

NOTAT

OPPDRAAG	SINTEF Horizon - Gang- og sykkelvei	DOKUMENTKODE	10217766-02-RIG-NOT-001
EMNE	Geoteknisk vurderingsnotat	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	SINTEF Energi AS	OPPDRAAGSLEDER	Anders S. Gylland
KONTAKTPERSON	Per N. Mikalsen	SAKSBEHANDLER	Anne Mestvedt Olaussen
KOPI	Advansia AS v/ Taale K. Arstad	ANSVARLIG ENHET	10234011 Geoteknikk Midt

SAMMENDRAG

Multiconsult er engasjert som geoteknisk rådgiver av SINTEF Energi AS i forbindelse med reguleringsplan for gang- og sykkelvei langs vestre del av Gløshaugplatået i Trondheim. Foreliggende notat er en vurdering av gjennomførbarhet og områdestabilitet.

Grunnforholdene i skråninga består av lagdelt sand og silt over dypereleggende lag av silt og leire.

Norconsult har tidligere utredet en kvikkleiresone i planområdet, og utført beregninger som dokumenterer sikkerhetsfaktor $F \geq 1,4$ for områdestabilitet for planlagt utbygging. Multiconsult vurderer at disse beregningene er gyldige for planlagt gang- og sykkelvei, og at glidesirkler for områdestabilitet ikke vil påvirkes av lokale tiltak i skråningen. Tiltaket er plassert i Tiltakskategori K2 iht. NVEs veileder 7/2014 og faresonen er klassifisert med «lav» faregrad.

Det er utført stabilitetsberegning i to snitt, som viser at stabiliteten i skråninga er tilstrekkelig etter etablering av hevet sykkelvei på søyler og fylling i skråningstopp. Planlagt tiltak vurderes som gjennomførbart mht. geotekniske forhold, og områdestabilitet i kvikkleiresonen er ivaretatt.

Nødvendige avklaringer i detaljprosjekteringsfasen er:

- Innmålinger og befaring av støttemur og fremskutt kjeller langs Elektrobygget for å unngå undergraving av disse ved installasjon av søylefundamenter for sykkelvei på søyler.
- Beliggenhet av riggområder, mellomlagring av masser og praktisk utførelse av fundamenteringsarbeider og fylling i skråninga.
- Detaljerte beregninger av bæreevne og lokalstabilitet i skråninga må utføres når endelig plassering, dimensjoner og laster foreligger fra RIB.

I rev 01 av notatet er det inkludert vurdering av revidert versjon av alternativ to for delstrekning 1, med totalbredde på sykkelvei lik ca. 5,0 m. Revidert tekst er skrevet i kursiv.

			<i>Aug</i>	<i>AMO</i>	<i>Aug</i>
01	16.12.2020	Vurdering av revidert versjon av alternativ to for delstrekning 1	Anders Gylland	Anne M. Olaussen	Anders S. Gylland
00	11.12.2020	Geoteknisk vurdering av gjennomførbarhet og områdestabilitet	Anne M. Olaussen	Mia Bek	Anders S. Gylland
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

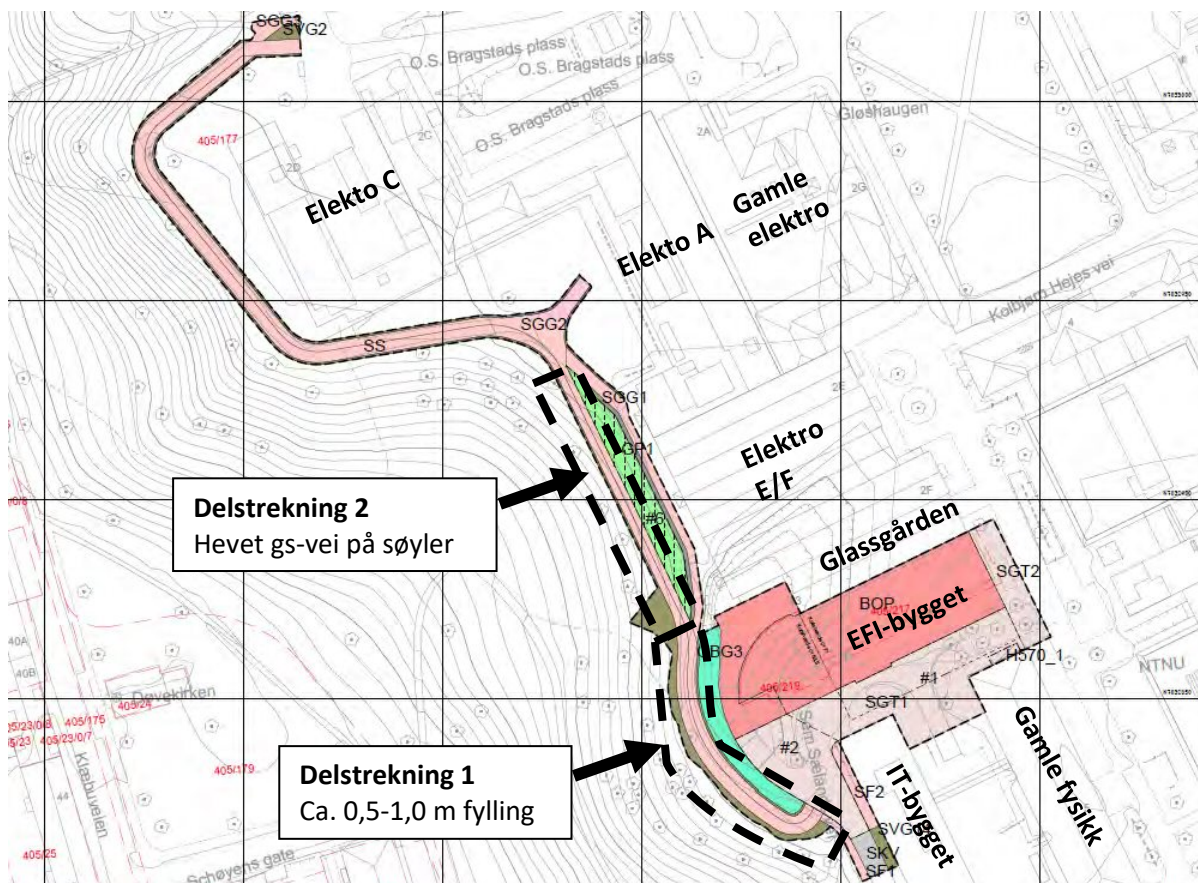
1 Innledning

Multiconsult Norge AS er engasjert som geoteknisk rådgiver (RIG) av SINTEF Energi AS i forbindelse med reguleringsplan for planlagt tilbygg/nybygg på Gløshaugen i Trondheim. Denne rapporten inneholder kun vurderinger for planlagt gang- og sykkelvei vest for bebyggelsen. Geotekniske forhold for tilbygg og påbygg til eksisterende bygningsmasse for SINTEF Energi er vurdert av Norconsult i rapport 5175072-RIG12 [1].

Foreliggende notat er en vurdering av gjennomførbarhet samt vurdering av områdestabilitet iht. NVE veileder 7/2014 «Sikkerhet for kvikkleireskred» [2].

2 Planlagt tiltak

Figur 1 viser utsnitt fra plankart for gang- og sykkelvei med 4,5 m bredde. Det er kun delstrekning 1 og 2 som medfører tilleggslaster i skråningstopp som krever geoteknisk vurdering. Øvrige delstrekninger medfører ingen terrenginngrep og følger samme trasé som eksisterende gangvei.



Figur 1: Utsnitt fra foreløpig plankart datert 27.11.2020 fra Gottlieb Paludan Architects, alternativ 2 + 2,5 m bredde.

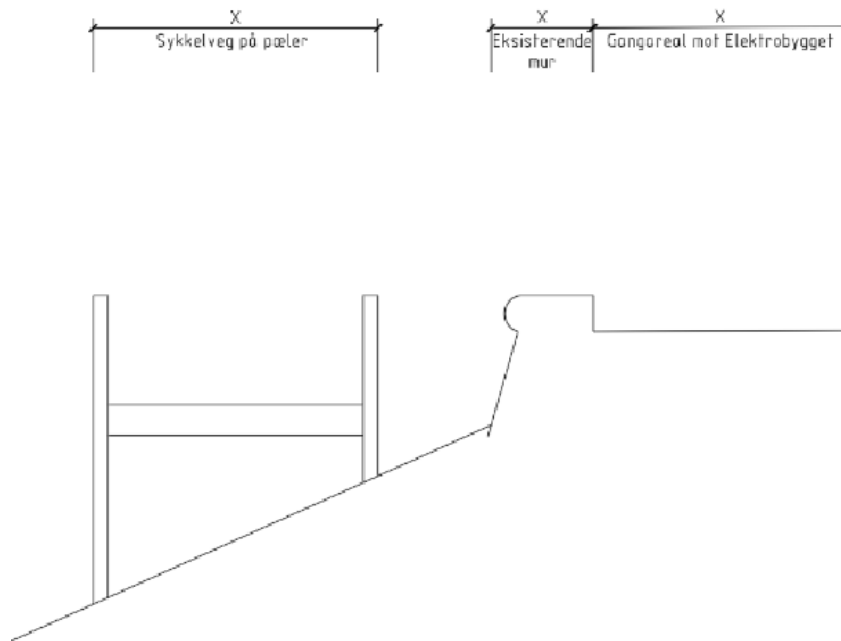
Det er utarbeidet plankart for to ulike bredder på gang- og sykkelveien – 3 m (alternativ 1) og 4,5 m (alternativ 2). Det er i geoteknisk vurdering av områdestabilitet og gjennomførbarhet tatt utgangspunktet i 4,5 m bredde ettersom dette alternativet medfører størst belastning i skråningstopp. I et revidert alternativ for delstrekning 1 er det ca. 5 m totalbredde for alternativ 2.

I delstrekning 1 medfører utvidelse langs eksisterende gangsti ca. 0,5 m fylling i skråningstopp. For revidert alternativ 2 er utvidelsen ca. 1,0 m.

I delstrekning 2 er gang- og sykkelvei planlagt etablert på en konstruksjon med søyler i øvre del av skråningen, se prinsipp vist i Figur 2.

Geoteknisk vurdering av gjennomførbarhet og områdestabilitet

Normalprofil sykkelveg på pæler
ved elektrobygget



Figur 2: Prinsipp for etablering av hevet sykkelvei på søyler, iht. epost fra Gunhild Eidsvik i Gottlieb Paludan Architects, datert 20. oktober 2020.

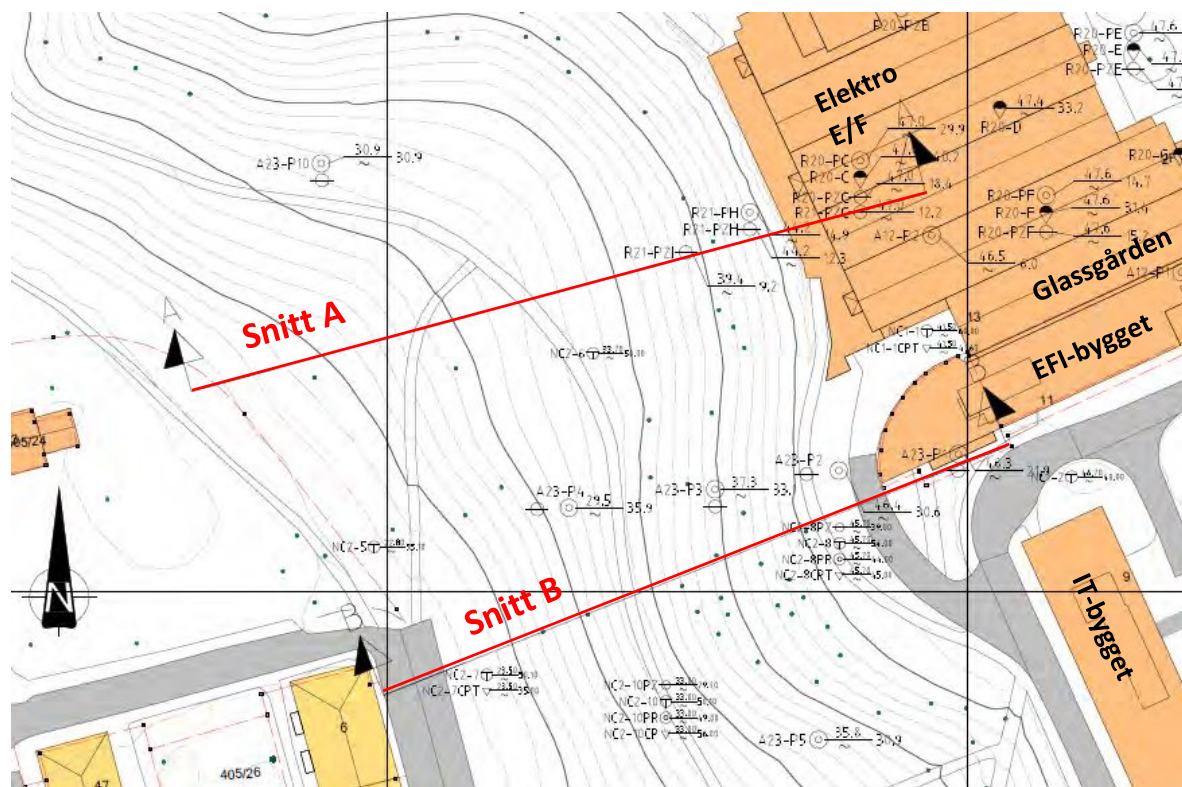
3 Topografi og grunnforhold

3.1 Tidligere grunnundersøkelser

Tidligere grunnundersøkelsesrapporter og geotekniske vurderinger som er benyttet i våre vurderinger er presentert i Tabell 1. Plassering av grunnundersøkelsene i forhold til beregningssnittene er vist i Figur 3.

Tabell 1: Tidligere geotekniske grunnundersøkelser og vurderinger.

Ref.	Rapportnr.	Utført av	År	Oppdragsnavn/ rapportnavn	Navn i borplan
[1]	5175072-RIG12	Norconsult	2020	Sintef Horizon - Områdestabilitetsutredning av Gløshaugens vestskråning ved EFI	NC2-X
	5175072-RIG03	Norconsult	2019	Sintef Energi – Geoteknisk datarapport	NC1-X
[4]	415913-RIG-RAP-002_rev00	Multiconsult	2014	415913-RIG-RAP-002_rev00. Gløshaugen-Bakklandet kvikkleireområde. Hovedprosjekt Trinn 1. Geoteknisk vurdering - prinsipper for videre utredning av områdestabilitet	
[2]	o.5027	Kummeneje	1984	NTH – Elektroteknisk avdeling. Nybygg/tilbygg – Supplerende grunnundersøkelser med stabilitetsvurdering	R21-X
	o.3493	Kummeneje	1981	NTH – Elektroteknisk avdeling og Elektrisitetsforsyningens Forskningsinstitutt – Grunnundersøkelser for tilbygg	R20-X
	o.0268-4	NGI	1958	NTH – Nybygg E.F.I.	A12-X
[3]	o.0268	NGI	1956	Grunnundersøkelser på vestsiden av Gløshaugplatået	A23-X



Figur 3: Utsnitt fra borplan 10217766-02-RIG-TEG-001, foreløpig versjon. Plassering av beregningsnitt og tidligere grunnundersøkelser.

3.2 Topografi

Gang- og sykkelveien skal etableres i toppen av en 23 m høy skråning langs vestre del av Gløshaugplatået, forbi Elektrobyggene. Gløshaugplatået ligger på ca. kote +45, og skråningsbunn ved kote +23. Ved snitt A er skråningshelning ca. 1:3,7 og ved snitt B ca. 1:2,7.

3.3 Løsmasser

Grunnforholdene i skråninga består av lagdelt sand og silt over dypereliggende lag av silt og leire. Det er påvist et lag av kvikkleire/sprøbruddmateriale som det kiler ut i null mot skråningskanten i vest som vist i Figur 8. For detaljert beskrivelse av grunnforhold vises til tidligere grunnundersøkelser vist i Tabell 1.

3.4 Grunnvannstand og poretrycksforhold

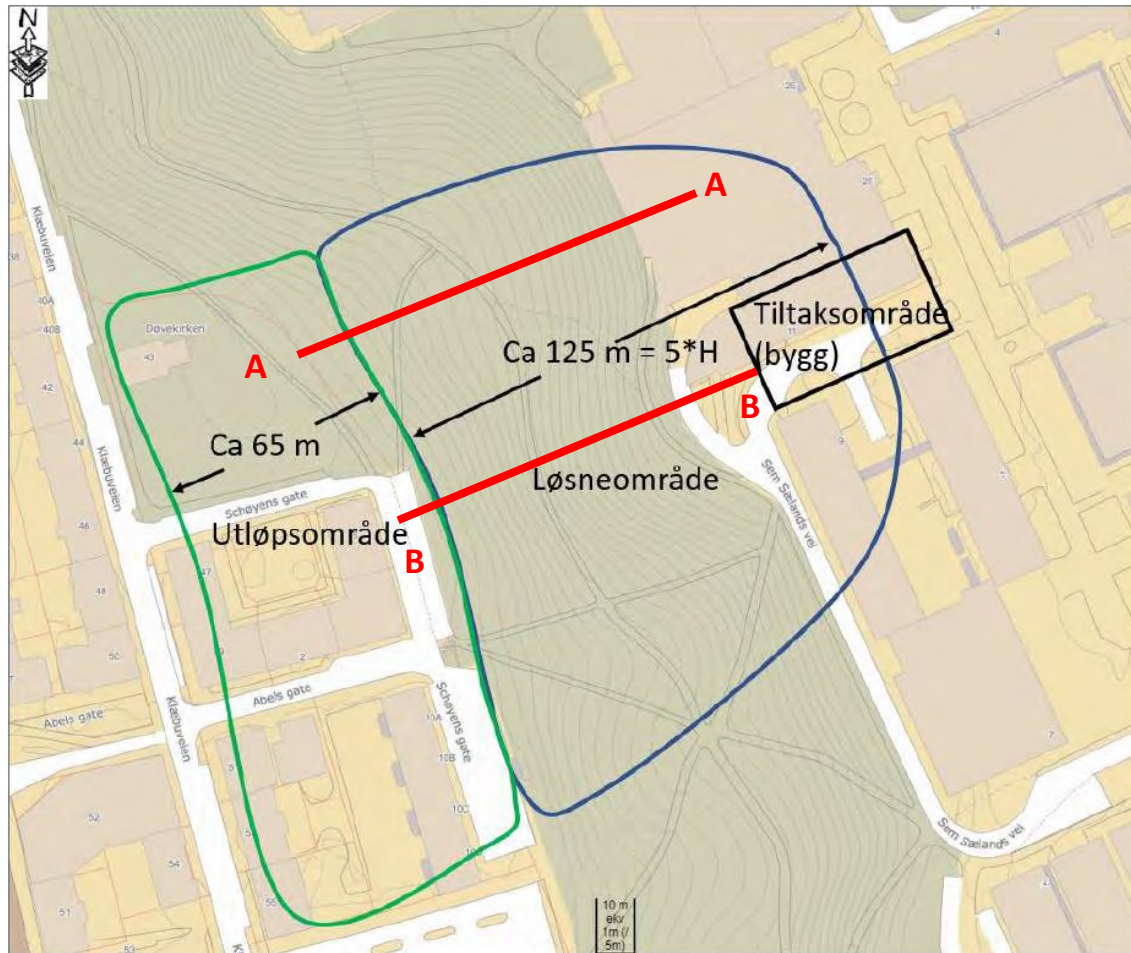
Norconsults poretrykksmålinger i 2019 og 2020 antyder grunnvannstand ca. 20 m under terreng i skråningstopp, ved ca. kote +25 i overgangen mellom de øvre lagene av silt/sand og de dypereliggende lagene med silt/leire. Inne på selve Gløshaugplatået er det et drenerende lag på ca. kote +35 og tilnærmet hydrostatisk poretrycksfordeling i dybden.

Poretrykksmålinger utført av NGI på 1950-tallet [3] og Kummeneje på 1980-tallet [2] antyder at det i nordre del av området kan finnes et hengende grunnvannsnivå på kote ca. +44/+46 i det øvre laget av silt/sand i perioder med intensiv nedbør i nordre del av skråninga mot Elektrobygget snitt A-A.

4 Sikkerhetsprinsipper

Det er påvist kvikkleire i området, og fare for områdeskred må derfor utredes for å tilfredsstille krav til NVE veileder 7/2014 [5]. Kapittel 4.5 i NVE-veilederen beskriver prosedyren for identifisering og avgrensning av kvikkleireområder med potensielle skredfarer (aktsomhetsområder, pkt. 1-5), avgrensning og faregradsevaluering (faregradsklassifiserte faresoner, pkt. 6-9) og til slutt stabilitetsanalyser (stabilitetsutredende faresoner, pkt. 10).

Vurdering av løсне- og utløpsområde og klassifisering av faresonen er utført i Norconsult rapport 5175072-RIG12 [1]. Sonen er plassert i risikoklasse 3, konsekvensklasse «alvorlig» og faregrad «lav». Løsne- og utløpsområde er vist i Figur 4.



Figur 4: Utsnitt fra Figur 8 i Norconsult rapport 5175072-RIG12 [1] viser løсне- og utløpsområde. Omtrentlig plassering beregningssnitt for gang- og sykkelvei er vist med rød strek.

4.1 Tiltakskategori

Tiltakskategori er knyttet til omfang av områdestabilitetsutredning, krav til kvalitetssikring og sikkerhetsnivå, og er gitt av tabell 5.2 i NVE 7-2014 [5]. Tiltakskategoriene K1/K2 omfatter «Byggverk, terrenginngrep og anlegg av begrenset størrelse og tyngde med lite personopphold», for eksempel gang- og sykkelveier. Planlagt tiltak vil påvirke områdestabiliteten negativt og må dermed plasseres i tiltakskategori K2.

4.2 Krav til sikkerhetsfaktor

For lokale glideflater som ikke berører kvikkleire/sprøbruddmateriale gjelder krav til beregningsmessig partialkoeffisient $\gamma_M \geq 1,25$ for effektivspenningsanalyser og $\gamma_M \geq 1,4$ for totalspenningsanalyser fra Eurokode 7.

For faregradsklasse «Lav» i tiltakskategori K2 er det krav om å dokumentere sikkerhetsfaktor $F \geq 1,4$ for områdestabilitet gjennom stabilitetsanalyser, eller dokumentere at tiltaket ikke medfører forverring av stabiliteten i faresonen. Stabilitetsberegninger skal kvalitetssikres av kollega, men det er ikke krav til kvalitetssikring ved uavhengig foretak.

5 Stabilitetsberegninger

5.1 Lagdeling og materialparametere

I stabilitetsberegningene er det tegnet opp en lagdeling som begrenser seg til de øvre lagene av silt og sand ettersom det kun er grunne glidesirkler i skråninga som er aktuelle for lokalstabilitet av gang- og sykkelveien. Valgte materialparametere er oppsummert i Tabell er basert på erfaringsbaserte styrkeverdier iht. Statens veivesens håndbok V220 kap. 2.9.5. [6].

Tabell 2: Drenerte styrkeparametere.

Materiale	Tyngdetetthet, γ	Friksjonsvinkel, ϕ	Attraksjon, a
Silt og sand	18 kN/m ³	32°	5 kPa
Fast sand	19 kN/m ³	36°	5 kPa

For materialparametere og lagdeling for dyptliggende lag av silt, leire og sprøbruddmateriale henvises til stabilitetsberegninger for områdestabilitet i Norconsults rapport 5175072-RIG12 [1].

5.2 Grunnvannstand og poretrycksforhold

I beregning av lokalstabilitet i snitt A-A er det som en konservativ antakelse tatt utgangspunkt i grunnvannsnivå ved kote +41 ved underkant av fremskutt kjeller under Elektrobygget. Dette for å se på lokalstabilitet i skråninga i perioder med mye nedbør. Det er antatt hydrostatisk fordeling av poretrykk i dybden.

5.3 Dimensjonerende laster

Det er benyttet en jevnt fordelt karakteristisk last på $q_k=10$ kPa for gang/sykkelvei. Variable laster er kun medtatt dersom disse har ugunstig effekt på stabiliteten. Med lastfaktor $\gamma_{Q,1}=1,30$ for variable laster (ugunstige) blir de dimensjonerende last på gang- og sykkelvei 13 kPa.

Hevet gs-vei på søyler

Med total bredde på vei og fortau på 5 m og antatt 5 m spenn i lengderetning mellom søyler blir fundamentlasten 163 kN per søyle. I beregningene er det brukt last på 200 kN per søyle for å ta høyde for egenvekt av konstruksjonen. I stabilitetsberegningene er søylelastene modellert som to jevnt fordelte laster med 1 m utstrekning i horisontalplanet.

Fylling i skråningstopp

Etter anvisning fra veiplanlegger er det antatt 0,5 m fyllingshøyde i forhold til eksisterende terreng i skråningstopp, med tyngdetetthet 19 kN/m³. For revidert alternativ 2 er høyden noe større.

5.4 Resultater fra stabilitetsberegninger

Det er bare er friksjonsmasser i de dybder som er relevante for skjærflater lokalt i skråning, og stabilitetsanalysene er derfor kun utført som drenert effektivspenningsanalyse (a ϕ -analyse). Det er ikke regnet på dypere glidesirkler for områdestabilitet ettersom Norconsults beregninger i rapport 5175072-RIG12 anses dekkende for situasjonen for planlagt gang- og sykkelvei.

Det er utført beregninger i to snitt:

- Snitt A-A: To søylelaster fra hevet gs-vei, se Figur 5.
- Snitt B-B: Veifylling i skråningstopp, se Figur 6.

Beregnet partialfaktor for kritiske skjærflater er presentert i Tabell 3, og plassering av beregningssnitt er vist i Figur 3.

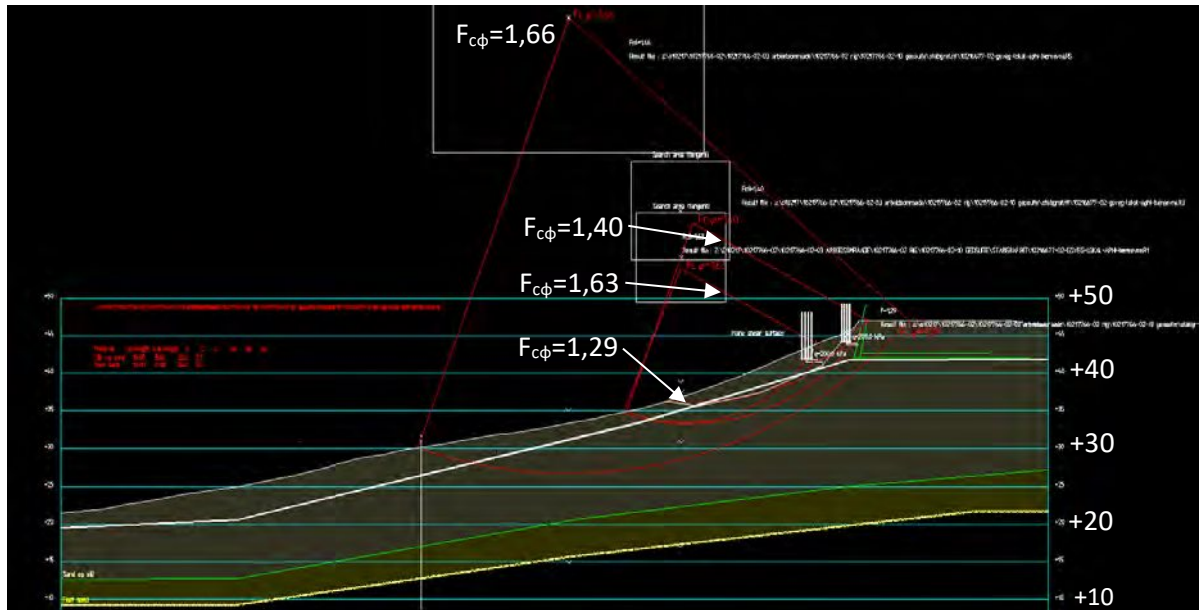
Tabell 3: Kritiske skjærflater fra stabilitetsberegninger i GeoSuite.

Snitt	Beskrivelse	Analyse	Skjærflate	Partialfaktor γ_M	Minstekrav
Snitt A-A	Lokalstabilitet skråning. Søylelaster $q = 200$ kPa i 1,5 m dybde, 1 m fundamentbredde	a ϕ	Sammensatt glideflate, øvre del av skråning	1,29	1,25 ok
			Sirkulærsylindrisk glideflate, bæreevne fundament i skråning	1,63	
			Sirkulærsylindrisk glideflate, øvre del av skråning	1,40	
			Sirkulærsylindrisk glideflate, tvunget gjennom nedre del av skråning	1,66	
Snitt B-B	Lokalstabilitet skråning. Veilast og fylling i skråningstopp, grunnvannstand kote +41	a ϕ	Sirkulærsylindrisk glideflate	1,37	1,25 ok
			Sirkulærsylindrisk glideflate	1,46	

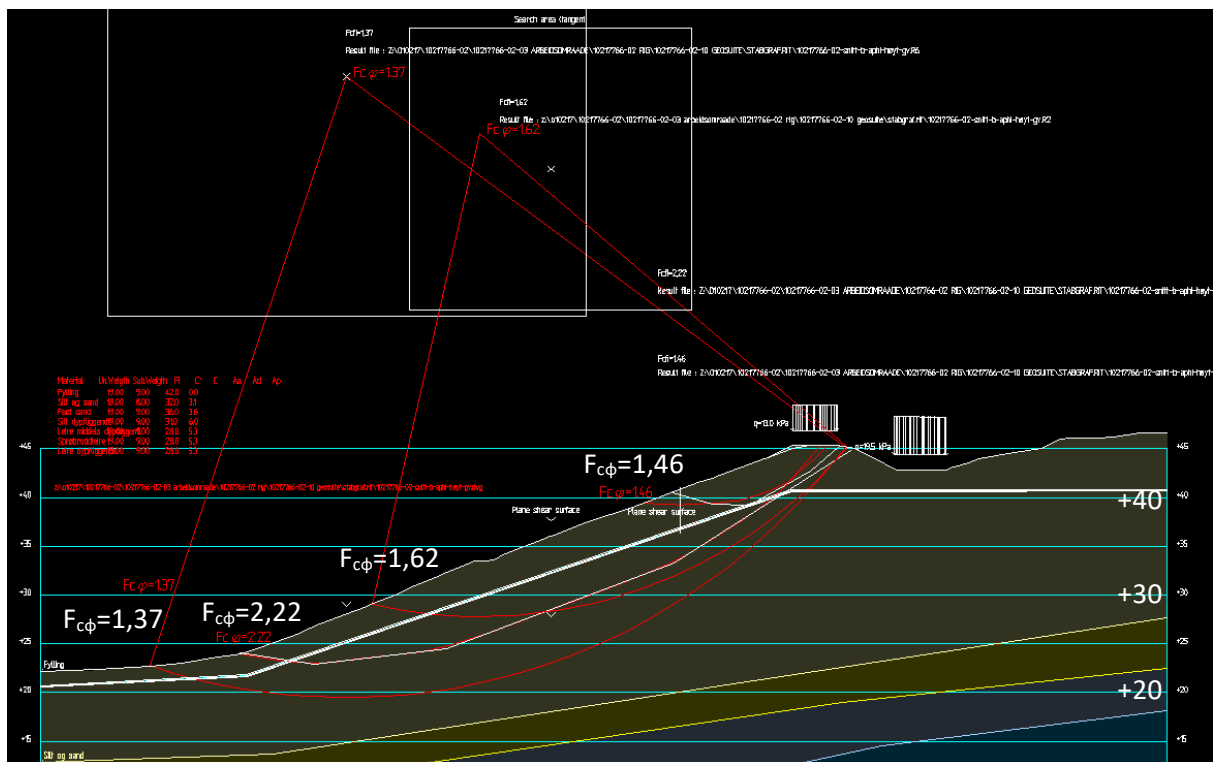
Innledende beregninger viser dermed at tiltaket oppfyller krav til $\gamma_M \geq 1,25$ for drenert analyse av lokalstabilitet i skråninga. Områdestabilitet for tiltaket er vurdert i avsnitt 6.3.

Beregningsresultatene for snitt B-B i Tabell 3 gjelder for en veibredde på 4,5 m. Med en bredde på 5,0 m (revidert alternativ 2) oppnås fortsatt stabilitet over kravet på $F > 1,25$.

Geoteknisk vurdering av gjennomførbarhet og områdestabilitet



Figur 5: Lagdeling og kritiske skjærflater i snitt A, utsnitt fra Geosuite Stability.



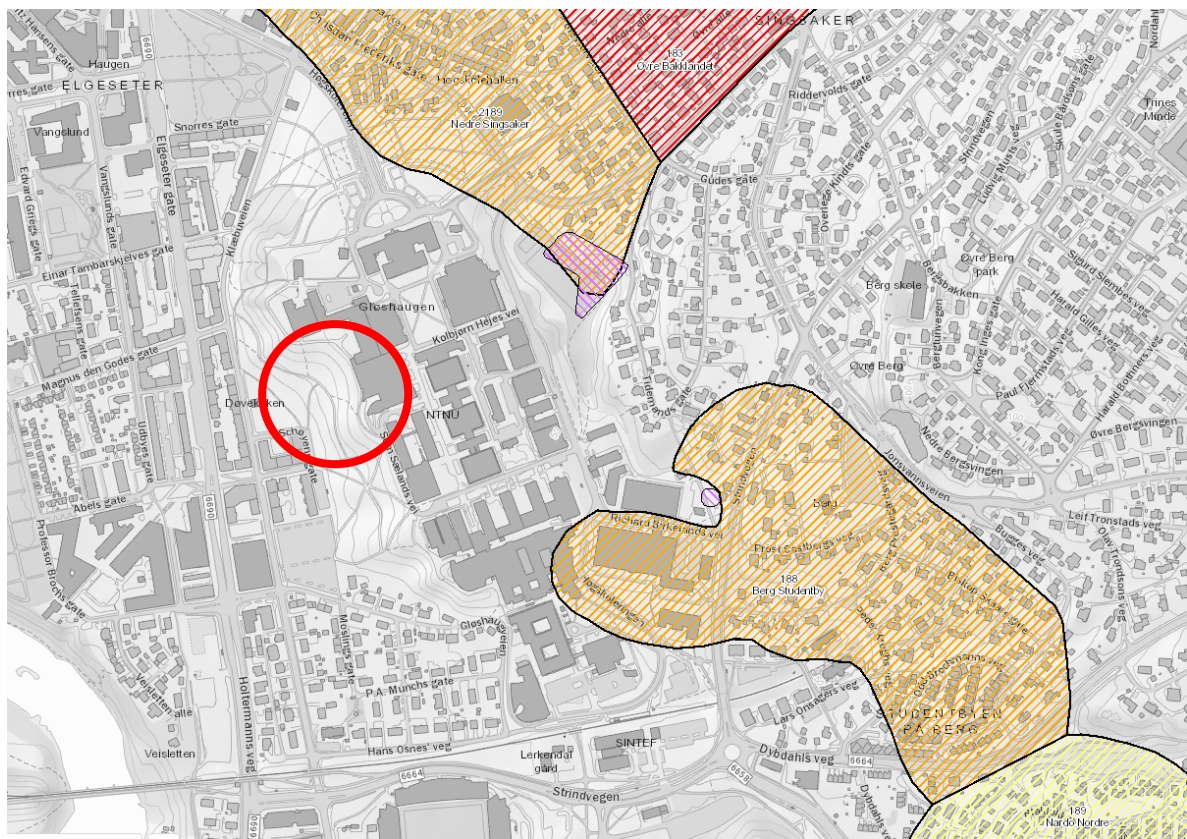
Figur 6: Lagdeling og kritiske skjærflater i snitt B, utsnitt fra Geosuite Stability.

6 Områdestabilitet

6.1 Kartlagte soner for kvikkeleireskred

Ifølge NVE Atlas [7] ligger ikke planområdet innenfor tidligere kartlagt kvikkeleirefarsone (se Figur 7). Nærmeste kvikkeleirefarsoner er sone 188 «Berg Studentby» ca. 320 m sørøst og 2189 «Nedre Singsaker» 340 m nordøst for planområdet. Lilla punkter og skravur viser henholdsvis borpunkter og områder hvor SVV har registrert kvikkeleire.

Grunnundersøkelser på Gløshaugenplatået har vist et dyptliggende kvikkeleirelag ved tiltaksområdet. Dette er utredet nærmere i Norconsults rapport 5175072-RIG12 [1]. Norconsult har avgrenset løсне- og utløpsområde og utført faregradsklassifisering for en ny faresone i det aktuelle planområdet. Utsnitt fra skisserte grenser for løсне- og utløpsområde fra Norconsults rapport er vist i Figur 7. Sonen er plassert i faregradsklasse «lav».

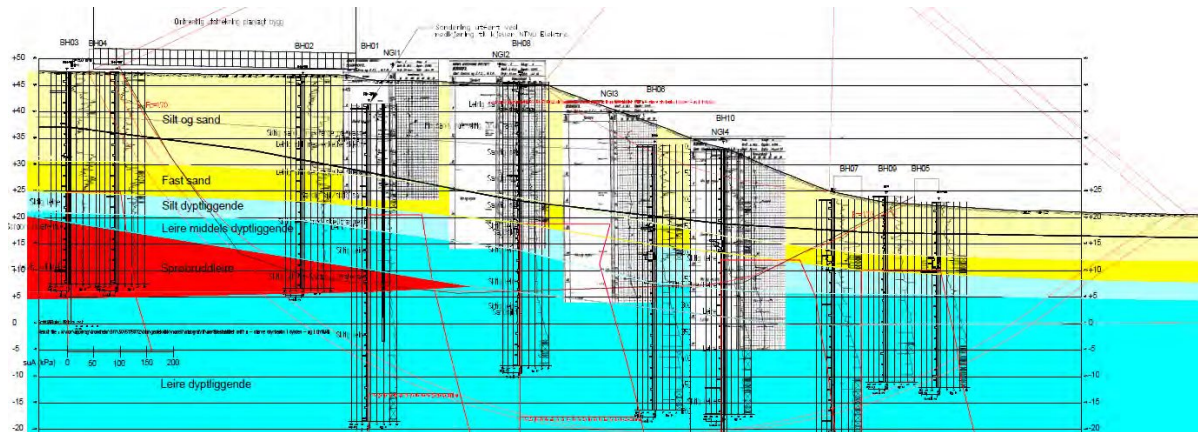


Figur 7: Utsnitt av kart hentet fra NVE Atlas [7]. Rød sirkel angir beliggenhet av planområdet.

6.2 Avgrensning av kvikkeleireforekomst

Laget av kvikkeleire/sprøbruddmateriale er tykkere i øst enn i vest og at det kiler ut i null mot skråningskanten i vest som vist i Figur 8. Laget ligger rundt 30 m under terrengnivå på selve platået. Mektigheten av kvikkeleire under Gløshaugenplatået øker mot øst og sør, og avtar mot nord og vest [4].

Geoteknisk vurdering av gjennomførbarhet og områdestabilitet



Figur 8: Utsnitt av tolket lagdeling Norconsult rapport 5175072-RIG12 [1], tegning V601. Mektighet av sprøbruddleire/kvikkleire avtar fra nord mot sør.

6.3 Områdestabilitet for planlagte tiltak i skråning

Plassering av Snitt B for sykkelveien samsvarer i stor grad med Norconsults beregningsnitt som er vurdert med tanke på områdestabilitet for tilbygg/påbygg til EFI-bygget [1]. Snitt A og B ligger rundt 50 m fra hverandre og har tilsvarende lagdeling og grunnforhold. Videre er topografien noe mer gunstig i snitt A, med slakere helning og en mer innspent situasjon.

For snitt B beregner Norconsult sikkerhetsfaktor over 1,4 for skjærflater ned i sprøbruddmaterialet. Sykkelvei-tiltaket ligger nært sirkelsentrum av de kritiske skjærflatene og påvirker dermed ikke områdestabilitetssituasjonen. Gitt noe bedre topografiske forhold i Snitt A vil sikkerhetsfaktor være over 1,4 også i snitt A. Videre er det stor overdekning og avstand ned til sprøbruddmaterialet fra sykkelveitiltaket. Det vil dermed ikke være noen tilleggsspenninger fra tiltaket som påvirker sprøbruddmaterialet.

Totaliteten i dette er at krav til sikkerhet for områdestabilitet iht. NVE 7/2014 for tiltakskategori K2 i faresone med «lav» faregrad vurderes å være oppfylt.

7 Vurdering av gjennomførbarhet

7.1 Delstrekning 1 – Fylling

Utvidelse av eksisterende gangsti for planlagt gang- og sykkelvei med 4,5 m til 5,0 m bredde medfører behov for fylling inntil ca. 0,5 m til 0,7 m i forhold til eksisterende terreng i skråningstopp. Beregning av lokalstabilitet i skråninga for fylling og trafikklaster viser at stabiliteten er tilstrekkelig for planlagt terreng, uten behov for lette masser eller andre stabiliserende tiltak.

7.2 Delstrekning 2 – Sykkelvei på søyler

Planlagt konstruksjon medfører punktlaster i søyler som etableres i øvre del av skråningen, se prinsipp i Figur 2. Det er gjort overslagsmessige antakelser om laster, egenvekt av konstruksjon, plassering i skråningen og fundamenteringsdybde som må etterprøves i forbindelse med detaljprosjektering.

Søylefundamentene må graves ned til frostfri dybde og etableres på banketter, eller fundamentene må frostsikres. Av hensyn til bæreevne i skrånende terreng er det ønskelig med god overdekning over fundamentnivå. Tillatt grunntrykk, nødvendig overdekning og dimensjonering av fundamentbredde vurderes i detaljprosjekteringsfasen når endelig plassering og laster foreligger.

Det forutsettes at fundamenter for søylene til gang- og sykkelveien plasseres i plan og dybde slik at fremskutt kjeller eller eksisterende støttemur ikke undergraves i anleggsfasen. Ved behov må det vurderes midlertidige oppstøttingstiltak for å unngå undergraving av kjeller og støttemur.

I forbindelse med detaljprosjektering må det foretas befarings og innmåling av eksisterende støttemur i skråningstopp og fremskutt kjeller ved Elektrobygget, se Figur 9. Når nøyaktig plassering og dimensjoner er kjent må det vurderes om disse konstruksjonene vil undergraves i forbindelse med etablering av søylefundamenter i skråninga.



Figur 9: Flyfoto fra kart.finn.no. Rød sirkel viser plassering av fremskutt kjeller med betongdekke vest for Elektrobygget. I skråningstopp er det en lav støttemur.

7.3 Øvrige delstrekninger

Det er kun delstrekning 1 og 2 som medfører tilleggslaste eller vesentlige terrenginngrep i forhold til eksisterende situasjon. Det er derfor ikke behov for geoteknisk vurdering for øvrige strekninger.

7.4 Anleggsgjennomføring

Riggplass må ikke plasseres ut mot skråningskant på topp av Gløshaugenplatået. Angrepspunkt for grunnarbeid med delstrekning 2 kan være fra nedsiden. Enten fra gangveien midt i skråninga og opp, eller fra bunn av skråninga.

8 Konklusjoner og videre arbeider

Planlagt tiltak vurderes som gjennomførbart mht. geotekniske forhold, og krav til sikkerhetsfaktor for lokalstabilitet og områdestabilitet er oppfylt.

I detaljprosjekteringsfasen må det utføres mer detaljerte beregninger av lokalstabilitet og bæreevne med konstruksjonslaste fra RIB, faktiske dimensjoner og endelig plassering av konstruksjonen i skråningen.

Kotenivå, dimensjoner og plassering av fremskutt kjeller i skråningstopp ved Elektrobygget må befares og innmåles. I detaljprosjekteringsfasen må det vurderes nødvendige tiltak for å unngå undergraving av kjelleren i anleggsfasen.

Riggområder, mellomagring av masser og praktisk utførelse av fundamenteringsarbeider og fylling i skråninga avklares i detaljprosjekteringsfasen.

9 Referanser

- [1] Norconsult, «5175072-RIG12 versjon 2. SINTEF Horizon - områdestabilitetsutredning av Gløshaugens vestskråning ved EFI,» 2020.
- [2] Kummeneje, «o.5027. NTH - Elektronisk avdeling, nybygg/tilbygg,» 1984.
- [3] NGI, «o.0268. Grunnundersøkelser på vestsiden av Gløshaugplatået,» 1956.
- [4] Multiconsult, «415913-RIG-RAP-002_rev00. Gløshaugen-Bakklandet kvikkleireområde. Hovedprosjekt Trinn 1. Geoteknisk vurdering - prinsipper for videre utredning av områdestabilitet.,» 2014.
- [5] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Veileder nr. 7-2014: Sikkerhet mot kvikkleireskred,» Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, 2014.
- [6] Statens veivesen, «Håndbok V220: Geoteknikk i veibygging,» Jun. 2014.
- [7] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «www.atlas.nve.no».
- [8] Statens veivesen, «Håndbok N200: Veibyging - gjeldende fra 15. juli 2018,» Jul. 2018.
- [9] Multiconsult Norge AS, «10208907-RIG-NOT-002 Geotekniske dimensjoneringsparametere,» 2019.
- [10] Kartverket, <https://www.kartverket.no/sehavniva/>, lastet ned 21.2.2019..
- [11] Statens veivesen, «30452-GEOT-1 E39 Skipenes bru, Geoteknisk datarapport,» 2018.
- [12] Multiconsult Norge AS, «10208907-RIG-RAP-002 Geoteknisk datarapport. Supplerende grunnundersøkelser for E39 Skipenes bru,» 2019.
- [13] H. B. Ottesen, «"VS: Tiltakskategorier - tabell 0-2 V220 (Skipenes bru)" E-post (4.mars 2019)».

