7.4 Korngradering

Korngradering er vist i datarapporten /19/ og er ikkje gjengitt i dette dokumentet.

## 7.5 Tyngdetettleik

Tyngdetettleik registrert for alle prøvane er vist i Figur 7-5.



Figur 7-5. Tyngdetettleik ( $\gamma$ ) alle borhol /19/.

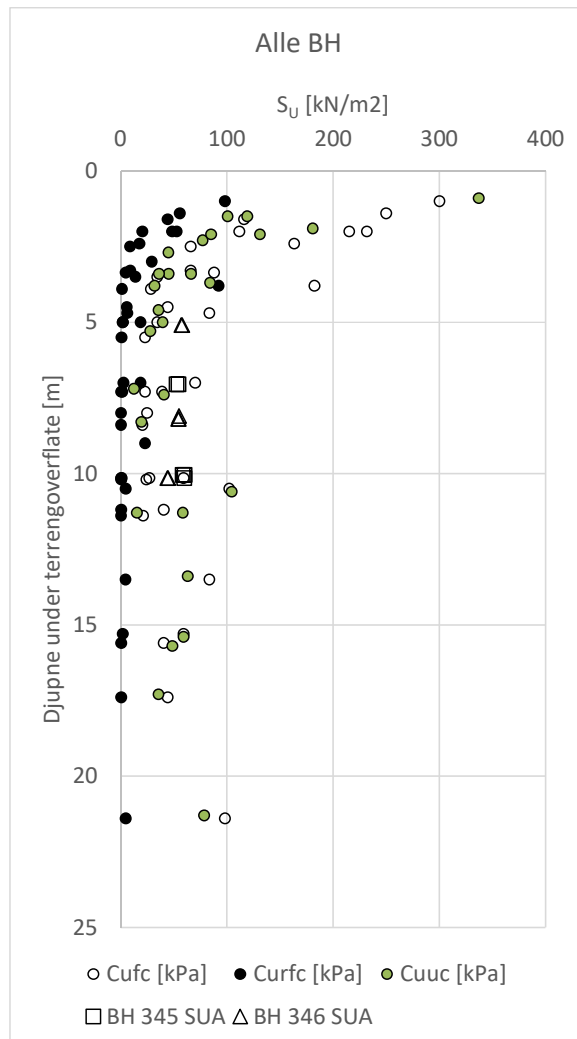
## 7.6 Udrenert skjærstyrke

### 7.6.1 Resultat frå laborieforsøk

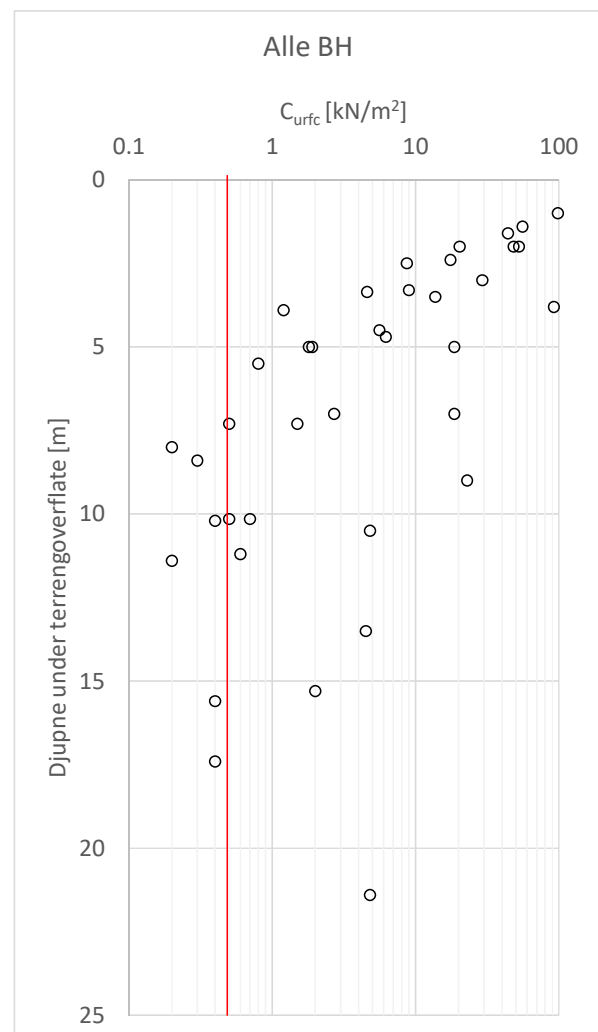
Udrenert skjærstyrke er tolka frå konus, einaks og aktive treaksialforsøk. Resultata frå forsøka er plotta i Figur 7-6. Omrørt skjærstyrke (Curfc) er også inkludert i figuren. Curfc er også presentert separat i Figur 7-7. Det er antyda grenseverdi for omrørt styrke for klassifisering av kvikkleire og sprøbruddsmateriale. Kvikkleire vert generelt definert ved at omrørt skjærstyrke er lågare enn 0.5 kN/m<sup>2</sup>, likeeins vert sprøbruddsmateriale definert ved omrørt skjærstyrke lågare enn 2.0 kN/m<sup>2</sup> og sensitivitet, St, høgare enn 15. Andre karakteristika som kjenneteiknar kvikkleire er:  $W > w_l$ , høg sensitivitet (St ofte over 50), og lågt saltinnhald.

Kvaliteten av treaksialforsøka er ikkje ikkje vidare kommentert i datarapporten (med laborierapport inkludert) /19/. Det kan bemerkast at «B-verdi» for nokre av forsøka ikkje er oppfylt. I diskusjon med SVV er det konkludert med at forsøka skal vurderast som representative. Som eit grovt mål på graden av prøveforstyrrelse kan ein vurdere kvaliteten på prøvane basert på utpressa porevatn ved konsolidering. SVV handbok V220 /8/ klassifiserar prøvane som «godt forsøk» dersom  $\epsilon_{vol} < 2\%$ . Dette er tilfelle for dei fleste av forsøka, bortsett frå to aktive og eit passivt forsøk ved ca 8m djupne ved borpunkt 346, der  $\epsilon_{vol}$  er mellom 2.4 % – 2.7 %, desse forsøka vil då

klassifiserast som «akseptabelt forsøk» ihht. /8/. Resultata frå konus, einaks og treaksialforsøka er plotta saman med styrkeprofil tolka frå CPTU i vedlegg.



Figur 7-6. Udrenert skjærstyrke ( $S_u$ ) alle borhol, konus, einaks og resultat frå aktiv treaks (CUA) ved BH 345 og 346.



Figur 7-7. Omrørt skjærstyrke ( $C_{urfc}$ ) frå konusforsøk /19/. Raud strek markerer  $0.5 \text{ kN/m}^2$ .

Forklaring til benevning i figur:

$C_{ufc}$  = Udrenert skjærfasthet – fall cone

$C_{urfc}$  = Udrenert remoulded skjærfasthet – fall cone

$C_{uuc}$  = einaks

BH 345 SUA og BH 346 SUA = Udrenert skjærfasthet frå aktiv triaks (blokkprøvar)

Resultat frå treaksialforsøk frå tidlegare rapportar /17/ viser til dels forstyrta prøvar, resultat frå desse forsøka er presentert i tabellform i Tabell 7-1. Merk at SUA i tabellen representerer ein peak-verdi som i nokon tilfeller har tøyning på 10% eller meir.

Tabell 7-1. Resultat frå tidlegare utførte treksialforsøk /17/

Prøve ved borpunkt	Z [m]	Su <sup>A</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]
118	9.5	34
118	5.35	40
122	5.3	36
122	9.3	32.5
129	2.85	125
129	4.95	40
139	7.85	26
146	7	37
143	6	29
143	3.5	25
141	6.35	30

Det er utført aktive og passive treksialforsøk (CAUC og CAUE) ved BH 345 og 346. I tillegg er det utført ein CAUC i 1.6m djupne ved BH410, det heftar for øvrig usikkerheit ved dette forsøket grunna gruskorn i prøven (sjå vedlegg 8 i /19/).

Resultat frå CAUC og CAUE er presentert i Tabell 7-2 saman med resultat frå rutineundersøkelser. Peak skjærstyrke for CAUC og CAUE forsøka er presentert i Tabell 7-2.

Tabell 7-2. Resultat frå CAUC, CAUE, samanstilling med S<sub>t</sub>, I<sub>p</sub>, w, wl, γ og berekning av S<sub>u</sub><sup>E</sup>/S<sub>u</sub><sup>C</sup>.

Test ID	djupne [m]	Type test	Klassifisering	St*	I <sub>p</sub> *	w	wl*	γ	γ ved τ <sub>max</sub>	τ <sub>max</sub> ***	τ <sub>max</sub> 2%	SuE/SuA**	SuE/SuA**	
				[-]	[%]	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[kN/m <sup>2</sup> ]		peak SuE	SuE @ 2%	
Pos 345(2)	7,05-7,15 m	7.1	CAUC	Leire	26	5.0	25.0	21.7	20.2	0.5	52.57			
Pos 345(2)	7,05-7,15 m	7.1	CAUE	Leire			24.8		20.1	-10	-42.03	-27.8354	0.78	0.52
Pos 345(2)	7,05-7,15 m	7.1	CAUC	Leire			26.2		20.2	1.5	54.84			
Pos 345(2)	10,05-10,15 m	10.1	CAUC	Leire, kvikk	118	5	28.1	21.7	19.9	0.5	58.22		0.51	0.42
Pos 345(2)	10,05-10,15 m	10.1	CAUE	Leire, kvikk			28		19.9	-10	-30.26	-24.2724		
Pos 345(2)	10,05-10,15 m	10.1	CAUC	Leire, kvikk			27.5		20	1	60.09			
Pos 345(2)	10,15-10,25 m	10.2	CAUC	Leire, kvikk			28.3		19.6	1	59.87			
Pos 345(2)	10,15-10,25 m	10.2	CAUE	Leire, kvikk			28.9		19.8	-10	-29.78	-25.1634		
Pos 346	5,05-5,15 m	5.1	CAUC	Leire, sprøbrudd	18	8.2	34.5	29.7	19.3	0.5	57.57		0.43	0.38
Pos 346	5,05-5,15 m	5.1	CAUE	Leire, sprøbrudd			34.7		19.1	-10	-24.98	-22.2685		
Pos 346	5,05-5,15 m	5.1	CAUC	Leire, sprøbrudd			32.7		19.5	0.5	58.65			
Pos 346 (2)	8,03-8,13 m	8.1	CAUC	Siltig leire, kvikk	124	4.5	33.6	20	19.1	1	55.55		0.42	0.30
Pos 346 (2)	8,17-8,27 m	8.2	CAUE	Siltig leire, kvikk			34.1		19.4	-10	-23.05	-16.256		
Pos 346 (2)	8,17-8,27 m	8.2	CAUC	Siltig leire, kvikk			34.4		19.2	0.5	54.31			
Pos 346 (2)	8,17-8,27 m	8.2	CAUC	Siltig leire, kvikk			34		19.4	0.5	54.74			
Pos 346	10,1-10,2 m	10.1	CAUC	Leire, sprøbrudd	39	4.9	29.7	21.8	20	0.5	44.53213		0.48	0.32
Pos 346	10,1-10,2 m	10.1	CAUE	Leire, sprøbrudd			29.6		20.1	-10	-21.3733	-14.2518		
Pos 346	10,1-10,2 m	10.1	CAUC	Leire, sprøbrudd			27.6		20	0.5	44.75012			
*Plastisitetsindeks og sensitivitet angitt for ein av prøvane.														
**Basert på gjennomsnittsverdi av resultatata i same djupne.														
***γ ved τ <sub>max</sub> er mellom 0.5 % - 2 % for CUAC og konsekvent lik 10% for CUAE														

Som støtte i valg av anbefalt skjærfasthet, har vi valgt å sjå på empiriske samanhengar for normalisert udrenert skjærfasthet i overkonsolidert leire. Udrenert skjærfasthet er nært relatert til in-situ effektivspenningar og leiras pre-konsolideringsgrad gjennom den generelle relasjonen (Ladd et.al.1977):

$$\left(\frac{s_u}{p'_0}\right)_{OC} = \left(\frac{s_u}{p'_0}\right)_{NC} \cdot OCR^m$$

Der:  $\left(\frac{s_u}{p'_0}\right)_{OC}$  = *normalisert fastheit for overkonsolidert leire*

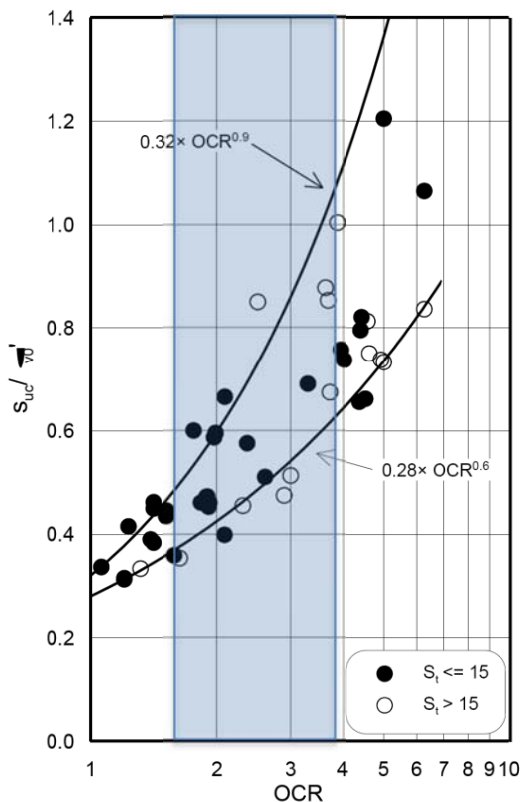
$\left(\frac{s_u}{p'_0}\right)_{NC}$  = *normalisert fasthet for normalkonsolidert leire*

$OCR$  = *overkonsolideringsgrad*

$$m = 0.85 - \frac{0.2 \cdot I_p}{100}, \text{ erfaringsmessig mellom } 0.6 \text{ og } 0.9 \text{ for norske leirer, med } IP \text{ lik } 10\%$$

*blir m lik 0.83*

Relasjon mellom normalisert udrenert skjærfasthet frå aktive treaksialforsøk mot overkonsolideringsgrad basert på forsøk på blokkprøvar er vist i Figur 7-8. Overkonsolideringsgrad (OCR) er definert med ødometerforsøk og er presentert i Figur 7-13. OCR tolka frå ødometerforsøka varierar mellom 1.6 – 3.9 avhengig av djupna i profilet. Erfaringsmessig  $s_{uA}/p'_0$  forhold innanfor tolka OCR er angitt i Figur 7-8. I figurane som viser  $S_U^A$  tolka frå CPTU (sjå vedlegg) er det lagt inn ei linje for  $S_U$  tolka med  $s_u/p'_0$  forhold lik 0.28 som ei referanselinje. For BH 345 og 346 (teikning 111-b og 112-b) er det inkludert kurve for  $S_U^A$  berekna med SHANSEP for å illustrere effekten av overkonsolidering. I desse plotta er det inkludert berekna  $S_U^A$  for  $\Delta\sigma'_v = 40 \text{ kN/m}^2$  og  $140 \text{ kN/m}^2$ ,  $m$  som angitt over og  $(S_U/p'_0)_{NC}$  forhold lik 0.28.



Figur 7-8.  $s_{uA}/p'_0$  forhold presentert som funksjon av  $OCR/24/$ .

### 7.6.2 CPTU

Det er utført eit betydeleg antal CPTU i dette prosjektet, i alt 20 CPT'ar er utført, men nokre er forkasta grunna dårleg poretrykksrespons. I alt 15 CPT'ar er tolka og presentert i denne rapporten. Utførelse i felt og øvrig informasjon er presentert i datarapporten /19/ og er ikkje drøfta vidare her.

Tabell 7-3. CPTU nummer og sonderingsdjupne for CPTU'ar presentert i denne rapporten.

CPTU no.	Djupne (frå overflate) [m]	CPTU no.	Djupne (frå overflate) [m]
308	30,76	503	22,2
309	22,73	505	19,4
314	24,77	311b	19,84
317	11,9	335b	9,4
330	3,83	339b	14,4
337	17,69	343b	17,3
345	25,26	353b	7,7
346	15	369b	9
371	7	364	7,4
410	5	501	9,5

SVV har kontrollert at alle utførte CPTU tilfredsstillir krava til anvendelsesklasse 1 (informasjon frå SVV). Anvendelsesklassane er definert i NGF melding 5 og NS-EN ISO 22476-1. Anvendelsesklasse er ikkje kommentert i datarapporten /16/.

I tolkingsverktøyet for CPTU er det lagt inn hydrostatisk poretrykk tilsvarande GV to meter under terreng. Registrerte poretrykksmålingar tilsvarar grunnvannstand mellom  $\approx 1,5$  og  $\approx 3,5$  m under terreng (sjå Tabell 7-7). I tolkingane er grunnvasstand bestemt på grunnlag av CPTU lokasjon relativt til grunnvassbrønnar. Grunnvasstand er lagt inn i djupner varierende mellom om lag 1.5 m og 2.5 m djupne. Basert på vasstand i grunnvassbrønnane er difor GV lagt inn i tolkinga noko høgare. Det er også registrert noko poreovertrykk med djupna, høgare GV i tolkinga kan nyttast for å modellere eventuelt in-situ poreovertrykk.

Sensitiviteten for valg av grunnvasstand ved tolking av CPTU er kontrollert ved å samanlikna  $S_U$  for grunnvasstand i terreng og  $S_U$  for grunnvasstand 2.5 m under terreng. Dette fører til ei endring av tolka skjærfasthet på 0.8 kPa for tolking basert på  $N_{\Delta u}$  som funksjon av  $B_q$ , og 2.8 kPa for tolking basert på bestemt  $N_{\Delta u} = 9.0$ .

Multiconsult har eit eigenutvikla tolkningsverktøy for tolkning og presentasjon av CPTUsonderingar. Tolkingane er basert på dagens anerkjente metodar. Verktøyet gir blant anna moglegheit for tolking av udrenert skjærfasthet både med hensyn på effektiv spissmotstand ( $qt - u$ ), netto spissmotstand ( $qn = qt - \sigma_{v0}$ ) og poreovertrykk ( $u - u_0$ ). Det generelle formelgrunnlaget for tolking er presentert nedanfor:



Basert på spissmotstand,  $q_n$ :  $S_{uA} = q_n / N_{kt}$

Basert på poreovertrykk,  $\Delta u$ :  $S_{uA} = \Delta u / N_{du}$

Basert på effektiv spissmotstand,  $q'_t$ :  $S_{uA} = q'_t / N_{ke}$

Tolkingsfaktorane  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  og  $N_{du}$  kan veljast frå empiriske variasjonsområder og korrelerast mot poretrykksforholdet  $B_q$  eller laboratorieparameterane  $St$  (sensitivitet),  $OCR$  (overkonsolideringsforhold) og  $I_p$  (plastisitet) gjennom empiriske samanhengar basert på treaksialforsøk på blokkprøvar. I dette prosjektet er det valgt å korrelera mot poretrykksforholdet  $B_q$ . Då det er  $B_q$  vi har størst og best erfaring med for tolking av tilsvarande lausmassar. Dei empiriske korrelasjonene mot  $B_q$  for  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  og  $N_{du}$  som vert nytta i tolkinga er presentert nedanfor (frå: Karlsrud m. fl. (1996, 2005), Kirkebø (2006), Sandven (2007))

$$N_{kt} = C_1 - C_2 \cdot B_q$$

$$N_{du} = C_3 + C_4 \cdot B_q$$

$$N_{ke} = C_5 - C_6 \cdot B_q$$

I dette prosjektet har vi resultat frå treaksialforsøk utført på blokkprøvar, det er difor eit godt grunnlag for å velje  $N$ -verdiar basert på dette i lag der blokkprøvane er representative.

Tolkinga utført for dette prosjektet legg hovedvekt på  $N_{du}$ , men  $N_{kt}$  og  $N_{ke}$  vet også vurdert. Erfaringsmessig gir  $N_{du}$  den beste tolkinga av leirmaterialer. Dette fordi spissmotstanden normalt vil vere låg i blaute leirer, som medfører at måleunøyaktighet får stor betydning, mens poreovertrykket vil vere høgt (stor verdi) og måleunøyaktighet får erfaringsmessig mindre betydning.

Empirisk variasjonsområde for korrelasjonsfaktorane  $C_1 - C_6$  er vist i Tabell 7-4.

Tabell 7-4. Empirisk variasjonsområde for korrelasjonsfaktorane  $C_1 - C_6$ .

Formel	Faktor	Korrelasjonsfaktorar		
		Middel kurve	Høg	Låg
$S_{UA} = q_n / (C_1 - C_2 \cdot B_q)$	$C_1$	18.7	20.5	16.5
	$C_2$	12.5	12.1	10.1
$S_{UA} = \Delta u / (C_3 + C_4 \cdot B_q)$	$C_3$	1.8	2.2	1.0
	$C_4$	7.25	7.7	7.1
$S_{UA} = q'_t / (C_5 - C_6 \cdot B_q)$	$C_5$	13.8	15.6	11.8
	$C_6$	12.5	12.5	11.1

Dei empiriske korrelasjonane med  $B_q$  er etablert ut frå treaksialforsøk på høgkvalitets blokkprøvar og representerer peak-verdiar for brudd. Det er difor forventa at tolka  $S_u^A$  frå CPTU skal stemme overeins med resultatata frå treaksialforsøka. Ved uttak av karakteristiske verdiar med støtte i CPTU-tolking (der tolkinggrunnlaget er basert på høgkvalitets blokkprøvar), inkluderar anerkjent praksis at tolka udrenert skjærfasthet frå CPTU normalt skal reduserast for at designparameterane skal liggje i rimeleg avstand frå brot-tilstand. Det er anbefala at denne reduksjonen er på 15% NVE 7/2014 /13/. Figurane som viser «design linje» for  $S_u^A$  er ikkje redusert med 15 %. Reduksjonen av styrke vert lagt inn i berekningsprogrammet (Geosuite Stabilitet).

Vi har vald å presentera  $S_U^A$  tolka basert på korrelasjonsfaktorar frå «middel kurve».  $S_U^A$  er difor i våre tolkingar av CPTU tolka med følgjande empiriske samanhengar:

$$S_U^A = \frac{q_n}{N_{kt}} = \frac{q_n}{(C_1 - C_2 \cdot B_q)} = \frac{q_n}{(18.7 - 12.5 \cdot B_q)}$$

$$S_U^A = \frac{\Delta u_2}{N_{du}} = \frac{\Delta u_2}{(C_3 + C_4 \cdot B_q)} = \frac{\Delta u_2}{(1.8 + 7.25 \cdot B_q)}$$

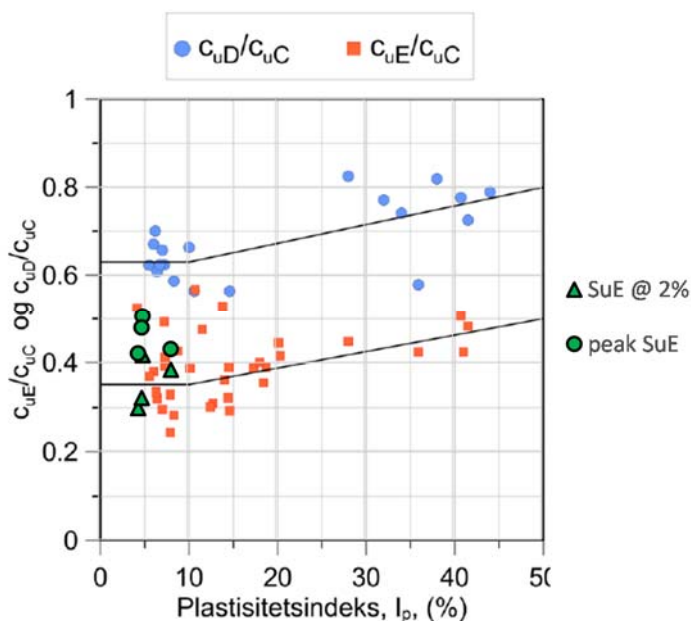
$$S_U^A = \frac{q'_t}{N_{ke}} = \frac{q'_t}{(C_5 - C_6 \cdot B_q)} = \frac{q'_t}{(13.8 - 12.5 \cdot B_q)}$$

Korrelasjonane basert på  $B_q$  er etablert ved forsøk på leirer med typiske verdiar for  $B_q$  i området 0.5 – 0.9. Dei etablerte korrelasjonane vert difor meir unøyaktige for  $B_q$  verdiar utanfor dette intervallet.

### 7.6.3 Anisotropi

Tabell 7-2 presenterer også forholdet mellom passiv og aktiv skjærstyrke,  $S_U^E/S_U^C$ . NIFS rapport 14/2014 /15/ presenterar anbefalte verdiar for anisotropiforhold mellom aktiv, direkte og passiv (ADP) skjærstyrke. Forholdstala presentert i /15/ er basert på peak fasthet.

Resultata frå blokkprøvane i dette prosjektet viser peakverdi for  $s_U^C$  ved 0.5% – 1.5% tøyning, for passiv styrke,  $s_U^E$ , er tøyninga konsekvent 10% ved peakverdi. Tabell 7-2 viser anisotropiforhold mellom passiv og aktiv styrke både ved peak skjærspenning (dvs.  $\gamma$  lik 10% for  $s_U^E$ ) og ved  $s_U^E$  for  $\gamma$  lik 2%. Dersom ein nyttar  $s_U^E$  ved 2% tøyning, så er det ein rimeleg bra overensstemmelse med anbefalinga i /15/. Nyttar ein peak verdien for  $s_U^E$  så blir anisotropiforholdet høgare. Figur 7-9 viser resultata frå forsøka samanlikna med anbefalinga i /15/.



Figur 7-9. Samanlikning mellom  $s_U^E/s_U^C$  opp mot NIFS /15/.

NVE veileidar 7/2014 /13/ påpeikar at ved valg av karakteristiske fastheitsverdier, skal dei målte fastheitene frå aktive og passive triaksialforsøk samt frå eventuelle direkte skjærforsøk (DSS) takast ut ved same tøyning for samtlege jordlag (prinsippet om tøyningsskompatibilitet). Normalt vert dette gjort ved den tøyning som gir den høgaste summen fra aktive-, passive- og DSS-forsøk.

Basert på resultat frå blokkprøvar, føringa i NVE 7/2014 /13/ og anbefalinga i NIFS rapporten så benyttast anisotropifaktorane presentert i Tabell 7-5 i stabilitetsberekningane i dette prosjektet.

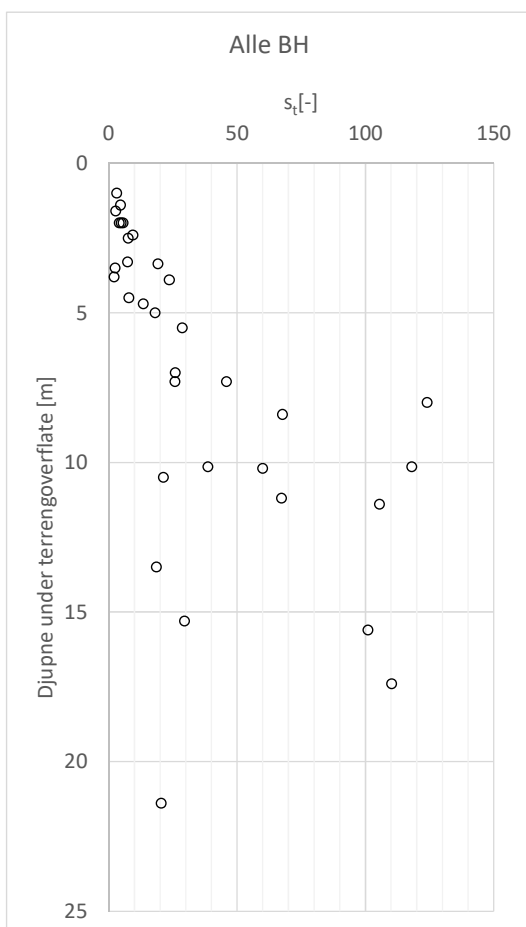
**Figur 7-4** indikerer at mesteparten av innhenta prøvemateriale har  $IP < 10\%$ .

Tabell 7-5. Anisotropifaktorar.

$s_u^D/s_u^C$	$s_u^E/s_u^C$
0.63	0.35

## 7.7 Sensitivitet

Sensitivitet er berekna basert på konusforsøk (omrørt/intakt).



