

GEOTEKNISK NOTAT

Oppdragsnavn **Bakkehellet 5**
Prosjekt nr. **13500034009**
Kunde **Asplan Viak AS**
Notat nr. **G-not-001**
Versjon **00**
Til **Asplan Viak AS v/ Ida Haukeland Janbu**
Fra **Rambøll Norge AS**
Kopi **Bakkehellet 5 AS v/ Sigbjørn Berstad og Tor Arne Brå**

Utført av **Søren Holm**
Kontrollert av **Øystein Dale**
Godkjent av **Øystein Dale**

BAKKEHELLET 5 – GEOTEKNISK VURDERING FOR REGULERINGSPLAN

Dato 03.02.2020

1 Innledning

Bakkehellet 5 AS planlegger oppføring av leilighetsbygg på tomta Bakkehellet 5 i Trondheim kommune. Foreløpige planer omfatter et bygg i 3-4 etasjer og parkering i kjeller på deler av tomta. Den aktuelle tomta er vist i figur 1.



Figur 1: Oversiktskart med utbyggingstomta på Bakkehellet 5 markert med svart omriss.

Rambøll Norge AS er engasjert for å utføre grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger for reguleringsplan.

Foreliggende notat omhandler en vurdering av områdestabilitet og utforming av tomta slik at det tilrettelegges for utbygging etter geotekniske begrensninger.

Rambøll
Kobbegate 2
PB 9420 Torgarden
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00
<https://no.ramboll.com>

2 Grunnlag

2.1 Oppdrag

Rambøll har tidligere mottatt tegninger for skisseprosjekt av ønsket utbygging på Bakkehellet 5. Innledende stabilitetsvurderinger viste forverring av stabilitetsforholdene i skrånningen i sør opp mot Sunnlandsskrenten.

Dette notat presenterer derfor to ulike alternativer for utforming av tomta som vurderes å sikre tilfredsstillende stabilitetsforhold samtidig med at det gir variasjon i muligheter for utforming av bygget. Vurderinger av tomtens bebyggbarhet må sees som ett grunnlag for videre utvikling av utbyggingskonseptet, og videre planer må tilpasses anbefalinger som er gitt i dette notatet.

2.2 Grunnundersøkelser

Relevante grunnundersøkelser som er benyttet som grunnlag for de geotekniske vurderingene omfatter grunnundersøkelser utført i 2019 for det aktuelle prosjektet på Bakkehellet 5, samt grunnundersøkelser utført i 2013/2014 for tilsvarende prosjekt på nabotomta Bakkehellet 7.

2.2.1 Bakkehellet 5

For dette prosjektet er det utført grunnundersøkelser i mai/juni 2019 og det er sonderet i totalt 4 borpunkter, ref. /1/. Feltundersøkelsene omfatter:

- 4 totalsonderinger til dybde 15 – 36 meter under terreng.
- 1 trykksonderinger (CPTU) til dybde 26 meter under terreng.
- Installasjon av 1 stk. hydraulisk piezometer med filter på dybde 10 meter.
- Prøveserier i 2 borepunkter bestående av totalt 10 uforstyrrede Ø54 mm sylindrerprøver og 7 representative poseprøver.

I laboratoriet er det på samtlige prøver utført klassifisering og rutineundersøkelse med hensyn på vanninnhold. For sylindrerprøver er det i tillegg utført rutineundersøkelse med hensyn på tyngdetetthet og udrenert- og omrørt skjærfasthet.

Plassering av borpunktene (1 – 4) er vist på situasjonsplanen på tegning 1001.

2.2.2 Bakkehellet 7

Tilsvarende den planlagte utbygging på Bakkehellet 5 er det for få år tilbake gjennomført utbygging på nabotomta Bakkehellet 7. Multiconsult AS gjorde i den forbindelse vurdering av byggbarheten på tomta basert på vurdering av områdestabiliteten for planlagt utbygging, ref. /3/.

Rambøll Norge AS utførte tredjepartskontroll av prosjekteringen iht. NVEs veileder 7/2014 (ref. /5/).

Som grunnlag for de geotekniske vurderingene ble det av Multiconsult AS utført grunnundersøkelser som omfatter sondering i 7 borpunkter på tomta for Bakkehellet 7 samt 1 sondering på nabotomta på toppen av ryggen for Sunnlandsskrenten, ref. /2/. Feltundersøkelsene omfatter:

- 8 totalsonderinger til dybde 15 – 41 meter under terreng.
- 1 trykksonderinger (CPTU) i dybde 15 – 30 meter under terreng.
- Installasjon av 2 stk. hydraulisk piezometer med filter på dybde 5 og 10 meter.
- Prøveserier i 2 borepunkter bestående av totalt 9 forstyrrede poseprøver.

I laboratoriet er det på samtlige prøver utført klassifisering og rutineundersøkelse med hensyn på vanninnhold. I tillegg er det utført kornfordelingsanalyse og glødetap på utvalgte prøver, samt måling av omrørt skjærfasthet på prøver med innhold av leire.

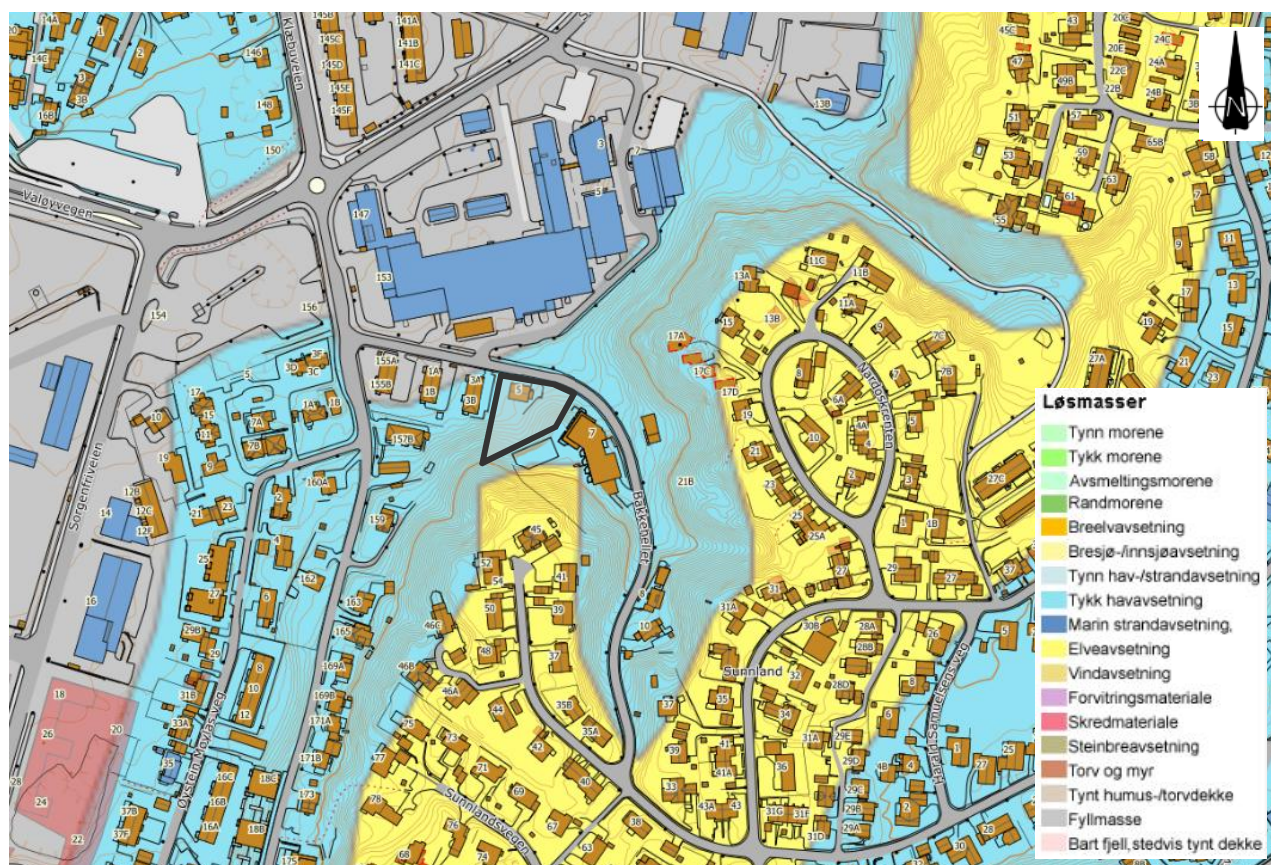
Plassering av borpunktene (M-1 – M-8) er vist på situasjonsplanen på tegning 1001.

3 Terreng og grunnforhold

3.1 Kvartærgeologi og marin grense

Marin grense treffes rundt kote +175 rundt Trondheim. Terrenget innenfor grunnflate for det aktuelle utbyggingsområdet ligger ca. på kote +32 til +40 og ligger derfor under marin grense.

Ifølge NGUs kvartærgeologiske kart, se figur 2, domineres løsmassene på tomta av tykk havavsetning mens ryggene mot sør (Sunnlandskrenten) og øst (Nardoskrenten) består av elveavsetning over tykk havavsetning.