SINTEF Energi

► Forprosjekt SINTEF Horizon - geoteknisk vurderingsrapport

Oppdragsnr.: 5175072 Dokumentnr.: 5175072-RIG11 Versjon: B01 Dato: 2019-06-28





Oppdragsgiver: SINTEF Energi
Oppdragsgivers kontaktperson: Per Normann Mikalsen
Rådgiver: Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Bjørnar Hamstad
Fagansvarlig: Arnfinn Emdal
Andre nøkkelpersoner: Egil A. Behrends, Christofer Klevsjø

B01	2019-06-28	Foreløpig: For informasjon/kommentar	Arnfinn Emdal Egil A. Behrends	Til kontroll	
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.



► Sammen drag

Norconsult er engasjert av SINTEF Energi for geoteknisk prosjektering i forprosjektfasen for et påbygg på SINTEF Energis bygg på vestsiden av Gløshaugen i Trondheim. Terrenget ligger her på ca. kote +47.

Påbygget, kalt SINTEF Horizon, er på tre etasjer over eksisterende bygg og en utvidelse i 7 etasjer langs sørsiden av eksisterende bygg, samt utbygging av kjellerarealer under utvidelsen og under bakken mot NTNUs bygninger Gamle og Nye Fysikk i syd. Lastene fra påbyggets 3 etasjer skal føres ned utenfor det eksisterende SINTEF Energi-bygget slik at dette i minst mulig grad påvirkes av påbygget.

På grunn av omgivelser, rystelser og tidligere skadehistorie ved utbygging i området ikke aktuelt med ramming av peler eller spunt.

Det eksisterende SINTEF-bygget (EFI-bygget) ligger i kontakt med glassgården i NTNU Elektrobygget. Dette har ført til at dypfundamentering på jetpeler her er utredet som løsning for å minimalisere påvirkningen på de eksisterende konstruksjoner, tilhørende både SINTEF og NTNU.

Vurderingene er gjort med basis i grunnundersøkelser utført av NGI og firma Ottar Kummeneje på 50-, 60- og 80-tallet for det eksisterende bygget og for utbyggingen av NTH-Elektrobygget, samt nylig utførte grunnundersøkelser for den aktuelle utbyggingen (Norconsult). De tidligere undersøkelsene er i hovedsak gjort nord for prosjektet og viser forholdsvis løs eller middels fast silt med en del leire- eller finsandlag ned til anslagsvis 12 meters dybde, derfra er det funnet fastere masser før overgang til leire i større dyp. De nye undersøkelsene viser at dyptliggende leire stedvis klassifiseres som sprøbruddmateriale. Dette vil utløse en vurdering av stabilitet etter NVEs regler for utbygging i kvikkleireområder.

Den skisserte løsningen medfører nedføring av laster fra påbygget til fordelingsbjelker i tre akser langs byggets lengderetning. Disse er i utgangspunktet tenkt understøttet av enkeltpeler i form av jetpeler. For heishusene er det skissert underpinning av EFIs eksisterende heishus for å ta større laster og fullt fundament for nytt heishus i tilbygget, begge deler utført med jetpeler.

Utbygging av kjeller vil medføre undergraving inntil fundamentene av eksisterende SINTEF-bygg (EFI), samt NTNU Gamle Fysikk. Mot NTNU Nye Fysikk blir det utgravd omtrent til eksisterende bankettnivå. For å støtte opp disse byggene i utgravingsfasen og i permanent tilstand, er det vurdert installasjon av jetpeler som kontinuerlig vegg oppunder byggenes fundamenter (underpinning).

For EFI-bygget fører underpinningen og lastopptaket i jetpeleveggen til at nytt og gammelt bygg vil måtte henge sammen. Følgelig er det svært viktig å begrense de setninger som vil oppstå på grunn av nybyggingen. Dette har vært et hovedfokus i forprosjektvurderingene.

Prosjektet klassifiseres slik:

Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering:	2
Geoteknisk kategori:	2
Seismisk grunntype:	D

Grunnforholdene er preget av lagdelt silt, sand, leire og grus over en dyp avsetning av leire. Dypfundamenteringen er tenkt ført ned til et 5 – 7 meter tykt fast lag av friksjonsmasser som ligger over leira. Dette medfører at jetpelene blir ca. 15-17 meter lange i gjennomsnitt.

For detaljprosjektering vil det være nødvendig med ytterligere grunnundersøkelser, både sondering med CPTU og prøvetaking. Grunnundersøkelsene må kartlegge avgrensningen / utbredelsen av



sprøbruddmateriale / kvikkleire mer nøyaktig enn grunnundersøkelsene i forprosjektfasen har gjort. En slik grunnundersøkelse vil også bidra til bedre grunnlag for detaljprosjektering av bygget.



► Innhold

1	Bakgrunn	7
1.1	Aksebetegnelser	9
2	Terreng og grunnforhold	10
2.1	Terreng	10
2.2	Oversikt over geotekniske rapporter (tidligere og nye)	10
2.3	Marin grense, kvikk leire	11
2.4	Grunnvann	11
2.5	Lagdeling	11
3	Prosjekteringsforutsetninger	12
3.1	Styrende regelverk og klassifisering iht. dette	12
	Krav til beregningsmessig sikkerhet	14
3.2	14	
3.3	Laster og geometri	14
3.4	Belastninger	14
3.4.1	<i>Gamle Fysikk</i>	15
3.4.2	<i>EFIs sydvegg (akse midt)</i>	15
3.4.3	<i>EFIs heishus (akse midt)</i>	15
3.4.4	<i>Nybygg</i>	15
3.5	Plassering av bygg, nivå for kjeller	16
3.5.1	<i>Profil gjennom Gamle Fysikk</i>	16
3.5.2	<i>Profil gjennom Nye Fysikk</i>	17
3.6	Jordegenskaper	17
3.7	Jetpeler	17
4	Oversikt over geotekniske problemstillinger	19
4.1	Fundamenteringsmetoder	19
4.2	Bæring av søylelaster for nye etasjer	19
4.3	Utbygging av ny kjeller mellom EFI og Gamle og Nye Fysikk (GF og NF)	19
4.4	Understøttelse av Gamle Fysikk (GF) for å kunne grave ut for ny kjeller	20
4.5	Understøttelse av EFIs sydvegg (akse midt) for å kunne grave ut for ny kjeller	20
4.5.1	<i>Understøttelse av EFIs gamle fundament i akse midt samt støttevegg for utgraving</i>	20
4.5.2	<i>Lastopptak fra nybyggets søyler i akse midt</i>	20
4.5.3	<i>Lastopptak fra tilleggslast fra gammel EFI-heissjakt/trappehus</i>	20
4.6	Understøttelse av Nye Fysikk (NF) for å grave ut for ny kjeller	20
4.7	Fundamentering av ny heissjakt	21
4.8	Forsterkning av gammel heissjakt	22
4.9	Konflikt med eksisterende konstruksjoner i bakken – stag fra spunt	22



5	Beregningsresultater	23
5.1	Akse nord – mot Glassgården (NTNU Elektro)	23
5.2	Akse midt – søndre fasade av eksisterende SINTEF Energi (EFI)	24
5.3	Akse syd – i gatearealet mot Fysikkbygningene	26
5.4	Akse Gamle Fysikk – understøttelse av Gamle Fysikks nordvegg	26
5.5	Akse Nye Fysikk – utgraving for kjeller mot Nye Fysikks (NFs) nordvegg	28
5.6	Eksisterende heissjakt	28
5.7	Ny heissjakt	29
6	Konklusjon og anbefalinger	31
7	Videre arbeid	32
7.1	Grunnundersøkelser	32
7.2	Omfang av jetpeler – optimalisering av lengder og antall	32
7.3	Øvrig geoteknisk prosjektering	32
8	Referanser	33

TEGNING V200: Illustrasjonsskisse for jetpeling

VEDLEGG A: Tverrprofiler med inntegnet grunnundersøkelsessonderinger og jetpeler



1 Bakgrunn

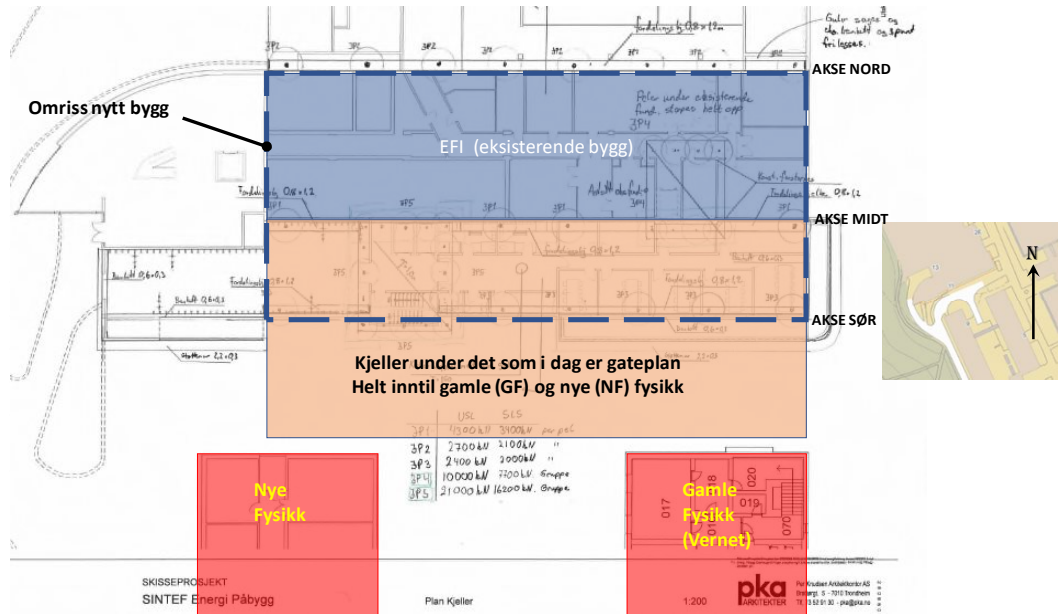
Norconsult er engasjert av SINTEF Energi for geoteknisk prosjektering i forprosjektfasen for et påbygg på SINTEF Energis bygg på vestsiden av Gløshaugen i Trondheim.

Planlagt bygg har navn SINTEF Horizon og består av et påbygg på tre etasjer over eksisterende bygg, en utvidelse i 7 etasjer langs sørsiden av eksisterende bygg, samt kjellerarealer under utvidelsen og sydover mot Fysikkbygningene (NTNU).

Lastene fra påbyggets 3 etasjer skal føres ned utenfor det eksisterende SINTEF Energi-bygget slik at dette i minst mulig grad påvirkes av påbygget. Det eksisterende SINTEF-bygget (EFI-bygget) ligger også i kontakt med glassgården i Elektrobygget. Dette har ført til at dypfundamentering på jetpeler her er utredet som løsning for å minimalisere påvirkningen på de eksisterende konstruksjoner, tilhørende både SINTEF og NTNU.



Figur 1 Plassering av bygg på Gløshaugen i Trondheim



Figur 2 Plan over eksisterende bebyggelse og planlagt utbygging



Figur 3 Oppriss over eksisterende bygg og nybygg



1.1 Aksebetegnelser

I denne fasen har vi valgt å betegne hovedaksene for fundamentering som følger:

Tabell 1 Aksebetegnelser

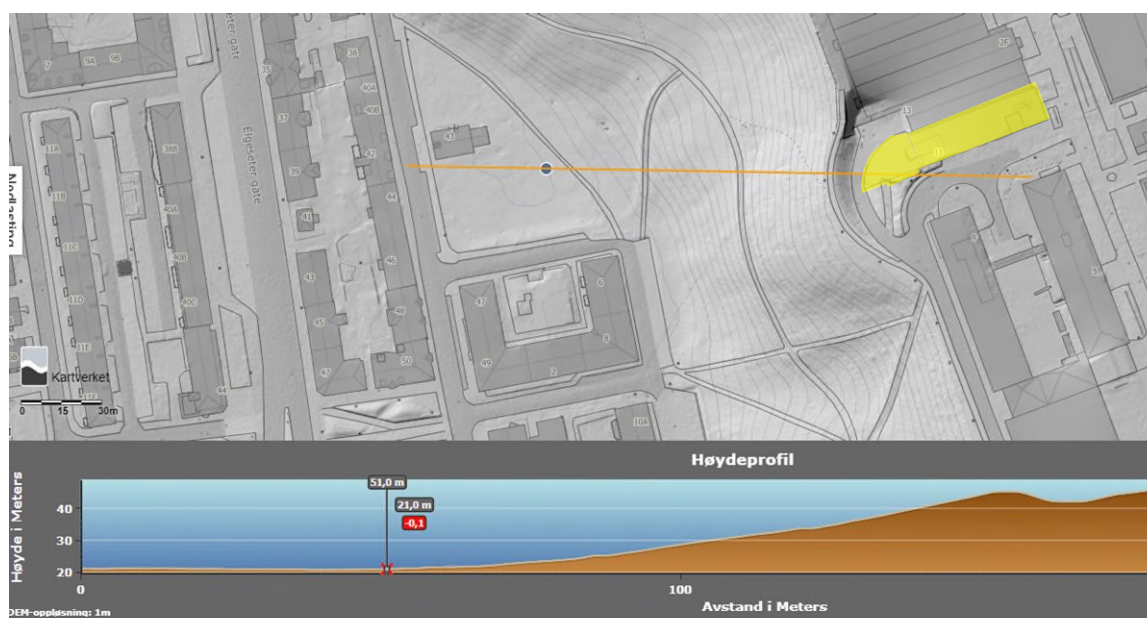
Aksebetegnelse	Beskrivelse
Akse Nord	Mot eksisterende glassgård i NTNU Elektro (bygget på 1980-tallet)
Akse Midt	EFIs (SINTEF Energis) langsida mot syd
Akse Sør	Søndre avgrensing av nytt påbygg, dvs. i gaten mot Gamle og Nye Fysikk
Akse Gamle Fysikk	Akse som går under GFs nordvegg, dvs. ut mot ny kjeller
Akse Nye Fysikk	Akse som går under NFs nordvegg, dvs. ut mot ny kjeller



2 Terreng og grunnforhold

2.1 Terreng

Gløshaugplatået ligger ved EFI-bygget på ca. kote +47. Det faller av nedover mot Klæbuveien på ca. kote +21 som vist i Figur 4. I forkant av bygget ut mot Høgskoleparken vises det en forsenkning. Denne er utgraving for nedkjøring til kjeller under elektrobygget bygget på 1980-tallet.



Figur 4 Høydeprofil fra Klæbuvegen opp til Gløshaugplatået. EFI-bygget markert med gult.

2.2 Oversikt over geotekniske rapporter (tidligere og nye)

Tabell 2 - Geotekniske rapporter benyttet for vurdering

Rapportnavn	Oppdrags-/rap.nr	Utarbeidet av/dato
Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for skråningen på vestsiden av Gløshaugplatået i Trondheim	NGI rapport O.268	NGI 12. januar 1956
Besiktigelse og grunnundersøkelse i byggegroppen for nytt Elektrobygg, blokk B, N.T.H., Trondheim.	NGI Rapport O.268-4	Februar 1958.
NTH's Interesseområde. Oversikt over Grunnundersøkelser og fundamenteringsforhold	Ottar Kummeneje rapport o.274	Kummeneje 6. januar 1964
NTH – Elektroteknisk avdeling og Elektrisitetsforsyningens Forskningsinstitutt. Grunnundersøkelser for tilbygg.	Kummeneje rapport o.3493	Kummeneje 1. april 1981
Statens bygge- og eiendomsdirektorat NTH-ELA. Geoteknisk anbudsrapport.	Kummeneje rapport o.4098 Rapport nr. 2	Kummeneje 30.08.84
SINTEF Horizon – Geotekniske datarapport,	Norconsult rapport 5175072-RIG03	Norconsult juni 2019



Grunnundersøkelsesrapportene fra før 2019 er gjort tilgjengelig av NTNU. Rapporter og tegninger fra bygging av NTH-ELA er gjort tilgjengelig fra Reinertsens arkiv (i dag ÅF Engineering).

2.3 Marin grense, kvikkleire

Området ligger under marin grense. Det skal derfor vurderes med hensyn på eventuell forekomst av kvikkleire.

I de tidligere grunnundersøkelser, Ref. 6 og Ref. 8, som er brukt som underlag for vurdering i skisseprosjektet er det ikke påvist sensitive eller kvikke sedimenter i området. Grunnundersøkelsene utført av Norconsult våren 2019, Ref. 11 og Ref. 12, påviste sprøbruddmateriale (sensitiv leire) i enkelte dypere liggende lag ved undersøkelsespunkt på hjørnet av Gamle Fysikk, det vil si ved sydvestre hjørne av planlagt utbygging. Det må derfor gjøres en områdestabilitetsvurdering før utbygging. Behov for områdestabilitetsvurdering er nærmere beskrevet i notat 5175072-RIG10, Ref. 10.

2.4 Grunnvann

Poretrykk er registrert ved en rekke undersøkelser på vestsiden av plataet og det er funnet et drenerende øvre lag med et hengende grunnvannsspeil ned mot kote +35, her er poretrykkene i hovedsak målt til å være under 50 – 60 kPa. Fra +35 og videre er det funnet omlag hydrostatisk grunnvannsstand. Nye undersøkelser viser at nivået på dette ligger på ca. kote +36.

2.5 Lagdeling

Lagdeling i grunnen under tomten er vist i Vedlegg A. I vedleggets figur 1 og 2 er vist to profilsnitt, ett gjennom Gamle Fysikk mot NTNU Elektro og ett gjennom Nye Fysikk mot NTNU Elektro. I profilene er også inntegnet eksisterende bygg fra skisseprosjektet (RIB).

Lagdelingen viser et topplag av i hovedsak siltige masser over et grovere og fastere sandlag av tykkelse 2-4 meter. Overgangen ligger i ca. kote +39 +/- 2 meter. Under sandlaget er det et 5 – 8 meter tykt lag av leire som er middels fast til fast. I kote +27 til +30 er det overgang til et fast sandlag av tykkelse 6 – 7 meter. Laget har noe lagdeling med innslag av silt og sand. Under dette er det i kote +20 - +25 overgang til et dypt leirlag. Dette er øverst siltig leire, fast og middels sensitiv, som i kote +15 til +20 går over til å være meget sensitiv. Det er påvist kvikkleire i kote +10.



3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Styrende regelverk og klassifisering iht. dette

Geoteknisk prosjektering skal utføres med bakgrunn i gjeldende regelverk, standarder og håndbøker, samt andre relevante publikasjoner. De viktigste for det aktuelle prosjekt kan oppsummeres slik:

- Byggteknisk forskrift (TEK 17)
- Byggesaksforskriften (SAK 10)
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Ref. 1.
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler, Ref. 2.
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Ref. 3.

Ved vurderingen kan en i tillegg bruke:

Statens vegvesens håndbok: V220 Geoteknikk i vegbygging, Ref. 4.

Norsk geoteknisk forening: Peleveiledningen (2012), Ref. 5.

TEK 17 § 10-1 sier: *"Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet for personer og husdyr, og slik at det ikke oppstår sammenbrudd eller ulykke som fører til uakseptabelt store materielle eller samfunnsmessige skader."* I veiledningen til dette står m.a.: *"Forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet vil være oppfylt for konstruksjoner dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard som angitt i dette kapittelet."*

TEK17 § 10-2 (3) angir følgende: *"Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg."*

I veiledningen til dette står: *"Kravene i forskriften er oppfylt dersom metoder og utførelse følger Norsk Standard. En korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det sikkerhetsnivået som forskriften krever."*

Ved å benytte standarder (Eurokoder) anses kravene i TEK17 § 10 være ivaretatt.



Klassifisering av tiltaket ut fra gjeldene regelverk er gitt i Tabell 3.

Tabell 3 - Klassifisering iht. til gjeldende regelverk

Klassifisering	Begrunnelse
Konsekvens- og pålitelighetsklasse:	Omfanget av prosjektet vurderes ut fra de angitte beskrivelsene for de ulike konsekvensklassene (CC), Tabell B1 fra Ref. 1, se Figur 15.
CC2/RC2	Pålitelighetsklasse (RC) iht. Tabell NA.A1(901) fra Ref. 1, se Figur 16.
Kontrollklasse – prosjektering PKK2 Utvidet kontroll kreves	Krav til kontroll for prosjektering blir definert av konsekvens- og pålitelighetsklassen. Ut fra Tabell NA.A1 (902), Ref. 1, defineres kontrollkravet, se Figur 17. RC2 krever PKK2 som krever utvidet kontroll. NA.A1(903.4), se Figur 17, sier at "Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket."
Kontrollklasse – utførelse UKK2 Utvidet kontroll kreves	Krav til kontroll for utførelse blir definert av konsekvens- og pålitelighetsklassen. Ut fra Tabell NA.A1 (903), Ref. 1, defineres kontrollkravet, Figur 17. RC2 krever UKK2 som krever utvidet kontroll. NA.A1(904.4) Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 skal bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering: 2	Tiltaksklasse fastsettes ut i fra Tabell 2 i veiledning til Byggesaksforskriftens § 9-4. Kriterier for tiltaksplassering for prosjektering bestemmer tiltaksklasse for prosjektet. Tiltaksklasse 2 omfatter blant annet: "Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2". I henhold til byggesaksforskriften (SAK10, paragraf 14-2 2. ledd c)) utløser dette krav om uavhengig kontroll. Dersom det utføres utvidet kontroll i henhold til Eurokode 0, Ref. 1, kan den uavhengige kontrollen begrenses til en kontroll av at utvidet kontroll er gjennomført (3. ledd).
Geoteknisk kategori: 2	Kap. 2.1 i Ref. 2 gir premisser for valg av ulike geotekniske kategorier. Valg av geoteknisk kategori 2 for dette tiltaket tilfredsstiller punktene listet opp i standardens kap. 2.1. (17) Geoteknisk kategori 2 bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold. (18) Prosjektering av konstruksjoner i geoteknisk kategori 2 bør normalt omfatte kvantitative geotekniske data og analyse for å sikre at de grunnleggende kravene vil bli oppfylt. (19) Rutinemessige prosedyrer for felt- og laboratorieprøving og for prosjektering og utførelse kan brukes for prosjektering i geoteknisk kategori 2. MERKNAD Følgende er eksempler på konvensjonelle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som er i samsvar med geoteknisk kategori 2. <ul style="list-style-type: none"> - sålefundamentering; - platefundamentering (hel såle); - pelefundamentering; - vegger og andre støttekonstruksjoner som holder igjen jord eller vann; - utgravinger; - brupilarer og landkar; - fyllinger og jordarbeider; - jordforankringer og andre forankringssystemer; - tunneler i hardt, massivt berg hvor det ikke stilles spesielle krav til vannetthet eller annet.
Seismisk grunntype: D	Grunntype fastsettes ut fra Tabell 3.1 i Ref. 3, se Figur 18.



3.2 Krav til beregningsmessig sikkerhet

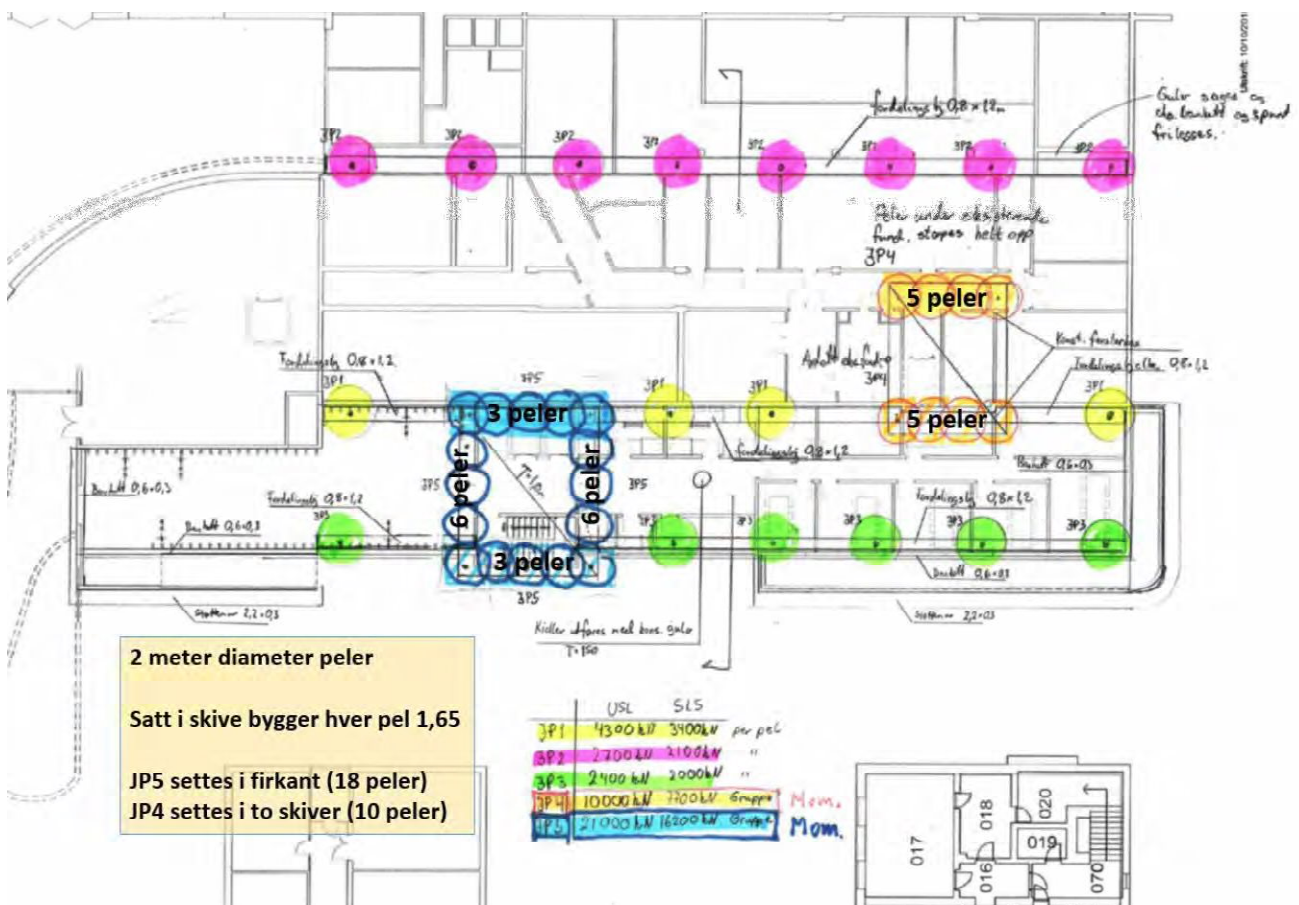
Krav til partialfaktorer for beregningsmessig sikkerhet gis av Eurokode 7, Ref. 2, se også Figur 19.

Peleveiledningen, Ref. 5, gir føringer for beregning av dimensjonerende kapasitet av peler. Jetpeler er omhandlet i Peleveiledningen. Der jetpeler er benyttet som enkeltpeler er pelenes kapasitet vurdert opp mot Peleveiledningens krav. Der jetpeler er benyttet som avstivning for utgraving er Eurokode 7 benyttet.

3.3 Laster og geometri

Laster kommer ned i akser som vist i Figur 5, som viser lastbildet fra skisseprosjektet. Lastene kommer ned i søyler og under trappe-/heishuset i gammelt EFI-bygg og tilsvarende for nytt bygg.

Lastene er i forprosjektet ikke endret, men ved endret konsept med kjeller er heishuset for nybygget flyttet ut i arealet mellom EFI og Nye Fysikk.



Figur 5 Laster slik som definert i skisseprosjektet. Plassering og omfang av jetpeler er vesentlig endret fra det som vises i denne figuren.

3.4 Belastninger

Vertikallaster nybygg: som angitt i Figur 5.



Horisontallaster: Det er forutsatt at frittstående jetpeler ikke blir påkjent av horisontallaster. Horisontallaster fra bygg forutsettes tatt opp som jordtrykk mot kjellervegger og som horisontallast mot tilstøtende kjeller under Elektroglassgården (Glassgården i NTNU Elektrobygning).

3.4.1 Gamle Fysikk

Veggtykkelse 0,6 m, murbygg, antatt lastbæring 3 meter inn. Bredden er cirka 16 m.

Det er antatt en gjennomsnittlig last per etasje lik 10 kN/m² samt regnet egenvekt av endeveggen.

Bruksgrenselast, SLS: 265 kN/m, bruddgrenselast, ULS: 350 kN/m.

Minimumslast i utgravingsfasen: 160 kN/m.

3.4.2 EFIs sydvegg (akse midt)

Antatt bæring ¼ av bredden på 13 m. Det er gjort følgende anslag på linjelast fra dette bygget.

Bruksgrenselast, SLS: 160 kN/m, bruddgrenselast, ULS = 250 kN/m.

Minimumslast i utgravingsfasen: 100 kN/m. I denne fasen er denne lasten stabiliserende for jetpeleveggen og minimumsverdien er derfor benyttet som konservativ verdi for lasten.

3.4.3 EFIs heishus (akse midt)

EFIs gamle heishus er tenkt forsterket for å ta ekstra laster fra vindavstivning av nybygg. Lastene er gitt i Figur 5 og forstås som samlet last som påvirker enkeltrader, dvs. alt på raden inne i kjelleren eller på raden langs yttervegg.

3.4.4 Nybygg

Laster som angitt i Figur 5 og Tabell 4. Lastene representerer enkeltlaster under søyler eller last på samling av jetpeler. Byggetekniker har opplyst at lastenes størrelse ikke vil avvike vesentlig fra estimatene gitt i skisseprosjektfasen.

Tabell 4 Laster og beskrivelser

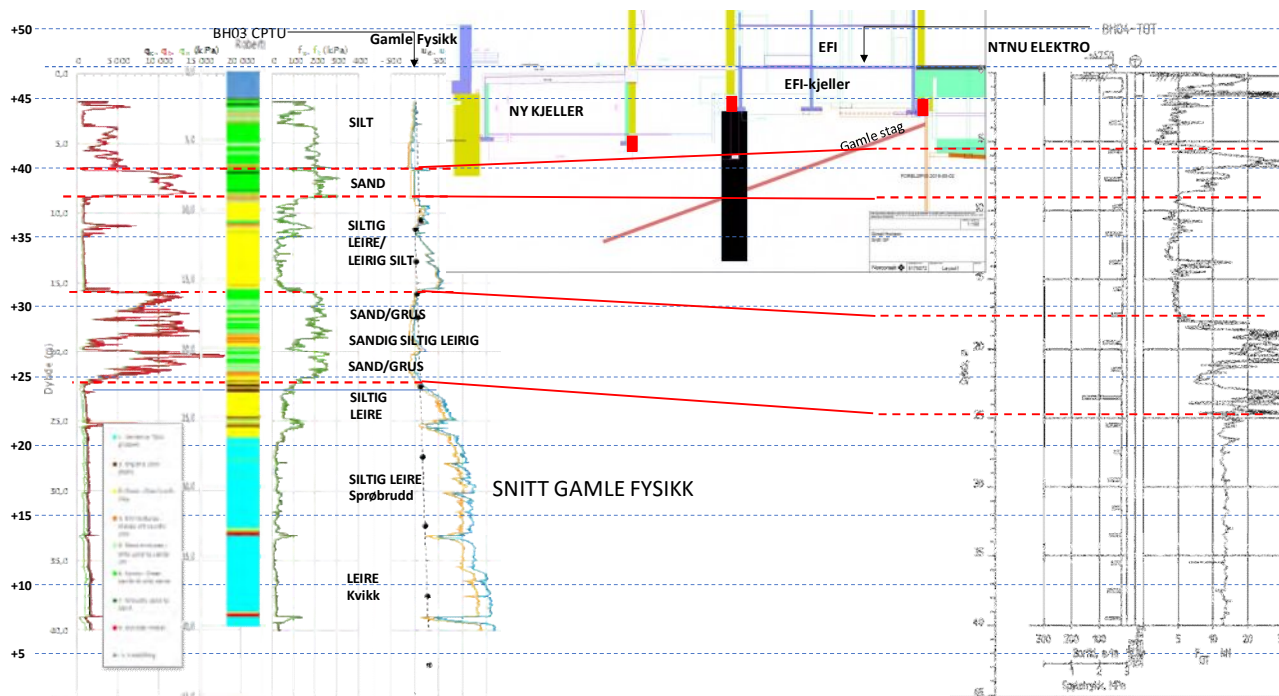
Posisjon	Bruksgrense (SLS) kN	Bruddgrense (ULS) kN	Søyleavstand meter	Merknad
Akse nord	2 100	2 700	6	Kun enkeltsøyler
Akse midt	3 400 (567 kN/m)	4 300 (717 kN/m)	6	Her er løsning endret til kontinuerlig vegg (linjelast i parentes)
Akse syd	2 000	2 400	6	Enkeltsøyler
Heissjakt nybygg	16 200	21 000	Kvadrat ca. 9x9 m Nye dimensjoner vil komme.	Jetpel i kassetvernsnitt. Direkte fundamentering på kvadratisk plate bør utredes
Heissjakt i gammelt EFI (akse midt)	7 700	10 000	På rad av lengde ca. 5,5 m	Inngår som del av underpinning under langvegg
Heissjakt i gammelt EFI (under bygget)	7 700	10 000	På rad av lengde ca. 5,5 m	Installert fra kjeller, stående som separat skive



3.5 Plassering av bygg, nivå for kjeller

Overkant kjellergulv er planlagt til kote +42,6. Dette medfører utgraving omtrent til kote +42,0.

3.5.1 Profil gjennom Gamle Fysikk

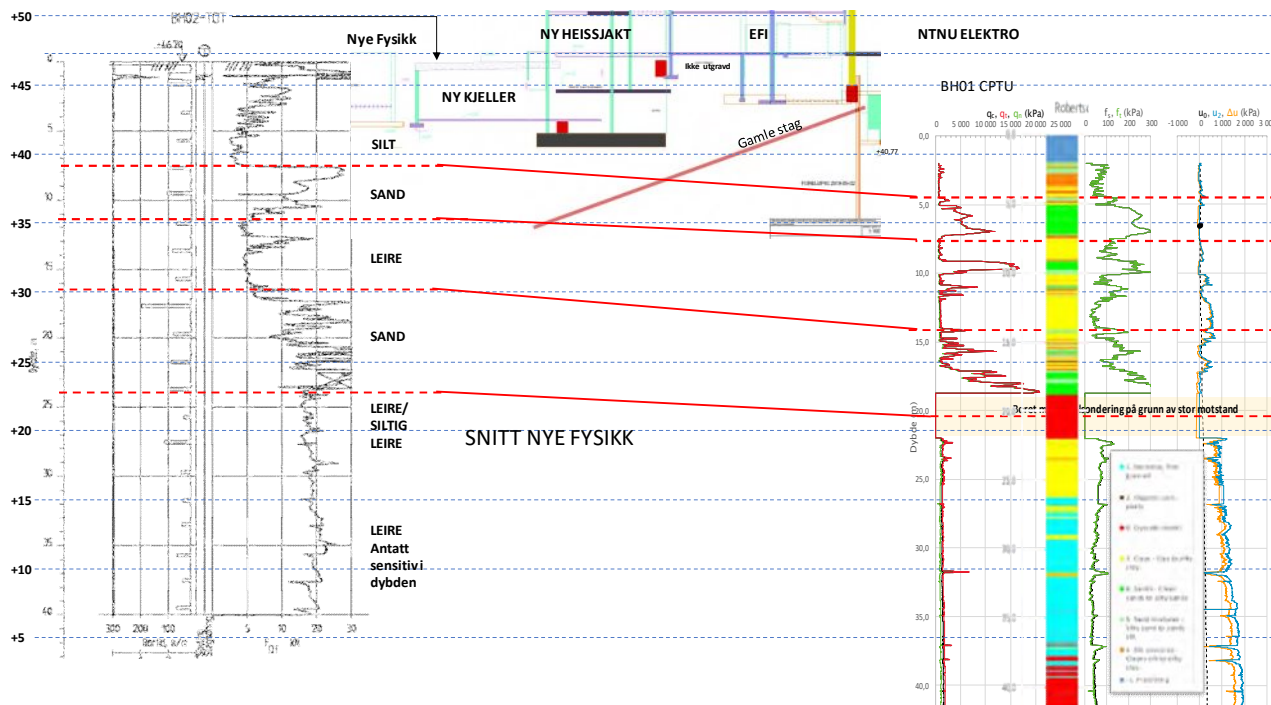


Figur 6 Snitt gjennom Gamle Fysikk, EFI og Elektro som viser plassering av nytt bygg, sonderinger fra grunnundersøkelser og lagdelinger i jord. Figuren er vist i større format i vedlegg.



3.5.2 Profil gjennom Nye Fysikk

Kjellerutgraving til +42. Utgraving for ny heissjakt vil kreve graving til dypere nivå – anslagsvis kote +40,5.



Figur 7 Snitt gjennom Gamle Fysikk, EFI og Elektro som viser plassering av nytt bygg, sonderinger fra grunnundersøkelser og lagdelinger i jord. Figuren er vist i større format i vedlegg.

3.6 Jordegenskaper

Jordegenskapene er dokumentert i Ref. 11 Norconsult rapport: 5175072-RIG03 SINTEF Energi - Geoteknisk datarapport, juni 2019.

3.7 Jetpeler

Jetpeler brukes som enkelt pel eller som peler satt i panel eller som veggskiver.

Pelenes egenskaper vil angis nærmere av Jetgrunn på grunnlag av laboratoriedata.

Lastene føres ned på jetpelenes topp ved en eller flere av disse:

- Direkte last fra understøping av gamle fundamenter
- Fordelingsdrager under søyler
- Direkte last fra nybygg under forhåndssatte jetpeler (underpinning)

Vi har i dette arbeid antatt følgende for jetpelenes materialegenskaper, i tråd med erfaringsdata for høykvalitets jetpeler (geobetongpeler):

Skjærfasthet i trykk: 5 000 kPa



Strekfasthet: 500 kPa

Stivhet: E-modul: 10 GPa, Poissons tall (tverrkontraksjonstall): $\nu = 0,25$

De geotekniske analysene omfatter ikke vurdering av spenninger og kapasitet i jetpel mellom konstruksjoner (fordelingsdrager/søylelaste) og jetpeletopp. Dette må utføres av RIB/Jetgrunn.



4 Oversikt over geotekniske problemstillinger

4.1 Fundamenteringsmetoder

Oppdragsgiver forutsetter at det ikke skal rammes eller vibreres spunt eller peler. Det foreslås derfor bruk av jetpelede dyfundamenter. Disse installeres med spyling og massutskifting/innblanding med betong uten slag eller vibrasjon. Ved behov senkes armering ned i jetpelen der dette er mulig.

Vedlegg A viser jetpelenes plassering i snitt.

Vedlegg B viser planskisse / planillustrasjon av jetpelenes plassering.

4.2 Bæring av søylelaster for nye etasjer

Eksisterende EFI-bygg (SINTEF Energi) er direktefundamentert på banketter. Bygging av nytt bygg kan ikke gjøres uten betydelig risiko for at EFI-bygget får tilleggssetninger. EFI-bygget har i dag spor etter skader som oppsto ved bygging av glassgården til NTNU Elektrobygget. Langs langsiden mot Elektroglassgården er det gjenværende (innstøpt) spunt med stag, samt en dypkjeller med kjellermur. Stagene krysser under EFI og kan komme i konflikt med nye arbeider, dette er omhandlet i kapittel 4.9.

Lastene for nybygget er i utgangspunktet planlagt ført ned i grunnen godt under fundamentene for EFI-bygget. Generelt vil det likevel være vanskelig å unngå påvirkning på det gamle bygget, spesielt for heishusene vil det være vanskelig å skille de nye konstruksjonene fra de gamle.

For løsningen med kjeller under nybygget er understøttelse av EFIs langvegg i syd (akse midt) utredet å også ta de søylelastene fra nybygget som kommer ned i denne aksen. Dette fører til at eksisterende EFI-bygg vil bli sammenkoblet med nybygget i denne aksen. Setninger forårsaket av utgraving for kjeller og påføring av søylelastene fra nybygget vil derfor påføre EFIs eksisterende fundament de samme setninger.

For vestenden av det opprinnelige EFI-bygget er det bygget et tilbygg (kvartssirkel) som ser ut til å være stivt sammenføynd med det opprinnelige, som gjør det svært følsomt for setningsdifferanser.

Glassgården til NTNU Elektro er bygget inntil det eksisterende EFI-bygget, se Figur 2, og eventuelle setninger i akse nord vil påvirke glasskonstruksjonen. Dekket over kjelleren i glassgården utgjør vrimelearealet i Elektrobygget. Nybygget vil ha søyler som går fritt gjennom dekket. Setninger som måtte påføres spunten og støttemuren mot plan U2 under glassgården vil påvirke gulvet i plan U2 og gulvet i glassgården.

4.3 Utbygging av ny kjeller mellom EFI og Gamle og Nye Fysikk (GF og NF)

Det er foreslått utbygging av kjeller under dagens gateareal. Avstand fra EFI til GF er ca. 20 meter. Kjelleren er tenkt med gulv på kote ca. +42,6, utgraving for kjellerens fundamenter er antatt til ca. kote +42. Dagens terreng er her på ca. kote +47.

Kjelleren skal gå tett inntil EFI, GF og NF, som har forskjellige og varierende fundamentnivå. Jetpeler satt som sammenhengende vegg inn under de eksisterende fundamenter er utredet for å unngå spunting og staging.

Utgraving av kjeller mot øvrige deler antas inntil videre å kunne utføres med frie graveskrånninger. Det må utredes i detaljprosjekteringen om dette er gjennomførbart med hensyn på annen infrastruktur/krav til adkomst o.lign.

Fundamentering av ny kjeller må gjøres i detaljprosjektering.



4.4 Understøttelse av Gamle Fysikk (GF) for å kunne grave ut for ny kjeller

Kjelleren planlegges bygget så nær inntil GF som mulig. Dette medfører behov for understøttelse av GF. Jetpeler satt kontinuerlig som vegg er foreslått som løsning. GF har ikke full kjeller, banketten har underkant i kote +45,9 og med utgraving for ny kjeller til kote +42 blir frigravingen av veggen ca. 3,9 meter. Jetpelevæggen må føres rundt byggets hjørner og inn i langsiden for å sikre graveskråninger (se illustrasjonstegning V200).

Jetpeleveggens funksjon er å muliggjøre utgraving for kjeller. Dette er en korttidstilstand. Det forutsettes at jetpelevæggen installeres under overtrykk til god kontakt med GF-banketten. For å unngå deformasjoner av GF i langtidssituasjonen forutsettes det at den nye kjellerkonstruksjonen støpes i kontakt med jetpelevæggen, både i bunnplan og i topp.

4.5 Understøttelse av EFIs sydvegg (akse midt) for å kunne grave ut for ny kjeller

For å grave ut kjeller inntil EFI og å bære byggenes laster er det vurdert en konstruksjon av jetpeler satt som en langsgående vegg. EFI-lastene og fundamentene langs langsiden er varierende, både med hensyn på geometri og lastenes størrelse. Jetpelevæggen skal dekke flere funksjoner som listet i etterfølgende underkapittel 4.5.1 til 4.5.3.

4.5.1 Understøttelse av EFIs gamle fundament i akse midt samt støttevegg for utgraving

EFIs gamle fundament har varierende kotehøyde. Banketten skal understøttes av jetpelevæggen som dermed i utgangspunktet skal overta dagens belastning på EFI-banketten.

I øst har EFI-bygget full kjeller med underkant bankett i kote +44,2. Den nye kjelleren vil bli utgravet til ca. kote +42 og jetpelevæggen vil da komme ca. 2,2 meter over utgravingsnivå.

Mot vest stiger banketten og ligger med underkant bankett i kote +45,5. Dette gir en jetpelevegg som stikker 3,5 meter over utgravingsnivå. Her er det på innsiden av banketten/kjellerveggen ikke utgravd for kjeller og det må antas at det ligger jordmasser opp under gulv i EFIs 1. etasje til kote +47,5. Den reelle høydeforskjell fra utgravingen som gir jordtrykk, er på dette sted dermed 5,5 meter.

Ny heissjakt planlegges med utgraving under kote +42. Dette vil medføre økt jordtrykksbelastning på jetpelevæggen over en seksjon med bredde ca. 12 meter.

4.5.2 Lastopptak fra nybyggets søyler i akse midt

Jetpelevæggen er tenkt satt med delvis dobbel bredde eller med enkeltpeler utenfor EFI-banketten slik at lastene fra enkelt søylene kan føres ned til en fordelingsdrager som plasseres på topp av jetpelevæggen. Lastene er påført som linjelast ved å fordele søylenes last på søyleavstanden. Disse kommer i tillegg til dagens belastning på EFI-banketten.