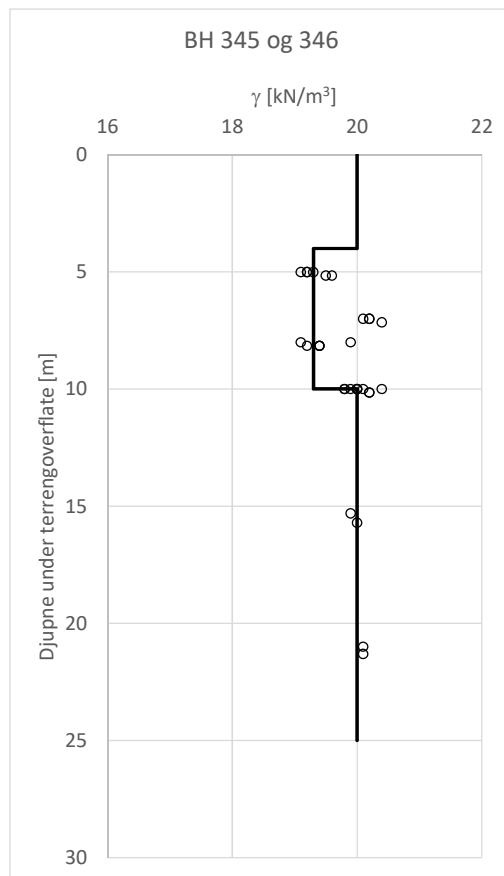
Figur 7-10. Sensitivitet basert på konusforsøk.

## 7.8 Prekonsolidering

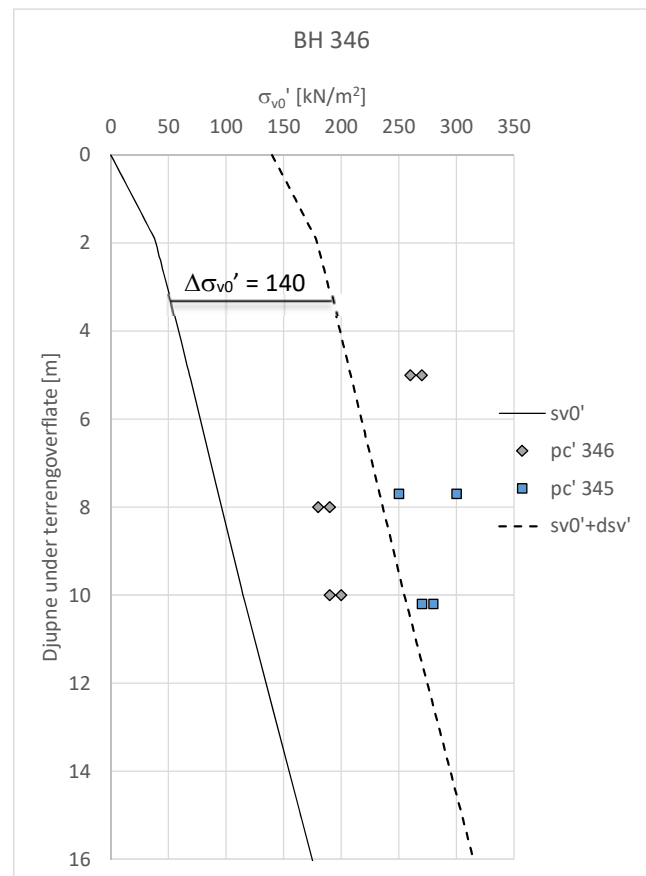
Prekonsolidering kan tolkast frå ødometerforsøka. Det er utført ødometerforsøk på blokkprøvar ved borhol 345 og 346. Ødometer er utført som CRS (Constant Rate of Strain = kontinuerlig ødometer) og IL (Incremental loading = trinnvis ødometer).

Ei kort utgreiing om ødometertestane er presentert i /19/: «Det er utført av- og pålasting ved 800-500 kPa og tøyingshastighet etter handbok R210 (dette vart seinare droppa for nokon), for prøvar nær vegen (BP346) skulle det også køyrast IL (trinnvis), CAUc (aktive) treks med skjærtøyingshastighet 1,5 %/time og CAUe (passivt) med skjærtøyning 1 %/time.».

Datarapporten /19/ med inkludert laboratorierapport presenterar elles inga vurdering av forsøka. Prekonsoliderings spenning tolka frå ødometer (CRS) og effektivt overlagingstrykk (utrekna med tyngdetettleik presentert i **Figur 7-11**) er vist i **Figur 7-12**.



Figur 7-11. Tyngdetettleik BH 345 og 346.



Figur 7-12. Effektivt overlagingstrykk plotta mot prekonsoliderings spenning tolka frå ødometer.

Forsøka i punkt 346 tyder på lågare prekonsolideringsspenning med djupna, medan resultata i borpunkt 345 tyder på ein meir konstant prekonsolideringsspenning med djupna (kun to djupner vel å merke).

Prekonsolideringsspenninga tolka frå forsøka varierer mellom ca. 180 kN/m<sup>2</sup> og 300 kN/m<sup>2</sup>.

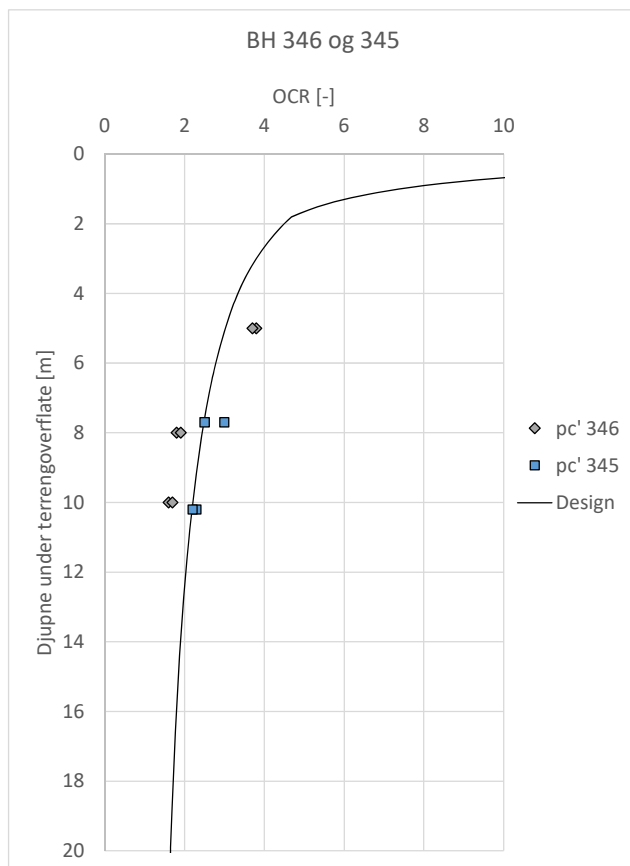
Differanse mellom tolka prekonsoliderings spenning og effektivt overlagingstrykk,  $\delta\sigma'_v = p'_c - \sigma'_{v0}$ , varierar tilsvarende mellom om lag 170 kN/m<sup>2</sup> i 5 m djupne og om lag 80 – 90 kN/m<sup>2</sup> i 8 – 10 m djupne. Ei linje som indikerar  $\delta\sigma'_v = 140$  kN/m<sup>2</sup> er angitt i **Figur 7-12**.

/18/ forklarar høgare overkonsolideringsgrad (OCR) med aldri og forvitringseffektar i øvre lag. Dette kan vere ei naturleg forklaring, og stemmer overeins med kvartærgeologisk beskriving i datarapporten frå 2006 /17/.

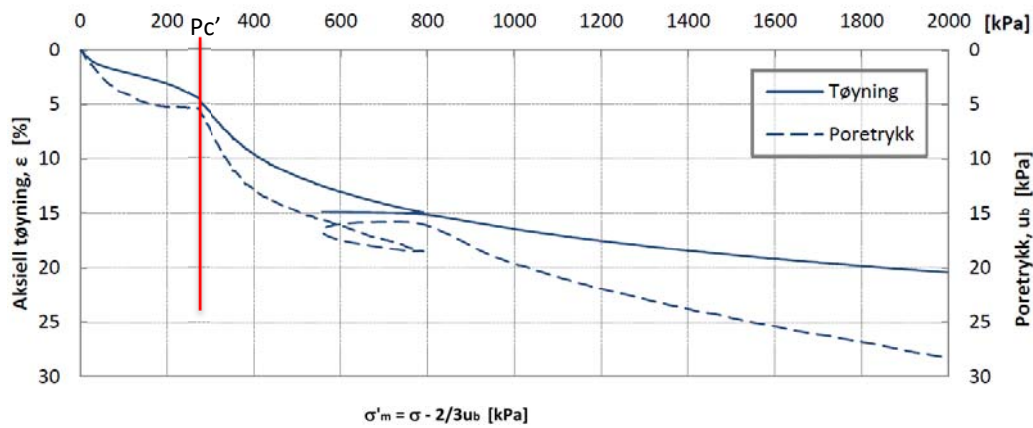
Eit døme på tolking av prekonsolideringsspenning er vist i Figur 7-14. Forsøket er presentert i datarapporten /19/. Vår tolking av  $p'_c$  og tilhøyrande overkonsolideringsgrad (OCR) er vist i Tabell 7-6.

Tabell 7-6. Tolka prekonsolideringsspenning,  $p_c'$  og overkonsolideringsgrad, OCR, frå BH 346.

BH	Djupne	$p_c'$	OCR
	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
346	5	270	3.8
346	5	260	3.7
346	8	180	1.8
346	8	190	1.9
346	10	190	1.6
346	10	200	1.7
345	7.7	250	2.5
345	7.7	300	3
345	10.2	280	2.3
345	10.2	270	2.2



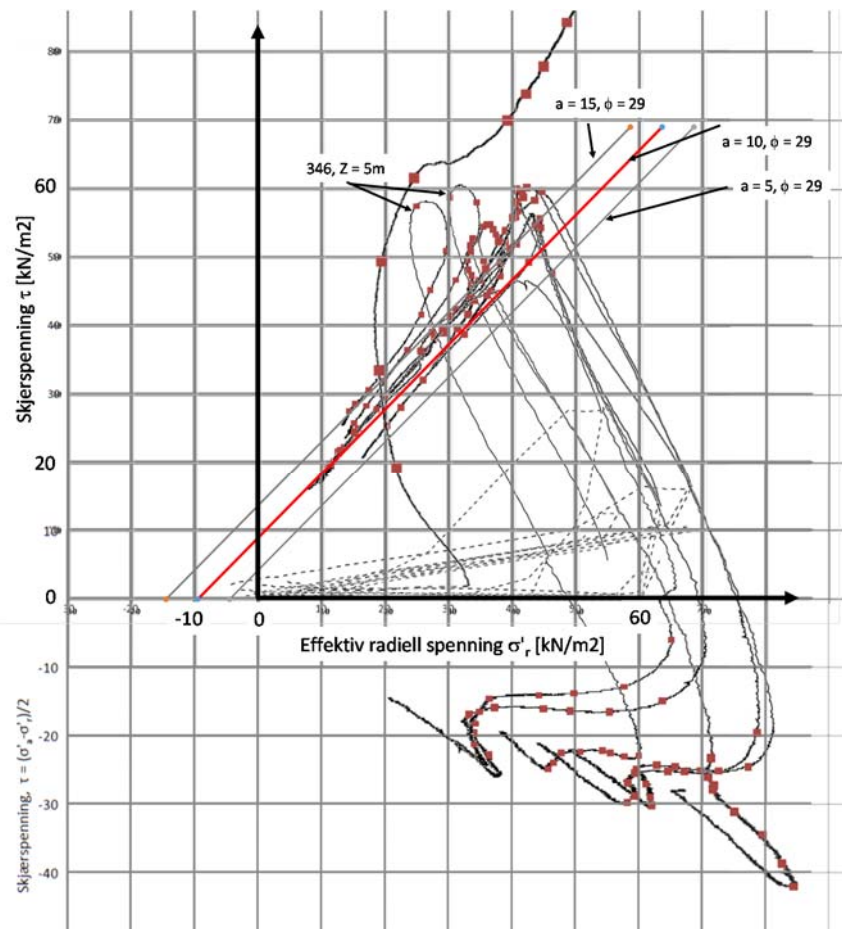
Figur 7-13. Tolka OCR basert på blokkprøvar.



Figur 7-14. Illustrasjon som viser tolking av CRSC, 346-5.07-5.09m djupne.

### 7.9 Drenerte styrkeparameterar

Drenerte styrkeparameterar er tolka frå triaksialtestar på blokkprøvar frå punkt 345 og 346. Sampleplott med alle forsøk er vist i Figur 7-14, saman med ei «middel-linje» (raud farge) som tilsvarar styrketaket for ei linje med friksjonsvinkel,  $\phi$ , lik 29 grader og attraksjon 10 kN/m<sup>2</sup>. To linjer med attraksjon på henholdsvis 15 kPa og 5 kPa er også teikna opp i figuren.

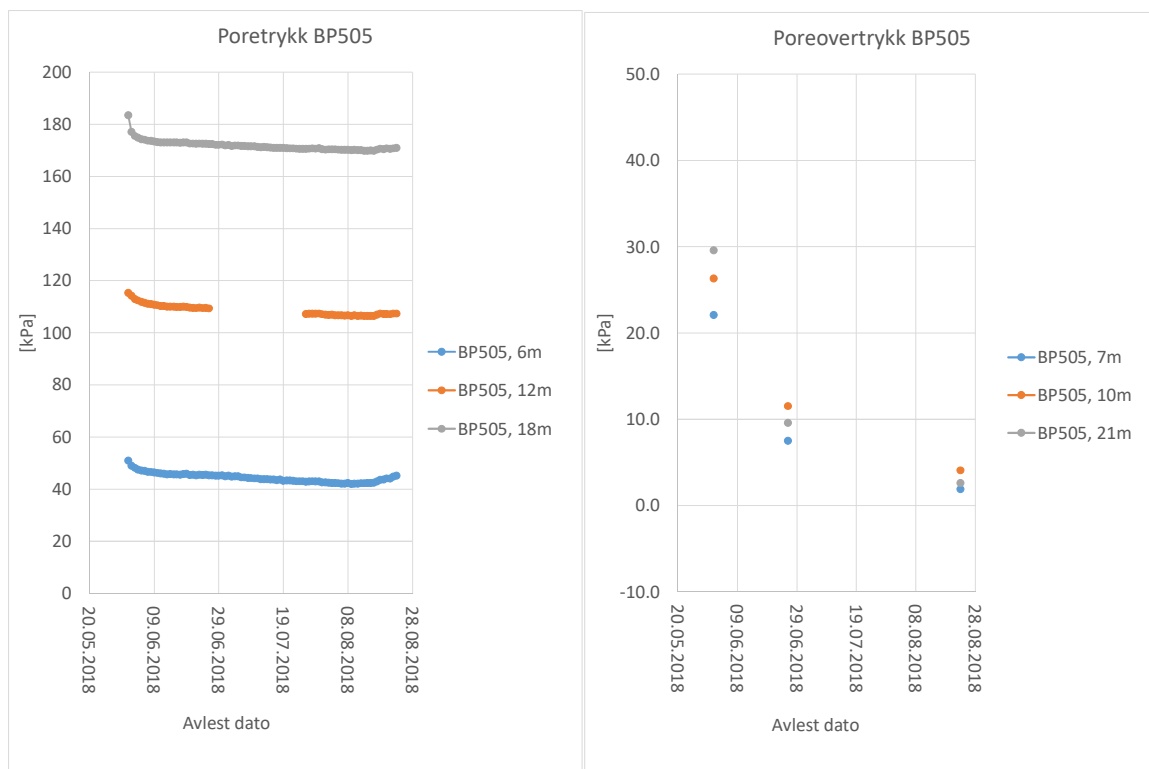


Figur 7-15. Samleplott for treaksialtestar utført på blokkprøvar frå BH 346 og 345.

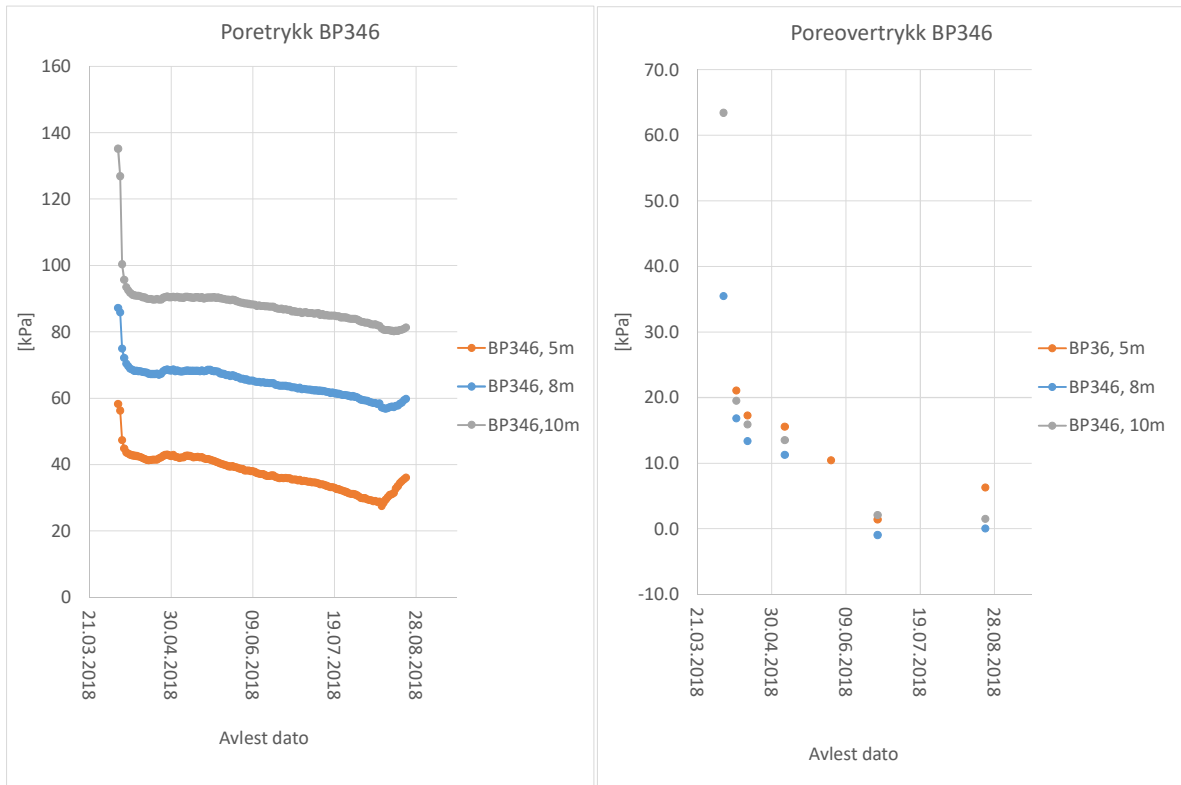
## 7.10 Vasstand og poretrykk

Vasstand er målt i fire punkt med grunnvassbrønn ved BH 345, 346, 410 og 505. Poretrykk er målt i 3 punkt med piezometer (tre djupner i kvart punkt) ved BH 345, 346 og 505. Basert på observasjonar frå grunnvassbrønnane så ligg grunnvatn i om lag 1.5 – 2.5 m djupne under terrengoverflate i det aktuelle området. Avlesing av piezometer tyder på noko poreovertrykk i djupna, siste avlesing antydar største verdi på 7 kPa.

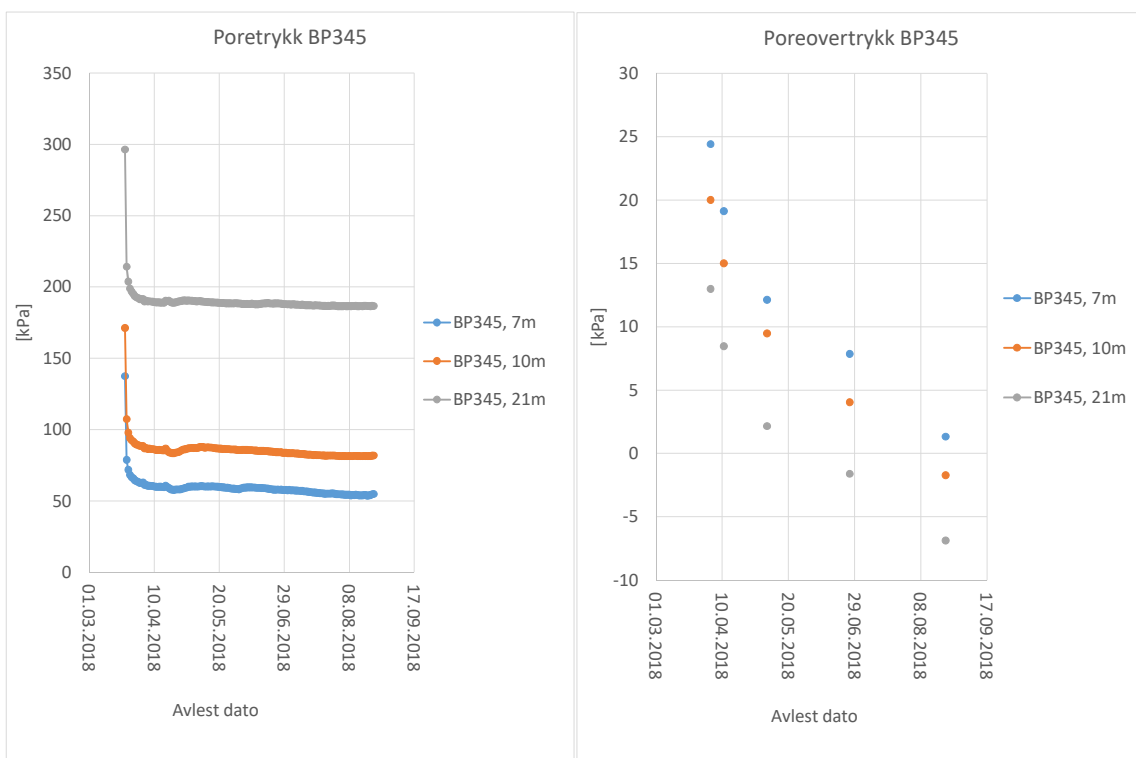
Grunnvassbrønner og piezometer er installert våren 2018 i samanheng med grunnundersøkingane utført i same periode. Måleperioden er difor avgrensa, det har i tillegg vore uvanleg tørt i denne perioden. Det har vore meir nedbør på seinsommaren 2018, avlesingar etter denne tid kan difor vere meir representative. Observerte verdiar er presentert i følgjande figurar. Tolking av poreovertrykk er utført av SVV og oversendt som ein del av grunnlaget i geoteknisk datarapport /19/.



Figur 7-16. Poretrykksavlesning ved BH 505.



Figur 7-17. Poretrykksavlesning ved BH 346.



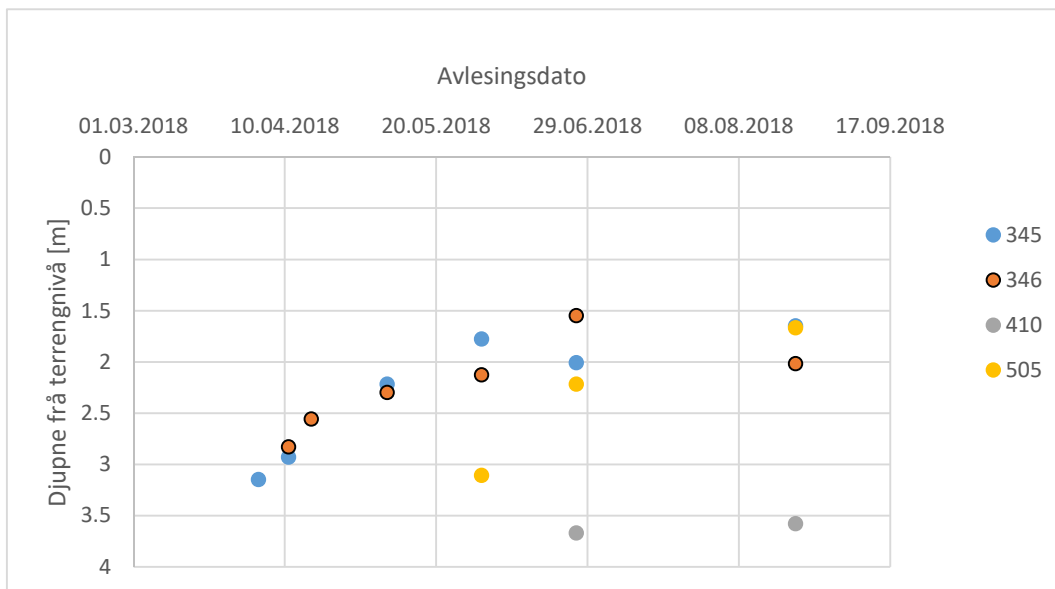
Figur 7-18. Poretrykksavlesning ved BH 345.

Resultata frå måling av grunnvassnivå (frå grunnvassbrønnane) er inkluderte i tolking av poreovertrykk presentert i Figur 7-16 - Figur 7-18. Avleste verdiar er presentert i geoteknisk datarapport /19/ attgjevne i Tabell 7-7.



Tabell 7-7. Resultat frå måling av grunnvassnivå /19/ og /20/.

Dato for måling	Djupne frå terreng til grunnvasstand i gitt borpunkt [m]			
	345	346	410	505
22.03.2018	Installasjon			
03.04.2018	3.15			
04.04.2018		Installasjon		
11.04.2018	2.93	2.83		
17.04.2018		2.56		
07.05.2018	2.22	2.30		
30.05.2018				Installasjon
31.05.2018			Installasjon	
01.06.2018	1.78	2.13	tørt	3.11
26.06.2018	2.01	1.55	3.67	2.22
23.08.2018	1.65	2.02	3.58	1.67



Figur 7-19. Avlesing av grunnvassbrønner.

Tidlegare målingar presenterte i /17/ indikerer grunnvasstand og poreovertrykk som følger:

Borpunkt	Vasstand (m under terreng)	Poreovertrykk [kPa]
128	0.5 – 0.8	0 (3.3m)
139	2	6 – 12 (6m og 8m)
146	2	4-7 (6m og 10m)

### 7.11 Jordparameterar for bruk i stabilitetsberekningane

Stabilitetsberekningane vert utført i berekningsprogrammet Geosuite Stabilitet. Berekningane vert utført på basis av to «standard» metodar:

- Totalspenningsbasis
- Effektivspenningsbasis

Der totalspenningsbasis skal modellere korttidstilstandar der påkjenningane på materialet er udrenert, døme på dette er utgraving og pålasting. Langtidstilstandar vert modellert på effektivspenningsbasis med drenerte forhold, dvs. tilstandar der eventuelle poretrykk forårsaka av påkjenningar har drenert ut.

#### 7.11.1 Parameterar for totalspenningsanalysar

Skjærstyrke med djupna er tolka frå laboratorieundersøkelser og CPTU og presentert i vedlegg. Totalsonderingar og dreietrykksunderingar er også nytta for å definere lagdelinga langs profila.

Borepunkt med tilhøyrande  $S_U$  frå laboratorietestar og CPTU er nytta for å etablere design profil for  $S_U^A$  i stabilitetsprofil som følgjer:

Tabell 7-8. Borepunkt tilhøyrande stabilitetsprofil.

Stabilitetsprofil	Design parameter frå borepunkt	Tidlegare boringar + dreietrykk, totalsonderingar etc.
N-N	337, 339, 345, 346, 343	130, 228, 226, 139, 5, 4, 204
P-K	346,	2, 3, 7, 23-V, 117-V, 118-V, 361, 346
X-U	308, 309, 311, 314, 317	316, 315, 313, 312, 310, 307, 306
K-L	503	147, 146, 358

Tabell 7-9. Design profil for aktiv udrenert skjærstyrke  $S_U^A$ . Profil for punkt 330 og 353 er ikkje inkludert, her er det utført CPT i kun begrensa djupne og det er tilsynelatande sandig materiale.

