

Kristiansand Havn IKS

► Fyllingsplaner Topdalsfjorden

Områdestabilitetsvurdering i henhold til NVE-veileder 1/2019

Geoteknikk

Oppdragsnr.: 52110063 Dokumentnr.: 52110063-RIG03 Versjon: J02 Dato: 2022-12-21



Fyllingsplaner Topdalsfjorden

Områdestabilitetsvurdering i henhold til NVE-veileder 1/2019
Oppdragsnr.: 52110063 Dokumentnr.: 52110063-RIG03 Versjon: J02



Oppdragsgiver: Kristiansand Havn IKS
Oppdragsgivers kontaktperson: Steffen Borgar Løvdahl
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Ignacio Rausa
Fagansvarlig: Emil Cederström
Saksbehandler: Kjetil Lien, Oddvar Lein Almås

J02	2022-12-21	Revisjon etter uavhengig kvalitetssekring	OddAlm	EmiCed	IgRau
J01	2022-10-10	For uavhengig kvalitetssikring	KjeLie, OddAlm	EmiCed	IgRau
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.

► Sammendrag

Norconsult AS har utført stabilitetsberegninger for 5 ulike beregningssnitt i forbindelse med etablering av kaiområdene SHA4 og SHA5 for Kristiansand havn i Topdalsfjorden. Beregningene tar for seg de ulike etableringstrinnene nødvendig for å oppnå en fylling som er stabil i ferdig tilstand på kote +2.5 ihht. NN2000.

Grunnet krevende grunnforhold og store vanddybder er det ikke funnet en økonomisk gjennomførbar løsning for å etablere fullskala fylling i kaiområdet SHA5. Dette kaiområdet må utredes videre i en senere fase og er tatt ut av denne rapporten.

I den nordlige delen av kaiområdet SHA4 (beregningssnitt A-A) og langs planlagt kaifront nord-sør er det hensiktsmessig å mudre i en ca. 100 meter lang sone langs under fyllingsfoten. Mudringstrauet må være i størrelsesorden 25 meter bredt i bunn, ekskl. skråningsutslag i overliggende leire. Mudringsdybden bør begrenses til ca. 10 meter av økonomiske hensyn og stabilitetshensyn. Av økonomiske hensyn forbeholdes mudring i denne omgang til områder der det ikke allerede er fylt over stedlig masse.

Der det ikke kan mudres må motfyllingene og hovedfyllingen bygges trinnvis med påfølgende konsolideringsperiode etter hvert fyllingstrinn. Beregninger viser at det er nødvendig med 3 fyllingstrinn for mesteparten av fyllingen (kote -8, kote -2, kote +2,5).

Nødvendig konsolideringstid mellom hvert fyllingstrinn er beregnet i programmet PLAXIS 2D. Gitt at det ikke brukes vertikaldren i egnede områder, og at hele SHA4 skal etableres til samme fyllingshøyde i hvert trinn (dvs. det ikke differensieres innenfor SHA4), må det påregnes en total byggetid på i størrelsesorden 15-20 år.

Med vertikaldren og mudring i egnede områder, kan nordligste to tredeler av SHA4 bygges på relativt kort tid, < 1 år.

I de områdene med største leiremektighet (ca. 20 meter) må det påregnes primærsetninger på fyllingen på 1,5-2,0 meter. Under størstedelen av fyllingen er mektigheten 10-15 meter, og setningene i disse områdene vil bli i størrelsesorden 1,0 meter.

Karakteristisk nyttelast på fyllingen må begrenses fra 40 kPa 20 kPa i en 25 meter bred sone bak fyllingsfronten.

Utenfor det oppfylte kaiområdet på skal det etableres en åpen pelet kai, med peler boret eller rammet til endelig fast grunn/berg. Kaidekkets bredde vil variere fra ca. 25 meter til ca. 48 meter. Se vedlagt tegning V001 for tentative dimensjoner på kaidekket.

Norconsult AS har utført soneutredning etter krav fra NVE's veileder 1/2019. I den anledning er det utredet en ny kvikkleiresone kalt *Vigeboen* plassert i sørlig område av SHA4.

Kvikkleiresonen er klassifisert med faregrad middels, konsekvensklasse alvorlig og plassert i risikoklasse 3.

Hele det potensielle løsneområdet befinner seg under vann, og det ansees lite sannsynlig at et eventuelt skred utvikler seg langt inn på land grunnet naturlige avgrensninger som høytliggende berg og forekomster av sprengstein.

Det anbefales å utføre en mer nøyaktig avgrensning av berg i dagen i områder som potensielt kan bli berørt av kvikkleiresonen *Vigeboen*.

Utredningen vil bli meldt inn til NVE etter at endelig utgave av rapporten er ferdigstilt og kvalitetssikret av uavhengig foretak.

Innhold

1	Innledning	6
1.1	Forutsetninger	7
2	Regelverk	8
2.1	Generelt	8
2.2	Krav til sikkerhet	8
2.3	Krav til seismisk dimensjonering	9
3	Topografi og grunnforhold	11
3.1	Topografi	11
3.2	Grunnforhold	13
3.3	Tolkede parametere	15
4	Grunnstabilisering og tekniske muligheter	20
4.1	Trinnvis oppbygging og konsolidering	20
4.2	Mudring	20
4.3	Vertikaldrenering	20
4.4	Annet	20
4.5	Oppsummering	21
5	Stabilitetsberegninger	22
5.1	Innledning	22
5.2	Nyttelaster	22
5.3	Stabilitet mot E18	22
5.4	Snitt A-A	23
5.5	Snitt B-B	24
5.6	Snitt C-C	25
5.7	Snitt D-D	27
5.8	Snitt Dn-Dn	30
5.9	Snitt Mu1-Mu1	30
5.10	Oppsummerte resultater	30
5.11	Rekkefølgebestemmelse	31
6	Konsolideringstid og setninger	32
6.1	Oppsummering	32
6.2	Snitt B	33
6.3	Snitt C	36
6.4	Snitt D	36
6.5	Setninger	37
7	Vurdering av løsne- og utløpsområder	38
7.1	Løsneområder	38
7.2	Utløpsområder	40
7.3	Faregrad-, konsekvens- og risikoklasse	41
8	Konklusjon	43
9	Referanser	45

Tegninger og vedlegg

Tittel	Tegnings-/vedleggnummer
Punktanalyse a_{gR} , 58.1616°N; 8.0423°E	Vedlegg 1
Oversiktskart med plassering av beregningssnitt	V001
Kvikkleiresone	V002
Avgrensning kvikkleiresone Snitt C	V003
Stabilitetsberegninger	V1-1 til V1-2: Snitt A J02 V2-1 til V2-4: Snitt B J02 V3-1 til V3-4: Snitt C J01 V4-1 til V4-3: Snitt D J01 V5-1 til V5-2: Snitt Dn J01 V6-1 til V6-2: Snitt Mu1 (mudringstrau) J01

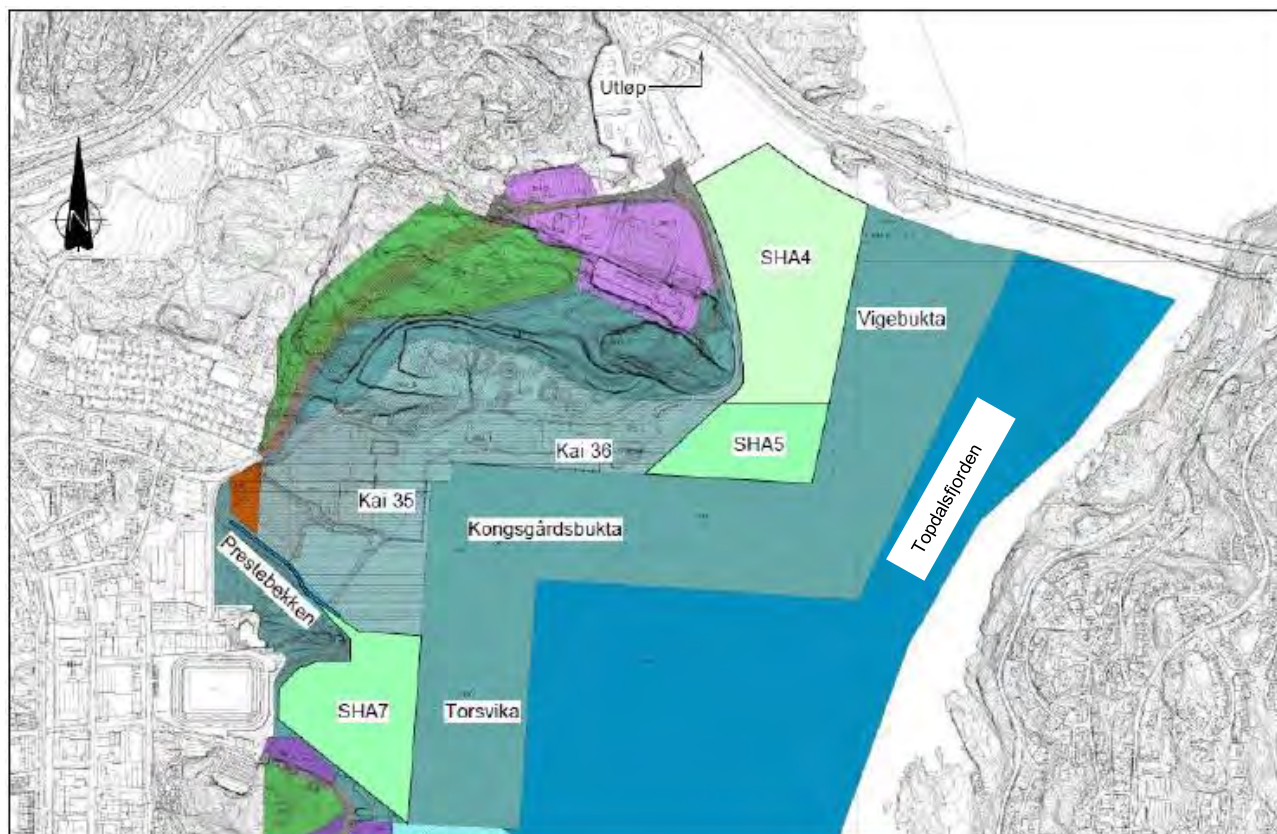
1 Innledning

Kristiansand Havn IKS planlegger å etablere en forlenget kailinje fra Kai 36 og østover mot Topdalsfjorden (SHA5). I tillegg er det planlagt å forlenge SHA5 i nord-sør retning inn mot Vigebukta (SHA4). Se Figur 1.1 for oversikt over regulerte områder. Det er tiltenkt at dagens containerterminal skal flyttes til dette området, og benytte område SHA5 og vestover og kai 36 (øst-vest linjen). SHA4 er tiltenkte bulk/stykkgodslaster.

Norconsult AS er engasjert som rådgiver for prosjektering av fyllinger i sjø, som er nødvendig for å etablere utvidelse av eksisterende kai- og landområde. Fyllingsarbeidet består av å etablere et platå i områdene SHA4 og SHA5 på kote +2.5 med en pelet kaifront. Som stabiliserende tiltak er det nødvendig å utføre mudring av sjøbunn og etablere motfyllinger. Utenfor det oppfylte kaiområdet på kote +2,5 m skal det etableres en åpen pelet kai til faste masser eller berg. Kaibredden varierer fra 25 meter til 48 meter. Se Vedlegg V001 for dimensjoner på pelet kai.

Foreliggende rapport er en områdestabilitetsvurdering i henhold til krav fra NVE's kvikkleireveileder 1/2019 [1]. Det er utført kartlegging av aktsomhetsområder for kvikkleire. Videre er det utført faregradsklassifisering og utarbeidelse av faresonekart. I tillegg er det utført stabilitetsberegninger for planlagte tiltak som følger krav til sikkerhet gitt av NVE. Prosjektering omfatter utarbeidelse av konkurransegrunnlag og detaljprosjekt med beskrivelse av utførelse. Rapporten er utarbeidet for reguleringsplanen.

Benyttet koordinatsystem er EUREF89 UTM Sone 32 og høydesystem NN2000.



Figur 1.1: Regulerte områder (Utklipp fra kommunedelplan, Kristiansand kommune, 27.03.2019)

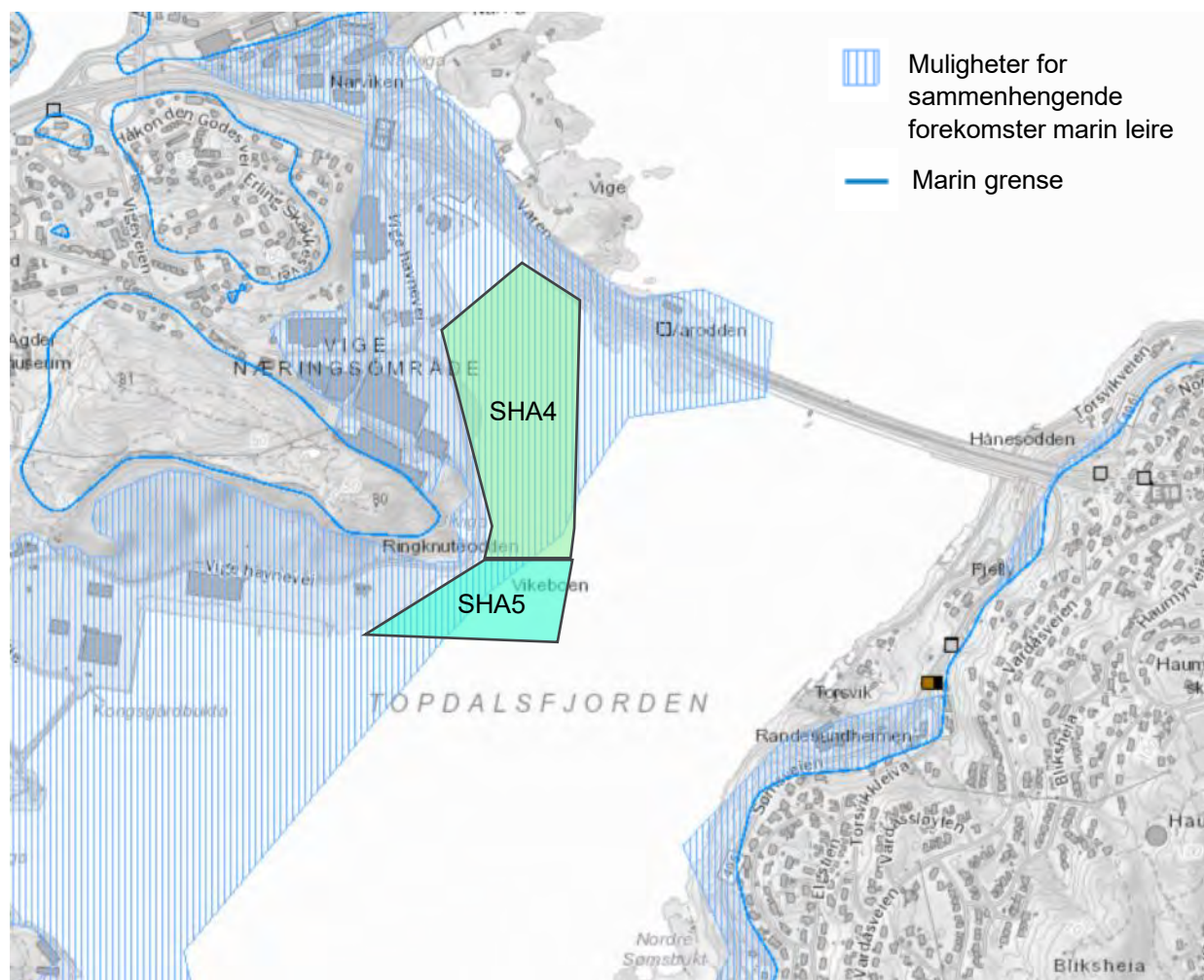
For kailinjen øst-vest i SHA5-området tilrettelegges det for fremtidig bruk som containerterminal (maks skipsstørrelse 8000 TEU, LOA=340 m). Kailinjen sør-nord som går fra SHA5 mot SHA4 tilrettelegges for fremtidig bruk som skipsgodsterminal (maks skipsdeplasement 26 000 tonn, LOA=160 m).

For øst-vest kailinjen i SHA5-området tilrettelegges det for fremtidig bruk som containerterminal med en vanddybde på 16,5 m. Kailinjen sør-nord som går fra SHA5 mot SHA4 tilrettelegges for fremtidig bruk som skipsgodsterminal med en vanddybde på 10 m.

Rapporten er revidert etter kommentarer fra uavhengig kvalitetssikrer, endringer er vist med blå tekst.

1.1 Forutsetninger

Prosjekteringsforutsetninger og designparametere er presentert i rapporter 5196817-RAP-V-3100-008 [2] 52110063-RIG02 [3].



Figur 1.2: Aktsomhetskart ved tiltaksområdet hentet fra NVE Atlas [4]

Det er ingen eksisterende kvikkleiresoner på eller i umiddelbar nærhet av tiltaksområdet. Nærmeste registrerte kvikkleiresone er 1924 Oddernes, omtrent 2 km vest for Vige næringsområde. Hele planområdet ligger under marin grense som i området ligger på omtrent kote +30-40, og er iht. NVE Atlas i område med muligheter for sammenhengende forekomster av marin leire, se Figur 1.2. Det er observert flere områder med berg i dagen langs kystlinja.

2 Regelverk

2.1 Generelt

Iht. Plan- og bygningsloven §28-1 skal grunn bare bebygges, eller eiendom opprettes, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- og miljøforhold. Videre er det krav til risiko- og sårbarhetsanalyse iht. §4-3, hvor blant annet skredfare skal inkluderes.

NVEs kvikkleireveileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» [1], gir føringer til hvordan skredfare kan utredes, og tilfredsstillende gjeldende lovkrav i Plan- og bygningsloven. Det er i tillegg krav til å utrede, identifisere, avgrense og faregradsklassifisere faresoner dersom planområde ligger innenfor et potensielt aktsomhetsområde.

Planlagte tiltak plasseres i tiltakskategori K4 da havneanlegget klassifiseres som nærings- og industribygg, se Figur 2.1.