4.5.3 Lastopptak fra tilleggslast fra gammel EFI-heissjakt/trappehus

Heissjakten/trappehuset ligger ut i ytterveggen i akse midt. Dette fører til at det blir en lastkonsentrasjon på jetpelevæggen i dette området.

4.6 Understøttelse av Nye Fysikk (NF) for å grave ut for ny kjeller

NF har bankettnivå mot den nye kjelleren på ca. kote +42, dette er det samme som planlagt utgraving for bankett for ny kjeller.



Ved utgraving av kjelleren vil det meste av den stabiliserende vertikalspenning fra massene rundt NFs fundament forsvinne permanent og redusere fundamentenes bæreevne. Fundamentene kan evt. understøttes med korte jetpeler ned til fastere lag. Dette forventes fra nærliggende sondering å være på ca. kote +39.

4.7 Fundamentering av ny heissjakt

Heissjakten/trappehuset er i ny plan flyttet fra å stå inntil EFI langs akse midt, som vist i Figur 5, til å stå mot yttervegg i akse sør, se Figur 8. En endelig løsning for dette er ikke utformet. En utvidet bunnplate må benyttes. Det er lansert en tanke om å koble også heishusets bunnplate sammen med EFI-understøttelsen, ved å «henge det på» jetpeleveggen i nordlig ende, men dette er ikke å anbefale fra et geoteknisk ståsted. Generelt vil opptak av belastningen fra heissjakten som vist i Figur 5, selv om sjakten er flyttet lenger ut, påvirke jorden utenfor EFI-understøttelsen negativt og bidra til økt setning av EFI. En fristilt konstruksjon vil derfor være det beste. Jetpeler satt som pelegruppe under heissjakten vil da være aktuelt, med spredning av pelene for å oppnå større kapasitet fra enkeltpeler og større lastspredning i dybden. Dette innebærer at opprinnelig tanke om jetpeler i firkant under sjakten videreføres til ny geometri. For dette må laster og geometri revideres.



Figur 8 Plassering av ny heissjakt mot akse sør.

Med utgravingen for kjeller bør det vurderes om det nye heishuset kan direktefundamenteres. Nærmeste sondering indikerer at det i kote ca. +38 - +39 er en overgang til fastere grunn og at masseutskifting eller stabilisering av jord til dette nivået kan være aktuelt. For dimensjonering av dette må reviderte laster på sjakten være kjent.

Fundamenteringen av heissjakten vil også kreve en dypere utgraving. Dette kan medføre at jetpeleveggen i akse midt må stagforankres på delstrekningen ved ny heissjakt. Opsjon for dette er å sette stag under EFI og med mothold i den gamle spuntveggen i akse nord.

En full samvirkeanalyse av heissjaktfundament og EFIs understøttelse vil medføre behov for en tredimensjonal beregningsmodell. Dette kan være aktuelt i detaljprosjektering.



4.8 Forsterkning av gammel heissjakt

Fundamentet til den gamle heissjakten i EFI må forsterkes.

I ytterkant vil underpinningen av EFI-s langvegg virke til dette. Inne i bygget er det tenkt en gjort ved jetpeling fra kjellergangen utenfor heisen for å lage et separat stående panel av jetpeler.

4.9 Konflikt med eksisterende konstruksjoner i bakken – stag fra spunt

Det er en komplisert situasjon under EFI-bygget med stag og forankringer og gamle spuntvegger innstøpt i nyere konstruksjoner. Dette er omhandlet i et separat notat.

Kort gjengitt her er at det går stagrader under EFI-bygget som krysser gjennom akse midt og akse sør. Det foreligger anbudstegninger som viser stagenes plassering, typer og forankringskroppenes plassering. Stagene ble ved utførelse satt med ekspansjonskropper som forankring. Plasseringen av disse forankringskroppene er pr. nå ikke kjent. Kummeneje, i dag Rambøll, som var geoteknisk prosjekterende for dette bygget er forespurt om kjennskap til detaljer om dette. Tilsendte stagprotokoller tyder på at utført staging avviker betydelig fra anbudstegningene. Uten nærmere kjennskap til utført staging, kan stagenes bygging på store usikkerheter rundt injisering av jetpeler i akse midt og for eksisterende heissjakt.



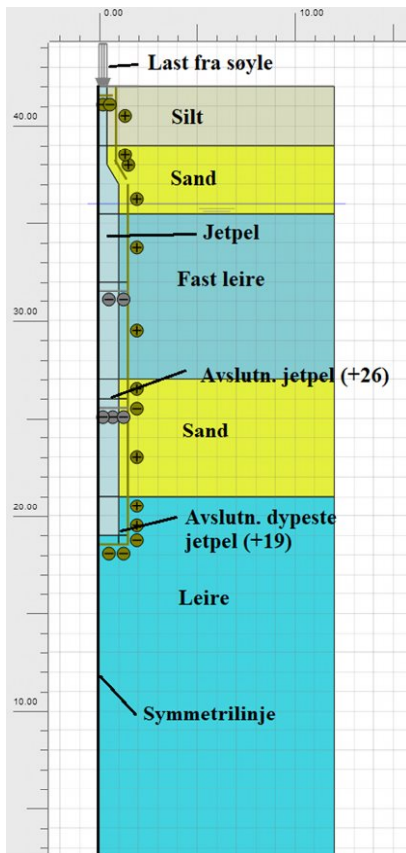
5 Beregningsresultater

5.1 Akse nord – mot Glassgården (NTNU Elektro)

Det er gjort beregning av jetpeler til 2 ulike avslutningsdybder, for å vurdere hensiktsmessig lengde. Det er beregnet med jetpeler til kote +26 og med jetpeler til kote +19. Det er i utgangspunktet lagt en jetpel under hver søyle.

Analysene er gjort med PLAXIS 2D FEM-analyseprogram med aksesymmetrisk modellering.

For å begrense jetpelenes påvirkning på eksisterende bygg, det vil si EFI-bygget og Glassgården NTNU Elektro, kan jetpelene injiseres med redusert diameter de øverste meterne. Modell med redusert diameter ned til kote +38 gir en begrenset påvirkning. Over kote +38, dvs. de øverste cirka 3-5 m, er det modellert med jetpeldiameter 0,8 m. Modellen er vist i Figur 9.



Figur 9 Modell for beregning av enkeltpeler i akse nord. Modellen er aksesymmetrisk.

Modell med jetpeler avsluttet på kote +26 får en beregningsmessig vertikal setning lik 20 mm når lasten fra nytt bygg (nye etasjer) legges på. Jetpelspissen står da i den midtre delen av et fast sandlag. Beregningene viser at sidefriksjonen langs pelen er relativt høyt utnyttet, mens det er god margin på utnyttelsen av spissmotstanden (bæreevnen under pelspissen).

Jetpeler forlenget til kote +19 muliggjør lastopptak ved sidefriksjon også i det faste sandlaget. Sandlaget har stor sidefriksjonskapasitet. Pelspissen står i dette tilfellet ned i underliggende bløtere leirelag, som medfører



at spissmotstanden er betydelig redusert. Beregnet vertikal setning ved pålastning av nye etasjer (nytt bygg) er 18 mm. Det er da god kapasitetsmargin på sidefriksjonen, men lite ekstra kapasitet i spissmotstand. Dette vil da typisk virke som en friksjonsspel.

Årsaken til at beregnet setning er litt mindre med den lengste jetpelen, er i hovedsak at sidefriksjonen oppstår ved små deformasjoner, mens spissmotstanden ikke oppstår før ved større deformasjoner (setninger) av pelsspissen.

Sikkerheten mot bæreevnebrudd av jetpelen er beregnet å være en sikkerhetsfaktor over 3,5 for jetpeler til kote +26, og over 4,0 for jetpeler til kote +19. Dette er langt over Eurokodens minstekrav. Følgelig er det maksimalt aksepterte setninger som er styrende for dimensjoneringen av disse pelene, snarere enn minstekrav til sikkerhet mot brudd.

For å kunne dra nytte av noe sidefriksjon i sandlaget, uten å få redusert spissmotstand ved å ha pelsspissen i leirlaget, kan man vurdere en jetpel med mellomliggende lengde (til en dybde mellom kote +19 og +26).

Pelenes kapasitet er vurdert mot Pelevedledningens krav. Det er da regnet aksesymmetrisk med karakteristiske jordparametere, påført vertikal nedadrettet forskyvning i toppen og derav funnet last-forskyvningsforløp for pelen. Det er regnet for to penetrasjonslengder (til kote +26 og +19) og for tilfeller av jordoppførsel, drenert og udrenert.

Det vil være naturlig å bruke det faste laget som bærende, dvs. å ikke føre pelenes spiss ned i leira. Dette gir i tillegg kortere peler. Beregningsmessig gir dette tilstrekkelig kapasitet, men noen differansesetninger mellom de forskjellige pelene må likevel påregnes. På grunn av eksisterende bygg vil det være vanskelig å utføre mer detaljerte grunnundersøkelser langs akse nord. En forutsetning om at det faste laget har de antatte egenskaper og utstrekning/lagdelling har dermed usikkerheter som vi ikke kan unngå uten spesielle tiltak.

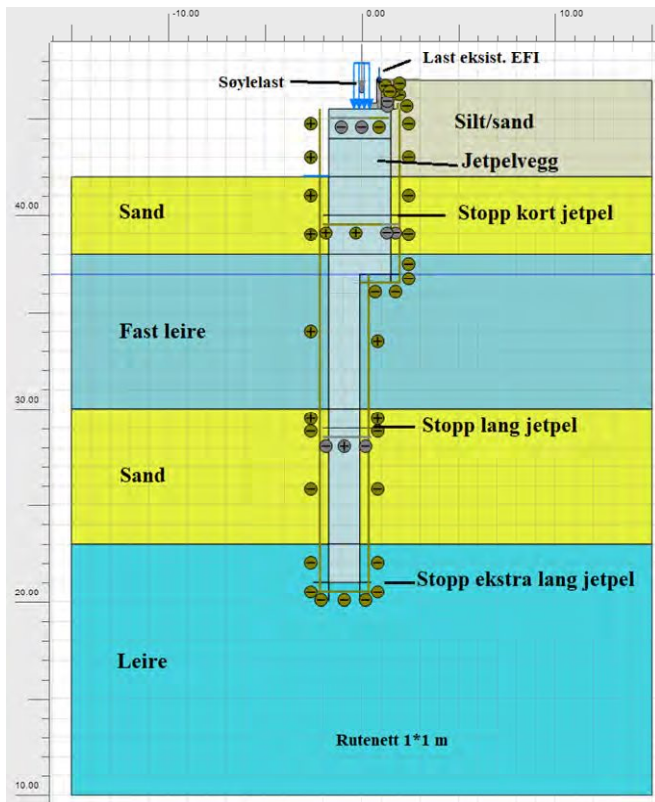
En reduksjon av denne problemstillingen kan oppnås ved bruk av to peler pr. søyle.

Detaljprosjektering må gjøres for vurdering av pelelengder og valg av en eller to peler pr. søyle ut fra krav til differansesetninger.

5.2 Akse midt – søndre fasade av eksisterende SINTEF Energi (EFI)

Beregning av jetpeling for akse midt har vært den geotekniske hovedoppgaven i denne fasen. Sydveggen av EFI-bygget må underpinnes med jetpeler for å muliggjøre utgraving for planlagt kjeller, samtidig som jetpeler brukes til å bære søylelaster fra nytt bygg i denne aksen. I tillegg kommer laster fra heissjakt for nybygget. Disse er ikke inkorporert i analysene pr. i dag. Dette er videre kommentert nedenfor og i kapittel 5.6 «Eksisterende heissjakt». Modellen er vist i Figur 10.

Utgravingshøyden er opptil 5,5 meter (størst mot vest). Situasjon med denne høyden er beregnet. Det er modellert / beregnet en sammenhengende vegg av jetpeler injisert under eksisterende stripefundament på EFIs sydvegg, samt jetpeler utenfor disse for å ta last fra søyler for nytt bygg. Samlet sett får man tilnærmet en jetpelvegg med 2 rader av jetpeler som bærer lasten av eksisterende og planlagt bygg.



Figur 10 Plan tøyingsmodell for beregning av jetpelevegg i akse midt.

Den store utgravingshøyden gir et stort horisontalt jordtrykk mot jetpeleveggen, som medfører behov for en kraftig vegg i den øverste delen av veggen. Dette er vist som en tykkere vegg i Figur 10.

For å ta opp de vertikale lastene fra eksisterende bygg og nytt bygg, vil det være nødvendig å injisere jetpeleveggen ned til fast sandlag omtrent på kote +29, eller noe dypere. Sikkerhetsfaktoren mot brudd i utgravingsfasen (anleggsfasen) er beregnet å være over 3,5.

Utgravingen setter opp en ugunstig spenningstilstand på baksiden av veggen (aktiv side) ved at jorden «henger» seg på med nedadrettet skjær. Ved videre belastning av veggen fra oppføring av nybygget, vil derfor motstanden mot nedadrettet bevegelse være mindre inntil veggen har beveget seg så mye at skjærspenningene på baksiden snur og begynner å bidra til lastbæring, effekten er at det gir en «mykere» vertikal respons fra jetpeleveggen og dette gir økte setninger.

Jetpelevegg ned til kote +29 er beregnet å få like under 40 mm setning på grunn av last fra eksisterende og planlagt bygg. Ved å forlenge jetpeleveggen gjennom fast sandlag til underliggende bløtere leire, reduseres beregnede setninger til like over 30 mm. Noe særlig under 30 mm beregningsmessig setning ser ut til å være vanskelig å oppnå med planlagt utgraving og fundamentering i akse midt.

Beregnet sikkerhetsfaktor mot brudd er beregnet å være over 3,3 for jetpelevegg til kote +29 og over 3,5 for jetpelevegg til kote +21 (gjennom sandlaget) i drenert (langtids) situasjon. I udrenert situasjon (for brå lastendringer) har vi beregnet en sikkerhetsfaktor lik 2,9 for begge tilfellene.



Det er gjort beregning av jetpeler med utvidet diameter i bunnen for å se om en slik lastspredning kan gi reduserte setninger. Beregningene har vist at dette har marginal effekt i det storparten av setningene vil påløpe i underliggende leirelag som lastene uansett ikke vil kunne spres utenom.

Jetpelene har begrenset strekkapasitet. I beregning for utgravd fase oppstår det ikke strekk i jetpelene (trykk i hele tverrsnittet av jetpelene). Det er beregnet med dobbel rad jetpeler. For vertikal bæring av søylelastene i denne akse vil enkeltpeler satt som pilastere støpt inn i jetpeleveggen være en opsjon. Det kan da være mulighet for å redusere forbruk av jetpeler. I plantegningen i Vedlegg B er peler som kan vurderes utelatt vist som stiplede peler. I detaljprosjekteringen må det sjekkes at det ikke oppstår for store strekkrefter der det settes enkel pelerad og jordtrykket (horisontalbelastningen) er stor.

Ny heissjakt er foreslått støpt sammen med jetpeleveggen. Dette vil medføre to aspekt for jetpeleveggen som ikke er fullt ut utredet her:

- Dypere utgravingsnivå i dette området. Dette medfører større jordtrykk og det må ditto kontrolleres for strekkbelastning av peleveggen. Det bør utredes om dette kan håndteres med stag satt inn under EFI og gjennom den gamle spuntveggen i akse nord for å bruke denne som forankringsvegg.
- Heishusets tilleggslaster og den effekt dette vil ha på EFI-understøttelsen. Dette må vurderes når laster og geometri for heishuset er bestemt.

Det fremstår på nåværende tidspunkt som at heishuset ikke kan sammenkobles med understøttelsen under EFI uten uakseptable økninger i deformasjoner og at andre løsninger for heishuset må søkes.

Se under kapittel 5.6 «Eksisterende heissjakt» for videre vurderinger.

5.3 Akse syd – i gatearealet mot Fysikkbygningene

Søylene i akse syd vil ha noe mindre laster enn søylene i akse nord. Det er enklere tilkomst til å sette jetpeler for disse søylene enn for søylene i akse nord. Her kan også ekstra grunnundersøkelser benyttes for å redusere de usikkerheter som ligger i jordens variasjoner i lagdeling og egenskaper.

Belastningssituasjonen er så lik situasjonen i akse nord at samme jetpelprinsipp og omtrentlig samme lengde kan brukes. Vi vurderer imidlertid at det ikke vil være nødvendig å redusere jetpeldiameteren de øverste meterne, ettersom det ikke er noe eksisterende bygg som vil påvirkes av jetpelene ved akse syd. Det er derfor sannsynlig at den korte av de 2 jetpelalternativene fra akse nord kan brukes – her vil det si jetpeler omtrent til kote +27 - +28, dvs. inn i det faste laget.

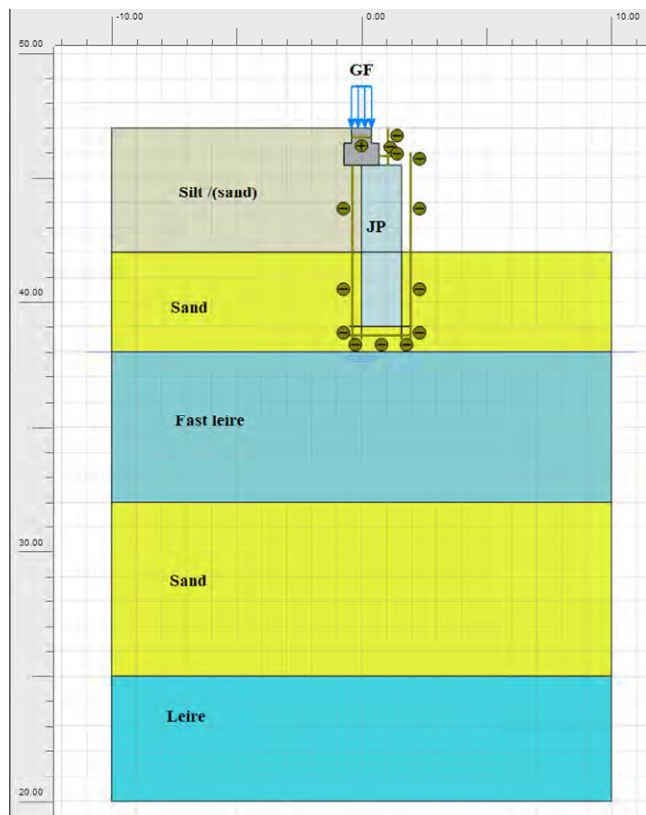
For akse syd kan det vurderes direktefundamentering som alternativ til jetpeling. Ved utgraving av planlagt kjeller vil underliggende masser avlastes, og ved å fordele søylelastene i akse syd på et sammenhengende stripefundament under fordelingsdrageren, kan man oppnå en tilnærmet kompensert fundamentering med et cirka 3 m bredt stripefundament. Det vil si en direktefundamentering der estimerte setninger er små og i størrelsesorden som med jetpelet løsning. Det er kjent fra Ref. 13 som omhandler bygging av NTH Elektro i 1958 at de øvre jordlag kan gi byggeproblemer ved at mettet silt kan gi gyngende grunn. Dette er en problemstilling som må tas i betraktning ved eventuell direktefundamentering, masseutskifting til fastere lag vil da være aktuelt.

5.4 Akse Gamle Fysikk – understøttelse av Gamle Fysikks nordvegg

Det er gjort beregning av underpinning av NTNU Gamle Fysikk med en vegg av jetpeler. Jetpeleveggen påkjennes av vertikallast fra GF, samt horisontallast fra løsmassene under GF, som veggen støtter opp. Modellen er vist i Figur 11.



Forutsatt utgraving til kote +42,0, viser beregningene at jetpelvegg med jetpeldiameter 2,0 m ført ned til kote +39,0 vil gi tilstrekkelig styrke til å ta opp belastningen. Beregnet setning av jetpelveggen og dermed av forflytningen av lastene fra GF ned via jetpelene gir en setning omtrent 20 mm, slik at total beregnet setning er omtrent null. Beregnet sikkerhetsfaktor mot brudd er like under 2,0, som er over minstekravet.



Figur 11 Plan tøyingsmodell for beregning av understøttelse for akse Gamle Fysikk

Plasseringen av jetpelene i forhold til GFs bankett (stripfundament) er en kritisk faktor. Ved å sette jetpelene med senter rett utenfor GFs bankett, som modellert, gir lasten fra GF et eksentrisitetsmoment på toppen av jetpelene som delvis motvirker jordtrykket. Ved å injisere jetpelene mer sentrisk under GFs bankett (hvis mulig), vil denne effekten reduseres, og det kan være behov for lengre pelere for å ta opp belastningen. Lasten fra GF er også en kritisk faktor. Denne er estimert ut fra byggets dimensjoner og vårt kjennskap til bæresystemet. Vi har beregnet med en estimert minimumsverdi lik 60 % av antatt verdi, samt med en maksimumslast (bruddgrenselast) lik 130 % av antatt verdi.

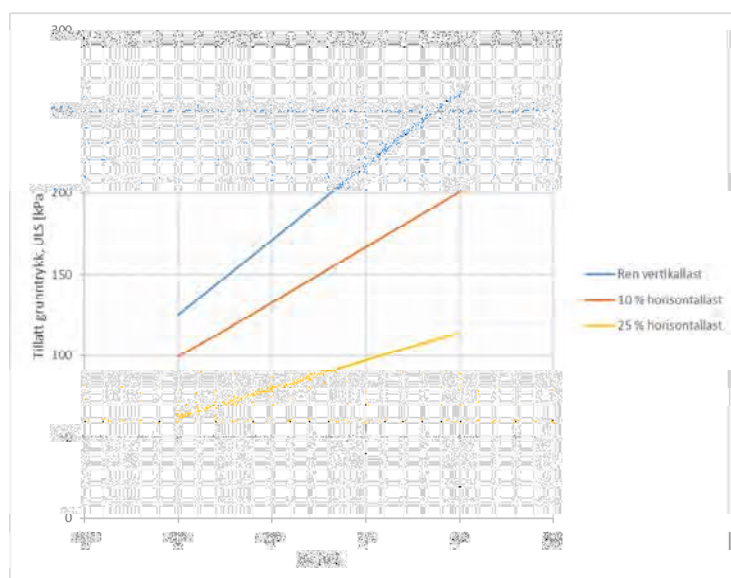
Ved å avslutte jetpelene ved kote +39, som beregnet, vil pelspissene stå like ved overgang til et bløtere lag av leire / silt. Vi vurderer at det vil være hensiktsmessig å føre noen av pelene ned til et fastere lag, for eksempel hver andre eller tredje pel ned til neste sandlag cirka 7 m dypere. Dette vil gi større robusthet mot avvik i laststørrelser og -plassering, samtidig som evnen til å begrense setninger øker. Stagforankring under GF for oppstøtting i utgravingsfasen bør vurderes for å hindre horisontal bevegelse av jetpeleveggen. Løsningen må detaljprosjekteres.



5.5 Akse Nye Fysikk – utgraving for kjeller mot Nye Fysikks (NFs) nordvegg

Planlagt kjeller planlegges fundamentert på tilnærmet samme nivå som NTNU Nye Fysikk er fundamentert. Utgraving til kote +42,0 for kjeller vil derfor ikke gi undergraving av NF i tradisjonell forstand. Bæreevnen av NFs nordveggs fundament vil allikevel bli redusert som følge av utgravingen i anleggsfasen.

Det er store banketter (stripefundament) langs langsiden (øst- og vestsiden) og også sentrisk i NF. Bredden av nordveggbanketten er 1,4 m. Etter utgraving til kote +42,0, er beregnet bæreevne i bruddgrensetilstand (tillatt grunntrykk) for NFs nordvegg som vist i Figur 12. Effektiv bredde B_0 er lik bankettbredden ved ren, sentrisk vertikallast. Bæreevnen er beregnet med forutsetning om hydrostatisk grunnvannstand til underkant fundament, som er noe konservativt (forsiktig), da det tidligere er målt underhydrostatisk grunnvannstrykk.



Figur 12: Beregnet bæreevne / tillatt grunntrykk for stripefundament Nye Fysikk nordvegg, avhengig av effektiv fundamentbredde, B_0 og forholdet mellom horisontallast og vertikallast.

Etter utgraving er det naturlig å anta at det er liten horisontallast på NFs nordveggbankett, og følgelig er bæreevnen relativt god til tross for reduksjonen på grunn av utgravingen. Byggetekniker må vurdere om denne bæreevnen er tilstrekkelig for byggets last.

Dersom bæreevnen ikke er tilstrekkelig, kan det gjøres tiltak for å føre lastene fra NF til bæredyktige løsmasser. Underpinning med korte jetpeler, størrelsesorden 2-3 meter dype, kan være en aktuell løsning.

5.6 Eksisterende heissjakt

For den gamle heissjakten, markert JP4 i Figur 5, var planen opprinnelig å underpinne sjakten med to panel av jetpeler for å øke fundamentets kapasitet til å ta tilleggslast fra heissjakten når denne økes med 3 etasjehøyder, samt å bidra til å ta opp vindlaster som virker normalt på byggets lengderetning.

For løsning med ny kjeller vil heissjaktens søndre panel av jetpeler komme langs samme linje som underpinningen for akse midt. Jetpelveggen i akse midt vil derfor fungere som en søndre understøttelse for heissjakten.



Det vurderes at jetpeleveggen kan fordele lasten noe til sidene, halvvegs mot inntiliggende søyler. De oppgitte lastene vil omfatte eksisterende og nye laster. Linjelasten på hhv ULS 10000 kN og SLS 7700 kN fordelt på ca. 11,5 meter vil gi en linjelast i størrelsesorden som for analysene gjort for akse midt gjennom profilet gjennom Nye Fysikk. Utgravingen for kjeller gir her en belastning på jetpeleveggen som er vesentlig mindre enn i profilet gjennom Nye Fysikk. Vi vurderer derfor at lasten fra heissjakten kan tas inn i veggen uten vesentlige endringer.

Det nordre panelet under heissjakten, inne i kjelleren under EFI, består av et separat panel med bredde ca. 7,5 meter. Dette bør føres gjennom leira og ned til topp av fast lag i ca. kote +30. Panelet blir da ca. 15 meter langt.



Figur 13 Gammel heissjakt – illustrasjon av underpinning inne i kjellergang og jetpelevegg under EFIs langside.

5.7 Ny heissjakt

Det er ikke gjort separate beregninger av fundamentet for ny heissjakt. I kapittel 4.7 og 5.2 er det gjort vurderinger og anbefalinger om ikke å koble sammen da lastene fra heissjakten vil påvirke EFI-bygget ugunstig. Figur 11 viser en skisse over peler under EFIs langside og under den nye heissjakten som bør utredes med ny geometri og belastning.

Direktefundamentering med forsterkning av jorden eller masseutskifting ned til øverste faste lag bør vurderes som alternativ til jetpeling i detaljprosjekteringen.



En sammenstøping av jetpeleveggen (akse midt) med et kassetvernsnitt under heisfundamentet bør eventuelt analyseres som en integrert enhet i en tredimensjonal beregningsmodell.



Figur 14 Ny heissjakt – illustrasjon av jetpeler. Se også illustrasjon på tegning V200.



6 Konklusjon og anbefalinger

Fundamenteringen av nybygget SINTEF Horizon vil være krevende, spesielt gjelder dette sammenkoblingen av fundamentet for EFIs langsida mot sør med de nye lastene fra nybygget, både søylelaster og påvirkning fra ny heissjakt.

Fundamentene må i hovedsak bringes ned til bæring i det faste laget på ca. kote +28 - +30.

Setninger vil være dimensjonerende, EFI-bygget må i syd påregnes å sette seg 30-40 mm som følge av utgraving av kjellergropen og pålastning fra nybygget, dette er ikke medregnet effekten av ny heissjakt. I nord er estimert setning noe mindre.

Jetpeler er dyre elementer og det vil medgå mye betong. Optimalisering av lengder og tykkelser av pelene vil være riktig å gjøre, for å redusere kostnader og spare miljø. Det er utbyggingen av kjelleren som påfører de store kostnader. Uten kjeller eller undergraving av EFI-bygget, vil jetpeleveggen i akse midt, samt jetpeler for å støtte NTNU Gamle Fysikk, kunne utgå.



7 Videre arbeid

7.1 Grunnundersøkelser

For å kunne gjennomføre nødvendig områdestabilitetsutredning for skråning ned mot Høgskoleparken i vest, anbefaler vi at det utføres supplerende grunnundersøkelser til stor dybde i denne skråningen. Våre vurderinger rundt dette er nærmere beskrevet i Ref. 10.

Supplerende undersøkelser kan også være hensiktsmessig innenfor utstrekningen av planlagt bygg, inklusive kjeller, for å gjøre en nøyaktigere kartlegging av lagdeling og fasthet i grunnen. Dette kan være gunstig for å optimalisere lengder av jetpeler og være spesielt aktuelt der søyler skal fundamenteres. Det vil imidlertid ikke være praktisk mulig å komme til med borerigg for grunnundersøkelser overalt, spesielt utfordrende vil være inn mot NTNU Elektro.

7.2 Omfang av jetpeler – optimalisering av lengder og antall

Skissert omfang av jetpeler er stort og innebærer injisering av et stort volum betong. Per nå er skissemessig antall jetpeler med 2,0 m diameter cirka 110-120, med gjennomsnittslengde cirka 15-17 m. Dette innebærer et jetpelvolum omtrent 5-6000 m³. Det kan være et betydelig potensial i optimalisering av løsningen i forbindelse med detaljprosjektering, blant annet:

- Vurdere behovet for høykvalitets jetpeler i hele dybden, eller om betongmengden kan reduseres for eksempel mot bunnen av pelene. Dette vil ha stor betydning for mengden av de masser som må kjøres ut fra tomten ved produksjon av jetpelene.
- Vurdere lengden av jetpelene, og variasjon av denne langs de forskjellige fundamenteringsaksene. Langs akse midt, det vil si for underpinning av EFl-byggets sydvegg, er jordtrykkshøyden (utgravningsdybden) størst mot vest og betydelig mindre mot øst. Dette oppfordrer til noe variasjon i jetpelenes lengde og tykkelse, men må sees i sammenheng med behov for lastopptak fra heissjakter.
- Vurdere om direktefundamentering kan være et akseptabelt alternativ til jetpeling enkelte steder. Søyler i akse syd kan være aktuelle å direktefundamenteres. Det samme gjelder ny heissjakt. Dette må eventuelt vurderes nærmere.

7.3 Øvrig geoteknisk prosjektering av bygget

I detaljprosjekteringsfasen må fundamentering av kjellerkonstruksjonen prosjekteres, ved siden av detaljeringen av jetpeleløsningene. Fundamentering av nytt heishus må vurderes etter nye forutsetninger. Det må også gjøres beregninger og vurderinger av graveskråninger i anleggsfasen og jordtrykk mot nye kjellervegger.



8 Referanser

- Ref. 1 NS-EN 1990:2002+ A1:2005 + NA:2016: Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Ref. 2 NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler
- Ref. 3 NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- Ref. 4 Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220, Vegdirektoratet, juni 2014
- Ref. 5 Peleveiledningen. Norsk geoteknisk forening, 2012
- Ref. 6 NGI rapport O.268 av 12. januar 1956: Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for skråningen på vestsiden av Gløshaug-plataet i Trondheim
- Ref. 7 Kummeneje rapport o.274 av 6. april 1964: NTH's Interesseområde. Oversikt over Grunnundersøkelser og fundamenteringsforhold
- Ref. 8 Kummeneje rapport o.3493 av 1. april 1981: NTH – Elektroteknisk avdeling og Elektrisitetsforsyningens Forskningsinstitutt. Grunnundersøkelser for tilbygg
- Ref. 9 NVE Veileder 7/2014. Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper
- Ref. 10 Norconsult notat: 5175072-RIG09 SINTEF Horizon - innledende notat om områdestabilitet. 2019-05-24.
- Ref. 11 Norconsult rapport: 5175072-RIG03 SINTEF Energi - Geoteknisk datarapport, juni 2019
- Ref. 12 Norconsult rapport: 5175072-LAB01 SINTEF Horizon – Geoteknisk laboratorierapport. 2019-05-29
- Ref. 13 NGI Rapport O.268-4 Besiktigelse og grunnundersøkelse i byggegropen for nytt Elektrobygg, blokk B, N.T.H., Trondheim. Februar 1958.



Fra: NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

B3.1 Konsekvensklasser

(1) For pålitelighetsdifferensiering kan det fastsettes konsekvensklasser (CC) ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for konstruksjonen, som angitt i tabell B1.

Tabell B1 – Definisjon av konsekvensklasser

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Figur 15 Fastsettelse av konsekvensklasse (CC).



NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
 Nasjonalt tillegg NA

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 16 Fastsettelse av pålitelighetsklasse.



Fra: NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativ tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Tabell B4 – Prosjekteringskontrollnivåer (DSL)

Prosjekteringskontrollklasser	Betegnelse	Anbefalte minstekrav for kontroll av beregninger, tegninger og spesifikasjoner
DSL3 knyttet til RC3	Utvidet kontroll	Kontroll ved tredjepart: Kontroll utført av en annen organisasjon enn den som har foretatt prosjekteringen.
DSL2 knyttet til RC2	Normal kontroll	Kontroll ved andre personer enn dem som opprinnelig hadde ansvaret, og i henhold til organisasjonens prosedyrer.
DSL1 knyttet til RC1	Normal kontroll	Egenkontroll: Kontroll utført av personen som har utført prosjekteringen.

Tabell NA.A1(903) – Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggsbestemmelser	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B5 (informativ tillegg B) for betegnelsen IL.
²⁾ Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

Tabell B5 – Utførelseskontrollform (IL)

Kontrollform	Betegnelse	Krav
IL3 knyttet til RC3	Utvidet kontroll	Kontroll ved tredjepart
IL2 knyttet til RC2	Normal kontroll	Kontroll i samsvar med organisasjonens prosedyrer
IL1 knyttet til RC1	Normal kontroll	Egenkontroll



NA.A1(903.4) Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematiske kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK3 bør i tillegg til en kontroll som bekrefter at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket, minst omfatte kontroll av de samme punktene som angitt for egenkontroll i NA.A1(903.2) og være i et omfang som gir tillit til at prosjekteringen er tilfredsstillende. Kontrollen kan begrenses til konstruksjonens hovedbæresystem eller stabilitet ved geoteknisk prosjektering.

MERKNAD Denne standarden forutsetter at det utføres uavhengig kontroll i henhold til byggesaksforskriften SAK10 § 14-2 siste ledd. Den uavhengige kontrollen vil da være begrenset til en bekreftelse av at kontroll etter standarden er gjennomført og dokumentert.

Den utvidede kontrollen skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene. Den som utfører uavhengig kontroll etter byggesaksforskriften, kan også utføre utvidet kontroll der dette er hensiktsmessig.

Den prosjekterende bør forvise seg om at den utvidede kontrollen er gjennomført, at tilbakemelding er mottatt og at eventuelle bemerkninger blir avklart.

Figur 17 Sammenstilte tabeller for fastsettelse av kontrollklasse.

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013/NA:2014 Nasjonalt tillegg NA				
Tabell NA.3.1 – Grunntyper ¹⁾				
Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{2) 3)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks (PI > 40) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

¹⁾ Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

²⁾ Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

³⁾ Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

Figur 18 Fastsettelse av seismisk grunntype



NS-EN 1997-1:2004+A1:2013/NA:2016
 Nasjonalt tillegg NA

Tabell NA.A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ_M)^d

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

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

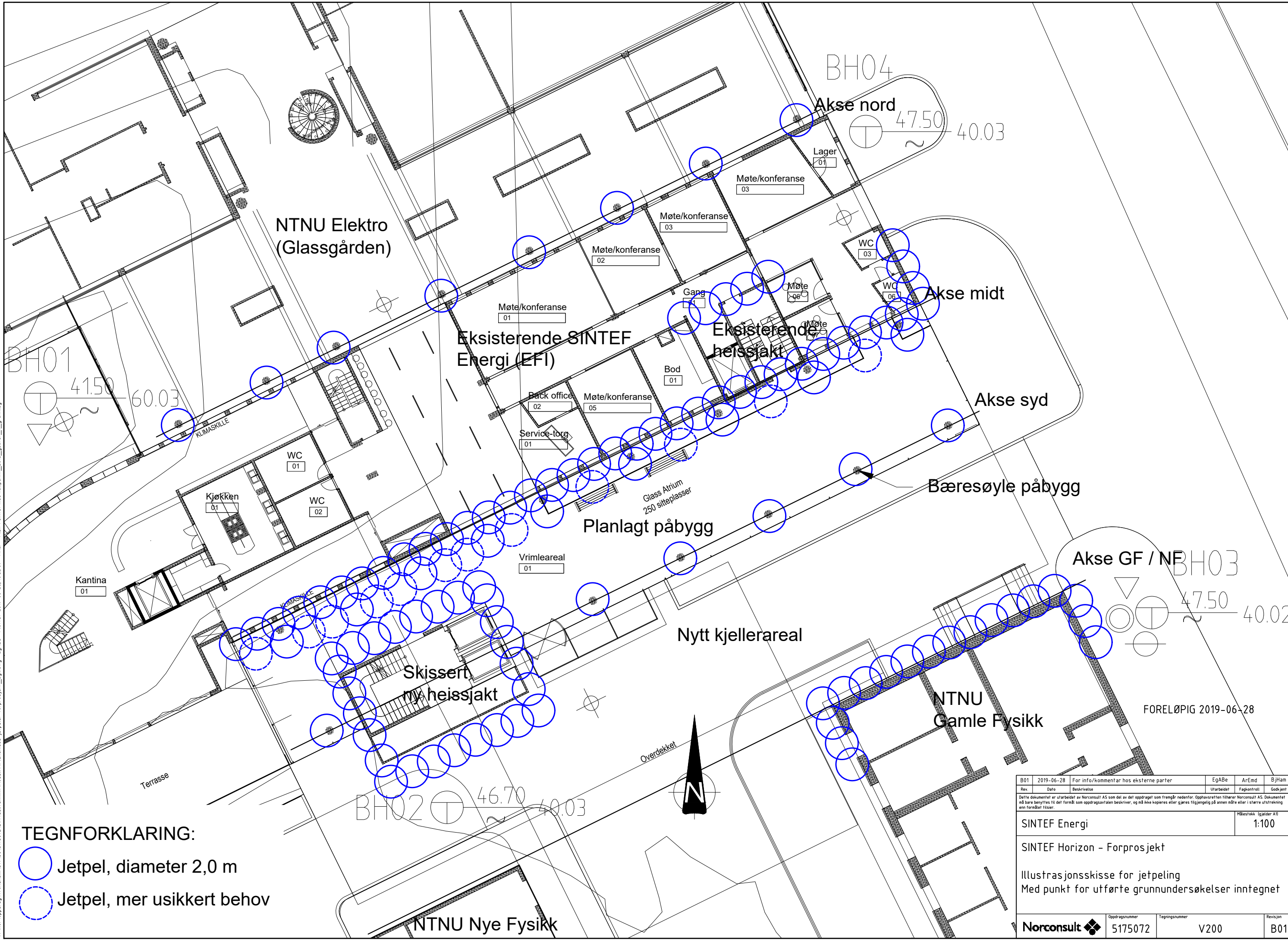
^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten.



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

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

Figur 19 Partialfaktorer for jordparametere.

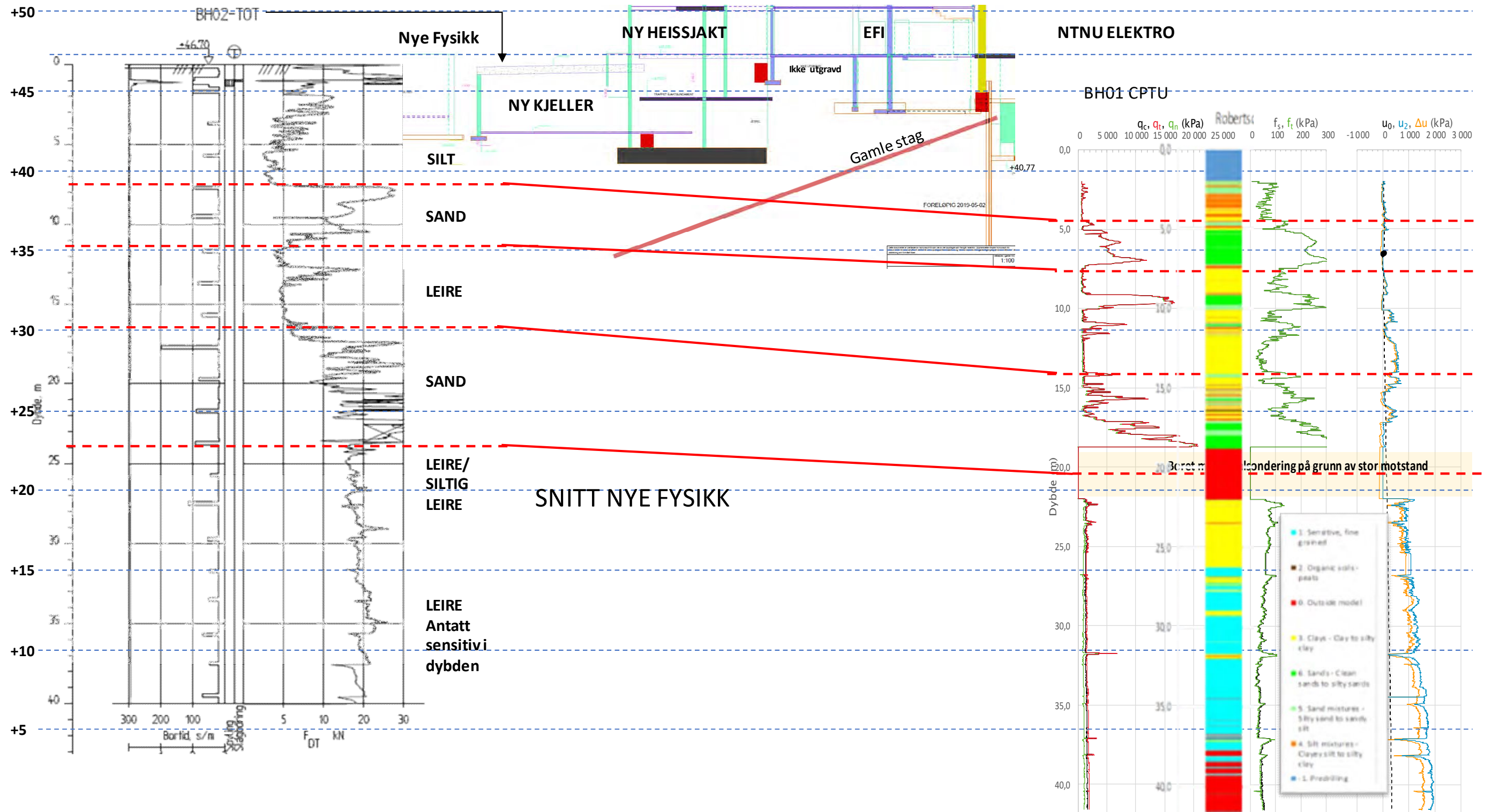
X:\nor\oppdrag\Trondheim\517\50\5175072\BHM\Geoteknik\Modell\Planskisse-jetpeler-forprosjekt_Egill.dwg - Egill.dwg - Plottet: 2019-06-28, 10:52:09 - XREF = Plan 1 Sintef med nullpunkt_2013_georef_1_grunnlag



- TEGNFORKLARING:**
-  Jetpel, diameter 2,0 m
 -  Jetpel, mer usikkert behov

Rev.	Dato	Beskrivelse	For info/kommentar hos eksterne parter	EgABe	ArEmd	BjHm	
B01	2019-06-28						
				Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent	
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.						Målestokk	Igårder A11
SINTEF Energi						1:100	
SINTEF Horizon - Forprosjekt							
Illustrasjonsskisse for jetpeling							
Med punkt for utførte grunnundersøkelser inntegnet							
Norconsult		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon			
		5175072	V200			B01	

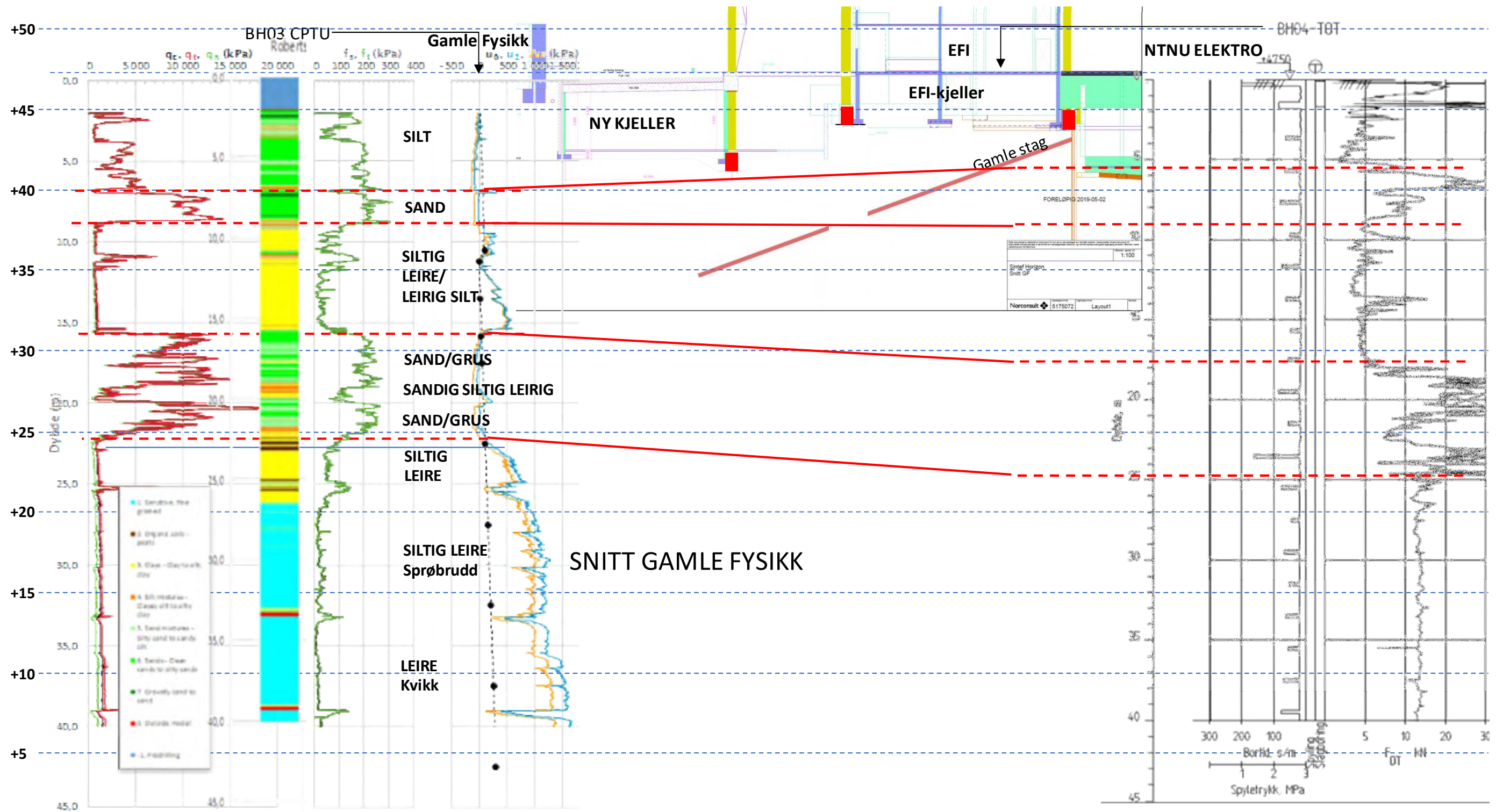
FORELØPIG 2019-06-28



Figur 1 SNITT GJENNOM NYE FYSIKK, EFI OG ELEKTRO GLASSGÅRD.