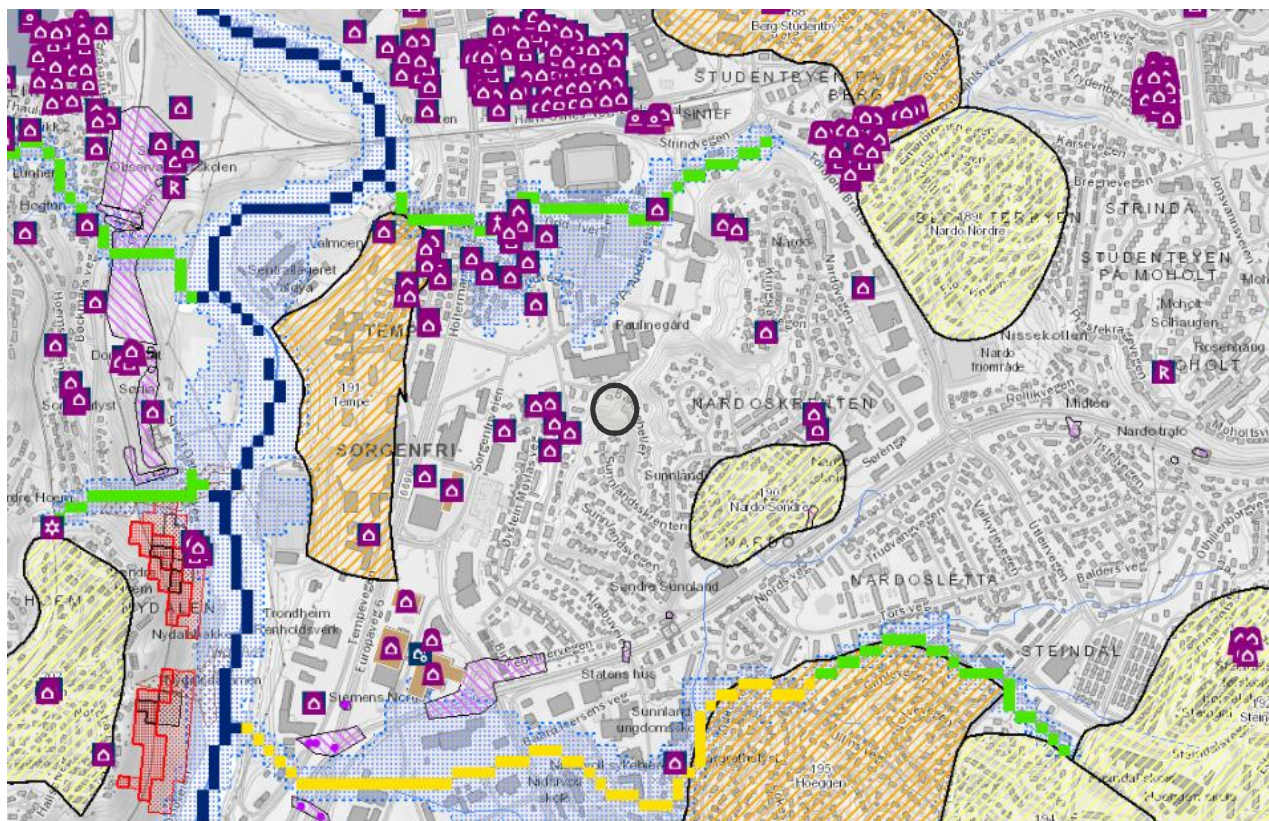


Figur 2: Kvartærgeologisk kart for området rundt Bakkehellet 5 som er markert med svart omriss (Kilde: www.ngu.no).

3.2 NVE Atlas

I henhold til NVE's kartportal "NVE Atlas", se figur 3, ligger ikke utbyggingområdet i et aktsomhetsområde for snøskred, steinsprang eller jord- og flomskred.

Det er flere kartlagte kvikkleiresoner i områdene rundt utbyggingstomta.



Figur 3: NVE Atlas med Bakkehellet 5 markert med svart sirkel (Kilde: www.atlas.nve.no).

Området langs Nidelava mot vest er markert som aktsomhetsområde for flom, men dette vil ikke berøre utbyggingstomta.

3.3 Topografi

Vegen 'Bakkehellet' ligger i dalbunnen mellom de to ryggene; Sunnlandsskrenten og Nardoskrenten. Nardoskrenten ligger øst for utbyggingstomta på Bakkehellet 5, mens Sunnlandsskrenten har bunn innen tomta for Bakkehellet 5 og med bratt stigning mot sør. Platået på toppen av Sunnlandsskrenten ligger ca. på kote +68 og skråning har helning ca. 1:1,5 i den øverste bratteste delen av skråningen og helning ca. 1:2,7 i den nederste del av skråningen.

Sørøst for utbyggingstomta på Bakkehellet 5 ligger tomta for Bakkehellet 7 på et platå i Sunnlandsskrenten. Platået ligger på ca. kote +46 og har dermed skråningshøyde rundt 11 m ned i bunn av Sunnlandsskrenten på utbyggingstomta, med helning rundt 1:1,9.

Terrenget i bunn av Sunnlandsskrenten innen utbyggingstomta ligger ca. på kote +32 til +35. Nord og øst for utbyggingstomta er terrenget svakt fallende vekk fra tomta.

3.4 Grunnforhold

Original grunn på utbyggingstomta domineres av et topplag av humusholdig siltig sand med innslag av tre- og planrester og herunder leirig silt til ca. 3-4 meter under terreng (borpunkt 2, 3 og 4). Topplaget øker i mektighet bort fra foten av skråningen og går ca. 7 meter under terreng i borpunkt 1. Under topplaget av sand og silt treffes middels fast til meget fast leire med siltige lag og gruskorn til stor dybde.

Totalsonderingene i borpunkt 3 og 4 indikerer et tynt lag med sprøbruddmateriale (sensitiv leire) henholdsvis ca. 7,5-8,5 meter og ca. 6,5-11,5 meter under terreng. Prøver i borpunkt 4 viser ikke sprøbruddmateriale mellom 6-7 meter, men viser sprøbruddmateriale mellom 9-10 meter under terreng. Det er ikke indikasjon på sprøbruddmateriale i borpunkt 1 og 2.

Plataet på tomta Bakkehellet 7 består av siltig/leirig sand med enkle organiske rester ned til ca. 4-7 meter under terreng (borpunkt M-2, M-4, M-5, M-6, M-7 og M-8). Videre i dybden er det leirig, finsandig silt med mektighet 4-5 meter til 9-11 meter under terreng. Sondering i borpunkt M-6 indikerer at siltlaget her går ned til ca. 16 meter under terreng. Sondering i borpunkt M-1 tilsier også at siltlaget går dypere ned mot øst da det her treffes ned til ca. 15 m dybde. Under siltlaget treffes siltig leire og leire, trolig til stor dybde.

Totalsonderingene i borpunkt M-2, M-4, M-7 og til dels M-6 kan indikere sprøbruddmateriale med mektighet rundt 8 meter fra ca. 17-19 meter under terreng. Det er ikke tatt prøver som kan bekrefte eller avkrefte om det er sensitiv leire eller ikke.

På toppen av Sundalsskrenten viser sondering i borpunkt M-3 siltig/leirig sand til minimum 30 meter under terreng hvor sonderingen er avsluttet.

Alle sonderingene er avsluttet i løsmasser uten at berg er påtruffet.

3.5 Grunnvann og poretrykk

Det er foretatt måling av poretrykk 10 meter under terreng på utbyggingstomta for Bakkehellet 5, og måling henholdsvis og 5 og 10 meter under terreng på plataet på tomta for Bakkehellet 7.

Målingen i borpunkt 2 på tomta for Bakkehellet 5 viser grunnvannstand ca. 2,9 meter under terreng.

Målingene i borpunkt M-6 viser at grunnvannstanden ligger ca. 2,5 meter under terreng med poreundertrykk i en dybde på 10 meter. Dette indikerer at det er vannførende lag i dybden og det stemmer bra overens med at siltlaget i dette borpunktet går dypere ned.

4 Grunnlag for geoteknisk prosjektering

4.1 Myndighetskrav

For geoteknisk prosjektering gjelder følgende regelverk:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0), «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner»
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA2016 (Eurokode 7) «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler»
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2014 (Eurokode 8) «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger»
- TEK17, «Forskrift om tekniske krav til byggverk»
- SAK10, «Forskrift om byggesak»

4.2 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 "Krav til prosjekteringen". Den planlagte utbyggingen vurderes å falle inn under kategorien "konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold". Krav til prosjektering er vurdert til å være iht. **geoteknisk kategori 2**.

4.3 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Prosjektet vurderes å falle inn under kategorien "Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.". Prosjektet plasseres derfor i **pålitelighetsklasse 2**.

4.4 Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse.

Iht. tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 settes prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider til kontrollklasse **PKK2/UKK2**.

4.5 Tiltaksklasse iht. SAK10 og krav om uavhengig kontroll

I henhold til tabell 2 "Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering" i "Veiledning om byggesak" (SAK10 § 9-4), vurderes grave- og fundamenteringsarbeidene å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**. Dette med bakgrunn i "Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2".

For geoteknikk i tiltaksklasse 2 er det krav om uavhengig kontroll av prosjektering og utførelse, i henhold til SAK10 §14-2 punkt c.

4.6 Grunntype og seismisk klasse

Konstruksjoner klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes iht. Eurokode 8, del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i Nasjonalt tillegg NA.

Prosjektet vurderes å tilhøre **seismisk klasse II** "Kontorer, forretningsbygg og boligbygg".

I henhold til NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8) tabell NA.3.1 er grunnforholdene vurdert til **grunntype D**. Grunntype D er definert som "Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord".

4.7 Flom- og skredfare

I henhold til TEK17 §7-1(1) skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom og skred).

Utbyggingsområdet ligger ikke innen kjente kartlagte faresoner eller aktsomhetsområder. Dersom det skulle løsne et større skred i Nardoskrenten mot øst kan området potensielt ligge i utløpsområdet. Det forutsettes imidlertid at stabiliteten er ivaretatt for Nardoskrenten i forbindelse med utbygging av Nardoskrenten 17 (A-D).

Vurdering av stabilitetsforhold knyttet til områdestabilitet for Sunnlandsskrenten i forbindelse med prosjektet er omtalt i foreliggende notat.

4.8 Krav til sikkerhet

Krav til sikkerhet mot skred er gitt i Eurokode 7 for lokalstabilitet/brudd i grunnen. Følgende krav til materialfaktor gjelder:

Totalspenningsanalyse $\gamma_m \geq 1,4$

Effektivspenningsanalyse $\gamma_m \geq 1,25$

Ettersom det innen utbyggingsområdet er påvist sprøbruddmateriale skal sikkerhet mot kvikkleireskred både under og etter utbygging tilfredsstillende krav gitt i NVEs retningslinjer 2/2011 (ref. /4/) med tilhørende veileder 7/2014 (ref. /5/).

Utbyggingen faller inn under tiltakskategori K4 "Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 (inntil to boenheter) samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner". Utbyggingsområdet klassifiseres med faregrad "Lav", ref. bilag 1, og NVEs veileder 7/2014 krever da stabilitetsanalyse som dokumenterer:

- a) Sikkerhetsfaktor $F \geq 1,4$, eller
- b) forbedring hvis $F < 1,4$.

Stabilitetsvurderingene skal kvalitetssikres av uavhengig foretak.