345, 337		346, 339		311, 505		309	
Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design
z (m)	$S_U^A$ (kPa)	z (m)	$S_U^A$ (kPa)	z (m)	$S_U^A$ (kPa)	z (m)	$S_U^A$ (kPa)
0.0	40	0.0	40	0	30	0	30
10.0	59	5.0	50	7	30	9	32
13.0	80	10.0	50	20	60	20	60
17.0	80	12.0	75			25	72
17.0	65	20.0	80				
25	85						

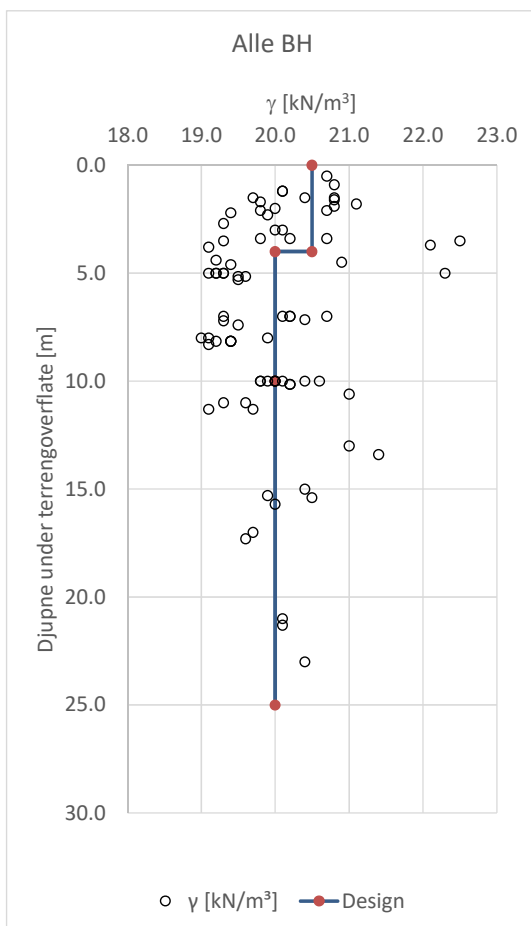
343b		503		335 b		314	
Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design
z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)
0.00	70.00	0	45	0.00	50.00	0	20
7.00	70.00	5	70	7.00	50.00	6	20
7.00	70.00	18	75	7.50	200.00	6	30
10.00	70.00	22	75	20.00	300.00	25	80
13.00	150.00						
18.00	150.00						
317		308		369b, 371, 364		410	
Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design	Djupne	Design
z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)	z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)
0.00	30.00	0	40	0.00	30.00	0	50
4.00	30.00	15	40	2.00	30.00	5	50
12.00	60.00	17.5	65	10.00	80.00		
		30	85				
501							
Djupne	Design						
z (m)	S <sub>u</sub> <sup>A</sup> (kPa)						
0	50						
5.5	50						
5.5	35						
8	35						
10	150						

Lagdeling som angir lag med kvikkleire er angitt på profil som viser stabilitetsberekningane. Udrenert styrke i sprøbruddmateriale og kvikkleire vert redusert med 15%.

Design profil for Tyngdetettleik til bruk i stabilitetsberekningane er basert på eit gjennomsnitt av målte verdiar (presentert i Figur 7-5). design linje saman med målte verdiar (alle målte verdiar) er presentert i Figur 7-20 og presentert i tabellform i Tabell 7-10.

Tabell 7-10. Tabulerte verdiar for tyngdetettleik.

Z [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0	20.5
4	20.5
4	20
10	20
10	20
25	20



Figur 7-20. Designlinje for tyngdetettleik.

### 7.11.2 Parameterar for Effektivspenningsanalyse

Treaksialforsøka er plotta i eit samleplott for å tolke friksjonsvinkel og attraksjon, dette er presentert i kapittel 7.9. Følgjande parameterar vert nytta i stabilitetsanalysane for drenert tilstand, forutan i lag med sand:

Tabell 7-11. Effektivspenningsparameterar.

Berekningsprofil	Friksjonsvinkel [°]	Attraksjon [kN/m <sup>2</sup> ]
N-N	29	10
P-K	29	10
U-X*	22	10

\*For topplag og leire i botn av profilet er det vald effektivspenningsparameterar lik N-N.

Merk at det ikkje er utført avanserte laboratorieforsøk på prøveseriar i den austlege delen av området (sone II). Sonderingane antyd at materialet i denne sona er av ein anna karakter, med tydeleg lågare penetrasjonsmotstand og svært låg sidemotstand (CPT). Dette er også synleg på resultatata frå dreietrykkssondering og totalsonderingar. Det er difor vald ein lågare friksjonsvinkel i lag som er tolka som sprøbrudd/kvikkleire material.

#### Grunnvasstand

Vasstand skal leggjast inn 1.5 m under terreng for alle berekningsprofilerna forutan vest for profil I-I, der grunnvassbrønn ved punkt 410 må leggjast til grunn. Vasstand for berekningsprofil vest for I-I skal difor leggjast inn 3.0 m under terreng.

#### Poreovertrykk

Poreovertrykk skal inkluderast i poretrykksprofilet, avhengig av lokasjon og registrerte verdiar i felt. I siste målingar er største registrerte poreovertrykk 7 kN/m<sup>2</sup>.

#### Tyngdetettleik

Effektiv tyngdetettleik skal leggjast inn som presentert i Tabell 7-10 og Figur 7-20.

## 8 Stabilitetsvurderingar

### 8.1 Generelt

Stabilitetsberekningane er utført med lamellemetode programmet Geosuite Stabilitet. Det er utført analysar både på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis. Benevning av profilar tek utgangspunkt i benevninga som er angitt på borplanen i datarapporten /19/. Områdestabilitet og lokalstabilitet er vurdert for tre situasjonar:

- Dagens situasjon
- Anleggsfase (for tilstandar undervegs i anleggsfasen medan vegen vert utbetra)
- Permanent tilstand (etter planlagt tiltak)

Berekningane er utført med aktiv – direkte – passiv skjærfasthet (ADP) med forholdstal presentert i kapittel 7.11. Vidare er fasthet i lag med sprøbruddmateriale og kvikkleire redusert med 15%.

Klassifisering av tiltaket i tiltakskategori (K3), faregrad «høg» og konsekvensklasse (CC3) fører til følgjande krav:

Områdestabilitet: Stabilitetsanalyse som dokumenterer:

- a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet  $F \geq 1,4$  eller
- b) Forbedring hvis  $F < 1,4$  Forbetring ihht. fig.0.4 i /8/

Lokalstabilitet:  $F \geq 1.6$  (sprøtt, kontraktant brudd, både for totalspenning og effektivspenningsanalyse)

Analysane viser at det er nødvendig med prosentvis forbetring, det er difor også utført analysar med forbetrande tiltak.

### 8.2 Berekningsresultat

Resultata er vist i tabell med forklarande tekst. I tabellen er det også presentert berekna sikkerheit for alle tre fasar der det er vurdert som naturleg å sjekke alle tre fasane. Nummereringa av berekningsprofil følgjer nummereringa av profil gitt i borplanen presentert i /19/.

Følgjande berekningsnitt er vurdert:

- N-N – sone I. Det er utført stabilitetsanalysar for Profil N-N i alle tre fasar, det er anteke at dette snittet vil vere representativ for størstedelen av området mellom vegprofil 170 – 270 (ca.).
- P-K – sone I. Planteikning som viser profilet er vist i vedlegg 3. kontroll av stabilitet ved ravineskråning, i sida av ravina nedanfor vegen.
- K-L – sone I. Planteikning som viser profilet er vist i vedlegg 3.
- U-X – sone II. Kombinasjon av profil U og X som presentert i borplanen i datarapporten /19/.

Resultat frå utførte analysar er presentert i Tabell 8-1.

Tabell 8-1. Berekningsresultat for utvalde snitt og tilstandar.

Berekningsnitt	Tot.sp.	Eff.sp.	Omr.	Lokal	Dagens	Anl.fase	Perm.	M*	M&A*
N-N - øvre	x		x		1.08	1.06	1.08	1.08	1.37
N-N - nedre	x		x		1.04	1.09	1.03	1.30	1.30
N-N - midt	x			x	1.40	1.39	1.28		
N-N - øvre		x	x		2.12	1.95	2.13		
N-N - nedre		x	x		1.25	1.25	1.25		
N-N - midt		x		x	2.02	1.56	2.02		
P-K - hele	x		x		1.41				
P-K - nedre	x		x		1.65				
U-X midt	x		x		1.00				
U-X hele	x		x		1.00				
U-X øvre m.vei	x		x		1.02				
U-X midt		x	x		1.60				
U-X øvre m.vei		x	x		1.57				
K-L	x		x		1.00				
K-L		x	x		1.73				
K-L	x		x					1.19	
K-L	x			x				1.76	

\*M = motfylling, A = avlasting av terrenget i skråning over veg

I tilknytning til sone II så er det rekna på eit profil som er samansett av U-U og X-X profilet (sjå borplan i /19/). Det er vurdert slik at dette profilet vil vere dekkande for å belyse stabilitetsproblematikk i dette området.

### 8.2.1 Diskusjon

#### Generelt

Det er generelt lagt til grunn at vurderingane presentert i denne rapporten skal vere på reguleringsplannivå. Analysane som er utført er difor ikkje på detaljnivå. Det er fokusert på representative snitt i områder som er vurdert som kritiske. Deretter er det vurdert om det er mogleg å gjennomføra tiltaket. Forbetrande tiltak er ikkje optimalisert i form av størrelse, lengde, bredde, volum etc. dette må vurderast vidare i seinare fasar om det viser seg at prosjektet skal realiserast.

*Berekna sikkerheitsfaktorar pr.profil*

**Profil U-X, vegprofil 0 – 150, sone II:** Områdestabilitet på totalspenningsbasis resulterer i sikkerheitsfaktorar på om lag 1.0, analysar på effektivspenningsbasis resulterer i sikkerheitsfaktorar på 1.57. Analysane viser dermed at området er sensitivt for udrenerte spenningsendringar (korttid), medan ein drenert langtidstilstand gir relativt god sikkerheit. Merk elles at djupne på kvikkleirelag/sprøbruddmateriale ved punkt 308 er lagt nokre meter høgare enn det tolkinga av CPTU 308 indikerer, dette fordi totalsonderinga i same punkt indikerer eit lag med meir motstand/stein eller liknande. Kvikkleire til større djupne vil bety noko lågare berekna sikkerheitsfaktor. Berekna sikkerheitsfaktor er allereie 1.0 på totalspenningsbasis og eventuelt lågare sikkerheitsfaktor vil ikkje få nokon konsekvens for utfallet av vurderingane presentert her.

Borpunkt 306 ligg på kanten av vegen ved profil U-U og vi vurderer det slik at dette punktet avgrensar sprøbrudd/kvikkleira i sone II. Rettnok har sonderinga eit sprang «inn» på om lag 4 m djupne, men prøveserien i same djupne viser siltig leire med omrørt styrke lik 92 kN/m<sup>2</sup>. Vidare kan ein også sjå av totalsondering no.306 at den viser konstant motstand mellom 14 m – 30 m djupne. Motstanden er forøvrig dobbelt så stor (10 kN) som for øvrige totalsonderingar i profil U-U der det er påvist kvikkleire/sprøbrudd material. Vi tolkar det difor slik at det ikkje er sprøbrudd/kvikkleire i dette punktet, det er likevel noko usikkerheit hefta ved denne konklusjonen.

Med bakgrunn i ovanfor nemnde observasjonar vurderer vi det slik at ei eventuell utgliding i sone II ikkje vil gå heilt bak til vegen då det ikkje er påvist sprøbrudd/kvikkleire materiale langs vegens profil 0 - 100. Tiltaket relatert til utbetring av vegen langs profil 0 – 150 kan utførast utan negativ innverknad på områdestabilitet (ved masseutskifting med lette massar). Dette må vere ein føresetnad for at tiltaket kan utførast langs dette profilet.

Grunna ovanfor nemnde punkt konkluderar vi med at det ikkje er naudsynt å hensynta områdestabilitet på nedsida av vegen langs profil U-X. Tiltaket mellom profil 0 – 150 vil difor vere mogleg å gjennomføre innanfor påkrevde sikkerheitsnivå.

Totalspenningsanalysane resulterer i låge sikkerheitsfaktorar for områdestabilitet i sone II. Dette er noko som må takast til etterretning av rådande myndigheiter i form av restriksjonar til fylling og gravearbeider i området.

**Profil N-N, vegprofil 170 – 270, sone I:**

Analysar av områdestabilitet for dagens situasjon viser låg sikkerheit på totalspenningsbasis, og den er også lågare enn kravet ( $F > 1.4$ , K3, høg faregrad eller) på effektivspenningsbasis. Berekna sikkerheitsfaktor for områdestabilitet er 1.04 og 1.25 på henholdsvis totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis.

Det er dermed krav om prosentvis forbetring (om lag 18% - 19%) ihht. Figur 0.4 i SVV handbok V220 /8/. Med dei skisserte tiltaka (sjå kap.9) er berekna forbetring om lag 25 %. Som kommentert tidlegare, her må det gjerast eit grundig arbeid i ein detaljfase for å definera nøyaktige dimensjonar og utstrekning på fyllingar og avlasta sone(r). Det er kun presentert resultat berekna på totalspenningsbasis (mht.%vis forbetring), det er forøvrig også sjekka at effektivspennings analysane gir tilfredsstillande kapasitet sjølv om dette ikkje er presentert her.

Berekna sikkerheitsfaktor for lokalstabiliteten er i storleiksorden 1.4 og høgare, dette er lågare enn kravet på 1.6 (CC3 og sprøtt materiale), sjå Tabell 3-3. Med avlasting vil forøvrig lokalstabiliteten



betre seg betydeleg. Kalk-sement stabilisering kan også betre lokalstabiliteten om dette viser seg nødvendig. Med forbeholdende tiltak kan ein anta at lokalstabiliteten vil kome opp på eit nivå som er innanfor regelverket. Sett i lys av grad av detaljering på reguleringsplannivå er det ikkje utført vidare analysar av lokalstabilitet med føreslegne tiltak.

I effektivspennings analysane er det lagt inn hydrostatisk poretrykk med djupna, men grunnvasstand er lagt høgare for å modellere eit poreovertrykk i djupna.

Ein anna kommentar til analysane er at for effektivspenningsanalysen er bruddsirklane for lokalstabilitet styrt for å få ei lokal djupare bruddflate som ikkje er overflateglidning.

#### **Profil P-K, vegprofil 170 – 270, sone I:**

Det var kommentert i kontrollrapport frå GeoVest Haugland /21/ at det burde reknast på eit profil inn mot ravina. Dette er utført i denne rapporten og representert med snitt P-K. Analysen på totalspenningbasis viser berekna sikkerheitsfaktor på 1.41. Dette er like over kravet på 1.4 som definerer om ein må utføre forbeholdende tiltak. Denne rapporten konkluderar med at ravina i sone I må fyllast med sprengsteinsfylling, dette vil også medføre at sikkerheit knytt til utgliding mot ravina vil verte betra. Det er kun utført totalspenningsanalyse for dette snittet då berekning på effektivspenningsbasis har vist seg å resultere i betydeleg betre kapasitet for dei andre snitta.

Bekkeløpet i ravina (sone I) må leggjast i røyr før fyllinga vert lagt ut.

#### **Profil K-L, midt i ravine, sone I:**

Planteikning som viser lokasjon for profil K-L er vist i vedlegg 3, det er også presentert styrkeprofil for dei punkta som ikkje er presentert i Tabell 7-9. Nedre del av ravina skal fyllast opp for å stabilisere skråninga i ravina mot fylling som vert lagt ut mellom ca profil MM-RR, i tillegg til at vegkurvaturen skal rettast ut og vert lagt på fylling i ravina.

Det er berekna ein sikkerheitsfaktor på 1.00 på totalspenningbasis for dagens situasjon, effektivspenningsbasis gir ein berekna sikkerheitsfaktor på 1.73. Med oppfylling av ravina vil berekna sikkerheit auka i dette profilet. Ein sjekk på betydningen av motfylling er utført. Med 4 m høg motfylling er berekna sikkerheitsfaktor på totalspenningbasis 1.19, dvs. 19% forbetring, 20% forbetring, eller meir kan oppnåast berekningsmessig ved å hensynta 3D effektar. Fyllinga er då lagt opp til kotehøgde +47 som høgaste nivå øvst i ravina.

Dimensjonar på motfylling må detaljerast i ein seinare fase. Avlasting i øvre del av profilet kan også vurderast men dette må også sjåast i samanheng med bakenforliggjande terreng og bebyggelse. Det er bratt også ovanfor ravina og avlasting kan vera vanskeleg å gjennomføre.

Lokalstabilitet for veg i ravine-området er vurdert som ikkje kritisk, då ravina er planlagt oppfylt med sprengstein. Det vil då verte sprengsteinsfylling i stor utstrekning nedanfor vegtraseen, noko som vil verke stabiliserande. Sikkerheitsfaktor for ei lokal glideflate ved vegbana er berekna til 1.76 på totalspenningbasis.

#### *Berekningsmetode*

Det er nytta lamellemetode (Geosuite) for å rekne på stabilitet. Eit elementmetodeprogram (FEM) vil kunne finne glideflater med lågare motstand. På dette nivået er likevel lamellemetode programmet vurdert som nøyaktig nok for å vurdere om tiltaket er gjennomførbart.

### *Grunnvasstand*

Vi har vurdert sensitivitet ved å variere grunnvasstand frå terrengnivå til to meter under terreng. Dette får eit utslag på om lag 10% på berekna sikkerheitsfaktor i effektivspenningsanalysar.

### *Styrkeparameterar*

Styrkeprofil (udrenert skjærfasthet) i sone II er basert på CPTU, konus og einaks. Det er tydeleg at leira i det austlege området (sone II) har ein anna karakter enn leira i sone I. Det er ikkje utført avanserte laboratorieundersøkingar, og difor heller ikkje nøyaktig informasjon om styrkeparameterar på totalspenningbasis eller effektivspenningbasis. For stabilitetsberekningar på totalspenningbasis er tolka CPTU profil lagt til grunn, medan det er lagt til grunn antatt konservative effektivspenningparameterar i sprøbrudd/kvikkleirelaget.

### *Resultatet i denne rapporten vs. tidlegare vurderingar*

Det har i tidlegare vurderingar vorte konkludert med at tiltak i form av: fylling av ravine ved sone I, etablere motfylling, og avlasting kan vere aktuelle for å betre områdestabiliteten.

Det er også kommentert i kontrollrapporten til GeoVest Haugland /21/ som følger: «Vi har å gjøre med en flere hundre meter stor naturlig skråning som i følge beregningene har labil stabilitet. Å gå inn å bedre stabiliteten på slike skråninger kan være en nær umulig oppgave, og i mange tilfeller kan også risikoen med å gjøre inngrep være større enn risikoen ved å la være.» Kommentaren i /21/ understrekar alvoret i situasjonen.

Analysane presentert her viser likevel at det er mogleg å gjennomføra tiltaket ihht. NVE regelverk og SVV N200. Det vil likevel vere tekniske utfordringar knytta til tiltaka – men likevel: det er teknisk mogleg. Vidare detaljering vil krevje meir detaljert informasjon om djupne til berg ifm. føreslegen fot/berm for sprengsteinsfylling, og ei grundig vurdering av korleis tiltaka skal gjennomførast.

Tidlegare vurderingar har ikkje vurdert sone II. Det er no utført grunnundersøkingar her, og områdestabiliteten her er vurdert som låg. Sjå forøvrig kommentarar i den overordna konklusjonen.

Føreslegne tiltak har potensielt stor innverknad på nærmiljøet. Tiltaka inneber innløyasing av fleire hus/eigendomar, i tillegg til å endre til dels dramatisk på terrenget i området. Denne rapporten er ein teknisk rapport og har kun fokus på geotekniske problemstillingar.

## 9 Forbetrande tiltak

Fleire forbetrande tiltak har vorte diskutert i tidlegare rapportar, desse er lista opp i kapittel 6.1.2. Det er konkludert med at følgjande tiltak kan gjerast for å betre områdestabiliteten:

- Fylling i ravina (sone I)
- Motfylling på nedside av vegen
- Avlasting av terrenget på oversida av vegen
- Kalk-sement peling i kombinasjon vertikaldren
- Erosjonssikring i ravine (sone II)
- Instrumentering/oppfølging

Tiltaka vil utvilsamt påverke nærmiljøet i form av innløyising av bustader og også visuelt. Rådande myndigheit må vurdere konsekvensane av tiltaka grundig før ein fattar vedtak om prosjektet skal vidareførast.

Ei grov oversikt over tiltak med influensområde er skissert i Figur 9-1. Ein kan eventuelt i seinare fasar vurdere tiltaka meir detaljert og nytte meir raffinerte løysingar for om mogleg å redusere inngrepet som er skissert i denne rapporten. Slike løysingar kan til dømes inkludere masseutskifting på bustadtomtene, bruk av kalk-sement pelar kombinert med vertikaldren osv.

Det kan til dømes vere mogleg å redusere omfanget av avlasting i den austlege delen av arealet merka «avlasting» i Figur 9-1.



Figur 9-1. Skisserte tiltak. NB: Dette er ei grov skisse, vidare detaljering kan endra på kor omfattande tiltaket må vere.

## 9.1 Motfylling og avlasting

### *Motfylling*

Motfylling må etablerast og arealet ovanfor vegen ved profil 170 – 270 må avlastast for å betre områdestabiliteten.

Det vil vere særst viktig å kome ned på fast grunn eller berg ved foten av fyllinga. Dette kan verte ein teknisk krevjande jobb, og det er særst viktig at eit slik arbeid ikkje forstyrrar massane i ein slik grad at stabiliteten vert svekka. Spesielt ved området som grensar til ravina er det usikkert kor djupt det er til berg. Dette tiltaket kan inkludera spunting, evt. med stagforankring, jetpelar og eller kalk-sement pelar. Sjølv fyllinga er antatt om lag 5 m høgd i nedre del av profilet. Dette betyr at ved profil N-N vil fyllingsfronten vere minimum 5 m høgd over terreng.

Berekningsmessig er det ein føresetnad at glideflatene kjem opp over fyllingsfoten/berm. Dette inneber at fyllingsfoten må vere ein solid struktur, mur eller liknande, slik at fyllingsfronten vert heilt stabil. Dette er ei løysing som vart skildra av GeoVest Haugland i si tid /21/.

Det må også sikrast at arbeidet med fyllingsfront/fot for motfylling ikkje påverkar sikkerheit mot ugliedningar i nedkant av planlagt fyllingsfront.

Tiltaket inneber at eigedomen ved foten av fylling i ravina må innløyast, det er også mogleg at fyllingsfronten vil kome nære innpå huset som ligg like under midten av fyllingsfronten (sjå Figur 9-1).

### *Steinfylling i ravine*

Det er ein føresetnad at ravina vert fylt opp frå botn av ravina, frå området der det er registrert korte djupner til berg og fast masse, og opp til overkant av huset over vegen. Det er viktig med ein solid fyllingsfot då fyllmassane stadvis vil liggja over blaut og til dels sensitiv leire. Fyllinga vil betre tilhøva for stabiliteten i området ved ravina, og også stabiliteten ovanfor raskanten langs profil K-K og L-L.

Fylling av ravina og motfyllinga må sjåast i samanheng slik at ein ikkje risikerer fasar der enten fyllinga i ravina eller motfyllinga fører til lågare stabilitet lokalt eller for området.

Ein mogleg konsekvens som har vorte diskutert med SVV og vegdirektoratet undervegs i arbeidet er om etablering av fyllingsfront/fot vil påverke grunnvasstanden i området. Dette må vurderast i ein eventuell detaljfase.

Tiltaket inneber at eigedomen over vegen i ravina må innløyast.

### *Avlasting over vegen*

Avlasting over vegen er lagt inn i størrelsesorden 2.5 – 4 m tjuknad avhengig av terrengprofilet. Dette inneber ein risiko for at ein avdekkar sprøbruddmateriale/kvikkleire. Det er anbefala å utføra kalk-sement stabilisering i forkant av gravinga slik at ein unngår denne problemstillinga. K-C stabilisering må då utførast med installasjon av vertikaldren i forkant – og god oppfølging med poretrykksregistrering slik at arbeida kan stogkast ved avlesingar over grenseverdi (dette må spesifiserast). Det angitte arealet i Figur 9-1 er kun å betrakta som indikativt, større grad av detaljering vil spesifisere dette nøyaktig.

Ein kan også vurdere å masseutskifta deler av området for å unnlata å rive nokre av husa, likevel på noverande tidspunkt må ein anta at eigedomane i den skraverte avlastings-sona må innløyast.

## 9.2 Kalk-sement stabilisering kombinert med vertikaldren

Kalk-sement stabilisering har vorte omtala også i tidlegare vurderingar. GeoVest Haugland har i sin kontrollrapport /21/ kommentert at K/C pelar brukt som føreslege i Multiconsult sin vurderingsrapport /18/ ikkje nødvendigvis vil betre situasjonen, poretrykksoppbygging kan derimot føre til redusert sikkerheit. Multiconsult føreslo opprinneleg K/C pelar som eit lokalt tiltak under vegbana.

Sett i lys av erfaringar i nyare tid (etter den tid vurderingane rapportert i /18/, /21/ vart utført), så kan K/C stabilisering nyttast som eit tiltak for å betre stabiliteten i skråningar med kvikkleire. Eit døme på utførelse og oppfølging av K/C arbeid er presentert i /25/ (prosjektet E18 Bommestad-Sky i Vestfold). Tiltaket som er presentert i /25/ er i storleiksorden 33 000 K/C pelar og totalt 253 000 løpemeter. Det er vel verdt å merke seg at det vart nytta vertikaldren saman med K/C pelane, og det var eit strengt regime for oppfølging av poretrykk.

Kalk-sement stabilisering kombinert med verikaldren kan nyttast i samanheng med etablering av fot for steinfylling, stabilisering av traubunn fm.avlasting/avgraving og lokal stabilisering av skjæring (lokalstabilitet). Installasjon av kalk-sement pelar må vurderast og planleggjast grundig før oppstart for å sikre at dette vert utført så skånsamt som mogleg utan oppbygging av uakseptable poretrykk. I ein slik samanheng er det viktig med instrumentering for å overvake/følgje opp arbeidet.

I samanheng med kalk-sement stabilisering må det også installerast vertikaldren, dette er også utgreia i /25/.

## 9.3 Saltstabilisering

Saltstabilisering er ein metode som førebels ikkje er utført i stor grad og kan nok betraktast å vere på forskingsstadiet på inneverande tidspunkt. SVV har erfaring med dette gjennom forskingsprosjekt og også gjennom ei doktorgrad som vart levert i 2017 (T.E.Helle) /26/.

Forbetring av områdestabilitet med saltstabilisering er ein metode som kan føra området ut av sprøbrudd/kvikkleire problematikk, slik at risiko for retrogressive skred vert redusert. Det skal starte opp eit forskingsprosjekt ved Tiller i Trondheim (NGTS ) som tek sikte på å undersøkje installasjonseffektar, vidare, dersom resultat frå desse forsøka er gode, planlegg ein å gå vidare med eit storskala forsøk i Stjørdal. Resultat frå slike forsøk vil gi verdifull informasjon om kva verknad ein kan forvente med eit slikt tiltak.

Saltstabilisering fører til at omrørt udrenert fasthet vil auke, dvs.materialet vil oppføre seg mindre sprøtt, det er påvist at omrørt skjærfasthet blir auka opp til om lag  $1 \text{ kN/m}^2$  /27/. Det er derimot ikkje påvist at intakt udrenert fasthet vil endre seg, berekna sikkerheitsfaktor vil difor vere uendra. Ein vil difor, med den definisjonen for sprøbruddmateriale som ein har i dag, fortsatt kome inn under regelverket knytt til kvikkleire/sprøbruddmateriale og områdestabilitet. Det finst derimot dokumentasjon /27/ på at retrogressive skred ikkje skjer dersom omrørt skjærfasthet er høgare enn  $1 \text{ kN/m}^2$ .

Det vil også vere eit tidsaspektet knytt til saltstabilisering, migrering av salt ut i leira vil nødvendigvis krevje tid (år) før ønska effekt er oppnådd. Ein kan sjå føre seg at nødvendig tid for å oppnå ønska effekt er i storleiksorden 3 år med senteravstand  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$  mellom saltbrønnane /26/.

Alternativ med saltstabilisering er noko ein kan vurdere dersom ein konkluderar med at ein ikkje vil gå vidare med prosjektet basert på tiltaka føreslegne i kapittel 9.1 og 9.2.

#### 9.4 Heving av bekk/erosjonssikring

Det er anbefala å heve bekkeløpet (bekkeheving) i sone II for å bevare dagens situasjon. Dette er eit minimumstiltak, ytterlegare tiltak bør vurderast.

Bekken i sone I må også erosjonssikrast, med mindre tiltaket (utviding av veg) vert utført innan rimeleg tid.

#### 9.5 Rekkjefølge av tiltak

Tiltaka må utførast i riktig rekkjefølge for at det ikkje skal ha negativ innverknad på lokal og områdestabilitet. Ein ser føre seg følgjande rekkjefølge av tiltak på noverande tidspunkt:

1. Instrumentering – installere nødvendige sensorar for å sikre god oppfølging av prosjektet
2. Etablere fyllingsfront ved fot av motfylling (graving, etablere støttevegg (spunt, K-C pel, jetpel etc.)
3. Fylle nedre del av ravine
4. Fylle nedre del av motfylling
5. Fylle resten av ravine og motfylling
6. Installere K/C pelar og vertikaldren på overside av veg i område som skal avlastast
7. Avlaste overside av veg

Uavhengig av dette kan ein utføre arbeida i sone II knytt til heving av bekken i ravina.