Snittet viser

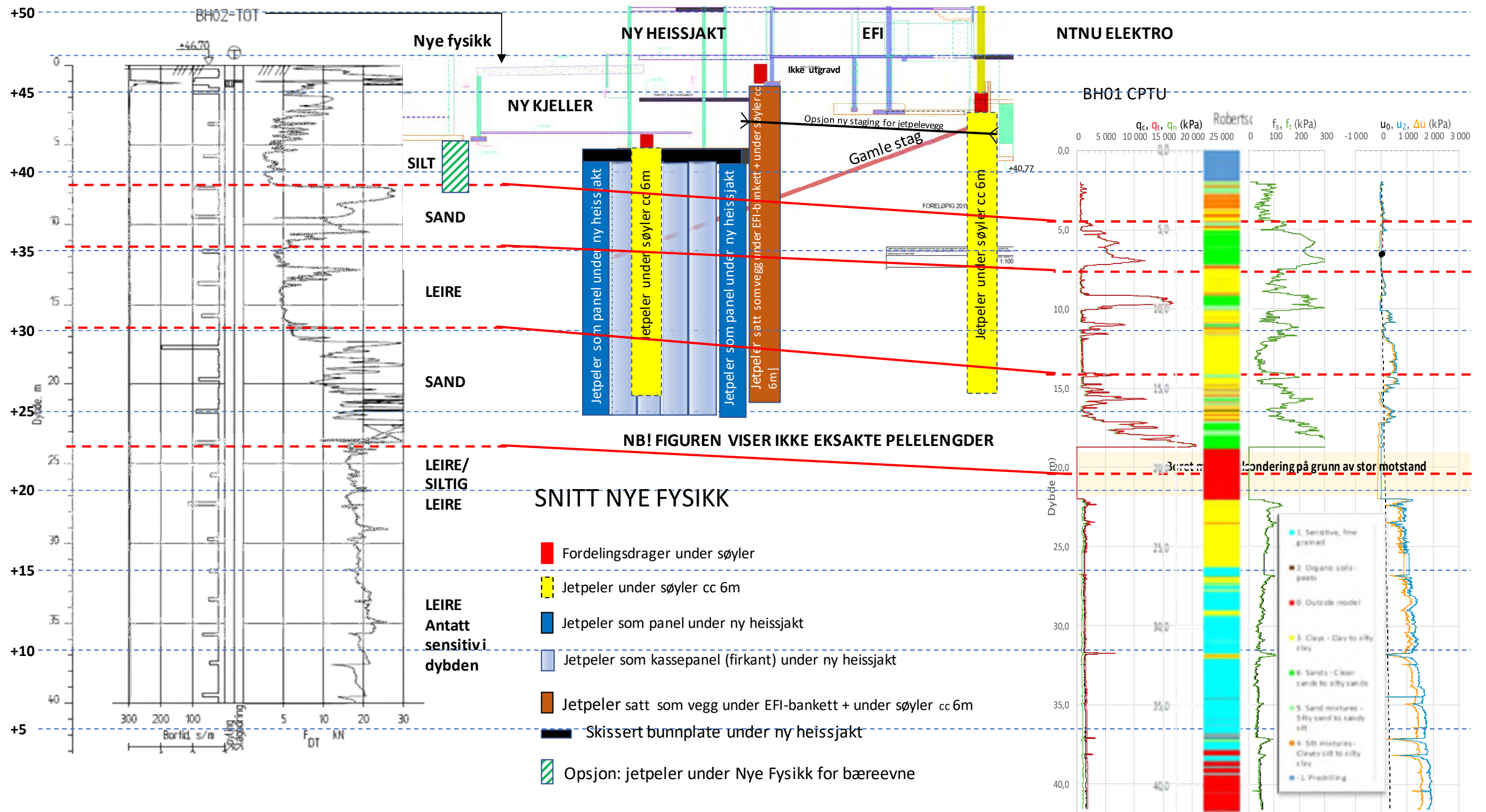
- 1) Grunnundersøkelser (sonderinger) utført av Norconsult i 2019 med tolket lagdeling.
- 2) Profil av skissert nytt prosjekt SINTEF Horizon.



Figur 2 SNITT GJENNOM GAMLE FYSIKK, EFI OG ELEKTRO GLASSGÅRD.

Snittet viser

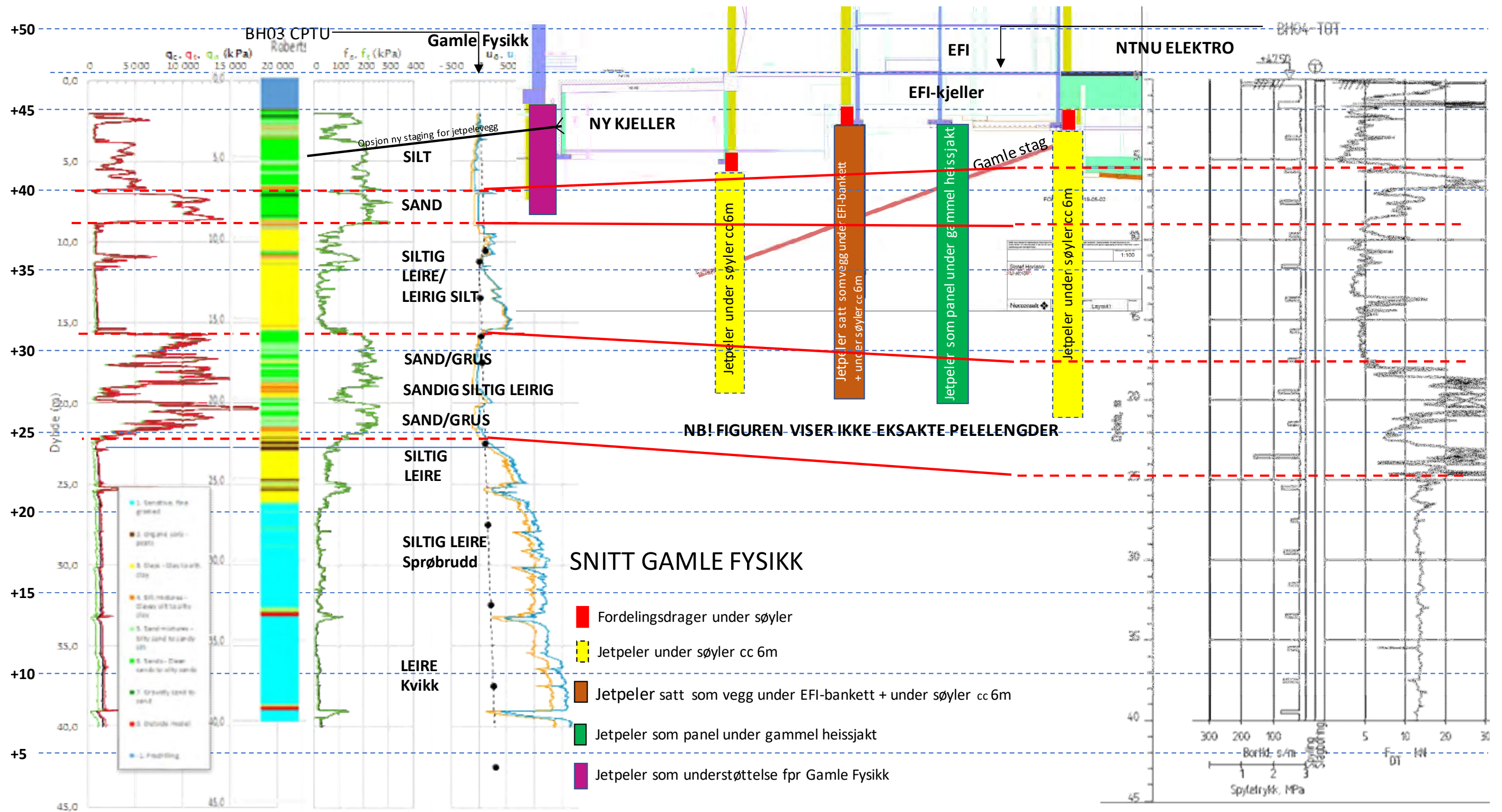
- 1) Grunnundersøkelser (sonderinger) utført av Norconsult i 2019 med tolket lagdeling.
- 2) Profil av skissert nytt prosjekt SINTEF Horizon.



Figur 3 SNITT GJENNOM NYE FYSIKK, EFI OG ELEKTRO GLASSGÅRD MED JETPELER

Snittet viser

- 1) Grunnundersøkelser (sonderinger) utført av Norconsult i 2019 med tolket lagdeling.
- 2) Profil av skissert nytt prosjekt SINTEF Horizon.
- 3) Prinsipp for plassering av Jetpeler med forskjellig funksjon som vist på figuren. Figuren viser ikke eksakte lengder av jetpeler.
- 4) Ny heissjakt og bunnplate for denne er ikke endelig plassert.
- 5) Mulig stagplassering for oppstøtting av jetpelevegg under EFI er skissert.



Figur 4 SNITT GJENNOM GAMLE FYSIKK, EFI OG ELEKTRO GLASSGÅRD MED JETPELER

Snittet viser

- 1) Grunnundersøkelser (sonderinger) utført av Norconsult i 2019 med tolket lagdeling.
- 2) Profil av skissert nytt prosjekt SINTEF Horizon.
- 3) Prinsipp for plassering av jetpeler med forskjellig funksjon som vist på figuren. Figuren viser ikke eksakte lengder av jetpeler.

SINTEF Energi

▶ SINTEF Horizon - områdestabilitetsutredning av Gløshaugens vestskråning ved EFI

Oppdragsnr.: 5175072 Dokumentnr.: 5175072-RIG12 Versjon: 1 Dato: 2020-06-24



Oppdragsgiver:	SINTEF Energi
Oppdragsgivers kontaktperson:	Per-Normann Mikalsen
Rådgiver:	Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder:	Christofer Klevsjø
Fagansvarlig:	Arnfinn Emdal
Saksbehandler:	Egil A. Behrens

► Sammen drag

SINTEF Energi planlegger utvidelse av sitt kontorbygg, EFI-bygget. Prosjektet er gitt navnet SINTEF Horizon og omfatter påbygg av EFI-bygget samt etablering av kjeller under gatearealet utenfor. Bygget ligger lengst vest på Gløshaugen, umiddelbart sør for NTNUs Elektrobygg og ut mot kanten av Høgskoleparkens skråning mot Klæbuvegen og Døvekirken.

Det ble ved en grunnundersøkelse for SINTEF Horizon i 2019 funnet leire med sprøbruddegenskaper (kvikke egenskaper) og Norconsult har som følge av dette i 2020 utført en utvidet grunnundersøkelse samt en områdestabilitetsutredning etter NVEs kvikkleireveileder nr. 7/2014. Denne rapporten tar for seg områdestabilitetsutredningen i forbindelse med dette arbeidet.

Planområdet vurderes å være byggbart geoteknisk sett og områdestabiliteten er funnet å være tilstrekkelig for regulering for planlagt utbygging av prosjektet SINTEF Horizon. Stabilitetsforholdene gir ikke rom for vesentlig økt belastning på skrånningen, med mindre det gjøres stabiliserende tiltak. Dette vil være krevende i det aktuelle området, og prosjektet bør derfor utformes med hovedprinsipp at tiltaket ikke vil medføre en samlet økt belastning på skrånningen. Dette må ivaretas ved detaljprosjektering.

1	2020-06-24	Ferdig rapport.	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Innhold

1	Bakgrunn	4
2	Tiltaket og tilhørende klassifisering og sikkerhetskrav	5
3	Topografi og overordnede grunnforhold	7
3.1	Topografi og grunnforhold	7
3.2	Seismisitet – jordskjelvdimensjonering - utelateskriterium	8
4	Lagdelling, representativt stabilitetssnitt og poretrykk	9
4.1	Lagdelling	9
4.2	Representativt stabilitetssnitt	9
4.3	Poretrykk	11
5	Avgrensning av løsne- og utløpsområde for kvikkleireskred	12
6	Faregradsevaluering	14
7	Stabilitetsberegninger	17
7.1	Beregningsprogram og datagrunnlag	17
7.2	Materialparametere	17
7.3	Belastninger – eksisterende og planlagte bygg	18
7.4	Belastninger – anleggssituasjonen	18
7.5	Beregningstilfeller og -resultater	20
8	Sikkerhet mot andre skredtyper / naturpåkjenninger	21
9	Konklusjon	22
10	Sluttord	23
11	Referanser	23

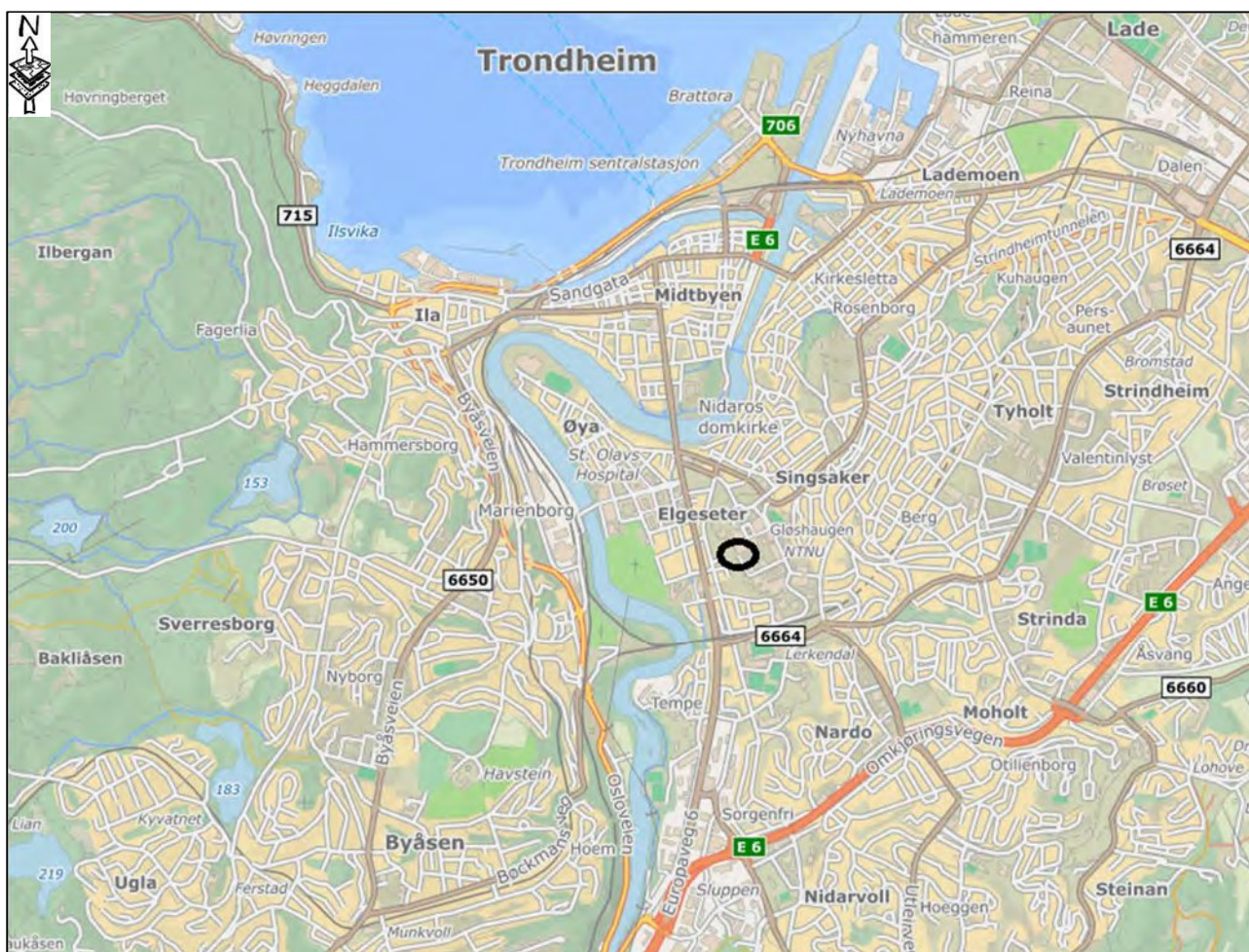
Tegninger	Format	Målestokk	Tegningsnr
Situasjonsplan utførte grunnundersøkelser	A3	1:500	V101
Poretrykkmåleravlesninger BH03, BH08 og BH10	A4		V501-V503
Stabilitetsberegning - Profil A	A3	1:600	V601

Vedlegg	Vedleggsnr
Trykksonderinger – måledata, avledede verdier, tolket udrenert skjærfasthet, OCR. BH01, BH03, BH07, BH08 og BH10	A

1 Bakgrunn

SINTEF Energi har engasjert Norconsult som geoteknisk rådgiver i forprosjektfasen for prosjektet SINTEF Horizon, som er et påbyggingsprosjekt ved SINTEF Energis lokaler på Gløshaugen i Trondheim. Et oversiktskart over områdets beliggenhet er gitt i Figur 1. Grunnundersøkelser i 2019 ved planlagte påbyggingstiltak rundt eksisterende bygg påviste kvikkleire som det er naturlig å se i sammenheng med kvikkleireforekomstene på Gløshaugen for øvrig. Dette medfører behov for en områdestabilitetsutredning i forbindelse med regulering for planlagt påbygging.

Denne rapporten tar for seg områdestabilitetsutredning i forbindelse med SINTEF Horizon. Det er skråningen mot vest (Høgskoleparken) som er den aktuelle problemstillingen. I forbindelse med utredningen har Norconsult utført supplerende grunnundersøkelser i skråningen. Resultater fra grunnundersøkelsene er gitt i separat datarapport, dokumentnummer 5175072-RIG13 (Ref. 1).



Figur 1: Oversiktskart over områdets beliggenhet i Trondheim. Kart hentet fra kart.finn.no.

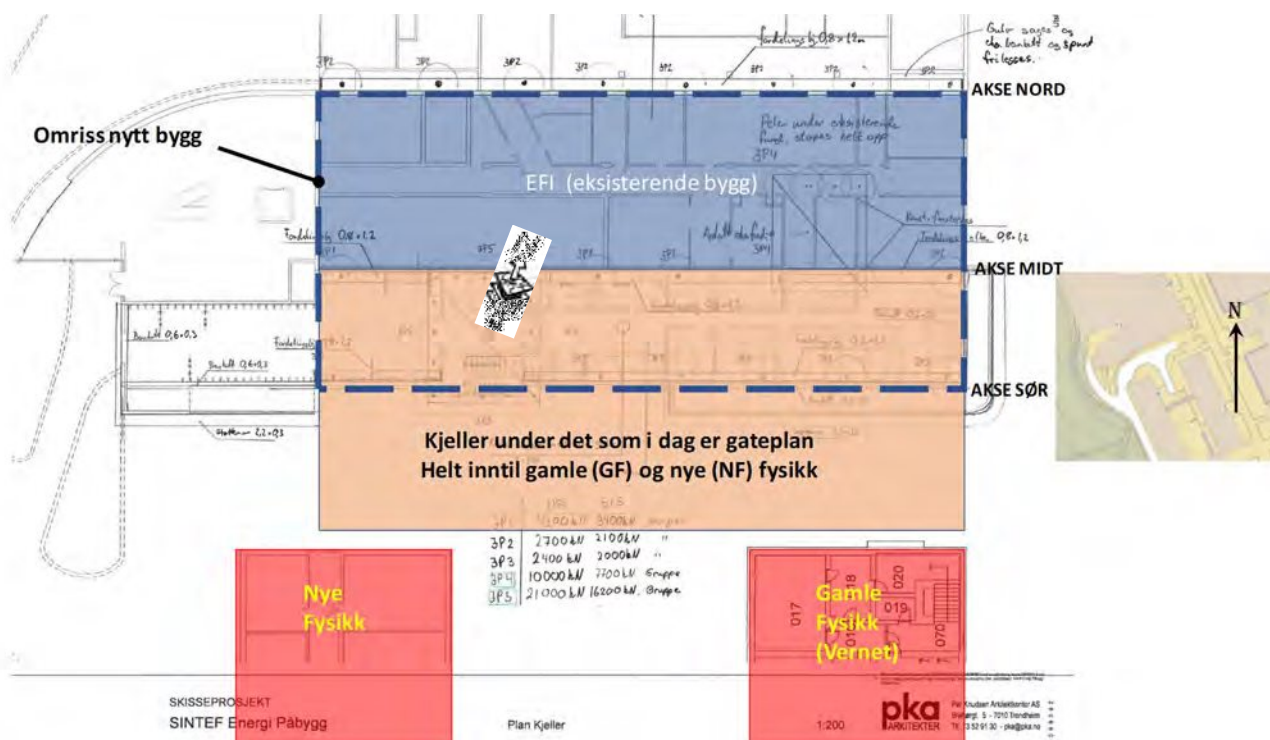
2 Tiltaket og tilhørende klassifisering og sikkerhetskrav

Planlagt tiltak (påbygging og utgraving for kjeller) omfatter påbygging av 3 etasjer over eksisterende bygg, med en utvidelse av bygget mot syd i full høyde. Prosjektet omfatter bygging av kjeller under utvidelsen og derfra videre under gatearealet mot syd som avgrenses av eksisterende nabobygg (NTNU Gamle og Nye Fysikk), se Figur 2 og Figur 3.

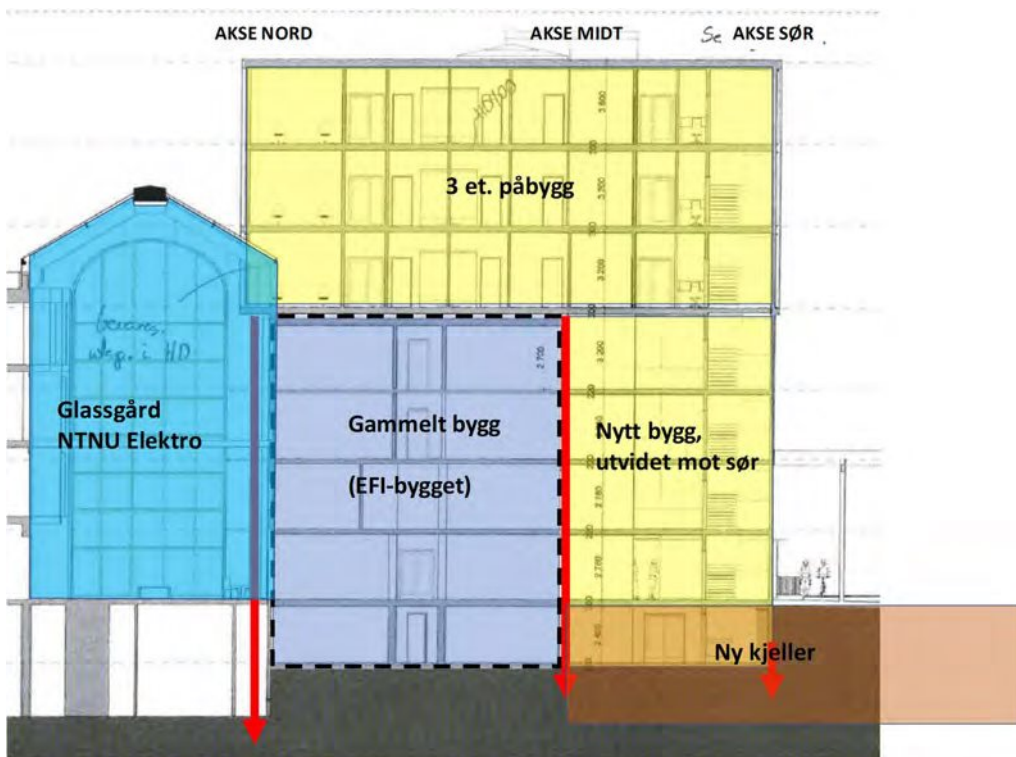
Påbyggingen vil gi flere kontorarbeidsplasser og møterom samt undervisningsareal for NTNU. Følgelig må påbyggingen regnes å gi en persontilflytning tilsvarende mer enn 2 boenheter, og påbyggingen plasseres i tiltakskategori K4 iht. NVEs veileder om Sikkerhet mot kvikkleireskred (Ref. 4). Kategorien omfatter typisk skoler, større næringsbygg og kontorbygg.

NVEs veileder anbefaler at områdestabilitetsutredning for tiltak i tiltakskategori K4 kvalitetssikres av uavhengig foretak. SINTEF Energi har engasjert Multiconsult som uavhengig kvalitetssikrer. Norconsult har, i tråd med veilederens anbefaling, hatt dialog med Multiconsult underveis i prosessen vedrørende plan for grunnundersøkelser og også vurdering av grunnlaget for stabilitetsanalysene.

Denne områdestabilitetsrapporten forutsettes, sammen med datarapport fra grunnundersøkelsene (Ref. 1), oversendt Multiconsult for endelig kvalitetssikring.



Figur 2 Oversiktskart for eksisterende bygg og planlagt utvidelse av eksisterende bygg med utvidet kjeller mot sør.



Figur 3 Oppriss i prinsipp av eksisterende bygg, nybygg og ny kjeller

Tiltakskategori K4 medfører at det er krav om å oppnå en sikkerhetsfaktor mot områdestabilitetsbrudd minst lik 1,4 for både korttids- og langtidssituasjon (udrenert og drenert). Dersom sikkerhetsfaktoren for eksisterende situasjon er mindre enn 1,4, tillates en relativ forbedring av sikkerheten på 0-15 % avhengig av hva sikkerheten er i utgangspunktet, selv dersom sikkerhetsfaktoren etter forbedring skulle være mindre enn 1,4. Forbedring oppnås eksempelvis med motfylling ved bunn av skråning.

For lokalstabilitet i udrenert (korttids) situasjon stiller prosjekteringsstandarden NS-EN 1997-1 (Eurokode 7) krav til minste sikkerhetsfaktor lik 1,4, og for drenert situasjon lik 1,25 (på tangens til friksjonsvinkel).

I praksis vil man i det aktuelle tilfellet måtte oppnå en sikkerhetsfaktor minst 1,4 i udrenert situasjon, totalspenningsanalyse.

3 Topografi og overordnede grunnforhold

3.1 Topografi og grunnforhold

Planlagt påbygging ligger på Høgskoleplatået Gløshaugen i Trondheim, som er en elveavsetning, bestående hovedsakelig av sand, og ligger under den marine grense i området. Løsmassekart fra NGU (Figur 4) indikerer at det er havavsetninger bestående av leire og silt under elveavsetningene. Tidligere og nylig utførte grunnundersøkelser bekrefter dette.

Høgskoleplatået strekker seg i god avstand nord-, øst- og sydover fra planlagt tiltak, og er tilnærmet flatt. Mot vest er det en nokså jevn skråning ned mot boligområdet ved Klæbuveien. Skråningshøyden er omtrent 25 meter og gjennomsnittlig terrenghelning er omtrent 1:2,8 nedenfor planlagt tiltak. Kotehøyden er omtrent +23 i bunnen av skråningen og omtrent +47 på toppen.

Det er tidligere påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale lenger øst på Gløshaugen, blant annet ved Sentralbygget NTNU. Ved SINTEF Energis bygg og i skråningen mot vest (del av Høgskoleparken) er det ikke påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale tidligere. Området er derfor ikke kartlagt som kvikkleirefaresone, selv om skråningshelningen er så stor at kvikkleireskred i utgangspunktet ikke kan utelukkes ut fra topografiske forhold.

De nye grunnundersøkelsene, utført av Norconsult i 2019 og 2020, gir grunnlag for vurdering av om dette området er en kvikkleirefaresone, og eventuell avgrensning av denne sonen. Dette følger i de neste kapitler.



Figur 4: Løsmassekart over Gløshaugen og omegn, hentet fra geo.ngu.no/kart/losmasse. Planlagt bygg vist med sort rektangel.

3.2 Seismisitet – jordskjelvdimensjonering - utelatelseskriterium

Bygninger og konstruksjoner klassifiseres i seismiske klasser etter prosjekteringsstandarden NS-EN 1998-1 (Ref. 8). Planlagte kontorbygg (middels stor påbygging av kontorbygg) plasseres etter standarden i seismisk klasse 2.

Bygninger i seismisk klasse 2 skal dimensjoneres for å motstå seismiske krefter (jordskjelv), med mindre kriterium for utelatelse av dette er oppfylt. Seismisk faktor for seismisk klasse 2 er 1,0. Dersom bygget må dimensjoneres for seismiske krefter, må også skråninger som byggets integritet er avhengig av, dimensjoneres for seismiske krefter. Det vil i praksis si en beregning med påført seismisk akselerasjon i massene og udrenert materialoppførsel i både leire og sandmasser.

Ifølge seismisk sonekart over Norge (gitt i Ref. 8) er den seismiske grunnakselerasjonen ved Trondheim lik $a_{g40Hz} = 0,35 \text{ m/s}^2$ (evt. $0,37 \text{ m/s}^2$ om man ikke runder av etter vanlig praksis). Løsmassene på tomten består av et cirka 20 m tykt lag bestående av silt og sand (drenerende masser) over fast leire (kohesjonsmasser). Utførte grunnundersøkelser viser at det er minst 60 m til fjell. Følgelig er grunnen ved tiltaksområdet av seismiske grunntype D i henhold til tabell 3.1 i Ref. 8. For seismisk grunntype D er forsterkningsfaktoren $S = 1,55$.

Dette gir da at $a_g * S = 0,35 \text{ m/s}^2 * 0,8 * 1,0 * 1,55 = 0,43 \text{ m/s}^2 < 0,49 \text{ m/s}^2$. Utelatelseskriterium for seismisk dimensjonering, basert på grunntype og grunnakselerasjon, er dermed oppfylt. Følgelig er det ikke nødvendig å gjøre stabilitetsberegning av skråning / områdestabilitet i seismisk situasjon med udrenerte sandmasser og seismisk akselerasjon.

4 Lagdeling, representativt stabilitetssnitt og poretrykk

4.1 Lagdeling

Nylig utførte grunnundersøkelser i skråningen, sammenholdt med tidligere utførte grunnundersøkelser i og ovenfor skråningen, gir grunnlag for bestemmelse av løsmassenes lagdeling i området.

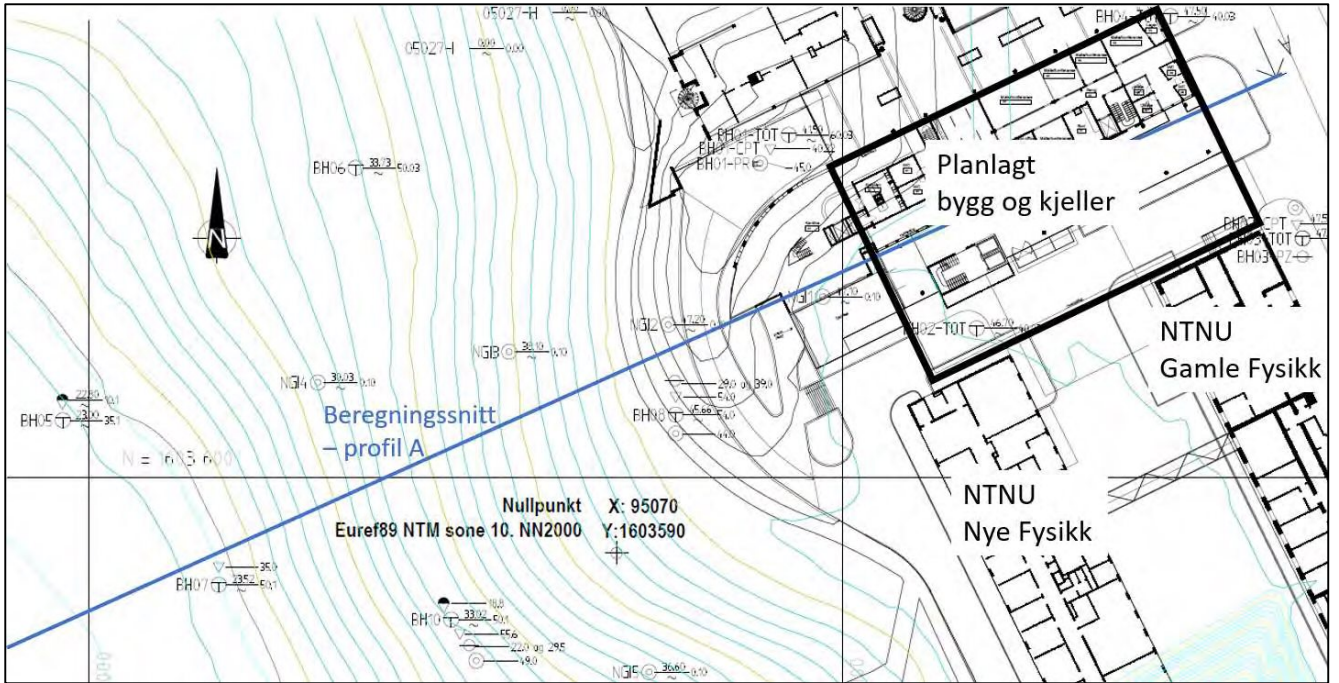
Grovt sett består massene i hele området av et tykt lag leire (stedvis siltig leire) under sand- og siltmasser. Det øvre laget kan deles inn i flere tynnere lag med større eller mindre innslag av silt og sand, med stedvis noe leir eller grus.

Lagdelingen viser en helning fra Gløshaugplatået og vest-sydvestover ned skråningen i retning mot Klæbuveien. Lagdelingens helning er noe slakere enn terrengoverflaten, det vil si at det øvre laget som er dominert av silt og sand er noe tykkere på Gløshaugplatået enn det er ved bunnen av skråningen. Ved planlagt bygg (på Gløshaugplatået) er dybden ned til det tykke leirlaget opp mot 25 m, mens tilsvarende dybde ved skråningsbunnen er cirka 15 m.

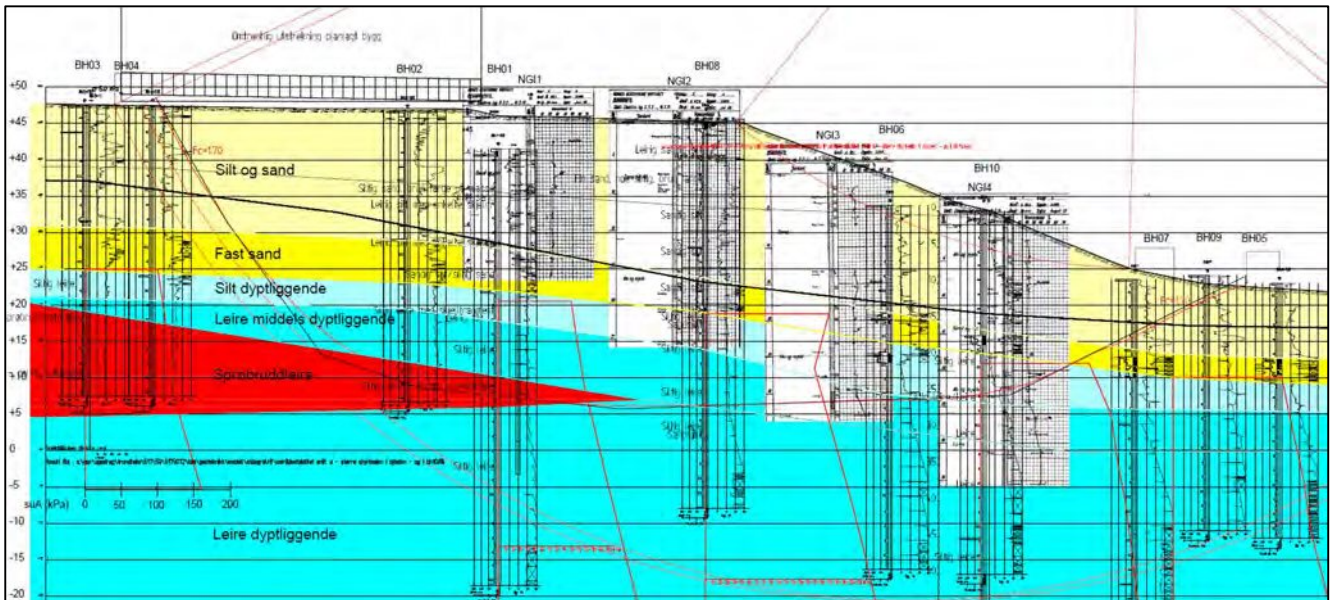
I nord-syd-retning (N-NV mot S-SØ) er grunnforholdene / lagdelingen mer homogen. Det er ingen store forskjeller mellom de sydligste (BH09/BH10) og nordligste (BH06) av våre undersøkelsespunkter i så måte. Sammenligning med grunnundersøkellesdata fra et tilsvarende snitt ved Hestehagen (datarapport Multiconsult, Ref. 2) bekrefter en jevn lagdeling. Plassering av borepunkter er vist i tegning V101.

4.2 Representativt stabilitetssnitt

Lagdelingen vurdert sammen med topografien gjør at ett enkelt beregningssnitt anses å være representativt for å vurdere stabiliteten av skråningen i tilknytning til planlagt tiltak (SINTEF Horizon). Dette er et snitt gjennom SINTEF Energis bygg, vinkelrett ned skråningen mot vest-sydvest. Snittet er vist som profil A-A i situasjonsplanen gjengitt i tegning V101. Skråningshelningen er litt brattere i dette beregningssnittet (terrengsnittet) enn den er noen titalls meter mot syd og nord. Dette medfører at beregningen kan vise en stabilitet som er litt mindre enn stabiliteten gjennomsnittlig er i området, altså noe konservativt. Ettersom skråningens høyde er mest avgjørende for stabiliteten, og denne er jevn mot syd og nord, vurderes likevel konservatismen i valgt beregningssnitt å være begrenset. Beregningssnittet med stabilitetsberegning er gitt i tegning V601 (Stabilitetsberegning - Profil A) og snittets beliggenhet er gitt i situasjonsplan, tegning V101. Utsnitt fra disse tegningene er gitt i Figur 5 og Figur 6.



Figur 5: Utsnitt av situasjonsplan for utførte grunnundersøkelser (tegning V101), med planlagt utbyggingsområde og beregningssnittets beliggenhet tegnet inn.



Figur 6: Utsnitt av beregningssnitt (profil A), fra tegning V601.

4.3 Poretrykk

Grunnvannstanden på Gløshaugen er undersøkt gjennom prosjekter helt tilbake til 1950-tallet (NGI). I området er det et drenerende lag på ca. kote +35. Fra dette nivå er det funnet å være om lag hydrostatisk grunnvann.

Det er i Norconsults grunnundersøkelser i 2019 og 2020 installert elektriske poretrykksmålere (piezometere) ved kote +31,5 i BH03 ved NTNU Gamle Fysikk, samt ved kote +16,7 og +6,7 i BH08 ved topp skråning og ved kote +10,8 og +3,3 ved BH10 midt i skråningen mot vest. Trykkmålingene fra poretrykksmålerne er vist i tegningene V501-V503.

Avlesning av målerne den 2020-04-28 viser stighøyde omtrent til kote +37 i BH03, til kote +22 og +24 i BH08 og til kote +15 og +20 i BH10. Loggede data viser at trykkmålingene stabiliserte seg i god tid før avlesningen.

Det er den grunnest liggende måleren i BH10 (måler kt +10,8) som indikerer poretrykk med stighøyde til kote +15. Det kan være vanskelig å forstå denne målingen, all den tid nivået i Klæbuvegen og platået vestover mot Tilfredshet kirkegård 500 meter unna ligger på kote ca. +21 og en naturlig skulle forvente en høyere grunnvannstand. Konservativt har vi valgt å ikke stole på den grunneste måleren i BH10 og har lagt til grunn en hydrostatisk grunnvannstand til kote +20 i leirmassene ved BH10. Dette virker sannsynlig ut fra lagdelingen i området.

Måleverdiene fra BH08 indikerer en noe underhydrostatisk poretrykksfordeling i de dyptliggende leirmassene. I de overliggende sand-/siltmassene er det lave poretrykk og lag som drenerer. NGIs undersøkelser fra 1950-tallet (Ref. 3) gir indikasjoner på poretrykket i disse massene og er sammen med de nye målingene lagt til grunn for tolkning av grunnforholdene.

5 Avgrensning av løsne- og utløpsområde for kvikkleireskred

Tegning V601 viser profil, plassering av borehull, tolket lagdeling og kritiske skjærflater, et utsnitt av denne er vist i Figur 6.

Resultater fra laboratorieforsøk på prøver tatt opp i felt, påviser kvikkleire/sprøbruddmateriale i dybdene 33-34 m og 37-38 m ved borpunkt BH03 (østside av planlagt bygg) samt i dybde 33-34 m ved borpunkt BH01 (vestside av planlagt bygg). BH08 var i undersøkelsen plassert lenger vest, ut på toppen av skrånningen, for om mulig å avgrense kvikkleirens utstrekning. Laboratorieundersøkelsene i BH08 ble gjennomført uten at kvikkleire/sprøbruddmateriale ble påvist.

Det ovenstående, sammenholdt med sonderingskurver fra trykksonderinger og totalsonderinger indikerer at laget av kvikkleire/sprøbruddmateriale er tykkere i øst enn i vest og at det kiler ut i null mellom BH01 og BH08.

Tolkningen av dette er vist i med rød farge i Figur 6.

Ut fra grunnundersøkelsene avgrenses sprøbruddmaterialet å ligge mellom cirka kote +5 og +20 ved borpunkt BH03. Under planlagt bygg eller lenger vest er det følgelig ingen kvikkleire/sprøbruddmateriale over kote +20. Bunn av skrånningen ligger på kote +23 og terrenget faller slakt av (tilnærmet flatt) videre vestover mot Klæbuveien. Sprøbruddmaterialet vil dermed ikke ha utløpsmulighet og progressivt brudd kan utelukkes som bruddmekanisme (siden alt sprøbruddmateriale ligger lavere enn skråningsbunn). Kvikkleire/sprøbruddmateriale lenger øst på Gløshaugen ligger noe høyere, men, på grunn av den store horisontalavstanden, ikke så høyt at disse massene har utløpsmulighet mot vest. Massene ligger lavere enn en 1:15-linje fra skråningsfoten.

Flaskskred er heller ikke relevant bruddmekanisme, da sprøbruddmaterialet ligger langt fra overflaten og heller ikke har lagdeling som følger overflaten i skrånningen.