Tiltaks-kategori	Type tiltak
K0	Små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Garasjer, naust, tilbygg/påbygg til eksisterende bebyggelse, frittstående uthus, redskapsbod, landbruk- og skogsveger
K1	Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Mindre driftsbygninger i landbruket, lagerbygg av begrenset verdi, lokale VA-anlegg, private og kommunale vegger, mindre parkeringsanlegg og trafikksikkerhetstiltak (G/S-veg, midtdeler)
K2	Tiltak som kun innebærer terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting Massedepotier, komposteringsanlegg, bakkeplanering/nydyrking, massetak, andre massefyllinger
K3	Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, større byggverk med begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi Bolighus/fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, lagerbygg med større verdi, mindre nærings- og industribygg, mindre utendørs publikumsanlegg, større VA-anlegg
K4	Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, bamehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg

Figur 2.1: Tiltakskategorier iht. tabell 3.2 i NVE's veileder [1]

2.2 Krav til sikkerhet

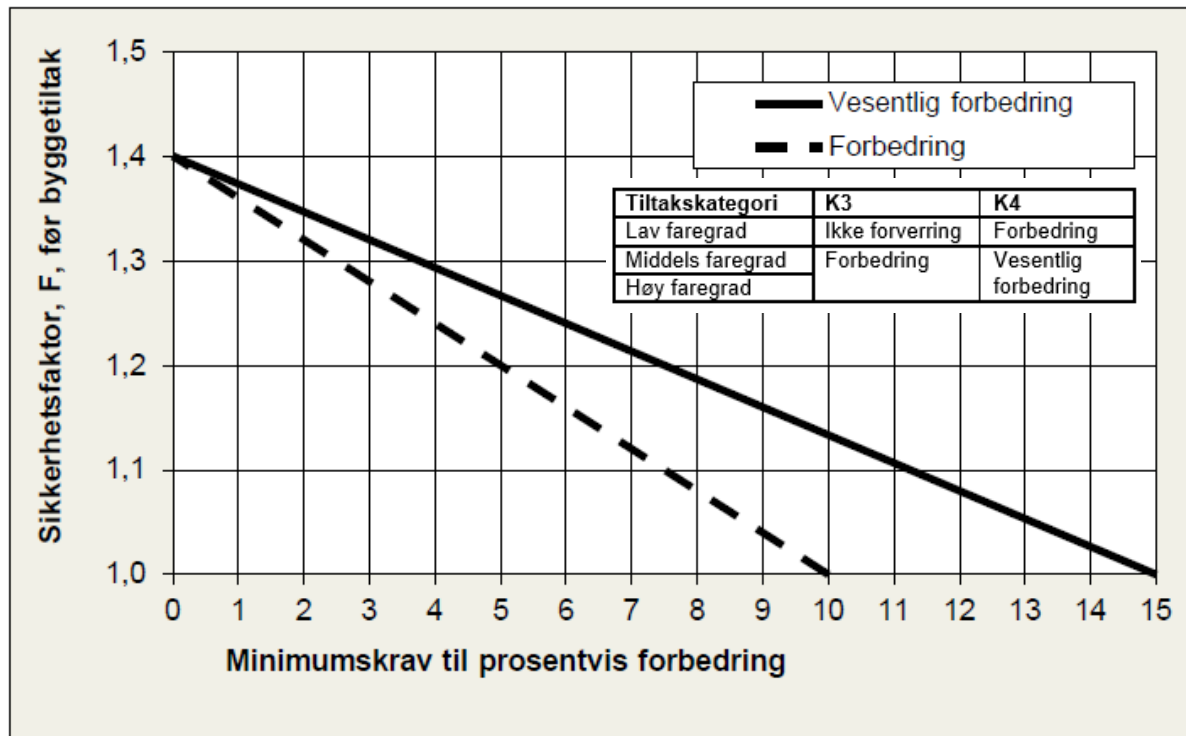
Krav til sikkerhet følger krav tilknyttet tiltakskategori K4.

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene. Sprøbruddsforholdet $f_s = 1,15$ og gir dermed krav til udrenert sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,61$ der glideflaten går gjennom sprøbruddsmateriale. Sprøbruddsmateriale er definert ved som løsmasser med omrørt skjærfasthet $c_{ur} \leq 2$ kPa iht. NS8015 [5] og NS-EN 17025 [6].

For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet skal sikkerhet økes prosentvis iht. Figur 2.2.

For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket gjelder krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,20$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet skal sikkerhet økes prosentvis iht. vesentlig forbedring vist i Figur 2.2. Faregradsklassifiseringen viser at *Middels faregrad* skal legges til grunn for tiltaket.

Det er ikke mulig å generalisere påkrevd sikkerhetsfaktor ved tiltak som krever forbedring. Til det må det gjøres en konkret vurdering i hvert beregningstilfelle.



Figur 2.2: Krav til prosentvis forbedring av sikkerhetsfaktor, F_{cu} og $F_{c\phi}$, iht. NVE's veileder [1].

Dersom tiltaket ikke ligger i et område hvor det kan gå områdesskred gjelder krav til sikkerhet gitt i Eurokode 7, $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$.

2.3 Krav til seismisk dimensjonering

Eurokode 8 del 1 Tabell NA.4(902) [7] sier at havneanlegg som er en del av industrianlegg skal også vurderes som industrianlegg, og grunnet størrelse på tiltak og fare for stor skade på miljø, plasseres tiltaket i **seismisk klasse 3a**.

Det vurderes at det er tilstrekkelig kjennskap til byggegrunnen til at grunntype kan klassifiseres i henhold til Eurokode 8 del 1 NA.3.1.1(4). Baser på utførte grunnundersøkelser vurderes det at grunnen faller innenfor **grunntype D**.

Fra Eurokode 8 del 1 gjelder følgende:

- $\gamma_1 = 1,25$ for tiltak i seismisk klasse 3a (Tabell NA.4(902))
- $a_{gR} = 0.1862 \text{ m/s}^2$ for området (verdier hentet fra NORSAR vedlagt)
- $S = 1,8$ for grunntype D (Tabell NA.3.1)
 - Det er i parameterrapporten [3] gitt en gjennomsnittlig plastisitetsindeks I_L på 24 %. Iht. til formel 4.1 i SVVs Håndbok 604 [8] gir dette følgende verdi for G_{max} .

$$G_{max} = \left(325 + \frac{55}{\left(\frac{I_L}{100}\right)^2} \right) * C_u^{DSS}$$

$$G_{max} = \left(325 + \frac{55}{\left(\frac{24}{100}\right)^2} \right) * 36,5 = 46,7 \text{ GPa}$$

- Hvor C_u^{DSS} = Direkte skjærstyrke og er tolket til å være gjennomsnittlig 36,5 kPa basert på parameterrapport [3].

- Det er i parameterrapporten [3] gitt en gjennomsnittlig tyngdetetthet på leira på 17 kN/m³. Ihht. til formel 3.2 i SVVs Håndbok 604 [8] gir dette følgende verdi for skjærbølgehastighet v_s :

$$v_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \approx 164 \text{ m/s} \approx v_{s,30}$$

Dette gir:

- $a_g S = \gamma_1 * a_{gR} * S = 1,25 * 0,1862 * 1,8 = \mathbf{0,42 \text{ m/s}^2}$ for området.

Iht. NA.3.2.1(5) kan påvisning av seismisk påvirkning av konstruksjoner i seismisk klasse 3a utelates for tilfeller med grunntype A-E dersom $a_g S \leq 0,5 \text{ m/s}^2$.

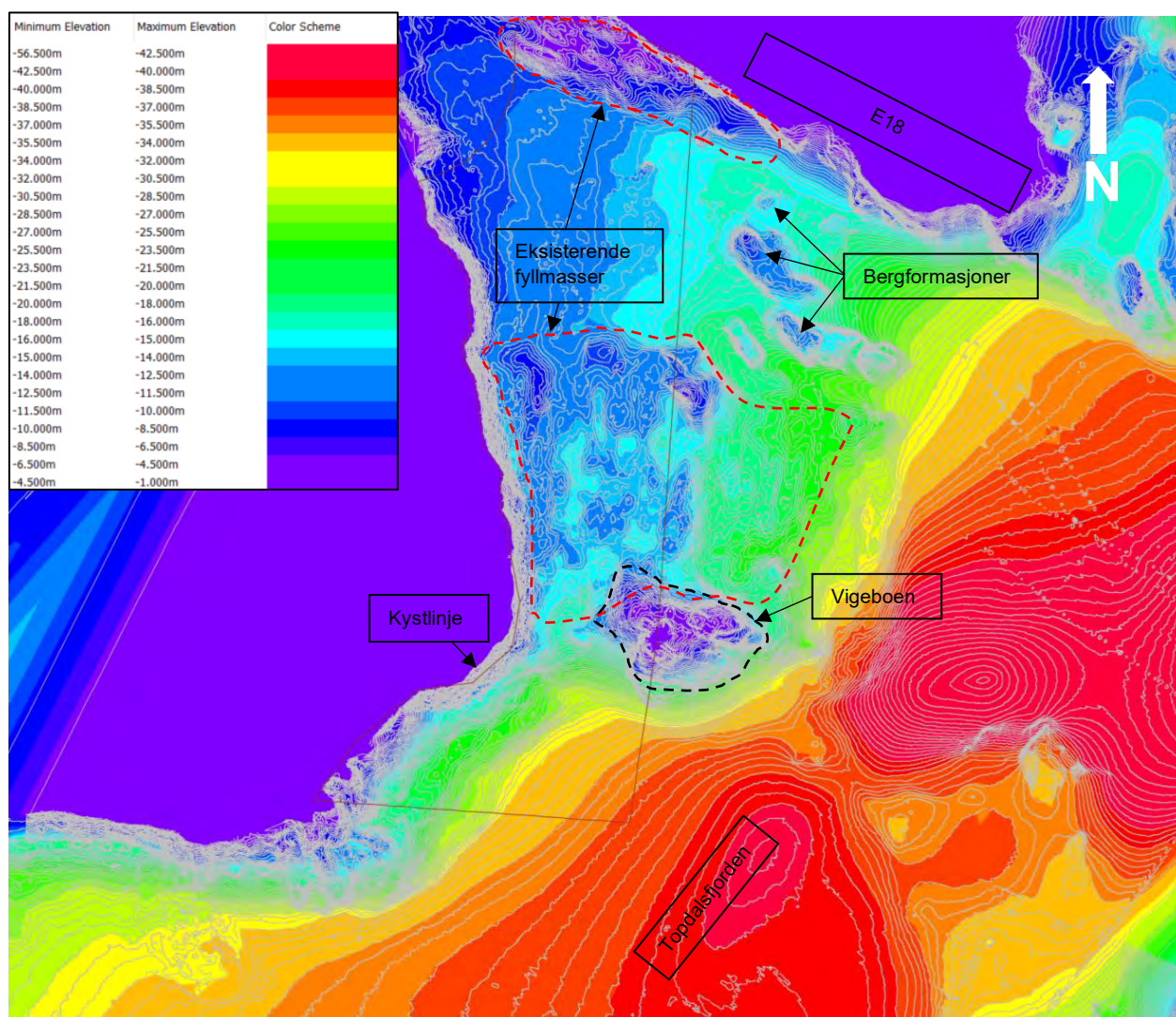
Området havner innenfor krav for utelatelseskriteriet og det vurderes derfor at det **ikke** er krav til seismisk dimensjonering.

3 Topografi og grunnforhold

3.1 Topografi

Det er innhentet terrengdata fra sjøbunn, samt utført terrenganalyse vha. verktøyet Autodesk Civil 3D. Metoden benytter batymetridata til å generere triangulerte flater, som tilegnes farger basert på flatens helning eller dybde. Dataen er benyttet til å identifisere kritiske tverrsnitt samt til avgrensning av terreng utsatt for områdeskred. Terrengmodell av sjøbunn er basert på sjøbunnsmålinger utført av Parker Maritim i 2014. For mer informasjon henvises det til rapport *GeoPhysix Prosjekt 15406. Kristiansand havn KF* [9].

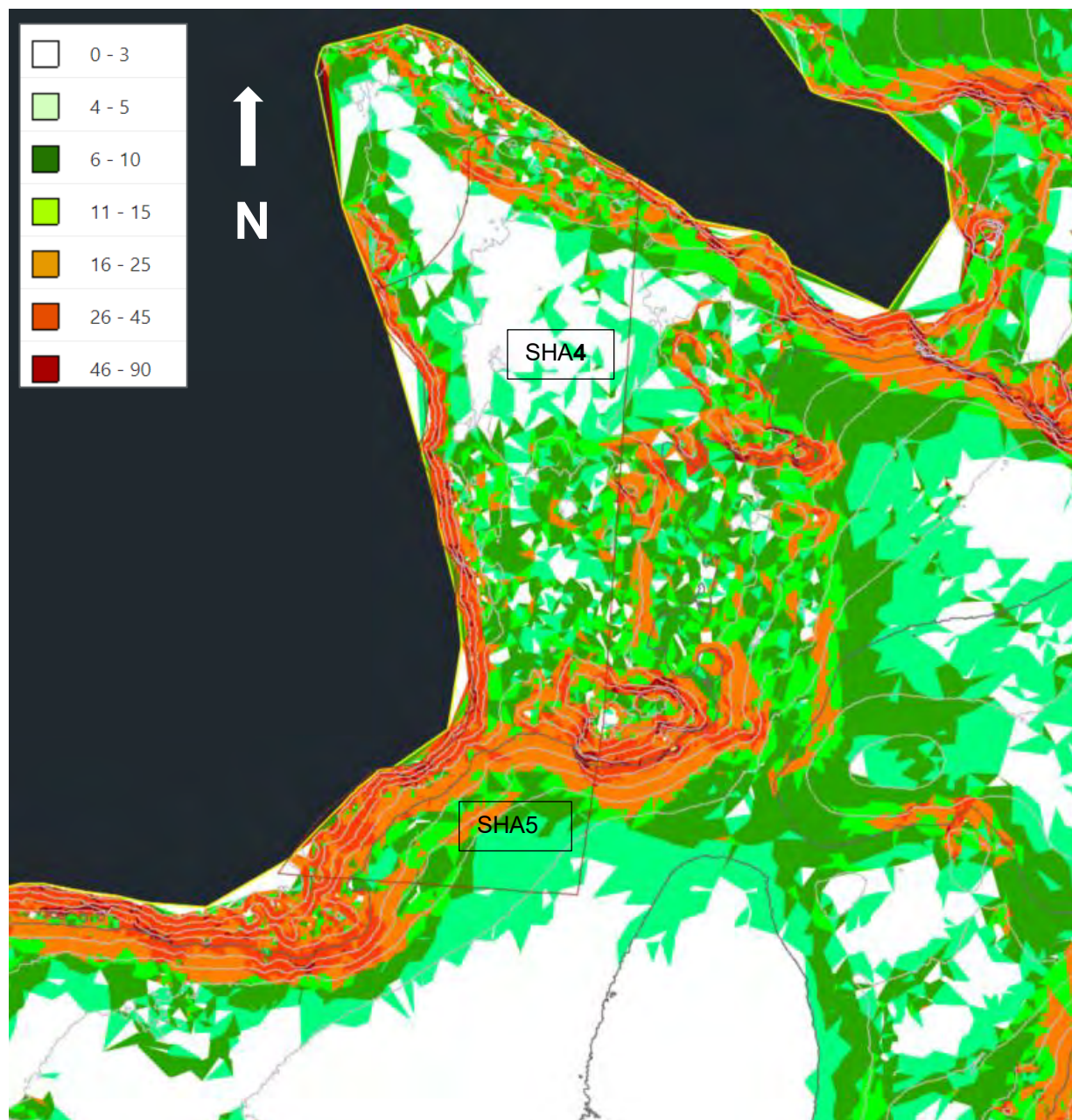
Figur 3.1 viser dybde på sjøbunn og er markert med farger som angitt i figuren. Modellen viser ikke terreng på land, og overgang sjøbunn-kystlinje er markert med lilla farge. Generelt ligger sjøbunn grunt inn mot nord-sør kystlinja i vest, med dybde ≤ 15 meter, og faller ut mot Topdalsfjorden hvor den flater ut på dybde ≥ 40 meter. På det dypeste ligger sjøbunn på omtrentlig kote -57.



Figur 3.1: Terrenganalyse av sjøbunn under og rundt planlagt sjøfylling. Dybde til sjøbunn er gitt fargekoder som angitt. Rød strek viser omtrentlig fyllingsfront

Det er tidligere utført fyllingsarbeid i fjorden, noe som kan observeres på sjøbunnskartet. Langs nord-sør kystlinja i vest er det fylt opp et større område til omtrentlig kote -10 til -15, hvor mektigheten på fyllmasselaget reduseres ut mot Topdalsfjorden. I tillegg er det kjent at det er en sjøfylling inn mot land i nord, mot E18.

Det kan også observeres flere bergformasjoner, hvor den mest utbredte er gitt navnet Vigeboen. I tillegg viser sjøbunnskartet flere renner mellom bergformasjonene. Renna mellom Vigeboen og land er av spesiell interesse grunnet bratthet.



Figur 3.2: Terrenganalyse av sjøbunn under og rundt planlagt sjøfylling. Helning er gitt i grader. Rød strek viser omtrentlig fyllingsfront

Figur 3.2 viser helning på sjøbunn inndelt i fargekoder basert på bratthet i grader. Til sammenligning er 3 grader det ca. samme som en helning på 1:20 (V:H), og 25 grader ca. helning på 1:2 (V:H).

Det kan observeres at det er flate platåer på sjøbunnen ut mot Topdalsfjorden, samt under planlagt fylling i nord. Generelt faller sjøbunn i sør-østlig retning i den nordlige delen av SHA4, og i østlig retning i den sørlige delen av SHA4. Dette endres i den sørlige delen av SHA4, hvor sjøbunn faller i sørlig/sør-østlig retning.

3.2 Grunnforhold

3.2.1 Generelt

Det er utført en rekke grunnundersøkelser i området, både tidligere og i forbindelse med dette oppdraget. Norconsult har mottatt tidligere utførte grunnundersøkelser av relevans fra Kristiansand havn. Tegningene V100-V102 hentet fra rapport 5183018-RIG-RAP-01 oppsummerer tidligere utførte boringer, mens tegningene T-RIG-001 og T-RIG-002 tilknyttet rapport 52110063-RIG01 viser supplerende boringer utført i forbindelse med dette oppdraget.