5 Stabilitetsvurdering

5.1 Beregningsprofiler

Det er valgt to profiler som vurderes å være representative for kritiske terrengsnitt i området og dermed kritisk for vurdering av stabilitetsforholdene. Beregningsprofilene er vist på situasjonsplanen, tegning 1001.

Profil A

Dette profilet går fra utbyggingstomta på Bakkehellet 5 og mer eller mindre rett sør opp skråningen på Sunndalsskrenten. Høydeforskjellen fra bunn av skråningen til topp av skråningen er rundt 35 meter med gjennomsnittlig helning rundt 1:2,7 i den nederste del av skråningen og 1:1,5 i den øvre del av skråningen.

Profil B

Dette profilet går fra utbyggingstomta på Bakkehellet 5 mot sørøst opp skråningen til platået for tomte for Bakkehellet 7. Høydeforskjellen fra bunn av skråningen opp til platået er rundt 11 meter med gjennomsnittlig helning rundt 1:1,9.

5.2 Lagdeling

Lagdelingen er basert på tolking av de utførte grunnundersøkelser, som beskrevet i avsnitt 3.4, med tilhørende skjønsmessige vurderinger.

Lagdelingen i bunn av Sunndalsskrenten består av et topplag av sand ned til 1,5-3,0 meter under terreng. Ved foten av skråningen/skrenten treffes herunder et siltlag med mektighet rundt 2-3,5 meter med mektighet økende til rundt 5,5 meter lenger bort fra skråningsfoten. Videre i dybden er det leire.

I profil A er det på toppen av Sunndalsskrenten en tykk sandavsetning til 30 m dybde. Herunder treffes siltlaget med mektighet rundt 5 meter. Videre i dybden er det leire.

I profil B er det på kanten av plataet i Sunndalsskrenten en sandavsetning ned til 7,5 meter under terreng med dybde under terreng avtagende til ca. 4 meter inn under plataet. Herunder treffes et siltlag med mektighet 2,5-4,0 meter, økende inn under plataet. Videre i dybden er det leire. Under plataet er det antatt sprøbruddmateriale med mektighet opp mot 10 meter og overkant ca. 16 meter under terreng. Laget med sprøbruddmateriale kiler ut mot skråningsfoten.

Tolket lagdeling er vist i beregningsprofilene på tegning 1002-1007.

5.3 Grunnvannstand og poretrykksforhold

I bunn av Sunndalsskrenten er grunnvannstanden antatt å være sammenfallende med overkant av tolket siltlag, dvs. 1,5-3,0 meter under terreng.

I profil A er dybden til grunnvannstanden antatt å være konstant innover den nederste slakere del av skråningen for da å flate ut under den brattere del av skråningen og inn under toppen av Sunndalsskrenten slik det er lav grunnvannstand i den tykke sandavsetningen.

I profil B er grunnvannstanden antatt å stige mer eller mindre lineært opp til (estimert) terrengnivå rundt bygget på Bakkehellet 7.

5.4 Materialparametere

Materialeparametere er valgt basert på tolkning av de utførte felt- og laboratorieundersøkelser, supplert med erfaringsverdier der det ikke er tilstrekkelig eller helt manglende grunnlag for vurdering.

5.4.1 Romvekt

For leiremassene som ligger under topplaget av sand og silt er romvekt basert på tyngdetetthet målt ved laboratieforsøk. For topplagene av sand og silt, samt for tilførte masser for oppfylling er tyngdetettheten valgt ut fra erfaringsverdier i henhold til egne erfaringer fra tilsvarende masser og Statens vegvesen håndbok V220, ref. /6/.

Benyttet romvekt er vist i stabilitetsberegningene på tegning 1002-1007 samt i tabell 1 som viser en sammenfatning av materialparameterne som er benyttet ved stabilitetsberegningene.

5.4.2 Udrenert skjærfasthet

Udrenert skjærfasthet ved skråningsfot er valgt på grunnlag av utført trykksondering (CPTU) i borpunkt 2 og undersøkelser fra laboratoriet. Tolkning av CPTU er vist på tegning 1010. Direkte skjærfasthet bestemt fra laboratieforsøk (konus- og enaksialforsøk) er lagt inn i tolkningen som aktivverdier etter ADP-forhold beskrevet nedenfor. Benyttet skjærfasthet (aktiv skjærfasthet, c_u^A) er vist i tolkningsdiagrammet som designlinje.

I profil B er udrenert skjærfasthet under plataet i Sunndalsskrenten basert på SHANSEP-prinsipp med antatt overkonsolidering $OCR = 2$ på plataet. Dette samsvarer bra med udrenert skjærfasthet benyttet under plataet i stabilitetsvurderingen utført av Multiconsult for Bakkehellet 7, ref. /3/.

I profil A er udrenert skjærfasthet på toppen av Sunndalsskrenten basert på SHANSEP-prinsipp med antatt overkonsolidering $OCR = 1$, dvs. antatt normalkonsoliderte forhold på toppen av skrånningen.

Benyttet skjærfasthetsprofiler er vist i stabilitetsberegningene på tegning 1002-1007.

Leiras udrenerte skjærfasthet varierer med hovedspenningsretningene. I beregningene tas det hensyn til leiras spenningsanisotropi ved å anvende anisotropiforholdet mellom aktiv, direkte og passiv styrke (ADP-forhold). Utgangspunktet i beregningene er udrenert aktiv skjærfasthet (c_{uA}) for leire. Direkte (c_{uD}) og passiv (c_{uP}) skjærfasthet er antatt ut fra følgende ADP-forhold:

- $c_{uD}/c_{uA} = 0,63$
- $c_{uP}/c_{uA} = 0,35$

Anisotropiforholdet er antatt i henhold til anbefalingene gitt i NIFS rapport 14/2014 (ref. /7/), basert på antakelse om plastisitetsindeks $I_p < 10\%$ på leiremassene. Grunnlaget for dette forholdet er erfaringstall fra forsøk og studier på en rekke norske leirer. I tillegg har verdiene for c_{uA} i kvikkleire/sprøbruddmateriale blitt redusert med 15% i stabilitetsberegningene i henhold til NVEs retningslinjer (ref. /5/). Reduksjonen er inkludert i ADP-forholdet og ikke i skjærfasthetsprofilene med følgende ADP-forhold i kvikkleire/sprøbruddmateriale:

- $c_{uA_KL} = 0,85 \cdot c_{uA}$
- $c_{uD_KL} = 0,63 \cdot c_{uA}$
- $c_{uP_KL} = 0,35 \cdot c_{uA}$

Benyttet ADP-forhold er også vist i stabilitetsberegningene på tegning 1002-1007 samt i tabell 1 som viser en sammenfatning av materialparameterne som er benyttet ved stabilitetsberegningene.

5.4.3 Effektivspenningsparametere

For effektivspenningsanalysene er benyttet styrkeparametere valgt basert på erfaringer fra tidligere prosjekter og forsøk som er utført i området, og fra erfaringsverdier i henhold Statens vegvesen håndbok V220, ref. /6/.

Effektivspenningsparametere som er benyttet er vist i stabilitetsberegningene på tegning 1002-1007, samt oppsummert i tabell 1.

5.4.4 Oppsummering materialparametere

En oppsummering av materialeparametere benyttet for stabilitetsvurderingene er gitt i tabell 1.

Tabell 1: Materialparametere benyttet for stabilitetsberegning.

Profil A og Profil B							
	γ [kN/m ³]	Φ [grader]	c' [kPa]	c_{uA} [kPa]	A-verdi [-]	D-verdi [-]	P-verdi [-]
Oppfylling (etter tiltak)	19,0	40	0	-	-	-	-
Sand	19,5	36	3,6	-	-	-	-
Silt	19,0	33	3,2	-	-	-	-
Leire	18,5	26,6	5	c-profil	1,00	0,63	0,35
Kvikkleire/Sprøbrudd	18,5	26,6	0	c-profil	0,85	0,63	0,35

5.5 Terrenglast

I stabilitetsberegningene er det sett bort fra terrenglast fra bygg og veg i bunn av Sunndalsskrenten da last i bunn av skråningen virker til gunst for stabilitetsforholdene.

I profil A er det i tillegg sett bort fra last fra bygg på toppen av Sunndalsskrenten ettersom bygget er oppført med delvis kjeller og tatt i betraktning at det er et lette bygg i form av trehus, da vurderes det at bygget ikke gir noe tilleggslast på terrenget.

I profil B er det inkludert terrenglast fra bygget på Bakkehellet 7. I henhold til skisser for prosjektet står terrenget rundt kote +43 på platået etter utbyggingen som inkluderer 6 etasjer over terrengnivå (for den del av bygget som står lengst mot vest på platået). Det er antatt bruddlast 17,5 kPa per etasje, da totalt 105 kPa i terrengnivå.

5.6 Stabilitetsanalyse

5.6.1 Analysemetoder og bruddtyper/skredmekanismer

Stabilitetsberegninger og -vurderinger er utført for å dokumentere områdestabilitet.

Stabilitetsberegninger er utført i dataprogrammet GeoSuite Stability som er en del av GeoSuite-pakken. GeoSuite Stability baserer seg på en likevektsbetraktning av potensielle bruddflater.

Det er utført beregning ved en totalspenningsanalyse for kontroll av stabilitet i en potensiell udrenert spenningstilstand i grunnen, samt en effektivspenningsanalyse for kontroll av drenert spenningstilstand.

Totalspenningsanalysen tar hensyn til udrenerte spenningsendringer i grunnen, mens effektivspenningsanalysen er representativ for langtidssituasjon.

I beregningene er det gjort en kontroll av sirkulære glideflater ettersom dype rotasjonsbrudd anses for å være den aktuelle bruddtype under de forholdene som er gitt.

Det er gjort beregning for dagens situasjon, samt alternativer etter tilpasning av terreng for ferdig utbygging på tomta. Da utformingen av bygget vil bli fastlagt under hensyn til de geotekniske begrensning som angitt i dette notatet, er det enda ikke fastlagt nærmere detaljer for prosjektet. Når nærmere planer har blitt fastlagt må det gjøres en vurdering av hvorvidt det er aktuell å gjøre stabilitetsbetraktninger og -vurderinger i midlertidig anleggsfase. Naturlige skråninger står ofte med relativt lav sikkerhet og midlertidig svekkelse av stabiliteten på grunn av anleggsarbeider kan derfor være kritisk og må vurderes nærmere.