Alle tiltak må vidare detaljerast om prosjektet skal realiserast.

#### 9.6 Usikkerheiter ved tiltaka

- Djupne til berg er ikkje kartlagt ved ravina, dette er eit usikkerheitsmoment som må klarleggjast før detaljprosjektering.
- Djupne til berg i overgang mellom berm/mur for motfylling og ravina
- Metode for etablering av fyllingsfront må sjåast i samanheng med djupne til berg og karakteristikk av massane langs linja som er planlagt. Ytterlegare grunnundersøkingar langs linja av skissert fyllingsfront vil redusere risiko/gi nyttig informasjon i forkant av detaljprosjektering.
- Djupne til sprøbruddmateriale/kvikkleire i område som må avlastast.
- Omfang av areal for avlasting og nødvendig volum av motfylling må detaljerast i ein seinare fase.

#### 9.7 Mengder og kostnader

Det er presentert eit grovt kostnadsoverslag i Tabell 9-1. Mengder som er vist inkluderar kun grunnarbeid for stabilitetsforbetrande tiltak. Kostnader for vegoppbygging vil kome i tillegg til det som er angitt i tabellen. Kostnadane er basert på erfaringsprisar, og vil variera frå prosjekt til prosjekt, kor ein får tak i steinmateriale og kor/korleis ein kan kvitte seg med gravemassane. Det kan også i nokre høve kome ei deponiavgift i tillegg. Erfaringsprisar for K-C stabilisering er basert på erfaringsprisar for 2018 sentralt på austlandet.

Kostnader til prosjektering og innløyning av tomter er heller ikkje inkludert i estimatet.

Tabell 9-1. Grovt overslag på mengder og kostnader av grunnarbeider – stabilitetsforbetrande tiltak, oppbygging av vegkroppen er ikkje inkludert.

Betegnelse	Volum	Einheitskostnad*	Kostnad NOK*
Motfylling – sprengstein (100x50x5)	25 000 m <sup>3</sup>	250,- NOK/m <sup>3</sup>	6 250 000,-
Fylling i ravine (25x100x5)	12 500 m <sup>3</sup>	250,- NOK/m <sup>3</sup>	3 100 000,-
Graving og utkøyring (100x100x3)	30 000 m <sup>3</sup>	250,- NOK/m <sup>3</sup>	7 500 000,-
Vertikaldren CC 1.5 m, mellom hver ribbe 35 x (100/1.5) x 20m	50 000 lm	15% av K/C kost	4 200 000,-
K/C stabilisering (doble ribber, areal på 100mx100m, 20m gjennomsnitt lengde, Ø 0.6m, CC 3.1m mellom doble ribber	80 000 m <sup>3</sup>	350,- NOK/m <sup>3</sup>	30 000 000,-
Barriere ved fot av motfylling		RS	10 - 15 000 000
- Graving til faste masser/berg	2 500 m <sup>3</sup>		
- Støttevegg (f.eks spunt med stag, 5mx50m, K-C stabilisering, jetpel osv.)	250 m <sup>2</sup>		
- Mur (steinblokk, 125m*8m)	1000 m <sup>2</sup>		
- Betongarbeid			
Supplerande Grunnundersøkingar og instrumentering			1 000 000
SUM			≈ 50 – 75 mill

\*Alle prisar eks.mva.

## 10 Overordna konklusjon – Stabilitetsvurdering Fv 544 Halsnøy

Overordna konklusjonar frå arbeidet dokumentert i denne rapporten er presentert under.

- Stabilitetsvurderingane viser at det er teknisk mogleg å gjennomføra planlagt tiltak langs Fv 544 ved Tofte, Halsnøy, med tiltak som skissert i denne rapporten.
- Skråningsstabiliteten er minimalt påverka av vegen i seg sjølv (kanskje med unnatak ved inngangen til ravina i sone I). Det er i hovudsak områdestabiliteten som er ei utfordring.
- Det er nødvendig med tiltak for å heve områdestabiliteten ved sone I (langs ca. vegprofil 170 – 320). Tiltaka er omfattande og vil få innverknad på nærmiljøet:
  - Eigedomar må løysast inn
  - Visuell endring av landskapet
- Arbeidet skal, dersom det vert realisert, utførast i ei bratt skråning med kvikkleire og dårleg stabilitet, noko som i seg sjølv inneber en risiko som må handterast. Det må føreliggje sterke argument for å gå inn i denne typen skråningar med anleggsaktivitet. Tiltaka må uansett detaljerast grundig og følgjast tett opp med god instrumentering i ein anleggsfase.
- Estimerte kostnader knytt til heving av områdestabilitet er 50 - 75 millionar NOK eks.mva. Dette er eit grovt anslag, variasjonen på 25 millionar seier noko om kor nøyaktig dette estimatet er. Kostnader til oppbygging av veg vil koma i tillegg.
- Føreslegne tiltak må detaljerast grundig dersom prosjektet skal realiserast, det kan vere mogleg å optimalisera både motfylling og avlasting som føreslege i denne rapporten.
- Grunnundersøkingar utført ved tidlegare høve og i 2018, saman med tidlegare stabilitetsvurderingar og denne rapporten må gi grunnlag for restriksjonar med tanke på grave og fyllingsarbeid i sone I og sone II.
- Det er anbefala å heve bekkeløpet (bekkeheving) i sone II for å bevare dagens situasjon. Dette er eit minimumstiltak, ytterlegare tiltak bør vurderast. Bekken i sone I må erosjonssikrast, med mindre den planlagde utbetringa av vegen vert utført.
- Framtidige tiltak som kan ha betydning for geoteknisk stabilitet i det aktuelle området må utførast ihht. NVE's regelverk.
- Gitt konklusjonen ovanfor: Rådande myndigheiter må gjera ei grundig vurdering før ein konkluderar med om ein vil gå vidare med prosjektet.



## 11 Referansar

### 11.1 Regelverk, forskrifter, standarder og veiledninger

For geotekniske prosjektering legges følgende til grunn:

- /1/. NS-EN 1990-1:2002 + NA:2008 (Eurokode 0)
- /2/. NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 7) allmenne regler
- /3/. NS-EN 1997-2:2004 + NA:2008 (Eurokode 7) regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- /4/. NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2014 (Eurokode 8-1)
- /5/. NS-EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2009 + NA:2014 (Eurokode 8-2)
- /6/. NS-EN 1998-5:2004 + NA:2014 (Eurokode 8-5)
- /7/. RIF veileder til NS-EN1998, Dimensjonering for jordskjelv (RIF, september 2010)
- /8/. Statens vegvesen Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging (juni 2014)
- /9/. Statens vegvesen Håndbok N200 – Vegbygging (2018)
- /10/. Statens vegvesen Håndbok N400 – Bruprosjektering (2015)
- /11/. Statens vegvesen Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (juni 2014)
- /12/. Retningslinjer nr. 2/2011 "Flaum- og skredfare i arealplanar" (NVE)
- /13/. Veileder nr. 7/2014 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» (NVE, utgitt april 2014)
- /14/. Kommunal- og regionaldepartementet: Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK17). FOR-2017-06-19-840. Tilgjengelig fra: [www.lovdatab.no](http://www.lovdatab.no)
- /15/. Naturfareprosjektet Dp. 6 kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering av norske leirer 14/2014

### 11.2 Datarapportar og tidlegare vurderingar

- /16/. Multiconsult rapport no.211277-4 Stabilitetsvurdering profil 8, 23.oktober 2006
- /17/. Multiconsult rapport no.211277-1 Grunnundersøkelser Datarapport Fv 544 Halsnøysambandet, 7.juni 2006
- /18/. Multiconsult rapport no.211277-2 Tolking av grunnundersøkelser og stabilitetsvurderingar
- /19/. 30270-GEOT-1 Fv.544 Tofte, Halsnøy Geoteknisk datarapport Versjon 02.
- /20/. E-post frå Ingjerd H. Martinussen (SVV) med avlesing av grunnvassbrønner og piezometer. E-post datert 24.08.2018
- /21/. GeoVest Haugland – Geoteknisk kontroll – Statens vegvesen region vest, Rv 544 Halsnøysambandet. Fv 60 Sæbøvik-Tofte
- /22/. Vurdering av grunnforhold og nødvendige tiltak for g/s-veg gjennom Tofte (Fv.544). Saksbehandlar: Tonje Eide Helle, datert 13.12.2017

## 12 Referansar

- /23/. NGI. Rapport: 20001008-2 rev 3/2008. Program for økt sikkerhet mot leirskred - Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire
- /24/. Karlsrud K. et.al. CPTU correlations for clays 16th ICSMGE 2016 Osaka 2005
- /25/. Dahl, C.E., Bodholt G., Oset F. Bruk av vertikaldren og poretrykkskontroll for bløt leire som er stabilisert med kalk-sementpeler. NGM 2016 Reykjavik. Proc. Of the 17<sup>th</sup> Nordic Geotechnical Meeting .
- /26/. Helle T.E. Quick-clay landslide mitigation using potassium chloride. Doktorgradsavhandling, NTNU 2017

- /27/. Thakur V, Degago SA, Oset F, Aabøe R, Dolva BK, Aunaas K, Nyheim T, Lyche E, Jensen OA, Sæter MB, Robsrud A, Viklund M, Nigussie D and L'Heureux JS (2014a) Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. . In Landslides in sensitive clays: From geoscience to risk management (L'Heureux JS, Locat A, Leroueil S, Demers D and Locat J (eds)). Springer Dordrecht, the Netherlands, pp.91-104.
- /28/. Metode for vurdering av løsne – og utløpsområder for områdeskred, Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire, Rapport no.14-2016

**Vedlegg:**

1. Kommenterar til CPTU
2. CPTU plot teikning 101 – 120
3. Styrkeprofil og planteikning for berekningsprofil KL og PK
4. Berekningsprofil, teikning

Teikning	Kommentar
800.1	Profil N, ADP eks. terreng
800.2	Profil N, ADP anleggsfase
800.3	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling
800.4	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling og motfylling
800.5	Profil N, ADP permanentfase lette masser i vegfylling, motfylling og avlasting
801.1	Profil N, a-fi eks. terreng
801.2	Profil N, a-fi anleggsfase
801.3	Profil N, a-fi permanentfase lette masser i vegfylling
802.1	Profil PK, ADP eks. terreng
803.1	Profil KL, ADP eks. terreng
803.2	Profil KL, ADP eks. terreng med motfylling
804.1	Profil KL, a-fi eks. terreng
805.1	Profil UX, ADP eks. terreng
806.1	Profil UX, a-fi eks. terreng

**Vedlegg 1 Kommenterar til CPTU**

Det er presentert eit plott pr. punkt. Dette plottet inkluderer eventuelle laboratorieforsøk utført på prøvar frå dette punktet og tolka  $S_u^A$  basert på N-faktorar som funksjon av Bq.

Tabell V-1. Korte kommenterar til CPTU

CPT no.	
308	<p>CPTU startar i om lag 3 m djupne og er utført til 30 m under terreng. Spissmotstand varierande mellom om lag 0.5 og 1.2 MPa. Bq verdien jevnt over 1.0 frå 11 m og nedover med unnatak i 15 – 19 m djupne. Bq verdien indikerar, saman med spissmotstand og sidefriksjon, sprøbruddmateriale/kvikkleire, noko som stemmer bra med registreringa i punkt 309.</p> <p>Totalsonderinga i pkt.308 er utført til 41.7 m utan å påvise berg.</p>
309	<p>CPTU startar i 4 m djupne og er utført til 22.5 m under terreng. Spissmotstand varierande mellom om lag 0.4 og 1.0 MPa. Bq varierar mellom 0.5 – 1.0 i øvre del av profilet, deretter er Bq jamt omlag 1.0 frå 9 – 22.5 m, med unnatak i djupne 15-18 m. Bq-verdien indikerer derfor sprøbruddmateriale og kvikkleire i dette punktet.</p>
311b	<p>CPT startar i 7 m djupne, spissmotstand viser låge verdiar, lineært aukande til 0.8 MPa ved slutten av sonderinga (19.5 m djupne). Bq varierar mellom 0.6 – 0.9 i øvre del av profilet, deretter er Bq jamt omlag 1.0 frå 13.5 – 19.5 m (sonderinga sluttar på 19.5 m). Bq-verdien indikerer derfor sprøbruddmateriale og kvikkleire i dette punktet.</p> <p>Dreietrykkssonderinga viser noko høgare motstand enn 314 og 317 i øvre ca 10 metrane, men etter om lag 10 m så vert motstanden redusert, nokon som kan indikere sensitiv leire (sprøbruddmateriale, kvikkleire).</p>
314	<p>CPTU utført til ca 24,5 m djupne. Registrert spissmotstand er låg; mellom 0.5 – 1 MPa i stort sett heile djupna. Mister spissmotstand og poretrykk ved ca 8 m (truleg forårsaka av utførelse). Bq ligg jevnt på om lag 0.7 – 0.8, noko som kan antyde sensitivt materiale.</p> <p>Totalsonderinga viser også svært låg motstand, men likevel stort sett svakt aukande motstand med djupna.</p>
317	<p>CPT utført til 12 m djupne. Generelt låg spissmotstand, maks 0.7 MPa mot slutten av sonderinga. 54 mm prøve ved 4 m djupne klassifiserar materialet som sprøbruddmateriale, Bq ved denne djupna er om lag 0.5 – 0.6. Elles ligg Bq på om lag 0.5 – 0.75 i heile profilet.</p> <p>Dreietrykkssonderinga i same punkt angir <u>svært låg</u> motstand i dei om lag øvste 5 metrane i profilet, deretter gradvis aukande motstand til slutten av sonderinga ved om lag 12 m djupne.</p>
330	<p>Her er det utført CPTU kun i øverste ca 4m. Poretrykket går mot negativ verdi på slutten av sonderinga, dette kan indikere dilatans (silt/siltig materiale). Relativt stor spissmotstand i øverste ca 3 m, deretter er det registrert låg verdi ned til sonderinga stoppar.</p>
335b	<p>Generelt høg spissmotstand. Representative prøvar viser leirig sandig silt, siltig sandig leire i djupna. Det er to markerte lag med låg spissmotstand (lågare enn 2MPa) eit lag</p>

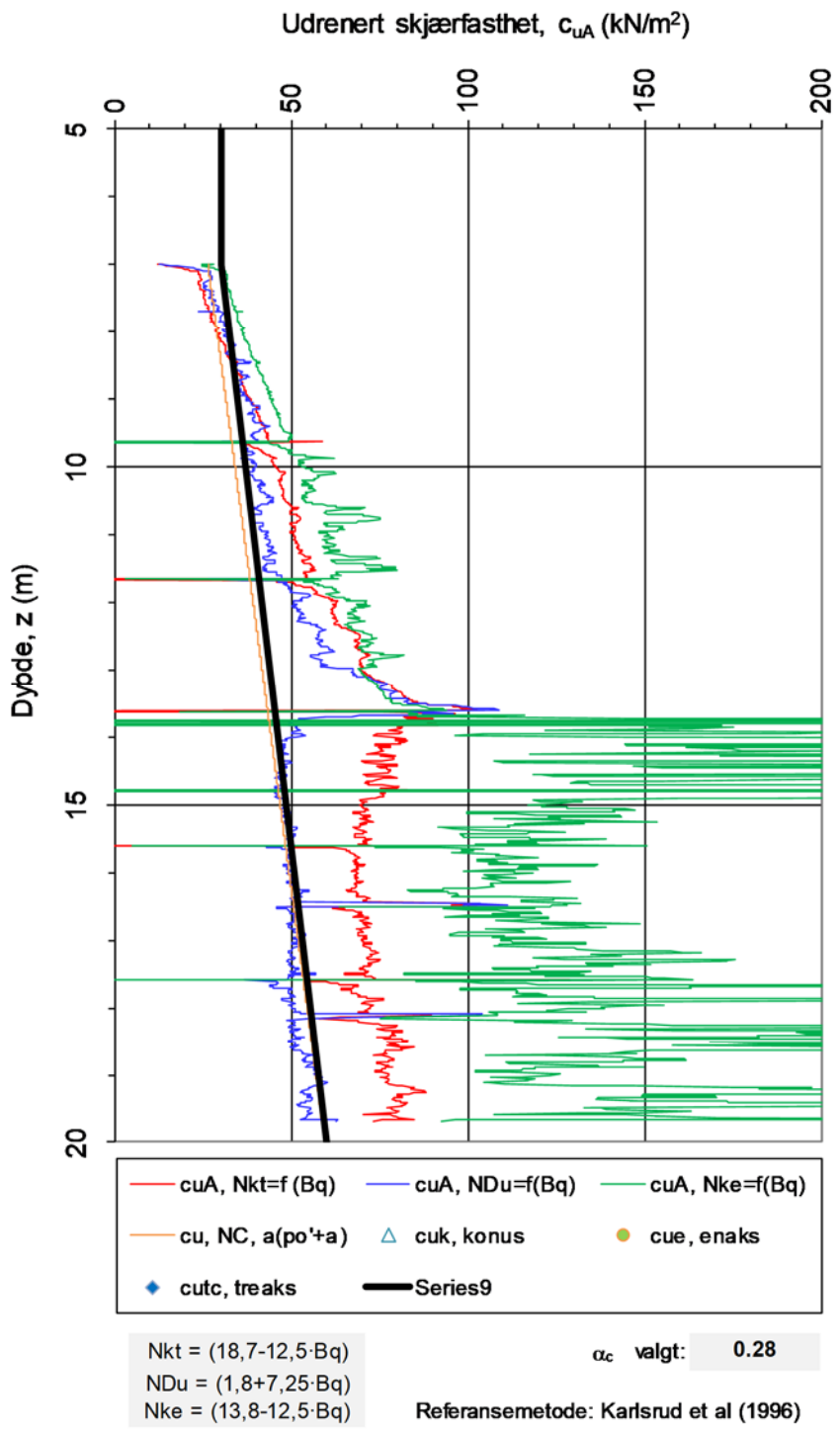
	ved ca 6-7 m og eit tynt lag ved ca 8.5 m. Relativt låg Bq i heile profilet (lågare enn 0.2). Sondering til 10 m djupne, Totalsonderinga, utført til ca 20 m (avslutta i berg), viser aukande motstand frå der CPTU sonderinga sluttar.
343b	<p>Representative prøvar viser siltig leire, og siltig sandig materiale ned til 10 m, deretter ingen prøvar. CPTU er utført til 17 m djupne og viser aukande spissmotstand opp til 10 MPa ved 10 m og U2 verdi mellom 200 og 500 kPa. Under 10 m aukar U2 betydeleg og spissmotstanden går ned til om lag 3 kPa. Største Bq verdi er om lag 0.5 mot slutten av sonderinga.</p> <p>Dreietrykksondering er utført ca 3 m djupare ned enn totalsonderinga, og viser aukande motstand frå der CPTU er avslutta.</p>
337	<p>CPTU er utført til 17.5m djupne. Spissmotstand &lt;1 MPa ned til 16 m, deretter aukar denne til 2 MPa. Forløpet er relativt likt CPTU i pkt.345 der det er registrert kvikkleire (blokkprøvar). Bq-verdien i 337 varierar mellom 0.7 – 1.0 og indikerer sprøbruddmateriale/kvikkleire også i dette punktet.</p> <p>Dreietrykksonderinga antyder som CPTU boringa eit noko fastare materiale mot slutten av boringa på 16 m djupne. Det er ingen indikasjon på djupne til berg.</p>
339	<p>CPTU er utført til 16.5m djupne. Spissmotstand varierar mellom 0.5 – 2 MPa. CPTU terminerar pga høg motstand ved 16.5 m. Bq gjer eit tydeleg sprang ut til 1.0 ved om lag 7.5 m djupne, og varierar rundt 1.0 ned til om lag 10 m, sidefriksjonen er også jamt låg i same djupneintervall. Elles varierar Bq mellom 0.5 og 1.</p> <p>Dreietrykksonderinga tyder også på sensitivt materiale då motstanden er avtakande med djupna.</p> <p>54mm prøveserie klassifiserer materialet som sprøbruddmateriale og kvikkleire for prøvar i om lag 5.5 m, 8.5 m, 10.5 m djupne.</p>
345	<p>CPTU er utført til 25.2m djupne. Spissmotstand varierar mellom 0.8 – 2 MPa. CPTU terminerar pga høg motstand ved 25.2 m. Bq ligg jamt mellom 0.75 og 1.0 mellom 10 m og 25 m djupne. Blokkprøvar klassifiserar materialet som sprøbruddmateriale og kvikkleire i 10 m og 15.5 m djupne. Blokkprøven i 21.5 m djupne er ikkje definert som sprøbruddmateriale, men det er tydeleg at Bq gjer eit sprang inn mot 0.5 akkurat i denne djupna før den går ut att til 1.0.</p> <p>Det er utført dreietrykksondering og Totalsondering i pkt.345. Totalsonderinga er utført med registrering av berg 28.4 m under terrengoverflata.</p>
346	<p>CPTU 346 er ført til 15 m djupne og har terminert pga høg motstand. Spissmotstanden er lågare enn 0.5 ned til 10 m djupne, deretter varierar den mellom om lag 1 – 2 MPa. Bq er mellom 0.6 og 1 i 5 – 10 m djupne, før den går ned til verdiar som stort sett er lågare enn 0.5 under 11 m djupne. Blokkprøvar klassifiserer leira som sprøbruddmateriale og kvikkleire i 5 m, 8 m, og 10.3 m djupne.</p> <p>Det er utført totalsondering og dreietrykksondering i same punkt, men det er CPTU'en som har penetrert lengst ned. Det er ingen dokumentasjon på berg i dette punktet (må interpolere).</p>
353b	Kun utført frå 5 m djupne til om lag 8 m djupne. Spissmotstand mellom 2 – 6 Mpa antyder relativt fast materiale (sand/sandig materiale).

	Dreietrykkssonderinga i same punkt er utført til ca 15 m djupne og angir relativt faste massar, men det er registrert eit blautt lag i om lag 10 m djupne (tjuknad på dette laget er om lag 1 m).
364	CPTU utført i 3.5 – 7.5 m djupne. Registrert spissmotstand lineært aukande frå om lag 0.4 – 1.0 MPa. Bq verdi ligg jamt på om lag 0.5.  Dreietrykkssondering i same punkt er utført om lag 0.5 m lenger ned og viser jevnt aukande motstand med djupna, med unntak i 2-3 m djupne der motstanden vert noko redusert med djupna. Dette kan indikere eit tynt lag med sensitivt materiale.
369b	CPTU utført til om lag 9 m djupne, spissmotstand mellom ca 0.5 – 1 MPa. Bq varierar mellom ca 0.5 – 0.8 i 3 – 9 m djupne.  Dreietrykkssondering i same punkt viser jevnt aukande motstand med unntak av i 4 – 5 m djupne, noko som kan indikere sensitivt materiale. Dreietrykkssonderinga er avslutta i same djupne, og har registrert noko fast materiale på slutten av sonderinga.
371	CPTU utført i djupne 4 m til 7 m under terrengoverflate. Spissmotstand frå 0.5 – 0.8 MPa, Bq om lag 0.5 - 0.7. Sonderinga er generelt ganske lik CPTU i pkt.369.  Dreietrykkssondering i same punkt er avslutta i same djupne, og har registrert noko fast materiale på slutten av sonderinga.
410	CPTU utført frå om lag 2 m til 5 m djupne. Sonderinga tyder på fast lag i øvre del av sondering, deretter noko lågare motstand siste 1 ½ m.  Kort djupne til berg i dette punktet.
501	CPTU utført frå 4 m til om lag 9.5 m. Poretrykksforløpet tyder på lagvis siltig/sandig materiale då poretrykket peaker inn mot hydrostatisk. Låg spissmotstand, varierande mellom 1 og 2 MPa, aukande mot 6 MPa frå 8 m djupne.
503	CPTU utført til 22 m djupne. Spissmotstand varierande mellom 1.0 og 2.0. Bq opp mot 1.0 i enkelte lag.  Dreietrykkssondering i same punkt viser tilnærma konstant motstand til 22 m djupne med enkelte fall i motstand, noko som kan antyde sensitiv leire.
505	CPT startar i 4 m djupne og er utført til om lag 19 m. Det er registrert låg spissmotstand, frå om lag 0.2 lineært aukande til om lag 0.8 MPa ved om lag 19 m djupne. Bq er gjennomsnittleg lik 0.8 i djupne 7 – 12 m, deretter tilnærma lik 1.0 frå 12 – 19 m (ned til der sonderinga er avslutta). Høg Bq indikerer sprøbruddmateriale eller kvikkleire. Dette laget frå 12 m djupne samsvarar godt med registreringane ved pkt.311 b.  Totalsonderinga i same punkt viser låg motstand og samsvarar bra med CPTU.