For mer informasjon om tilgjengelig grunnforholddata henvises det til følgende rapporter:

52110063-RIG01 Fyllingsplaner Topdalsfjorden – Grunnundersøkelser – datarapport [10]

5183018-RIG-RAP-01 Kristiansand havneområdet Nord – Datarapport supplerende grunnundersøkelser [11]

5183018-RIG-RAP-02 Kristiansand havneområdet Nord – Datarapport supplerende grunnundersøkelser [12]

5196817-RIG-01 Kai 35 – Utvidelse av kai – Geoteknisk datarapport [13]

311428-1 Utfylling Vigeboen Ringodden – Datarapport og stabilitetsvurdering [14]

311353-1 Grunnundersøkelser utført 2007 og tidligere - Kai Øst-Vest, Kongsgårdsbukta, Kristiansand [15]

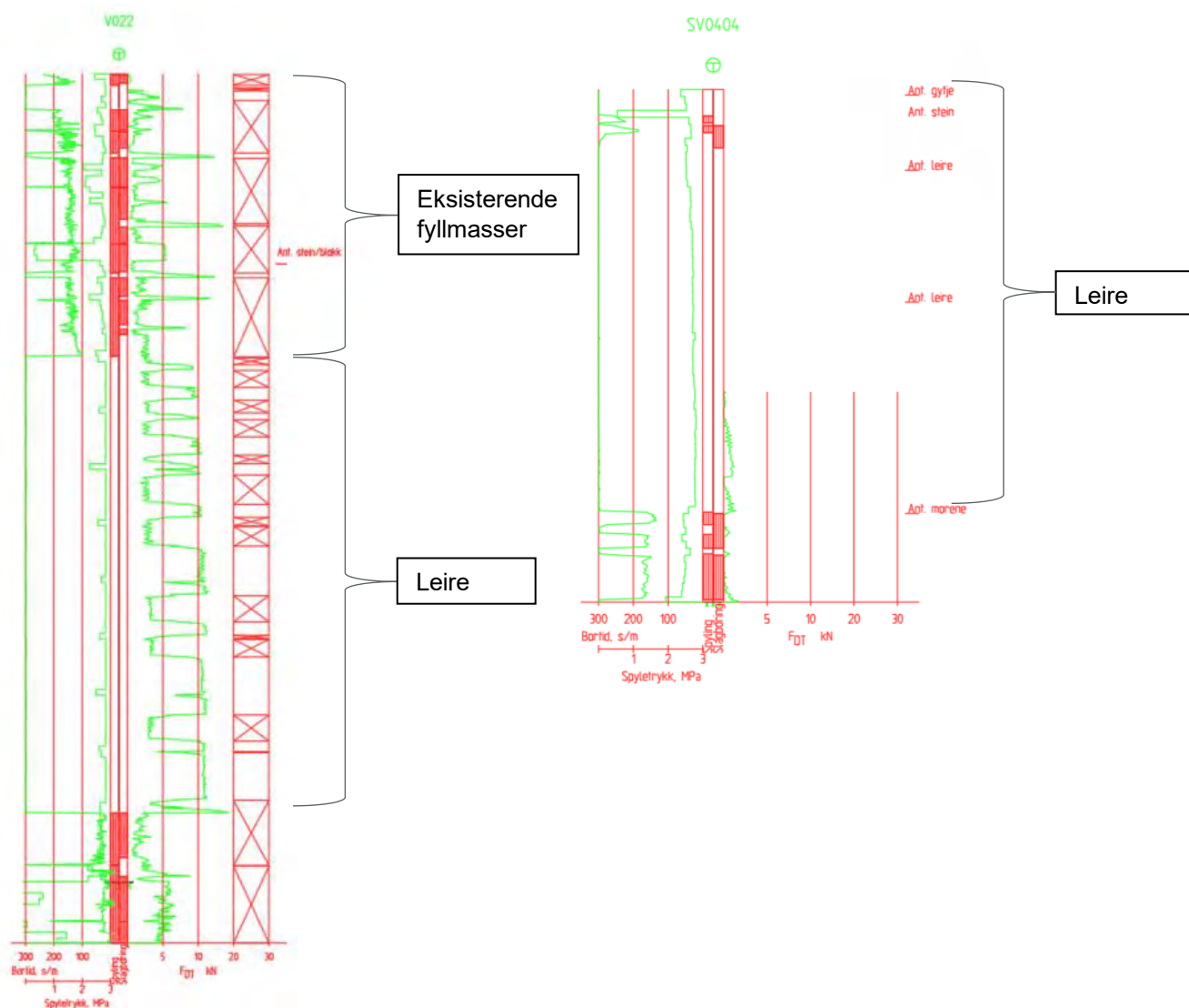
1350008426-RAP-V-001 Ny Varoddbu – Datarapport fra grunnundersøkelse [16]

200400203-50 Atkomstveg/havneveg Vige-Kongsgård – Geoteknisk rapport [17]

Sett bort i fra områdene hvor det er forekomst av eksisterende fyllmasse er det forholdsvis homogene grunnforhold i fjorden, med følgende lagdeling:

- Leire
 - Fet plastisk leire med høyt vanninnhold
 - Klassifiseres hovedsakelig som sprøbruddsmateriale ($C_{ur} \leq 2,0$ kPa)
 - Lett til moderat overkonsolidert de øvre meterne og normalkonsolidert i dybden
 - Varierende mektighet opp mot 20-30 meter
- Morenelag over berg
 - Varierende mektighet på omtrent 0,5-2 meter under planlagt fylling. Noe større mektighet på den sørlige delen av planlagt fylling.

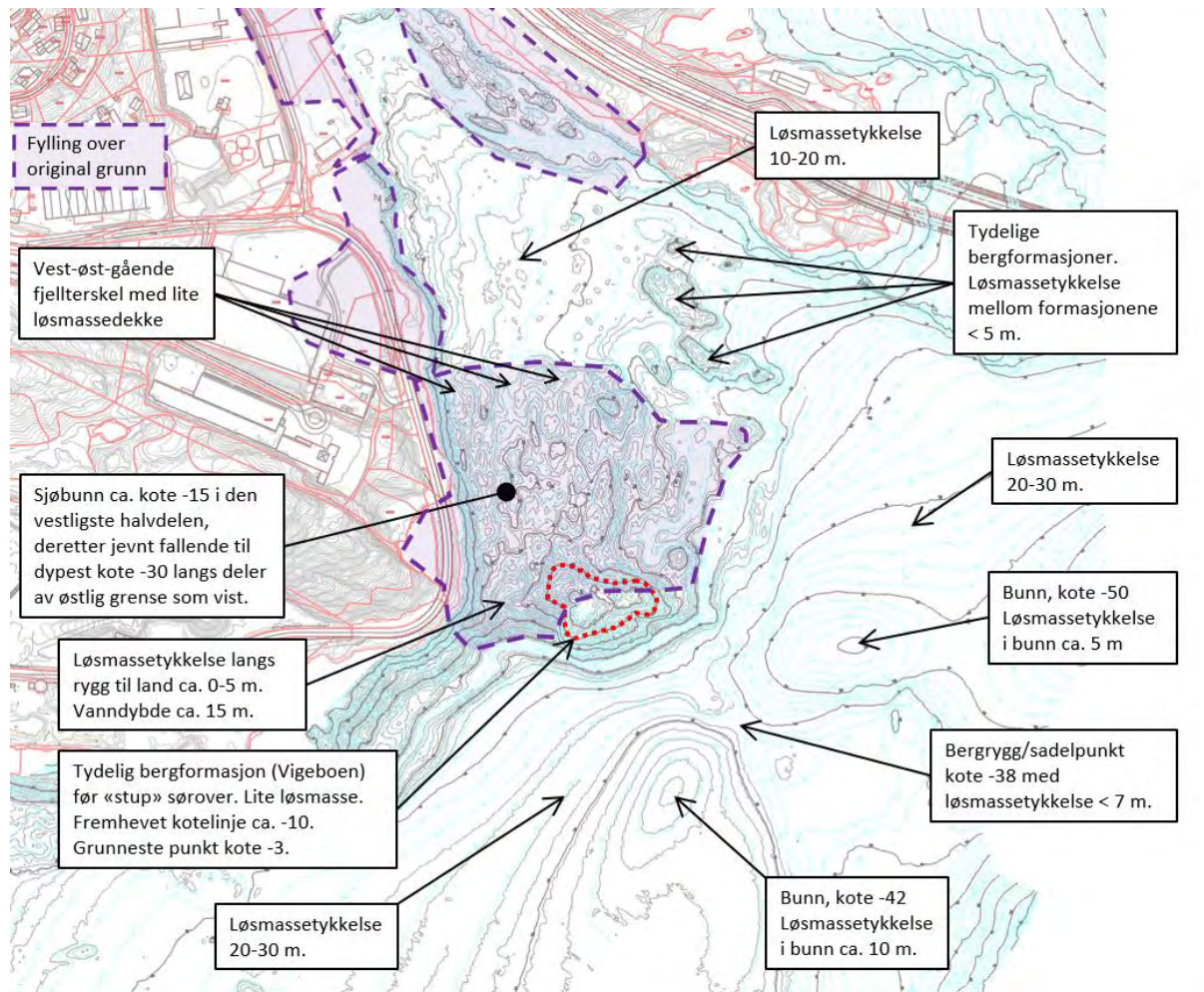
Sonderingene utført i områdene med eksisterende fyllmasser viser tendens til grunnbrudd i leirelaget. Figur 3.3 viser to totalsonderinger utført omtrent 90 meter fra hverandre, hvorav sondering til venstre og høyre er utført henholdsvis etter og før fyllingsarbeid. Sonderingene viser en tydelig endring i leirelaget etter utført fyllingsarbeid. Dette kan også skyldes selve utførelsen, da sonderingene er utført av to ulike feltmannskap eller stor stangfriksjon.



Figur 3.3: Sondring til venstre utført etter fyllingsarbeid, sondring til høyre viser boremotstanden i leira før fyllingsarbeid

3.2.2 Løsmassetykkelse

Figur 3.4 gir et generelt overblikk over sjøbunn og forventet løsmassetykkelse i ulike områder i fjorden.



Figur 3.4: Generelt overblikk over sjøbunn og løsmassetykkelse i de ulike områdene i fjorden

3.2.3 Berg i dagen

Se tegning V001.

3.3 Tolkede parametere

Generelt henvises det til utarbeidet parameterrapport 52110063-RIG02 [3].

3.3.1 Generelt

Det er utført en rekke trykksonderinger og prøveserier som er analysert ved henholdsvis egenutviklet regneark og laboratorieanalyser. Såfremt god kvalitet er disse lagt til grunn for valg av relevante styrkeparametere i stabilitetsberegningene. I løsmasselag hvor det ikke har vært mulig å utføre lignende analyser (morene/eksisterende fyllmasser) er det benyttet erfaringsverdier basert på håndbok V220 fra Statens Vegvesen [18]. Tabell 3-1 oppsummerer styrkeparametere benyttet i stabilitetsberegningene.

Tabell 3-1: Styrkeparametere benyttet i stabilitetsberegninger

Løsmassetype	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	C [kPa]
Sprengstein	21,0	11,0	42,0	0,0
Gammel fyllmasse	21,0	11,0	40,0	0,0
Leire	17,0	7,0	28,0	2,6
Morene	19,0	9,0	36,0	3,6

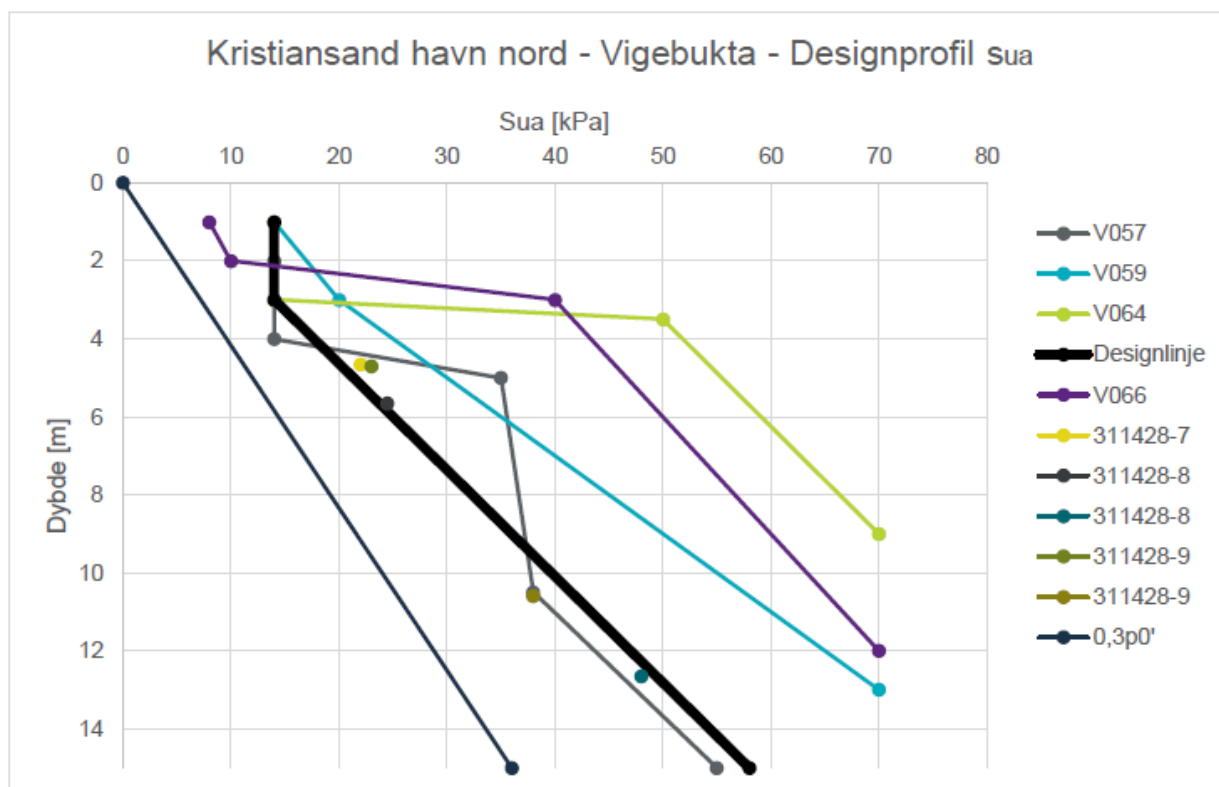
I forbindelse med uavhengig kvalitetssikring har vi utført en sensitivetsanalyse for effektivspenningsparametere for leire og gamle fyllmasser. Det er testet med laveste friksjonsvinkel erfaringsverdier fra Statens vegvesens håndbok V220 for leire er dette 22 grader. For gamle fyllmasser er det testet med 36 grader, noe som tilsvarer sand/grus.

3.3.2 Udrenert skjærstyrke

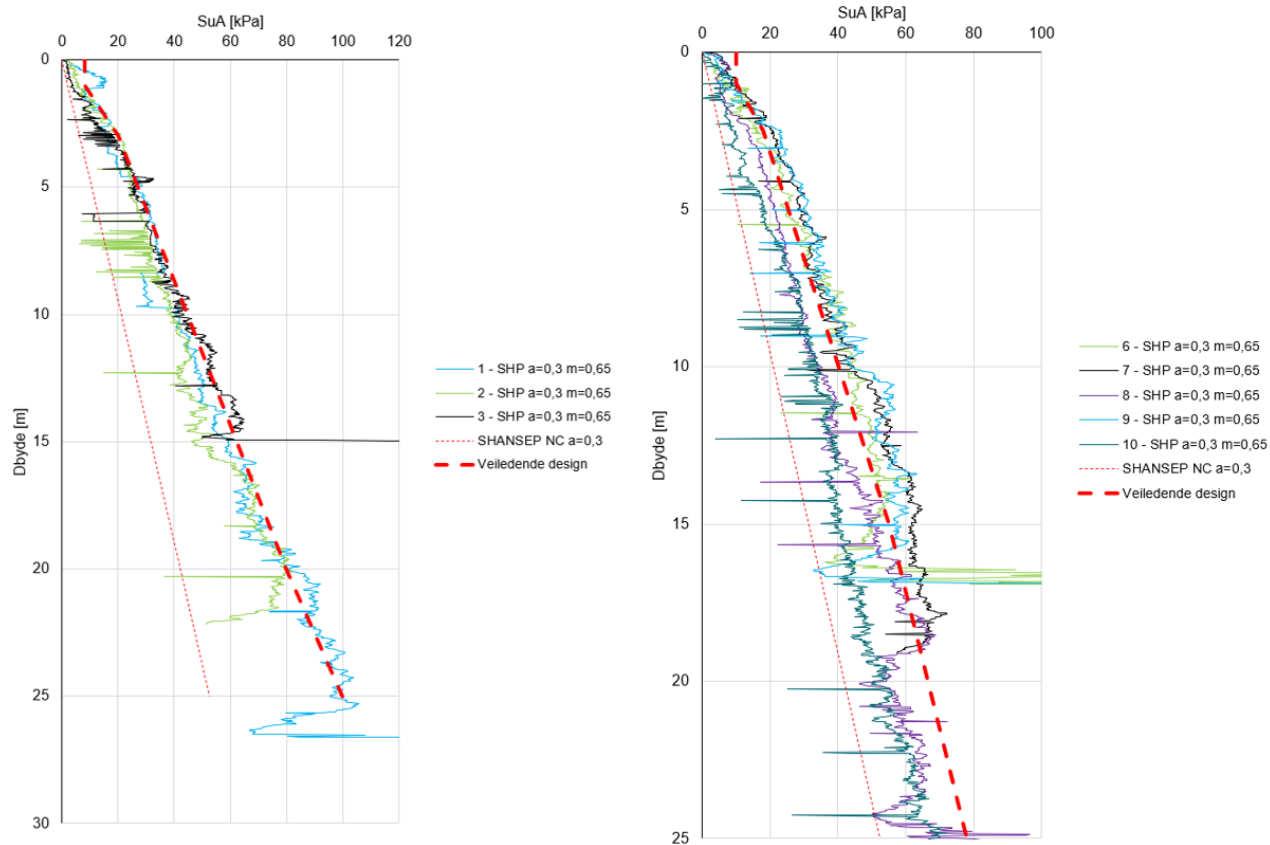
I stabilitetsberegningene er det benyttet udrenert skjærfasthet tolket fra CPTU-sonderinger og laboratorieundersøkelser. Ute i Topdalsfjorden er det utført flere gode trykksonderinger, og grunnet at prøvene er tatt opp med 54 mm sylindere er trykksonderingene til en viss grad prioritert foran treaksiale forsøk.

Tolkning av CuA er utført med SHANSHEP-linje $\alpha = 0,30$ og $m = 0,65$ ukorrelet mot vannforhold w (konservativt).

Det er benyttet 3 ulike designprofiler for udrenert skjærstyrke i stabilitetsberegningene, se Figur 3.5 og Figur 3.6. Plassering for de ulike designprofilene er vist i Figur 3.7. Tabell 3-2 oppsummerer designprofilene i tallverdier.