For naturlige skråninger som i dagens situasjon står med lav (beregningmessig) stabilitet kan det være urimelig kostbart og urealistisk å gjennomføre tiltak som medfører at det oppnås tilfredsstillende beregningmessig stabilitet i henhold til gjeldende regelverk. Dette gjør seg gjeldende for den aktuelle skråning opp Sunndalsskrenten for dette prosjektet. I slike tilfeller betraktes det å være rimelig å basere seg på retningslinjene for prosentvis forbedring som angitt i NVEs veileder 7/2014 (ref. /5/) som er gjeldende for områdestabilitet ved utbygging i områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale). Da det er tolket sprøbruddmateriale i beregningsprofil B i dette prosjektet er det uten videre grunnlag for å benytte NVE sine retningslinjer for redegjøring av områdestabilitet basert på dette profilet. Det er ikke tolket sprøbruddmateriale i beregningsprofil A, men som angitt forutsettes det her at samme sikkerhetsprinsipp kan anvendes for utredning av områdestabiliteten.

Beregningene i GeoSuite Stability baserer seg i utgangspunktet på en 2-dimensjonal betraktning, dvs. en plan tøyningstilstand hvor tverrsnittet antas å ha vesentlig utstrekning i planet. Det vurderes at dype rotasjonsbrudd i ryggen på Sunndalsskrenten vil ha en viss innspenning som følge av begrenset utbredelse av ryggen. For beregnet dype glideflater som går vesentlig under bunn av skråningsfoten vil beregnet sikkerhetsfaktor trolig være betydelig underestimert, mens grunnere glideflater som bare går litt dypere enn bunn av skråningsfoten bare vil være litt underestimert. Det er ikke hensyntatt 3D-effekter i stabilitetsberegningene, men beregnet kritiske dype glideflate som går vesentlig under bunn av skråningsfoten vurderes ikke å representere forholdene og anses derfor ikke å være aktuelle.

5.6.2 Resultater

Stabilitetsberegningene er presentert på tegning 1002-1007 og resultatene er sammenstilt i tabell 2.

Tabell 2: Resultater av stabilitetsberegninger.

Profil	Analyse	Sikkerhetsfaktor dagens situasjon	Krav til sikkerhetsfaktor	Sikkerhetsfaktor ett planum	Sikkerhetsfaktor to-trinns planum
A	Udrenert	1,06* / 1,18	- / $\geq 1,25$	1,25	1,25
	Drenert	1,20	$\geq 1,26$	1,33	1,27
B	Udrenert	1,64 / 1,65**	$\geq 1,40$	1,64	1,63
	Drenert	1,38 / 1,46**	$\geq 1,39 / \geq 1,40^{**}$	1,39 / 1,43**	1,40

* Glideflate går dypt under bunn av skråningsfoten og betraktes ikke som være reel.

** Glideflate ned i sensitiv leire

Dagens situasjon

For profil A er det beregnet sikkerhetsfaktorer $F = 1,06$ og $F = 1,20$ for henholdsvis udrenert og drenert analyse. For den udrenerte analysen går den kritiske glideflaten dypt under bunn av skråningsfoten (rundt 19 meter), og vurderes derfor ikke å være reel. Dersom glideflaten begrenses til kote +126 i dybden, hvilket svarer til ca. 7 meter under bunn av skråningsfoten, beregnes det sikkerhetsfaktor $F = 1,18$, som betraktes å representere sikkerhetsfaktoren for udrenert analyse i dagens situasjon.

For profil B er det beregnet sikkerhetsfaktor $F = 1,64$ og $F = 1,38$ for henholdsvis udrenert og drenert analyse. Dersom glideflaten tvinges ned i sensitiv leire da blir beregnet sikkerhetsfaktor henholdsvis $F = 1,65$ og $F = 1,46$.

Stabilitetsberegningene for dagens situasjon er presentert på tegning 1002 og 1005 for henholdsvis profil A og profil B.

Krav til forbedring av stabiliteten

Det legges til grunn kravene for 'forbedring' i henhold til NVEs veileder 7/2014, hvilket vil si krav om 10% forbedring ved beregnet sikkerhetsfaktor $F = 1,0$ for dagens situasjon, mens det ikke er krav om prosentvis forbedring ved beregnet sikkerhetsfaktor $F \geq 1,40$ for dagens situasjon. Ved beregnet sikkerhetsfaktor $1,0 < F < 1,4$ er kravet til prosentvis forbedring gitt ved lineær interpolasjon.

For profil A blir kravene en prosentvis forbedring på henholdsvis 5,5% og 5% for udrenert og drenert analyse.

For profil B blir kravene $F \geq 1,40$ for udrenert analyse, da det for dagens situasjon beregnes sikkerhetsfaktor høyere enn kravet $F \geq 1,40$, og en prosentvis forbedring på 0,5% for drenert analyse.

Kravene til stabiliteten etter utbygging fremgår av tabell 2.

5.6.3 Alternativer for utbygging

Det er gjort stabilitetsanalyser for å belyse nødvendige tiltak for å oppfylle kravene til forbedring av stabilitetsforholdene for utbyggingen. Det er undersøkt to ulike alternativer – ett alternativ med ett flatt planum og et annet alternativ med et to-trins planum.

Flatt planum

For dette alternativet påtenkes det å foreta utjevning av terrenget under planlagt bygg og at hele grunnflaten for bygget står på samme terrengkote.

I beregningene er det forutsatt at det etableres terreng i kote +34. Det er i beregningene undersøkt hvor langt inn mot Sunnlandsskrenten det kan etableres terreng i kote +34 hvor det samtidig er tatt hensyn til de gitte krav for forbedring av stabilitetsforholdene. For å oppnå den nødvendige stabilitetsforbedring må det gjøres oppfylling i bakkant av bygget, inn mot Sunnlandsskrenten. Det er forutsatt at det kan stå jordtrykk i 2,5 meter høyde på bygget inn mot Sunnlandsskrenten.

Stabilitetsberegningene for alternativet med ett flatt planum, som oppfyller kravene til stabiliteten, er presentert på tegning 1003 og 1006 for henholdsvis profil A og profil B. Tegning 1008 viser situasjonsplan med nytt terreng i henhold til de utførte beregninger.

To-trinns planum

For dette alternativet påtenkes det å etablere kjeller i terrengnivå under deler av bygget lengst bort fra Sunnlandsskrenten, mens det inn mot skråningsfoten foretas oppfylling under 1. etasjen. For dette alternativet blir det mulig å bygge opp mot ca. 5 meter nærmere inn mot Sunnlandsskrenten.

I beregningene er det forutsatt at det etableres terreng i kote +33, mens det foretas oppfylling til kote +36 under 1. etasjen. Det er i beregningene undersøkt hvor langt inn mot Sunnlandsskrenten at det kan etableres terreng i henholdsvis kote +33 og +36 hvor det samtidig er tatt hensyn til de gitte krav for forbedring av stabilitetsforholdene. I profil A er det i tillegg lagt inn noe oppfylling opp langs skråningen for å oppnå tilstrekkelig stabilitetsforbedring.

Stabilitetsberegningene for alternativet med et to-trinns planum, som oppfyller kravene til stabiliteten, er presentert på tegning 1004 og 1007 for henholdsvis profil A og profil B. Tegning 1009 viser situasjonsplan med nytt terreng i henhold til de utførte beregninger.

6 Fundamentering

Grunnforholdene på utbyggingstomta består av et topplag av humusholdig siltig sand med innslag av tre- og planrester og herunder leirig silt til ca. 3-7 meter under terreng. Under topplaget av sand og silt treffes leire med siltige lag og gruskorn til stor dybde.

Topplaget i grunnen er noe humusholdig og med tre- og planrester og det er viktig at masser som er vesentlig humusholdige- og organiske fjernes under bygg og fundamenter.

Masseutskiftning av topplaget og oppfylling på tomta forutsettes utført med sprengt- eller knust stein. Det kan ikke anvendes letter masser ettersom oppfyllingen skal fungere som motfylling i bunn av skråningen for å bedre stabilitetsforholdene.

6.1 Bæreevne

Etter masseutskiftning av de øvre humusholdige og organiske masser vurderes bæreevnen av de stedlige massene å være god og det vurderes at det i prinsippet kan direktefundamenteres på original grunn. Som følge av masseutskiftning i topplaget, samt videre terrengheving påkrevd for å øke stabilitetsforholdene vil fundamentering av bygget trolig ikke bli på nivå med original grunn, men det kan direktefundamenteres på tilført kvalitetsfylling.

Det anbefales at bygget fundamenteres på hel bunnplate for å fordele lasten fra bygget jevnt over grunnflaten og dermed unngå problematikk med eventuelle differansesetninger.

6.2 Setninger

Topplaget på tomta består av sand og setninger i dette laget forventes derfor å påløpe suksessivt med pålastning. Videre i dybden treffes det silt og herunder leire til stor dybde, som må forventes å gi anledning til setninger over tid etter pålastning.

Nærmere vurdering av setningens forventede størrelse må gjøres under detaljprosjekteringen når nærmere detaljer for utforming av prosjektet er fastlagt.

Det kan forventes at det vil oppstå vesentlige setninger som følge av påkrevd oppfylling i forhold til eksisterende terreng og last fra bygget. For å ivareta en eventuell setningsproblematikk kan det være aktuell å foreta forbelastning av tomta slik at setningene etter ferdig utbygging reduseres.

6.3 Jordtrykk

For det ene alternativet er det lagt til rette for at det vil opptre ensidig jordtrykk på byggets kjellervegg opp mot skråningen. Kjellerveggen må dimensjoneres for dette jordtrykket og det horisontale jordtrykket må tas opp i bunnplate (eventuelt banketter og støpt gulv på grunn), samt i etasjeskiller over kjelleren.

6.4 Graving

Graveplaner må vurderes nærmere under detaljprosjektering. Det må forventes at nødvendig masseutskiftning må utføres seksjonsvis.

