



RAPPORT

Almemoen - Geoteknisk vurdering

VURDERING AV LOKALSTABILITET

DOK.NR. 20180157-01-R

REV.NR. 0 / 2018-03-23

Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.



Prosjekt

Prosjekttittel: Almemoen - Geoteknisk vurdering
Dokumenttittel: Vurdering av lokalstabilitet
Dokumentnr.: 20180157-01-R
Dato: 2018-03-23
Rev.nr. / Rev.dato: 0 /

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Tronrud Eiendom
Kontaktperson: Stig Rongved
Kontraktreferanse: Oppdragsbekreftelse signert 15.02.2018

for NGI

Prosjektleder: Bjørn Kalsnes
Utarbeidet av: Bjørn Kalsnes, Søren Holm
Kontrollert av: Håkon Heyerdahl

Sammendrag

Denne rapporten oppsummerer geotekniske vurderinger med hensyn til stabilitets-situasjonen på Almemoen, nord for Hønefoss. Vurderingene er basert på grunnundersøkelser foretatt i 1990 og 2004. Grunnen på Almemoen består av 3-5 m sand over et ca. 10 m tykt lag med sensitiv/kvikk leire med innskutte sandlag. Derunder ligger det 30-40 m med lite sensitiv leire. Det er foretatt stabilitetsberegninger for seks profiler rundt Almemoenplatået. Styrkeparametrene brukt i beregningene er delvis basert på trykksonderinger (CPTU) foretatt i 2004 langs vegen opp til Almemoen, og delvis på laboratorieforsøk fra prøver fra tre lokasjoner på platået i 1990. Det er betydelig usikkerhet knyttet til styrkeparametrene, ikke minst til lokale variasjoner med dybden. Analysene viser at stabiliteten av skråningene, med dagens kunnskap om lagdeling og skjærstyrkeforhold, beregningsmessig er dårlig. For et par profiler er beregnet materialfaktor γ_m for udrenert tilstand (korttidstilstand) ca. 1,0. Dette tilsvarer en teoretisk labil situasjon, med marginal sikkerhet mot brudd i skråningen. Korttidstilstanden er representativ for en situasjon hvor det skjer en rask spenningsendring. Beregnet materialfaktor for drenert tilstand (langtidstilstand) er noe bedre. Dette er representativt for tilstanden skråningen er i for dagens situasjon, uten plutselige lastendringer. Stabilitetssituasjonen anses ikke være kritisk, men all lastendring som forverrer stabilitetssituasjonen må unngås (pålasting topp/øvre del av skråning, avlasting bunn/nedre del av skråning).

Det eksisterer i dag to forskjellige krav til skråningsstabilitet i kvikkleireområder, som begge må være oppfylt for nye byggeprosjekter. Det ene kravet omhandler områdestabilitet, dvs. fare for kvikkleireskred, for ny regulering i kvikkleireområder, som iht. veiledning til TEK17 kan oppnås ved å følge krav gitt i NVEs kvikkleireveileder. Det andre kravet gjelder lokal skråningsstabilitet for nye konstruksjoner/bygg iht. Eurokode 7.

På den annen side stiller lovverket ingen krav til sikring for eksisterende bebyggelse (forutsatt at bebyggelsen er lovlig oppført).

For videre vurdering av stabilitetsforholdene anbefales det at det gjennomføres supplerende grunnundersøkelser for å redusere usikkerheten mht. styrkeparametre og poretrykksforholdene, med påfølgende stabilitetsberegninger og forslag til eventuelle sikringstiltak.

Det anbefales også å vurdere tiltak for å redusere faren for overflateskred. Dette kan omfatte både tiltak for kontroll av overflatevann i skråningene, samt at utfylling i og på toppen av skråningene unngås.

Innhold

1	Innledning	6
2	Beliggenhet og topografi	6
3	Grunnlagsmateriale	8
4	Grunnforhold	8
4.1	Kvartærgeologi – løsmasser	8
4.2	Berggrunn	9
4.3	Tidligere grunnundersøkelser	10
4.4	Grunnvann og poretrykksforhold	10
5	Materialparametere og beregningsforutsetninger	11
5.1	Lagdelling	11
5.2	Materialparametere	11
6	Stabilitetsanalyser	12
7	Diskusjon	13
7.1	Eksisterende krav til stabilitet i kvikkleireområder	13
7.2	Krav vedrørende områdestabilitet	13
7.3	Krav vedrørende lokalstabilitet	16
7.4	Diskusjon av beregningsresultater	16
7.5	Vurdering av usikkerheter	17
7.6	Vurdering av overflateskred	17
7.7	Umiddelbare tiltak	17
8	Referanser	18

Tegning

Tegning nr. 010 Oversiktskart med plassering av beregningsprofiler og tidligere grunnundersøkelser.

Vedlegg

Vedlegg A Tolkning av udrenert skjærfasthet
 Vedlegg B Stabilitetsberegninger

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

I forbindelse med at den nåværende utbyggingen på Almemoen er i ferd med å avsluttes, har NGI på oppdrag fra Tronrud Eiendom foretatt stabilitetsberegninger for utvalgte profiler rundt platået på Almemoen. Dette er gjort for å kunne vurdere eventuelle behov for videre undersøkelser for sikring av området eller for eventuell ny regulering for skråninger i den søndre del av platået. Det er tidligere gjennomført flere geotekniske analyser i forbindelse med utbyggingen, de første skriver seg tilbake til 1990 da mesteparten av de eksisterende grunnundersøkelsene for området ble gjennomført.

NGI har kjennskap til at det har skjedd flere utglidninger på Almemoen som resultat av oppfylling. Disse har vært overflateskred som ikke har involvert kvikkleire.

Rapporten inkluderer:

- Tolkning av grunnforhold basert på eksisterende tilgjengelige data;
- Analyse av skråningsstabilitet for seks profiler ned skråningen fra Almemoen basert på eksisterende geoteknisk grunnlag;
- Vurdering av stabilitetssituasjonen basert på utførte analyser med forslag til videre undersøkelser;
- Kort vurdering av faren for overflateskred.

2 Beliggenhet og topografi

Det aktuelle området ligger nord for Hønefoss sentrum. Beliggenheten fremgår av Figur 2-1. Almemoen er et platå på ca. kote +150 med størrelse ca. 300 × 600 m. Platået er avgrenset av bratte og høye løsmasseskråninger i alle retninger. Ravineskråningene er for en stor del så bratte som 1:2, brattest er de mot nord, der det også er størst høydeforskjell (50-60 m), med en helning på 1:1,5.



Figur 2-1 Beliggenhet av Almemoen, nord for Hønefoss (www.norgeskart.no).

3 Grunnlagsmateriale

Som grunnlag for å vurdere stabilitetssituasjonen for skråningene ned fra plataet på Almemoen er tidligere NGI rapporter med informasjon om grunnforholdene i området gjennomgått. Våre vurderinger i denne fasen er basert på følgende grunnlagsmateriale:

Grunnforhold:

- ↗ NGI (1990). Almemoen boligfelt, Hønefoss. Grunnundersøkelser og vurdering av stabilitetsforhold. Rapport 900001-01, 27. februar 1990 (ref. /1/).
- ↗ NGI (1990). Almemoen boligfelt, Hønefoss. Supplerende grunnundersøkelser og vurdering av stabilitetsforhold. Rapport 900001-02, 1. juni 1990 (ref. /2/).
- ↗ NGI (2004). Grunnundersøkelser for ny adkomstvei. Rapport 20031702-1, 11. august 2004 (ref. /3/).
- ↗ NGI (2013). Hønefoss – Almemoen. Almemoen – stabilitetsvurdering og forslag til tiltak. Teknisk notat 20130010-02-TN, 1. mars 2013 (ref. /4/).

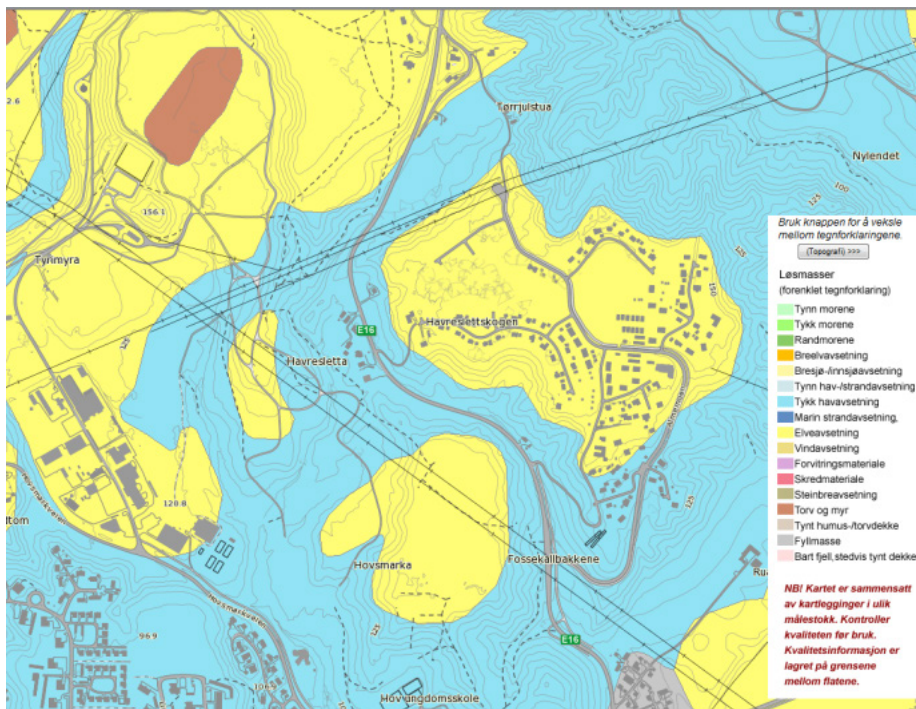
Geologi:

- ↗ NGU Kwartærgeologisk kart, Nasjonal løsmassedatabase <http://geo.ngu.no/kart/losmasse>, februar 2013 (ref. /5/).

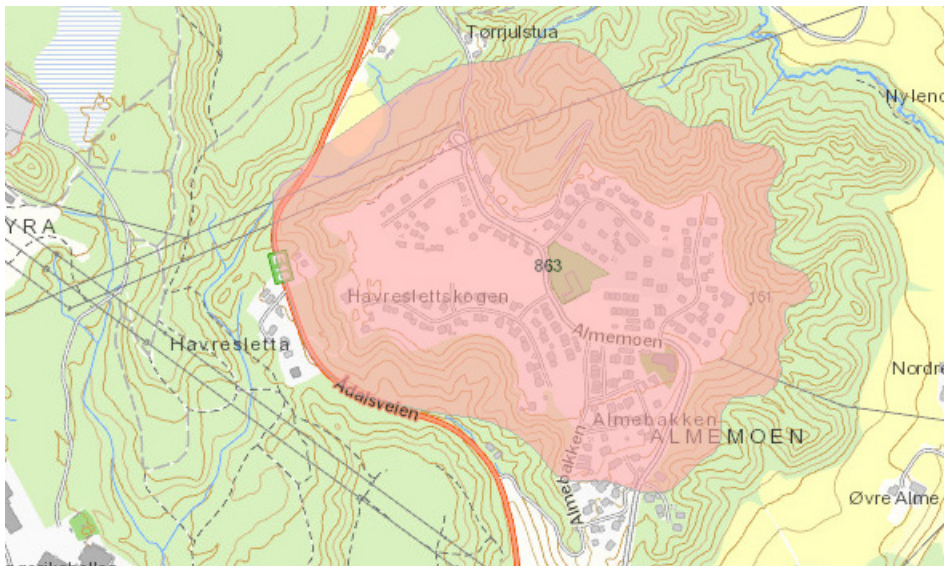
4 Grunnforhold

4.1 Kwartærgeologi – løsmasser

Det kvartærgeologiske kartet (Figur 4-1, ref. /5/) indikerer sammenhengende løsmasser i området på og rundt Almemoen. På toppen av plataet er det angitt elve- og bekkeavsetninger. Nedenfor plataet er det angitt havavsetninger, dvs. finkornige jordarter som marin leire og silt. Mektigheten av løsmasser kan være flere titalls meter. Området ligger innenfor kvikkleirefaresone 863 Almemoen (Figur 4-2), vurdert til middels faregrad, alvorlig konsekvens, og risikoklasse 3 (ref. /6/).