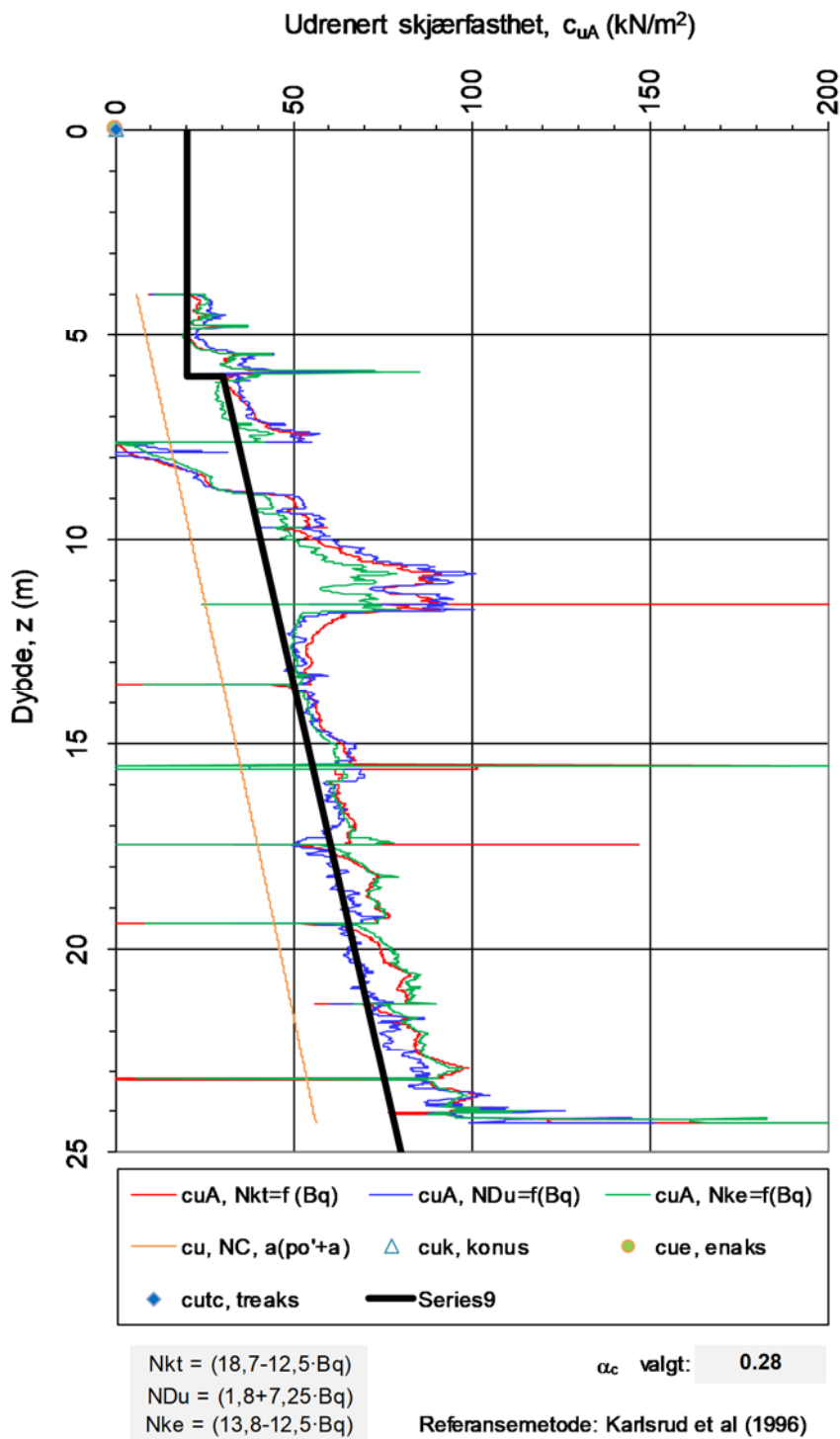




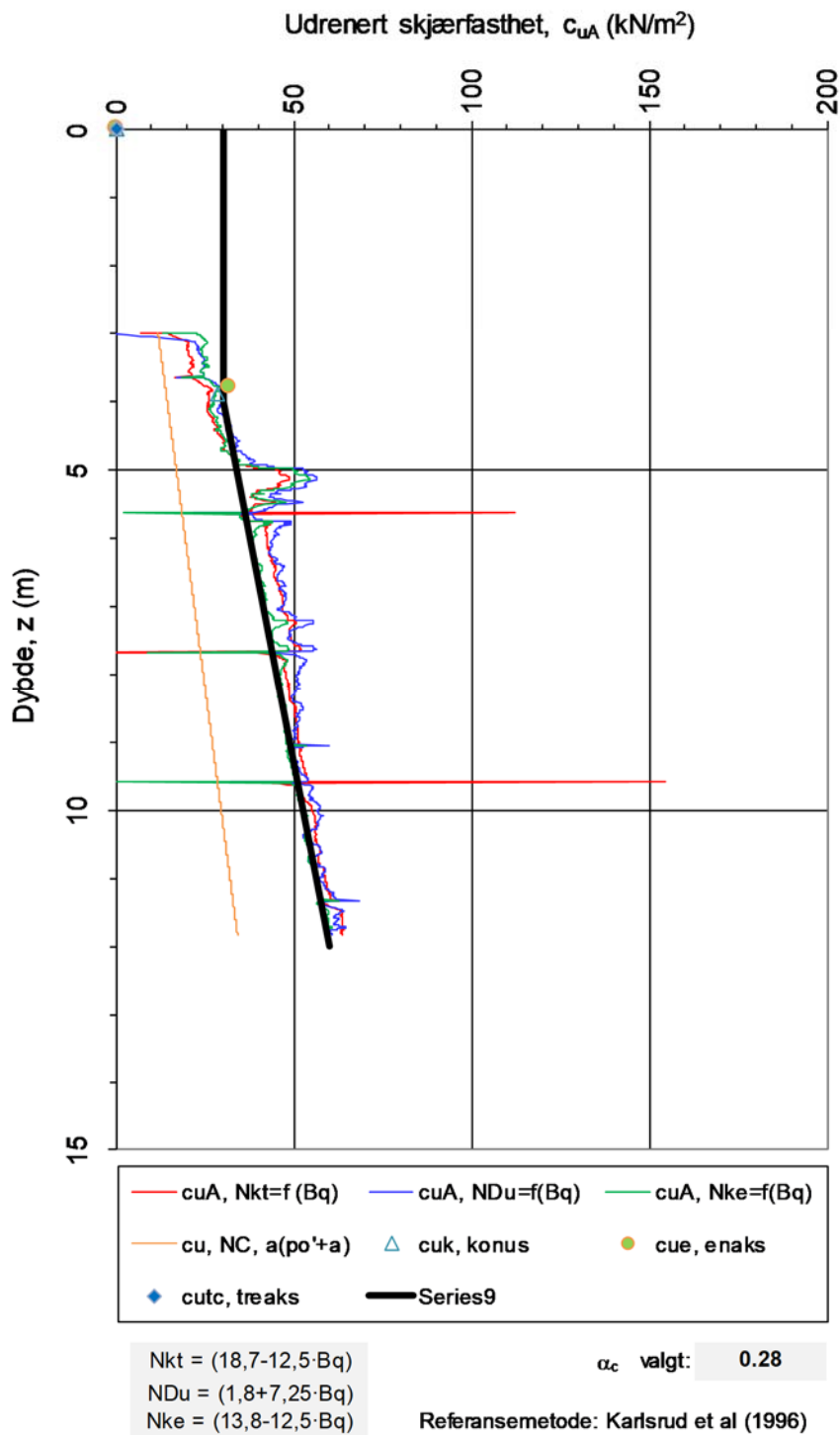




Oppdragsgiver:		Oppdrag:		Tegningens filnavn:	
Statens Vegvesen region Vest		Halsnøy Stabilitetsvurdering		_Halsnøy-311b	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .					
CPTU id.:	311b	Sonde:	4686		
MULTICONSULT AS	Dato:	Tegnet:	Kontrollert:		
	08.08.2018	JOT	LFC	JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	103	09.03.2016	0	

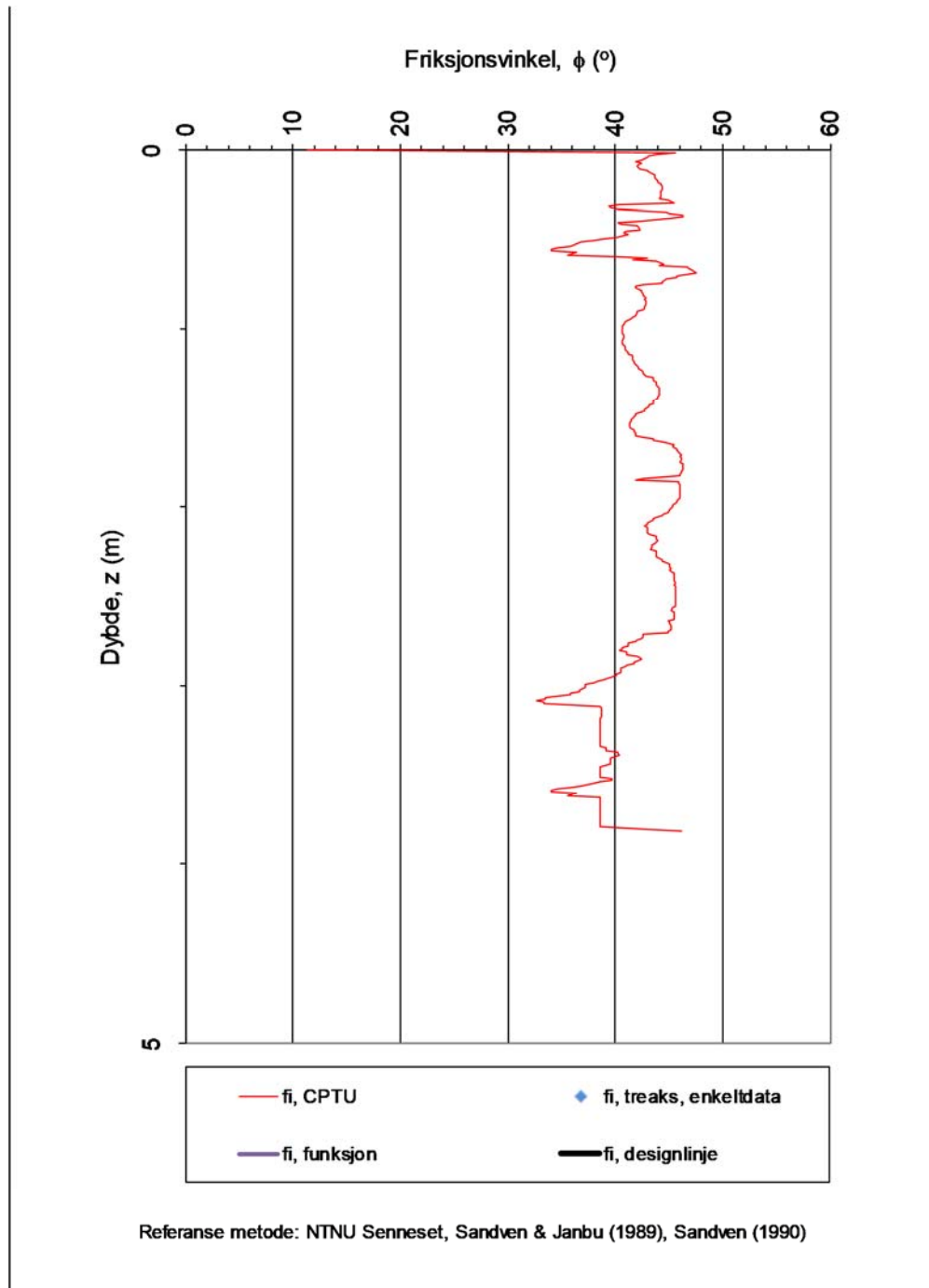


Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: _Halsnøy-314
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>
CPTU id.:	314	Sonde:	4686	
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:
	10205525	104	09.03.2016	0

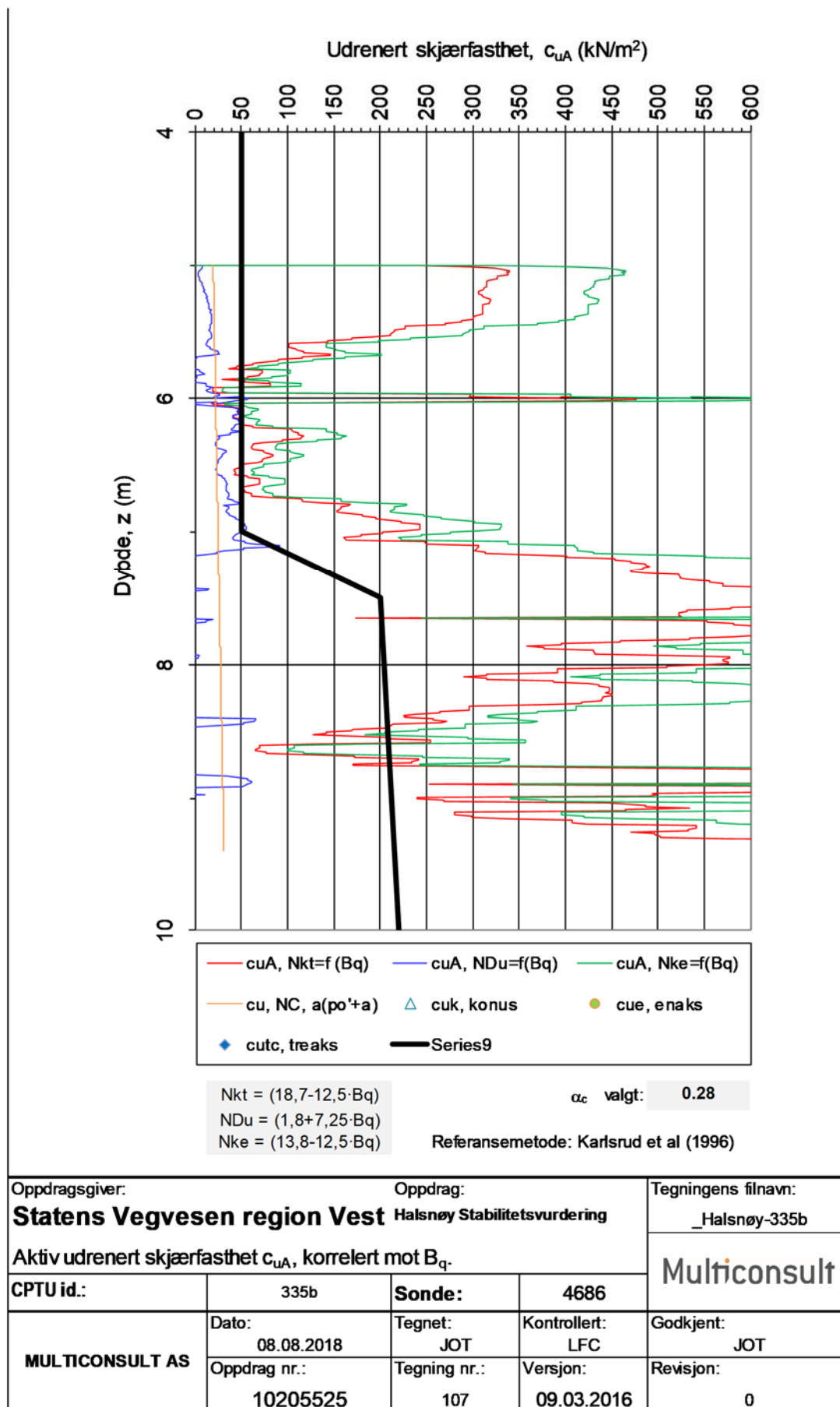


Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: _Halsnøy-317
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>
CPTU id.:	317	Sonde:	4686	
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 105	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0

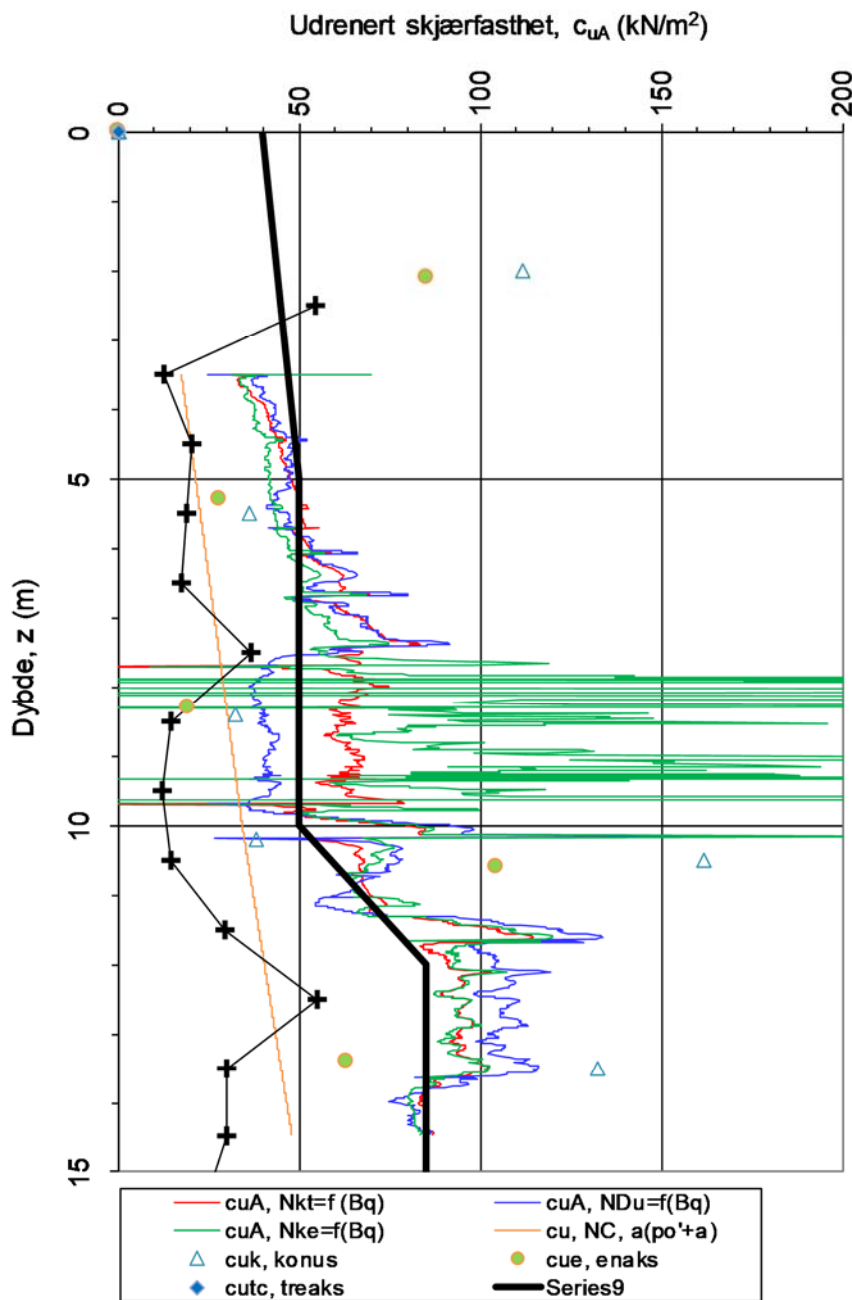
**CPTU utført frå 0 – 4 m djupne. Sandig materiale, Su-profil er ikkje presentert.  
Tolka friksjonsvinkel vist under.**



Oppdragsgiver:		Oppdrag:		Tegningens filnavn:	
<b>Statens Vegvesen region Ve Halsnøy Stabilitetsvurde</b>				_Halsnøy-330	
Friksjonsvinkel $\phi$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	330	Sonde:	4686		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato:	Tegnet:	Kontrollert:	Godkjent:	
	08.08.2018	JOT	LFC	JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	106	09.03.2016	0	





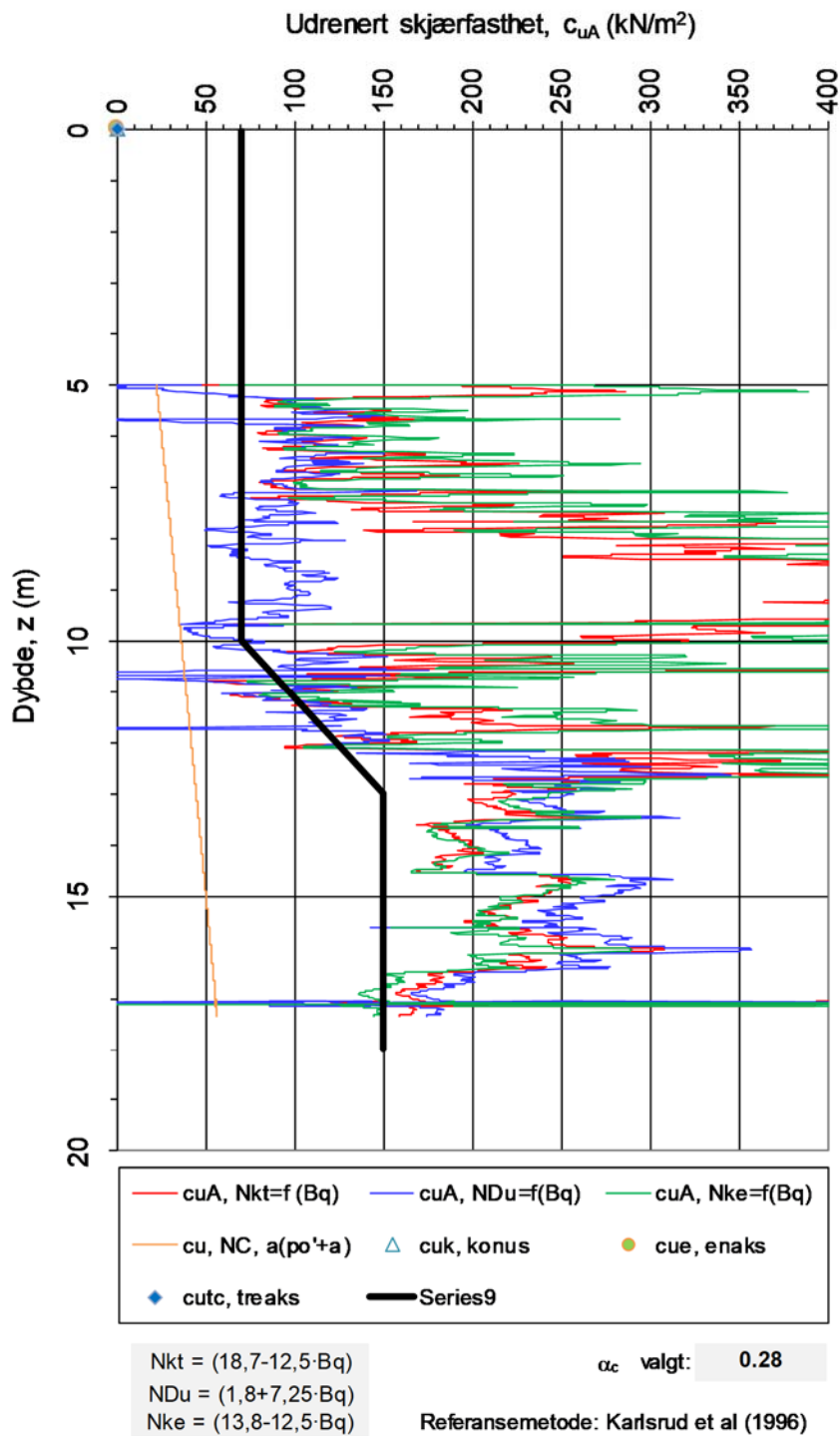


Nkt = (18,7-12,5·Bq)  
 NDU = (1,8+7,25·Bq)  
 Nke = (13,8-12,5·Bq)

$\alpha_c$  valgt: 0.28

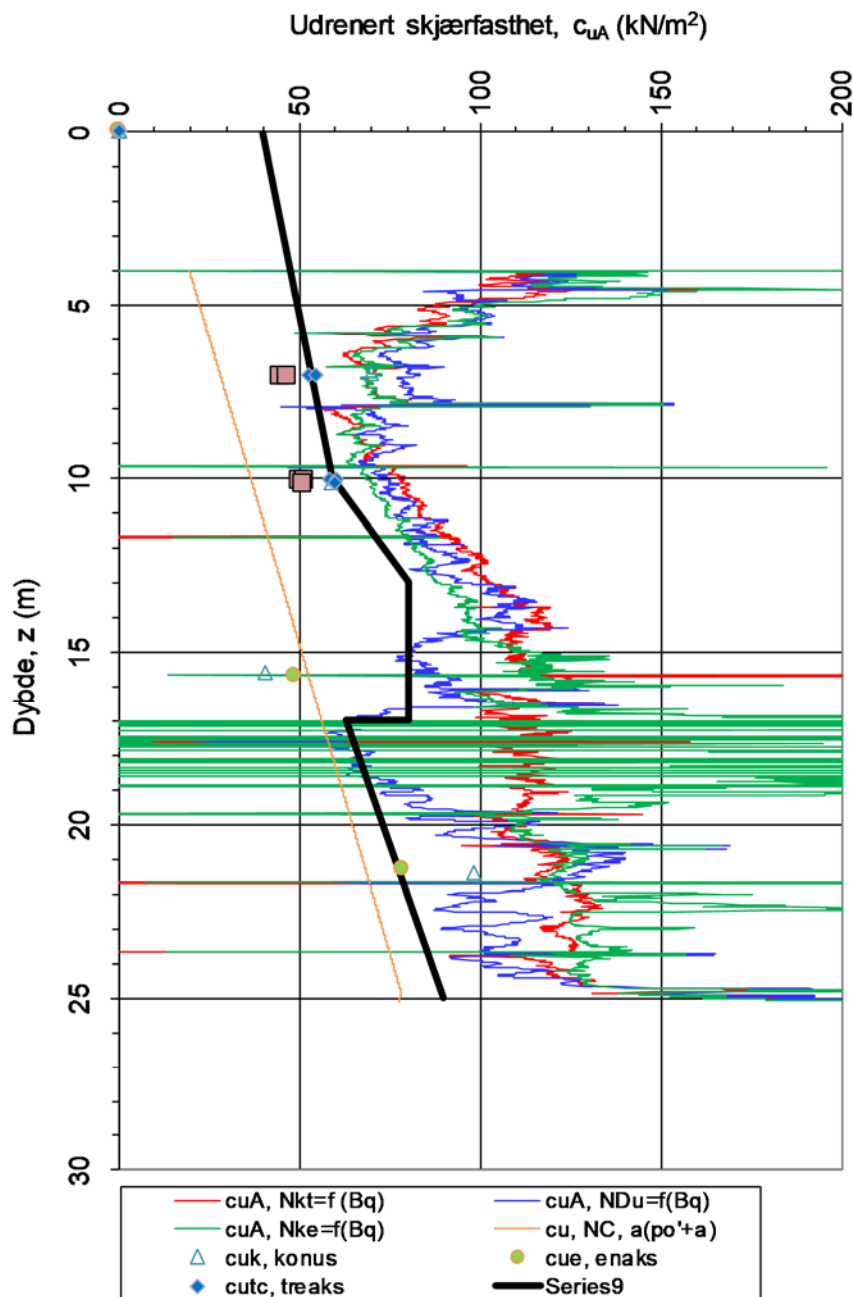
Referansemetode: Karlsrud et al (1996)

Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: Halsnøy-339b	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	339b	Sonde:	4821		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT	
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 109	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0	



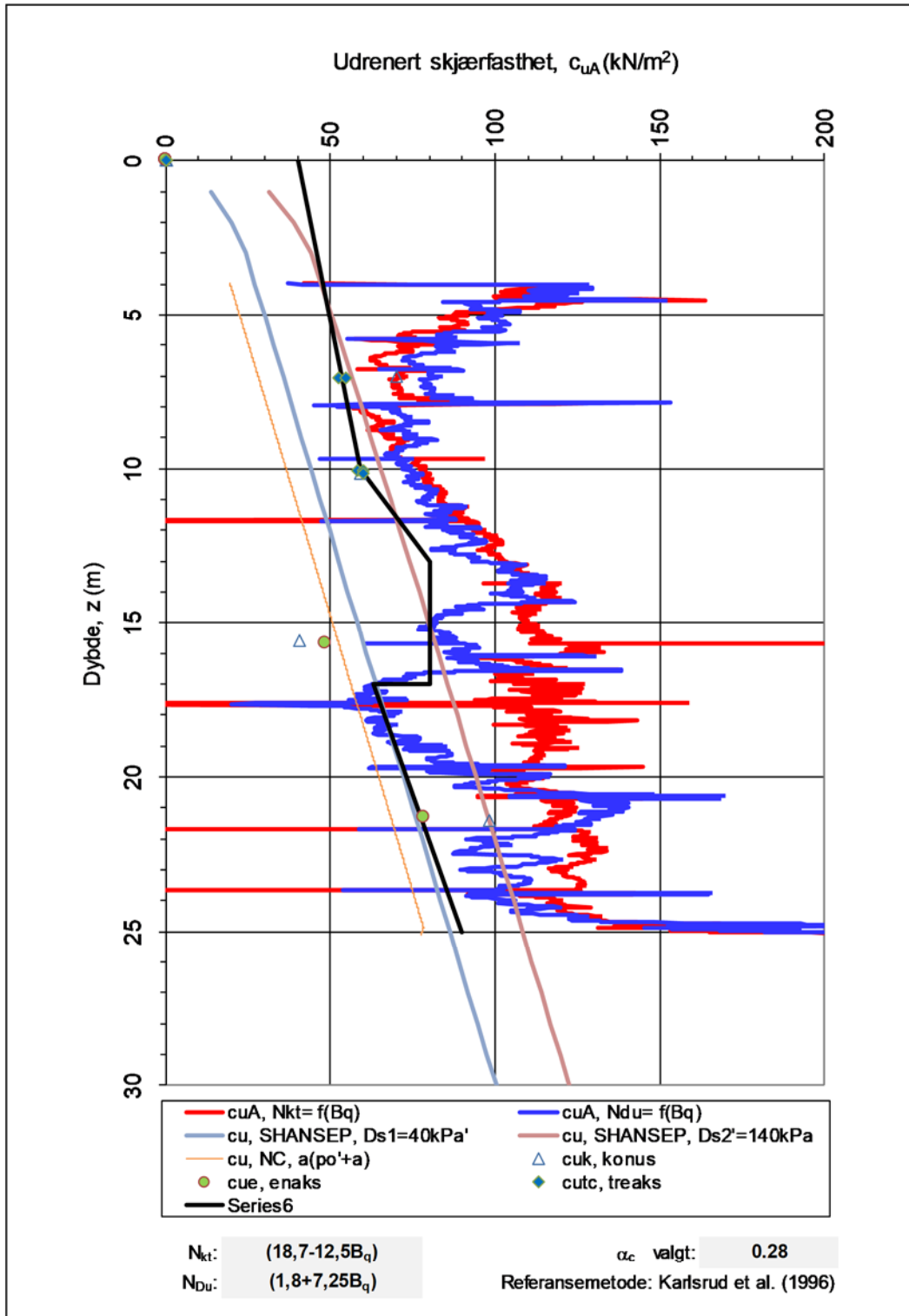
Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: Halsnøy-343b	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	343b	Sonde:	4686		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT	
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 110	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0	