7 Referanser

- /1/ Bakkehellet 5. Grunnundersøkelser – Datarapport. Geoteknisk rapport nr. 01, datert 19.06.2019. Rambøll, oppdrag nr. 1350034009.
- /2/ Bakkehellet 7. Grunnundersøkelser – Datarapport. Dokument nr. RIG-RAP-001, revisjon 00, datert 25.01.2013. Multiconsult, oppdrag nr. 415587.
- /3/ Bakkehellet 7. Geoteknisk vurderingsrapport – Områdestabilitet. Dokument nr. RIG-RAP-002, revisjon 00, datert 10.09.2014. Multiconsult, oppdrag nr. 415587.
- /4/ NVE retningslinje 2/2011 "Flaum- og skredfare i arealplanar", 2011.
- /5/ NVE veileder 7/2014 "Sikkerhet mot kvikkleireskred", 2014.
- /6/ Statens vegvesen håndbok V220 "Geoteknikk i vegbygging", 2018.

/7/ NIFS rapport 14/2014 "En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer", 2014.

Tegninger

1001	Situasjonsplan
1002	Stabilitetsberegning, profil A, dagens situasjon
1003	Stabilitetsberegning, profil A, alternativ 1 (flatt planum)
1004	Stabilitetsberegning, profil A, alternativ 2 (to-trins planum)
1005	Stabilitetsberegning, profil B, dagens situasjon
1006	Stabilitetsberegning, profil B, alternativ 1 (flatt planum)
1007	Stabilitetsberegning, profil B, alternativ 2 (to-trins planum)
1008	Oversiktskart med terrengendring for alternativ 1 (flatt planum)
1009	Oversiktskart med terrengendring for alternativ 2 (to-trinsplanum)
1010	Tolkning av CPTU, borpunkt 2

Bilag

1	Soneklassifiseringsark, ROS-analyse
---	-------------------------------------



Dokument utarbeidet av:


Søren Holm

Sivilingeniør Geoteknikk

M (+45) 51 61 50 47

sholm@ramboll.dk

Digitally signed by
Øystein Dale
Date: 2020.02.03
15:51:36 +01'00'



Dokument kontrollert av:

Øystein Dale

Sivilingeniør Geoteknikk

M (+47) 91 86 02 58

oystein.dale@ramboll.no



00	27.01.2020	Original	SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			

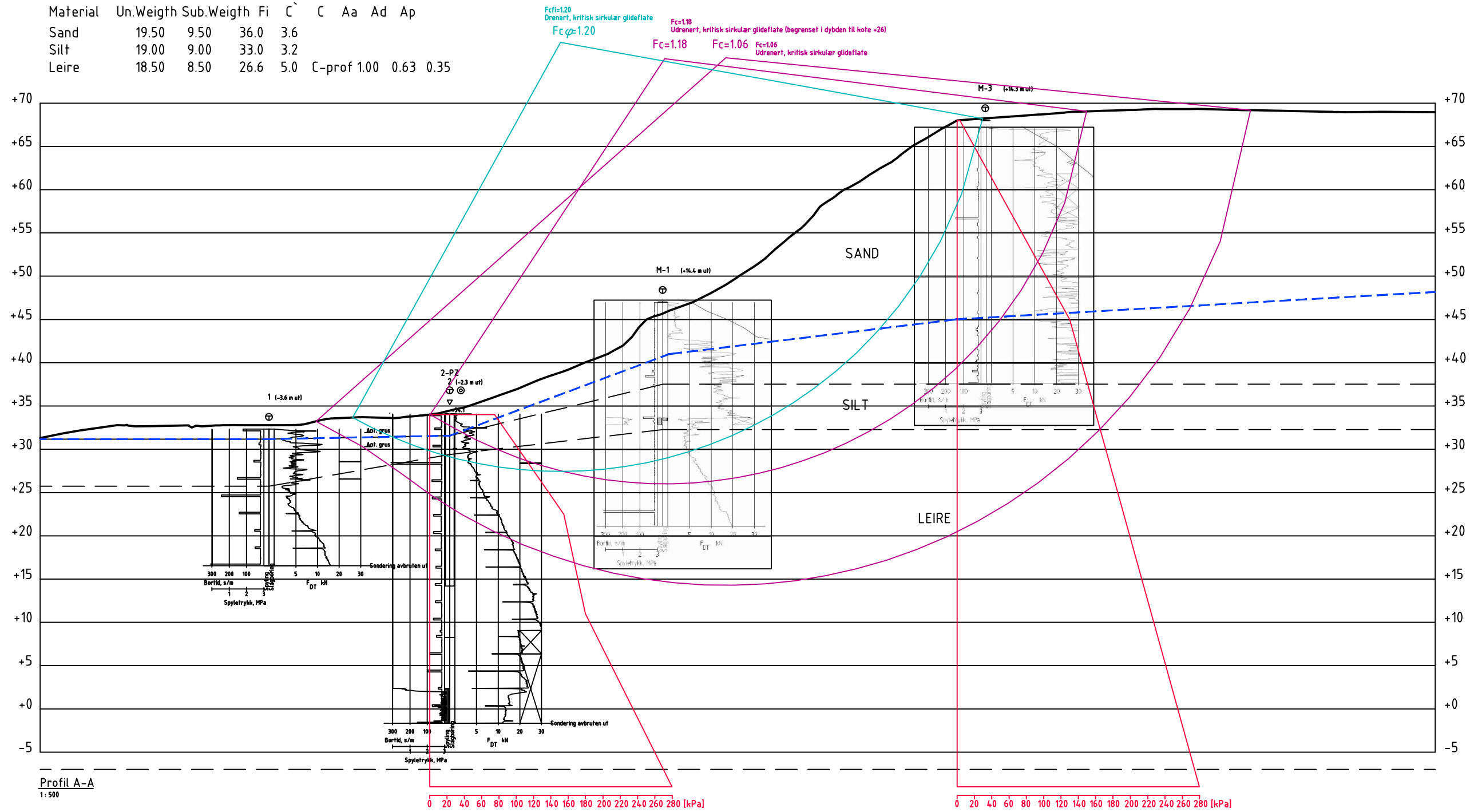
RAMBOLL
 Ramboll Norge AS
 P.b. 9420 Torgarden
 7493 Trondheim
 TLF: 73 84 10 00
 www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5
 OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
SITUASJONSPLAN
 Inkludert Profil A og Profil B for
 stabilitetsberegning samt utførte
 grunnundersøkelser

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:750 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
		TEGNING NR. 1001	REV. 00

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	



Profil A-A
1:500

00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			



Ramboll Norge AS
P.b. 9420 Torgarden
7493 Trondheim
TLF: 73 84 10 00
www.ramboll.no

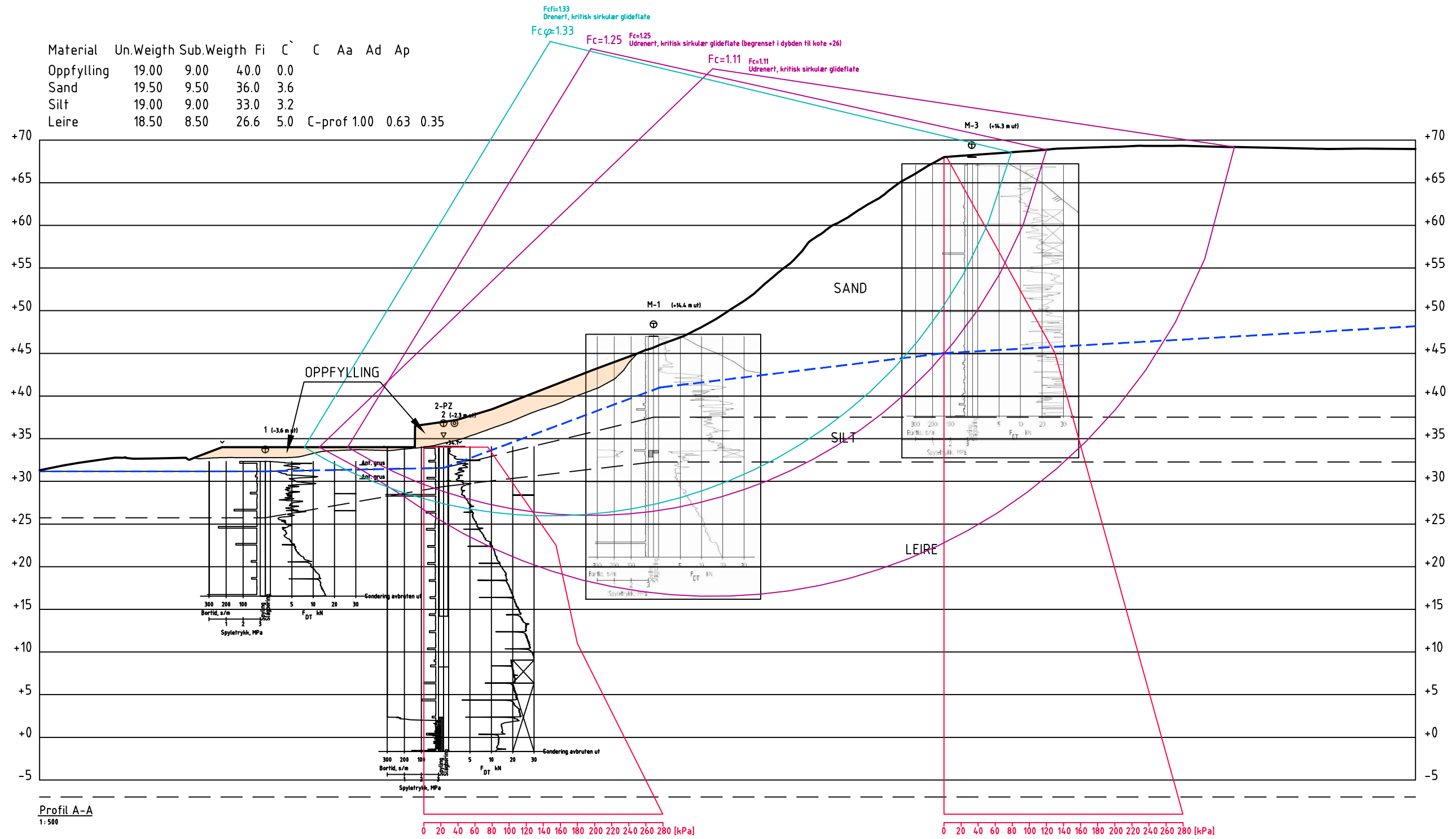
OPPDRAG
Bakkehellet 5

OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
STABILITETSBEREGNING
Profil A - Dagens terreng
Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:500 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
		TEGNING NR. 1002	REV. 00