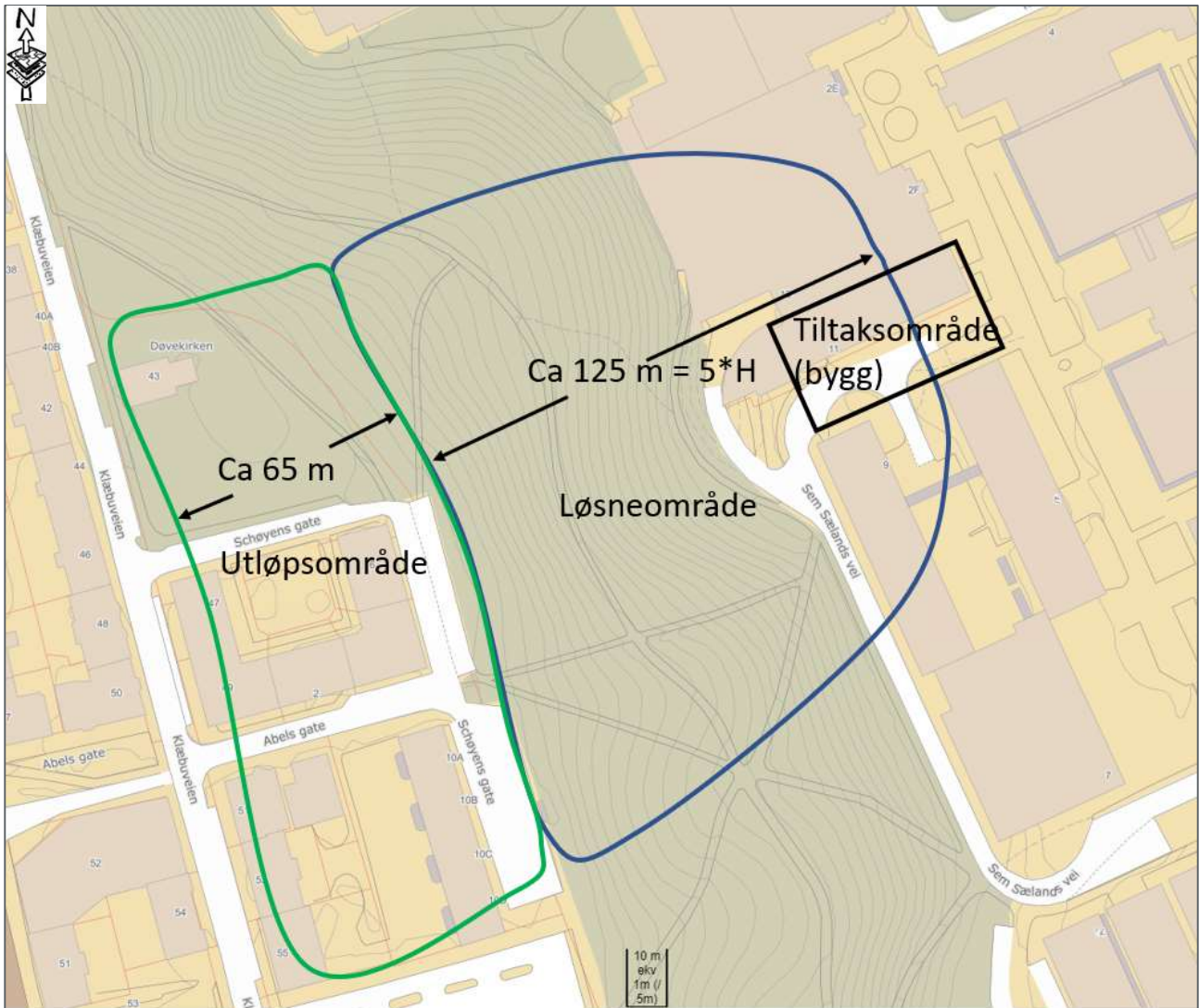
Rotasjonsskred er den aktuelle bruddmekanismen for sprøbruddmaterialet. Jfr. høringsutkast til revidert NVE-veileder (Ref. 5), kan løsneområdets lengde for et rotasjonsskred settes lik 5 ganger skråningshøyden. Skråningshøyden er omtrent 25 meter og følgelig vil løsneområdet være cirka 125 m langt bakover fra skråningsfoten, det vil si under mesteparten av planlagt påbygging. Utløpsdistansen vil være omtrent halvparten av løsneområdet, det vil si cirka 65 m, dette samsvarer med anvisninger i Ref. 9.

En volumvurdering ut fra kritisk glideflate (se senere stabilitetskapittel) bekrefter at 125 m løsneområde og 60-70 m utløpsområde er realistisk. Dette gir en indikasjon på avgrensning av løsne- og utløpsområde som vist i Figur 7.

Bredden av løsne- og utløpsområdene vil for rotasjonsskred være tilnærmet like i det aktuelle området, ettersom topografien gir en tilnærmet 2-dimensjonal stabilitetssituasjon. Bredden er vanskelig å fastslå nøyaktig. I veiledningen til Byggteknisk forskrift (TEK17) §7-3 (2) står det følgende om hvilket område som må utredes: «Utredning av områdestabilitet (soneutredning) innebærer å vurdere alle skrånninger hvor et skred kan utløses og forplante seg inn i tiltaksområdet, samt områder hvor skredmasser ovenfra kan ramme tiltaksområdet.» Det vil si at det i forbindelse med denne utredningen for planlagt bygg / tiltaksområde skal avgrenses det løsne- og utløpsområdet som vil kunne påvirke tiltaksområdet.

I denne utredningen for planlagt utbygging SINTEF Horizon vil aktuelt løsne- og utløpsområde være omtrent som vist i Figur 7. Løsne- og utløpsområdet er tegnet omtrent 50 m nordover og sydover fra tiltaksområdet, da vi vurderer at et eventuelt skred mindre enn 50 m unna vil kunne gi en ustabil raskant som deretter kan rase/slakes ut mot tiltaksområdet. 50 m er vurdert på bakgrunn av at skråningshøyden er omtrent 25 m og at en skrånning med helning 1:2 (= 25:50) vil være stabil med tilstrekkelig sikkerhet i de stedlige massene.

Avgrensningen mot nord og syd betyr ikke at områdene mot nord og syd uten videre er klarert med tanke på kvikkleireskredfare, men eventuelle skred i disse områdene vil ikke ha påvirkning på planlagt utbygging SINTEF Horizon.



Figur 7: Avgrensning av løsne- og utløpsområde for skred etter Ref. 9 (NIFS) og høringsutkast til ny NVE-veileder, samt utført stabilitetsberegning.

6 Faregradsevaluering

Bestemmelse av faregrad for kvikkleireskred i det aktuelle området bestemmes ut fra vektallsskjema som vist i NVEs veileder (Ref. 4).

Det har tidligere (i et historisk perspektiv) vært noe skredaktivitet i området. Skråningen er markert som en raskant i NGUs løsmassekart. Skråningshøyden er cirka 25 meter. Overkonsolideringsgraden (OCR) er like over 1,0 ved topp skråning og over 2-3 i leirmassene ved bunn skråning, ut fra grunnundersøkelseresultatene og løsmassenes avsetningshistorikk. Poretrykket er målt i 3 posisjoner på området og funnet å være lave og omtrent hydrostatisk. Sonderingene og laboratorieforsøkene viser at kvikkleiremekktigheten ved aktuell glideflate er mindre enn en fjerdedel av skråningshøyden. Sensitiviteten er opp mot 100 i sprøbruddmaterialet, men stort sett lavere enn 20 i leirmassene som helhet. Det er ingen erosjon i området. Planlagt tiltak vil ha minimal påvirkning på områdestabiliteten, da utbyggingen planlegges omtrentlig vekt kompensert. Totalt sett medfører dette at faregraden er lav.

Konsekvensklassen vurderes ut fra hva som rammes av et eventuelt kvikkleireskred. Nærings-/undervisningsbyggene ved tiltaksområdet kan rammes, og det samme kan de nærmeste boligblokkene på nedsiden av skråningen (øst for Klæbuveien). Ingen trafikkert vei eller jernbane vil bli berørt. Med dette har man konsekvensklasse alvorlig.

Kombinasjonen av lav faregrad og konsekvensklasse alvorlig gir risikoklasse 3 (Figur 10 og Figur 11).

Klassifiseringen er vist skjematisk i Figur 11 ut fra vektallsskjemaer i Figur 8 og Figur 9.

Tabell for evaluering av faregrad, fra ref. /2/. 0-17 poeng gir lav faregrad, 18-25 poeng gir middels og 26-51 poeng høy faregrad.					
Faktorer	Vektall	Faregrad, score			
		3	2	1	0
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen
Skråningshøyde, meter	2	>30	20-30	15-20	<15
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0-1,2	1,2-1,5	1,5-2,0	>2,0
Poretrykk, Overtrykk, kPa:	3	> +30	10-30	0-10	Hydrostatisk
Undertrykk, kPa:	-3	> -50	-(20-50)	-(0-20)	
Kvikkleiremekktighet	2	>H/2	H/2-H/4	<H/4	Tynt lag
Sensitivitet	1	>100	30-100	20-30	<20
Erosjon	3	Aktiv/glidn.	Noe	Lite	Ingen
Inngrep: Forverring	3	Stor	Noe	Liten	Ingen
Forbedring	-3	Stor	Noe	Liten	
Sum		51	34	17	0
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %

Figur 8: Vekttingsskjema for faregrad. Fra NVEs Veileder 7/2014.

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

Figur 9: Vektingsskjema for konsekvensklasse.

• Risikoklasse 1 omfatter alle soner med tallverdi fra 0 til 170
• Risikoklasse 2 omfatter alle soner med tallverdi fra 171 til 630
• Risikoklasse 3 omfatter alle soner med tallverdi fra 631 til 1 900
• Risikoklasse 4 omfatter alle soner med tallverdi fra 1 901 til 3 200
• Risikoklasse 5 omfatter alle soner med tallverdi fra 3 201 til 10 000

Figur 10: Inndeling i risikoklasser, iht. NGI-rapport 20001008-2 Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.

FAREGRAD ETTER NVE VEILEDER 7/2014					
PROSJEKT:		Sintef Horizon			
OPPDRAK:		5175072			
Utført av:		Egil A. Behrens			
FAREGRAD					
FAKTORER	VEKTALL	Faregrad, score 0-3 (lav-høy)		KONTROLLFELT	
		Score	Poeng	Maxscore	Maxpoeng
Tidligere skredaktivitet	1	2	2	3	3
Skråningshøyde i meter	2	2	4	3	6
OCR	2	1	2	3	6
Poretrykk - overtrykk	3	0	0	3	9
Poretrykk - undertrykk	-3	0	0		0
Kvikkleiremektighet	2	1	2	3	6
Sensitivitet	1	2	2	3	3
Erosjon	3	0	0	3	9
Inngrep forverring	3	1	3	3	9
Inngrep forbedring	-3	0	0		0
Sum			15		51
%av maksimal poengsum			29,4 %		100,0 %
Faregrad LAV					
KONSEKVENSKLASSE					
FAKTORER	VEKTALL	Konsekvens, score 0-3 (lav-høy)		KONTROLLFELT	
		Score	Poeng	Maxscore	Maxpoeng
Boligheter	4	2	8	3	12
Næringsbygg, personer	3	3	9	3	9
Annen bebyggelse, verdi	1	0	0	3	3
Vei, ÅDT	2	0	0	3	6
Toglinje, baneprioritet	2	0	0	3	6
Kraftnett	1	0	0	3	3
Oppdemning/flom	2	0	0	3	6
Sum			17		45
%av maksimal poengsum			37,8 %		100,0 %
Konsekvensklasse alvorlig					
RISIKOKLASSE					
Risiko 1111,111					
Risikoklasse 3					

Figur 11: Faregradsklassifisering og konsekvens-/risikoklasse.

7 Stabilitetsberegninger

7.1 Beregningsprogram og datagrunnlag

Stabilitetsberegninger i kritisk beregningsnitt er utført ved hjelp av beregningsprogrammet GeoSuite Stability, versjon 16.1.1.0 (2018). Det er lagt inn geometri, lagdeling og styrke iht. grunnundersøkellesdataene. Styrken er tolket ut fra trykksonderingsresultater sammenholdt med laboratorieresultater og erfaringsverdier.

7.2 Materialparametere

Stabiliteten er beregnet både med drenert og udrenert styrke i leire-/siltmassene, det vil si for henholdsvis langtidss og korttidss belastningssituasjon. For kvikkleire/sprøbruddmateriale er aktiv udrenert skjærstyrke redusert med 15 % iht. NVEs veileder 7/2014 der styrken er bestemt fra trykksondering tolket vha. korrelasjoner mot blokkprøver. For øvrig er det benyttet anisotropifaktorer iht. NIFS-rapport (Ref. 6) for lavplastisk leire, det vil si aktiv 1,0, direkte 0,63 og passiv 0,35. Laboratorieforskene har vist at leiren i de fleste dybder og posisjoner er lavplastisk, med plastisitetsindeks omtrent 10 %, mens den stedvis er opp mot omtrent 15 %.

Tolkningen av udrenert skjærstyrke ut fra trykksonderinger er kalibrert mot utførte styrkeforsøk i laboratorium, samt ved hjelp av erfaringsbaserte sammenhenger mellom vanninnhold og prekonsolidering (tidligere belastning). Det er lagt mest vekt på Shansep-tolkning. Tolkningen er vist i vedlegg A.

Enkelte av de utførte laboratorieundersøkelsene viser tydelige tegn på at prøvematerialet er forstyrret fra in situ – situasjon. Treaksialforsøk ved BH10 dybde 31,5 m (kote +1,5) viser mye utpresset porevann under konsolidering. Vi har derfor ikke lagt vesentlig vekt på resultatene fra dette forsøket. Treaksialforsøk ved BH01 dybde 28,3 m (kote +13,2) ble konsolidert med spenninger noe høyt i forhold til sannsynlig og målt prekonsolidering (OCR), og viser derfor en høyere styrke enn det som er realistisk. Ved tilpasning av resultatet med riktigere konsolidering, kan vi estimere en mer reell styrke. Denne samsvarer godt med tolket styrke fra trykksonderingen.

Ødometerforsøk (stivhetsforsøk) på prøver fra BH01 tilsier en forsiktig prekonsolidering, mens prekonsolideringen på prøver fra BH10 viser en betydelig prekonsolidering. Prekonsolidering fra stivhetsforsøkene stemmer bra med den prekonsolidering som man kan estimere ut fra en antagelse at området vest for Gløshaugen i tidligere tider har vært på omtrent samme nivå som dette området av Gløshaugen er i dag (ca. kt +46 - +47). Prekonsolideringen som fremkommer fra laboratorieforskene, tilsier at mye av den tidligere overlagingen må ha vært drenert (lav grunnvannstand i drenerende topplag også den gangen). Den store tykkelsen av de drenerende massene på selve Gløshaugen sannsynliggjør dette.

For de drenerende massene (sand, grov silt og grus) over de dyptliggende leire-/siltmassene, er det benyttet erfaringsbaserte styrkeverdier iht. Statens vegvesens håndbok V220, kap. 2.9.5 (Ref. 7). Det samme gjelder for de dyptliggende leire-/siltmassene i langtidssituasjonen, som også er basert på utførte treaksialforsøk. Benyttede verdier er som følger (Tabell 1):

Tabell 1: Drenerte styrkeverdier.

Løsmasselag	Tyngdetetthet	Friksjonsvinkel	Attraksjon (kohesjon)
Silt og sand (øverst)	18 kN/m ³	32 grader	5 (3,1) kPa
Fast sand	19 kN/m ³	36 grader	5 (3,6) kPa
Silt dyptliggende	19 kN/m ³	31 grader	10 (6,0) kPa
Leire dyptliggende	19 kN/m ³	28 grader	10 (5,3) kPa

I nivå dypere enn utførte trykksonderinger (CPTU), er udrenert skjærstyrke vurdert ut fra erfaringsmessig styrkeøkning med dybden. Det er benyttet en styrkeøkning med dybden på 2,5 kPa/m for aktiv udrenert skjærfasthet, beregnet ut fra at massene har en effektiv tyngdetetthet cirka 9 kN/m³ og at minste erfaringsmessige aktive styrke er 0,25-0,30 ganger vertikalt overlagingstrykk.

7.3 Belastninger – eksisterende og planlagte bygg

Rundt og på tiltaksområdet er det mange eksisterende bygninger. De fleste av bygningene har 1 eller 2 utgravde kjelleretasjer og 3-5 etasjer over bakken.

En oversikt over byggenes plassering og lastsituasjon er gitt i Figur 12.

Nord for planlagt bygg er NTNU Elektro, som har kontinuerlig kjeller, mens omtrent halvparten av arealet over bakken er åpent areal (glassgård). Totalt sett er dette bygningskomplekset vesentlig lettere enn massene som ble utgravd for å etablere det (lastoverkompensert).

Syd for planlagt bygg er NTNU Gamle og Nye Fysikk. Gamle fysikk er fundamentert med begrenset utgravning og gir en tilleggslast i forhold til omkringliggende terreng. Nye Fysikk har full kjeller og har en vekt omtrent som vekten av massene som ble gravd ut for kjelleren.

Planlagt utbygging vil være lastkompensert totalt sett. Påbyggingen over nåværende EFI-bygg vil gi en lastøkning, mens planlagt kjeller mot syd under deler av nybygget samt under gatearealet mot fysikk vil gi en avlastning.

Den eksisterende utgravningen for nedkjøringen til kjelleren under elektro representerer en avlastning som ikke er medtatt i stabilitetsanalysene.

Nedenfor skråningen, mot Klæbuveien, er det boligblokkbebyggelse. Disse murbygningene har en normal kjelleretasje (cirka 2 m nedgravd) og er bygget med 4 etasjer over terreng. Følgelig er disse tilnærmet kompensert fundamentert, og trenger dermed ikke å hensyntas i stabilitetsberegningene.

I områdestabilitetssammenheng mener vi at lasten fra de over- og underkompenserte byggene, både eksisterende og planlagte, vil nulle hverandre ut i forhold til terrengnivået. Vi mener videre at man kan regne på gjennomsnittlig last lik null (fra terrengnivå) i kritisk beregningssnitt, da byggenes utstrekning vinkelrett på beregningssnittet er lite sammenlignet med kritiske skjærflaters utstrekning. Det vil si at last fra tunge bygg og avlastningen fra naboliggende lette bygg vil spre seg slik at de påvirker det samme løsmassevolumet som stabilitetsberegnes. Dette gjelder både for eksisterende situasjon og for planlagt utbygging.

7.4 Belastninger – anleggssituasjonen

Planlagt utbygging (SINTEF Horizon) vil medføre utgravning for kjeller, samt fundamentering av nye etasjer og oppstøtting av nabobygg antakelig ved hjelp av jetpeler (høytrykksinjisert betong) slik planene foreligger.

På området (tiltaksområdet og nærliggende arealer) vil det være mye annen aktivitet og begrenset plass til riggområde. Bruk av arealer til lagring av tunge masser (utgravde løsmasser eller konstruksjonsdeler) vil derfor måtte ha et begrenset omfang og dermed ikke ha nevneverdig innvirkning på områdestabiliteten i anleggssituasjonen.

Injisering av jetpeler gjøres på en måte som gir lite massefortrengning og dermed liten poretrykksoppbygning. Injeksjonsarbeidene vil strekke seg over lang tid og det vil derfor ikke være vesentlige destabiliserende poreovertrykk annet enn lokalt rundt de til enhver tid nyligst injiserte jetpelene.

Følgelig vurderer vi at planlagte arbeider ikke vil gi forverret områdestabilitet i anleggsfasen.



Figur 12: Oversikt over belastning fra bebyggelsen ved tiltaksområdet. Planlagt bebyggelse i sort.

7.5 Beregningstilfeller og -resultater

Det er regnet på eksisterende situasjon, med terreng slik det er i dag (kote +47,5 ved toppen av beregningssnittet). Planlagt utbygging vil påvirke stabiliteten verken positivt eller negativt. For å studere hvor stor lastøkning som kan gjøres før stabiliteten faller under minstekravet, har vi gjort beregning med tilleggslast på terrenget ved topp skråning. Tilleggslasten er justert til minstekravet er oppnådd. Margin for tilleggslast gir mulighet for justeringer i prosjektets lastbilde, mellomlagring av masser i anleggsfase, eller lignende.

Beregnet sikkerhetsfaktor mot stabilitetsbrudd for mest kritiske bruddflater er som vist i Tabell 2. Tegning V601 viser de beregnede bruddflatene.

Tabell 2: Oversikt over beregnede sikkerhetsfaktorer for skråningsstabiliteten.

	Udrenert beregning (korttid)	Drenert beregning (langtid)	Minstekrav
Eksisterende situasjon og planlagt situasjon (lastkompensert)	1,43	1,93	1,4
Lastøkning 15 kPa i byggets bredde bak topp skråning	1,40	1,93 (upåvirket av økt last ved planlagt bygg)	1,4

Av de utførte beregninger ser vi at stabiliteten av eksisterende og planlagt situasjon er like over minstekravet (sikkerhetsfaktor 1,4). Følgelig kan det kun tillates en begrenset tilleggslast i anleggsfasen eller i permanent situasjon. Stabilitetsberegningene viser at det kan tillates pålastning med gjennomsnittlig verdi inntil 15 kPa (15 kN/m²) på hele byggets område (og syd og nord for bygget).

Beregning med en ikke-sirkulærsylindrisk skjærflate gjennom kvikkleirelaget gir bedre beregnet stabilitet (sikkerhetsfaktor 1,7), som tegning V601 viser. Kritisk bruddflate er dermed den sirkulærsylindriske.

8 Sikkerhet mot andre skredtyper / naturpåkjenninger

I henhold til Byggteknisk forskrift (TEK17) §7 om Sikkerhet mot naturpåkjenninger, skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom, stormflo og ras.

Kotehøyden på tomten er cirka +47 - +48 og tomten/bygget vil derfor ikke være utsatt for stormflo. Det vil heller ikke det lavereliggende området mot vest (Klæbuveien) på kote cirka +21 - +24.

Topografien i området, med det flate Gløshaugplatået som ligger høyere enn omkringliggende terreng, der de høyestliggende løsmassene har god dreneringsevne og lav målte poretrykk, tilsier at tomten ikke vil være utsatt for flom. Risikoen for bygningskadelig flom forårsaket av nedbør er neglisjerbar.

Steinsprang og snøskred kan også utelukkes ved tiltaksområdet.

Ut fra dette, samt områdestabilitetsvurderingene beskrevet i foregående kapitler, mener vi at sikkerheten mot naturpåkjenninger er tilfredsstillende for planlagt utbygging.

9 Konklusjon

Områdestabiliteten er funnet å være tilstrekkelig for planlagt utbygging av prosjektet SINTEF Horizon. Stabilitetsforholdene tillater imidlertid kun en beskjeden samlet lastøkning på tomten, med mindre det gjøres stabiliserende tiltak.

Stabilitetsberegningene er basert på utførte grunnundersøkelser i felt og i laboratorium. Ytterligere, mer omfattende og komplisert prøvetakning kan gi bedre forsøksresultat som i sin tur eventuelt kan dokumentere at stabilitetssituasjonen er bedre enn beregnet.

Planområdet vurderes å være byggbart geoteknisk sett. Stabiliteten må ivaretas ved detaljprosjektering av bygg på tomten.

Ettersom det er påtruffet kvikkleire / sprøbruddmateriale, og planlagt tiltak er i tiltakskategori K4 iht. Ref. 4, skal det avgrenses en kvikkleirefaresone for å avgrense området for kvikkleire / sprøbruddmateriale som kan ramme planlagt bygg. Avgrensning er vurdert og vist i Figur 7. Faresonen har faregrad lav, konsekvensklasse alvorlig og sonen havner i risikoklasse 3. Klassifiseringen som faresone betyr imidlertid ikke at det er stor risiko for skred, da stabilitetsberegningene viser at stabiliteten tilfredsstillende minimumskravet iht. NVEs kvikkleireveileder; sikkerhetsfaktor 1,4.

10 Sluttord

Veilederen for områdestabilitetsutredning, NVEs veileder nr. 7/2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred (Ref. 4), er under revisjon (pr. juni 2020). Ny utgave er planlagt utgitt i løpet av 2020 (opprinnelig 2019). I høringsutkastet til ny utgave foreslås endringer som delvis kan gi mildere krav til stabiliteten av eksisterende skråning og delvis strengere. På nåværende tidspunkt er det vanskelig å si om tiltaket blir vurdert mildere eller strengere dersom det må gjøres en supplerende utredning iht. ny utgave av veilederen.

11 Referanser

Ref. 1: SINTEF Energi Gløshaugen – geoteknisk datarapport – grunnundersøkelser i skråning mot vest, dokumentnr 5175072-RIG13, utarbeidet av Norconsult, datert 2020-06-10.

Ref. 2: NTNU, vurdering av byggbarhet - Datarapport - Geotekniske grunnundersøkelser, dokumentnr 10215021-RIG-RAP-001, utarbeidet av Multiconsult, datert 2020-02-19.

Ref. 3: NGI Rapport O.268 Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for skråningen på vestsiden av Gløshaugplatået i Trondheim, 12. januar 1956

Ref. 4: NVE veileder nr 7/2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred, tilgjengelig fra http://publikasjoner.nve.no/veileder/2014/veileder2014_07.pdf

Ref. 5: Høringsutkast til revidert NVE veileder (nr 3/2019) Sikkerhet mot kvikkleireskred

Ref. 6: Naturfareprosjektet (NIFS) Dp. 6 Kvikkleire: En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer, rapport 14/2014, tilgjengelig fra http://publikasjoner.nve.no/rapport/2014/rapport2014_14.pdf

Ref. 7: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, «Geoteknikk i vegbygging (Håndbok V220)», 2018

Ref. 8: NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Ref. 9: Naturfareprosjektet (NIFS) Metode for vurdering av løse- og utløpsområder for områdeskred. Rapport 14/2016.

TEGNFORKLARING

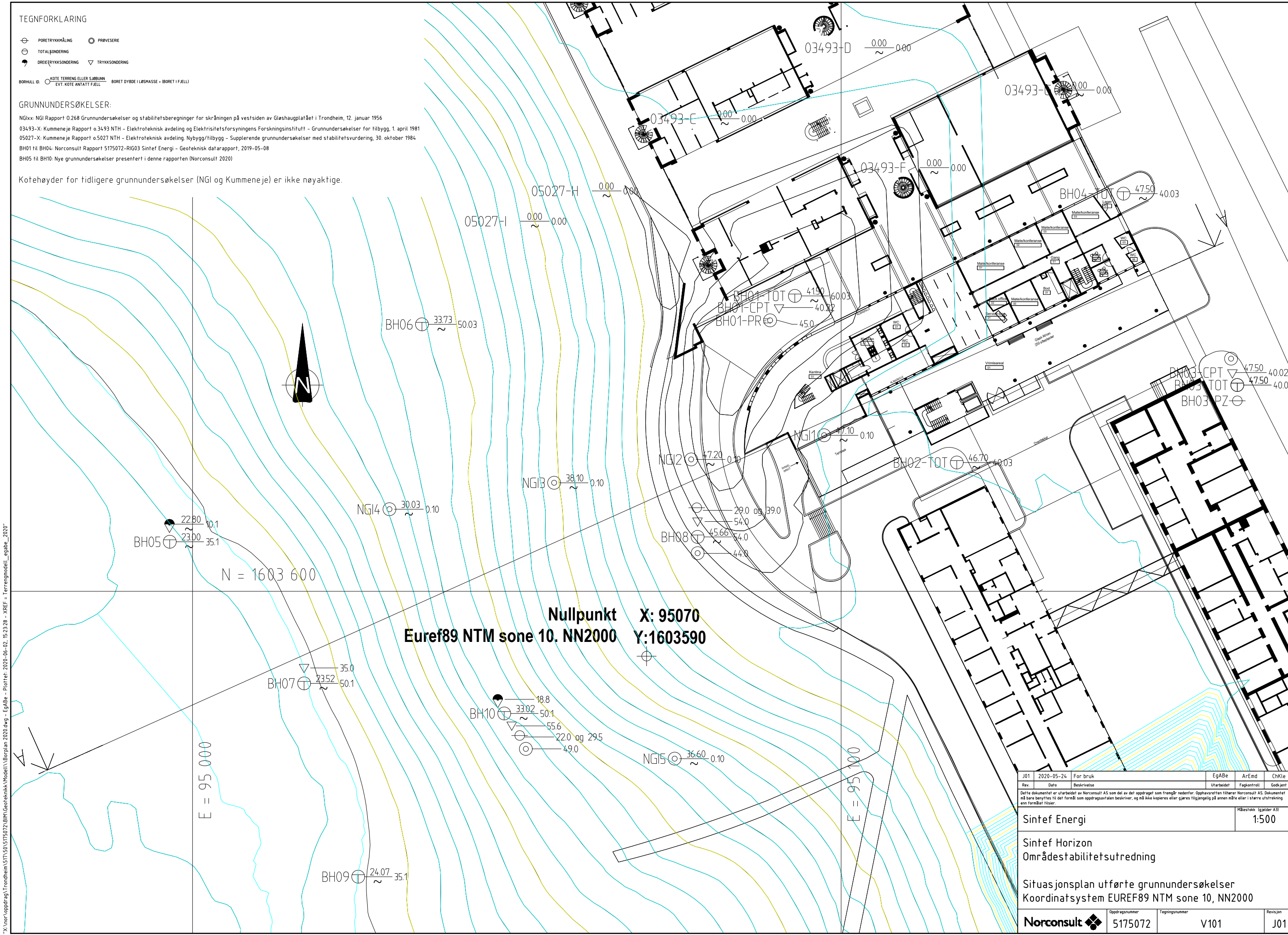
- ⊕ PORETRYKHMÅLING ⊙ PRØVESERIE
- ⊖ TOTALFØNDRING
- ⊖ DREIETRUKKSONDERING ▽ TRYKKSØNDRING

BORHULL ID: ○ KOTE TERRENG ELLER SÅBUNN ○ BORET DYBDE I LØSHASSE + (BORET I FJELL)
 EVT. KOTE ANTATT FJELL

GRUNNUNDERSØKELSER:

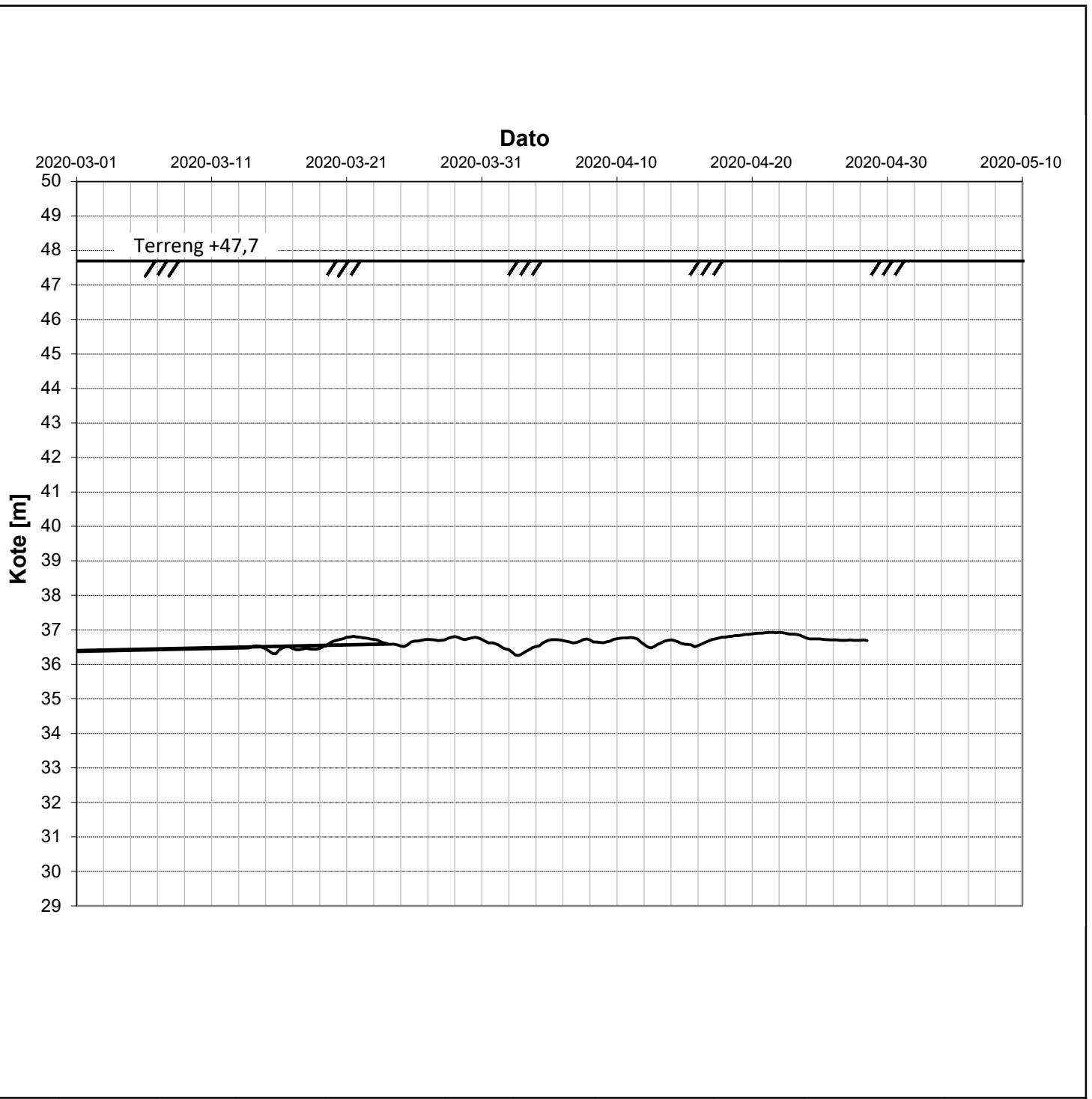
NGIxx: NGI Rapport 0.268 Grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger for skrånningen på vestsiden av Gløshaugplatået i Trondheim, 12. januar 1956
 03493-X: Kummeneje Rapport o.3493 NTH - Elektroteknisk avdeling og Elektrisitetsforsynings Forskningsinstitutt - Grunnundersøkelser for tilbygg, 1. april 1981
 05027-X: Kummeneje Rapport o.5027 NTH - Elektroteknisk avdeling, Nybygg/tilbygg - Supplerende grunnundersøkelser med stabilitetsvurdering, 30. oktober 1984
 BH01 til BH04: Norconsult Rapport 5175072-RIG03 Sintef Energi - Geoteknisk datarapport, 2019-05-08
 BH05 til BH10: Nye grunnundersøkelser presentert i denne rapporten (Norconsult 2020)


Kotehøyder for tidligere grunnundersøkelser (NGI og Kummeneje) er ikke nøyaktige.

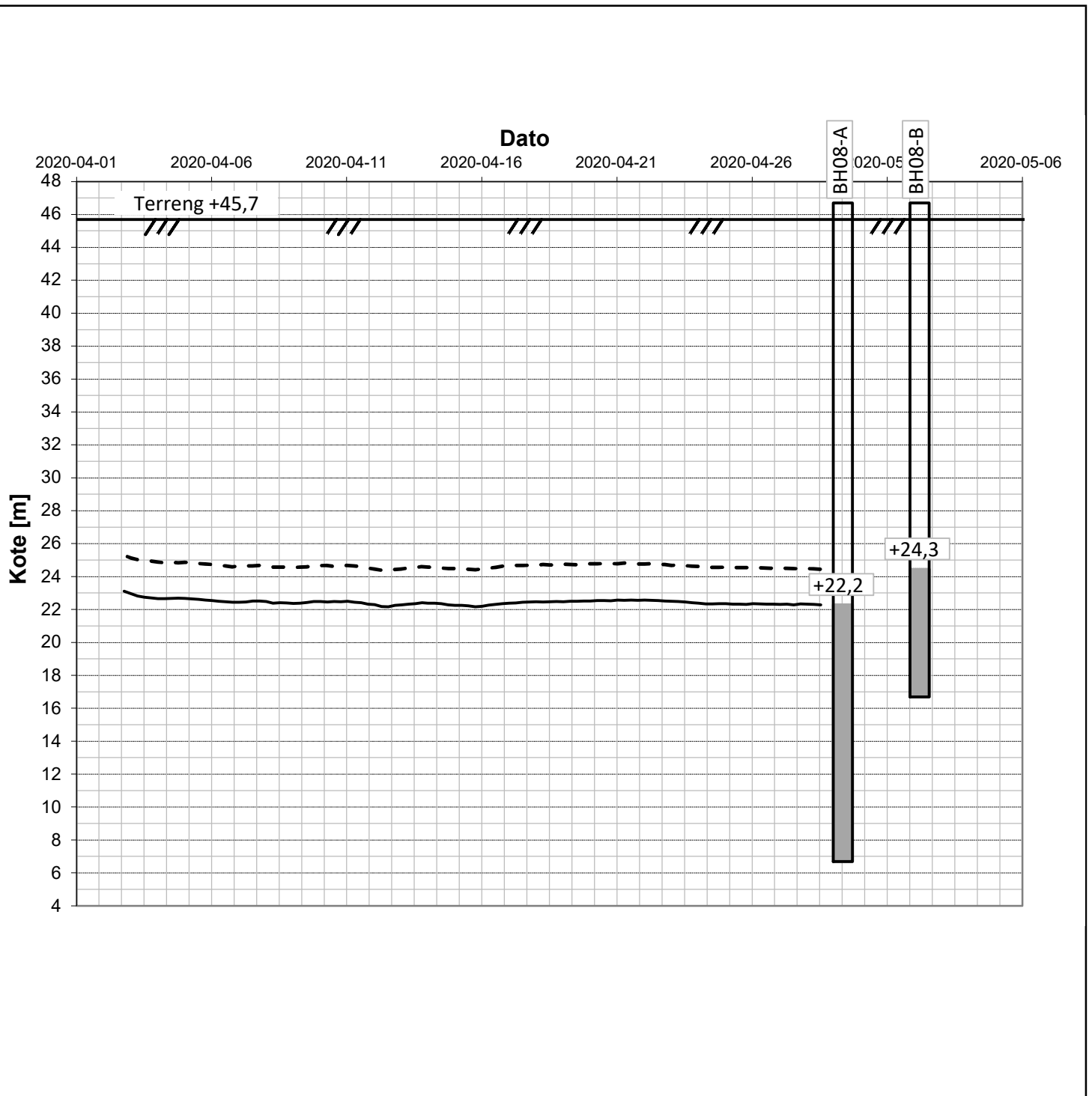



"X:\nor\oppdrag\Trondheim\5175072\5175072\BHM\Geoteknikk\Modell\Borplan_2020.dwg - EgaBe - Plottet: 2020-06-02, 15:23:28 - XREF = Terrenghudl_egbe_2020"

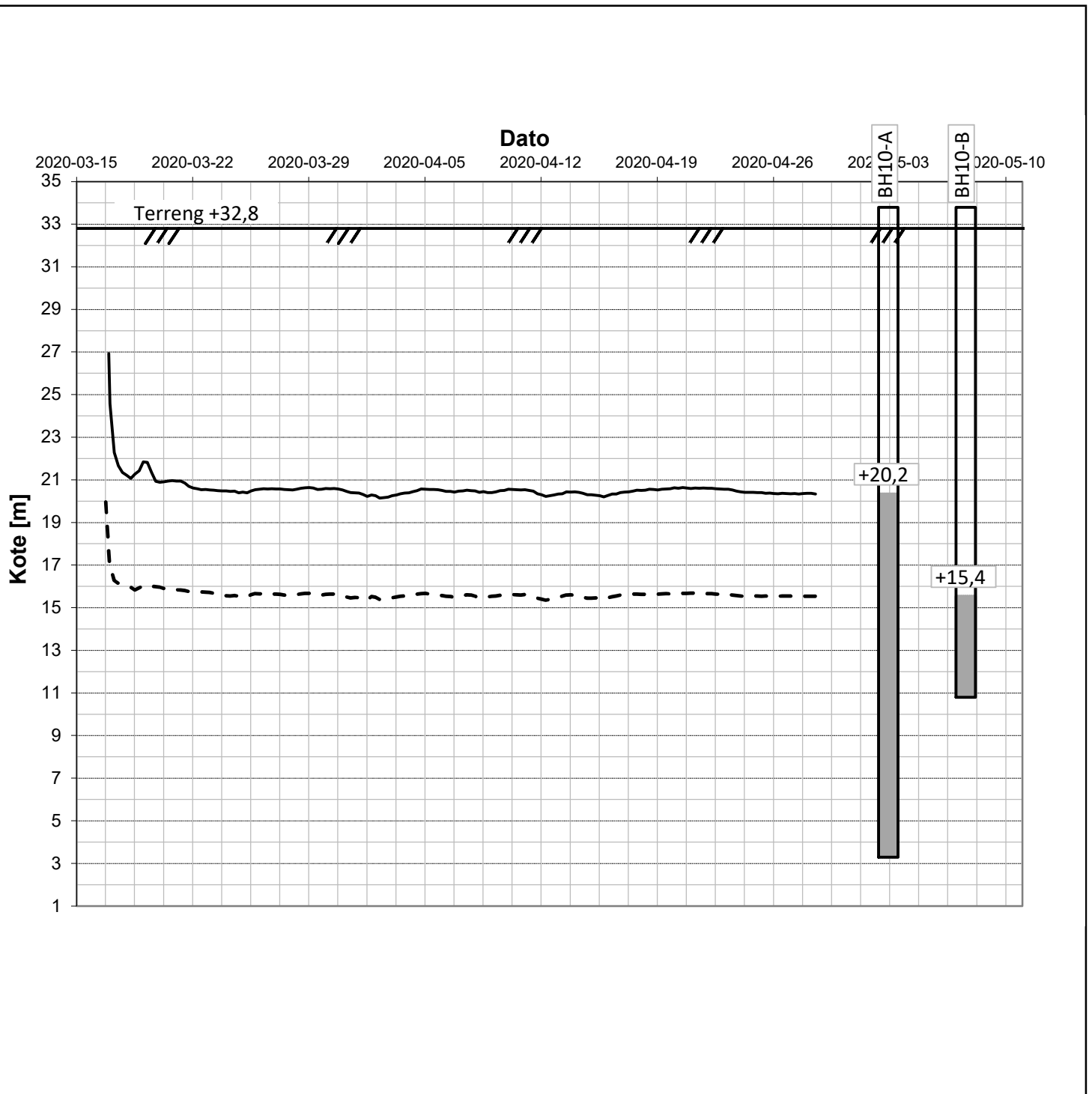
Rev.	Dato	Beskrivelse	EgÅBe	ArEmd	ChKle
J01	2020-05-24	For bruk			
			Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.</small>					
Sintef Energi					Målestokk Igjelder A3! 1:500
Sintef Horizon Områdestabilitetsutredning					
Situasjonsplan utførte grunnundersøkelser Koordinatsystem EUREF89 NTM sone 10, NN2000					
Norconsult		Oppdragsnummer 5175072	Tegningsnummer V101	Revisjon J01	




	Måler- posisjon	Kote terreng	Topp rør	D. u. terreng spiss	Kote spiss	Intervall [timer]	Målertype	Sondenr.	Installert	Sist avlest
—	BH03	47,7	1,0	16,0	31,7	6	Elektrisk	15345	2019-03-10	2020-04-28
- - -									(omtrent)	
- . .										
Kunde										
Sintef Energi Oppdragsnr. 5175072 Sintef Energi områdestabilitet										
Forsøk				Tegning			Rapport			
Poretrykksmåler				V501			5175072-RIG01			
Utført		Kontrollert		Godkjent		Posisjon		Dato		
Egil A. Behrens		Arnfinn Emdal		Christofer Klevsjø		BH03		2020-05-25		