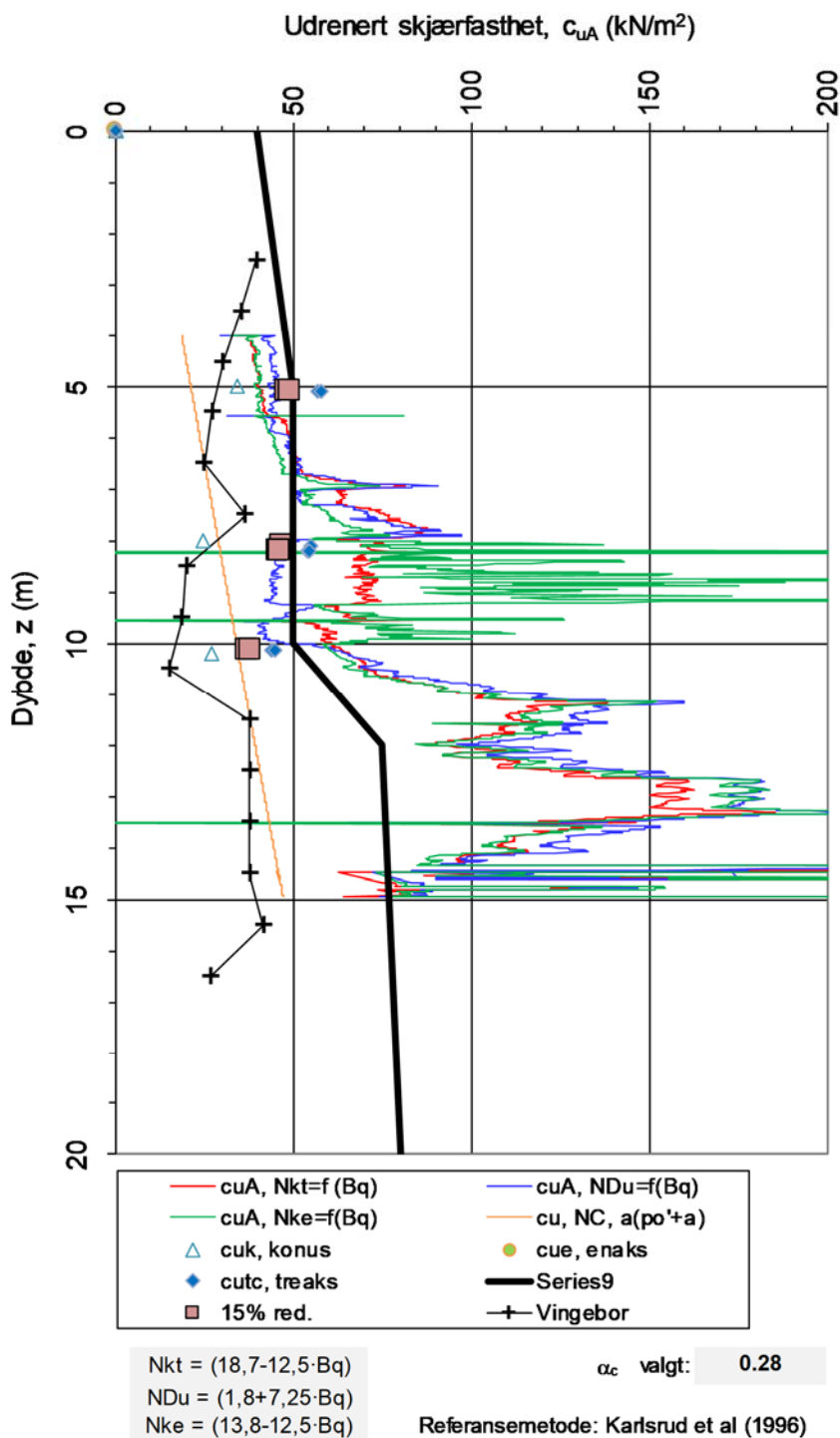


$Nkt = (18,7-12,5 \cdot Bq)$   $\alpha_c$  valgt: 0.28  
 $NDu = (1,8+7,25 \cdot Bq)$   
 $Nke = (13,8-12,5 \cdot Bq)$  Referansemetode: Karlsrud et al (1996)

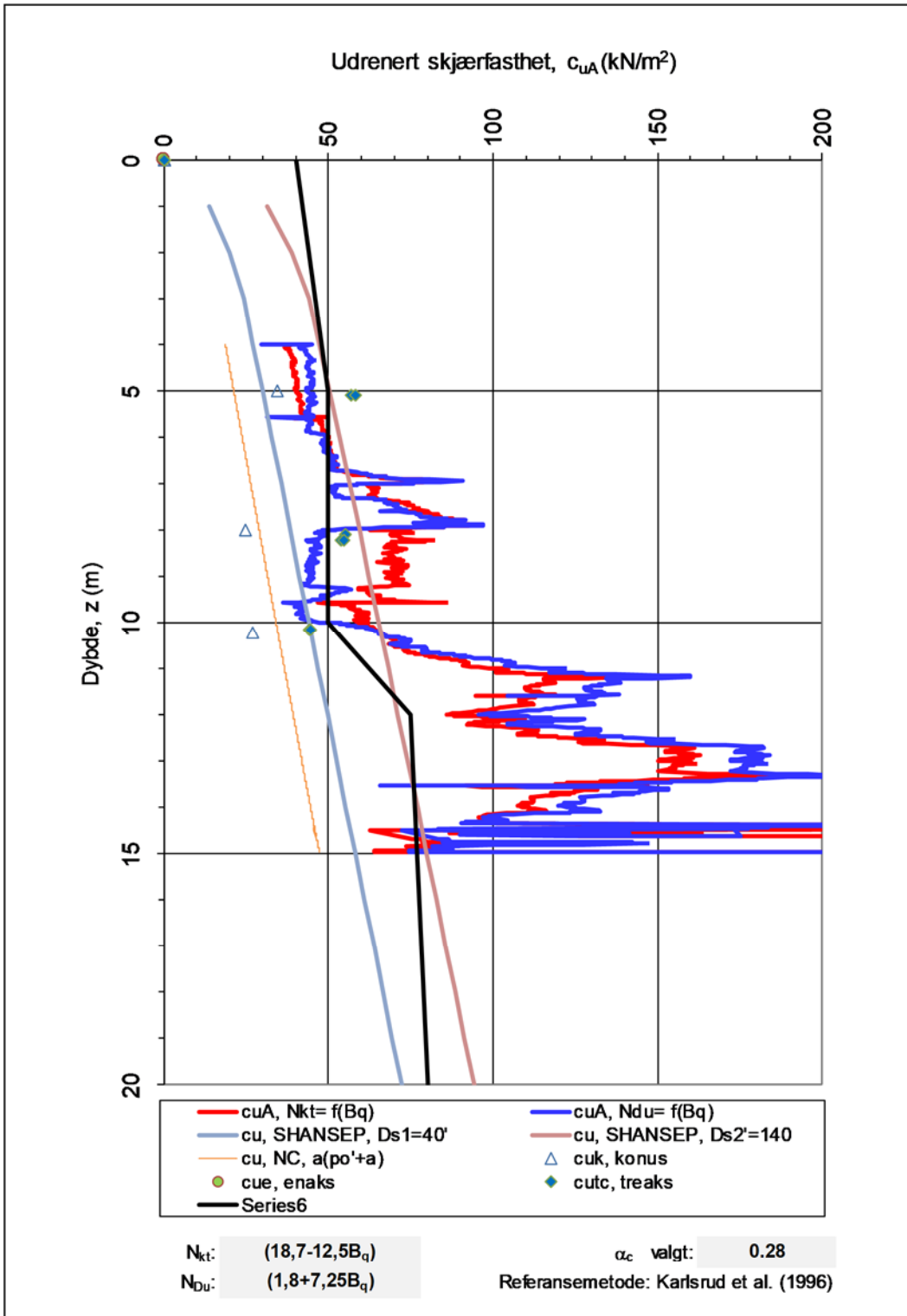
Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: Halsnøy-345	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	345b	Sonde:	4686		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT	
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 111	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0	



Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Ve Halsnøy Stabilitetsvurde</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy-345</b>		Tegningens filnavn: <b>Halsnøy-345</b>	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , verdier fra SHANSEP-analyse.				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	345b	Sonde:	4686		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato:	Tegnet:	Kontrollert:	Godkjent:	
	08.08.2018	JOT	LFC	JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	111-b	09.03.2016	0	

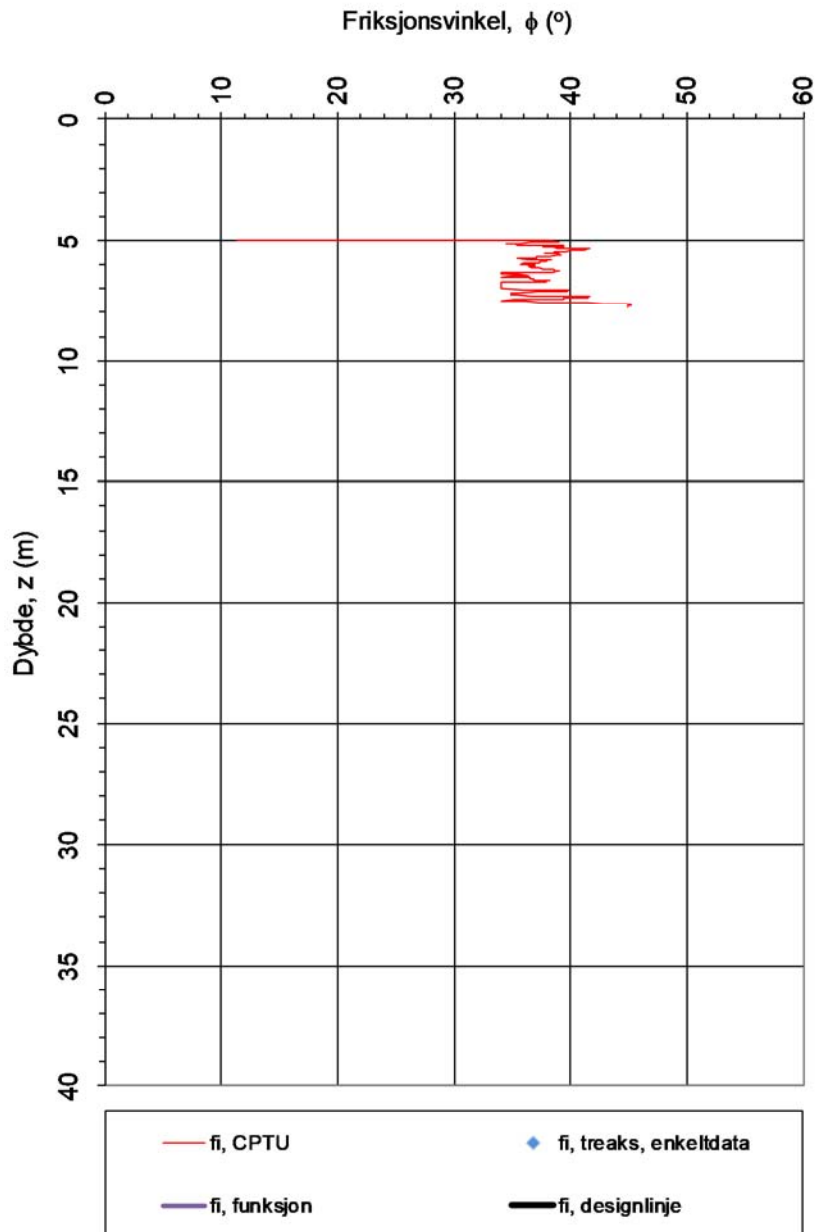


Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: Halsnøy Stabilitetsvurdering		Tegningens filnavn: Halsnøy-346	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .					
CPTU id.: 346		Sonde: 4821			
Dato: 06.08.2018		Tegnet: JOT		Godkjent: JOT	
Oppdrag nr.: 10205525		Tegning nr.: 112		Revisjon: 0	
		Kontrollert: LFC			
		Versjon: 09.03.2016			
<b>MULTICONSULT AS</b>					



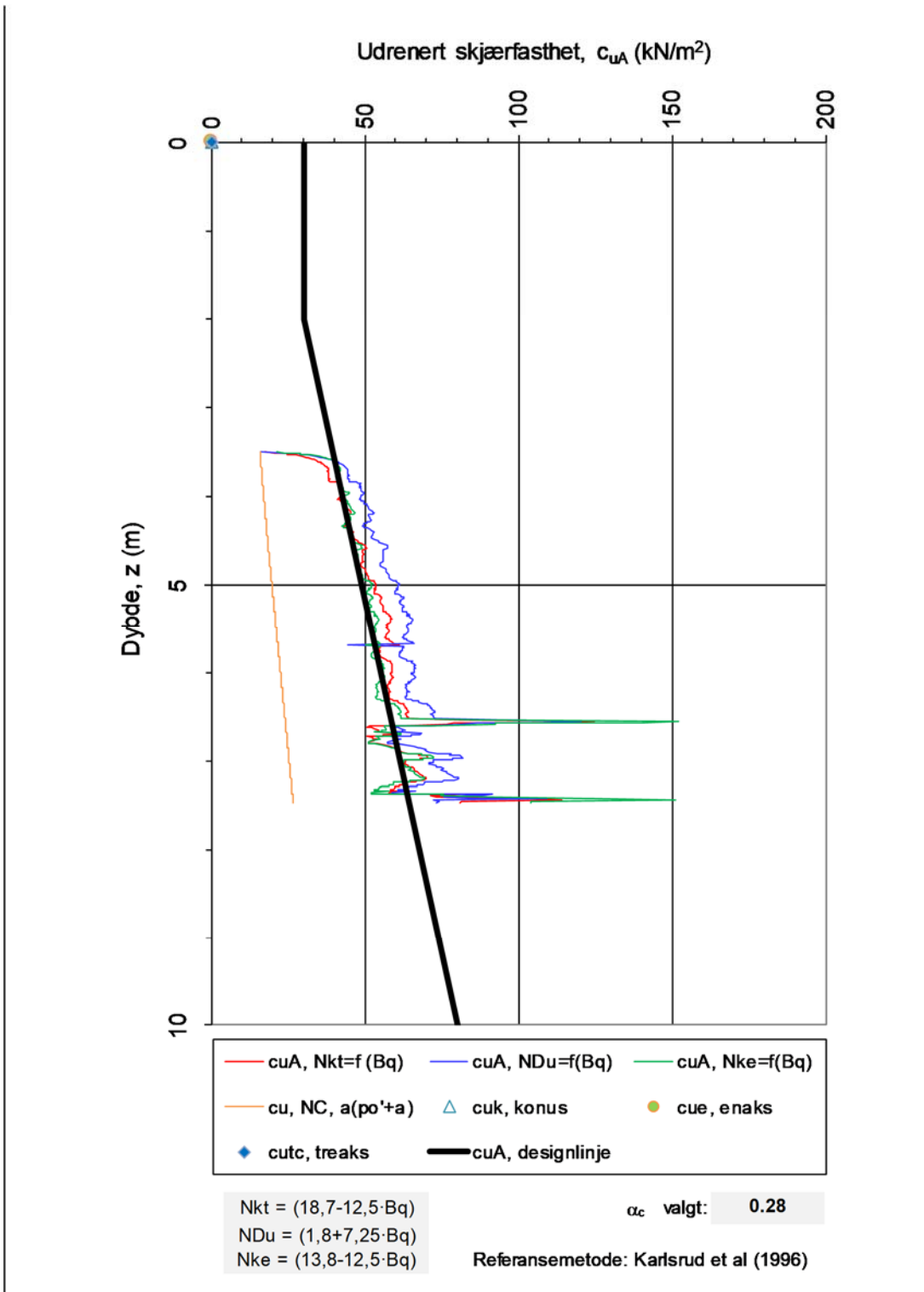
Oppdragsgiver:		Oppdrag:		Tegningens filnavn:	
<b>Statens Vegvesen region Ve Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Halsnøy-346		<b>Multiconsult</b>	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , verdier fra SHANSEP-analyse.					
CPTU id.:	346	Sonde:	4821		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato:	Tegnet:	Kontrollert:	Godkjent:	
	06.08.2018	JOT	LFC	JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	112-b	09.03.2016	0	

**CPTU utført frå 5 – 7.7 m djupne. Sandig materiale, Su-profil er ikkje presentert.  
Tolka friksjonsvinkel vist under.**



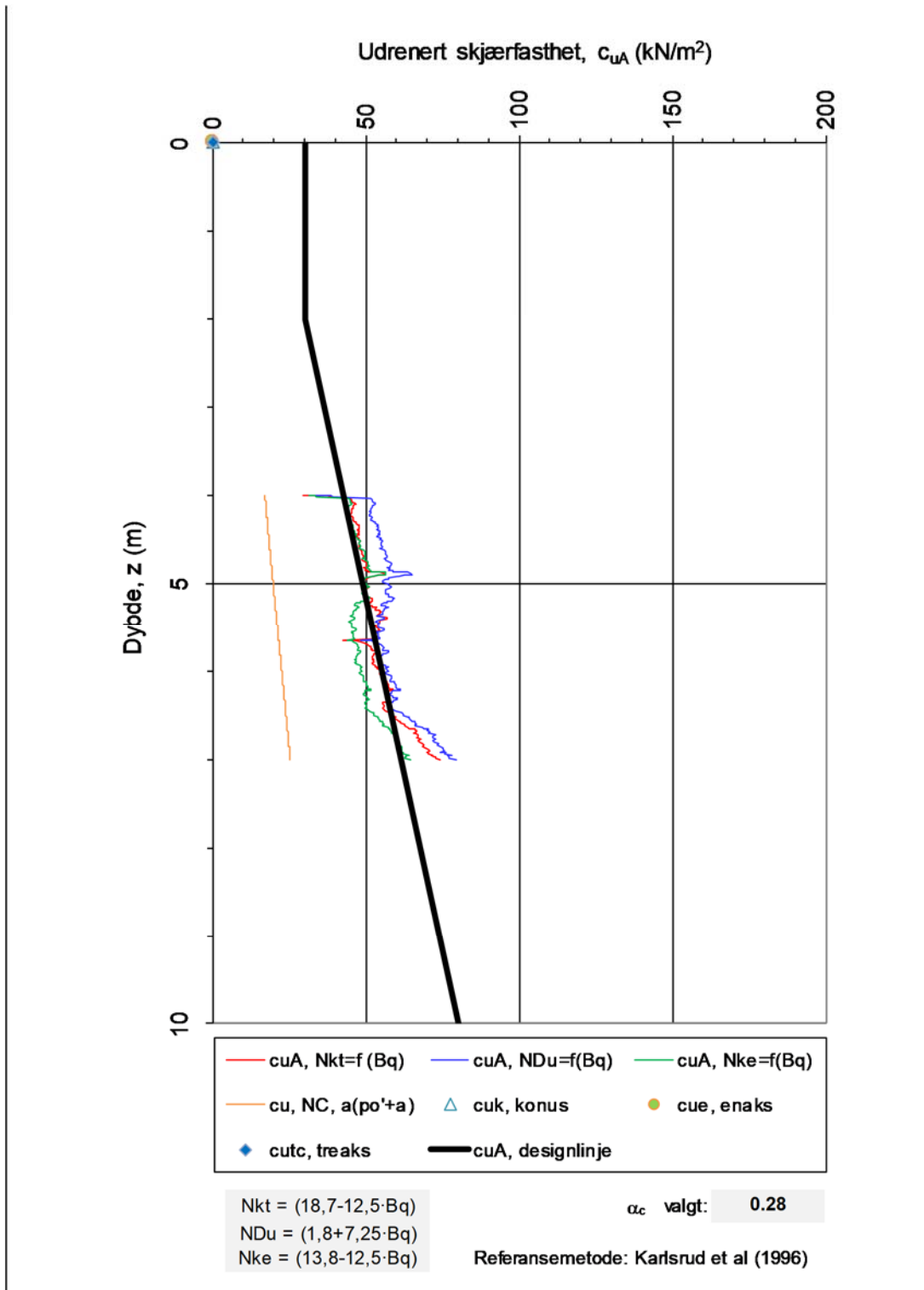
Referanse metode: NTNU Senneset, Sandven & Janbu (1989), Sandven (1990)

Oppdragsgiver:		Oppdrag:		Tegningens filnavn:	
<b>Statens Vegvesen region Ve Halsnøy Stabilitetsvurde</b>				Halsnøy-353b	
Friksjonsvinkel $\phi$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	353b	Sonde:	4686		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato:	Tegnet:	Kontrollert:	Godkjent:	
	08.08.2018	JOT	LFC	JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	113	09.03.2016	0	



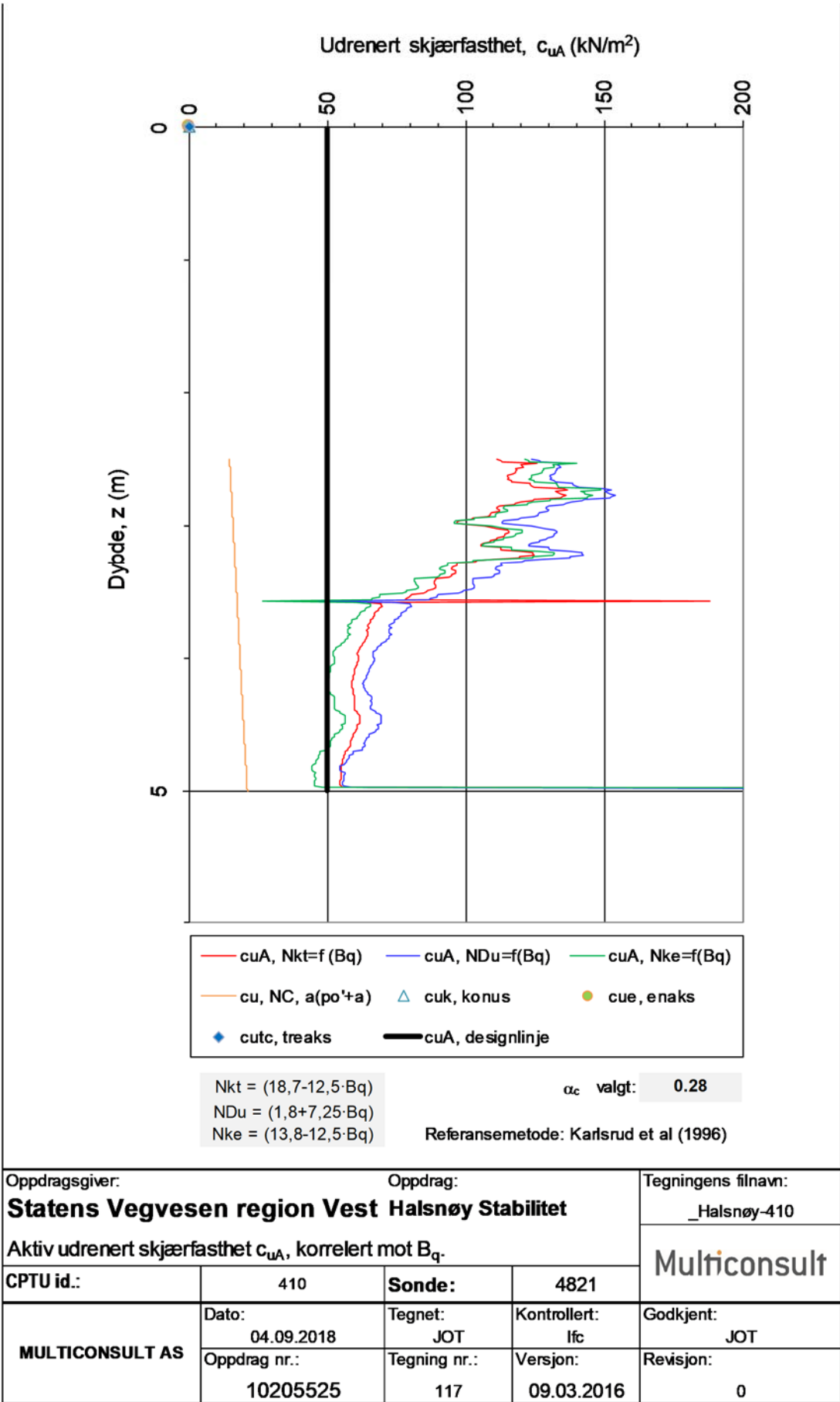
Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest Halsnøy Stabilitet</b>		Oppdrag: —		Tegningens filnavn: -Halsnøy-364
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>
CPTU id.:	364	Sonde:	4821	
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 04.09.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: Ifc	Godkjent: JOT
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 114	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0

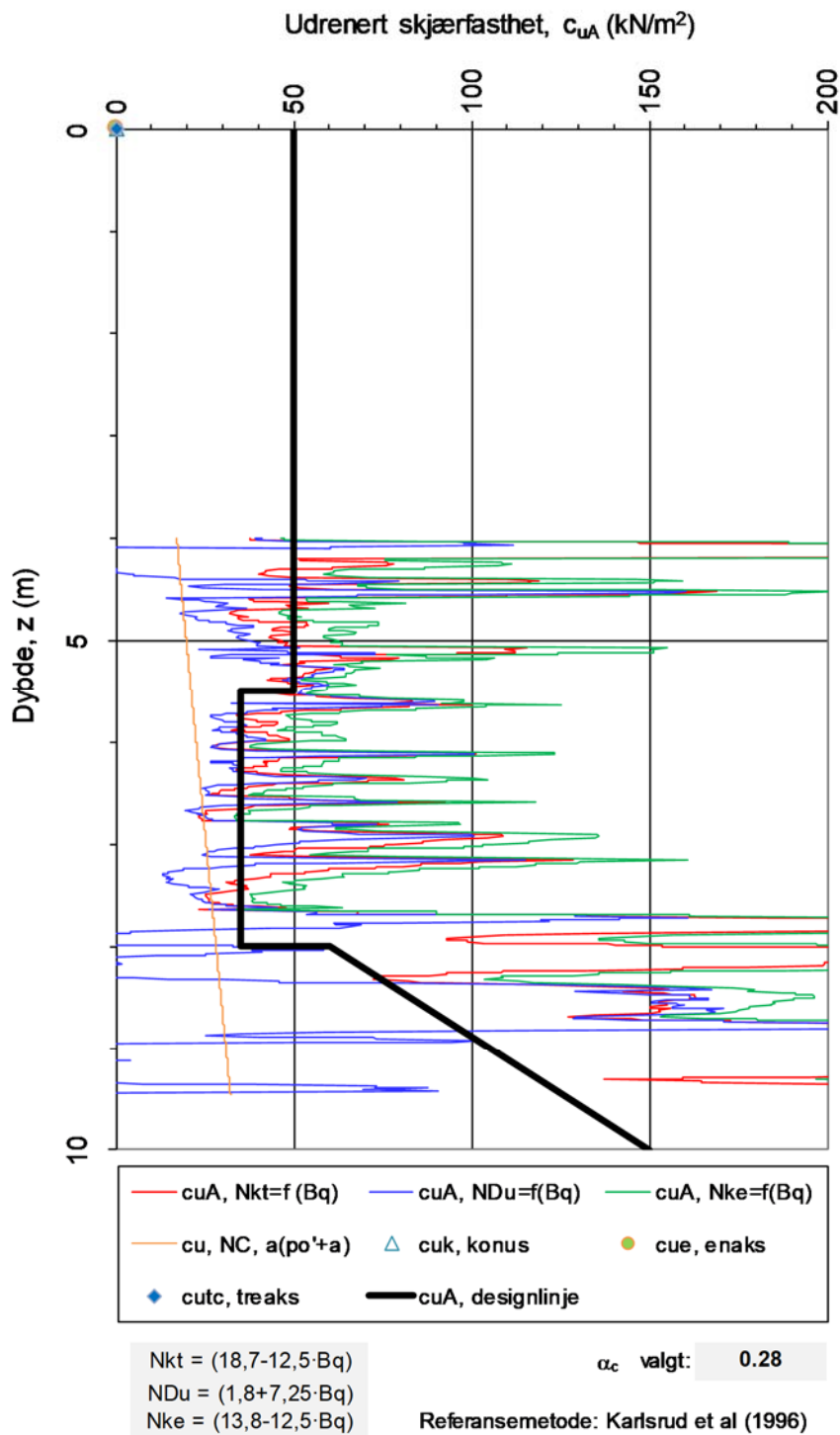




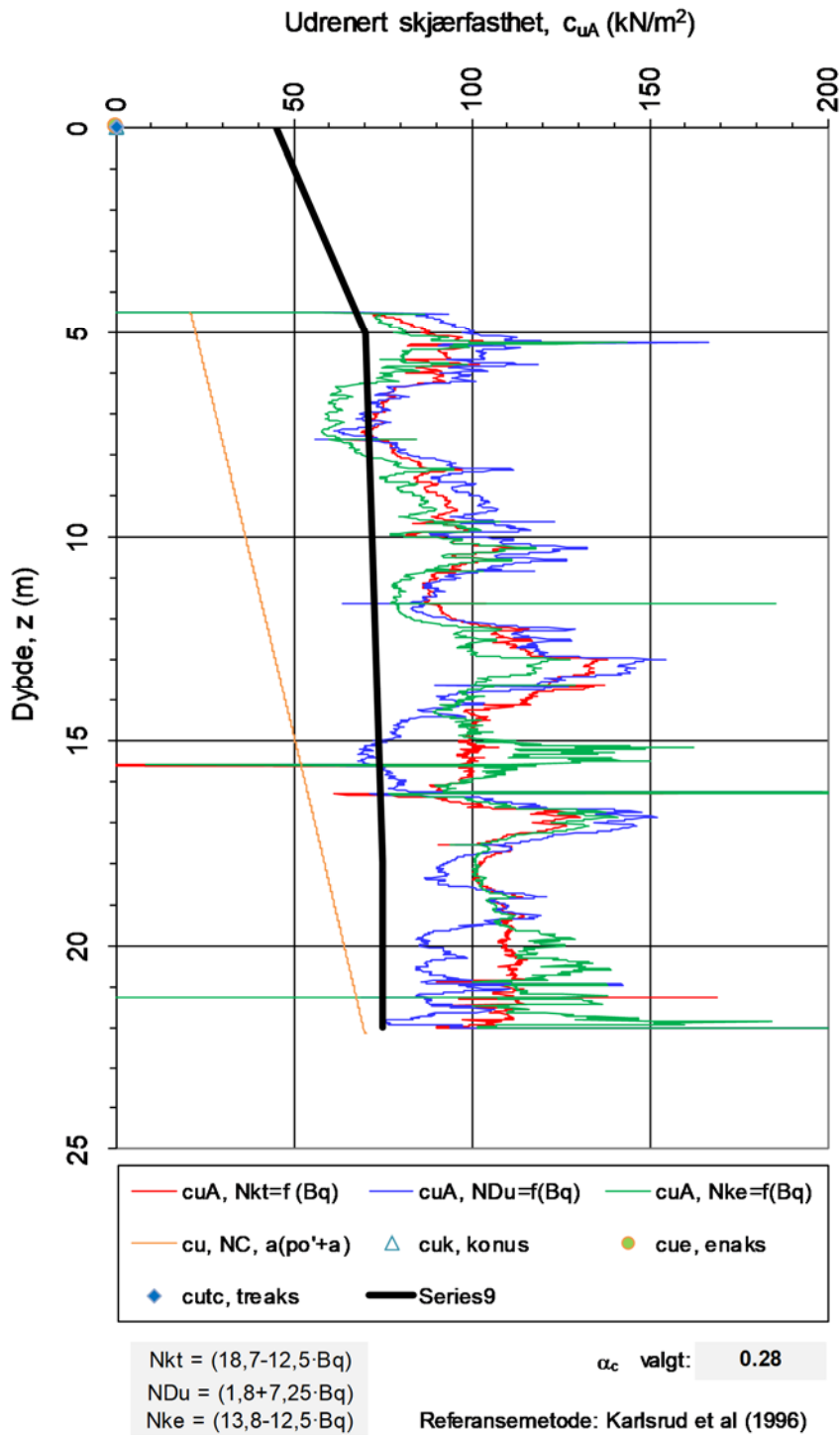
Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest Halsnøy Stabilitet</b>		Oppdrag: <b>Statens Vegvesen region Vest Halsnøy Stabilitet</b>		Tegningens filnavn: _Halsnøy-371
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				Multiconsult
CPTU id.:	371	Sonde:	4821	
MULTICONSULT AS	Dato: 04.09.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: Ifc	Godkjent: JOT
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 116	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0