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Oppfylling	19.00	9.00	40.0	0.0				
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	



Profil A-A
1:500

00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			



Ramboll Norge AS
P.b. 9420 Torgarden
7493 Trondheim
TLF: 73 84 10 00
www.ramboll.no

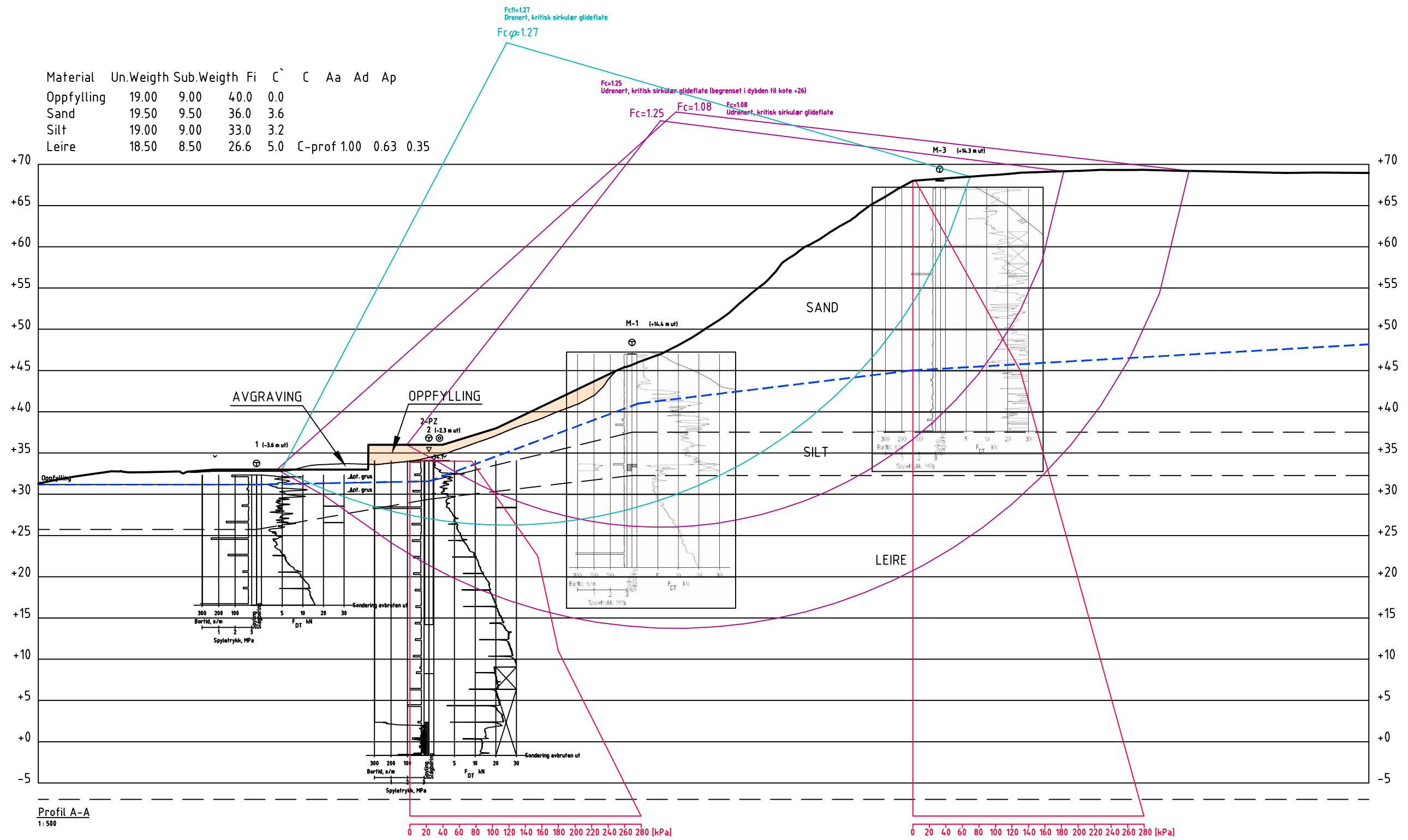
OPPDRAG
Bakkehellet 5

OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
STABILITETSBEREGNING
Profil A - Flatt planum
Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:500 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
TEGNING NR. 1003		REV. 00	

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Oppfylling	19.00	9.00	40.0	0.0				
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35



Profil A-A
1:500

00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			

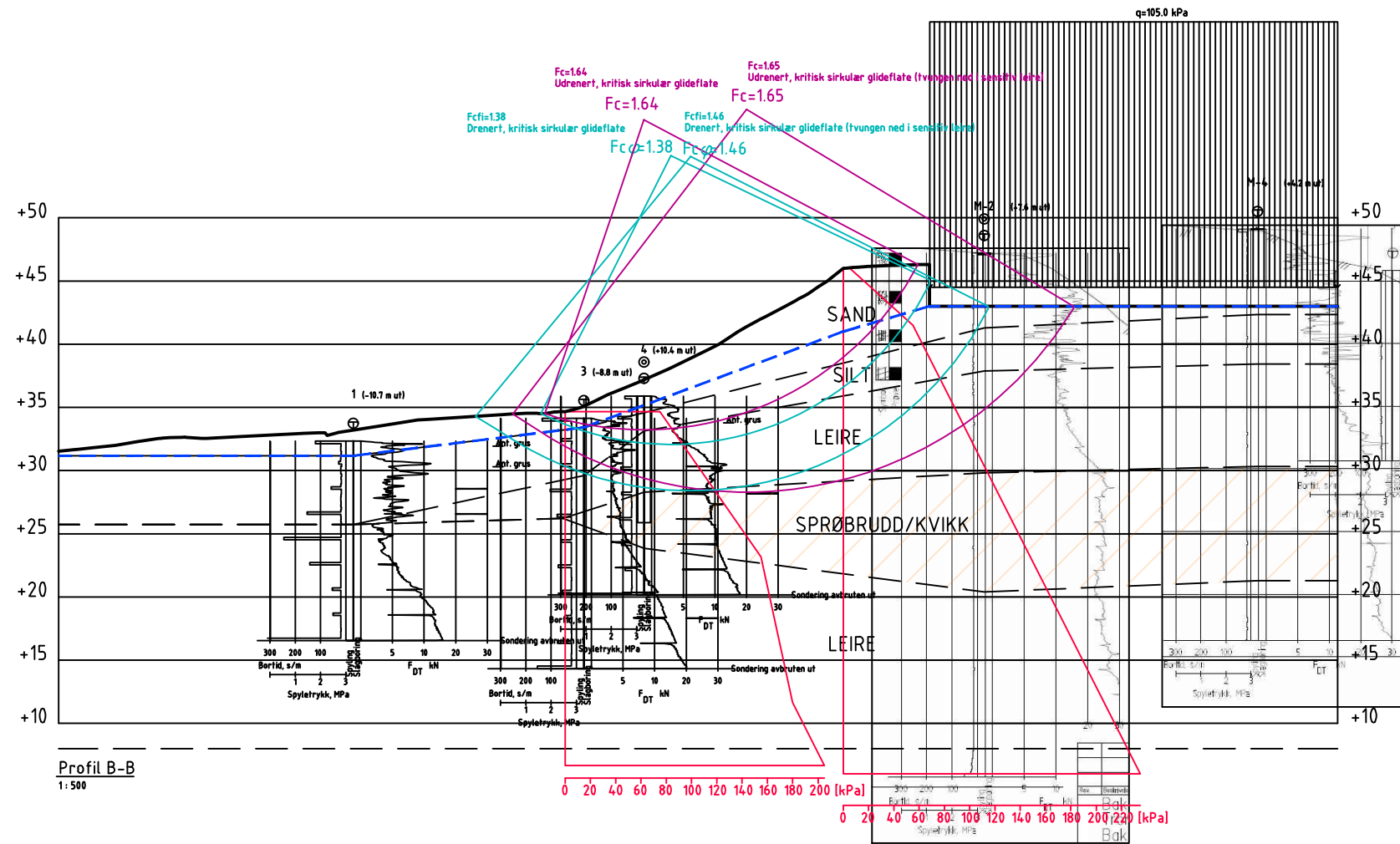
RAMBOLL
 Ramboll Norge AS
 P.b. 9420 Torgarden
 7493 Trondheim
 TLF: 73 84 10 00
 www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5
 OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
STABILITETSBEREGNING
 Profil A - To-trinns planum
 Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:500 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
TEGNING NR. 1004		REV. 00	

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	
Sprøbrudd	18.50	8.50	26.6	0.0	C-prof 0.85	0.63	0.35	
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	