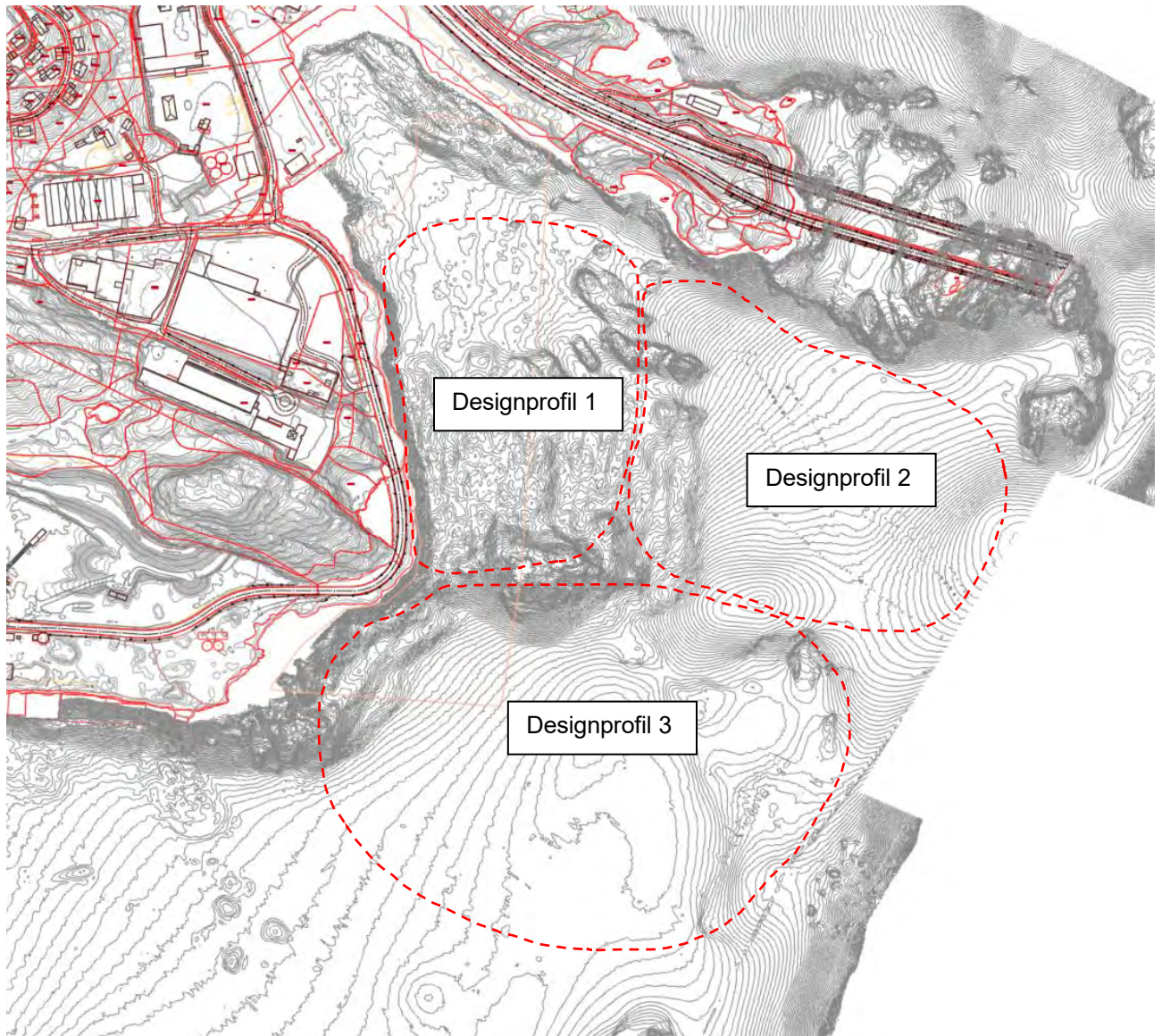
Figur 3.5: Designprofil 1, udrenert skjærfasthet



Figur 3.6: Designprofil 2 (venstre) og designprofil 3 (høyre), udrenert skjærfasthet

Tabell 3-2: Tallverdier på designprofilene, udrenert skjærfasthet

Dybde [m]:	CuA [kPa], Designprofil 1	CuA [kPa], Designprofil 2	CuA [kPa], Designprofil 3
0	14	8	10
1	14	8	10
3	14	20	15
15	58	62	50
25	-	100	72



Figur 3.7: Posisjon av utvalgte designprofiler

Ved normalkonsolidert leire er det lagt til grunn minimum skjærfasthet, $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ hvor effektiv tyngdetetthet følger verdier listet i Tabell 3-1. Det antas videre at vannstand ligger i høyde med topp fylling (kote +2.5) i beregning av S_u -profil for NC-leire, noe som anses som å være på konservativ side.

3.3.3 ADP-forhold

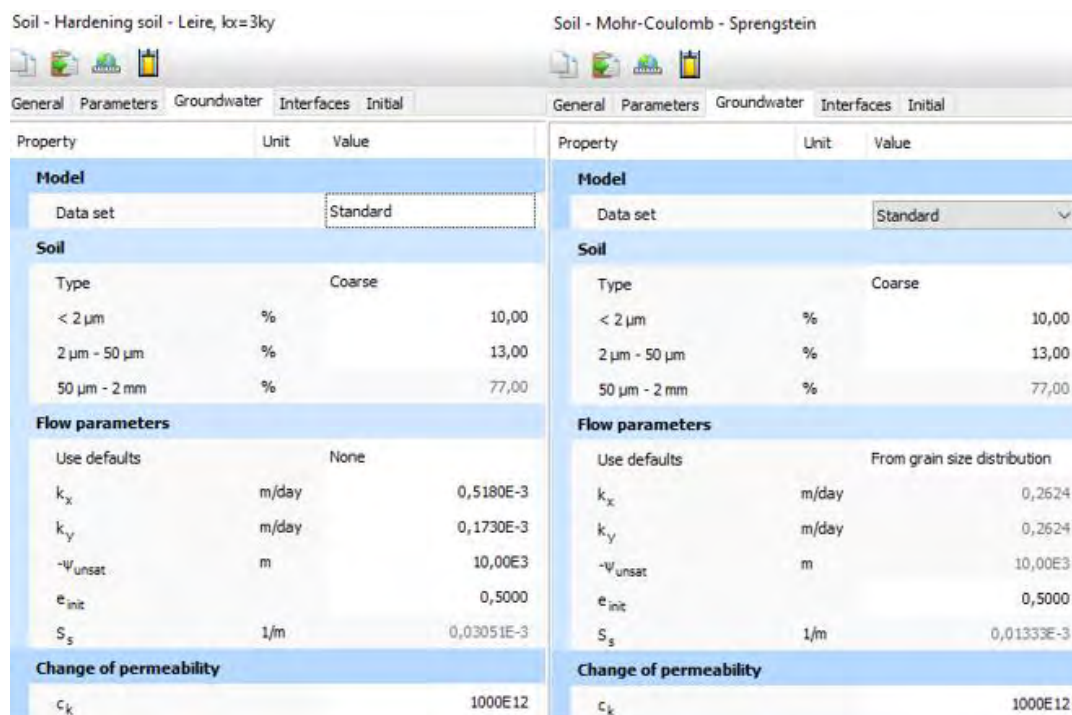
ADP-faktorer er beregnet iht. føringer fra NIFS-rapport 14/2014 [19] samt ADP-forhold fra utførte spesialforsøk. Basert på helhetlig vurdering av laboratorieresultater og anbefalinger fra NIFS-rapport er følgende anisotropifaktorer benyttet i stabilitetsberegningene:

Tabell 3-3: ADP designfaktorer

CuD/CuA	CuP/CuA
0,77	0,51

3.3.4 Konsolideringsparametere

Fyllmasse (sprengt stein) og stedlig leire er og vil bli dominerende jordarter i området. Design konsolideringsparametere/permeabilitet for disse jordartene er gitt i Figur 3.8 og Tabell 5-1. Permeabilitet for leire er målt i ødometer- og treaksialforsøk som i sin helhet er vist i vår parameterrapport 52110063-RIG02 [3]. For sprengstein har vi brukt default-verdi for grovt materiale i PLAXIS, med finstoffinnhold 10 % som vist.



Property	Unit	Value
Model		
Data set		Standard
Soil		
Type		Coarse
< 2 µm	%	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00
Flow parameters		
Use defaults		None
k_x	m/day	0,5180E-3
k_y	m/day	0,1730E-3
$-W_{unsat}$	m	10,00E3
e_{init}		0,5000
S_s	1/m	0,03051E-3
Change of permeability		
c_k		1000E12

Property	Unit	Value
Model		
Data set		Standard
Soil		
Type		Coarse
< 2 µm	%	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00
Flow parameters		
Use defaults		From grain size distribution
k_x	m/day	0,2624
k_y	m/day	0,2624
$-W_{unsat}$	m	10,00E3
e_{init}		0,5000
S_s	1/m	0,01333E-3
Change of permeability		
c_k		1000E12

Figur 3.8: Konsolideringsparametere fra PLAXIS 2D

Tabell 3-4: Permeabilitet i leire, omregning fra m/s til m/dag

k_{y_lab}	k_y	k_x
m/s	m/dag	m/dag
2,00E-09	1,73E-04	5,18E-04

4 Grunnstabilisering og tekniske muligheter

4.1 Trinnvis oppbygging og konsolidering

Fyllingen må sannsynligvis etableres i flere etapper. Hensikten med etappevis oppbygging med påfølgende konsolidering er å bli kvitt poreovertrykket som bygges opp under fyllingen ved oppfylling. Ved ferdig konsolidering kan det antas at leiren har fått en ny skjærstyrke tilsvarende SHANSEP-linjen for normalkonsolidert leire med nullpunkt lik etablert fyllingshøyde. Det er beregnet nødvendige utfyllingsetapper i alle beregningsnitt, utførlig beskrevet i kap. 5 nedenfor.

4.2 Mudring

På deler av området vil det være aktuelt å mudre. Hvis fyllingsfronten etableres på berg kan en unngå langvarig byggeperiode – fyllingsfronten fungerer nærmest som en dam inntil poreovertrykket i det bakre området har dissipert og leiren har stabilisert seg. Det er i hovedsak aktuelt å mudre i en omtrent 120 m lang sone i den nordligste delen av fyllingsfronten. Aktuelt mudringsområde er illustrert i vedlagt tegning V001 og i Figur 4.1, og er i beregning forbeholdt «snitt A» som beskrevet i kap. 5.

4.3 Vertikaldrenering

Ved bruk av vertikaldrenering kan byggetiden reduseres betraktelig. Poreovertrykket dissiperer langt raskere med vertikaldrenering, slik at leiren raskere stabiliserer seg på en høyere skjærstyrke iht. samme prinsipp som beskrevet i kap. 4.1.

Det vil være mulig å installere vertikaldren i de områdene det ikke allerede er fyllmasser/steinmasser over original grunn. Det kan etableres vertikaldren under hele fyllingen (der det er mulig) eller i en bred sone langs fyllingsfronten. Fordel med førstnevnte er at setningene på hele fyllingen blir unnagjort på forholdsvis kort tid. Imidlertid er ikke dette nødvendig fra stabilitetshensyn.

4.4 Annet

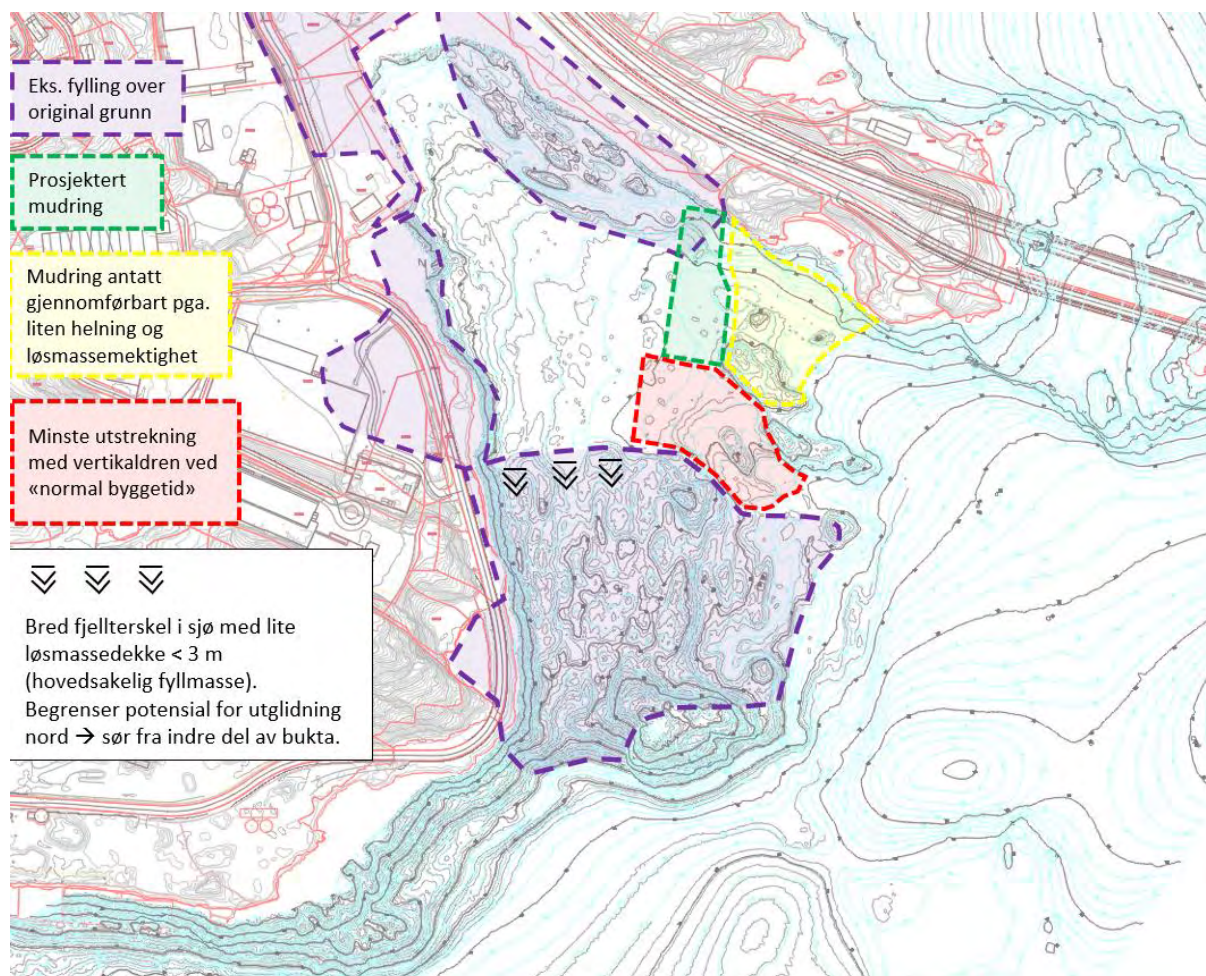
Vi noterer for øvrig at det er en bred vest-øst-gående fjellterskel under midtre del av planlagt fylling. Fjellterskelen begrenser faren for utglidning nord→sør for oppfylling i indre halvdel av bukta.

Eventuell bruk av andre grunnstabiliseringsteknikker som f.eks. kalksementstabilisering antas på nåværende tidspunkt å være vesentlig dyrere enn de nevnte, og er derfor ikke undersøkt i mer detalj.

Det anses heller ikke hensiktsmessig økonomisk eller teknisk med andre typer kai som cellespunt eller rørs punt. Dette er for så vidt ikke utredet.

4.5 Oppsummering

Se Figur 4.1 for en visuell oversikt over overliggende delkapitler. Detaljer og beregninger som gjelder nødvendig mudringsareal og vertikaldrenering er gitt sammen med øvrige beregninger i kap. 5.



Figur 4.1: Oversikt over aktuelle områder for grunnstabilisering

5 Stabilitetsberegninger

5.1 Innledning

Det er tidligere i prosjektet utarbeidet en geoteknisk rapport som tar for seg innledende geotekniske vurderinger av kaiutvidelsen [2]. Denne baserer seg på det som var gjeldende regelverk ved utgivelsesdato, NVE's kvikkleirerapport 7/2014 [20]. Dette er en tidligere versjon av dagens kvikkleireveileder og inneholder ikke krav til å inkludere sprøbruddsforholdet f_s i vurdering av tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalysen. Med andre er kravet hevet fra 1,40 til 1,61 ved glidesirkler i sprøbruddsmateriale, siden denne rapporten ble utgitt. Beregningene er derfor av liten nytte da det har vært nødvendig å endre fyllingens oppbygging for å tilfredsstillende dagens sikkerhetskrav.

Dette kapittelet tar for seg utførte stabilitetsberegninger i 6 ulike beregningssnitt, valgt på bakgrunn av sjøbunnstopografi og grunnforhold. Plassering av valgte snitt er vist i Vedlegg V001.

Stabilitetsberegninger er utført ved hjelp av programvaren *GeoSuite Stability* med kalkulasjonsmetode *Beast 2003*. Det er utført beregninger for både totalspenningsanalyse («udrenert analyse») og for effektivspenningsanalyse («drenert analyse»).

For å sikre en trygg oppbygging av fyllingen er det nødvendig å gjennomføre fyllingsarbeidet i flere trinn, ref. også kap. 4.1. Hvert beregningssnitt tar for seg de stegvise fasene av oppfyllingsarbeidet. Mellom hver fase er det nødvendig å la massene ligge over en lengre periode for å sikre at poreovertrykket i leirelaget får tid til å dissipere og oppnå tilstrekkelig styrke før neste oppfyllingstrinn. Byggetid kan stedvis reduseres hvis det installeres vertikaldren i grunnen. Stedvis er det også aktuelt å mudre for fyllingsfronten, slik at stabiliteten i mindre grad er avhengig av dissipasjon av poreovertrykk.

Beregningsresultatene er oppsummert i Tabell 5-1.

5.2 Nyttelaster

For containerterminal (SHA5) legges det til grunn en karakteristisk vertikallast på 60 kPa. For skipsgodsterminal (SHA4) legges det til grunn en karakteristisk vertikallast på 40 kPa. Det er benyttet lastfaktor $\gamma_q = 1,3$. Ved behov er karakteristisk nyttelast redusert til 20 kPa ved fyllingsfront ved SHA4, for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Dimensjonerende nyttelast fremkommer i hvert enkelt beregningssnitt.

5.3 Stabilitet mot E18

Inn mot E18 er det i tillegg til eksisterende fyllmasser vist i Figur 3.4, planlagt en stor utfylling på dagens sjøbunn i forbindelse med utbygging av Ytre ringvei. Denne er omtalt i rapportene NV42E18VK-GTK-RAP-0002 [21] og NV42E18VK-GTK-NOT-0002 [22]. Utførte beregninger viser en sikkerhet opp mot E18 i nord på 1,71 i totalspenningstilstand.

Fyllingen omtalt i denne rapporten vil fungere som en motfylling for eksisterende fylling inn mot E18 i nord og for planlagt fylling på sjøbunn planlagt i forbindelse med Ytre ringvei. På den måten vil den ha en stabiliserende effekt på sikkerhet inn mot E18.

Fra tidligere flyfoto kan man se at det var berg i dagen hvor E18 ligger. Grunnundersøkelser Varoddbrua [16] bekrefter at vegfyllingen ligger på berg. Løsmassene i skråningen mot Varoddbrua er avgrenset mot berg. Dermed vil E18 ha tilfredsstillende sikkerhet og være uavhengig sjøfyllingen på sørsiden.

5.4 Snitt A-A

Beregningsnitt A-A er valgt som et kritisk snitt i nord. Terrenget i snittet er forholdsvis flatt til midtveis, deretter faller sjøbunnen brattere av i østlig retning. Det ble i første omgang sett på en løsning som ikke inkluderer mudring av sjøbunn ved fyllingsfoten. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet uten mudring, og uten langvarig konsolideringstid, måtte det etableres langstrakte motfyllinger ut mot store vanndybder i Topdalsfjorden. Dette ble forkastet til fordel for en løsning med mudring.

Ved å mudre i front og under fyllingsfoten er det ikke lenger behov for motfylling. Det legges til grunn mudring ved fyllingsfront i snitt A.

5.4.1 Lagdeling

Snitt A viser et mektig leirelag fra sjøbunn på ca. kote -13 ned til morene på ca. kote -28 et stykke inn på fyllingen. Deretter stiger berg i sør-østlig retning og løsmassemektheten minker til omtrent 1,5-2,5 meter i området hvor det er planlagt å utføre mudring. Videre sørøst synker berget og løsmassemektheten øker betraktelig ut mot Topdalsfjorden.

Det er ikke utført prøveserier i noen av borpunktene inkludert i beregningsnittet, men utførte total- og trykksonderinger indikerer svært bløt leire. Det er derfor lagt til grunn sprøbruddsmateriale på bakgrunn av utførte prøveserier i nærliggende områder.

5.4.2 Oppbygging

Fyllingsfront er modellert med helning 1:1,6 (V:H).