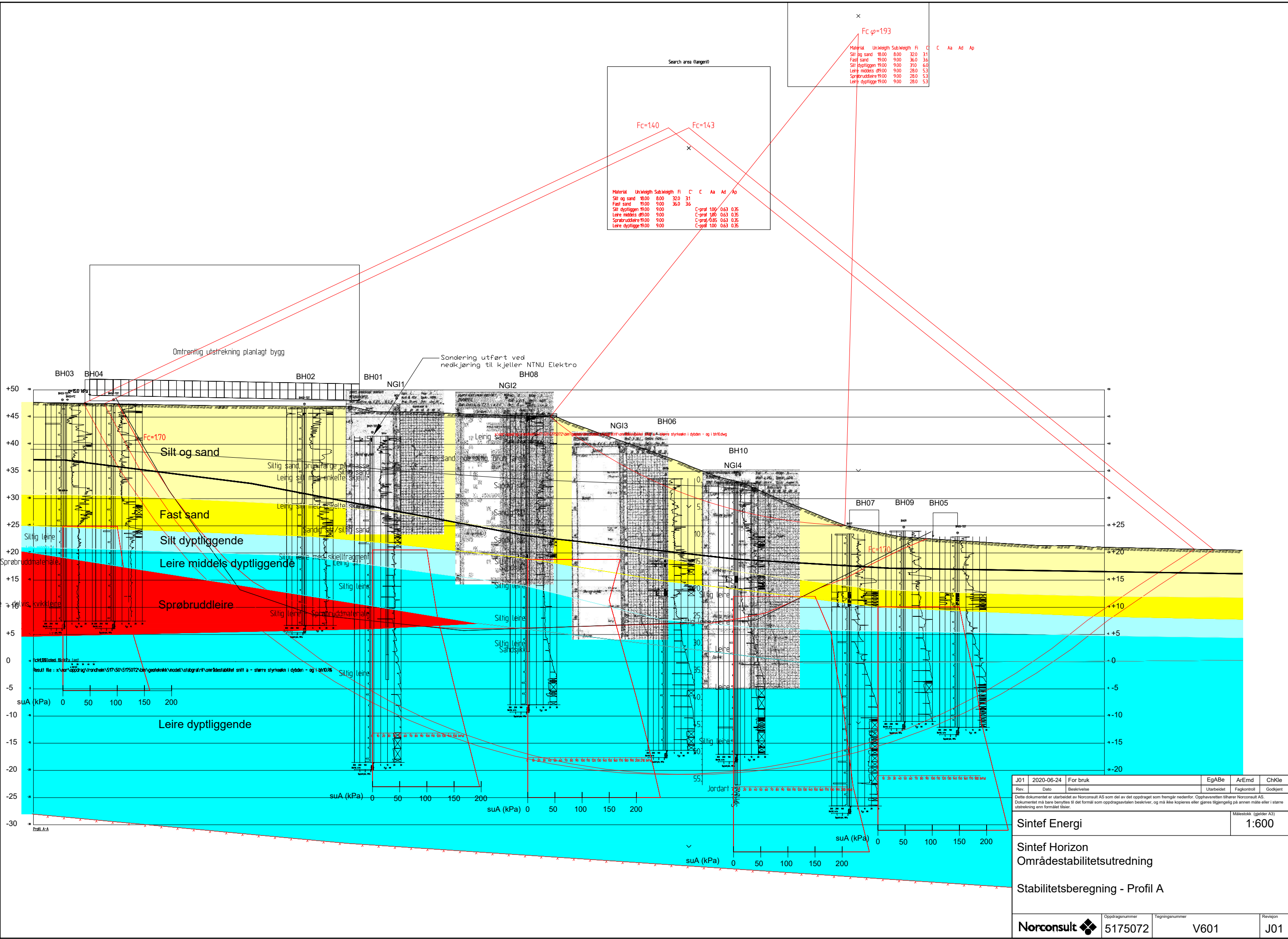


	Måler- posisjon	Kote terreng	Topp rør	D. u. terreng spiss	Kote spiss	Intervall [timer]	Målertype	Sondenr.	Installert	Sist avlest	
—	BH08-A	45,7	1,0	39,0	6,7	6,0167	Elektrisk	17505	2020-04-02	2020-04-28	
- - -	BH08-B	45,7	1,0	29,0	16,7	6	Elektrisk	17479	2020-04-02	2020-04-28	
- . .											
Kunde Sintef Energi											
Oppdragsnr. 5175072 Sintef Energi områdestabilitet											
Forsøk Poretrykksmåler					Tegning V502			Rapport 5175072-RIG13			
Utført Egil A. Behrens			Kontrollert Arnfinn Emdal		Godkjent Christofer Klevsjø			Posisjon BH08		Dato 2020-05-25	



	Måler- posisjon	Kote terreng	Topp rør	D. u. terreng spiss	Kote spiss	Intervall [timer]	Målertype	Sondenr.	Installert	Sist avlest	
—	BH10-A	32,8	1,0	29,5	3,3	6	Elektrisk	17590	2020-03-16	2020-04-28	
- - -	BH10-B	32,8	1,0	22,0	10,8	6	Elektrisk	15465	2020-03-16	2020-04-28	
- . .											
Kunde Sintef Energi											
Oppdragsnr. 5175072 Sintef Energi områdestabilitet											
Forsøk Poretrykksmåler				Tegning V503			Rapport 5175072-RIG13				
Utført Egil A. Behrens		Kontrollert Arnfinn Emdal		Godkjent Christofer Klevsjø			Posisjon BH10		Dato 2020-05-25		

X:\tron\opdrag\Trondheim\517505\5175072\BIM\Geoteknik\Modell\Stabilitetsberegning 2020 arkfil.dwg - EgABe - Plottet: 2020-06-24, 16:29:01 - XREF = OMRÅDESTABILITET SNITT A - Endelig - Profil A omstab ma2020 med lagdeling



Search area (tangent)

Material	Un	Wegh	Sub	Wegh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Silt og sand	18.00	8.00	32.0	31						
Fast sand	19.00	9.00	36.0	36						
Silt dyptliggende	19.00	9.00	31.0	6.0						
Leire middels dyptliggende	19.00	9.00	28.0	5.3						
Sprøbruddeleire	19.00	9.00	28.0	5.3						
Leire dyptliggende	19.00	9.00	28.0	5.3						
						C-prøf	100	0.63	0.35	
						C-prøf	100	0.63	0.35	
						C-prøf	0.63	0.35		
						C-prøf	100	0.63	0.35	

Material	Un	Wegh	Sub	Wegh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap

Rev.	Dato	Beskrivelse	EgABe	ArEmd	ChKle
	2020-06-24	For bruk			
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet tillater.			Målestokk (gjelder A3)		
Sintef Energi Sintef Horizon Områdestabilitetsutredning Stabilitetsberegning - Profil A			1:600		
Norconsult		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon	
		5175072	V601	J01	

Vedlegg A

Sonde og utførelse

Sondennummer	4775	Boreleder	Knut Dahl
Type sonde	Nova	Temperaturendring (°C)	16
Kalibreringsdato	2018-05-03	Maks helning (°)	20,9
Dato sondering	2019-03-15	Maks avstand målinger (m)	0,01
Filtertype	Porøst filter		

Kalibreringsdata

	Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk
Maksimal last (MPa)	50	0,5	2
Måleområde (MPa)	50	0,5	2
Skaleringsfaktor	1572	3714	3652
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-	-	-
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,4853	0,0103	0,0209
Arealforhold	0,8430	0,0000	
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	39,289	0,881	1,002
Temperaturområde (°C)	40		

Nullpunktskontroll

	NA	NB	NC
Registrert før sondering (kPa)	4744,8	157,9	252,4
Registrert etter sondering (kPa)	-7,8	4,0	0,9
Avvik under sondering (kPa)	7,8	4,0	0,9
Maksimal temperatureffekt (kPa)	15,7	0,4	0,4
Maksverdi under sondering (kPa)	20765,0	464,2	1961,4

Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012

	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	24,0	0,1	4,4	0,9	1,3	0,1
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					

Måleverdier under kapasitet/krav


Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk	Helning	Temperatur
OK	OK	OK	Ikke OK	OK

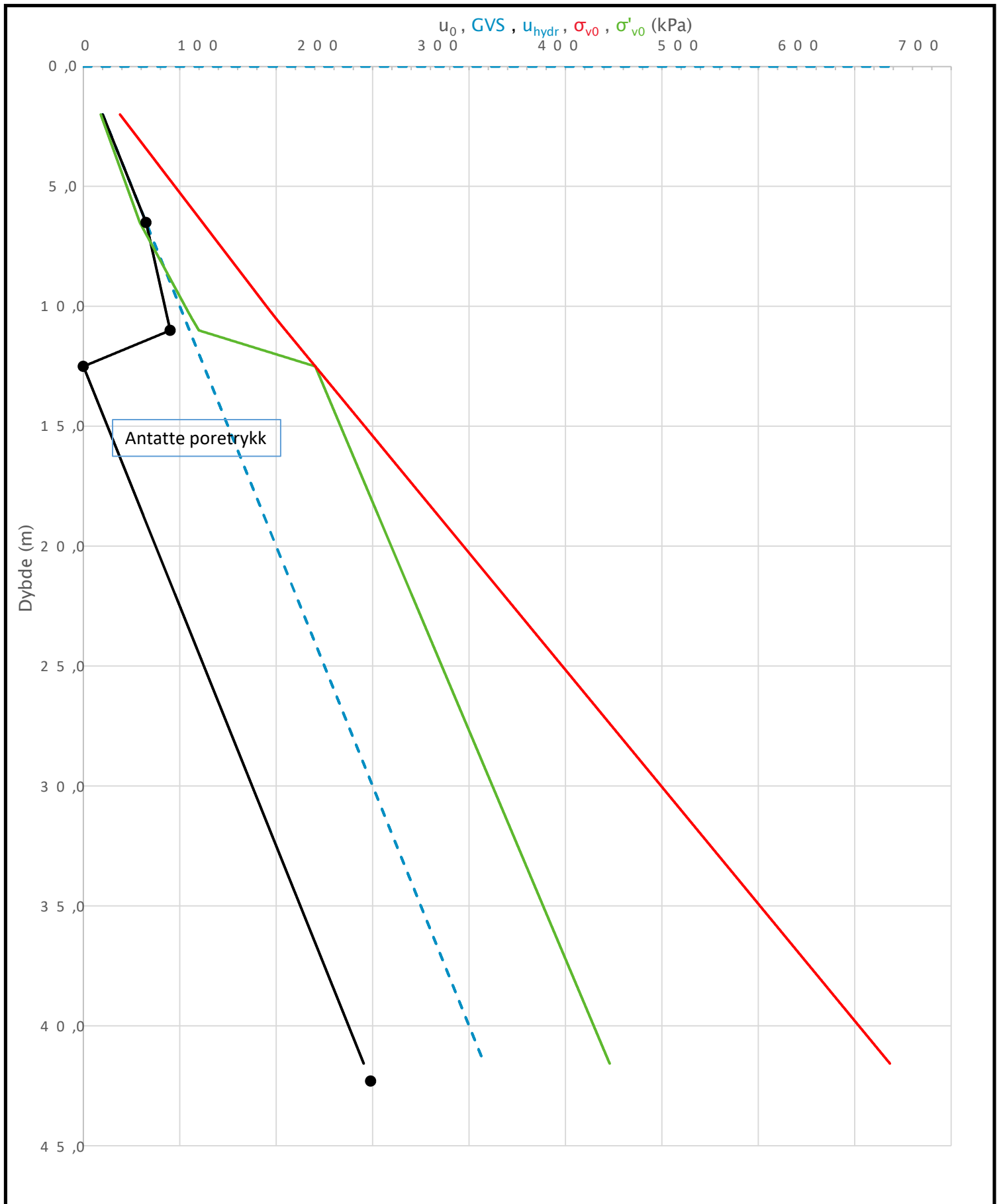
Kommentarer:

CPT-sondens helning overstiger 15 grader ved ca. dybde 32 meter.

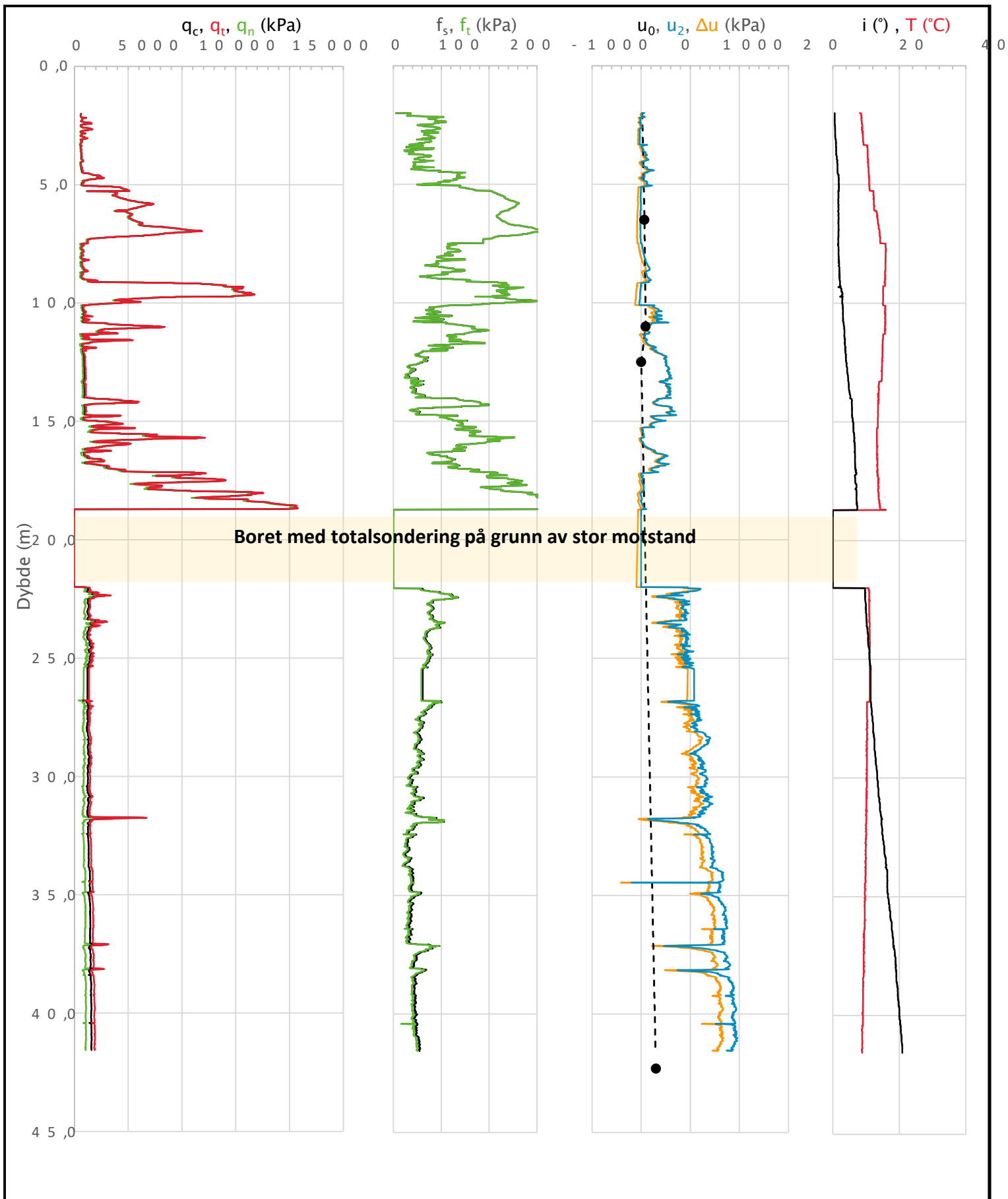
Sonderinger er utført i to intervall med gjennom boring av fast lag ved bruk av totalsondering.


Filene er deretter sammenslått.

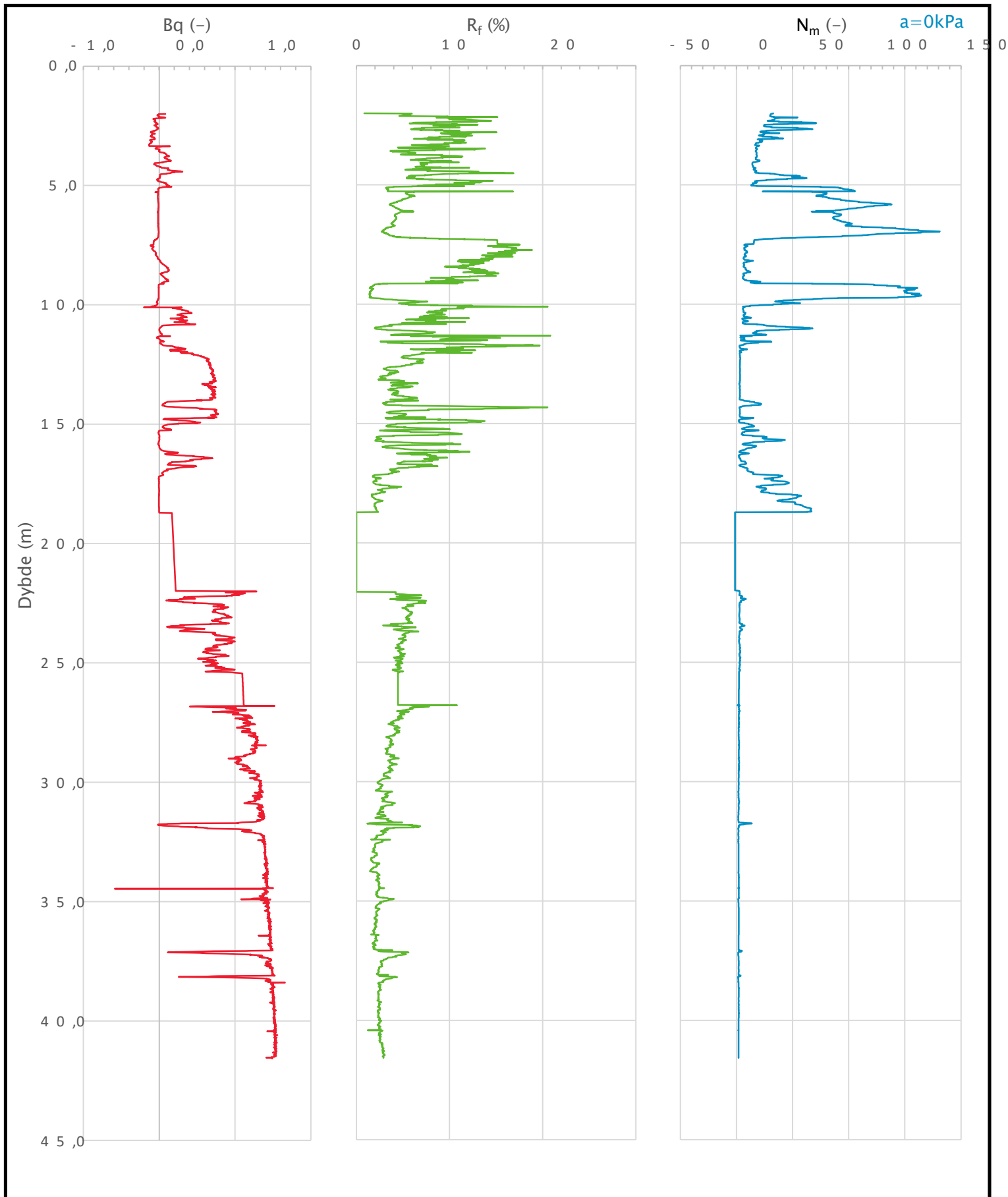
Prosjekt	Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03			Borhull
Sintef Horizon				1
Innhold	Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet			Sondennummer 4775
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	ChKle	ArEmd	ChKle	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef	2019-03-15	Rev. dato	1

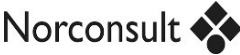


Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 1
Innhold In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				Sondennummer 4775
Norconsult 	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 2



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 1
Innhold Måledata og korrigerte måleverdier				Sondennummer 4775
Norconsult 	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 3



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 1
Innhold Avledede dimensjonsløse forhold				Sondennummer 4775
	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 4

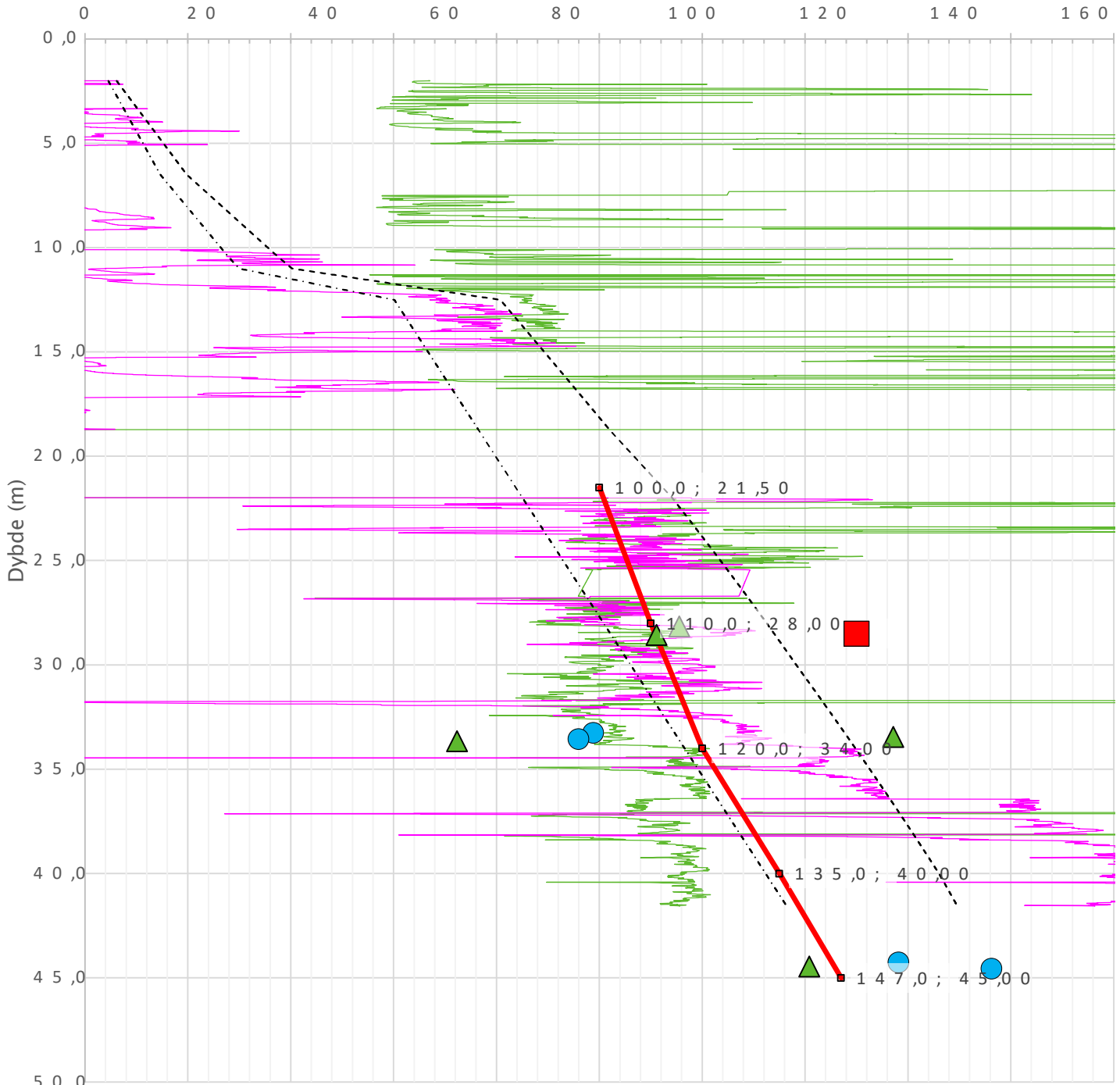
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH 1: $c_{uc}/c_{ucptu} = 1,000$

Enaks BH 1: $c_{uc}/c_{ucptu} = \text{var. (min:0,641 max:0,651)}$

Konus BH 1: $c_{ufc}/c_{ucptu} = \text{var. (min:0,630 max:0,651)}$

Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)



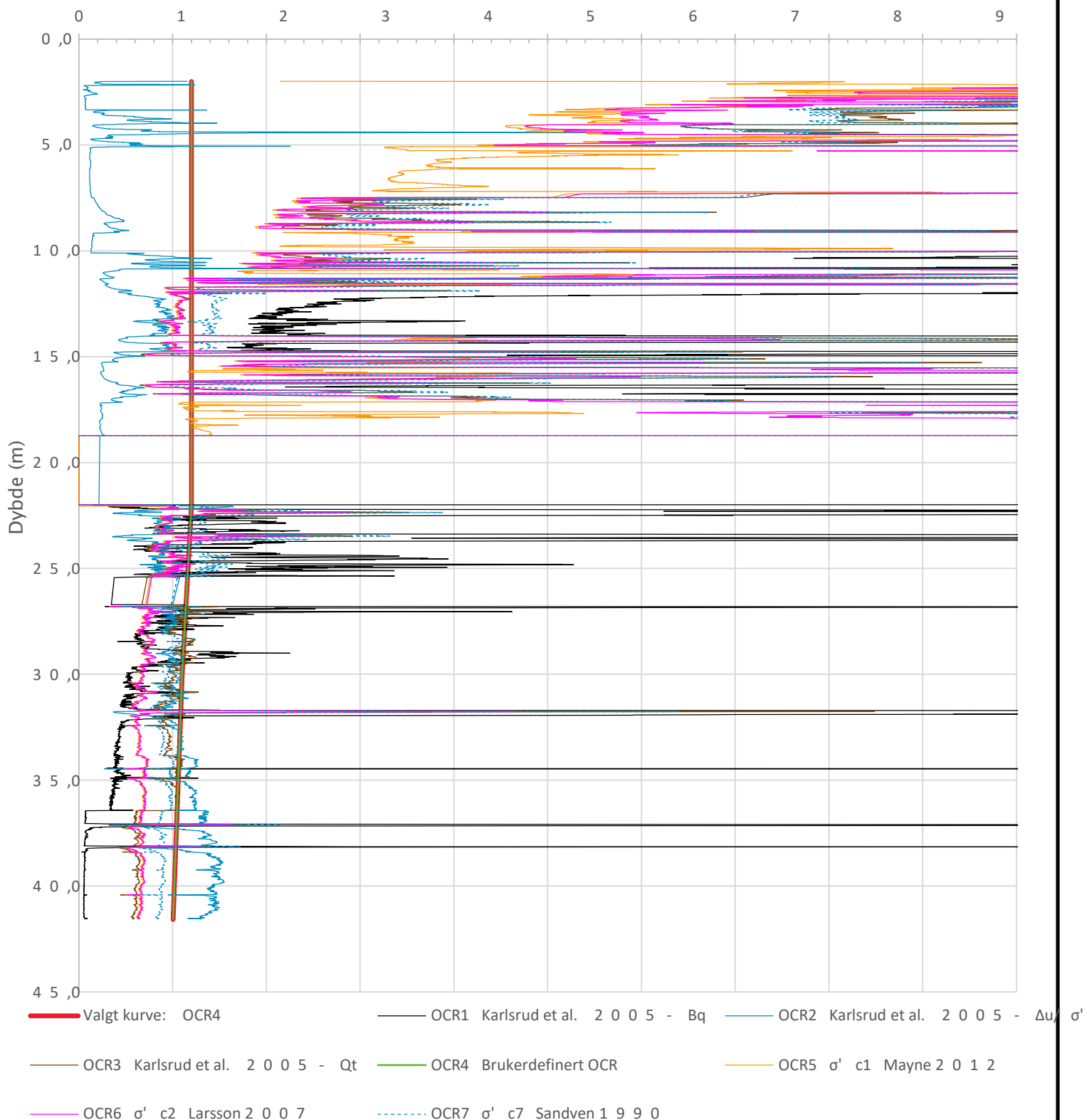
Nkt. $K = [7,8 / 8,5] + 2,5 \cdot \text{Log}(\text{ Brukerdefinert OCR4 }) - [0,9 / 0,9] \cdot \text{Log}(\text{ Brukerdefinert OCR4 })$


SHANSEP (Brukerdefinert OCR4 , $\alpha = [0,30 - 0,31]$, $m = [-0,6 - 0,2] \cdot \sigma'$) $\sigma' v_0$

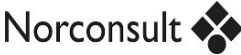
- Treaks BH 1
- Enaks BH 1
- ▲ Konus BH 1
- Anbefalt kurve

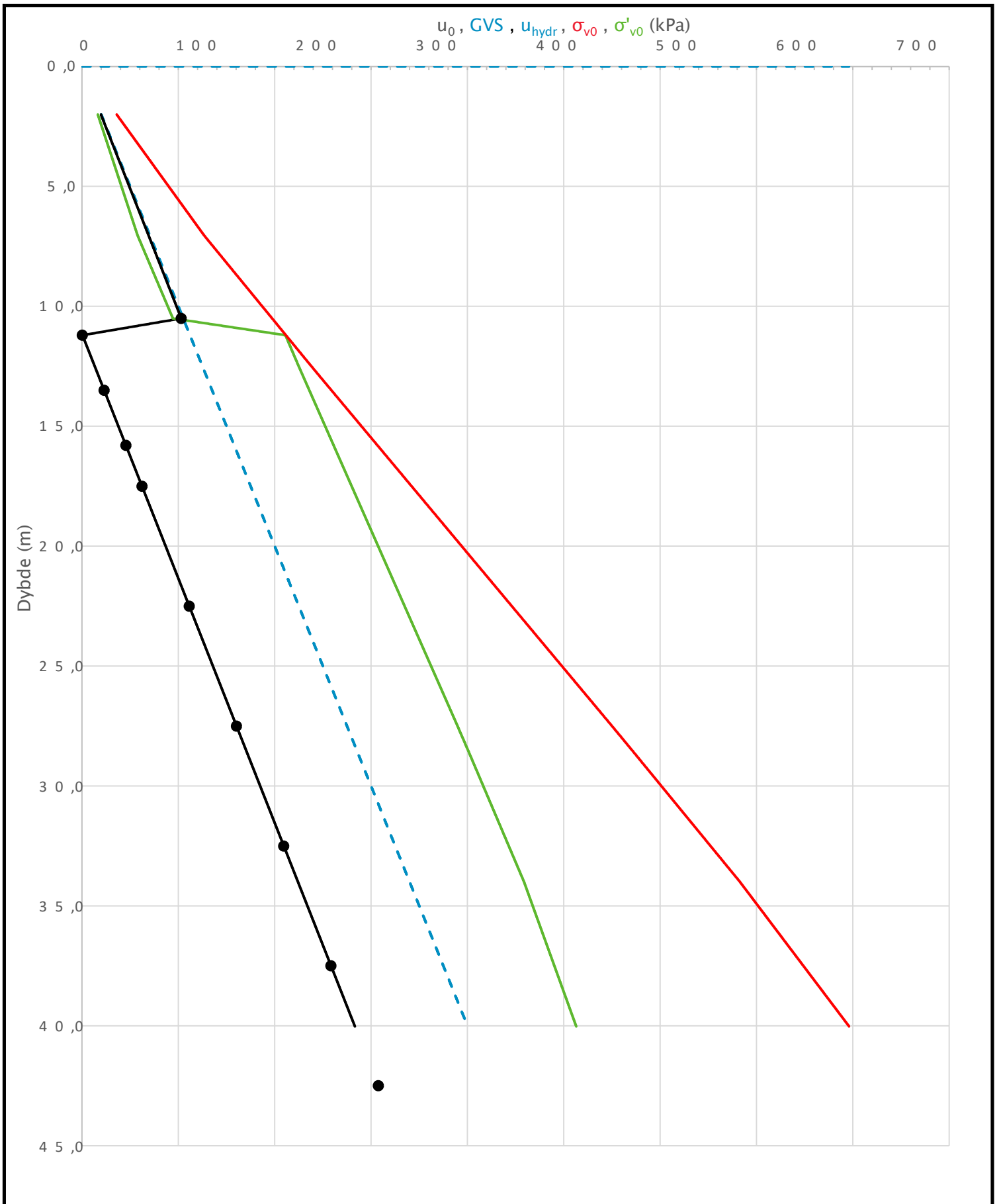
Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 1
Innhold Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				Sondennummer 4775
Norconsult	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 5

Overkonsolideringsgrad, OCR (-)

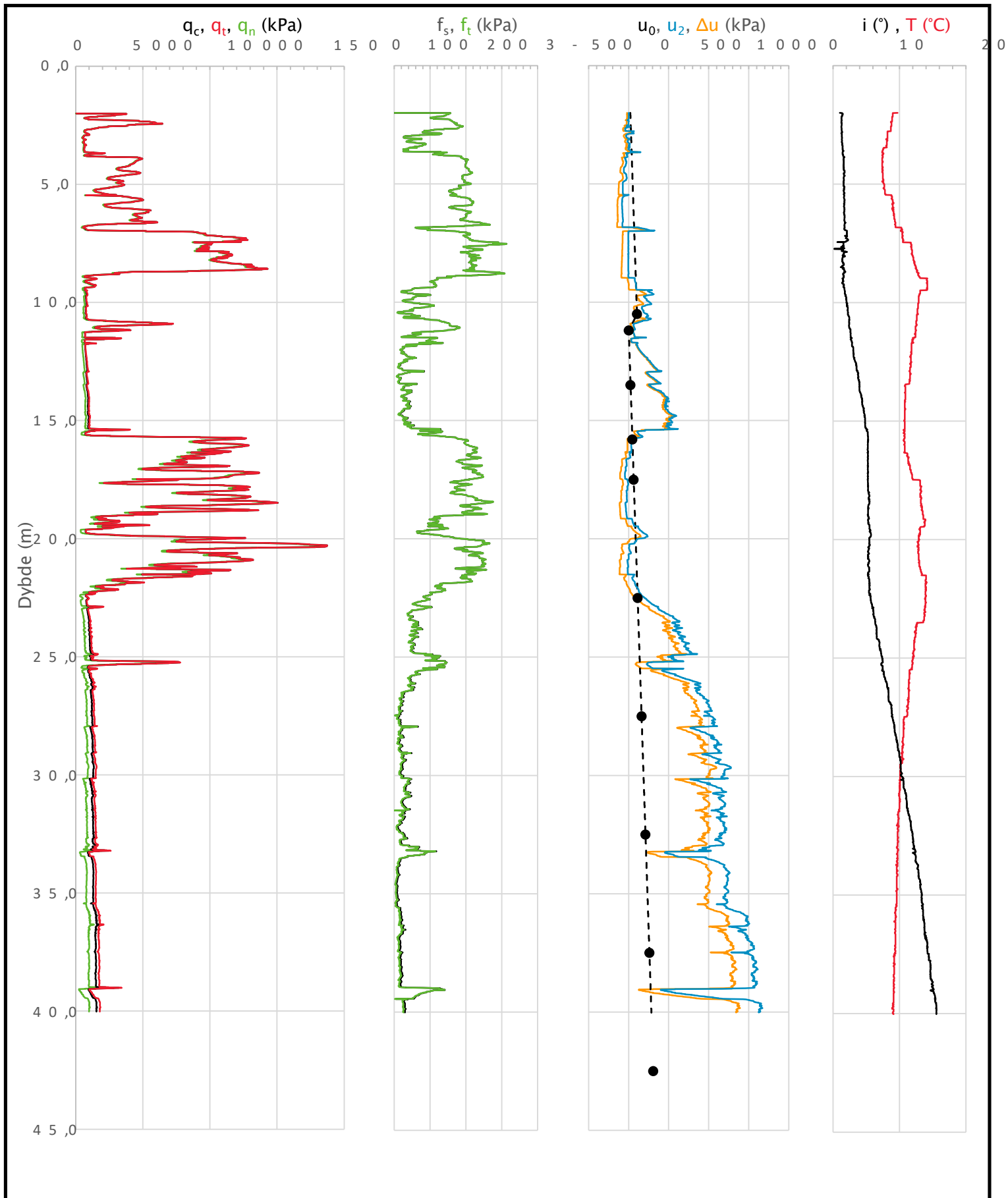



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 1
Innhold Overkonsolideringsgrad, OCR				Sondennummer 4775
Norconsult 	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 8

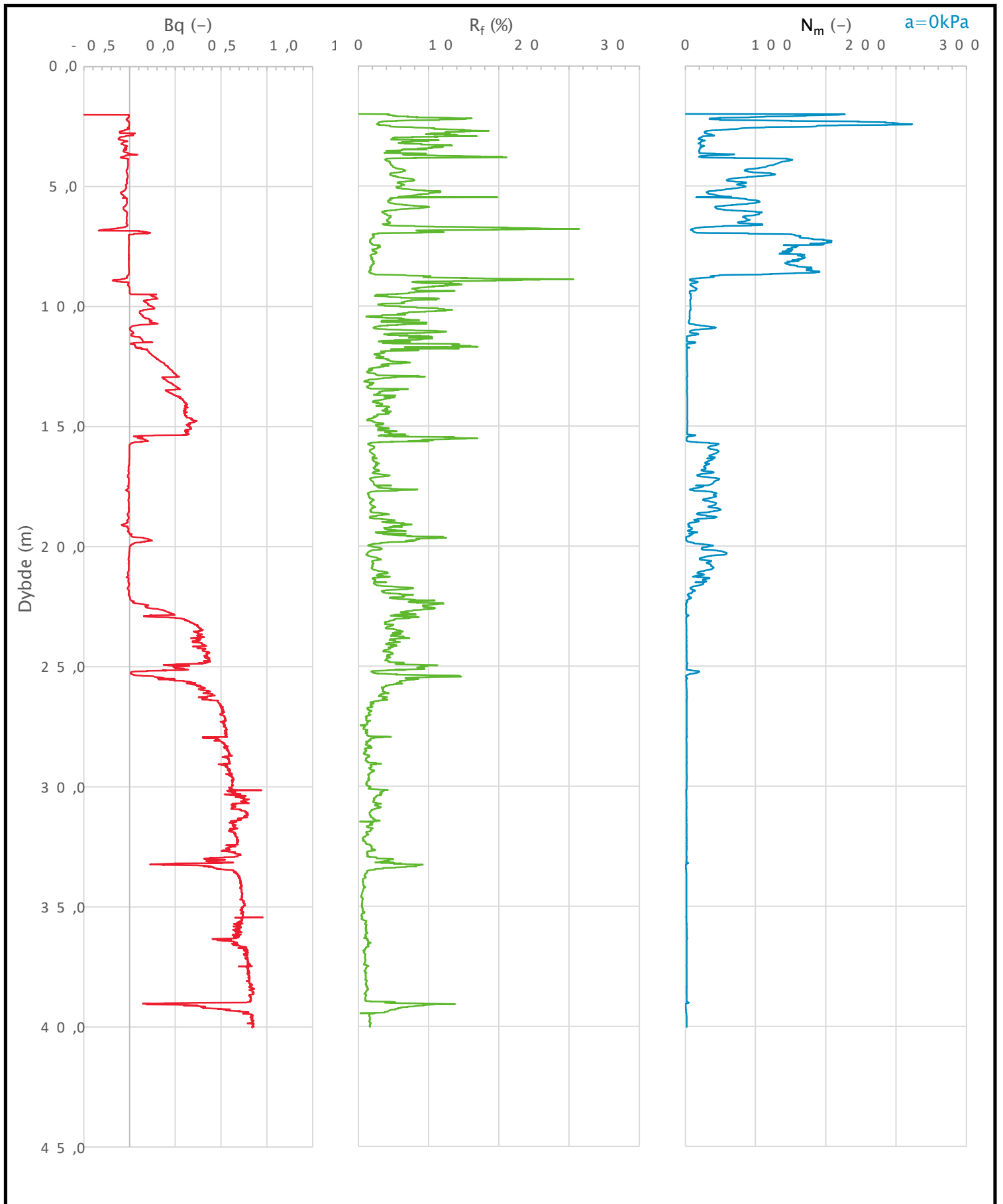
Sonde og utførelse						
Sondennummer	4775		Boreleder		Knut Dahl	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		6,8	
Kalibreringsdato	2018-05-03		Maks helning (°)		15,6	
Dato sondering	2019-03-15		Maks avstand målinger (m)		0,01	
Filtertype	Porøst filter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1572		3714		3652	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,4853		0,0103		0,0209	
Arealforhold	0,8430		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	39,289		0,881		1,002	
Temperaturområde (°C)	40					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	4731,7		162,1		250,9	
Registrert etter sondering (kPa)	-2,0		-0,6		1,1	
Avvik under sondering (kPa)	2,0		0,6		1,1	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	6,7		0,1		0,2	
Maksverdi under sondering (kPa)	18733,2		313,6		1672,9	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	9,2	0,0	0,8	0,2	1,3	0,1
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk	Helning	Temperatur		
OK	OK	OK	Ikke OK	OK		
Kommentarer:						
Feilmåling sidefriksjon i enkeltpunkt korrigert, helning > 15 grader i de nederste 1,5 meter av sonderingen.						
Prosjekt	Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03				Borhull	
Sintef Horizon					3	
Innhold	Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet				Sondennummer	
					4775	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	ChKle	ArEmd	ChKle	1		
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur		
	Sintef	2019-03-15	Rev. dato	1		

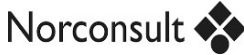


Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 3
Innhold In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				Sondennummer 4775
Norconsult 	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 2



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 3
Innhold Måledata og korrigerte måleverdier				Sondennummer 4775
	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 3



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 3
Innhold Avledede dimensjonsløse forhold				Sondennummer 4775
	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 4

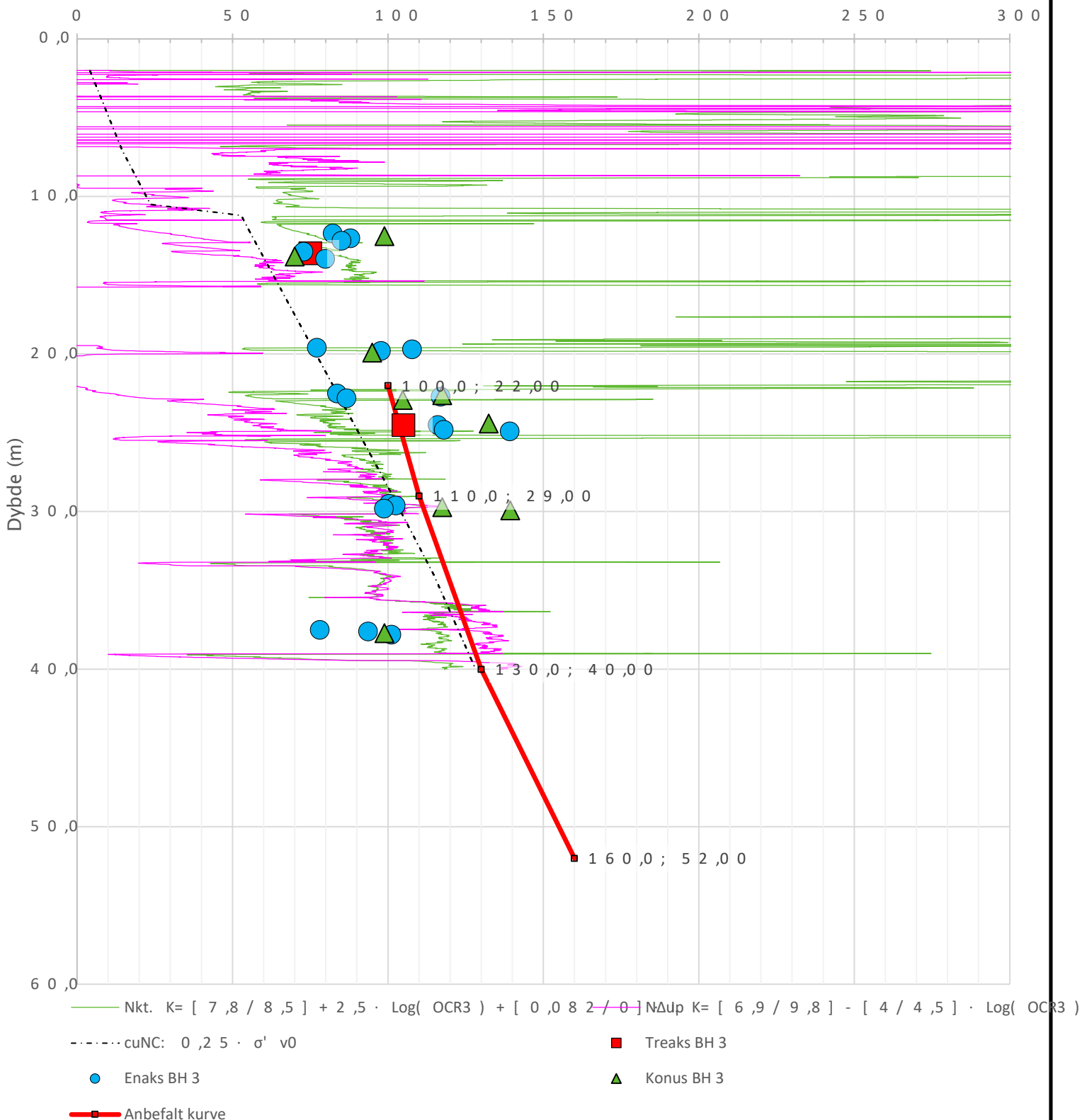
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH 3: $c_uC/c_{ucptu} = 1,000$