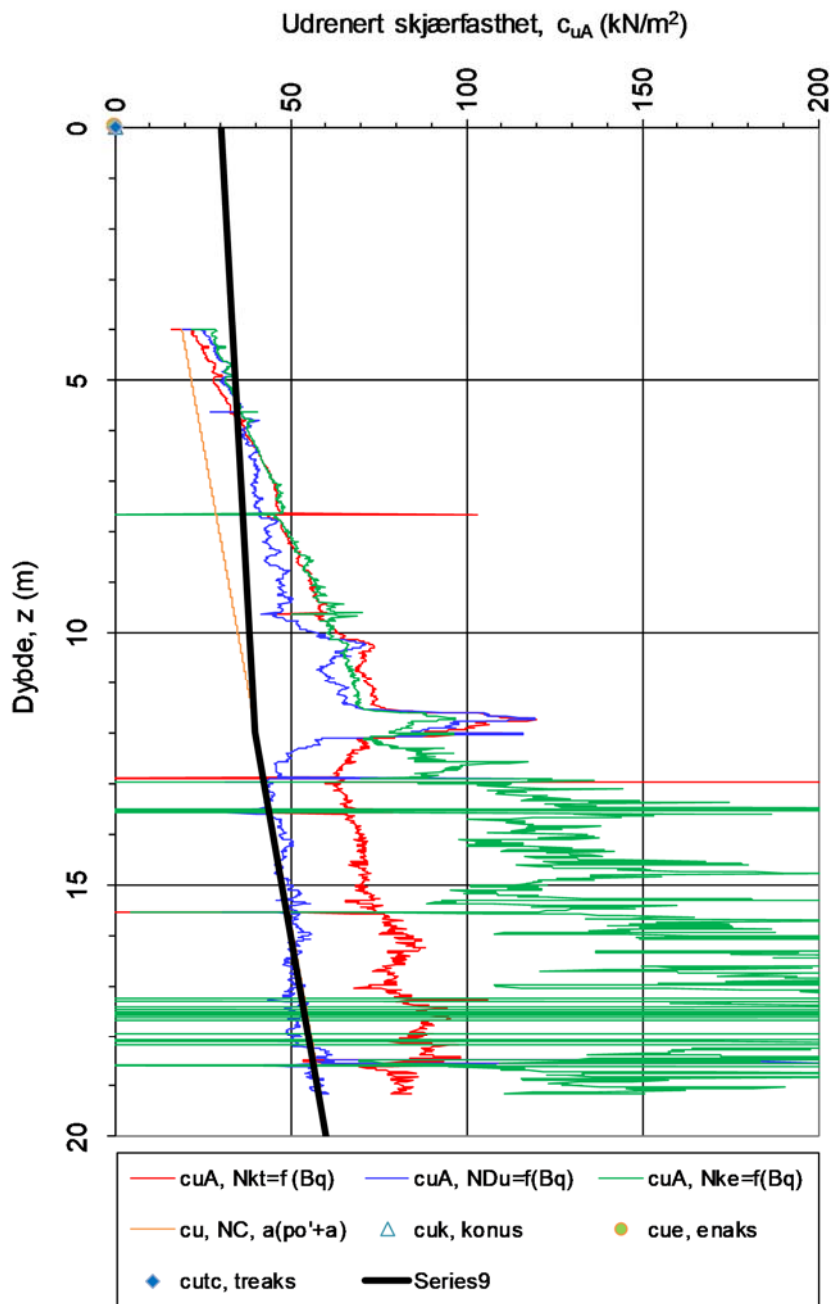




Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: _Halsnøy-501
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>
CPTU id.:	501	Sonde:	4821	
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 04.09.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT
	Oppdrag nr.: 10205525	Tegning nr.: 118	Versjon: 09.03.2016	Revisjon: 0



Oppdragsgiver:	Oppdrag:			Tegningens filnavn:
<b>Statens Vegvesen region Vest</b>	<b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>			Halsnøy-503
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				
CPTU id.:	503	Sonde:	4686	<b>Multiconsult</b>
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:
	10205525	119	09.03.2016	0

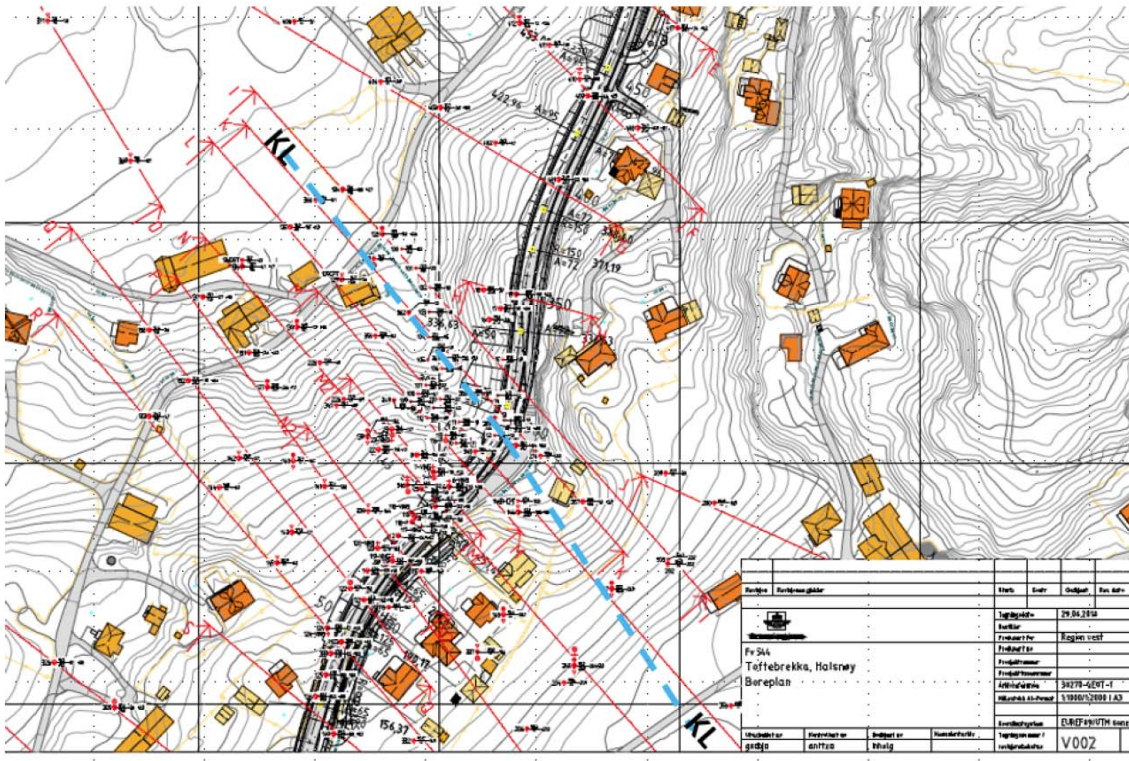


$N_{kt} = (18,7-12,5 \cdot B_q)$   $\alpha_c$  valgt: 0.28  
 $N_{Du} = (1,8+7,25 \cdot B_q)$   
 $N_{ke} = (13,8-12,5 \cdot B_q)$  Referansemetode: Karlsrud et al (1996)

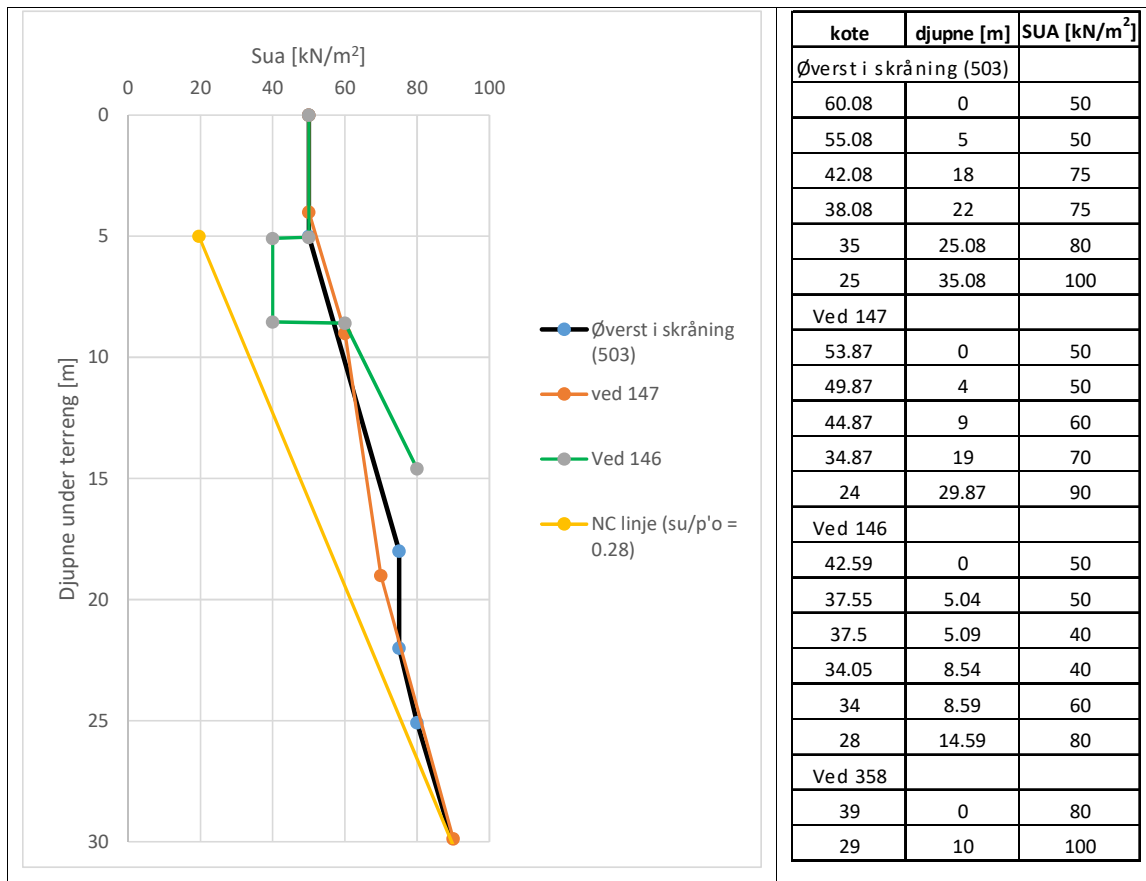
Oppdragsgiver: <b>Statens Vegvesen region Vest</b>		Oppdrag: <b>Halsnøy Stabilitetsvurdering</b>		Tegningens filnavn: Halsnøy-505	
Aktiv udrenert skjærfasthet $c_{uA}$ , korrelert mot $B_q$ .				<b>Multiconsult</b>	
CPTU id.:	505	Sonde:	4821		
<b>MULTICONSULT AS</b>	Dato: 08.08.2018	Tegnet: JOT	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT	
	Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Versjon:	Revisjon:	
	10205525	120	09.03.2016	0	

### Vedlegg 3 Styrkeprofil og planteikning for berekningsprofil KL og PK

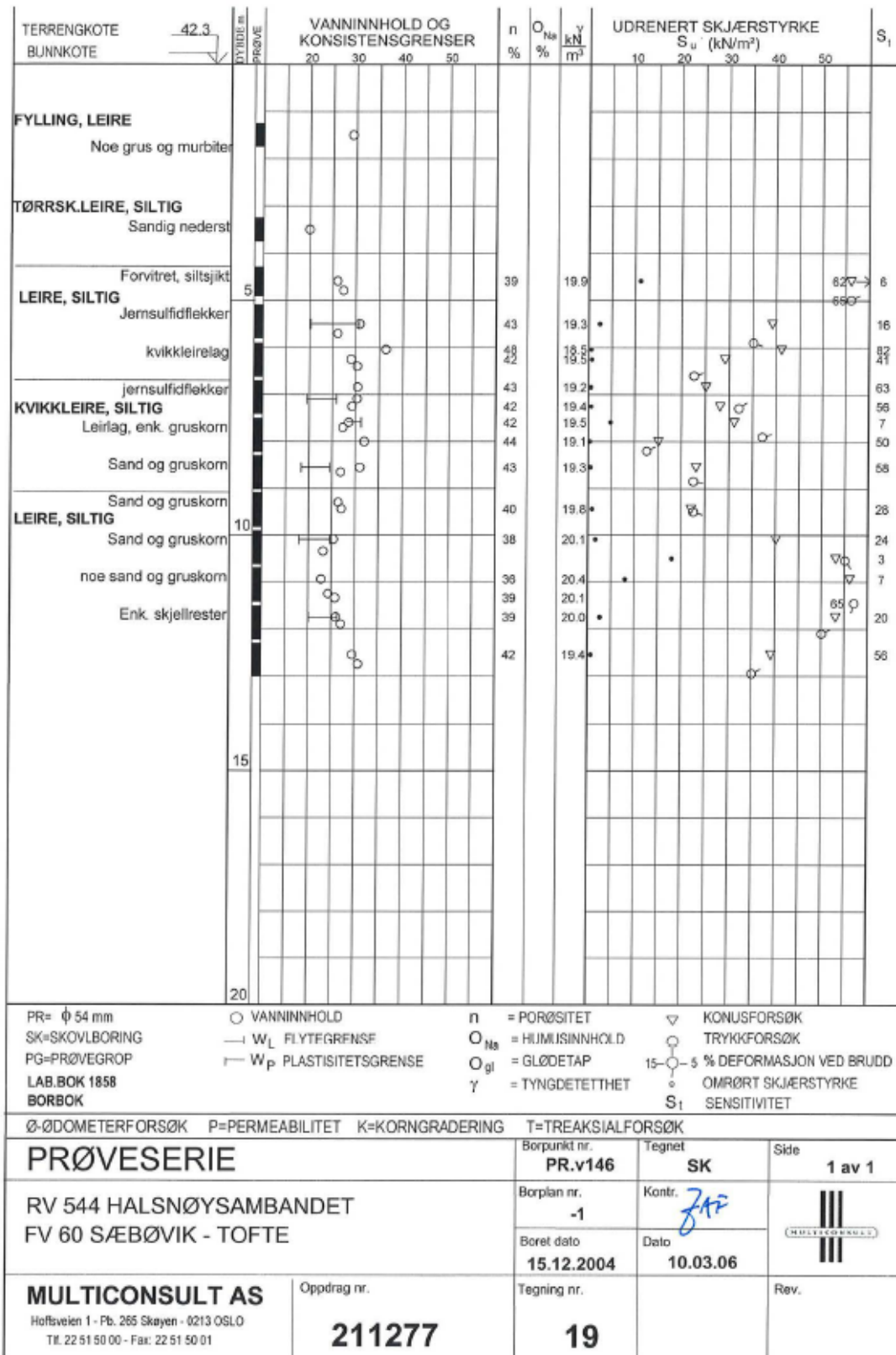
### Berekningsnitt KL



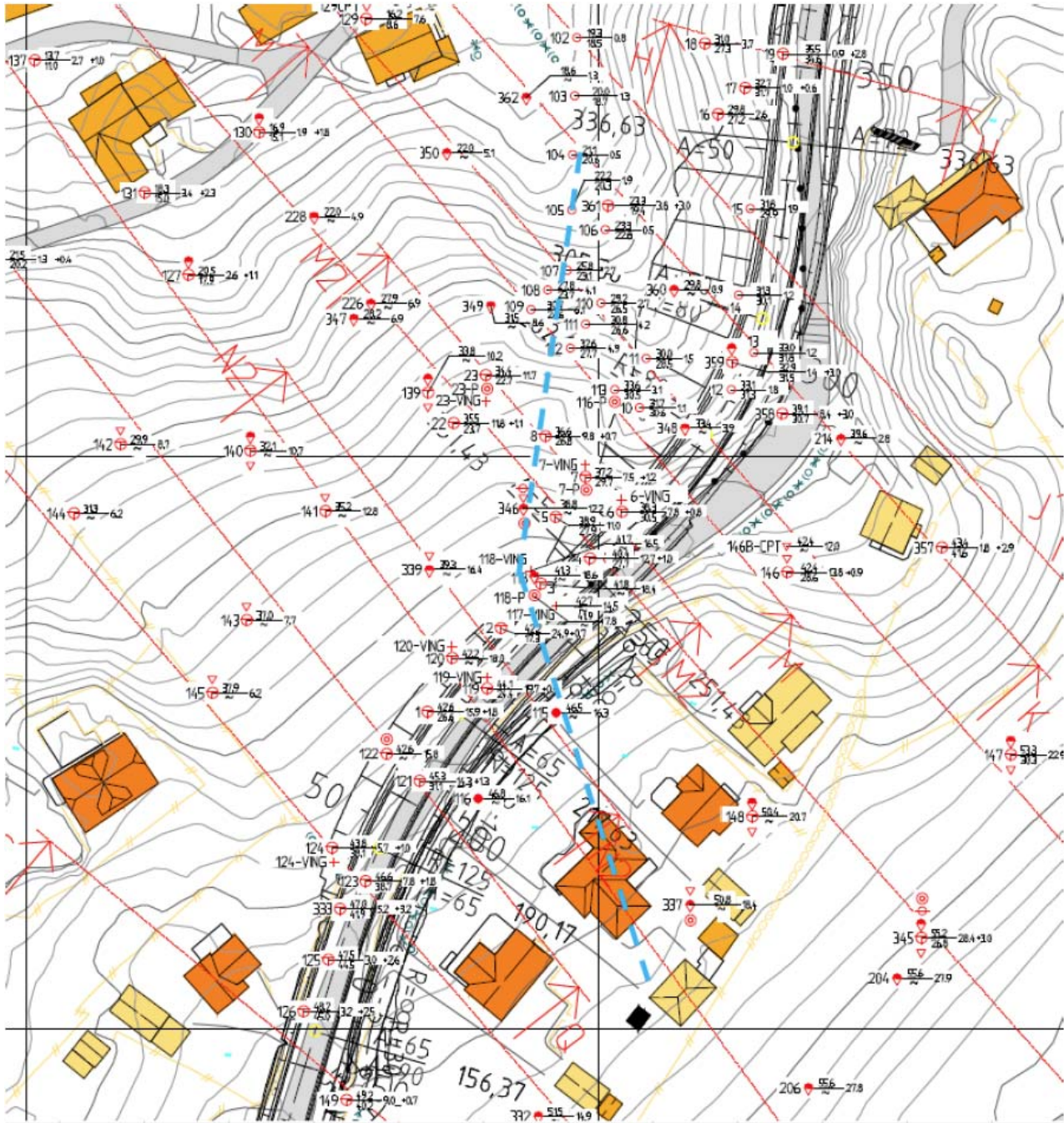
### Styrkeprofil:



Prøveserie ved pkt.146.



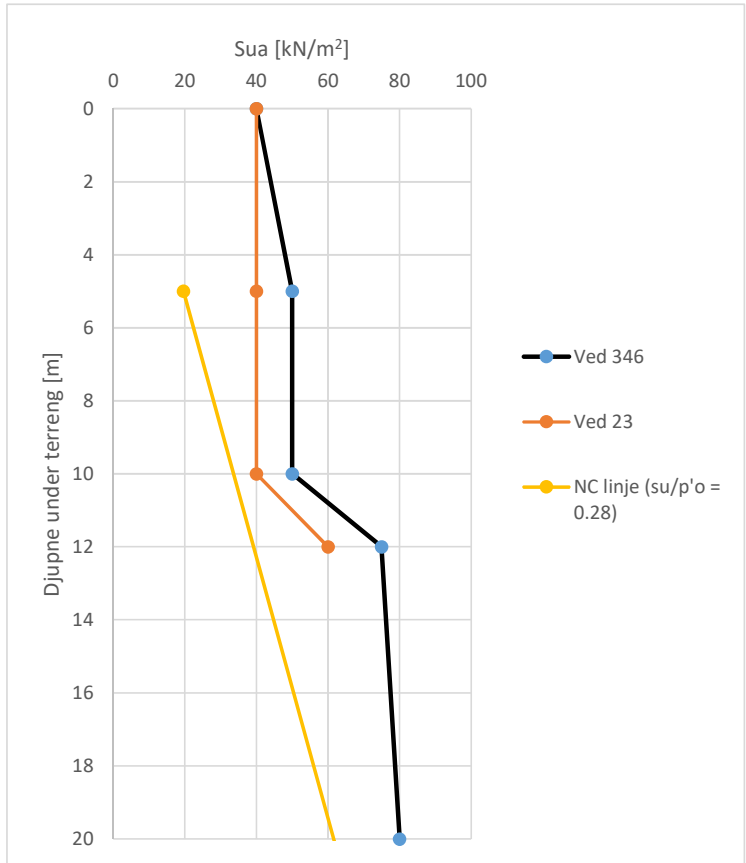
## Beregningsnitt PK



### Styrkeprofil

Det er lagt inn styrkeprofil tilsvarende design verdi for 346, vidare er SU profil ved toppen av ravineskråning justert ned samanlikna med su profil 346, dette med grunnlag i punkt 23 som viser låge verdiar på vingeoring.



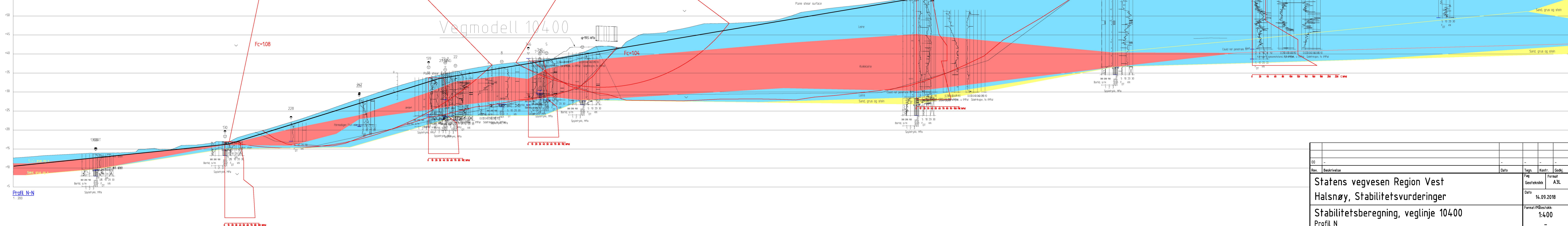


kote	djupne [m]	SUA [kN/m <sup>2</sup> ]
Ved 346		
38.56	0	40
33.56	5	50
28.56	10	50
26.56	12	75
18.56	20	80
Ved 23		
36.11	0	40
31.11	5	40
26.11	10	40
24.11	12	60

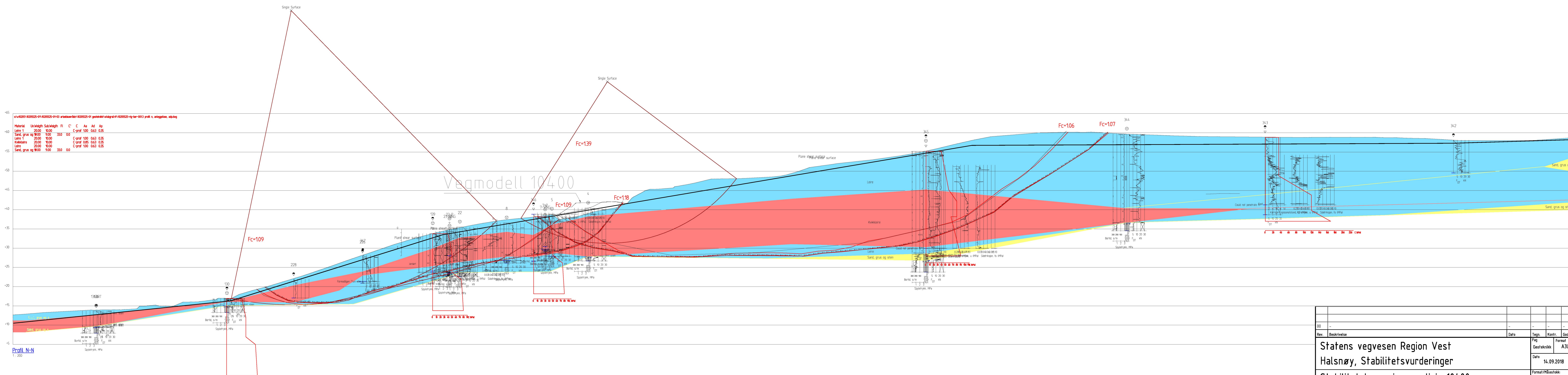
## Vedlegg 4 Berekningsprofil, teikning

Material properties table:

Material	Un'weigh	Sub'weigh	F	C	Aa	Ad	Ap
Lere 1	20.00	40.00		C-prf	100	0.63	0.35
Sand, grus og 90.00	9.00	33.0	0.0				
Lere 1	20.00	10.00		C-prf	100	0.63	0.35
Kvikkleire	20.00	10.00		C-prf	0.85	0.63	0.35
Lere	20.00	10.00		C-prf	100	0.63	0.35
Sand, grus og 90.00	9.00	33.0	0.0				



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag: Geoteknikk Format: A3L
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N ADP-analyse, eksisterende terreng					Dato: 14.09.2018 Format/Målestokk: 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status: Utsendt Oppdragsnr.: 10205525	Konstr./Tegnet: LFC Tegningsnr.: RIG-TEG-800.1	Kontrollert: JOT Godkjent: JOT	Rev.: 00