Stabilitetsberegningene viser at fyllingen har tilstrekkelig stabilitet ved fyllingsfront ved mudring ned til fast morene, eller berg. Mudringen er modellert 2 meter i forkant av fyllingsfot og topp mudring strekker seg **28 meter** i horisontal retning. Mudringskråning er lagt inn med helning 1:2 (V:H). Naturlig sjøbunn står i dag med en sikkerhet over kravet for områdestabilitet.

Det antas at det vil oppstå setninger på fyllingen, som vil strekke seg over en lengre periode (omtrent 25 år i området med 16 meter mektighet leire. Setningsutvikling bør utredes videre i detaljprosjekteringen.

Fyllingsfront har en sikkerhet på **1,60** i effektivspenningsanalyse og **1,43** i totalspenningsanalyse. Krav til lokal stabilitet er 1,25 i effektivspenningsanalyse og 1,40 i totalspenningsanalyse. beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V1-1 og V1-2.

5.4.3 Merknader

Det vil være hensiktsmessig å mudre under fyllingsfoten i områder med løsmassemekthet mindre enn 10 meter. Vedlegg V001 viser områder egnet for mudring. Totalt mudringsvolum anslås til ca. **20 000 m³**.

Det er spesielt viktig å ha kontroll på fyllingsarbeidet inn mot land i nord, for å unngå skader på E18. I dette området er det observert berg i dagen langs kystlinje. Det må utarbeides en detaljert fyllingsplan for arbeidene i detaljprosjekteringsfasen. Det er i tillegg registrert forholdsvis kort avstand fra sjøbunn til berg, løsmassemekthet (maksimalt 10 meter). Området anses som egnet for mudring. Stabilitet i mudringstrau i kritisk snitt er vist i vedlagt tegning V6-1. Detaljprosjektering av trauet må gjøres på et senere tidspunkt.

Som vist på tegning V001 i datarapport 5183018-RIG-RAP-01 [11] kan trauet komme i konflikt med eksisterende fylling fra 1999-2001 (ifbm. utvidelse for av E18). Trauet må tilpasses i

detaljprosjekteringen. Hvis trauret må begrenses noe i vestlig retning, kan det evt. utvides i østlig retning pga. gode mudringsforhold (flat sjøbunn, liten løsmassemekktighet – se Figur 4.1.

Fyllingsarbeidet kan utføres direkte etter at mudring er utført, men må samkjøres med fyllingsarbeidet for resten av SHA4.

Kaien er planlagt med 25 m bredde i dette området. Det bemerkes at snitt A står ikke fullstendig vinkelrett på planlagt fyllingsfront.

5.5 Snitt B-B

Beregningsnitt B-B er valgt på bakgrunn av løsmasser og helning på sjøbunn, samt kontroll på jevnt hellende renne mellom bergknauser som vist på tegning V001.

5.5.1 Lagdeling

Snitt B viser et leirelag med varierende mektighet etterfulgt av et tynt morenelag over berg. Mektighet på morenelag øker gradvis ut mot Topdalsfjorden. Mektighet på leirelaget under selve fyllingen varierer mellom 6 og 15 meter.

Det er ikke utført prøveserier i noen av borpunktene inkludert i beregningsnittet, men utførte total- og trykksonderinger indikerer svært bløt leire. Det er derfor lagt til grunn sprøbruddsmateriale på bakgrunn av utførte prøveserier i nærliggende områder.

5.5.2 Oppbygging

For å sikre tilstrekkelig kapasitet ($F \geq 1,40$) for snitt B er det behov for å utføre fyllingsarbeidet i 3 omganger, hvor nødvendig ventetid mellom hvert byggetrinn må utforskes videre i detaljprosjektering. Overslagsberegninger på konsolideringstid viser at det må forventes 4-11 år i ventetid mellom fyllingstrinnene uten vertikaldren. Med vertikaldren kan tiden reduseres til under ett år. Fyllingsfront er modellert med helning 1:1.6 (V:H), mens helning på motfyllinger varierer.

De tre fyllingstrinnene er som følgende:

Fyllingstrinn 1:

- Fylling opp til kote -8.
- Motfylling opp til kote -12.
 - o Utstrekning platå: 45 meter
 - o Helning front: 1:4 (V:H).

Beregningene legger til grunn designprofil 1 for udrenert skjærstyrke i området hvor det er planlagt å utføre fyllingsarbeid, og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,42$ i totalspenningsanalyse og $F=3,15$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V2-1.

Fyllingstrinn 2:

- Fylling opp til kote -2.
- Motfylling opp til kote -10.
 - o Utstrekning platå: 38 meter
 - o Helning front: 1:5 (V:H).

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ for leirelaget under fyllingstrinn 1. Designprofil 1 er lagt til grunn i fyllingsfot og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,76$ i totalspenningsanalyse og $F=3,08$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V2-2.

Fyllingstrinn 3:

- Fylling opp til kote +2.5
- Ny motfylling opp til kote -7
 - o Utstrekning platå: 17 meter
 - o Helning front: 1:3 (V:H)
 - o Blir liggende under kai

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ for leirelaget under fyllingstrinn 2. Designprofil 1 er lagt til grunn i fyllingsfot og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,64$ i totalspenningsanalyse og $F=2,87$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V2-3.

Ferdig tilstand:

Etter at fyllingstrinn 3 er utført og grunnen er gitt tilstrekkelig tid til konsolidering, viser snitt B at fyllingen er klar til bruk. Det er derimot nødvendig å redusere nyttelast på fyllingens ytterste 25 meter, fra 40 kPa til 20 kPa i bruksgrensetilstand.

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ for leirelaget under fyllingstrinn 3. Designprofil 1 er lagt til grunn i fyllingsfot og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,61$ i totalspenningsanalyse og $F=2,94$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V2-4.

5.5.3 Merknader

Lengder gitt i dette underkapittelet og i tilhørende vedlegg er basert på himmelretning av snitt B. Snitt B står ikke vinkelrett på fyllingsfront.

Tegning V001 viser tentativ fyllingsplan ned mot nevnt renne langs sjøbunn. Eksakt tilpasning må utredes videre i detaljprosjektering. Det samme gjelder inn mot mudderområder i nord og sør. Det antas at fyllingsfot kan fundamenteres før jevnt hellende sjøbunn i øst-vest renne, nord for renne undersøkt i snitt B.

Det er nødvendig å forlenge kaifront mellom mudringsområdene til 45 meter.

5.6 Snitt C-C

Beregningsnitt C-C er valgt på bakgrunn av løsmasser og helning på sjøbunn, samt undersøke effekten av tidligere utlagte fyllmasser i dette området.

5.6.1 Lagdeling

Snitt C viser et øvre lag av eksisterende fyllmasser med mektighet på 5-10 meter under hele det planlagte fyllingsområde. Mektigheten på fyllmasslaget reduseres i østlig retning ut mot Topdalsfjorden. Under dette er det et leirelag med varierende mektighet, mellom 2 og 10 meter under planlagt fylling, og med økende mektighet ved fallende berg i østlig retning. Under leira er det registret et tynt morenelag over berg.

Det er ikke utført prøveserier i noen av borpunktene inkludert i beregningssnittet, men utførte total- og trykksonderinger indikerer svært bløt leire. Det er derfor lagt til grunn sprøbruddsmateriale på bakgrunn av utførte prøveserier i nærliggende områder.

5.6.2 Oppbygging

For å sikre tilstrekkelig kapasitet ($F \geq 1,61$) for snitt C er det behov for å utføre fyllingsarbeidet i 3 omganger, hvor nødvendig ventetid mellom hvert byggetrinn må utforskes videre i detaljprosjektering. Både fyllingsfront og motfyllinger er modellert med helning 1:2.5 (V:H). [Uavhengig kvalitets sikrer har etterspurt kontrollberegninger av poretrykksoppbygging ved oppfylling, samt en sensitivitetsanalyse av friksjonsvinkel for leire og gammel fyllmasse. Det er antatt at all last fra oppfylling går i økt poretrykk, dvs. \$B_q=1\$. Mellom hvert oppfyllingstrinn må det påregnes ventetid slik at poreovertrykk kan dissipere. I våre beregninger i denne rapporten har vi ikke optimalisert ventetiden mellom oppfyllingstrinnene. Dette må gjøres ved detaljprosjekteringen.](#)

De tre fyllingstrinnene er som følger:

Fyllingstrinn 1:

- Fylling opp til kote -8
- Fremtidig motfylling (forlengelse av fylling på kote -10)
 - o Utstrekning platå: 19 meter
- Motfylling opp til kote -13
 - o Utstrekning platå: 9 meter

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ under eksisterende fyllmasser og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,61$ i totalspenningsanalyse og $F=3,24$ i effektivspenningsanalyse. [Med lavere effektivspenningsparametere og poretrykksoppbygging har kritisk skjærflate en sikkerhet på \$F=2,06\$.](#)

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V3-1.

Fyllingstrinn 2:

- Fylling opp til kote -2

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ under fyllingstrinn 1 og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,80$ i totalspenningsanalyse og $F=2,87$ i effektivspenningsanalyse. [Med lavere effektivspenningsparametere og poretrykksoppbygging har kritisk skjærflate en sikkerhet på \$F=2,26\$.](#)

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V3-2.

Fyllingstrinn 3:

- Fylling opp til kote +2.5

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ under fyllingstrinn 2 og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,63$ i totalspenningsanalyse og $F=2,96$ i effektivspenningsanalyse. **Med lavere effektivspenningsparametere og poretrykksoppbygging har kritisk skjærflate en sikkerhet på $F=2,26$.**

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V3-3.

Ferdig tilstand

Etter at fyllingstrinn 3 er utført og grunnen er gitt tilstrekkelig tid til konsolidering, viser snitt C at fyllingen er klar til bruk. Det er derimot nødvendig å redusere nyttelast på fyllingens ytterste 25 meter, fra 40 kPa til 20 kPa i bruksgrensetilstand.

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ for leirelaget under fyllingstrinn 3. Designprofil 1 er lagt til grunn i fyllingsfot og designprofil 2 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,61$ i totalspenningsanalyse og $F=2,86$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V3-4.

5.6.3 Merknader

Det er nødvendig å forlenge kaifront til 48 meter mellom sørligste det mudringsområdet og Vigeboen for å unngå at fyllingsfot blir liggende i skrånende terreng ned mot Topdalsfjorden.

Tegning V001 viser tentativ fyllingsplan, hvor det antas at fylling kan avsluttes inn mot stigende terreng ved Vigeboen. Eksakt tilpasning må utredes videre i detaljprosjektering. Det samme gjelder inn mot mudderområdet i nord.

For at skip skal kunne manøvrere når de anløper den sørligste delen av kaifronten ved SHA4 er det nødvendig med undervannsprenging av fjellformasjonen Vigeboen. Sprenging bør utføres før man legger ut fyllinger slik at stabiliteten i omkringliggende områder er så høy som mulig ved sprenging.

5.7 Snitt D-D

Beregningsnitt D-D er valgt på bakgrunn av løsmasser og helning på sjøbunn, samt undersøke muligheten for å etablere et kaiareal i området SHA5. Det er ønskelig å forlenge dagens kaifront i Kongsgårdsbukta (Kai 36), vest for SHA5.

Innledende stabilitetsberegninger på fyllingsarbeidet som kreves for å etablere kaiareal i området SHA5 viser at dette blir svært tidskrevende og vil kreve langstrakte motfyllinger. Det vil trolig være nødvendig å etablere vertikaldren på 40 meter vanddyp i leirelag med mektighet opp mot 30 meter. Det er derfor valgt å se bort ifra etablering av SHA5, i denne fasen av oppdraget, og videre vurderinger av snitt D tar utgangspunkt i etablering av SHA4.

5.7.1 Lagdeling

Snitt D viser et øvre lag av eksisterende fyllmasser med mektighet på 5-10 meter under hele det planlagte fyllingsområde. Mektigheten på fyllmasslaget reduseres i sørlig retning ut mot Topdalsfjorden. Under dette er det et leirelag med varierende mektighet, fra 17 til 0 meter under

planlagt fylling, med minkende mektighet mot bergknaus i forkant av planlagt fyllingsfot. Særover, ut mot Topdalsfjorden, øker mektigheten på leirelaget betraktelig og det er blant annet utført en trykksondering i 30 meter leire. Morenelag med mektighet 2 til 8 meter over berg.

Det er ikke utført prøveserier i noen av borpunktene inkludert i beregningssnittet, men utførte total- og trykksonderinger indikerer svært bløt leire. Det er derfor lagt til grunn sprøbruddsmateriale på bakgrunn av utførte prøveserier i nærliggende områder.

5.7.2 Oppbygging

For å sikre tilstrekkelig kapasitet ($F \geq 1,61$) for snitt D er det behov for å utføre fyllingsarbeidet i 2 omganger, hvor nødvendig ventetid mellom hvert byggetrinn må utforskes videre i detaljprosjektering.

Fyllingsfront er modellert med helning 1:3 (V:H).

De to fyllingstrinnene er som følger:

Fyllingstrinn 1:

- Fylling topp til kote -8

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ under eksisterende fyllmasser og designprofil 3 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,66$ i totalspenningsanalyse og $F=3,09$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V4-1.

Fyllingstrinn 2:

- Fylling opp til kote +2.5

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ under fyllingstrinn 1 og designprofil 3 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,62$ i totalspenningsanalyse og $F=2,54$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V4-2.

Ferdig tilstand

Etter at fyllingstrinn 2 er utført og grunnen er gitt tilstrekkelig tid til konsolidering, viser snitt D at fyllingen er klar til bruk. Det er derimot nødvendig å redusere nyttelast på fyllingens ytterste 25 meter, fra 40 kPa til 20 kPa i bruksgrensetilstand.

Beregningene legger til grunn normalkonsolidert leire med udrenert skjærstyrke $S_u = 0,3 \cdot p_0'$ for leirelaget under fyllingstrinn 2 og designprofil 3 i området ut mot Topdalsfjorden.

Kritisk skjærflate viser sikkerhet på $F=1,63$ i totalspenningsanalyse og $F=2,37$ i effektivspenningsanalyse.

For beregningsresultater og benyttet modell, se Vedlegg V4-3.

5.7.3 *Merknader*

Det er ikke modellert kaifront langs øst-vest fyllingsfront, da denne avhenger av avklaringer rundt arbeid med SHA5. Dersom det skal etableres kaifront med design av fylling slik vist i snitt D, er det nødvendig med 30 meter kaifront for å oppnå minimum 10 meter vanddybde.

Tegning V001 viser tentativ fyllingsplan, hvor det antas at fylling kan avsluttes inn mot stigende terreng ved Vigeboen og inn mot fastland i vest. Eksakt tilpasning må utredes videre i detaljprosjektering. Det samme gjelder avslutning av fyllingsfot i sørlig retning.

Det anbefales å supplere med flere grunnundersøkelser under fyllingsfoten for å bekrefte bergforløp og at det er faste masser under fyllingsfronten. Alternativt må det mudres under fyllingen i dette området.

5.8 Snitt Dn-Dn

Snitt Dn-Dn er valgt for å vurdere hvorvidt det er mulig å etablere en stabil fylling/fyllingsfot på øst-vestgående fjellterskel omtrent i senter av SHA4 (se Figur 4.1). Hvis dette er mulig kan to tredeler av SHA4 muligens etableres til full høyde k+2,5 (NN2000) på relativt kort tid. Plassering av snittet er vist i vedlagt tegning V001, beregningsresultater i V5-1.

5.9 Snitt Mu1-Mu1

Snitt Mu1-Mu1 er beregning av stabilitet i mudringstrau der hvor løsmassetykkelsen i traet er størst. Plassering er vist i vedlagt tegning V001, resultater i V6-1.

5.10 Oppsummerte resultater

Tabell 5-1: Stabilitetsberegninger, oppsummert

Profil	Situasjon	Analyse	Sikkerhetsfaktor, F_c
A-A	Ferdig tilstand mudret	a- ϕ -Analyse	1,56
		ADP-Analyse	1,61
B-B**	Fyllingssteg 1: Fylling til kote -8	a- ϕ -Analyse	2,68
		ADP-Analyse	1,42
B-B**	Fyllingssteg 2: Fylling til kote -2	a- ϕ -Analyse	2,71
		ADP-Analyse	1,56
B-B**	Fyllingssteg 3: Fylling til kote +2.5	a- ϕ -Analyse	2,72
		ADP-Analyse	1,42
B-B**	Endelig tilstand*	a- ϕ -Analyse	2,73
		ADP-Analyse	1,41
C-C	Fyllingssteg 1: Fylling til kote -8	a- ϕ -Analyse	3,24
		ADP-Analyse	1,61
C-C	Fyllingssteg 2: Fylling til kote -2	a- ϕ -Analyse	2,87
		ADP-Analyse	1,80
C-C	Fyllingssteg 3: Fylling til kote +2.5	a- ϕ -Analyse	2,96
		ADP-Analyse	1,75
C-C	Endelig tilstand*	a- ϕ -Analyse	2,86
		ADP-Analyse	1,61
D-D	Fyllingssteg 1: Fylling til kote -8	a- ϕ -Analyse	3,09
		ADP-Analyse	1,66
D-D	Fyllingssteg 2: Fylling til kote +2.5	a- ϕ -Analyse	2,54
		ADP-Analyse	1,61
D-D	Endelig tilstand*	a- ϕ -Analyse	2,37
		ADP-Analyse	1,61
Dn-Dn	Semi-endelig tilstand	ADP-Analyse	2,56
		a- ϕ -Analyse	3,27
Mu1-Mu1	Foreløpig tilstand	ADP-Analyse	2,67
		a- ϕ -Analyse	1,65

*Redusert nyttelast 25 meter inn fra fyllingsfront

5.11 Rekkefølgebestemmelse

Beregningene viser at det er nødvendig å utføre fyllingsarbeidet i flere steg. Beregningssnitt B-B og C-C viser at det er nødvendig med 3 steg, mens beregningssnitt D-D viser at det er nødvendig med 2 steg, etterfulgt av en konsolideringsperiode før kaiområdet er egnet til bruk. Ved mudring i området representert av Snitt-A-A viser beregningene at kaiområdet er egnet til bruk uten stegvis oppfylling og konsolideringsperiode etter utført fyllingsarbeid.