Enaks BH 3: $c_{uc}/c_{ucptu} = 0,630$

Konus BH 3: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$

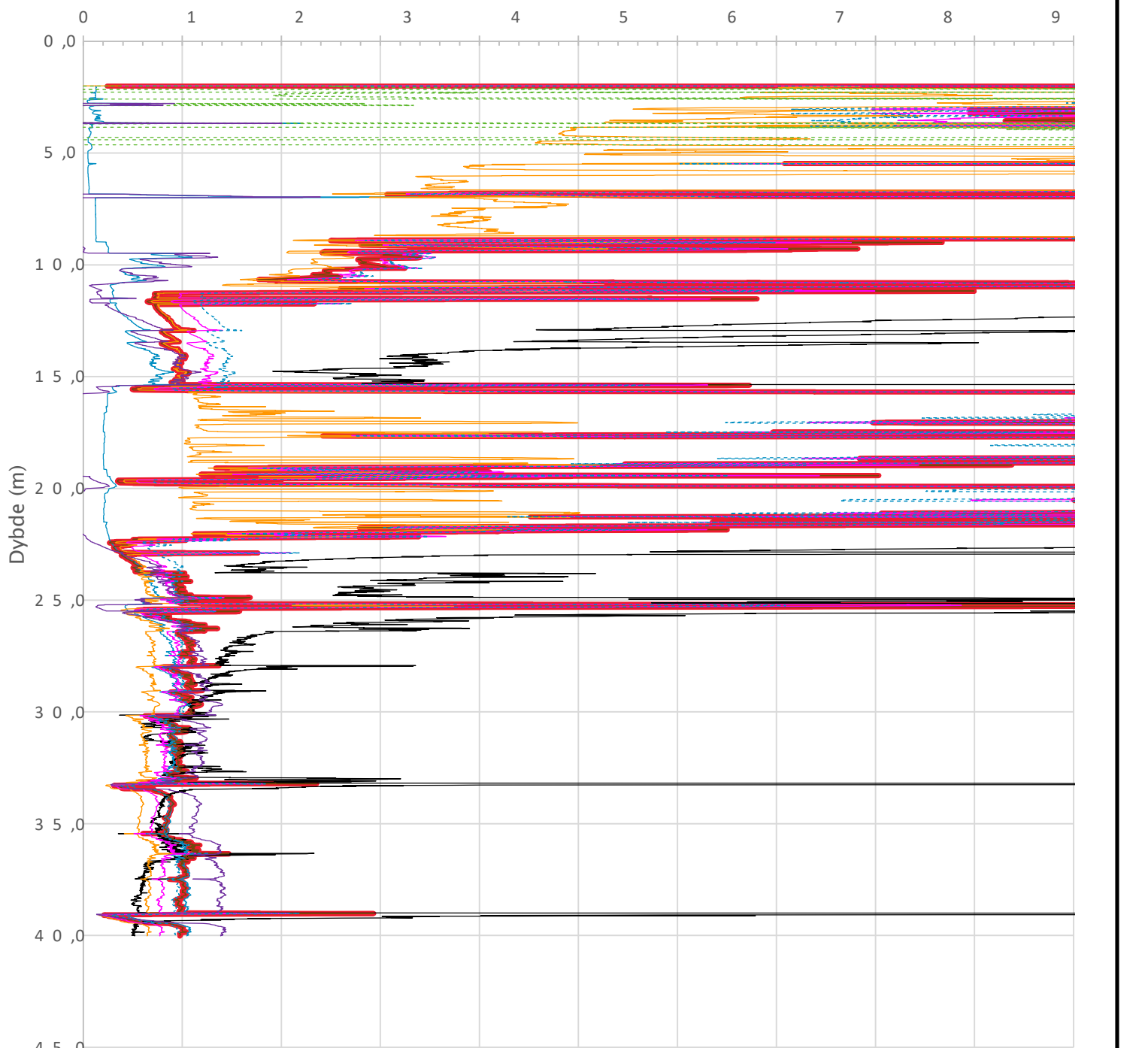
Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)



NB! CU-konus og CU-enaks er konvertert til aktiv størrelse med ADP-se topp av side


Prosjekt	Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull	3
Sintef Horizon			Sondennummer	4775
Innhold	Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet		Anvend.klasse	1
Norconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Figur
	ChKle	ArEmd	ChKle	
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	5
	Sintef	2019-03-15	Rev. dato	

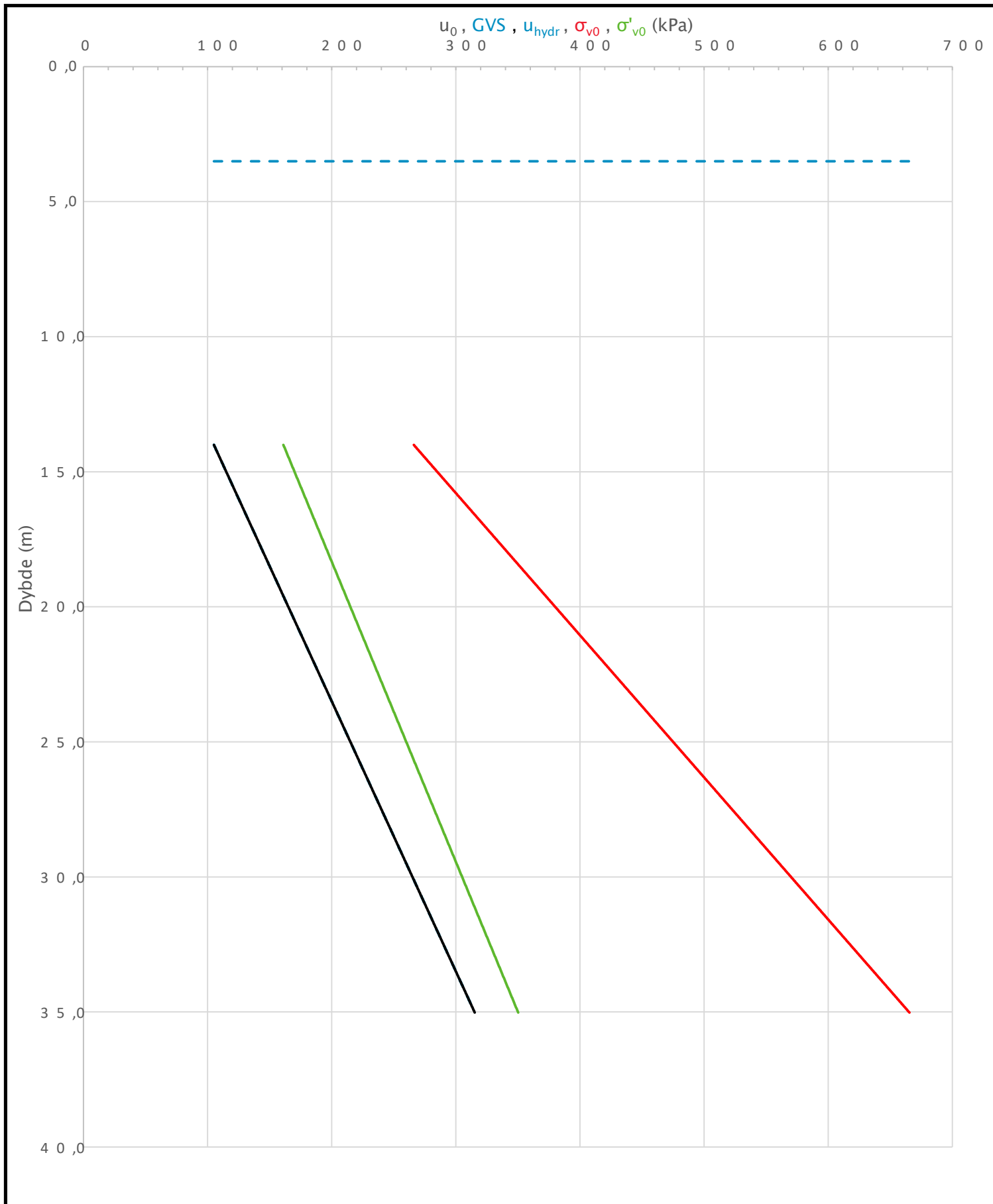
Overkonsolideringsgrad, OCR (-)




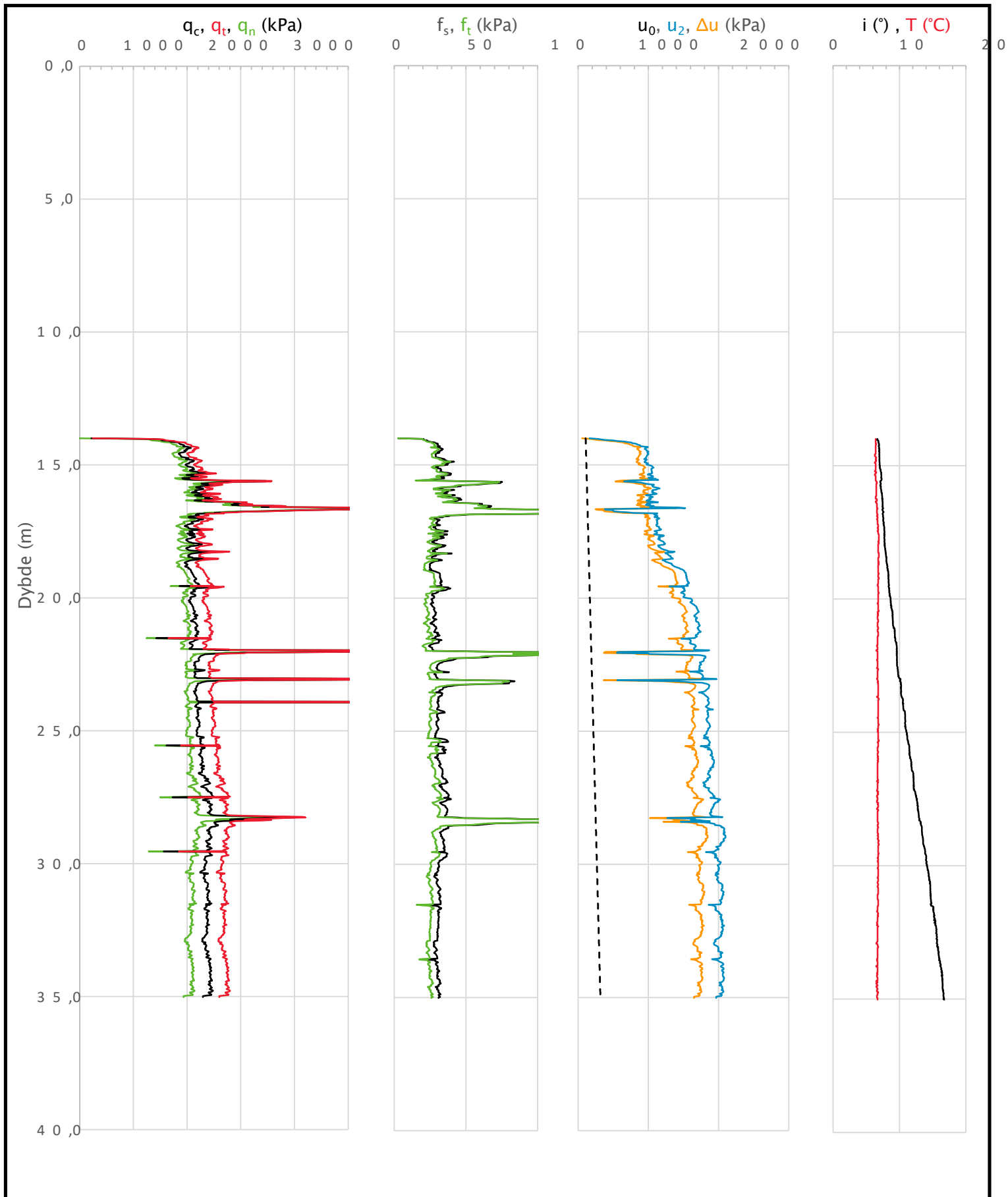
- Valgt kurve: OCR3
- OCR1 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - Bq
- OCR2 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - $\Delta u, \sigma'$
- OCR3 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - Qt
- OCR4 Brukerdefinert OCR via $\sigma' c$
- OCR5 $\sigma' c1$ Mayne 2 0 1 2
- OCR6 $\sigma' c2$ Larsson 2 0 0 7
- OCR7 $\sigma' c7$ Sandven 1 9 9 0
- OCR8 $\sigma' c8$ Sandven 1 9 9 0
- OCR9 $\sigma' c9$ Mayne 2 0 1 1


Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072 Rapportnummer: 5175072-RIG-03		Borhull 3
Innhold Overkonsolideringsgrad, OCR				Sondennummer 4775
	Utført ChKle	Kontrollert ArEmd	Godkjent ChKle	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef	Dato sondering 2019-03-15	Revisjon Rev. dato	Figur 8

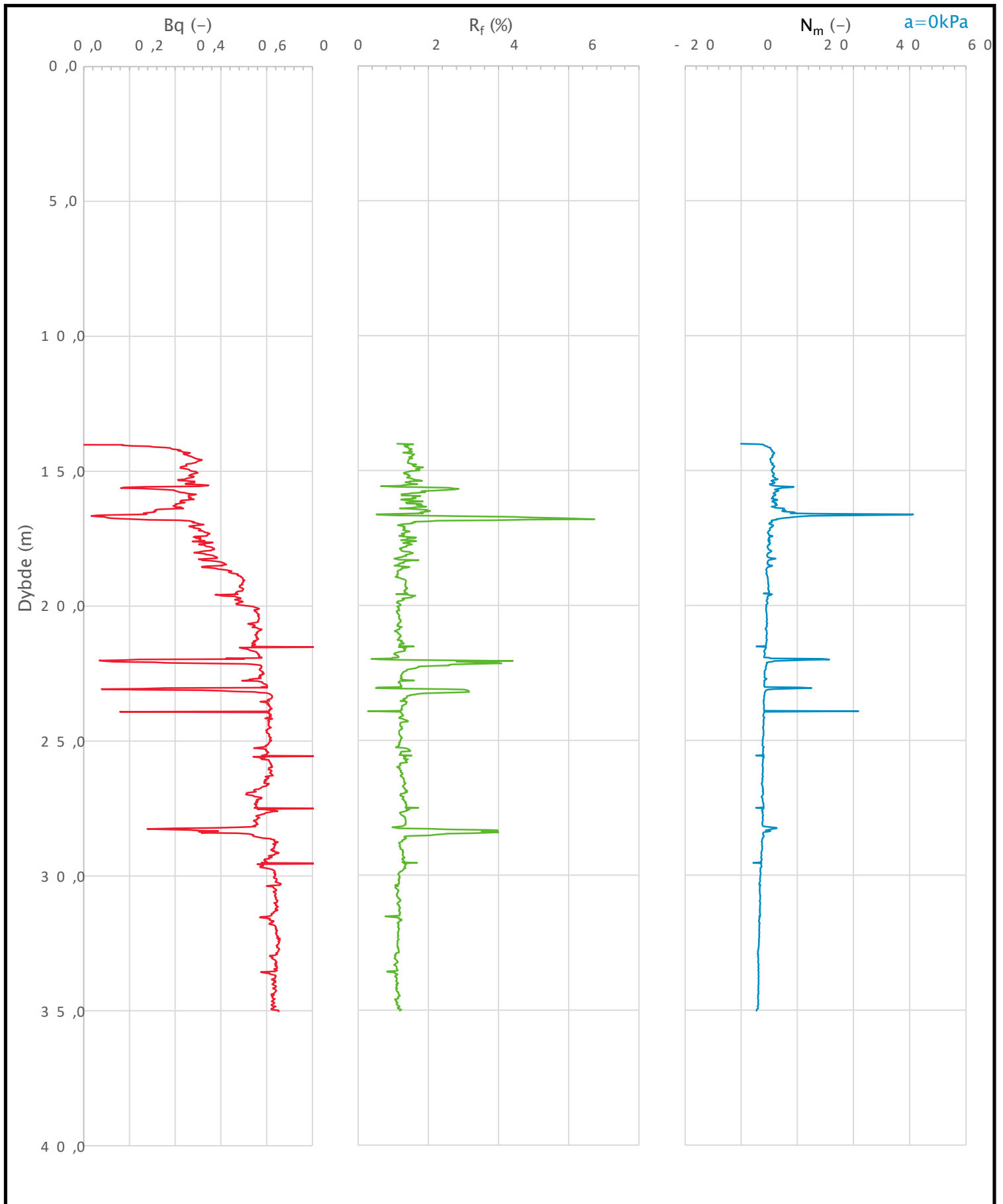
Sonde og utførelse						
Sondennummer	4775		Boreleder	SH		
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)	0,6		
Kalibreringsdato	2019-06-20		Maks helning (°)	16,7		
Dato sondering	2020-03-14		Maks avstand målinger (m)	0,02		
Filtertype	Spaltefilter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1574		3731		3656	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,4847		0,0102		0,0209	
Arealforhold	0,8450		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	31,972		0,735		2,502	
Temperaturområde (°C)	40					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	6009,4		126,0		252,8	
Registrert etter sondering (kPa)	40,2		-1,8		3,6	
Avvik under sondering (kPa)	40,2		1,8		3,6	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	0,5		0,0		0,0	
Maksverdi under sondering (kPa)	11381,8		180,2		2101,1	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	41,2	0,4	1,8	1,0	3,7	0,2
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		Ikke OK		Ikke OK	
Temperatur					OK	
Kommentarer:	Poretrykkskapasitet så vidt overskredet. Stor helning.					
Prosjekt	Sintef Horizon				Prosjektnummer: 5175072	Borhull
						BH07
Innhold	Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet				Sondennummer	
					4775	
Norconsult 	Utført	Kontrollert		Godkjent		Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal		Christofer Klevsjø		1
	Oppdragsgiver	Dato sondering		Revisjon		Figur
	Sintef Energi	2020-03-14		Rev. dato		1




Prosjekt			Prosjektnummer: 5175072		Borhull	
Sintef Horizon					BH07	
Innhold					Sondennummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger					4775	
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		1
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø			
Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur		2	
Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato				

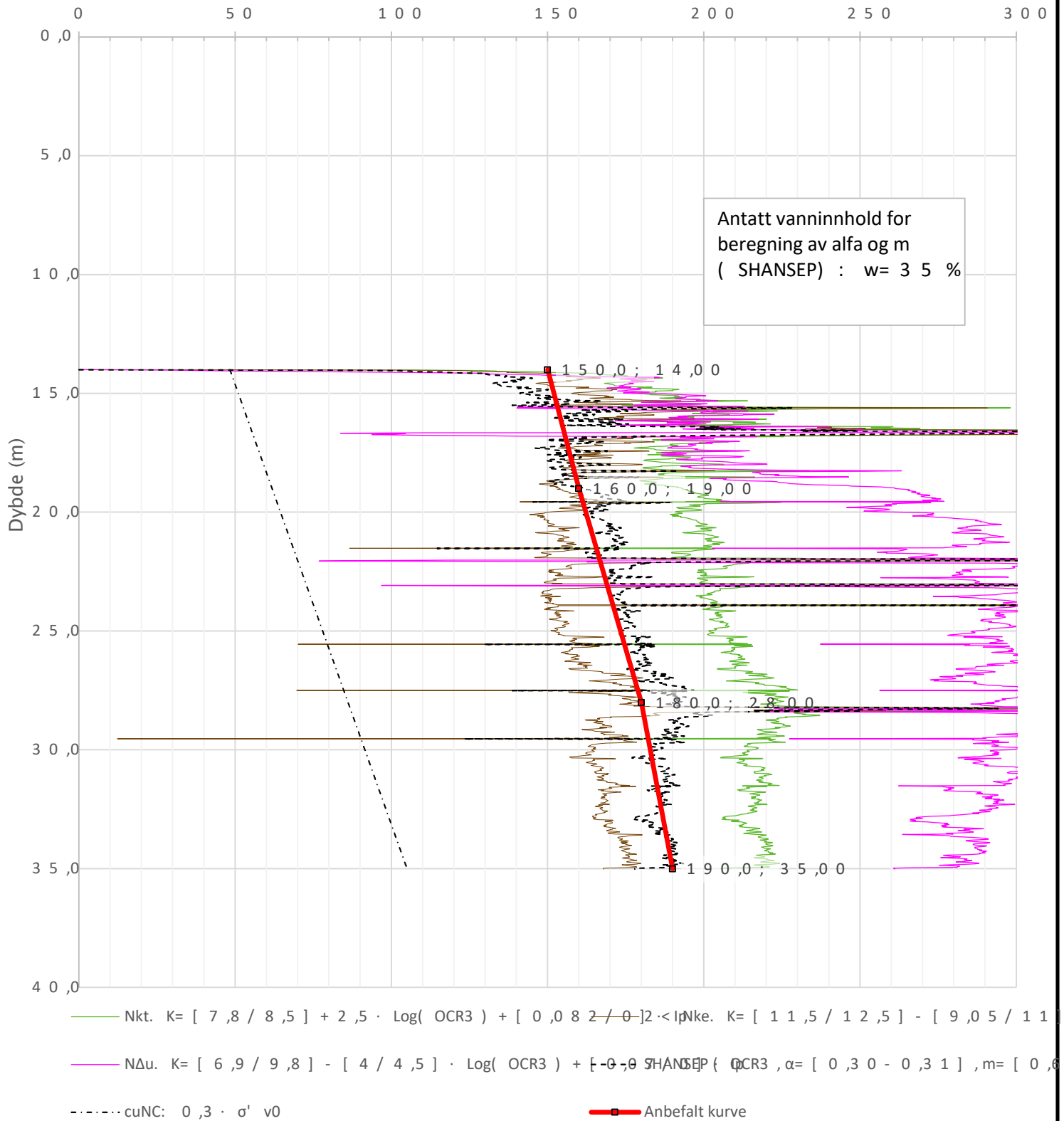



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072		Borhull BH07
Innhold Måledata og korrigerte måleverdier				Sondennummer 4775
	Utført Egil A. Behrens	Kontrollert Arnfinn Emdal	Godkjent Christofer Klevsjø	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef Energi	Dato sondering 2020-03-14	Revisjon Rev. dato	Figur 3



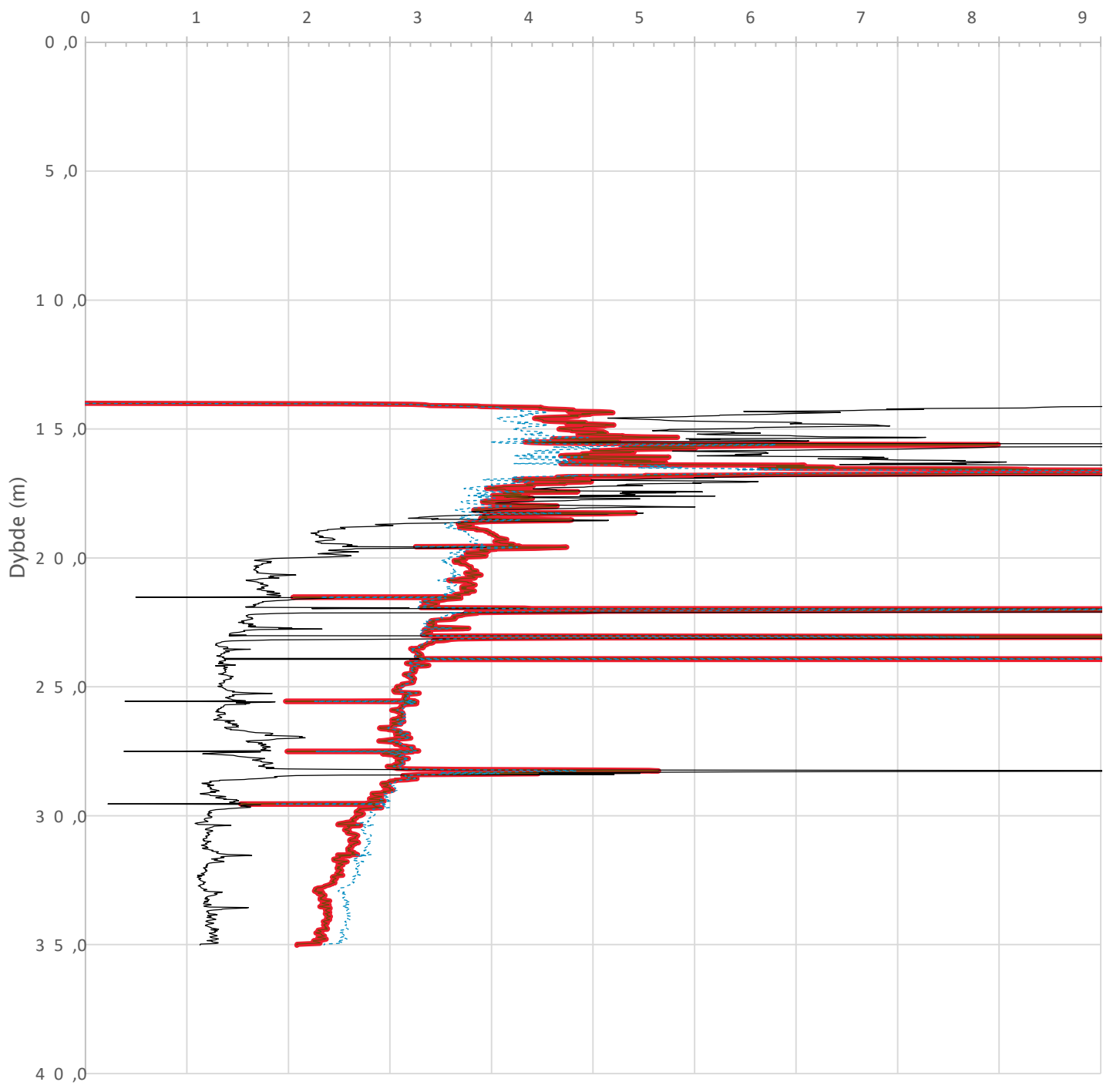
Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH07
Innhold			Sondennummer	
Avledede dimensjonsløse forhold			4775	
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	4

Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)





Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH07
Innhold				Sondennummer
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	5

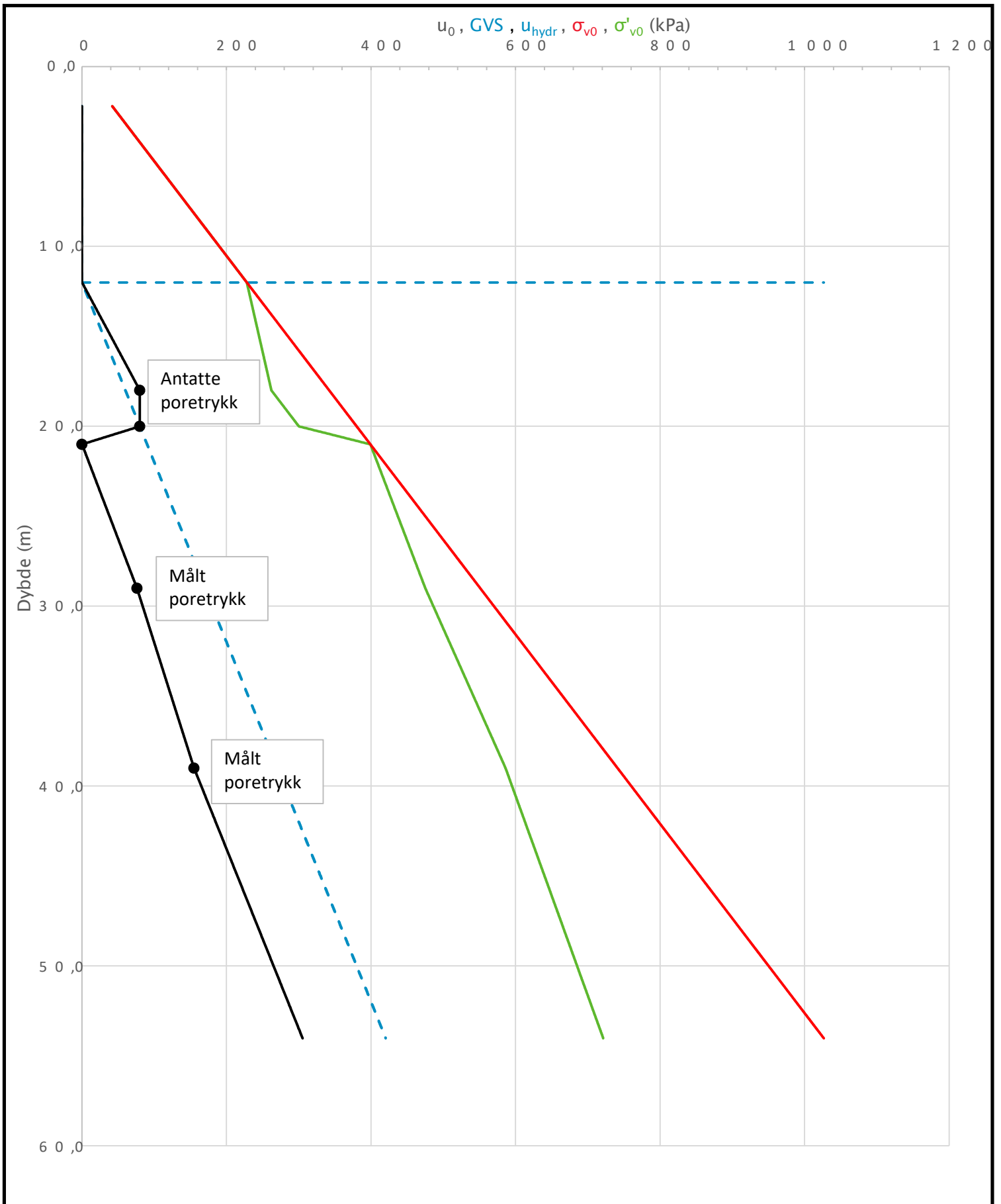
Overkonsolideringsgrad, OCR (-)



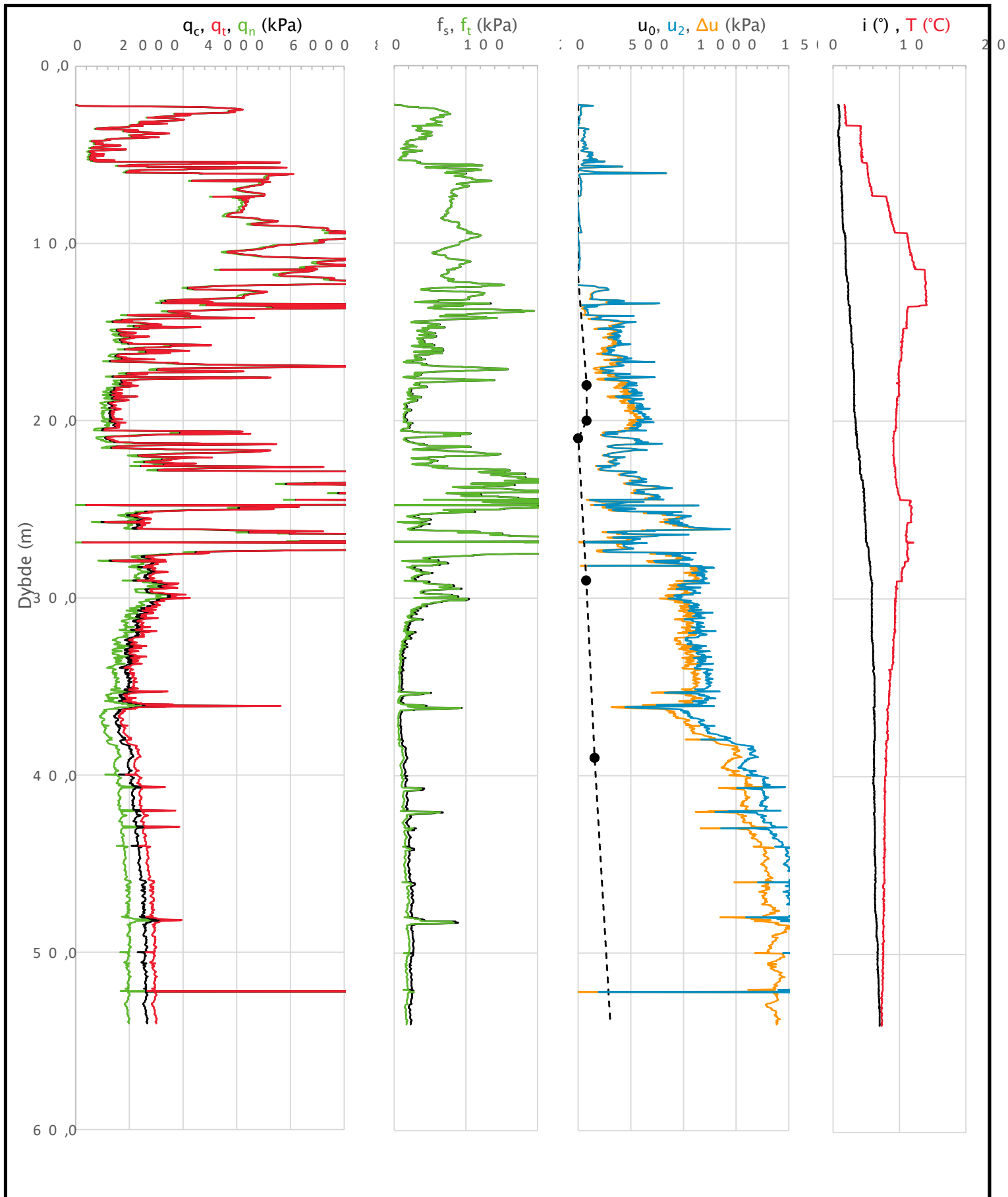
Valgt kurve: OCR3 — OCR1 Karlsrud et al. 2 0 0 5 — OCR3 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - - - OCR7 σ'_{c7} Sandven 1 9 9 0


Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH07
Innhold				Sondennummer
Overkonsolideringsgrad, OCR				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	8

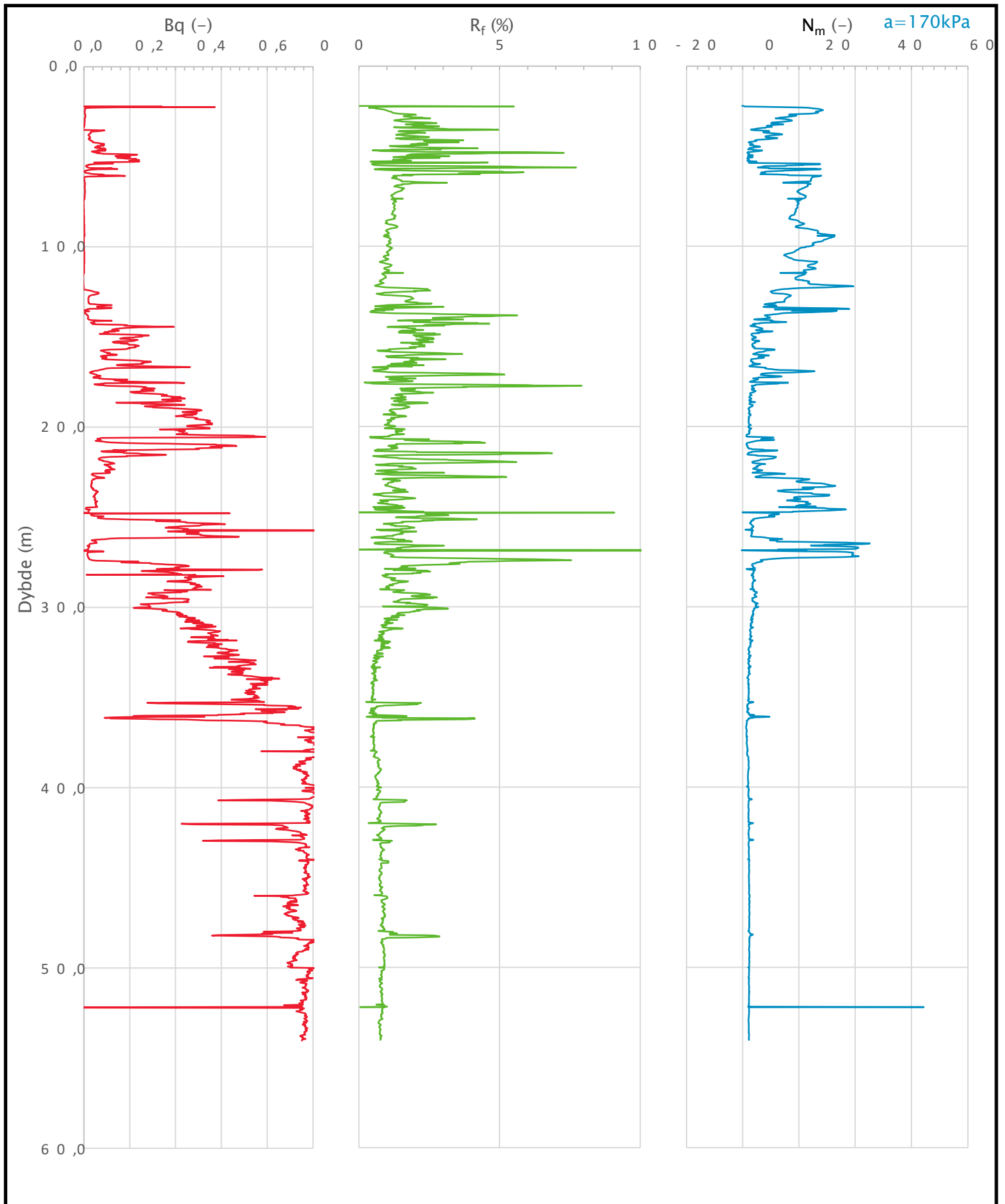
Sonde og utførelse						
Sondennummer	4775		Boreleder	SH		
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)	12,4		
Kalibreringsdato	2019-06-20		Maks helning (°)	7,0		
Dato sondering	2020-03-13		Maks avstand målinger (m)	0,02		
Filtertype	Spaltefilter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1574		3731		3656	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,4847		0,0102		0,0209	
Arealforhold	0,8450		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	31,972		0,735		2,502	
Temperaturområde (°C)	40					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	5946,9		129,5		283,5	
Registrert etter sondering (kPa)	89,6		-3,4		-1,3	
Avvik under sondering (kPa)	89,6		3,4		1,3	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	9,9		0,2		0,8	
Maksverdi under sondering (kPa)	57200,1		495,9		2274,0	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	100,0	0,2	3,6	0,7	2,1	0,1
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
Ikke OK	OK		Ikke OK		OK	
Kommentarer:						
Maksverdi 2000 kPa overskredet med 274 kPa						
Maksverdi 50000 kPa overskredet med 7200 kPa						
Prosjekt			Prosjektnummer: 5175072		Borhull	
Sintef Horizon					BH08	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					4775	
Norconsult 	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	Egil A. Behrens		Arnfinn Emdal		Christofer Klevsjø	
	Oppdragsgiver		Dato sondering		Revisjon	
	Sintef Energi		2020-03-13		Rev. dato	
					Anvend.klasse	1
					Figur	1




Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072		Borhull BH08
Innhold In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				Sondennummer 4775
Norconsult 	Utført Egil A. Behrens	Kontrollert Arnfinn Emdal	Godkjent Christofer Klevsjø	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef Energi	Dato sondering 2020-03-13	Revisjon	Figur 2
			Rev. dato	



Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH08
Innhold				Sondennummer
Måledata og korrigerte måleverdier				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-13	Rev. dato	3



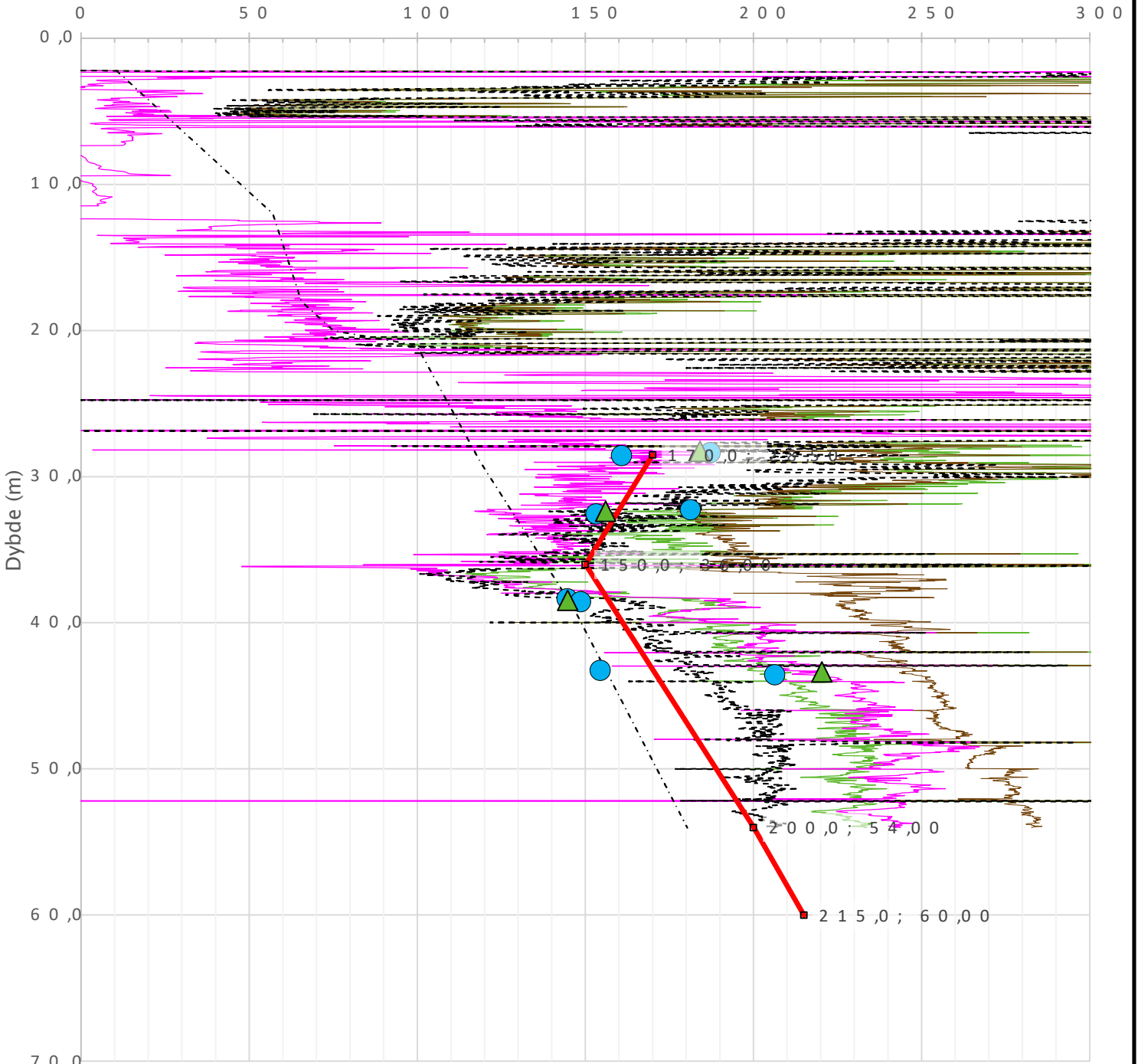
Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH08
Innhold				Sondennummer
Avledede dimensjonsløse forhold				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-13	Rev. dato	4

Anisotropiforhold i figur:


Enaks BH BH08: $c_{uc}/c_{ucptu} = 0,630$

Konus BH BH08: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$

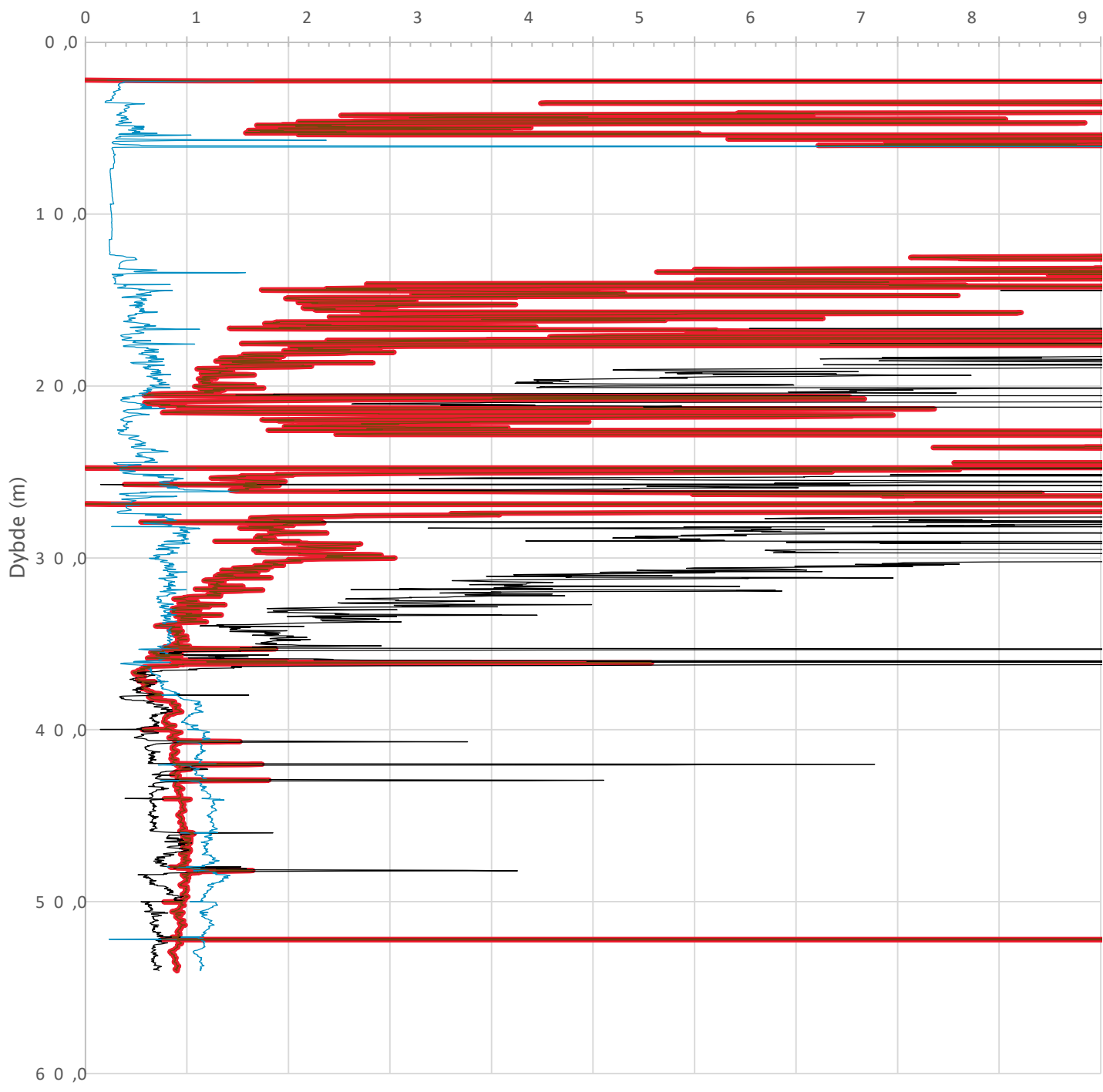
Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)