00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			

RAMBOLL

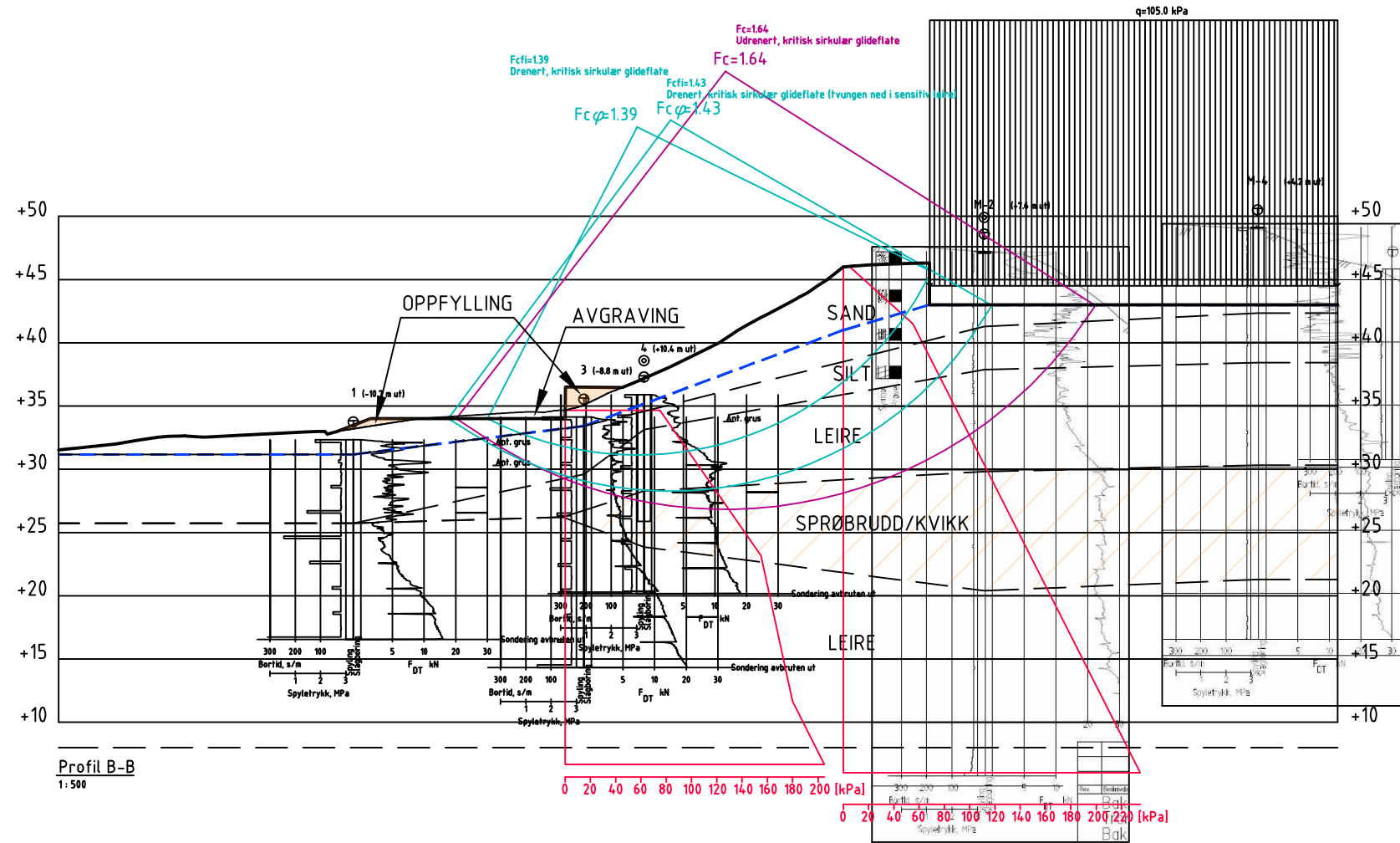
Ramboll Norge AS
 P.b. 9420 Torgarden
 7493 Trondheim
 TLF: 73 84 10 00
 www.ramboll.no

OPPDRAG	Bakkehellet 5
OPPDRAGSGIVER	Asplan Viak AS

INNHold	STABILITETSBEREGNING
	Profil B - Dagens terreng
	Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR.	MÅLESTOKK	BLAD NR.	AV
1350034009	1:500 (A3)	01	01
TEGNING NR.		REV.	
1005		00	

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Oppfylling	19.00	9.00	40.0	0.0				
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	
Sprøbrudd	18.50	8.50	26.6	0.0	C-prof 0.85	0.63	0.35	
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof 1.00	0.63	0.35	



Profil B-B
1:500

00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			



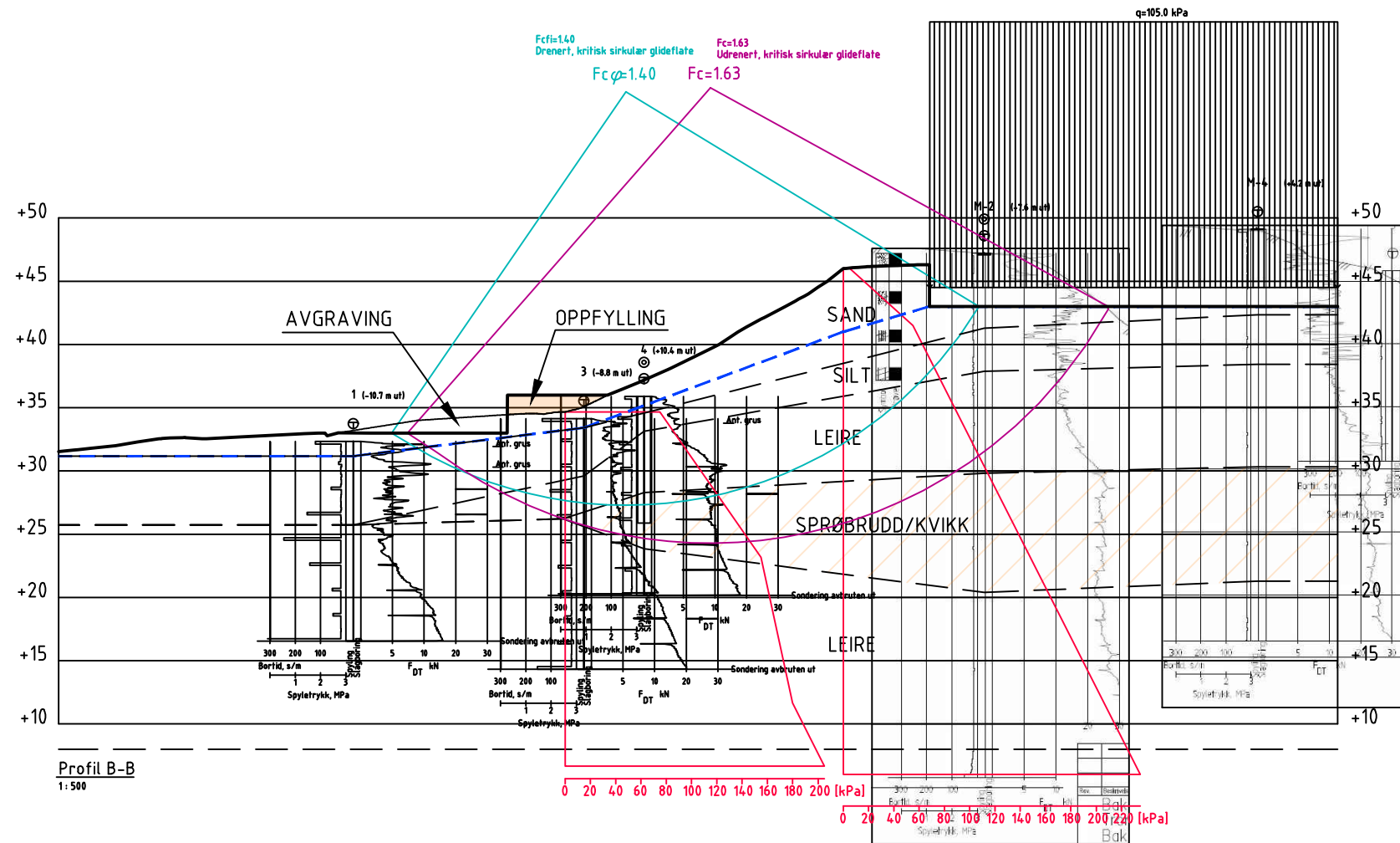
Ramboll Norge AS
P.b. 9420 Torgarden
7493 Trondheim
TLF: 73 84 10 00
www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5
OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHold
STABILITETSBEREGNING
Profil B - Flatt planum
Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:500 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
TEGNING NR. 1006		REV. 00	

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Oppfylling	19.00	9.00	40.0	0.0				
Sand	19.50	9.50	36.0	3.6				
Silt	19.00	9.00	33.0	3.2				
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbrudd	18.50	8.50	26.6	0.0	C-prof	0.85	0.63	0.35
Leire	18.50	8.50	26.6	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35



Profil B-B
1:500

00	13.12.2019		SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			



Ramboll Norge AS
P.b. 9420 Torgarden
7493 Trondheim
TLF: 73 84 10 00
www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5

OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHold
STABILITETSBEREGNING
Profil B - To-trinns planum
Total- og effektivspenningsanalyse

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:500 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
TEGNING NR. 1007		REV. 00	



00	27.01.2020	Original	SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			

RAMBOLL
 Rambøll Norge AS
 P.b. 9420 Torgarden
 7493 Trondheim
 TLF: 73 84 10 00
 www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5
 OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
SITUASJONSPLAN
 Terrenkoter etter oppfylling i henhold til
 krav om stabilitetsforbedring for alternativ
 med flatt planum

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:750 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
		TEGNING NR. 1008	REV. 00