Basert på dette, anbefales derfor følgende rekkefølge for etablering av fylling:

1. Mudring i egnede områder
2. Fyllingssteg 1
 - a. Etablering av eventuelle motfyllinger tilknyttet fyllingssteg 1.
 - b. Fylling opp til kote -8
3. Nødvendig konsolingsperiode før neste fyllingssteg
4. Fyllingssteg 2
 - a. Etablering av eventuelle motfyllinger tilknyttet fyllingssteg 2 i områder representert ved snitt B-B og C-C.
 - b. Fylling opp til kote -2
5. Nødvendig konsolingsperiode før neste fyllingssteg
6. Fyllingssteg 3
 - a. Etablering av eventuelle motfyllinger tilknyttet fyllingssteg 3 i områder representert ved snitt B-B og C-C.
 - b. Fylling opp til kote +2,5
7. Nødvendig konsolingsperiode før kaiområdet er egnet for bruk

6 Konsolideringstid og setninger

6.1 Oppsummering

Det er utført beregninger i programmet *Plaxis 2D* for å estimere nødvendig konsolideringsperiode mellom hvert fyllingstrinn beskrevet i kap. 5.11. Hensikten med konsolideringen er å bli kvitt mesteparten av poreovertrykket som bygges opp under fyllingen. Ved ferdig konsolidering kan det antas at leiren har fått en ny skjærstyrke tilsvarende SHANSEP-linjen for normalkonsolidert leire med nullpunkt lik etablert fyllingshøyde. Poretrykket bør overvåkes i byggefasen med elektriske piezometer. Det vil være mulig å installere vertikaldren i de områdene det ikke allerede er fyllmasse/steinmasse over original grunn. Hensikten med å bruke vertikaldrenering er å forskynde konsolideringsprosessen, slik at fyllingen raskere kan etableres til fyll høyde k+2,5 (NN2000). En grov fremstilling av eksisterende områder med fyllmasse er gitt i Figur 4.1. I figuren er det blant annet også tegnet inn områder hvor det kan være spesielt aktuelt å etablere vertikaldren.

Ved beregninger med vertikaldren er det benyttet en avstand på $c_c = 3$ m. Beregninger av konsolideringstid i PLAXIS kan verifiseres med håndberegninger. Konsolideringstiden ved bruk av vertikaldren styres i stor grad av senteravstand. Utbredelse og senteravstand på vertikaldrenering må vurderes nærmere i detaljprosjektering.

Jordparametere i beregningene er basert på parameterrapport [3]. Permeabilitetsparametere brukt i beregningene er gitt i kap. 3.3.4.

Følgende spesielle modellparametere fremheves:

- *Pore pressure from previous phase* er benyttet i hver fase
- Det er antatt en forsiktig kohesjon ($c=2,7$ kPa) i sprengsteinen for å hindre beregningsmessig overflateglidning (har lite å si for store flater)
- Konsolideringer i hvert trinn til p_{excess} ca. 5-10 kPa. For modell med vertikaldren kun i fyllingsfronten/under motfylling er det i stedet satt en styrt byggetid på 1 år \approx 360 dager.
- Vertikaldren i snitt B er av type *normal* med $head = 0$ m
- Mesh: *Medium coarse* og *coarseness factor = 0,5*.
- *Gravity loading* i *initial phase*

Tabell 6-1 oppsummerer nødvendig konsolideringstid mellom hvert fyllingstrinn i de ulike beregningssnittene.

Tabell 6-1: Konsolideringstid for de ulike beregningssnittene

-	Konsolideringstid [år]			Totalt
	Fyllingstrinn 1 (k-8)	Fyllingstrinn 2 (k-2)	Fyllingstrinn 3 (k+2,5)	
Profil B u/ vertikaldren	11,3	5,8	4,4	21,6*
Profil B m/ vertikaldren under hele modellen	0,18	0,10	0,10	0,38*
Profil B m/vertikaldren under motfylling og fyllingsfront	0,5	0,25	0,25	1,0**
Profil C	5,8	2,9	2,9	11,6*
Profil D	5,8	5,6	3,7	15,1*
*Med konsolidering til p_{excess} i modell \approx 5-10 kPa				
**Styrt byggetid til totalt ett år. Kan være mulig med kortere byggetid. Høy p_{excess} gjenstår i belastede områder i modellen der det ikke er vertikaldren.				

Det kommer frem at uten vertikaldren må det forventes byggetid opp mot 20 år. Med vertikaldren på egnede steder (samt mudring) kan byggetiden reduseres til under 1 år for den nordlige delen av SHA4 og 10-20 år (for den sørlige delen av SHA4). Poretrykksutvikling og setningsutvikling må overvåkes for å verifisere beregningene og optimalisere utførelsen etter måleresultat.

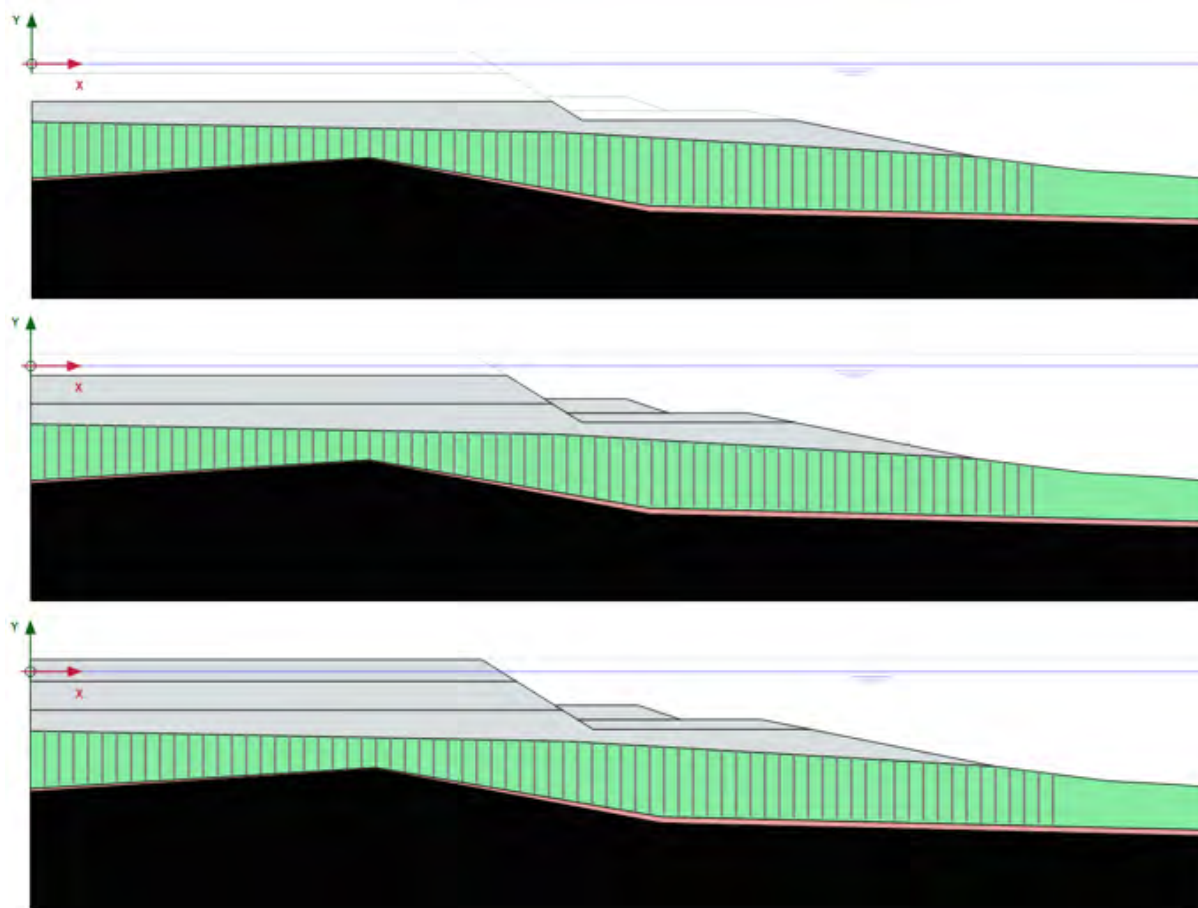
Det kommer også frem at det tar lengst tid å utjevne poreovertrykket i dypet av leirelaget. Gitt at poretrykket på dypet ikke påvirker de kritiske skjærflatene, kan muligens kravet til poreovertrykk (p_{excess}) bli noe mindre strengt enn 5-10 kPa som antatt i disse beregningene. Effekten av dette er ikke undersøkt i detalj.

Beregning av setninger er gitt i kap. 6.5

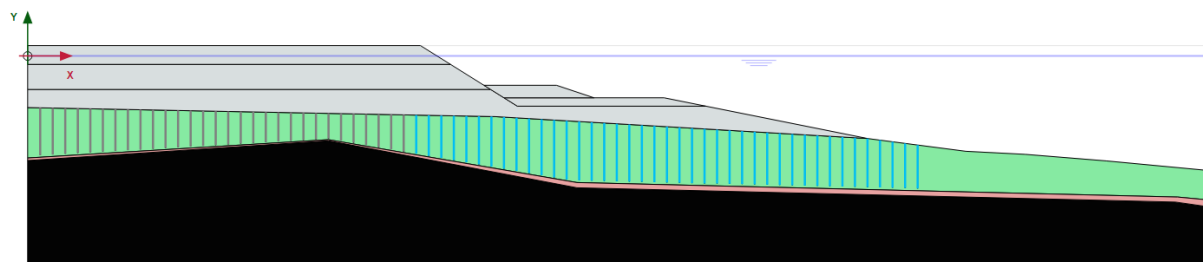
6.2 Snitt B

6.2.1 Beregningsmodell

Utklipp fra beregningsmodell i snitt B er vist i Figur 6.1 og Figur 6.2.



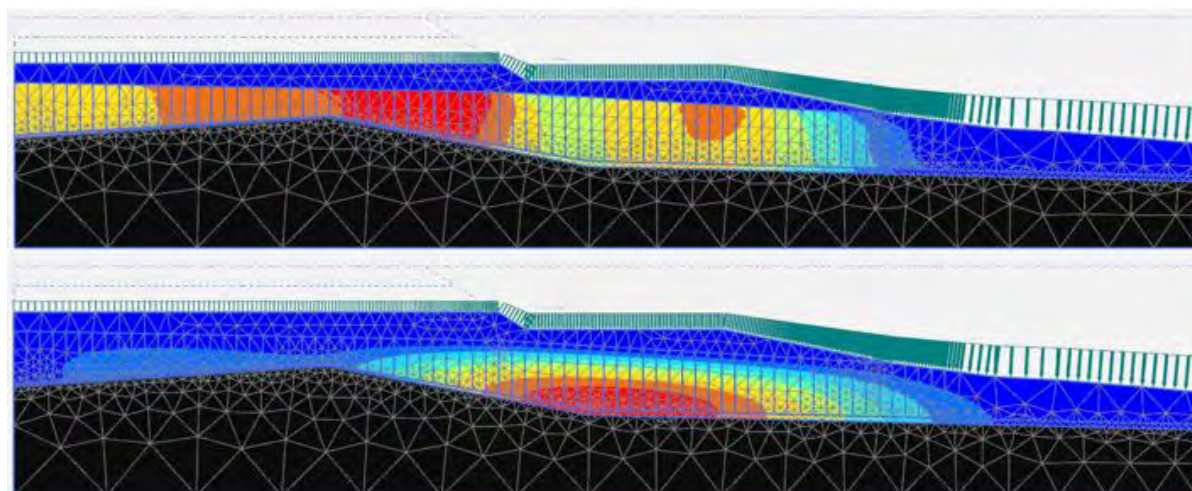
Figur 6.1: Første, andre, tredje fyllingsnivå, snitt B (her uten vertikaldren aktivert)



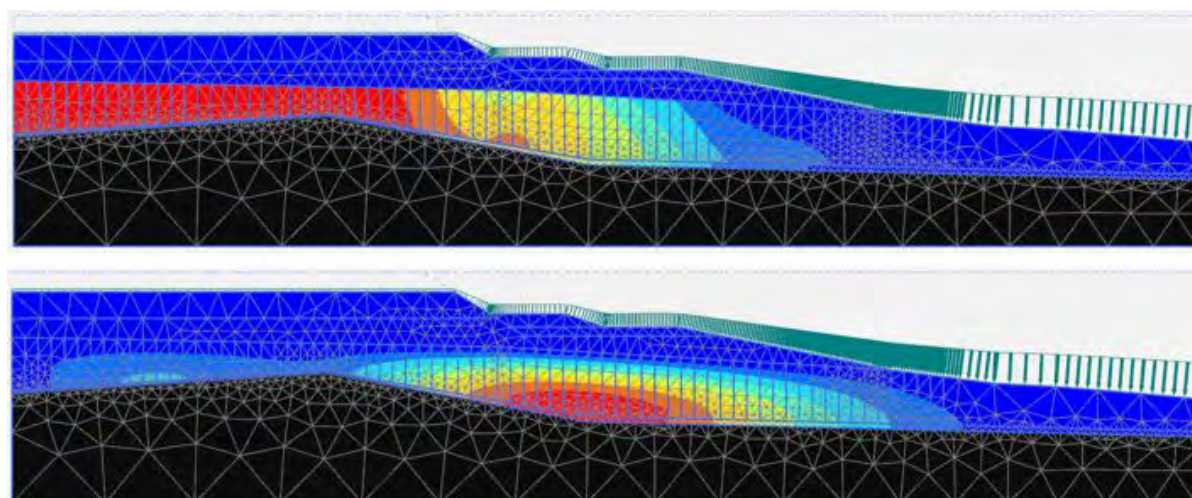
Figur 6.2: Fyllingsmodell med fyllingstrinn 1, 2 og 3. Vertikaldrenering satt under motfylling og fyllingsfront. Minste utstrekning vertikaldren som er mulig å benytte for å kunne bygge i "normal" hastighet (antatt ca. 1 år). Konsolideringstid etter trinn 1, 2 og 3: henholdsvis 180 dager, 90 dager, 90 dager.

6.2.2 Utvalgte resultater - uten vertikaldren

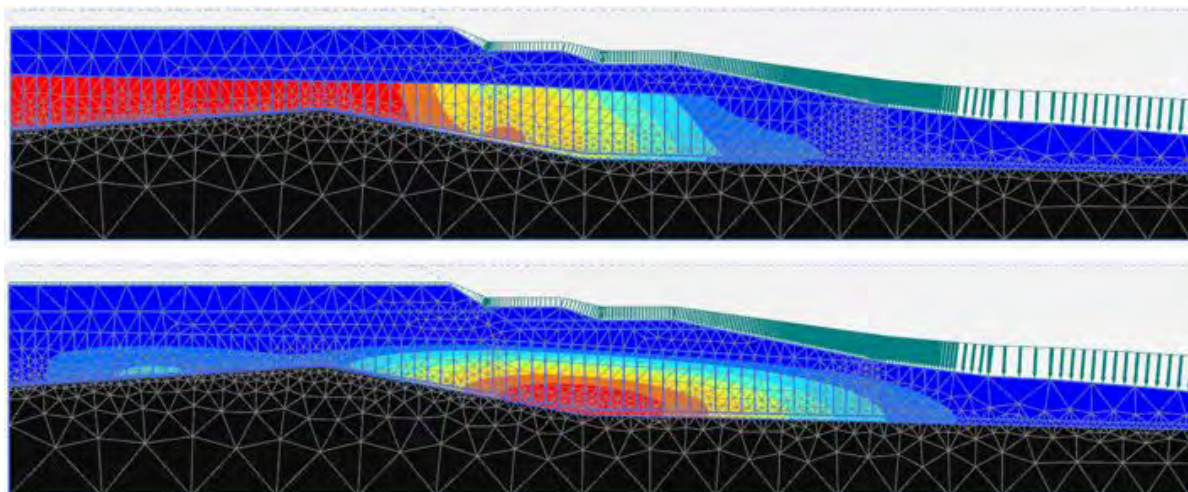
Figur 6.3, Figur 6.4 og Figur 6.5 viser



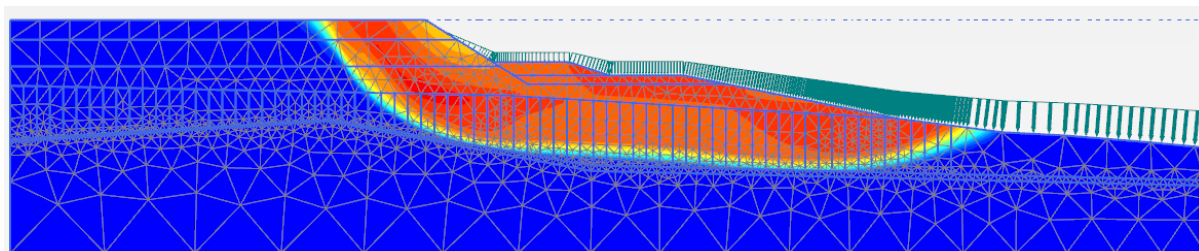
Figur 6.3: Fyllingstrinn 1, p_{excess} 72 kPa før konsolidering (øverst), 9 kPa etter konsolidering i 11 år (nederst)



Figur 6.4: Fyllingstrinn 2, p_{excess} 72 kPa før konsolidering (øverst), 5 kPa etter konsolidering i 6 år (nederst)

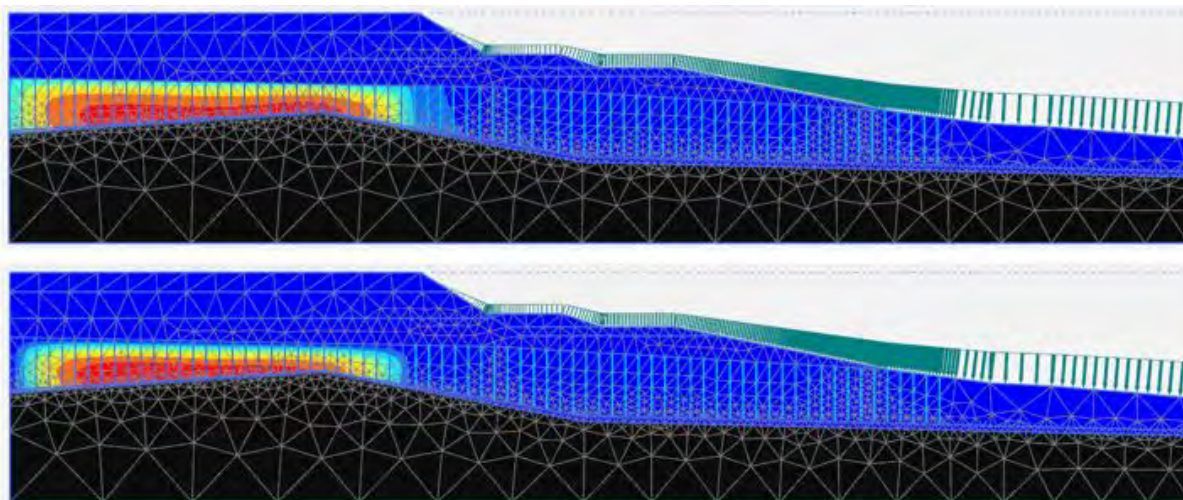


Figur 6.5: Fyllingstrinn 3, p_{excess} 84 kPa før konsolidering (øverst), 5 kPa etter konsolidering i 4 år (nederst)

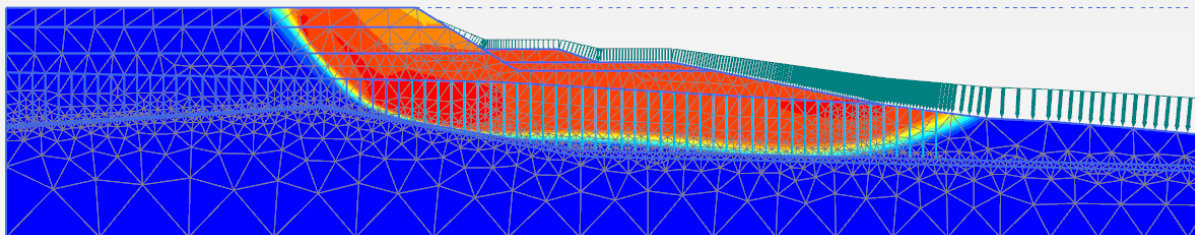


Figur 6.6: Bruddmodell (c - ϕ -reduksjon), incremental displacements i fyllingstrinn 3 - uten konsolidering. Sammenlignes med bruddmodell i Figur 6.8.