Figur 4-1 Utklipp fra kvartærgeologiske kart (fra ref. /5/).



Figur 4-2 Kvikkleire faresone 863 Almemoen

4.2 Berggrunn

Det er ikke påvist fjell ved boring til dybder på 40-60 m under terreng i noen av grunnundersøkelsene utført i området tidligere. Derfor må en generelt regne med stor dybde til fjell.

4.3 Tidligere grunnundersøkelser

Dataene fra de geotekniske rapportene nevnt i kapittel 3 er gjennomgått og benyttet som grunnlagsmateriale. Oversikt over borpunkter og typer av undersøkelser er vist i Tabell 4-1. Det er benyttet samme borpunktnummer som i de opprinnelige rapportene. Det andre nummeret gitt i Tabell 4-1 viser til referansenummer (dvs. rapporthenvisning) i kapittel 8. Plassering av borpunkter er vist på borplan (Tegning 010).

Tabell 4-1 Oversikt over borpunkter og typer av undersøkelser.

Borpunkt nr. – ref.	Utført boremetode			
	DrT	PR	PZ	CPT
1-/1/	X	X		
2-/1/	X			
3-/1/	X	X		
4-/1/	X			
5-/1/	X			
6-/1/	X			
10-/1/	X	X	X	
1-/2/		X		
3-/2/		X		
1-/3/				X
2-/3/				X
3-/3/		X		X
4-/3/				X
5-/3/				X

DrT Dreietrykk.

PR Prøvetaking og laboratorieforsøk

PZ Piezometer

CPT Cone Penetration Test

Basert på data fra de eksisterende grunnrunnundersøkelsene er grunnen under hele Almemoen tolket til å bestå av 3-5 m sand over et ca. 10 m tykt lag med sensitiv/kvikk leire med innskutte sandlag (sandlagene har tykkelse fra 0,1 til 1 m). Derunder ligger det 30-40 m med lite sensitiv leire (ref./1/ og /2/). Kvikkleirelagets øvre og nedre begrenning ligger på hhv ca. kote +145 og +135.

4.4 Grunnvann og poretrykksforhold

Poretrykksmålingene i borpunkt 10 (vest på plataet) fra 1990 viser ikke grunnvann over 25 m dybde under terreng. Imidlertid kan det i tider med stor vanntilførsel eksistere et øvre grunnvannsnivå i overgangen mellom det overliggende sandlaget og den sensitive leira, som er mindre permeabel. Det kan således bygges opp et visst poretrykk i dette nivået. Poretrykksmåleren i 8,5 m dybde indikerer et lite poretrykk (8,5 kPa).

Grunnvannstanden er således antatt å ligge ved kote 125, basert på målingene fra 1990. Det anbefales sterkt at nye poretrykksmålinger gjennomføres for å få bedre oversikt over den gjeldende poretrykkssituasjonen i området, da poretrykket i grunnen har stor betydning for stabilitetsforholdene i skråningene.

5 Materialparametere og beregningsforutsetninger

5.1 Lagdeling

Lagdeling i grunnen er basert på tolkning av tidligere undersøkelser utført i forbindelse med planlagt boligutbygging på Almemoen. Ref. /1/ og /2/ viser at fra toppen av plataet består massene av inntil 5 m sand over inntil 10-11 m sensitiv/kvikk leire. Derunder ligger det 30-40 m lite sensitiv leire. Det er usikkert hvilken dybde det er til fast grunn/-antatt fjell, og det er derfor generelt valgt stor dybde til fast grunn/fjell i modellen.

5.2 Materialparametere

Som tidligere nevnt skriver de mest omfattende grunnundersøkelsene på Almemoen seg tilbake til 1990, da det ble utført dreietrykksonderinger, prøvetaking med påfølgende laborieforsøk, samt poretrykksmålinger på én lokasjon, se Tabell 4-1 for detaljer. Kontinuerlige trykksonderinger, CPTU, var ikke vanlig for grunnundersøkelser på land på den tiden. Usikkerheten knyttet til styrkefordelingen i grunnen med dybden var derfor betydelig. I forbindelse med prosjektering av veien opp til Almemoen ble det i 2004 utført totalt 5 trykksonderinger (CPTU). Ingen av disse ble utført oppe på plataet. Materialparameterene brukt i stabilitetsberegningene utført i denne omgang er basert på data fra begge disse tidligere grunnundersøkelsene. I motsetning til stabilitetsberegningene i 2013, der det ble brukt konservative anslag mht. styrkeparametere, ref. /4/, er det denne gang brukt beste antakelser av styrker i beregningene. På grunn av det relativt beskjedne datagrunnlaget for et så vidt stort område som Almemoen, er de valgte styrkeparameterene heftet med betydelig usikkerhet, selv om de eksisterende data tyder på at det er relativt homogene geotekniske forhold i området.

Romvekt av leire er bestemt ut fra opptatte prøver der dette finnes. For tørrskorpe er det benyttet erfaringsverdier.

Udrenert skjærfasthet er i første rekke estimert fra tolking av trykksonderingene (CPTU), med støtte i målinger av udrenert skjærstyrke fra laboratoriet. Vedlegg A oppsummerer tolkingen av udrenert skjærfasthet fra de forskjellige målingene in situ (CPTU) og i laboratorium.

Som hovedregel er aktiv skjærfasthet uten reduksjon lagt inn som karakteristiske styrkeprofiler i beregningsprogrammet GeoSuite Stabilitet (ref. /7/).

Leiras udrenerte styrke varierer avhengig av retning på skjærplanet. Anisotropifaktorer for udrenert ADP-analyse¹ i leire er for "ikke sprøbruddmateriale" satt til hhv. 1, 0,7 og 0,4 for hhv. aktiv, direkte og passiv skjærfasthet. I "sprøbruddmateriale", dvs. kvikkleire og svært sensitiv leire, er anisotropifaktorene satt til 1, 0,65 og 0,35. I tillegg er aktiv skjærfasthet redusert med 15 % i sensitiv/kvikkleirelag i henhold til NVEs veiledning /8/, dvs. anisotropifaktoren for aktiv udrenert skjærfasthet er redusert til 0,85 i lag med sprøbruddmateriale.

Romvekt og effektive styrkeparametere benyttet i beregningene er vist i Tabell 5-1.

Tabell 5-1 Materialparametere brukt i stabilitetsberegningene, drenerte analyser.

	Total romvekt γ [kN/m ³]	Friksjonsvinkel ϕ' [°]	Attraksjon a [kN/m ²]
Drenert fylling	19	38	0
Tørrskorpeleire	18	32	0
Sand	18	35	0
Leire	18,5	32	0
Kvikkleire	18,5	32	0

6 Stabilitetsanalyser

Stabilitetsanalyse er utført for i alt 6 profiler fordelt rundt hele plataet på Almemoen, se Tegning 010. Profilene er tegnet på grunnlag av nye lasermålinger utført i 2016, dvs. etter at utbyggingen mer eller mindre var ferdig. For alle profilene er det utført to sett av beregninger for dagens situasjon; én for udrenerte analyser (dvs. korttidstilstand), og én for drenerte analyser (dvs. langtidstilstand). Tabell 6-1 oppsummerer resultatene fra beregningene. Vedlegg B gir mer detaljer mht. beregningsresultatene. En sentral problemstilling er hvor dypt de beregnete kritiske bruddsirklene går. For de udrenerte analysene er det derfor gitt to verdier (én for dype bruddsirkler, og én for grunne bruddsirkler som går ut i kvikkleira).

¹ ADP = "Aktiv", "Direkte", "Passiv"

Tabell 6-1 Resultater fra stabilitetsberegninger

Profil	γ_m^* udrenert analyse	Utslag kote udrenert analyse (dvs. dype/grunne)	γ_m drenert analyse	Utslag kote drenert analyse
A	1.28/1.68	110/140	2.54	140
B	1.05/1.16	120/135	1.50	135
C	0.99/0.99	125/140	1.01	135
D	1.13/1.19	130/140	1.35	130
E	1.13/1.11	120/140	1.36	140
F	1.04/1.05	130/135	1.14	135

* γ_m er beteregnet materialfaktor ("sikkerhetsfaktor") og beskriver forholdet mellom drivende krefter og stabiliserende krefter. γ_m kan følgelig ikke være under 1.0 for en skråning som står. En videre diskusjon vedrørende resultatene fra de forskjellige beregningene er gitt i kap. 7 under.

7 Diskusjon

7.1 Eksisterende krav til stabilitet i kvikkleireområder

Det eksisterer i dag følgende to krav til stabilitet i kvikkleireområder:

1. Sikkerhet med hensyn til områdestabilitet, dvs. kvikkleireskredfare, for ny regulering i kvikkleireområder. Iht. veiledning til TEK17 (REF) vil tilstrekkelig sikkerhet mht. områdestabiliteten oppnås ved å følge NVEs kvikkleireveileder 7/2014 (ref. /8/).
2. Sikkerhet med hensyn til lokalstabilitet for nye konstruksjoner/bygg. Plan- og bygningsloven, via TEK17 og Eurokode 7 (ref. /9/), gir spesifikke krav til skråningssikkerhet.

Det eksisterer ingen krav til sikring for eksisterende bebyggelse, forutsatt at bebyggelsen er oppført lovlig. Det utføres dog mange plasser sikring i områder der stabilitets-situasjonen anses ikke være tilfredsstillende. Dette sikringsarbeidet kan være i regi av utbyggere, kommuner, NVE, infrastruktureiere eller andre instanser.

7.2 Krav vedrørende områdestabilitet

Reglene for kartlegging, stabilitetsberegninger og sikring i forbindelse med områdestabilitet er avgrenset til områder med kvikkleire og andre sprøbruddmaterialer (sprøbruddmaterialer er jordarter som i forhold til områdestabilitet behandles på samme måte som kvikkleire), jfr. NVEs retningslinjer 7-2014 (ref. /8/).

Iht. NVEs retningslinjer vil en evt. omregulering av deler av Almemoen for ny husbygging havne i tiltakskategori K4:

" Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner. Eksempler er mer enn to eneboliger/fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner."