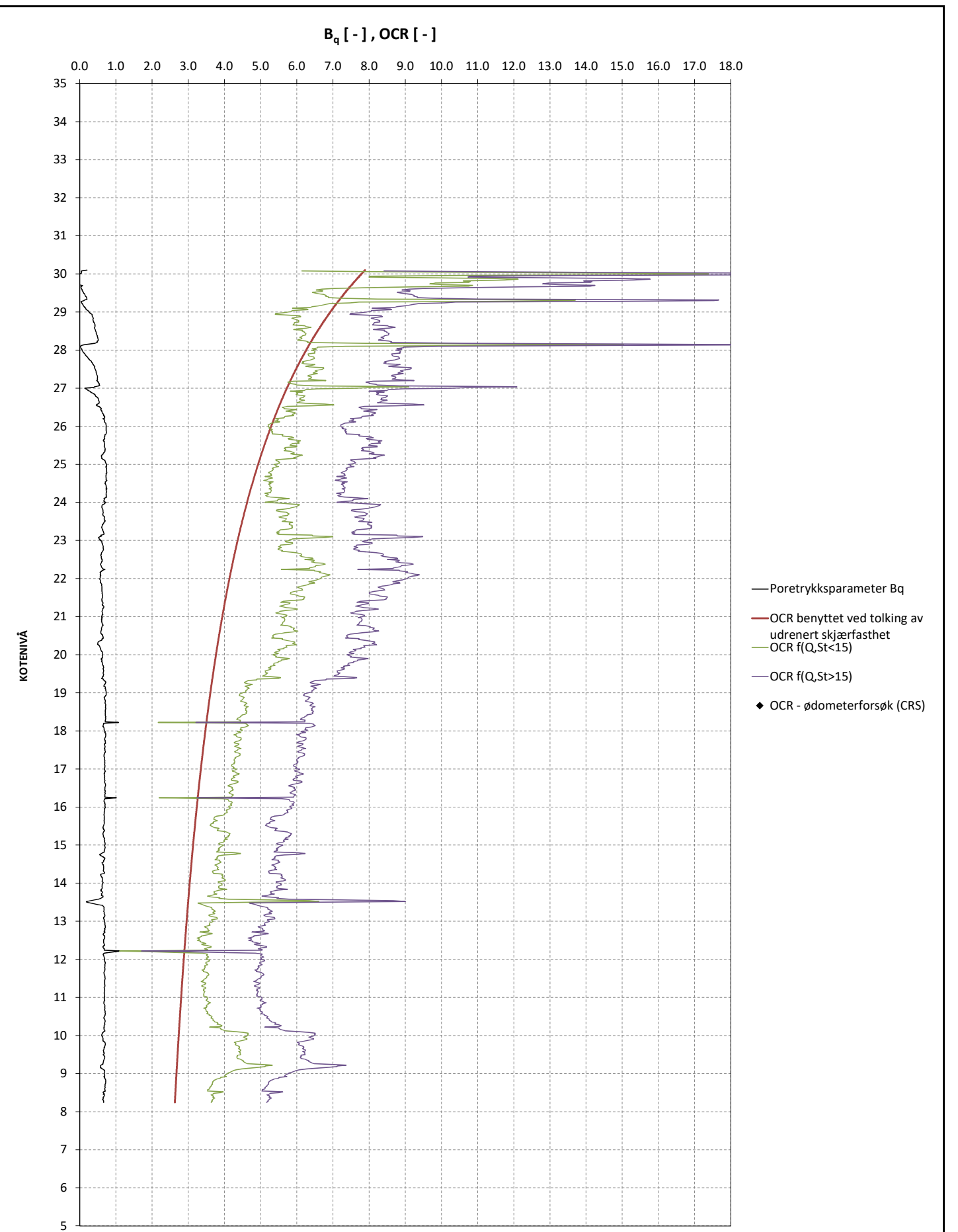
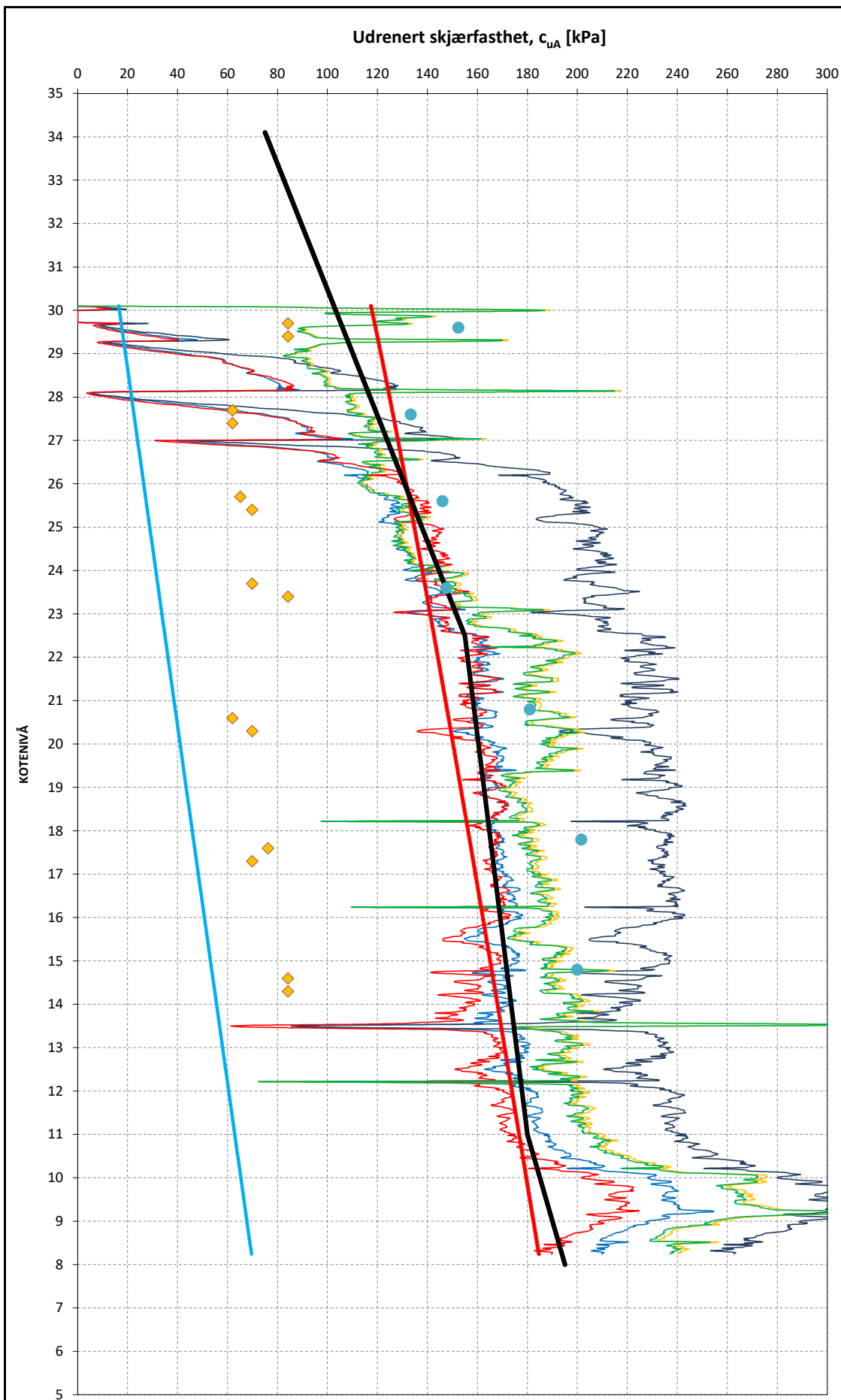
00	27.01.2020	Original	SHOLM	ODE	ODE
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ
TEGNINGSSTATUS		LEVERANSE			

RAMBOLL
 Ramboll Norge AS
 P.b. 9420 Torgarden
 7493 Trondheim
 TLF: 73 84 10 00
 www.ramboll.no

OPPDRAG
Bakkehellet 5
 OPPDRAGSGIVER
Asplan Viak AS

INNHOOLD
SITUASJONSPLAN
 Terrenkoter etter oppfylling i henhold til
 krav om stabilitetsforbedring for alternativ
 med to-trinns planum

OPPDRAG NR. 1350034009	MÅLESTOKK 1:750 (A3)	BLAD NR. 01	AV 01
		TEGNING NR. 1009	REV. 00



Tolkningsgrunnlag

In-situ poretrykk: Hydrostatisk
Grunnvannstand [Z]: 2.5 m
Overkonsolidering: $\Delta p' = 420$ kPa
Plastisitetsindeks, I_p : Konstant, $I_p = 7$

Romvekt: Manuell fordeling
SHANSEP-normalisering: $\alpha = 0.3$ $\beta = 0.9$
 Verdier for enaks/konus anses representativ for direkte skjærfasthet og er derfor korrigert med anisotropiforholdet $CuD/CuA = 0.63$

Designlinje, c_{uA}	
Kote	c_{uA}
34.1	75.0
22.5	155.0
11.0	180.0
8.0	195.0



Asplan Viak AS
Bakkehellet 5
 Borpunkt: 2 | Terrengekote: 34.1
 Tolking/presentasjon av CPTU
 Udrenert skjærfasthet og OCR

Oppdrag 1350034009	Tegn./kontr. SHOLM/ODE	Vedlegg -
Dato 22-08-2019	Tegn. Nr. 1010	

ref: "Program for økt sikkerhet mot leirskred, Metode for kartlegging og klassifisering av faresone, kvikkleire"
20001008-2 datert 31 august 2001. Revisjon 3 datert 8 oktober 2008

Skadekonsekvens

Forklaring

vurdering:			
Faktor	vektall	Analyse	kommentar
Boligheter	4	3	Tett bebygd område.
Næringsbygg, personer	3	2	NTNU bygg.
Annen Bebyggelse, verdi	1	0	Ingen.
Vei	2	0	Antatt ÅDT < 100 (Bakkehellet).
Toglinje	2	0	Ingen.
Kraftnett	1	0	Ingen.
Oppdemming/flo	2	0	Ingen fare for oppdemming/flo.

Faktor	vektall	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, ÅDT	2	>5000	1001-5000	100-1000	<100
Toglinje, baneprioritet	2	1-2	3-4	5	Ingen
Kraftnett	1	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal
Oppdemming/flo	2	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen

Poeng (score x vektall): 18

Beregnet skadekonsekvensklasse: **Alvorlig**
Skadekonsekvens 0.40

Faregradsklasser (sannsynlighet)

Forklaring

vurdering:			
Faktor	vektall	Analyse	kommentar
Tidligere skredaktivitet	1	1	Ravinert terreng.
Skråningshøyde	2	3	Over 30 m høy skrånning.
Tidligere/nåværende terrengnivå	2	1	Fra trykksoneering på tomte for Bakkehellet 5 er det registrert OCR > 2 i leiren i hele soneringsdybden. På platået for Bakkehellet 7 er det antatt OCR = 2.
Poretrykk, overtrykk	3	0	Antatt hydrostatisk poretrykk.
Poretrykk, undertrykk	-3	0	Antatt hydrostatisk poretrykk.
Kvikkleiremektighet	2	2	Soneringer indikerer at det kan være et lag av sensitive masser med mektighet rundt maksimalt 10 m. Laget ligger under nivå av skråningsfoten.
Sensitivitet	1	2	Målt sensitivitet 29-33 på prøver i sprøbruddmateriale.
Erosjon	3	0	Ingen.
Inngrep, forverring	3	0	Ingen.
Inngrep, forbedring	-3	0	Ingen.

Faktor	vektall	Faregrad, score			
		3	2	1	0
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen
Skråningshøyde, m	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
Poretrykk, undertrykk (kPa)	-3	>-50	-(20-50)	-(0-20)	Hydrostatisk
Kvikkleiremektighet	2	>H/2	H/2-H/4	<H/4	Tynt lag
Sensitivitet	1	>100	30-100	20-30	<20
Erosjon	3	Aktiv/Glidning	Noe	Lite	Ingen
Inngrep, forverring	3	Stor	Noe	Liten	Ingen
Inngrep, forbedring	-3	Stor	Noe	Liten	Ingen

Poeng (score x vektall): 15

Beregnet faregradsklasse: **Lav**
Faregrad 0.29

Risiko (skadekonsekvens x faregrad) 1176

Risikoklasse: 3