6.2.3 Utvalgte resultater – med vertikaldren



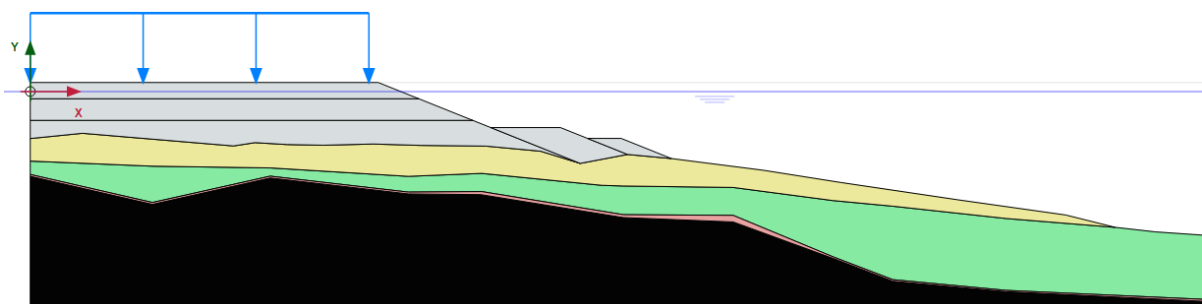
Figur 6.7: Fyllingstrinn 3, p_{excess} 199 kPa før konsolidering (øverst), 180 kPa etter konsolidering i 90 dager (nederst). Poretrykket dissiperer raskt i området med vertikaldrenering.



Figur 6.8: Bruddmodell (c-phi-reduksjon), incremental displacements i fyllingstrinn 3, uten konsolidering. Sikkerhet beregnet til tilsvarende som ferdigkonsolidert modell uten vertikaldren – se Figur 6.6.

6.3 Snitt C

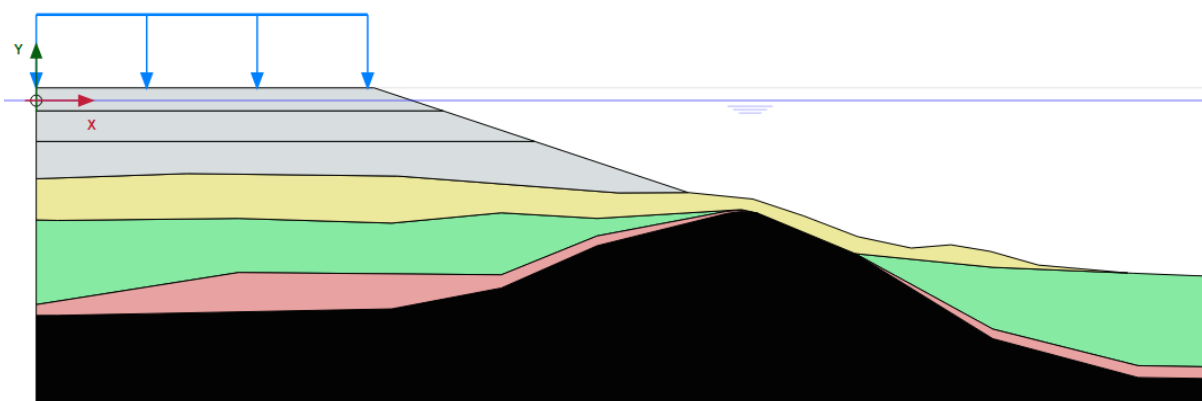
Beregningsmodell for snitt C er vist i Figur 6.9. Modellen har samme fyllingstrinn som i snitt B, henholdsvis k-8, k-2 og k+2,5 (NN2000). Resultater fra konsolidering er gitt i Tabell 6-1.



Figur 6.9: Beregningsmodell snitt C med tre fyllingstrinn (tilsvarende som for snitt B)

6.4 Snitt D

Beregningsmodell for snitt D er vist i Figur 6.10. Modellen har samme fyllingstrinn som i snitt B, henholdsvis k-8, k-2 og k+2,5 (NN2000). Resultater fra konsolidering er gitt i Tabell 6-1.



Figur 6.10: Beregningsmodell snitt D med tre fyllingstrinn (tilsvarende som for snitt B)

6.5 Setninger

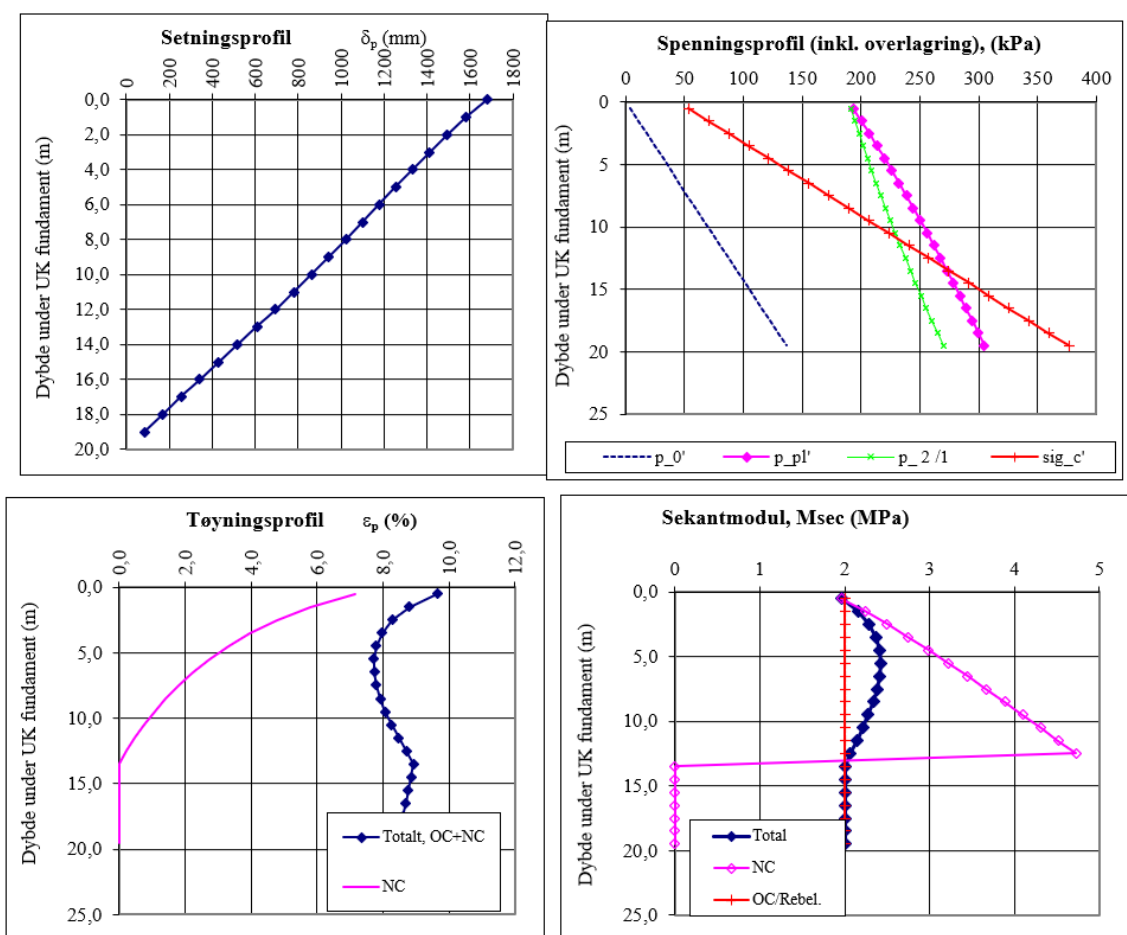
Leirelaget under planlagt fylling varierer i mektighet, fra omtrent 2-20 meter, og det er av relevans å se på forventede setninger etter utført fyllingsarbeider. Fyllingen skal etableres til kote +2,5. Sprengsteinsfyllingen blir ca. 15-20 meter tykk.

Det er beregnet primærsetninger etter Janbu 1970 og Skotheim 1999. I beregningene er det antatt et homogent leirelag med $m=18$ og $M=2$ MPa basert på tolkninger hentet fra parameterrapport [3]. I tillegg er det benyttet omtrentlige verdier av prekonsolideringsspenning p_c' varierende fra 50 kPa ved topp leire og 240 kPa ved 20 meter dybde. Dette ansees å være på konservativ side.

Figur 4.1 viser grafiske resultater av setningsberegninger med 20 meter mektighet på leirelaget.

Tabell 6-2 oppsummerer totale primærsetninger ved varierende mektighet på leirelaget.

For å påskynde setningene bør det etableres vertikaldren i leirmassene der hvor dette er gjennomførbart. På denne måten kan man potensielt gjøre unna mesteparten av setningene i anleggsfasen.



Figur 6.11: Grafiske resultater av setningsberegninger, leirelag med 20 meter mektighet

Tabell 6-2: Primærsetninger ved varierende mektighet på leirelag

Mektighet, leirelag [m]	Primærsetninger, δ_p [m]
5	0,43
10	0,82
15	1,25
20	1,68

7 Vurdering av løsne- og utløpsområder

7.1 Løsneområder

Det er påvist kvikkleire og/eller sprøbruddsmateriale i flere av prøveseriene utført i det planlagte havneområdet. Grunnet eksisterende fyllmasser har det ikke vært mulig å utføre prøveserier i hele havneområdet, og følgende vurderinger gjør derfor konservative valg av lagdeling og skredmekanismer i disse områdene.

Iht. til NVE's veileder 1/2019 [1] og ekstern rapport 9/2020 [24] skal følgende topografiske kriterier legges til grunn for opptegning av faresoner for kvikkleireskred:

- Oversiktskartleggingen begrenses til områder der terrenghøydeforskjellene er minst 10 m (målt fra bunn bekk, elv eller marbakke).
- Jevnt hellende terreng på land brattere enn 1:15.
- Løsneområdet på land vil maksimalt få en lengde tilsvarende 15 x høydeforskjellen.
- I strandsoner blir lengden av løsneområdene maksimalt 6 x marbakkehøyden i tillegg til 15 x høydeforskjellen på land. Marbakkehøyden regnes maksimalt ned til 25 meter dybde dersom sjøbunn ikke flater ut.
- Løsneområdets bredde begrenses kun av avstanden til områder med bedre grunnforhold eller gunstigere topografi.

Figur 7.1 viser områder på sjøbunn brattere enn terrengkriteriet (1:15) markert med rød farge. Basert på dette, samt naturlig avgrensing ved berg i dagen/kort avstand til berg, er det tegnet opp 4 områder som ansees å kunne falle innenfor terrengkriteriene listet ovenfor.

Delområde 1:

Terrengkriterier i delområde 1 er sjekket ved hjelp av terrengeanalyse samt høydeprofilen i snitt A-A. Basert på snitt A-A er helning på sjøbunn ca. 1:7,2, og er derfor et mulig løsneområde. Det er da lagt til grunn marbakkens bratteste helning fra dybde 25 meter og til terrenget flater ut. Men på grunn av at det skal masseutskiftes under planlagt fylling og løsmassene er avgrenset mot berg i nord og sør vil ikke ev. skred her påvirke tiltaket.

Det konkluderes derfor med at det ikke er fare for områdeskred i delområde 1 som kan påvirke tiltaket. [Dermed kan sikkerhetskrav for lokalstabilitet iht. Eurokode 7 gjeldende for dette området.](#)

Delområde 2:

Terrengkriterier i delområde 2 er sjekket ved hjelp av terrengeanalyse samt høydeprofilen i snitt B-B. Basert på snitt B-B er helning på sjøbunn bratt nok (1:6,6) til å kvalifisere til et mulig løsneområde. Det er da lagt til grunn marbakkens bratteste helning fra dybde 25 meter og til terrenget flater ut.

Men det er fjellformasjoner som stikker opp i den øvre delen av skråningen som medfører at det bare er en ca. 13 m bred renne med løsmasser hvor det er mulig for et ev. skred å gå. Det skal i tillegg delvis masseutskiftes ned til berg for ny fyllingsfront over renna og det blir lagt ut en motfylling mot berg her. Det er derfor vurdert at det er lite sannsynlig at det skal oppstå et områdeskred i dette området som tar med seg ny fylling og kai.

Det konkluderes derfor med at det ikke er fare for områdeskred i delområde 2. [Dermed kan sikkerhetskrav for lokalstabilitet iht. Eurokode 7 gjeldende for dette området.](#)

Delområde 3:

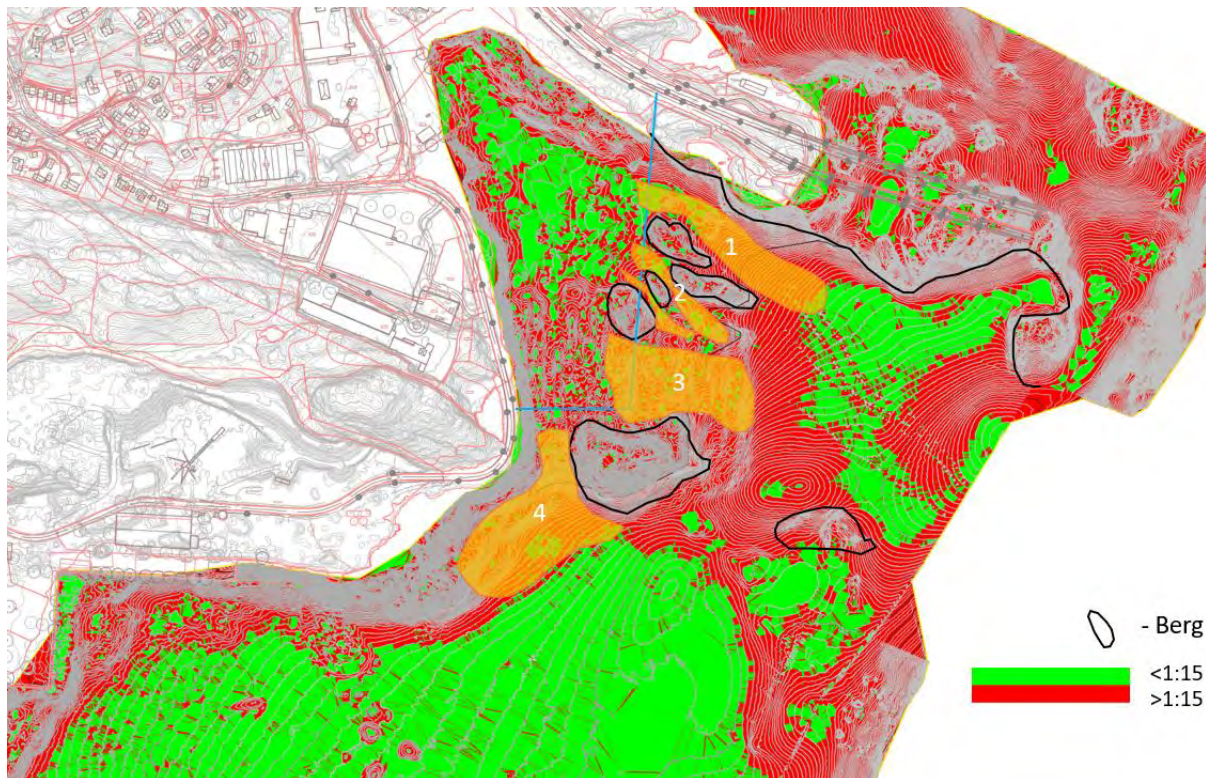
Terrengkriterier i delområde 3 er sjekket ved hjelp av terrengeanalyse samt høydeprofilen i snitt C-C, [se tegning V003](#). Basert på snitt C-C er helning på sjøbunn brattere nok (1:6,5) til å kvalifisere til et mulig løsneområde. Når man legger til grunn NGI-metoden for å vurdere løsneområdet innover ny fylling virker det som at lengden blir noe overestimert mot hva som virker realistisk. Begrunnelsen for dette

er at skred vil medføre at sprengsteinsmassene raser ned på et relativt tynt lag over berg samt at de fremste 1:15 linjene fort vil treffe bergoverflaten. Forholdet b/D er i hovedsak mindre enn 40 % siden kritiske skjærflater er sammensatte skjærflater som ligger relativt høyt opp i leiraget. Beregningsmessig vil det bli sånn på grunn av at leira har lav skjærfasthet i toppen.

Det konkluderes derfor med at det er fare for områdeskred i delområde 3.

Delområde 4:

Terrengkriterier i delområde 4 er sjekket ved hjelp av terrenganalyse samt høydeprofilen i snitt D-D. Basert på snitt D-D er helning på sjøbunn såpass bratt at området klassifiseres som et mulig løsmneområde. Grunnundersøkelser viser at løsmassene trolig består av fyllmasser ned til berg i området hvor sjøbunn er brattere enn 1:15 samt at det er relativt grunt til berg i området. Derfor vil ikke ev. skred lengre ut på sjøbunnen påvirke ny fylling. Løsmneområdets utbredelse i bredderetning avgrenses inn mot oppstikkende berg ved Vigeboen i øst. Breddeutvidelsen i vest avgrenses inn mot oppstikkende berg ved Ringknuten, og trolig av eksisterende fyllmasser langs Vige havnevei. En skredhendelse i vann vil kunne ha en stor sideveis (lateral) utbredelse. Det er flere eksempler fra slike hendelser i Norge de siste 10 årene, bl.a. skredet i juni 2020 på Kråknes i Alta kommune. På grunn av at SHA4-området er avgrenset mot berg mot delområde 4 vil ikke ev. skred påvirke tiltaket. Det konkluderes derfor med at det ikke er fare for områdeskred i delområde 4 som kan påvirke tiltaket.