Tiltakskategoriene og sikkerhetskrav som er aktuelle for byggeprosjektet er vist i Tabell 7-1. Disse kravene er gitt i NVEs retningslinjer (ref. /8/), som ble utarbeidet i samarbeid med det geotekniske fagmiljøet i Norge, med den hensikt å være til hjelp i arbeidet med plan- og byggesaker innenfor kvikkleirefaresoner. Retningslinjene er i prinsippet basert på at det stilles krav til grunnundersøkelser og geotekniske utredninger avhengig av byggeprosjektets tiltakskategori og kvikkleiresonens faregrad.

Tiltak som medfører tilflytting til en kvikkleirefarezone utover to boenheter skal plasseres i tiltakskategori K4. De potensielle planene om utbygging i sørskråningen ned fra Almemoenplataet vil omfatte minst så mange boliger, og tiltaket skal derfor plasseres i tiltaksklasse K4. Kravene til sikring finnes så fra Tabell 7-1, basert på faregrad for sonen. Sonen 863 Almemoen er vurdert til middels faregrad.

Kravet til sikkerhetsfaktor blir dermed at skråningen må ha beregningsmessig sikkerhet (materialfaktor) minst 1,4. Alternativt kan sikring baseres på såkalt prosentvis forbedring (Figur 5.1 i NVE veileder, ref. /8/), se også Tabell 7-1 under. For en skråning som for dagens situasjon har kritisk skråningsstabilitet (materialfaktor lik 1,0), vil "forbedring" i denne sammenheng innebære å forbedre beregningsmessig sikkerhet med 10 %, målt for mest kritiske glideflate hhv. før og etter sikring.

Tabell 7-1. Krav til sikkerhet for tiltakskategorier K2, K3 og K4. Kilde: NVE veiledning nr. 7-2014 (ref. /8/).

Tiltakskategori. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Hvordan oppnå tilfredsstillende sikkerhet for ulik faregrad		
	Faregrad før utbygging: Lav	Faregrad før utbygging: Middels	Faregrad før utbygging: Høy
<p>K2: Tiltak som er nevnt under kategori K1 når tiltaket vil påvirke stabiliteten negativt dersom det ikke gjennomføres stabiliserende tiltak utenom selve tiltaket.</p> <p>Dersom tiltaket medfører tilflytting av personer skal tiltaket plasseres i tiltakskategori K3 eller K4.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring **</p> <p>Kvalitetssikres av kollega.*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring hvis $F > 1,2$, <i>eller</i></p> <p>c) Forbedring hvis $F \leq 1,2$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p>K3: Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi (utover tiltak i K0-K2). Ved planlagt større tilflytting/ personopphold gjelder K4.</p> <p>Eksempler er bolighus og fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, mindre utendørs publikumsanlegg, mindre næringsbygg, større VA-anlegg.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring**</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring hvis $F \geq 1,2$, <i>eller</i></p> <p>c) Forbedring hvis $F < 1,2$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p>K4: Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner.</p> <p>Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ <i>eller</i></p> <p>b) Vesentlig forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>

7.3 Krav vedrørende lokalstabilitet

Kravene for lokalstabilitet av skråninger følger Eurokode 7 (ref. /9/). Nødvendig materialfaktorer, γ_m , er 1,25 og 1,4 for henholdsvis drenert og udrenert tilstand. Det nominelle kravet for udrenert analyse er mao. likt med kravet i NVEs veileder, mens kravet til drenert analyse er noe mindre strengt.

I praksis vil kravet til lokalstabilitet håndteres slik at det er materialfaktoren for en glideflate som berører boliger (eller annet objekt som skal ha tilfredsstillende sikkerhet) som skal vurderes, ikke mest kritiske glideflate i en skråning, dersom denne ikke berører bebyggelsen.

7.4 Diskusjon av beregningsresultater

Tabell 6-1 oppsummerer stabilitetsberegninger utført for 6 profiler rundt Almemoen-plataået. Beregningene inkluderer både udrenerte og drenerte analyser. De udrenerte analysene (korttidstilstand) er i første rekke knyttet til stabilitetsvurdering i leire der det foregår en rask lastendring. Lastendringer som kan være kritiske for stabiliteten kan for eksempel bestå av pålasting (opp-/utfylling) på toppen av plataået, avlasting i nedre del av skråning, eller en plutselig poretrykksendring (dette kan eksempelvis skje som resultat av kraftige rystelser). De drenerte analysene (langtidstilstanden) er knyttet til stabilitetsforholdene i skråningen for dagens forhold, dvs. når det ikke foregår en lastendring. Langsomme poretrykksendringer som følge av infiltrasjon av nedbør skal imidlertid tas hensyn til i den drenerte analysen, slik at kunnskap om årstidsvariasjoner for poretrykket er viktig.

Både for områdestabilitet og lokalstabilitet (se kap. 7.1) er det i dag krav til at både udrenerte og drenerte analyser skal utføres, og at tilstrekkelig stabilitet demonstreres for begge tilstander.

Stabilitetsberegningene gitt i Tabell 6-1 viser at det i første rekke er korttidstilstanden som gir lavest beregnet materialfaktor, γ_m . Langtidstilstanden (drenerte analyser) ser gjennomgående ut til å være tilfredsstillende, selv om beregnet materialfaktor γ_m for profil C i nord er veldig lav, og også noe lav for profil F i sør (se Tegning 010 for lokasjoner av profiler). Det bemerkes som nevnt foran at poretrykksantakelsene er svært avgjørende for resultatene av drenerte analyser.

For de udrenerte analysene er det foretatt stabilitetsberegninger for to ulike tilfeller for alle profilene; den ene med dype, langtgående bruddsirkler, den andre med relativt grunne bruddsirkler som går ut i laget med sprøbruddmateriale (kvikkleire). Behovet for sikring er ansett å være størst for profiler der det er lav beregnet γ_m for grunne bruddsirkler, dvs. for profil B og C (nord) og F (sør).

7.5 Vurdering av usikkerheter

Som tidligere bemerket er stabilitetsvurderingene heftet med relativt store usikkerheter. Disse usikkerhetene er i første rekke knyttet til grunnlagsdata (relativt begrenset omfang av tidligere undersøkelser med tanke på det store området), men også til vurderingen av hvilke stabilitetssituasjoner som er kritiske (er det f.eks. realistisk at det kan utvikles dype og lange bruddsirkler?). For å redusere disse usikkerhetene foreslås det at følgende aktiviteter gjennomføres:

- Nye supplerende grunnundersøkelser som i det minste omfatter trykksonderinger (CPTU) på utvalgte lokasjoner på plataet, prøvetaking, samt poretrykkmålinger på en eller flere lokasjoner og nivåer.
- Vurdering av korte, grunne bruddsirkler kontra dype, langtgående bruddsirkler, inkludert vurdering av hvilke laster som trengs for å utløse et skred for disse bruddgeometriene.

7.6 Vurdering av overflateskred

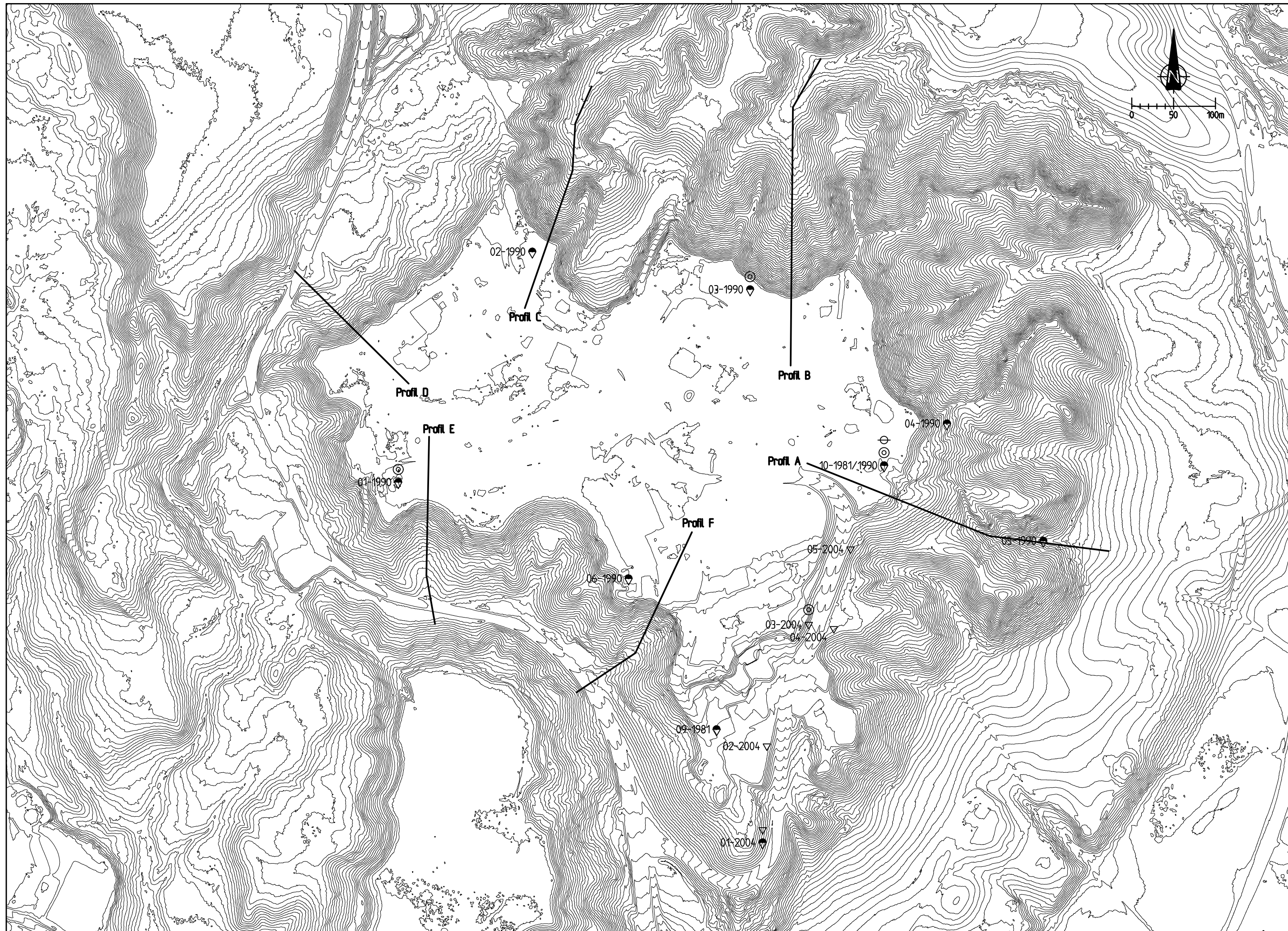
Det er gjennom de senere 20 år skjedd flere overflateskred på Almemoen. Med overflateskred menes i denne omgangen at skredet ikke berører kvikkleira, men at skredmassene består av sand fra det øvre laget. Disse skredene er knyttet til at skråningene er svært bratte og at topplaget består av sandige masser. Det kan være flere årsaker til disse overflateskredene, hvorav uvettig oppfylling på topp/øvre del av skråningen, og ekstrem intens nedbør er de mest hyppige for disse typer skred. Mulige tiltak for å begrense faren for overflateskred er derfor naturlig knyttet opp mot tiltak i øvre del av skråning, for eksempel ved å flate ut noe av toppen. Det anbefales videre studier for vurdering av mer spesifikke tiltak for å begrense faren for overflateskred, så som drenerende tiltak, skråningsplastring osv.