- Nkt. $K = [7,8 / 8,5] + 2,5 \cdot \text{Log}(\text{OCR3}) + [0,082 / -0,2] \cdot \text{Log}(\text{OCR3})$
- N Δ u. $K = [6,9 / 9,8] - [4 / 4,5] \cdot \text{Log}(\text{OCR3}) + [-0,05 / 0,05] \cdot \text{Log}(\text{OCR3})$, $\alpha = [0,30 - 0,31]$, $m = [0,66 - 0,67]$
- - - - - $c_{uNC} = 0,25 \cdot \sigma'_{v0}$
- Enaks BH BH0 8
- ▲ Konus BH BH0 8
- Anbefalt kurve
- Treaks BH BH0 8


Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH08
Innhold				Sondennummer
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-13	Rev. dato	5

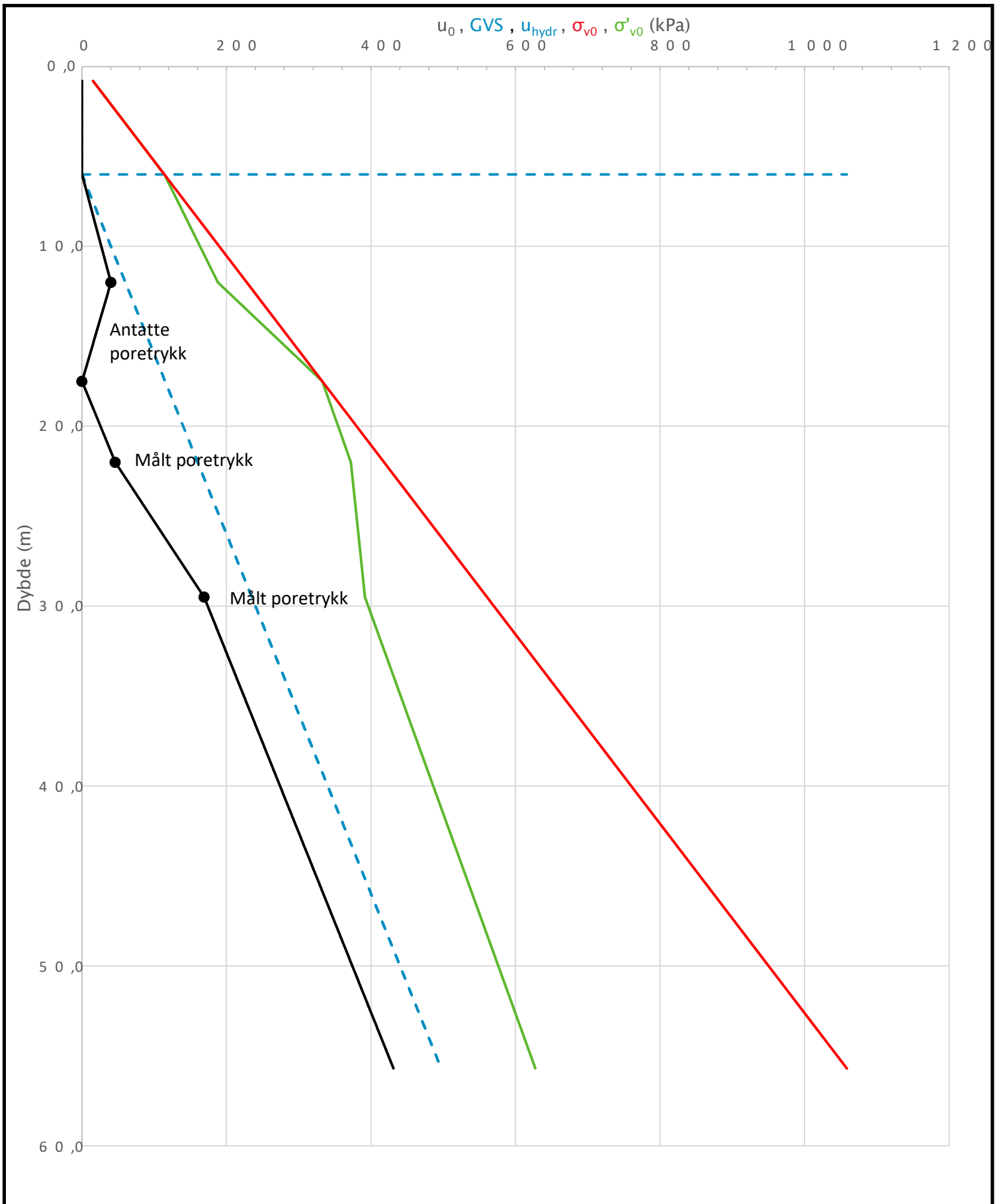
Overkonsolideringsgrad, OCR (-)




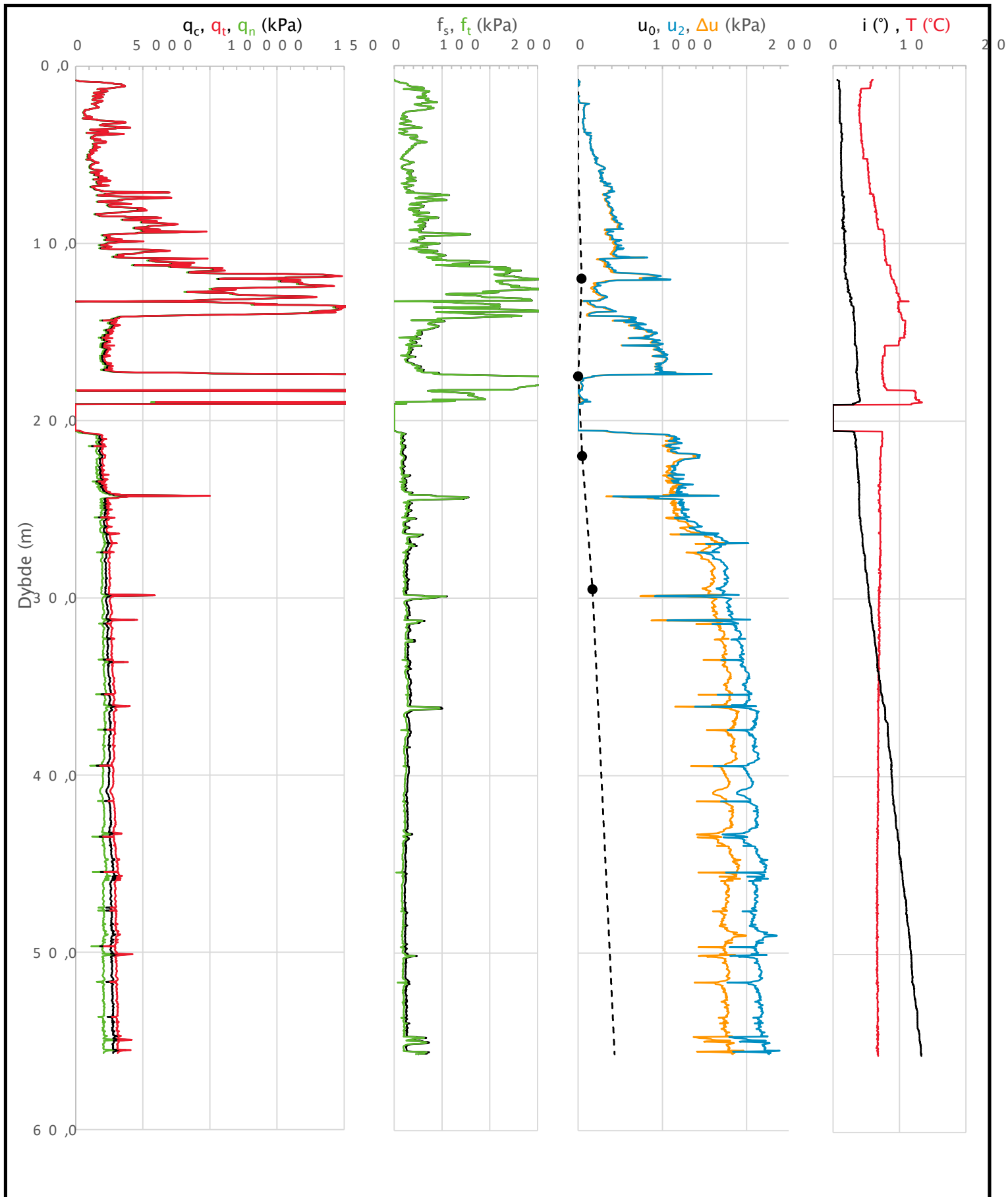
Valgt kurve: OCR3 — OCR1 Karlsrud et al. 2 0 0 5 — OCR2 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - Δu/σ' OCR3 Karlsrud et al. 2 0 0 5

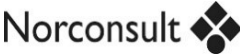
Prosjekt Sintef Horizon			Prosjektnummer: 5175072	Borhull BH08
Innhold Overkonsolideringsgrad, OCR			Sondennummer 4775	
Norconsult 	Utført Egil A. Behrens	Kontrollert Arnfinn Emdal	Godkjent Christofer Klevsjø	
	Oppdragsgiver Sintef Energi	Dato sondering 2020-03-13	Revisjon	Anvend.klasse 1
			Rev. dato	Figur 8

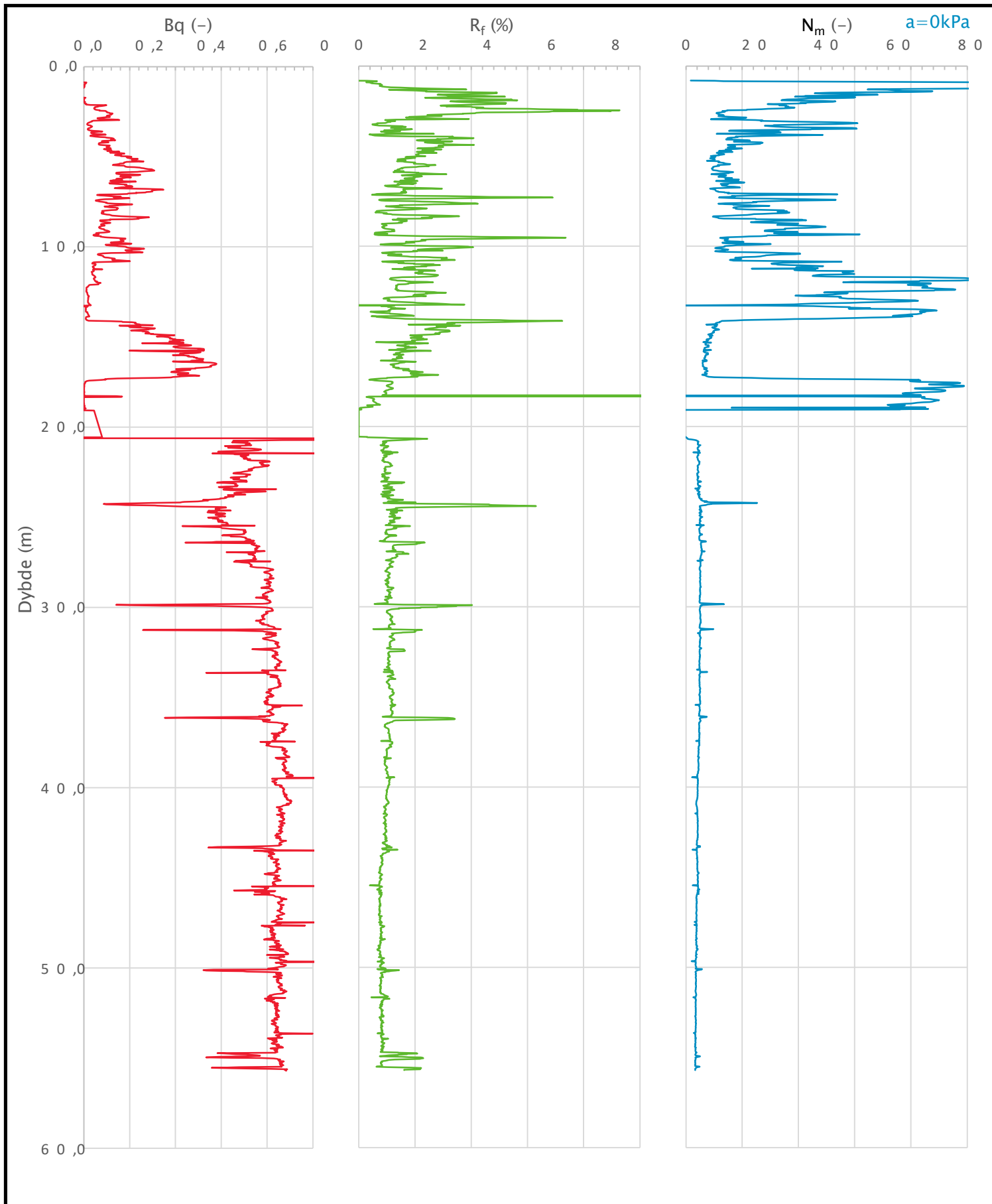
Sonde og utførelse						
Sondennummer	4775		Boreleder	SH		
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)	13,4		
Kalibreringsdato	2019-06-20		Maks helning (°)	13,3		
Dato sondering	2020-03-14		Maks avstand målinger (m)	0,02		
Filtertype	Spaltefilter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1574		3731		3656	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,4847		0,0102		0,0209	
Arealforhold	0,8450		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	31,972		0,735		2,502	
Temperaturområde (°C)	40					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	5989,1		127,6		267,2	
Registrert etter sondering (kPa)	27,6		-1,3		-4,3	
Avvik under sondering (kPa)	27,6		1,3		4,3	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	10,7		0,2		0,8	
Maksverdi under sondering (kPa)	33455,5		396,3		2394,3	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	38,8	0,1	1,6	0,4	5,2	0,2
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		Ikke OK		OK	
Temperatur						
OK						
Kommentarer: Poretrykkskapisiteten på 2000 kPa er overskredet med 394 kPa.						
Prosjekt			Prosjektnummer: 5175072		Borhull	
Sintef Horizon					BH10	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					4775	
Norconsult 	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	Egil A. Behrens		Arnfinn Emdal		Christofer Klevsjø	
	Oppdragsgiver		Dato sondering		Revisjon	
	Sintef Energi		2020-03-14		Rev. dato	
					Anvend.klasse	1
					Figur	1

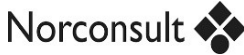


Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH10
Innhold				Sondennummer
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	2	



Prosjekt Sintef Horizon		Prosjektnummer: 5175072		Borhull BH10
Innhold Måledata og korrigerte måleverdier				Sondennummer 4775
	Utført Egil A. Behrens	Kontrollert Arnfinn Emdal	Godkjent Christofer Klevsjø	Anvend.klasse 1
	Oppdragsgiver Sintef Energi	Dato sondering 2020-03-14	Revisjon Rev. dato	Figur 3



Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH10
Innhold				Sondennummer
Avledede dimensjonsløse forhold				4775
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	4

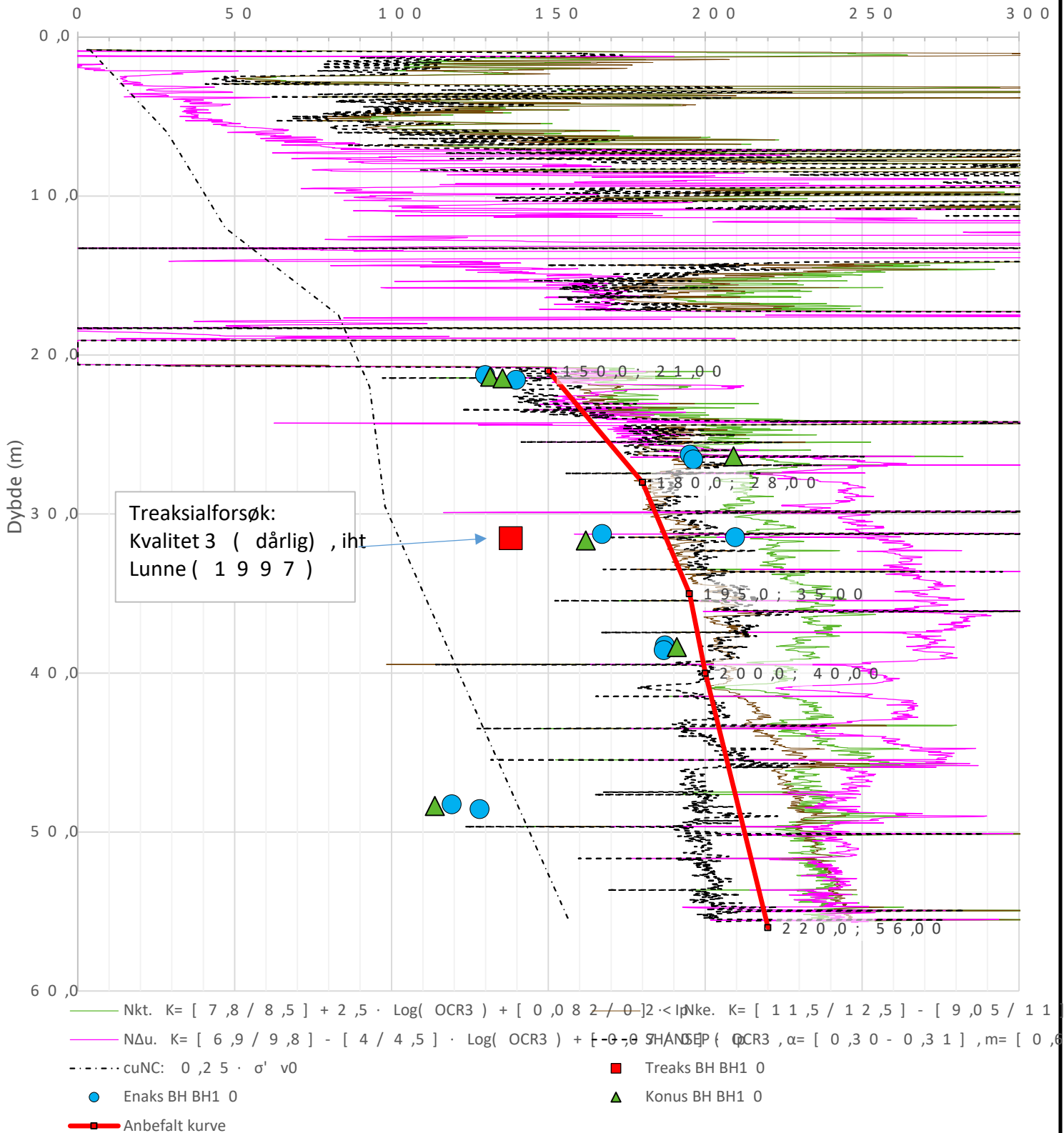
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH BH10: $c_uC/cucptu = 1,000$

Enaks BH BH10: $c_uuc/cucptu = 0,630$

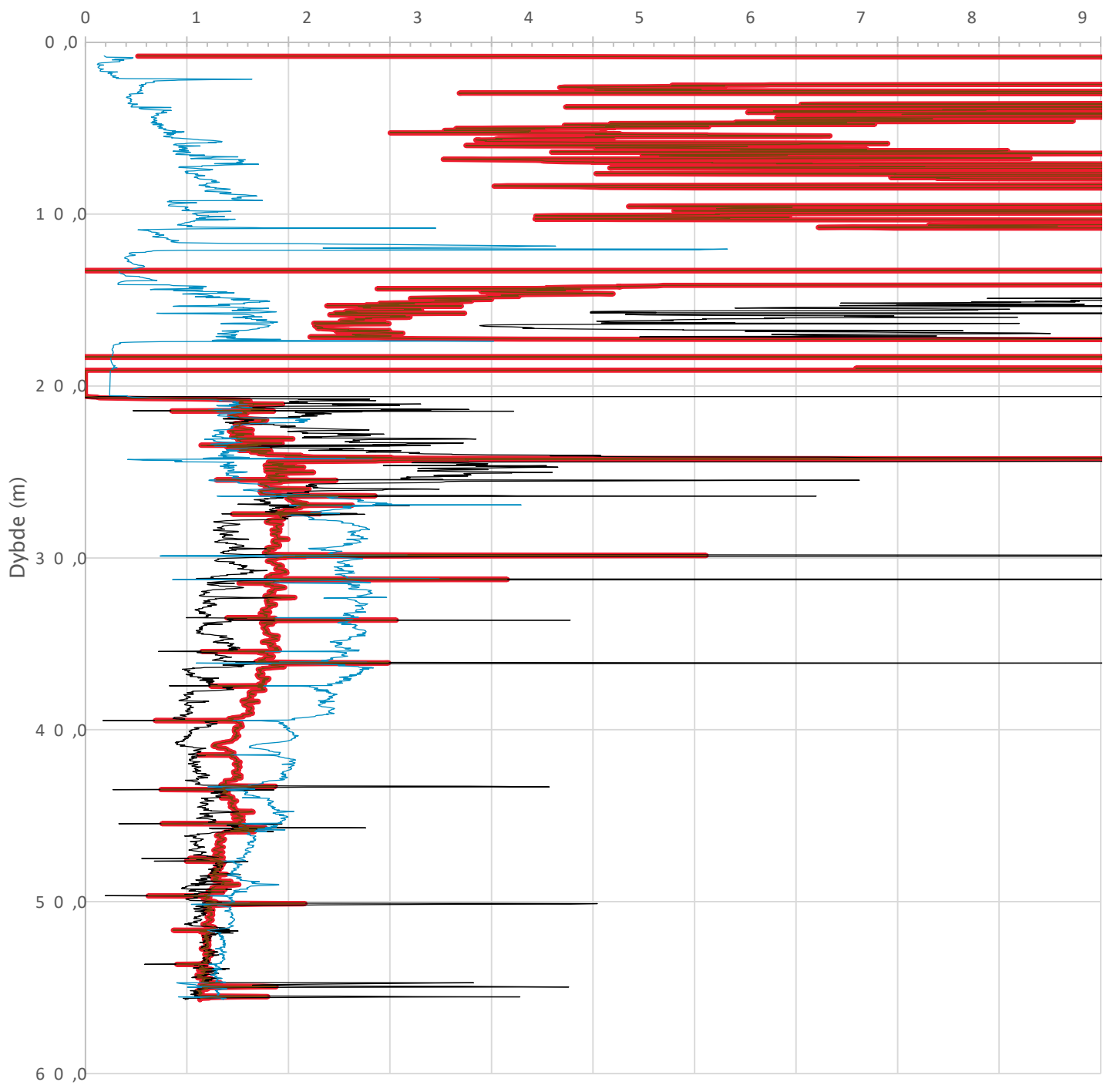
Konus BH BH10: $c_uvc/cucptu = 0,630$

Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)




Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH10
Innhold				Sondennummer
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				4775
Norconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	5

Overkonsolideringsgrad, OCR (-)



Valgt kurve: OCR3 — OCR1 Karlsrud et al. 2 0 0 5 — OCR2 Karlsrud et al. 2 0 0 5 - $\Delta u / \sigma'_{v0}$ OCR3 Karlsrud et al. 2 0 0 5

Prosjekt		Prosjektnummer: 5175072		Borhull
Sintef Horizon				BH10
Innhold				Sondennummer
Overkonsolideringsgrad, OCR				4775
Norconsult 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	Egil A. Behrens	Arnfinn Emdal	Christofer Klevsjø	1
	Oppdragsgiver	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Sintef Energi	2020-03-14	Rev. dato	8

Oppdragsgiver: SINTEF Energi

Oppdragsnr.: 5175072 Dokumentnr.: 5175072-RIG15

Til: SINTEF Energi v/ Per Normann Mikalsen

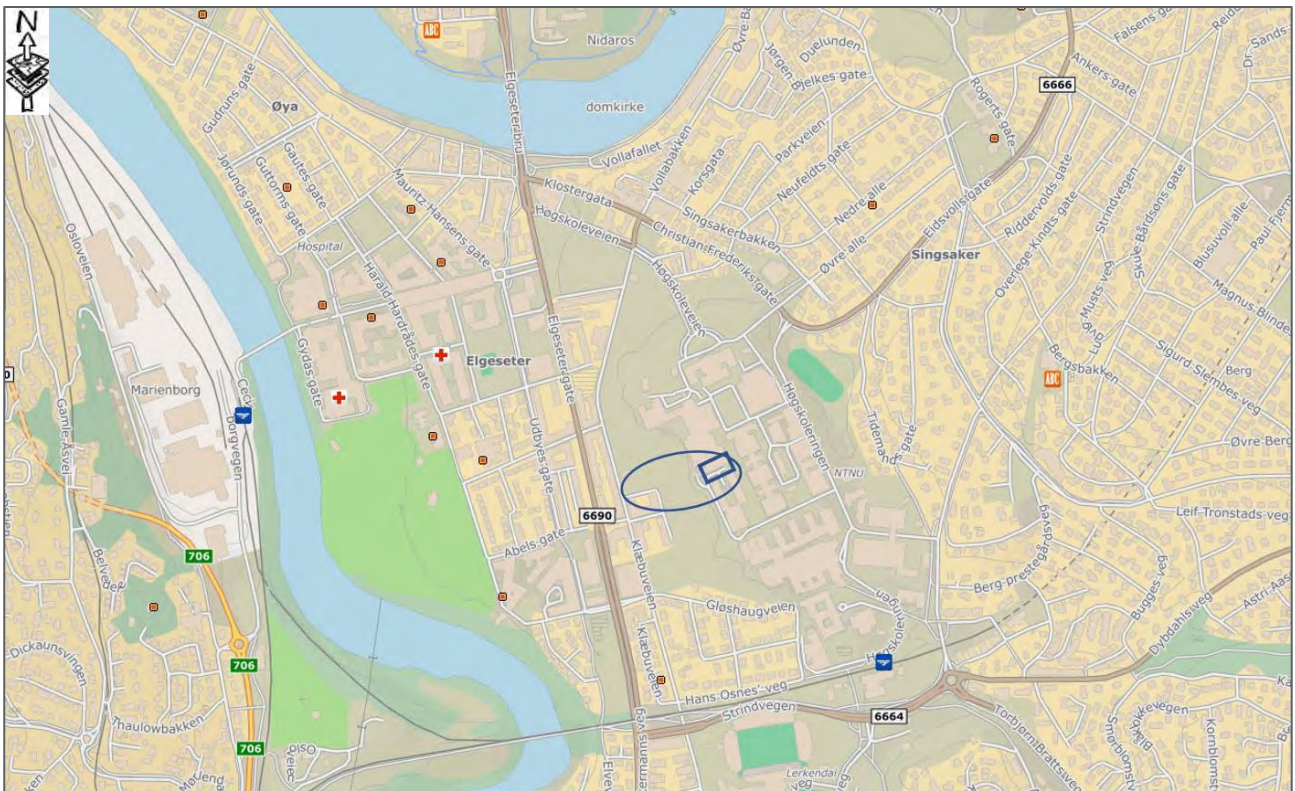
Fra: Norconsult AS v/ Egil A. Behrens

Dato: 2020-11-05

► SINTEF Horizon - Geoteknisk vurdering for infiltrasjonsanlegg / fordrøyningsmagasin

1 Bakgrunn

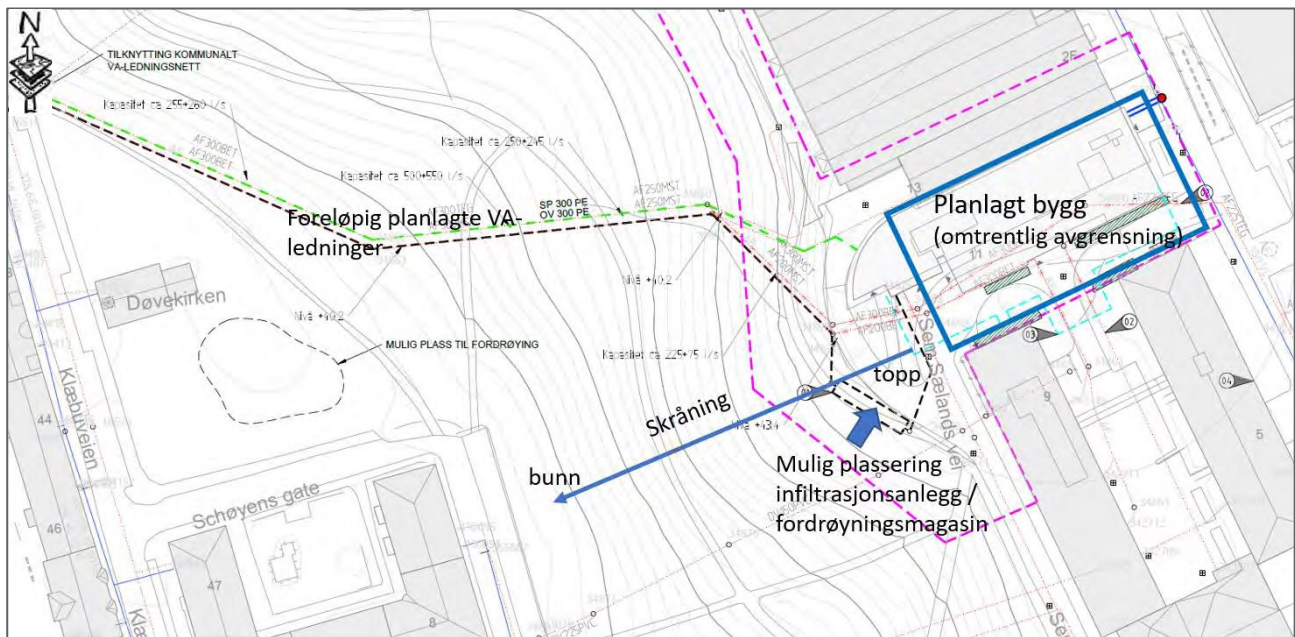
SINTEF Energi planlegger utvidelse av sitt eksisterende kontorbygg ved universitetsområdet Gløshaugen i Trondheim. Norconsult er blant annet engasjert for geoteknisk vurdering av fordrøyningsmagasin / infiltrasjonsanlegg for overvann i forbindelse med reguleringsfase for prosjektet. Dette notatet oppsummerer de geotekniske vurderingene for dette. Et oversiktskart er vist i Figur 1.



Figur 1: Oversiktskart, hentet fra kart.finn.no. Planlagt bygg merket med blått rektangel, område for fordrøynings / infiltrasjon merket omtrentlig med ellipse.

2 Planlagt anlegg

I forbindelse med detaljreguleringen vurderes det forskjellige plasseringer av fordrøyningsmagasin eller infiltrasjonsanlegg for overvann fra planlagt bygg. Mest aktuelle plassering er vist i Figur 2. Dette er ved topp skråning sydvest for bygget. Detaljene i anlegget er ikke bestemt på nåværende tidspunkt.



Figur 2: Planlagt (foreløpig) VA-anlegg med skråning og planlagt bygg skissert inn. Med utgangspunkt i foreløpig tegning 22137/30978 GH001, datert 25.09.2020, utarbeidet av AFRY.

3 Geoteknisk vurdering

3.1 Grunnforhold

Norconsult har tidligere gjort grunnundersøkelser i området. Resultater fra grunnundersøkelsene er gitt i Ref. 1, mens områdestabilitetsutredning er gitt i Ref. 2. Grovt sett består grunnforholdene av sand og silt fra terreng, med overgang til tettere masser (leire) i dybden. Piezometermålinger i dyptliggende leire (Ref. 1) indikerer at grunnvannsnivået ligger omtrent 18 m under terreng ved topp skråning.

3.2 Plassering av anlegget

Av hensyn til skråningsstabilitet vil infiltrasjon av vann i grunnen ved skråningsfoten være gunstig. Ved skråningstopp vil imidlertid infiltrasjon av vann gi noe stabilitetsreduksjon. Dette kan medføre mindre rom for lastøkning ved planlagt påbygging. Plassering midt i skråningen vil gi tilnærmet verken gunstig eller ugunstig innvirkning på stabiliteten, da kritisk glideflate har sitt sentrum omtrent midt i skråningen.

Utgravning i anleggsfasen kan ha negativ stabilitetseffekt. Eventuelt infiltrasjonsanlegg eller fordrøyningsmagasin ved bunn eller midt i skråning bør derfor legges med lengderetning vinkelrett på skråningen slik at man unngår en langstrakt utgravning langs skråningsfoten.

3.3 Fordrøyningsmagasin versus infiltrasjonsanlegg

Dersom det ikke skal infiltreres vann, kun fordrøyes for å ta unna utslippstopper (variasjoner), vil anlegget ha neglisjerbar innvirkning på stabiliteten. Vekten av et nedgravd fordrøyningsmagasin vil være mindre enn vekten av løsmassene som erstattes av magasinet og følgelig vil et fordrøyningsmagasin ved toppen av skråningen ha en (minimal) positiv effekt på skråningsstabiliteten.

3.4 Infiltrasjonsevne i massene

Massene ved skråningstopp består i hovedsak av sandig silt. Det er lag med større innslag av sand. Infiltrasjonsevnen antas å være som en relativt åpen silt, men stedvis er det også ansamlinger / lag av tettere masser. Permeabiliteten av massene bør eventuelt undersøkes med en enkel infiltrasjonstest ifbm detaljering av infiltrasjonsløsning.

3.5 Stabilitetsberegning av eventuelt infiltrasjonsanlegg ved plassering ved topp skråning (ugunstigste plassering)

Ved infiltrasjonsanlegg ved topp skråning, vil vekten av infiltrert vann over grunnvannstanden (grunnvannstanden er lav i dette området) gi en tilleggslast som virker stabilitetsreducerende. Dersom det fyller seg vann i alle porer i massene over grunnvannstanden, vil det bli et tilleggstrykk på omtrent $18 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 * 0,3 = 54 \text{ kN/m}^2$, forutsatt 30 % porevolum og 18 m ned til grunnvannstanden. Tilleggstrykket vil virke i en begrenset utstrekning både langs og på tvers av skråningen. En konservativ beregning med 54 kN/m^2 trykk i 20 m utstrekning på tvers av skråningen (bredde i beregningssnittet) og ubegrenset utstrekning langs skråningen, medfører en stabilitetsreduksjon fra sikkerhetsfaktor 1,43 til 1,40 for kritisk glideflate (udrenert i underliggende leire). Minstekravet til sikkerhetsfaktor er 1,40. Gitt denne forenklete, konservative tilnærmingen, må det da unngås netto lastøkning ved planlagt bygg. Det vil si at infiltrasjonsanlegget bruker den stabilitetsmarginen som ellers kunne vært brukt til lastøkning ved bygget. En mer nøyaktig beregning vil vise at infiltrasjonsanlegget vil forverre noe mindre enn det som er beskrevet her.

Resultat av denne forenklete beregningen er vist i tegning V701 (vedlagt).

4 Konklusjon

Fra et geoteknisk ståsted anbefaler vi fordrøyningsanlegg ved topp skråning, med plassering som skissert i Figur 2. Infiltrasjonsanlegg på samme sted anses byggbart, men gir stabilitetsreduksjon, og er slik sett noe ugunstig. Plasseringen kan endres noe, men man bør generelt unngå plassering tett inn mot bygg av hensyn til undergraving av fundamenter.

Alternativ plassering med infiltrasjonsanlegg eller fordrøyningsmagasin ved bunn eller midt i skråning bør legges med lengderetning vinkelrett på skråningen slik at man unngår en langstrakt utgravning langs skråningsfoten, og grunnest mulig. Fordrøyningsanlegg ved Døvekirken, et stykke unna skråningsbunn, kan være et godt alternativ. Områdestabilitet av terrengingngrep må vurderes i detalj ifbm detaljprosjektering.

5 Referanser

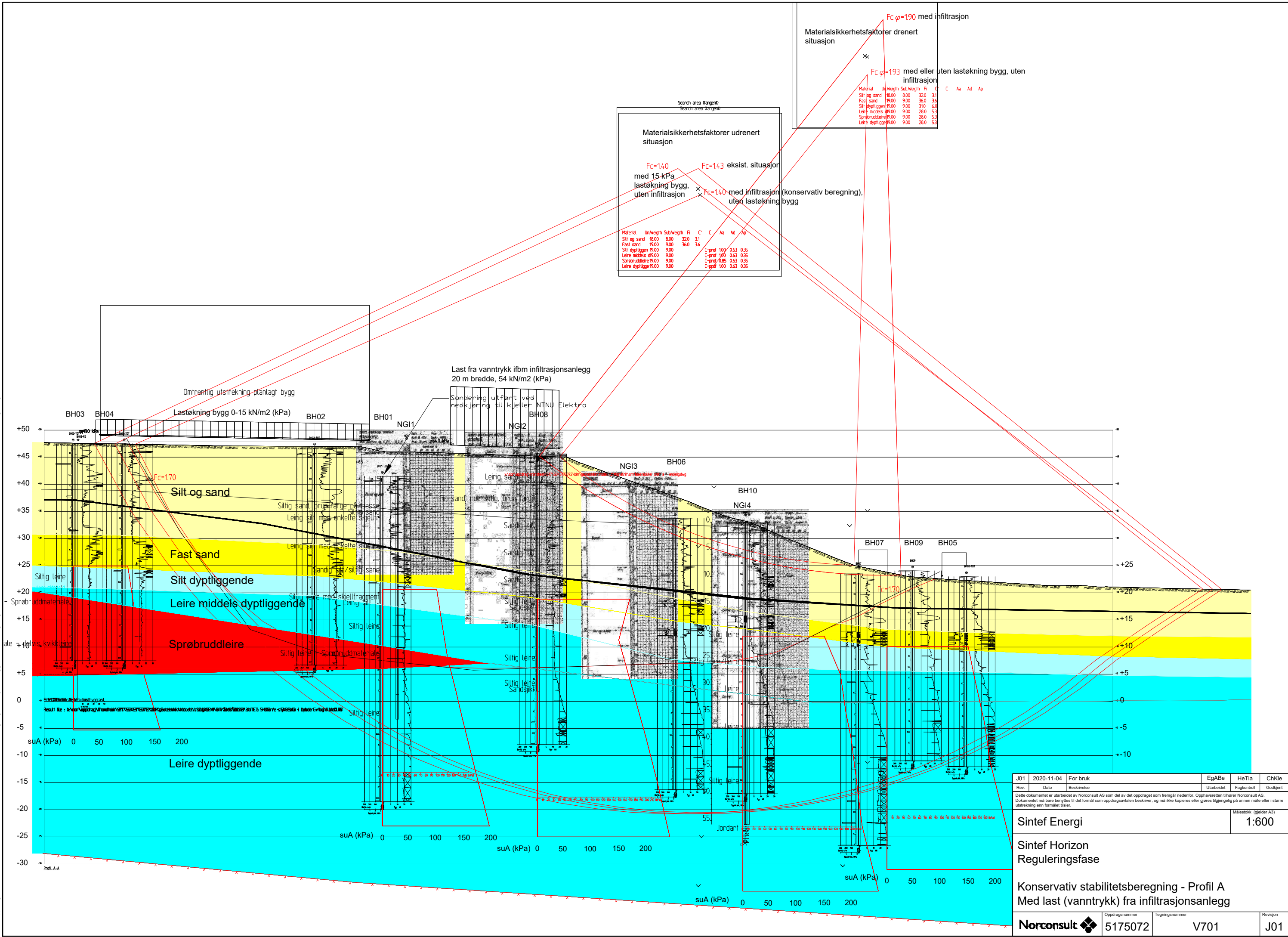
Ref. 1: SINTEF Energi Gløshaugen - Geoteknisk datarapport - Grunnundersøkelser i skråning mot vest, dokumentnr 5175072-RIG13, utarbeidet av Norconsult, datert 2020-06-10

Ref. 2: SINTEF Horizon - områdestabilitetsutredning av Gløshaugens vestskråning ved EFI, dokumentnr 5175072-RIG12 versjon 2, utarbeidet av Norconsult, datert 2020-08-18

1	2020-11-05	Ferdig notat	Egil A. Behrens	Henning Tiarks	Christofer Klevsjø
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

X:\nonoppdrag\Tromsheim\5175072\BIM\Geoteknik\Modell\Stabilitetsberegning infiltrasjonsanlegg 2020 arkfil.dwg - EgaBe - Profil A omstrab mai2020 med lagdeling, OMRÅDESTABILITET SNITT A - ENDELIG - hevet GWL infiltra" (15.53.47 - XREF = Profil A omstrab mai2020 med lagdeling, OMRÅDESTABILITET SNITT A - ENDELIG - hevet GWL infiltra"



Rev.	Dato	Beskrivelse	EgAbe	HeTia	ChKle
J01	2020-11-04	For bruk			
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet tillater.			Målestokk (gjelder A3)		
Sintef Energi Sintef Horizon Reguleringsfase			1:600		
Konservativ stabilitetsberegning - Profil A Med last (vantrykk) fra infiltrasjonsanlegg					
Oppdragsnummer Norconsult 5175072		Tegningsnummer V701		Revisjon J01	

From: [Egil Andreas Behrens](#)
To: [Eidsvik, Gunhild Solem](#)
Cc: [Christofer Klevsjø](#); [Arstad, Taale Kynell](#); [Gylland, Anders Samstad](#)
Subject: RE: Geoteknisk vurdering - SINTEF Horizon
Date: torsdag 17. desember 2020 10:18:52
Attachments: [image001.png](#)

Hei, Gunhild!

Har fått videresendt din henvendelse fra min kollega, da jeg har bedre kjennskap til de konkrete geotekniske vurderingene.

Det er riktig at temaet ikke er omtalt eksplisitt i områdestabilitetsutredningen.

Planlagt tiltak, SINTEF Horizon, vil ha en veldig beskjeden innvirkning på områdestabiliteten, hovedsakelig pga 2 forhold:

1. Tiltaket vil være tilnærmet lastkompensert, dvs at det graves vekk omtrent like mange tonn masser (for kjellerdel) som de nye etasjene tilfører. Det vil si at tiltaket i svært liten grad gir belastningsøkning/stabilitetsreduksjon.
2. Kritisk glideflate i områdestabilitetssammenheng er en sirkulær bruddflate som ikke strekker seg over et særlig større område enn byggets areal og arealene ut mot skråningen. Mer vidtrekkende glideflater som også påvirker arealer/bygg lenger øst, vil bli enda mindre påvirket av tiltaket.

Områder nord og syd for tiltaket vil ikke bli påvirket stabilitetsmessig. Områder lenger inn på plataet (mot øst) kan i teorien påvirkes litt, men i praksis ser vi ikke dette som en grunn til bekymring, jfr punkt 1 og 2.

Det er mulig at temaet er såpass viktig i dette tilfellet at det bør skrives et notat om dette, der ting forklares nærmere. Vi kan gjøre dette om ønskelig. «Tradisjonelt sett» er dette ikke en del av områdestabilitetsutredning slik vi har gjort, derfor foreslår jeg det eventuelt som et separat notat.

Legger Taale Arstad og Anders Gylland på kopi, til orientering.

Med vennlig hilsen

Egil Andreas Behrens

Sivilingeniør geoteknikk
Mob: +47 95 07 49 15
egil.andreas.behrens@norconsult.com

Norconsult AS

Kløbbeveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Tel: +47 67 57 10 00 | www.norconsult.no

CONFIDENTIALITY AND DISCLAIMER NOTICE: This message is for the sole use of the intended recipients and may contain confidential information. If you are not an intended recipient, you are requested to notify the sender by reply e-mail and destroy all copies of the original message. Any unauthorized review, use, disclosure or distribution is prohibited. While the sender has taken reasonable precautions to minimize the risk of viruses, we cannot warrant the absence of, or accept liability for, any such viruses in this message or any attachment.

From: Eidsvik, Gunhild Solem <guei@gottliebpaludan.com>

Sent: 16. desember 2020 13:40

To: Christofer Klevsjø <Christofer.Klevsjo@norconsult.com>

Subject: Geoteknisk vurdering - SINTEF Horizon

Hei!

Jeg prøvde å ringe deg nettopp. Jeg jobber med reguleringsplanen for tiltaket på oppdrag for SINTEF Energi og har noen spørsmål til rapporten *Områdestabilitetsutredning*.

Det går på at vi har fått spørsmål fra NTNU om hvordan stabiliteten for campusområdet som helhet blir påvirket av tiltaket. Det har egne utbyggingsplaner for bygg som ligger lengre inn på plataet og vil naturlig nok få belyst om dette tiltaket vil sette noen begrensninger for deres planlagte utbygging. Jeg klarer ikke å se at dette forholdet er vurdert eller omtalt i rapporten, men det er mulig at jeg overser noe. Og jeg vet at dere har hatt kontakt med Multiconsult (Anders Gylland) som har gjort beregninger og vurderinger i forbindelse med utarbeidelse av planprogrammet for samlet campusutbygging. Det kunne være nyttig for meg å høre om dere har diskutert tiltaket (SINTEF Horizon) i en større utbyggingssammenheng.

Med vennlig hilsen

Gunhild Solem Eidsvik

Byplanlegger/ Arkitekt MNAL
+47 979 83 832 | guei@gottliebpaludan.com

**GOTTLIEB
PALUDAN**
ARCHITECTS

Bassengbakken 1
7042 Trondheim
Norge

+47 241 01 010
gottliebpaludan.com

[Facebook](#) · [LinkedIn](#) · [Instagram](#) · [Newsletter](#)

—

"This e-mail may contain confidential and corporate proprietary information. If received in error, kindly notify us immediately and delete the communication from your system. Our contacts with you may further involve processing of personal data. Please read more about how and why AFRY processes personal data on our website www.afry.com."

!