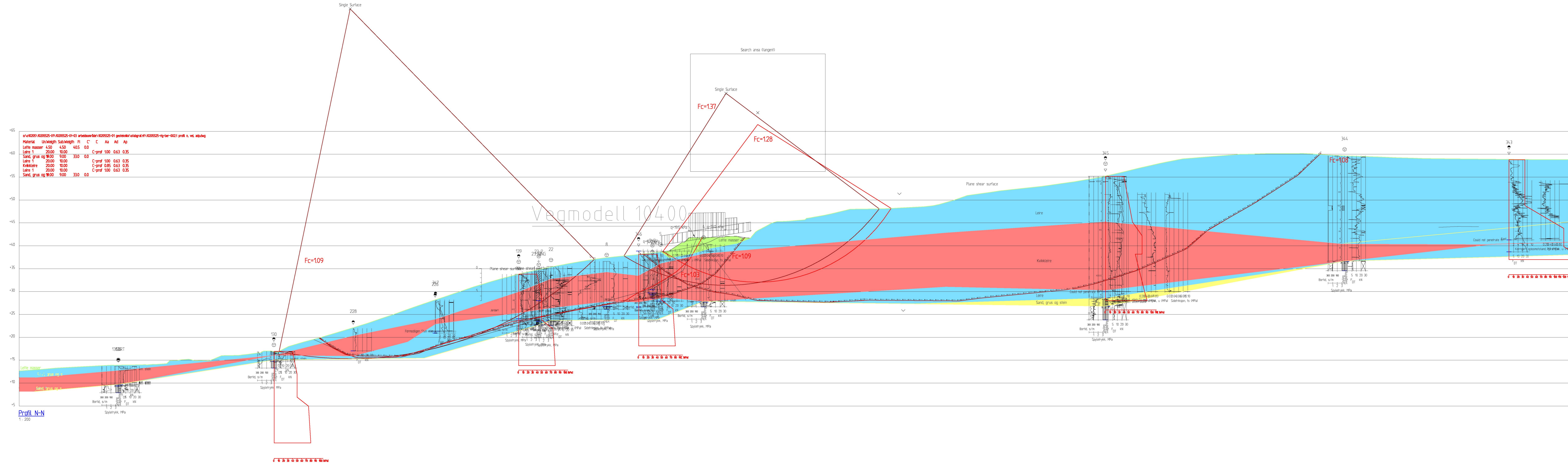
Material Un. Weight Sub. Weight C C<sub>prof</sub> Ad Ap

Lere 1	20.00	10.00					
Sand, grus og Ø100	9.00	33.00	0.00				
Lere 1	20.00	10.00					
Kvikklere	20.00	10.00					
Lere	20.00	10.00					
Sand, grus og Ø100	9.00	33.00	0.00				

Profil N-N  
1:200

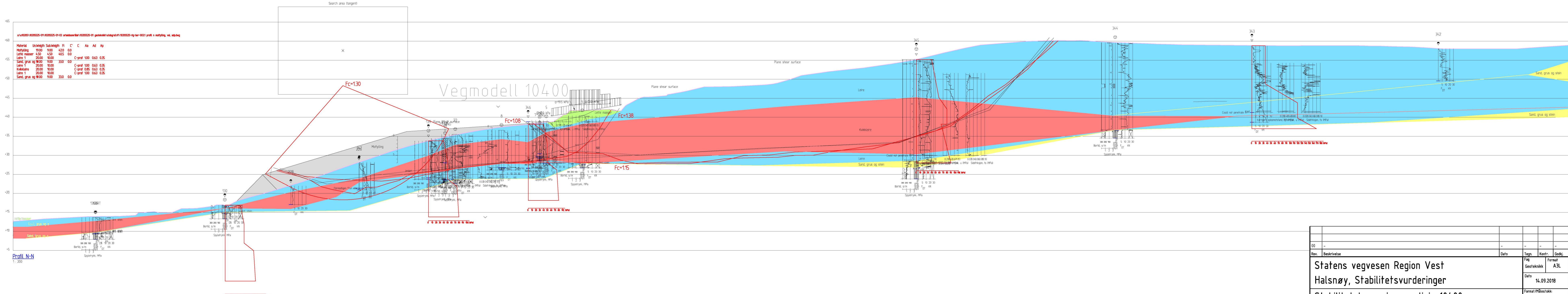
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
Statens vegvesen Region Vest Halsnøy, Stabilitetsvurderinger					Fag Geoteknikk
Stabilitetsberegning, veglinje 10400 Profil N ADP-analyse, anleggsfase					Format A3L
					Dato 14.09.2018
					Format/Målestokk 1:400
Multiconsult					Status Utsendt
www.multiconsult.no					Oppdragsnr. 10205525
					Konstr./Tegnet LFC
					Kontrollert JOT
					Godkjent JOT
					Tegningsnr. RIG-TEG-800.2
					Rev. 00

Material	UnWeight	SubWeight	R	C	Aa	Ad	Ap
Lette masser	4.50	4.50	40.5	0.0			
Lete 1	20.00	10.00					
Sand, grus og stein	9.00	3.00	33.0	0.0			
Lete 1	20.00	10.00					
Kvikkleire	20.00	10.00					
Lete 1	20.00	10.00					
Sand, grus og stein	9.00	3.00	33.0	0.0			



Profil N-N  
1:200

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag: Geoteknikk Formaf: A3L
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N ADP-analyse, permanentfase med lette masser i veifylling					Dato: 14.09.2018 Formaf/Målestokk: 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status: Utsendt Oppdragsnr.: 10205525	Konstr./Tegnet: LFC Tegningsnr.: RIG-TEG-800.3	Kontrollert: JOT	Godkjent: JOT Rev.: 00

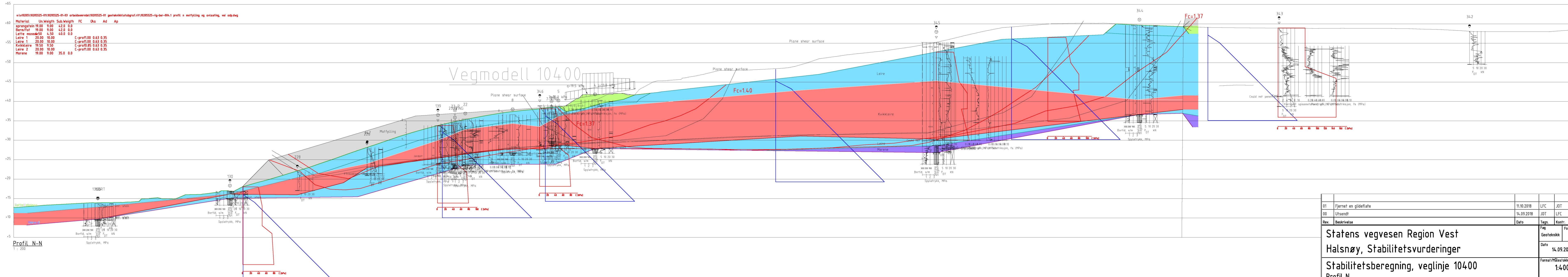


a:\2025\1020525-01\1020525-01-03\arkiv\1020525-01\geoteknik\stab\graf\N\1020525-01-03\profil n motfylling ved adp.dwg

Material	Un	Weight	Sub	Weight	F	C	C	Aa	Ad	Ap
Motfylling	19.00	9.00	4.20	0.0						
Lette masser	4.50	4.50	4.05	0.0						
Lære 1	20.00	10.00			C-praf	100	0.63	0.35		
Sand, grus og 10.00	9.00	9.00	3.30	0.0						
Lære 1	20.00	10.00			C-praf	100	0.63	0.35		
Kvikklere	20.00	10.00			C-praf	0.85	0.63	0.35		
Lære 1	20.00	10.00			C-praf	100	0.63	0.35		
Sand, grus og 10.00	9.00	9.00	3.30	0.0						

Profil N-N  
1:200

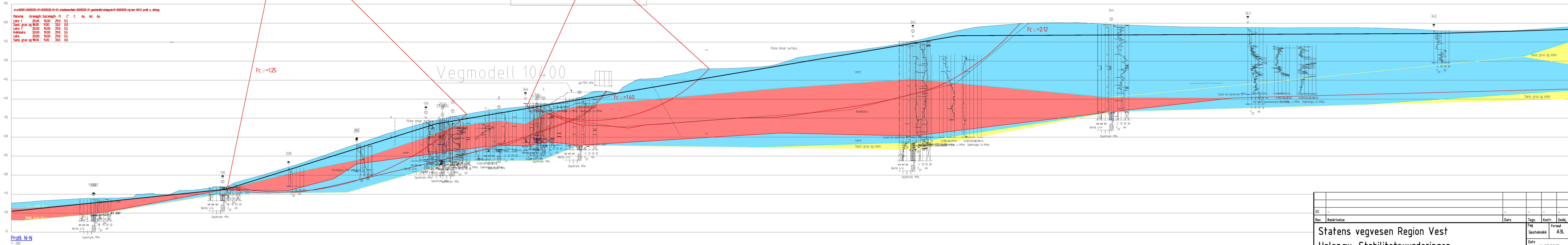
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag: Geoteknikk Formål: A3L Dato: 14.09.2018
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N ADP-analyse, permanentfase med lette masser i veifylling og motfylling					Formål/Målestokk: 1:400 -
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status: Utsendt Oppdragsnr.: 1020525	Konstr./Tegnet: JOT Tegningsnr.: RIG-TEG-800.4	Kontrollert: LFC	Godkjent: JOT Rev.: 00



Profil N-N  
1:200

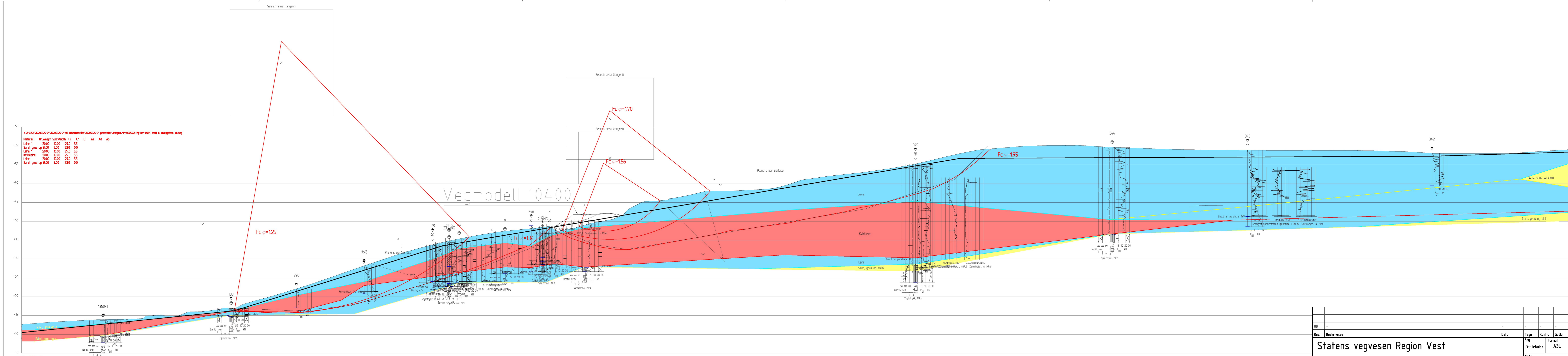
01	Fjernet en glideflate	11.10.2018	LFC	JOT	JOT
00	Utsendt	14.09.2018	JOT	LFC	JOT
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag Geoteknikk
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N ADP-analyse, permanentfase med lette masser i veifylling, motfylling og avlastning					Formål A3L
					Dato 14.09.2018
					Formål/Målestokk 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no			Status Utsendt Oppdragsnr. 10205525	Konstr./Tegnet JOT Tegningsnr. RIG-TEG-800.5	Godkjent LFC Godkjent JOT Rev. 00

Material	Un.Wegth	Sub.Wegth	F	C	Aa	Ad	Ap
Lere 1	20.00	10.00	29.0	5.5			
Sand, grus og 9.00	9.00	9.00	33.0	0.0			
Lere 1	20.00	10.00	29.0	5.5			
Kvikklere	20.00	10.00	29.0	5.5			
Lere	20.00	10.00	29.0	5.5			
Sand, grus og 9.00	9.00	9.00	33.0	0.0			



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00	-	-	-	-	-
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag: Geoteknikk Format: A3L
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N afi-analyse, eksisterende terreng					Dato: 14.09.2018 Format/Målestokk: 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status: Utsendt Oppdragsnr.: 10205525	Konstr./Tegnet: LFC Tegningsnr.: RIG-TEG-801.1	Kontrollert: JOT Godkjent: JOT	Rev.: 00





Material UnWtWgh SubWtWgh FI C Ca Ad Ap

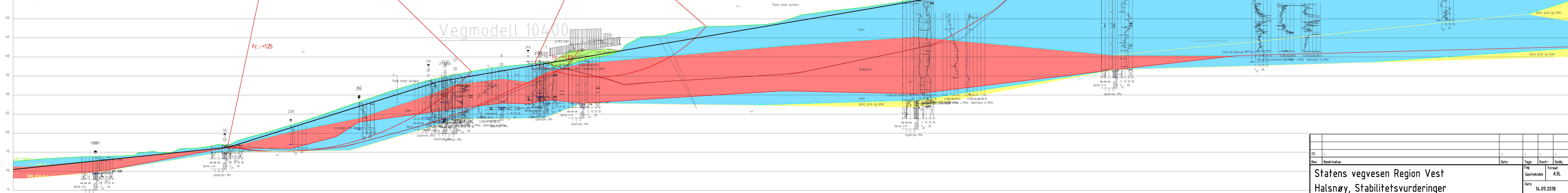
Leire 1	20.00	10.00	29.0	5.5			
Sand, grus og 900	9.00	33.0	0.0				
Leire 1	20.00	10.00	29.0	5.5			
Kvikkleire	20.00	10.00	29.0	5.5			
Leire	20.00	10.00	29.0	5.5			
Sand, grus og 900	9.00	33.0	0.0				

Profil N-N  
1:200

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag: Geoteknikk Formål: A3L
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N afi-analyse, anleggsfase					Dato: 14.09.2018 Formål/Målestokk: 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status: Utsendt Oppdragsnr.: 10205525	Konstr./Tegnet: LFC Tegningsnr.: RIG-TEG-801.2	Kontrollert: JOT	Godkjent: JOT Rev.: 00

Material UnWeight SubWeight FI C C As Ad Ap

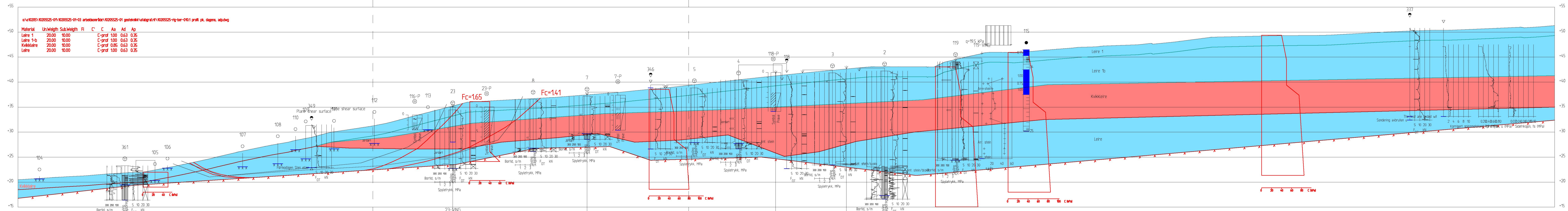
Lette masser	4.50	4.50	40.5	0.0		
Lere 1	20.00	10.00	29.0	5.5		
Sand, grus og stein	9.00	9.00	33.0	0.0		
Lere 1	20.00	10.00	29.0	5.5		
Kvikklere	20.00	10.00	29.0	5.5		
Lere 1	20.00	10.00	29.0	5.5		
Sand, grus og stein	9.00	9.00	33.0	0.0		



Profil N-N  
1:200

Vegmodell 10400

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>					Fag Geoteknikk
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil N afi-analyse, permanentfase med lette masser i veifylling					Formål A3L
Dato 14.09.2018					Formål/Målestokk 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status Utsendt Oppdragsnr. 10205525	Konstr./Tegnet LFC Tegningsnr. RIG-TEG-801.3	Kontrollert JOT	Godkjent JOT
					Rev. 00

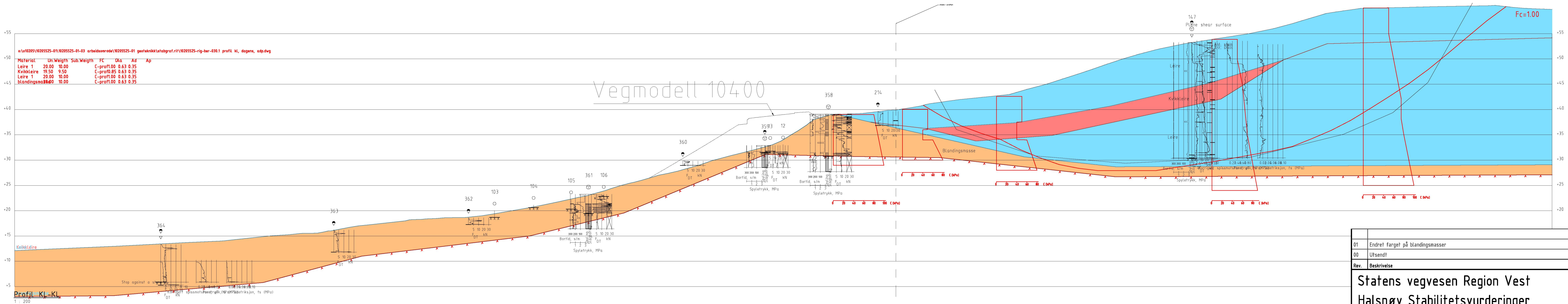


Material UnWeight SubWeight R C C Aa Ad Ap

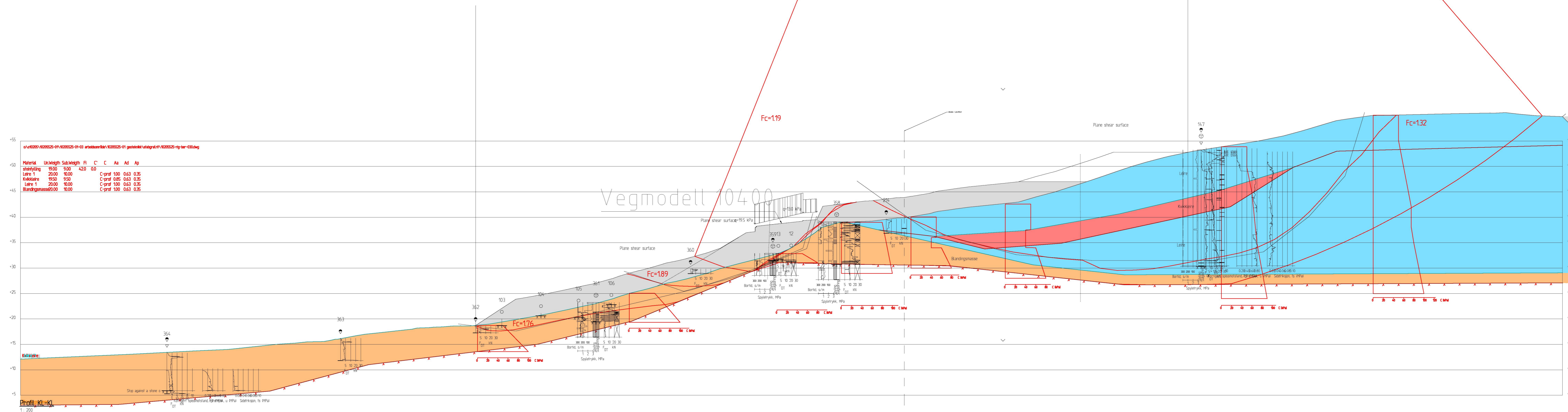
Lere 1	20.00	10.00		C-praf	100	0.63	0.35
Lere 1-b	20.00	10.00		C-praf	100	0.63	0.35
Kvikkleire	20.00	10.00		C-praf	0.85	0.63	0.35
Lere	20.00	10.00		C-praf	100	0.63	0.35

Profil A-A  
HM 1 : 200 LM 1 : 100

00	-	-	-	-	
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
	Statens vegvesen Region Vest Halsnøy Stabilitetsvurderinger		Fag Geoteknikk	Kontr. A3L	Godkj.
	Stabilitetsberegning, veglinje 10400 Profil PK ADP-analyse, eksisterende terreng		Dato 14.09.2018		
			Format/Målestokk: 1:400		
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status Utført Oppdragsnr. 10205525	Konstr./Tegnet JOT	Kontrollert LFC	Godkjent JOT
			Tegningsnr. RIG-TEG-802.1	Rev. 00	



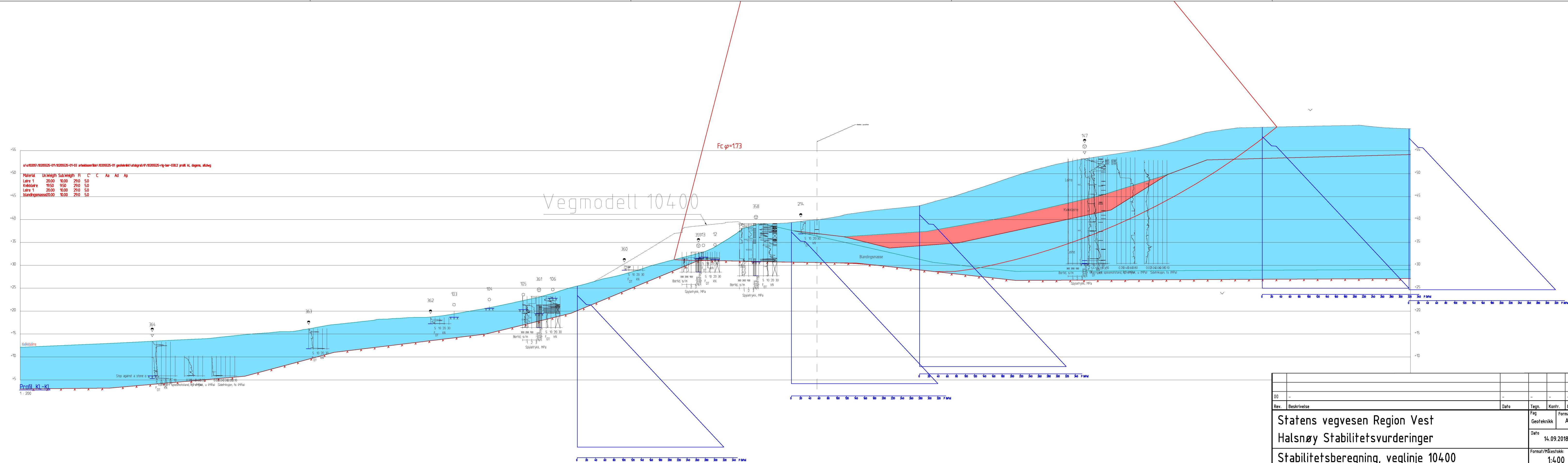
01	Endret farge på blandingsmasser				
00	Utsendt	14.09.2018	JOT	LFC	JOT
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Statens vegvesen Region Vest			Fag	Format	
Halsnøy Stabilitetsvurderinger			Geoteknikk	A3L	
			Dato	14.09.2018	
Stabilitetsberegning, veglinje 10400			Format/Målestokk:	1:400	
Profil KL				-	
ADP-analyse, eksisterende terreng					
<b>Multiconsult</b>		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
www.multiconsult.no		Utsendt	JOT	LFC	JOT
Oppdragsnr.		10205525	Tegningsnr.	RIG-TEG-803.1	
					Rev. 00



o:\10205\1020525-01\1020525-01-01 artikkelnr\1020525-01\1020525-01\1020525-01-01-03.dwg

Material	Un	Wegh	Sub	Wegh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
størfylling	19.00	9.00		420	0.0					
Leire 1	20.00	10.00				C-prof	1.00	0.63	0.35	
Kvikkleire	19.50	9.50				C-prof	0.85	0.63	0.35	
Leire 1	20.00	10.00				C-prof	1.00	0.63	0.35	
Blandingsmasse	20.00	10.00				C-prof	1.00	0.63	0.35	

01	Motfylling er lagt på som et lag istedenfor som last og endret farge på blandingsmasser.	11.10.2018	LFC	JOT	JOT
00	Utsendt	14.09.2018	JOT	LFC	JOT
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy Stabilitetsvurderinger</b>			Fag	Geoteknikk	Format
			Dato	14.09.2018	A3L
<b>Stabilitetsberegning, veglinje 10400</b> Profil KL ADP-analyse, permanentfase med motfylling			Format/Målestokk	1:400	-
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status	Utsendt	Konstr./Tegnet	JOT
		Oppdragsnr.	10205525	Kontrollert	LFC
		Tegningsnr.	RIG-TEG-803.2	Godkjent	JOT
		Rev.			00



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

Statens vegvesen Region Vest  
 Halsnøy Stabilitetsvurderinger

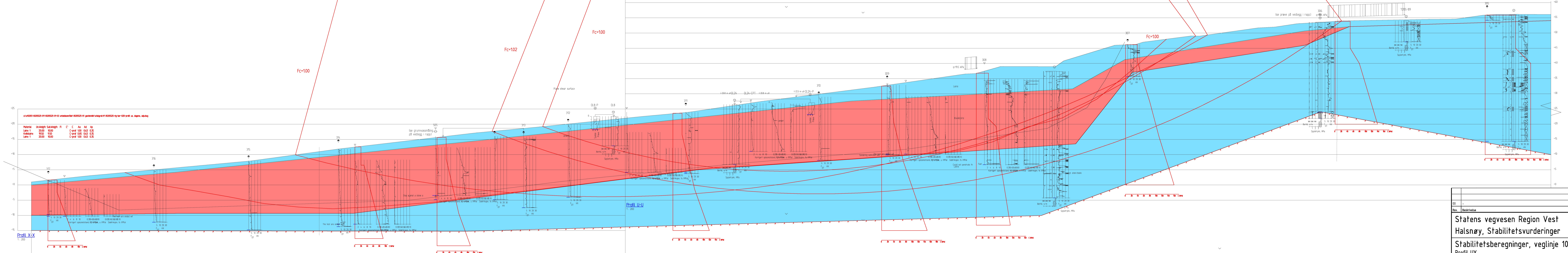
Stabilitetsberegning, veglinje 10400  
 Profil KL  
 afi-analyse, eksisterende terreng'

Format/Målestokk:	Fag	Kontr.	Godkj.
1:400	Geoteknikk		A3L

Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
Utført	JOT	LFC	JOT

www.multiconsult.no

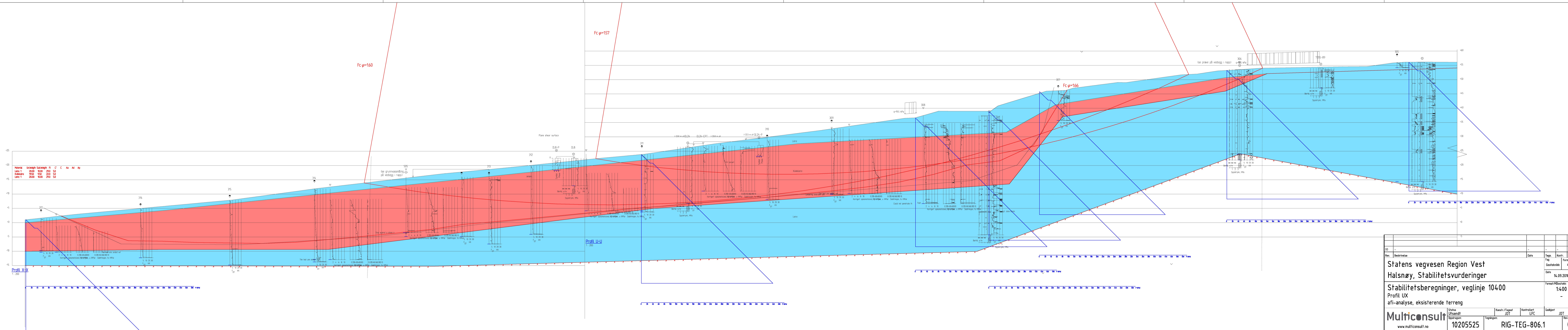
Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.
10205525	RIG-TEG-804.1	00



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
00					

<b>Statens vegvesen Region Vest</b> <b>Halsnøy, Stabilitetsvurderinger</b>				Fag Geoteknikk	Format A3L
<b>Stabilitetsberegninger, veglinje 10400</b> Profil UX ADP-analyse, eksisterende terreng				Dato 14.09.2018	Format/Målestokk: 1:400
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status Oppdragsgiver: 10205525	Konstr./Tegnet JOT	Kontrollert LFC	Godkjent JOT
			Tegningsnr. RIG-TEG-805.1	Rev. 00	



Rev.	00				
Rev.	00	Beskrivelse	Dato	Tegner	Kontr./Godkjent
		Statens vegvesen Region Vest Halsnøy, Stabilitetsvurderinger		Fag Geoteknikk	Format A3L
		Dato		14.09.2018	
		Format/Målestokk:		1:400	
		Profil UX afi-analyse, eksisterende terreng		-	
Status/Utført	JOT	Konstr./Tegnet	JOT	Kontrollert	LFC
Oppgavens:	10205525	Tegningsnr.	RIG-TEG-806.1	Godkjent	JOT
www.multiconsult.no		Rev.	00		