7.7 Umiddelbare tiltak

Selv om beregnet materialfaktor, γ_m , for flere av profilene er lave, anses det ikke nødvendig med umiddelbare tiltak for sikring utover at **all lastendring i øvre del (pålasting) eller nede i skråningene (avlasting) må unngås. Det er viktig at kunnskap om disse forholdene kommer beboerne til del, slik at de ikke uaktsomt utløser skred ved f.eks. oppfylling av eiendommer, dumping av jordmasser og avfall osv.**

8 Referanser

- /1/ NGI (1990). Almemoen boligfelt, Hønefoss. Grunnundersøkelser og vurdering av stabilitetsforhold. Rapport 900001-01, 27. februar 1990.
- /2/ NGI (1990). Almemoen boligfelt, Hønefoss. Supplerende grunnundersøkelser og vurdering av stabilitetsforhold. Rapport 900001-02, 1. juni 1990.
- /3/ NGI (2004). Almemoen boligfelt. Grunnundersøkelser for nytt boligfelt. Rapport 20131702-1, 11. august 2004.
- /4/ NGI (2013). Hønefoss – Almemoen. Almemoen – stabilitetsvurdering og forslag til tiltak. Teknisk notat 20130010-02-TN, 1. mars 2013
- /5/ NGU Kwartærgeologisk kart, Nasjonal løsmassedatabase <http://geo.ngu.no/kart/losmasse>.
- /6/ <https://temakart.nve.no/link/?link=faresoner&layer=5&field=KOMMNAVN&value=Ringerike&buffer=10000/1/>
- /7/ ViaNova GeoSuite AB (2009): GeoSuite. GS Stability. Version 5.0.5.
- /8/ NVE (2014) Veileder 7-2014. Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.
- /9/ Standard Norge (2016). NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler. Juli 2016



FORKLARINGER:

- Dreiesondering
- ☆ Fjellkontrollboring
- ⊙ Prøveserie
- ⊕ Poretrykksmåling
- Enkel sondering
- ◆ Dreietrykkssondering
- Prøvegrop
- ⊕ Fjell i dagen
- ▽ Trykksondering
- ⊕ Totalsondering
- + Vingeboring

Borhull nr. $\frac{\text{Terreng (bunn) kote}}{\text{Antall fjellkote}}$ Boret dybde + (boret i fjell)

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn	Kontr.	Godkj.
		Status			
		Original format			
		A3.2			
		Tegningens filnavn			
		G:\geoarkiv\20180157\010_Oversikt.dwg			
		Målestokk			
		14000			
		NGI			
	NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no	Dato 13.03.2018 Oppdragsnr. 20180157	Konstr./Tegnet SHo Tegningsnr. 010	Kontrollert BGK	Godkjent HHe Rev. 0

Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune
Vurdering av områdestabilitet

Oversiktskart.
Plassering av beregningsprofiler samt tidligere grunnundersøkelser indikert.

Vedlegg A

TOLKNING AV UDRENERT SKJÆRFESTHET

Innhold

A1	Tolkning fra CPTU	2
A2	Laboratorieforsøk	2

Figurer

A01	Borhull 01-2004
A02	Borhull 02-2004
A03	Borhull 03-2004
A04	Borhull 04-2004
A05	Borhull 05-2004
A06	Borhull 01, 03, 10-1990

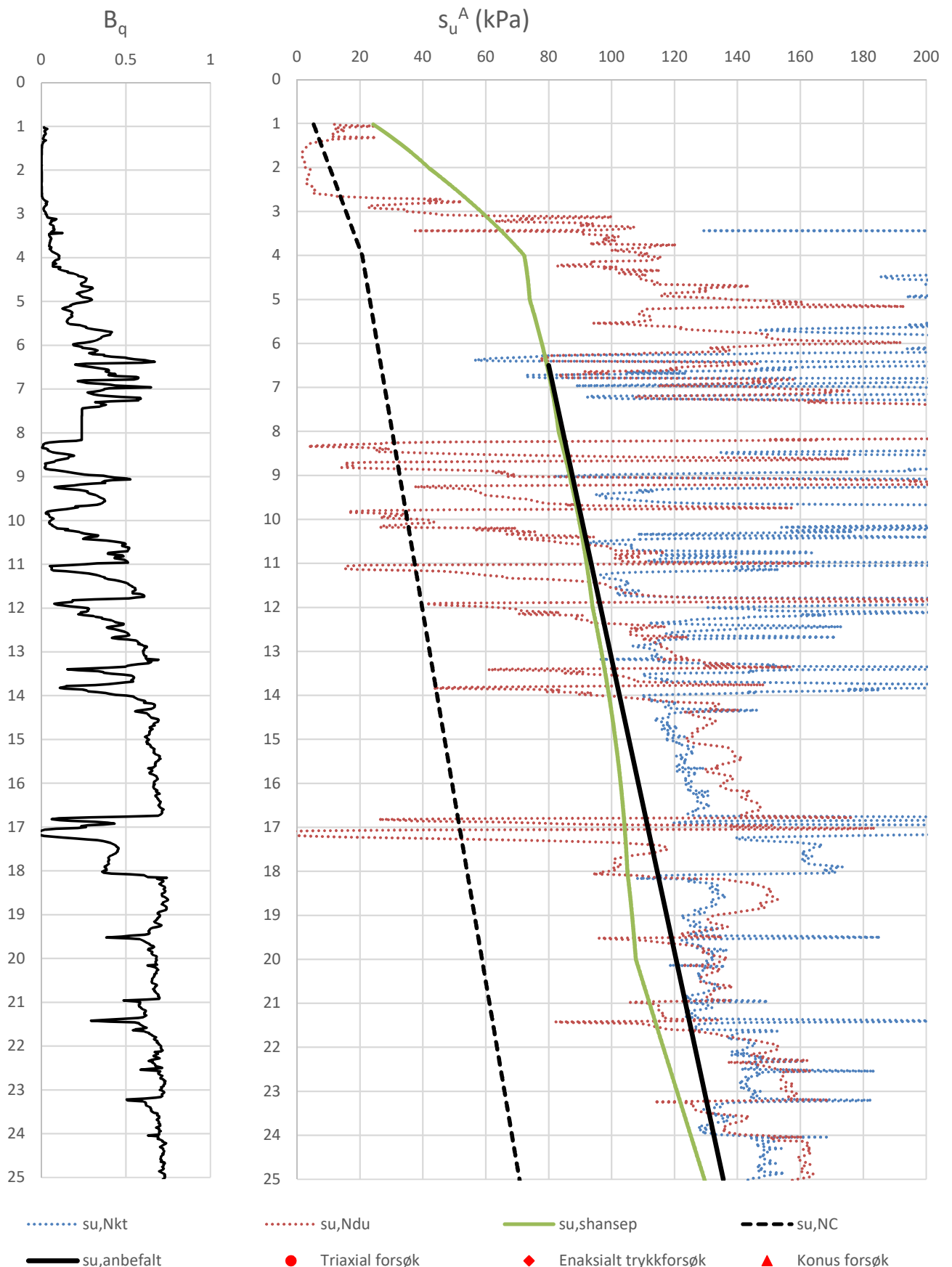
A1 Tolkning fra CPTU

Det ble i 2004 gjennomført i alt 5 trykksonderinger, CPTU, i forbindelse med etablering av veien opp til Almemoen, ref. /x/. Plassering av trykksonderingene er vist i Tegning 010. De ble foretatt på kotehøyder varierende fra 128m (langt nede i skråningen) til 145m (høyt oppe i skråningen). Plataet på Almemoen ligger på ca kote 150m. Ingen av CPTU'ene viste tegn til kvikkleire. Det skyldes enten at de ble gjennomført under nivå av kvikkleira eller at det som opprinnelig var kvikkleire nær terreng har tørket ut og utviklet seg til tørrskorpe.

Figur A1 til A5 viser tolket udrenert skjærfasthet fra de enkelte trykksonderingene.

A2 Laboratorieforsøk

Ved grunnundersøkelsen i 1990 ble det ikke gjennomført trykksonderinger, CPTU. Det var ikke vanlig praksis på den tida for landbaserte grunnundersøkelser. Vurderinger av udrenert skjærfasthet var derfor i første rekke basert på laboratorieforsøk. Figur A6 viser målinger av skjærfasthet av prøver fra tre lokasjoner oppe på plataet (kote 150m) tatt i 1990. Anbefalt skjærfasthetsprofil (su) gitt i Figur A6, som er brukt i tidligere analyser, er i første rekke basert på resultatene fra de avanserte styrkeforsøkene (treaksial, DSS). Gjennomgående viser laboratorieforsøkene lavere skjærfasthet enn CPTU'ene. Dette kan også skyldes at CPTU'ene er foretatt nede i skråningen, og således høyst sannsynlig har opplevd høyere vertikalspenninger i historisk tid.



P:\2018\01\20180157\Beregninger\CPTU-til\K\CPTU-1_su_plot.xlsx\su_plot

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og shansep.

Borhull 01-2004, boret 01.06.2004

Nuværende terrengkote: 128m

Tidligere terrengkote: 158m

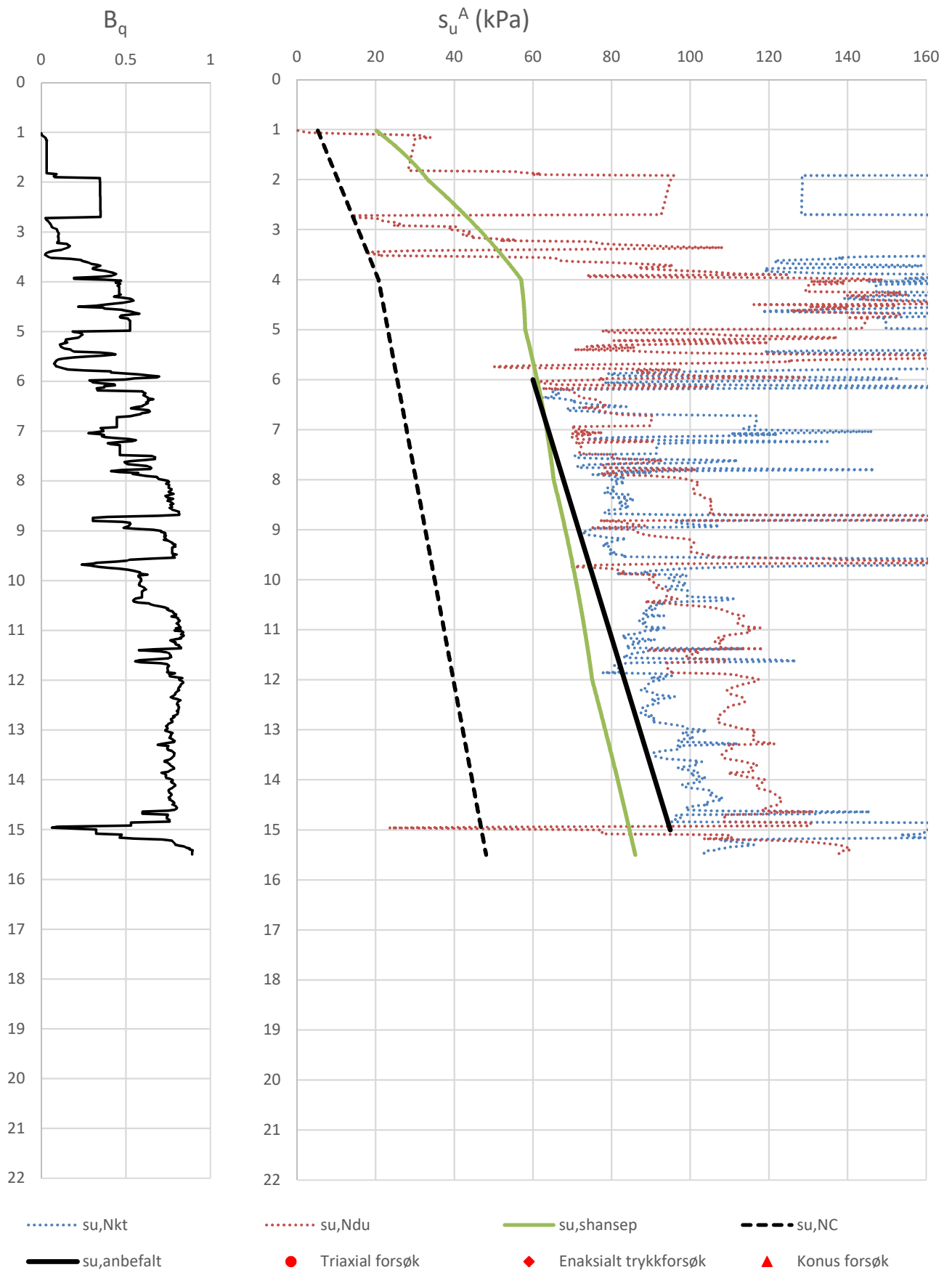
Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A01

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo





P:\2018\01\20180157\Beregninger\CPTU-til\K\CPTU-2_su_plot.xlsx\su_plot

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og shansep.

Borhull 02-2004, boret 01.06.2004

Nuværende terrengkote: 132m

Tidligere terrengkote: 158m

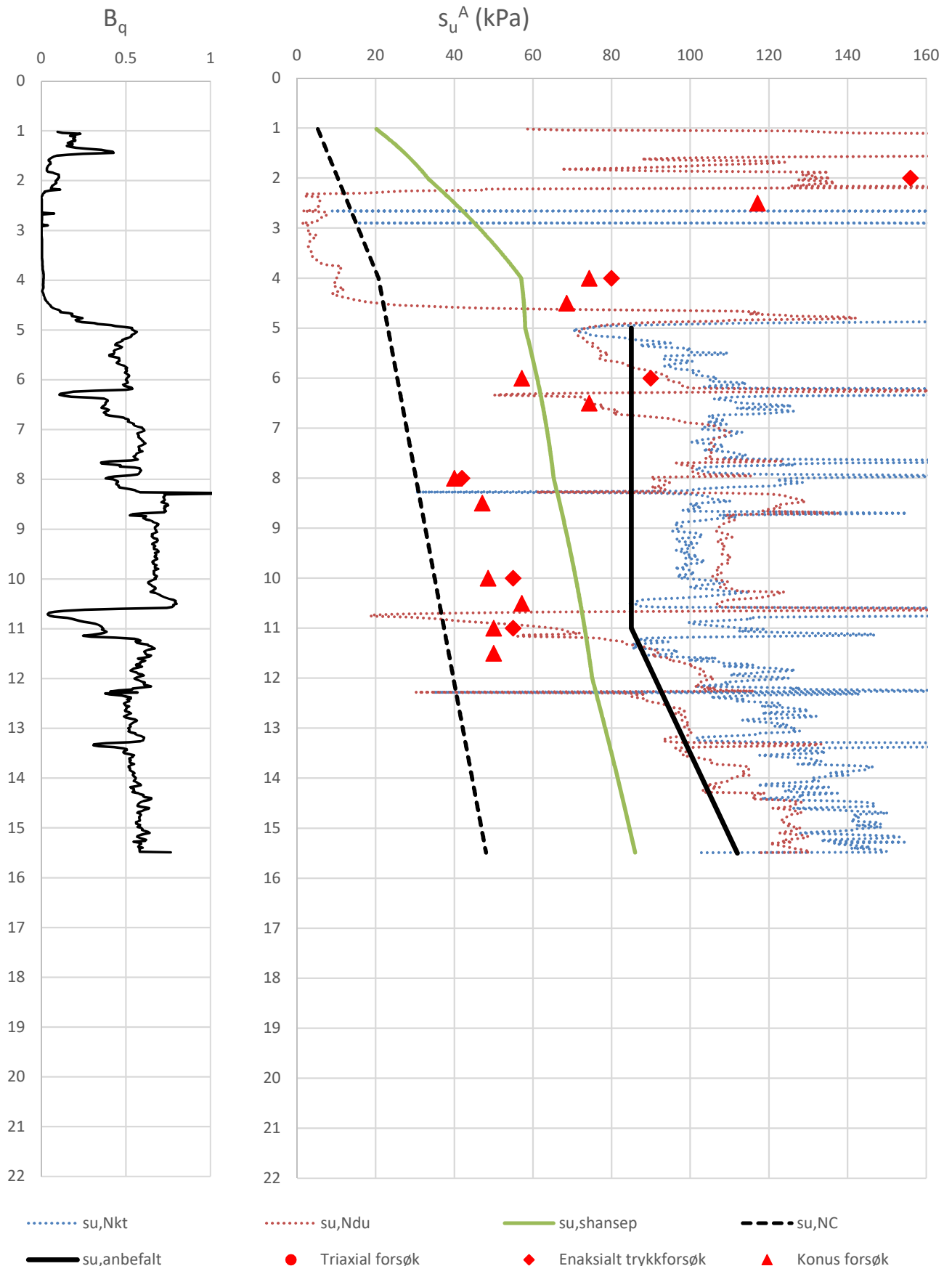
Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A02

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo





P:\2018\01\20180157\Beregninger\CPTU-to-k\CPTU-3_su_plot.xlsx|su plot

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og shansep.

Borhull 03-2004, boret 01.06.2004

Nuværende terrengkote: 145.3m

Tidligere terrengkote: 158m

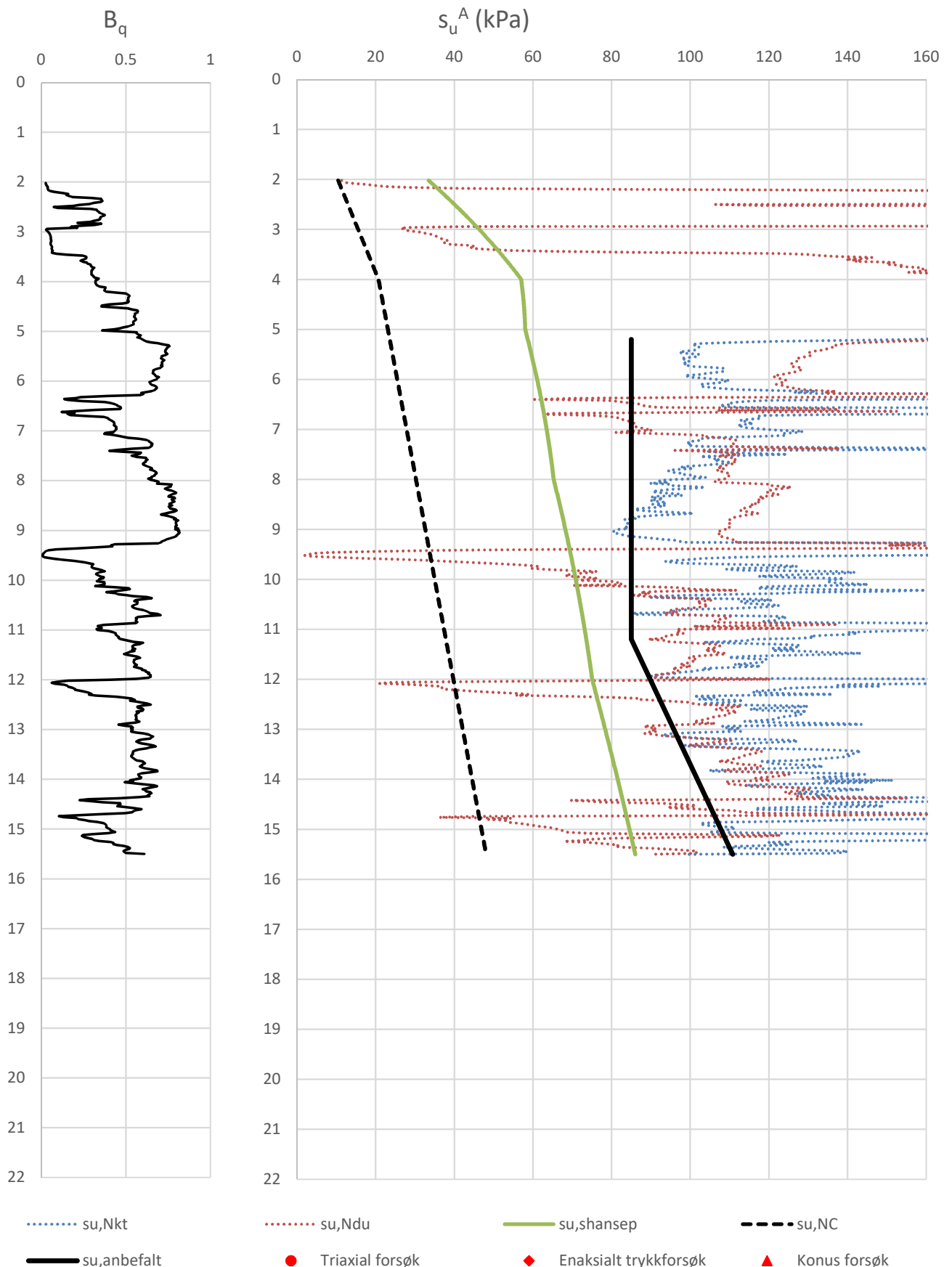
Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A03

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo





P:\2018\01\20180157\Beregninger\CPTU-to-k\CPTU-4_su_plot.xlsx|su plot

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og shansep.

Borhull 04-2004, boret 01.06.2004

Nuværende terrengkote: 145.3m

Tidligere terrengkote: 158m

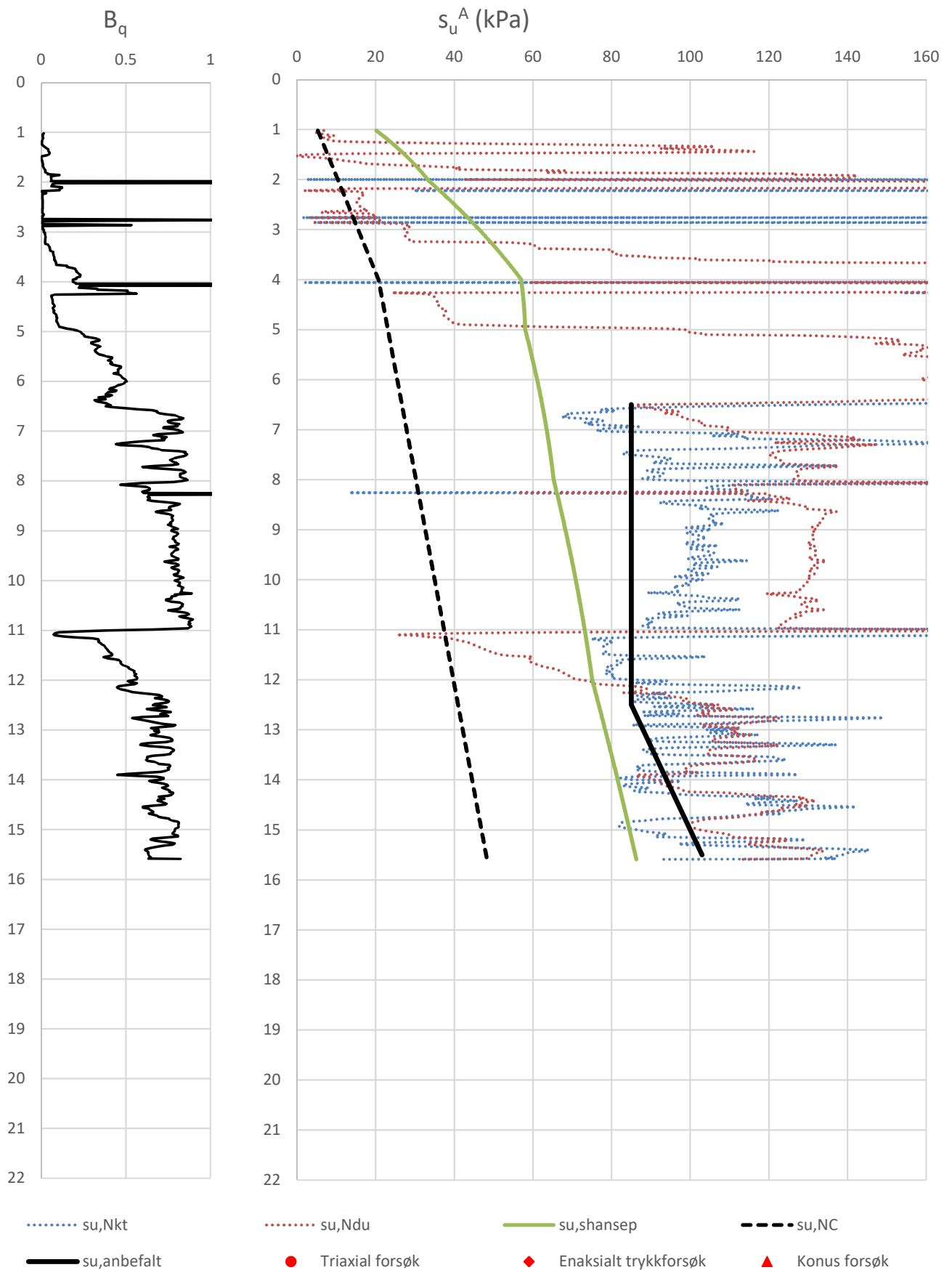
Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A04

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo





P:\2018\01\20180157\Beregninger\CPTU-til\K\CPTU-5_su_plot.xlsx|su_plot

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og shansep.

Borhull 05-2004, boret 01.06.2004

Nuværende terrengkote: 145m

Tidligere terrengkote: 158m

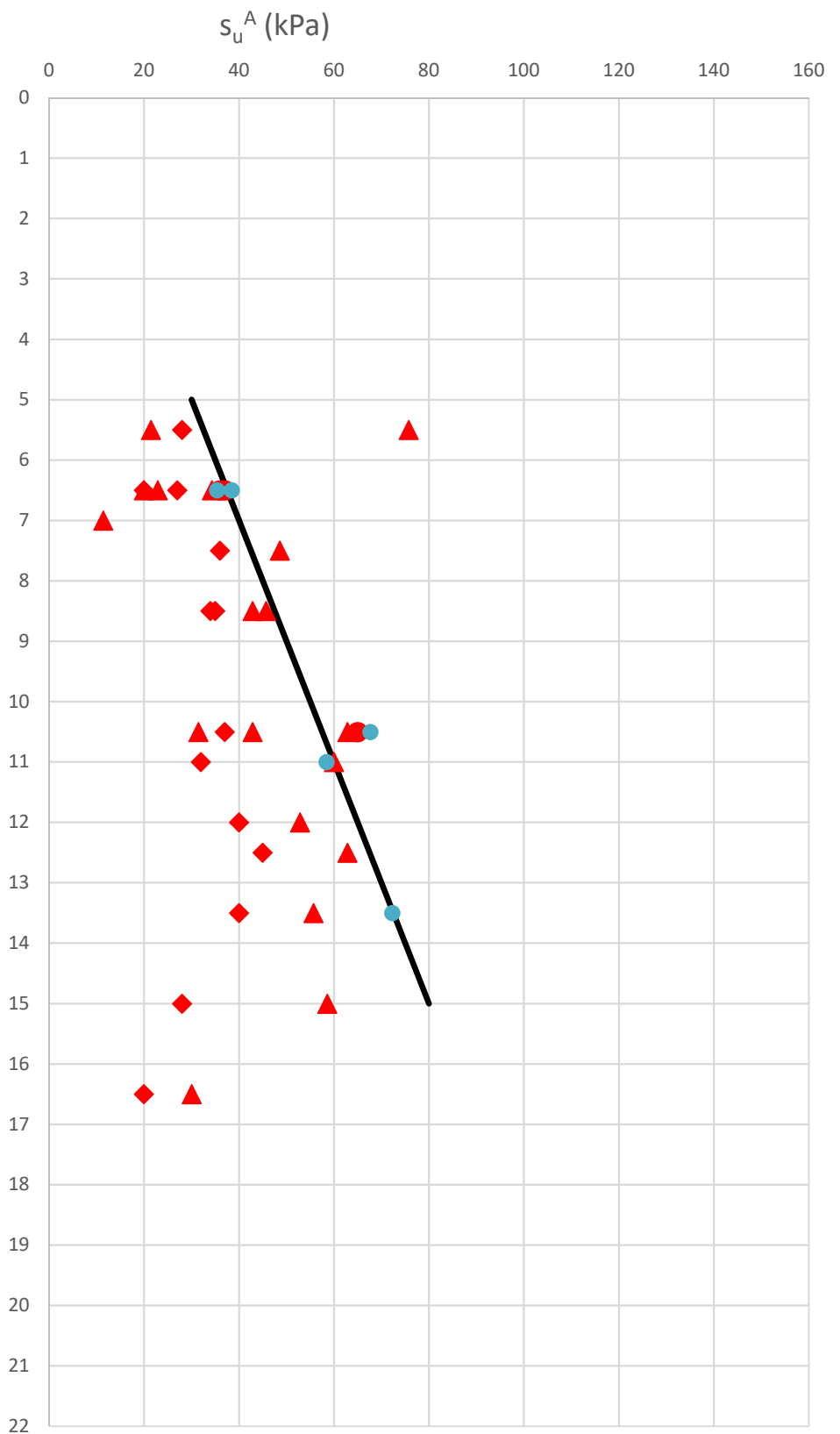
Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A05

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo





— $s_{u, anbefalt}$ ● Triaxial forsøk ◆ Enaksialt trykkforsøk ▲ Konus forsøk ● DSS (DSS/Triax = 0.65)

Almemoen - Hønefoss

Aktiv skjærstyrke basert på laboratorie forsøk.
 Borhull 01-1990, 03-1990 og 10-1990, boret 1990
 Terrengkote: 150.5m

Dokumentnr.
20180157-01-R

Figurnr.
A06

Dato
13.03.2018

Tegnet av
SHo



Vedlegg B

STABILITETSBEREGNINGER

Innhold

B1 Stabilitetsberegninger

2

Tegninger

A1 Profil A
A2 Profil B
A3 Profil C
A4 Profil D
A5 Profil E
A6 Profil F

B1 Stabilitetsberegninger

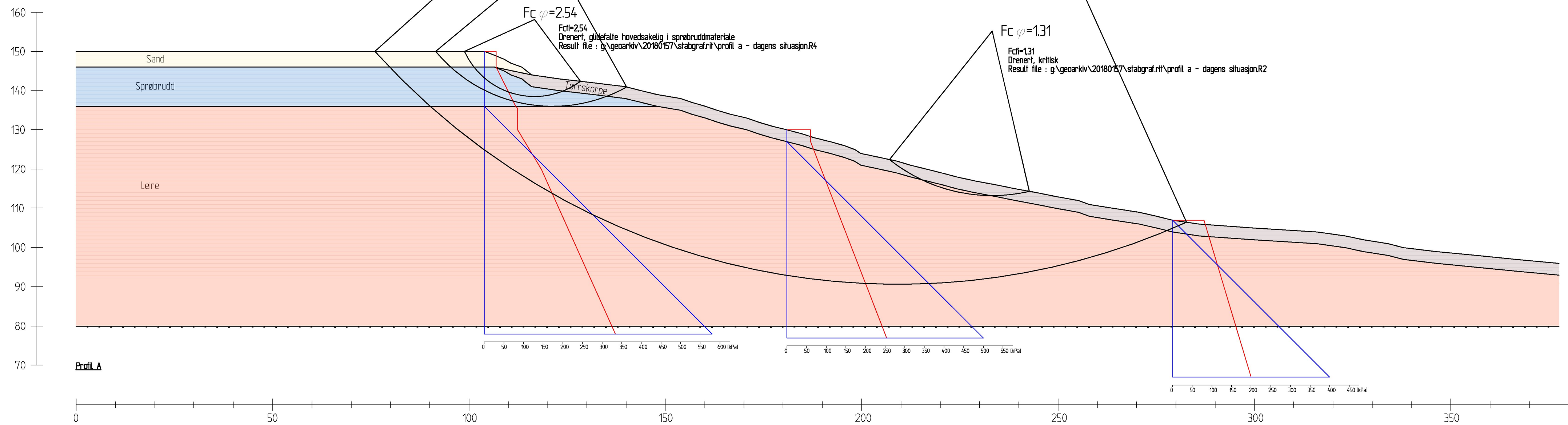
Det er foretatt stabilitetsberegninger for seks profiler, se Tegning 001 for posisjoner. Tegning B01 til B06 viser resultatene fra stabilitetsberegningene for de seks profilene. For alle profilene er det utført to sett av beregninger for dagens situasjon; én for udrenerte analyser (dvs korttidstilstand), og én for drenerte analyser (dvs langtidstilstand). Tabell B1 oppsummerer resultatene fra beregningene. En sentral problemstilling er hvor dypt de beregnete kritiske bruddsirklene går. For de udrenerte analysene er det derfor gitt to verdier (én for de dype bruddsirklene, og én for de grunne som går ut i kvikkleira).

Tabell B1 Resultater fra stabilitetsberegninger

Profil	γ_m^* udrenert analyse	Utslag kote (dvs dype/grunne)	γ_m drenert analyse	Utslag kote	Figur
A	1.28/1.68	110/140	2.54	140	B01
B	1.05/1.16	120/135	1.50	135	B02
C	0.99/0.99	125/140	1.01	135	B03
D	1.13/1.19	130/140	1.35	130	B04
E	1.13/1.11	120/140	1.36	140	B05
F	1.04/1.05	130/135	1.14	135	B06

* γ_m er beteregnet materialfaktor og beskriver forholdet mellom drivende krefter og stabiliserende krefter. γ_m kan følgelig ikke være under 1.0 for en skråning som står.

Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand	18.50	8.50	35.0	0.0				
Tønnskorpe	18.00	8.00	32.0	0.0				
Sprøbrudd	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	0.85	0.65	0.35
Leire	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40



FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune
 Vurdering av områdestabilitet

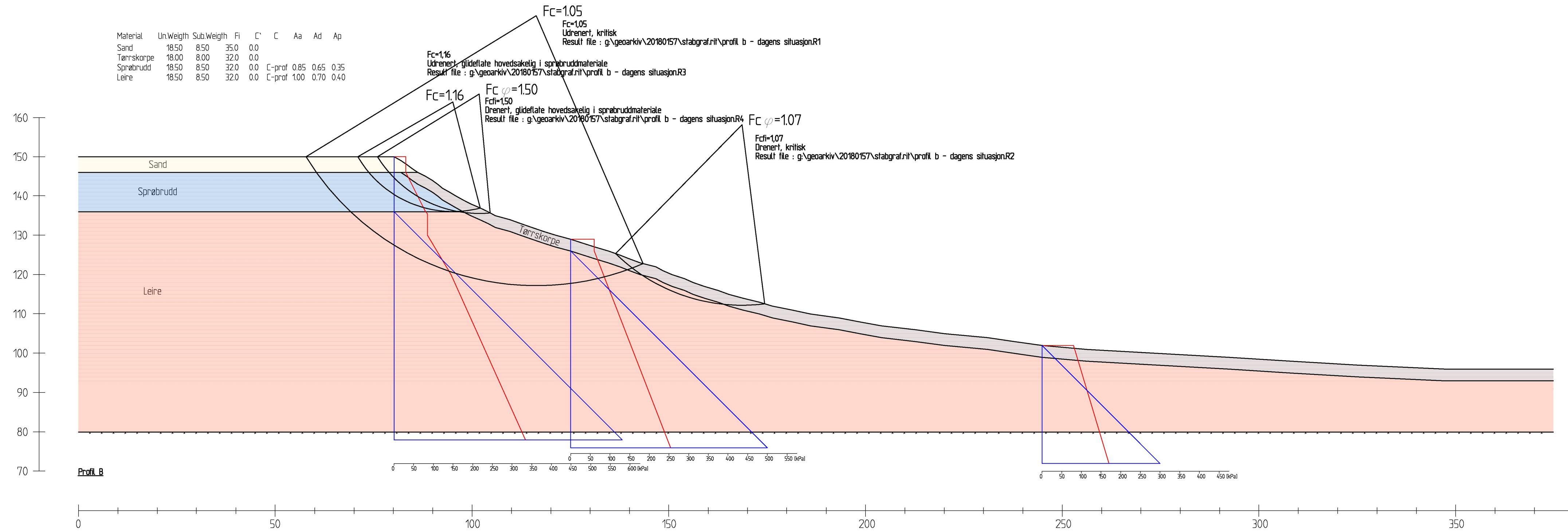
Status: —
 Original format: A3.1
 Tegningens filnavn: G:\geoteknisk\20180157\B001_ProfilA.dwg
 Filbestikk: 1700

Stabilitetsberegning.
 Profil A.
 Dagens situasjon.
 Udrenert og drenert analyse.

NGI

NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no	Dato: 13.03.2018 Oppdragsnr.: 20180157	Konstr./Tegnet: SHO Tegningsnr.: B001	Kontrollert: BGK	Godkjent: HHe
				Rev.: 0

Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand	18.50	8.50	35.0	0.0				
Tørnskorpe	18.00	8.00	32.0	0.0				
Sprøbrudd	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	0.85	0.65	0.35
Leire	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40

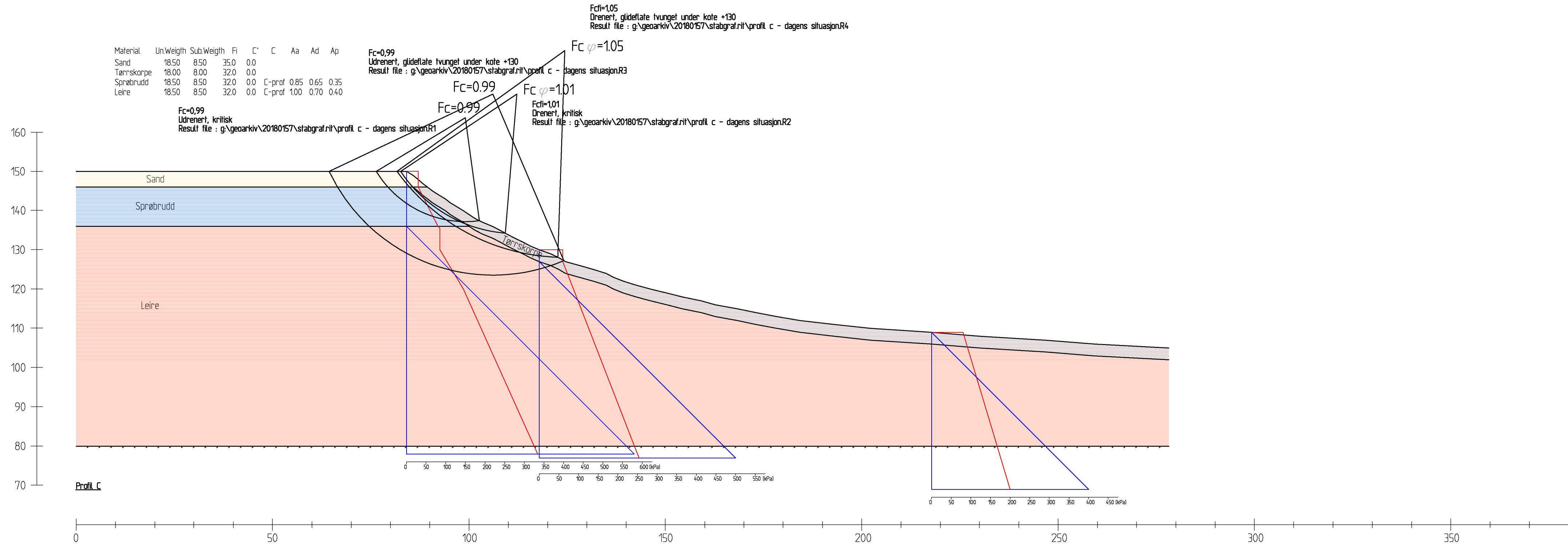


FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:


Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune Vurdering av områdestabilitet		Status: — Original format: A3.1 Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20180157\B002_ProfilB.dwg #Restøkk: 1700			
Stabilitetsberegning. Profil B. Dagens situasjon. Udrenert og drenert analyse.					
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato: 13.03.2018 Oppdragsnr.: 20180157	Konstr./Tegnet: SHo Tegningsnr.: B002	Kontrollert: BGK	Godkjent: HHe Rev.: 0

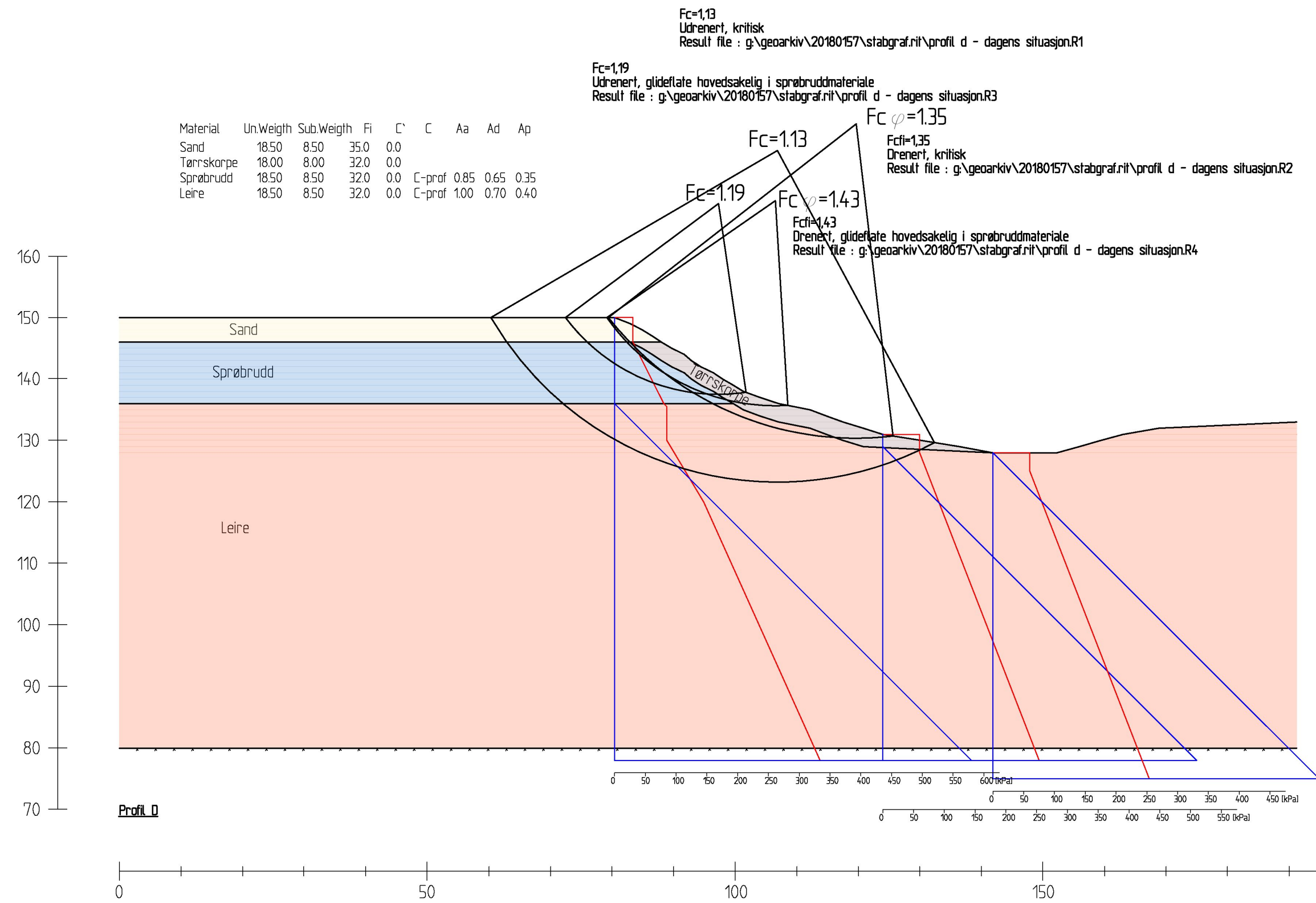


FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune Vurdering av områdestabilitet		Status — Original format A3.1 Tegningens filnavn G:\geoarkiv\20180157\B003_ProfilC.dwg		1:700 	
Stabilitetsberegning. Profil C. Dagens situasjon. Udrenert og drenert analyse.		NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato 13.03.2018 Oppdragsnr. 20180157	
		Konstr./Tegnet SHo Tegningsnr. B003		Kontrollert BGK Godkjent HHe	
		Rev. 0			

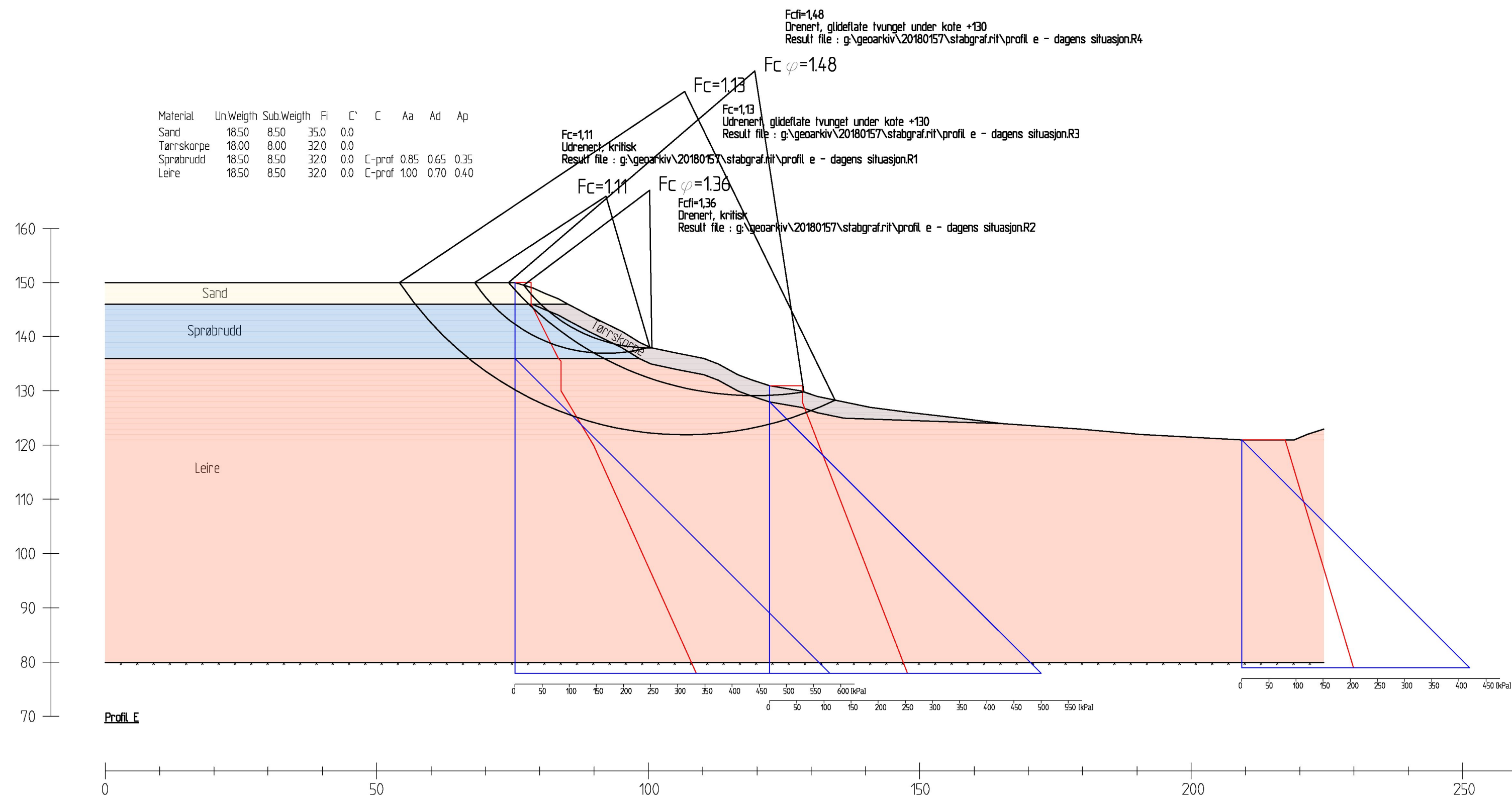


FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn	Kontr.	Godkj.
Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune Vurdering av områdestabilitet		Status Original format A3.1 Tegningens filnavn G:\geoarkiv\20180157\B004_ProfilD.dwg		1700 	
Stabilitetsberegning. Profil D. Dagens situasjon. Udrenert og drenert analyse.		Dato 13.03.2018	Konstr./Tegnet SHo	Kontrollert BGK	Godkjent HHe
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Oppdragsnr. 20180157	Tegningsnr. B004	Rev. 0	



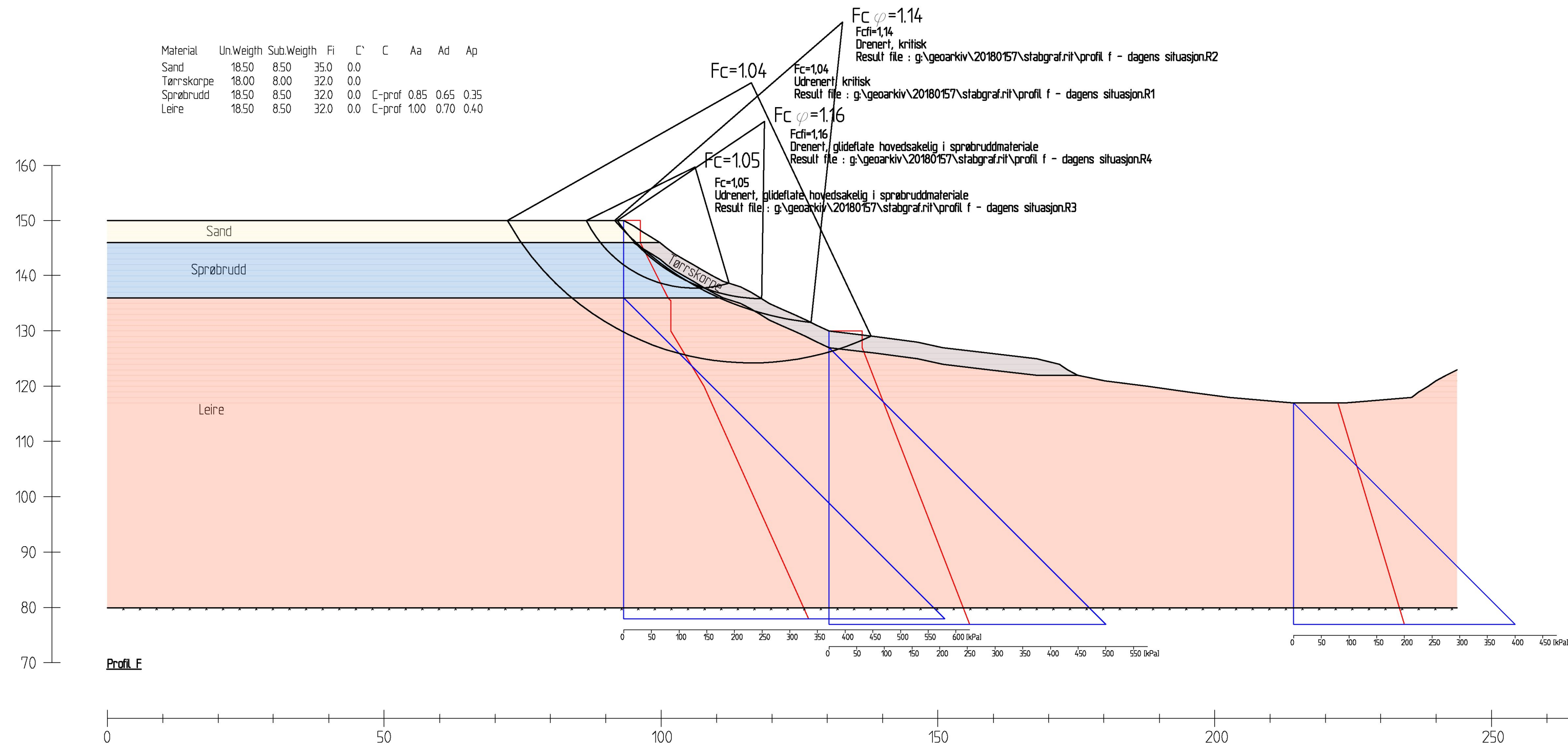
FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune Vurdering av områdestabilitet		Status Original format A3.1 Tegningens filnavn G:\geoarkiv\20180157\B005_ProfilE.dwg			
Stabilitetsberegning. Profil E. Dagens situasjon. Udrenert og drenert analyse.		Målestokk 1:700			
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato 13.03.2018	Konstr./Tegnet SHo	Kontrollert BGK	Godkjent HHe
Oppdragsnr. 20180157		Tegningsnr. B005		Rev. 0	


Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand	18.50	8.50	35.0	0.0				
Tønnskorpe	18.00	8.00	32.0	0.0				
Sprøbrudd	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	0.85	0.65	0.35
Leire	18.50	8.50	32.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40



FORKLARINGER:

BESTEMMELSER:

HENVISNINGER:

Rev	Beskrivelse	Dato	Tegn	Kontr.	Godkj.
Almemoen - Hønefoss, Ringerike kommune Vurdering av områdestabilitet		Status — Original format A3.1 Tegningens filnavn G:\geoarkiv\20180157\B006_ProfilF.dwg		1:700 	
Stabilitetsberegning. Profil F. Dagens situasjon. Udrenert og drenerert analyse.		NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato 13.03.2018 Oppdragsnr. 20180157	
		Konstr./Tegnet SHO Tegningsnr. B006		Kontrollert BGK Godkjent HHe	
				Rev. 0	

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title Geoteknisk vurdering Vurdering av lokalstabilitet		Dokumentnr./Document no. 20180157-01-R
Dokumenttype/Type of document Rapport / Report	Oppdragsgiver/Client Tronrud Eiendom	Dato/Date 2018-03-23
Rettigheter til dokumentet iht kontrakt/ Proprietary rights to the document according to contract NGI		Rev.nr.&dato/Rev.no.&date 0 /
Distribusjon/Distribution BEGRENSET: Distribueres til oppdragsgiver og er tilgjengelig for NGIs ansatte / LIMITED: Distributed to client and available for NGI employees		
Emneord/Keywords Kvikkleire, stabilitet		

Stedfesting/Geographical information	
Land, fylke/Country Buskerud	Havområde/Offshore area
Kommune/Municipality Ringerike	Felt navn/Field name
Sted/Location Almemoen	Sted/Location
Kartblad/Map	Felt, blokknr./Field, Block No.
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: Øst: Nord:	Koordinater/Coordinates Projeksjon, datum: Øst: Nord:

Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/ Self review by:	Sidemanns-kontroll av/ Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/ Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/ Inter-disciplinary review by:
0	Originaldokument	2018-03-23 Bjørn Kalsnes	2018-03-22 Håkon Heyerdahl		

Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release	Dato/Date 23. mars 2018	Prosjektleder/Project Manager Bjørn Kalsnes
--	-----------------------------------	---

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen ingeniørrelaterte geofag. Vi tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg, og hvordan jord og berg kan benyttes som byggegrunn og byggemateriale.

Vi arbeider i følgende markeder: Offshore energi – Bygg, anlegg og samferdsel – Naturfare – Miljøteknologi.

NGI er en privat næringsdrivende stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskaper i Houston, Texas, USA og i Perth, Western Australia.

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting within the geosciences. NGI develops optimum solutions for society and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the following sectors: Offshore energy – Building, Construction and Transportation – Natural Hazards – Environmental Engineering.

NGI is a private foundation with office and laboratories in Oslo, a branch office in Trondheim and daughter companies in Houston, Texas, USA and in Perth, Western Australia

www.ngi.no