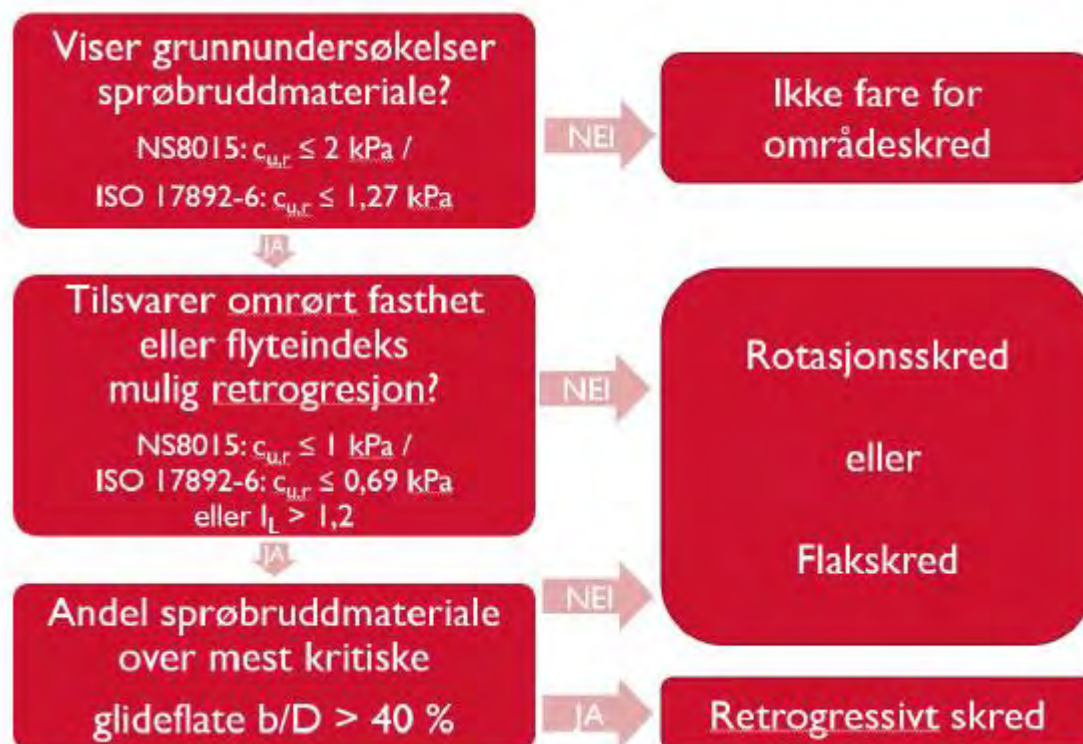


Figur 7.1: Terrenganalyse av sjøbunn. Rød farge viser helning brattere enn 1:15. Oransje områder viser potensielle løsmneområder.

Oppsummering

Videre er det lagt fokus kun på delområde 3, da delområde 1, 2 og 4 ikke ansees som potensielle løsmneområder.

Info om grunnforhold og topografi vurderes etter følgende flytskjema vist i Figur 7.2.



Figur 7.2 Flytskjema for vurdering av aktuell skredmekanisme, hentet fra NVE-veileder 1/2019, figur 4.3.

Det er påvist kvikkleire og/eller sprøbruddmateriale i hele havneområdet, slik at det må vurderes om retrogressivt skred kan være en aktuell mekanisme. Ved vurdering av andel sprøbruddmateriale over mest kritiske glideflate fremkommer det at det er lite sannsynlig med retrogressivt skred i nord-sør skråning. Dette er hovedsakelig grunnet grunt til berg mellom Vigeboen og land, samt forekomst av eksisterende fyllmasser over leirelag.

Dersom skred skulle utvikle seg i bredderetning mot sørvest, inn mot kaiområdet Kai 36, fremkommer det at retrogressivt skred er en aktuell skredtype. I henhold til veilederen skal kvikkleiresonens utstrekning L tilsvare $L = 15 \times H$ der H er skråningshøyden. Grunnet avgrensning mot oppstikkende berg (Ringknuten) og utfyllt fyllmasse, er det derimot lite aktuelt å se på utstrekning $L = 15 \times H$. Sonen avgrensning er derfor basert på faglige antagelser, samt begrensning til 15 meter dybde på marbakke. Kvikkleiresone vil videre bli referert til som *Vigeboen*. Sonen, *Vigeboen*, er vist på tegning V002.

7.2 Utløpsområder

I henhold til veileder 1/2019 vil en skredhendelse på land ha teoretisk, maksimal utløpslengde $L_u = N \times L$, der L er lengden på løseområdet og N er en faktor som er avhengig av omkringliggende terreng og skredtype (retrogressivt skred vs. rotasjons-/flakskred). Et skred i sjø vil derimot ikke ha et utløpsområde etter denne definisjonen. Etter NVE 1/2019 skal det derfor ikke defineres et utløpsområde for kvikkleiresonen *Vigeboen*. Men det er likevel vist en utløpsretning i tegning V002. Det er antatt at en skredhendelse kan medføre en flodbølge i havnen.

7.3 Faregrad-, konsekvens- og risikoklasse

7.3.1 Faregradsklassifisering

Faregrad vurderes til «middels», se Tabell 7-1 for mer detaljer.

Tabell 7-1 Faregradsvurdering – FØR utførelse av tiltak. Denne skal oppdateres så snart prosjekterte tiltak i havnen er utført.

FAKTORER	Beskrivelse	VEKTTALL	Faregrad, score 0-3 (lav-høy)	
			Score	Poeng
Tidligere skredaktivitet	Lite til ingen skredaktivitet i nærhet av aktuelt område	1	1	1
Skråningshøyde i meter	20-30 m (undersjøisk)	2	2	4
OCR	OCR > 2,0, se kap. 8.7 i [3] og kap. 6.7 i [2]	2	0	0
Poretrykk - overtrykk	Lite hydrostatisk overtrykk	3	1	3
Poretrykk - undertrykk		-3	0	0
Kvikkleiremektighet	Kvikkleiremektighet H/4-H/2, men varierer i havnen	2	2	4
Sensitivitet	Påvist St>20 i flere enkelte prøveserier, mens i all hovedsak er påvist St < 20 i aktuelt område	1	3	3
Erosjon	Erosjon i sjø er ikke relevant.	3	0	0
Inngrep forverring	Tiltak med fylling vil gi umiddelbar forverring frem til løsmassene har fått tilpasset seg ny lasttilstand	2	3	6
Inngrep forbedring		-3		0
Sum				21
%av maksimal poengsum				41,1 %

Faregradsklasse vurderes på bakgrunn av poengsum. Fordelingen av de ulike klassene er som følger:

- Lav faregrad: 0-17 poeng
- Middels faregrad: 18-25 poeng
- Høy faregrad: 26-51 poeng.

Sonen får 22 av 51 mulige poeng (43,1% av maksimal poengsum). Sonen havner derfor i **faregradsklasse «middels»**.

7.3.2 Konsekvensklassifisering

Konsekvensklasse vurderes til «alvorlig», se Tabell 7-2 for mer detaljer.

Tabell 7-2: Konsekvensberegning

FAKTORER	Beskrivelse	VEKTTALL	Konsekvens, score 0-3 (lav-høy)	
			Score	Poeng
Boligeneheter	Ingen boliger	4	0	0
Næringsbygg, personer	Eventuelt relevant ved breddeutvidelse mot området Kai 36.	3	2	6
Annen bebyggelse, verdi	Ingen annen bebyggelse som f.eks. kirker o.l.	1	0	0
Vei, ÅDT	Vige havnevei. ÅDT ikke oppgitt i veikart fra SVV, trolig ÅDT<100, samt mulig tilkomst fra flere sider.	2	0	0
Toglinje, baneprioritet	Ikke relevant	2	0	0
Kraftnett	Lokal	1	0	0
Oppdemning/flom	Ingen flom, men mulighet for flodbølge i havnen. Konsekvens usikker, velger derfor konservativt	2	2	6
Sum				12
%av maksimal poengsum				26,7 %

Konsekvensklasse vurderes på bakgrunn av poengsum. Fordeling av de ulike klassene er som følger:

- Mindre alvorlig: 0-6 poeng
- Alvorlig: 7-22 poeng
- Meget alvorlig: 23-45 poeng

Sonen får 12 av 45 mulige poeng (26,7 % av maksimal poengsum). Konsekvensklasse «alvorlig» omfatter alle soner med poengverdi fra 7-22. Sonen befinner seg i midtre/nedre del av **konsekvensklasse «alvorlig»**.

7.3.3 Risikoklasse

Risiko = faregrad x konsekvens = 43,1 x 26,7 = 1151 → **Risikoklasse 3** (tallverdier fra 631 til 1900).

8 Konklusjon

Norconsult AS har utført stabilitetsberegninger for 5 ulike beregningssnitt i forbindelse med etablering av kaiområdene SHA4 og SHA5 for Kristiansand havn i Topdalsfjorden. Beregningene tar for seg de ulike etableringstrinnene nødvendig for å oppnå en fylling som er stabil i ferdig tilstand på kote +2.5.

Grunnet vanskelige grunnforhold, og store vanndybder er det ikke funnet en løsning for kaiområdet SHA5 som tilfredsstiller krav til sikkerhet $F \geq 1,61$. Dette kaiområdet må utredes videre i en senere fase. Området er dermed tatt ut av denne rapporten.

I den nordlige delen av kaiområdet SHA4 (beregningssnitt A-A) og langs nord-sør kaifront er det planlagt å mudre i front og under fyllingsfot. Det ansees som gunstig å mudre i områder med løsmassemektighet < 10 meter. Det ansees ikke mulig å mudre i områder med topplag av eksisterende fyllmasser.

I områder hvor det ikke egner seg med mudring er det nødvendig å etablere motfyllinger i ulike oppfyllingsfaser for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Beregningssnitt B-B og C-C viser at det er nødvendig med 3 fyllingssteg, etterfulgt av en konsolideringsperiode før kaiområdet er egnet. Beregningssnitt D-D viser at det er nødvendig med kun 2 fyllingssteg, etterfulgt av en konsolideringsperiode før kaiområdet er egnet.

Det anbefales å utføre fyllingsarbeidet i 3 steg for å oppnå tilfredsstillende stabilitet under hele etableringen av kaiområdet. Det er nødvendig med en konsolideringsperiode mellom hvert fyllingssteg og før endelig tilstand. Det er utført beregninger på nødvendig konsolideringstid mellom hvert fyllingssteg for å anslå omtrentlig byggetid av fyllingen. Med vertikaldren i egnede områder anslås det at det vil ta 10-15 år å etablere fyllingen ved profil C. Men i den nordre delen kan hele fyllingen etableres opp til kote +2,5 innenfor en normal byggetid. Uten vertikaldren er det anslått nødvendig byggetid på ca. 20 år.

Det antas at det kan oppstå primærsetninger på ferdig fylling opp mot 1,5-2,0 meter.

Det er funnet nødvendig å redusere nyttelast på fyllingens ytterste 25 meter fra 40 kPa til 20 kPa ved snitt B-B, C-C og D-D.

Utenfor det oppfylte kaiområdet etableres en åpen pelekai til faste masser eller berg med varierende bredde fra 25 til 48 meter, se Vedlegg V001.

Norconsult AS har i tillegg utført områdestabilitetsvurdering i tilknytning planlagte tiltak etter krav fra NVE's veileder 1/2019. I den anledning er det utredet en ny kvikkleiresone kalt *Vigeboen* plassert i sørlig område av SHA4.

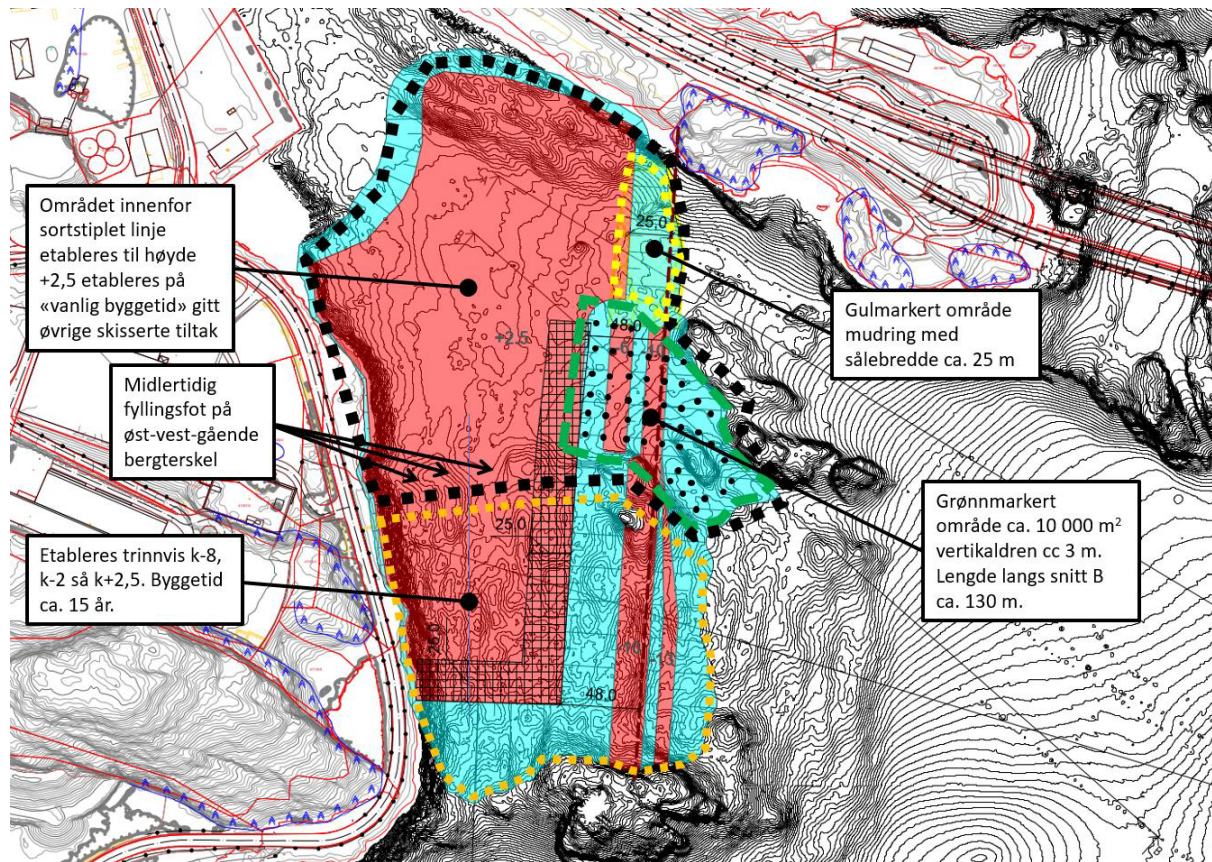
Kvikkleiresonen er klassifisert med faregrad middels, konsekvensklasse alvorlig og plasseres i risikoklasse 3.

Hele det potensielle løsneområdet befinner seg under vann, og det ansees som lite sannsynlig at et eventuelt skred utvikler seg langt inn på land grunnet naturlige avgrensninger som høytliggende berg og forekomster av sprengstein.

Det anbefales å utføre en mer nøyaktig avgrensning av berg i dagen i områder som potensielt kan bli berørt av kvikkleiresonen *Vigeboen*.

Gjennom rapportens beregninger og illustrasjoner mener vi at omtrent 2/3 av SHA4 kan etableres til full høyde +2,5 på «vanlig byggetid» ved hjelp av vertikaldren, mudring og nøye tilpasning til grunnforhold. Et forslag til utgangspunkt for videre detaljprosjektering er vist i Figur 8.1, nedenfor. Alternativt kan det settes vertikaldren under hele fyllingen der det ikke er fylt tidligere – da vil setningsforløpet på fyllingen unnagjøres raskere. Alternativ til dette igjen kan en la være å installere

vertikaldren, bygge hele fyllingen i samme takt og akseptere en byggetid på 15-20 år før noe av arealet innenfor SHA4 blir klart til bruk.



Figur 8.1: Forslag til utgangspunkt for detaljprosjektering.

9 Referanser

- [1] NVE, «Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. Rapport nr. 1/2019,» NVE, Oslo, 2020.
- [2] Norconsult AS, «5196817-RAP-V-3100-008 Utvidelse av kaiareal Vigebukta, Kongsgårdsbukta og Torsvika,» 2020.
- [3] Norconsult AS, «52110063-RIG02 - Fyllingsplaner Topdalsfjorden - Grunnundersøkelser - Parameterrapport,» 2022.
- [4] NVE, «NVE Atlas,» 2022. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/>.
- [5] Standard Norge, «NS 8015:1988 Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder - Bestemmelser av udrenert skjærstyrke ved konusprøving.,» 1988.
- [6] Standard Norge, «NS-EN ISO/IEC 17025:2017 - Generelle krav til prøvings- og kalibreringslaboratoriers kompetanse,» 2017.
- [7] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» 2014.
- [8] Statens Vegvesen, «SVV Håndbok 604 - Jordskjelvdesign i Statens vegvesen,» 2017.
- [9] GeoPhysics, «Prosjekt 15406 : Kristiansand havn KF. Torsvika-Kongsgård-Vige. Bunnpenetrerende akkuratiske målinger i Kristiansand hav. Grunnundersøkelser for fylling/kai.,» 2015.
- [10] Norconsult AS, «52110063-RIG01 Fyllingsplaner Topdalsfjorden - Grunnundersøkelser - datarapport,» 2022.
- [11] Norconsult AS, «5183018-RIG-RAP-01 Kristiansand havneområdet Nord - Datarapport supplerende grunnundersøkelser - Vigebukta,» 2019.
- [12] Norconsult AS, «5183018-RIG-RAP-02 Kristiansand havneområdet Nord – Datarapport supplerende grunnundersøkelser - Kongsgårdbukta/Torsvika,» 2019.
- [13] Norconsult AS, «5196817-RIG-01 Kai 36 - Utvidelse av kai - Geoteknisk datarapport,» 2020.
- [14] Multiconsult, «311353-1 Utfylling Vigebuen Ringodden - Datarapport og stabilitetsvurderinger,» 2007.
- [15] Multiconsult, «3115353-1 Kai Øst - Vest, Kongsgårdbukta, Kristiansand - Grunnundersøkelser utført 2007 og tidligere,» 2008.
- [16] Rambøll, «1350008426-RAP-V-001 Ny Varoddbu - Datarapport fra grunnundersøkelse,» 2015.
- [17] Statens vegvesen, «2004000203-50 Atkomstveg/havneveg Vige-Kongsgård - Geoteknisk rapport,» 2006.
- [18] Statens vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2018.

- [19] NIFS-prosjektet, «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. Rapport nr. 14/2014,» NIFS, Oslo, 2014.
- [20] NVE, «Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.,» 2014.
- [21] Nye Veier, «DNV42E18VK-GTK-RAP-0002 - Geoteknisk fagrapport,» 2022.
- [22] Nye veier, «NB42E18VK-GTK-NOT-0002 - Geotekniske tiltak Vigebukta,» 2022.
- [23] A. Vik, «Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger,» i *Stabilitetskurs NGF*, Sandefjord, 2014.
- [24] NVE, «Ekstern rapport 9/2020, Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred,» 2020.

Seismiske laster er generert fra jordskjelv soneringskart v.1.0.2019*

* Seismic Zonation and Earthquake loading for Norway and Svalbard; Load estimates based for Eurocode 8 applications

Dato:	2022-09-13
Klokkeslett:	07:44:49
Bruker-id:	Thanh Ngan Nguyen
Rapport sendes til:	thanh.ngan.nguyen@norconsult.com
Data er generert for geografisk lokasjon:	Vige Havnevei 7, 4633 Kristiansand, Norway 58.1616° N; 8.0423° E
Seismisk grunnakselerasjon er generert for:	Berg, $v_s = 1200$ m/s
Prosjektnavn / Utbygger:	52110063 KS Havn - Fyllingsplaner SHA4, SHA5 og SHA6 / Kristiansand Havn IKS
Verdiene er gyldig innenfor 500 m radius rundt geografisk lokasjon. For utvidet område eller lavere sannsynligheter, kontakt:	soneringskart@norsar.no
Bekrefter bruk av data kun på angitt lokasjon / prosjekt:	Ja

Seismisk grunnakselerasjon, Berg, 5 % dempet

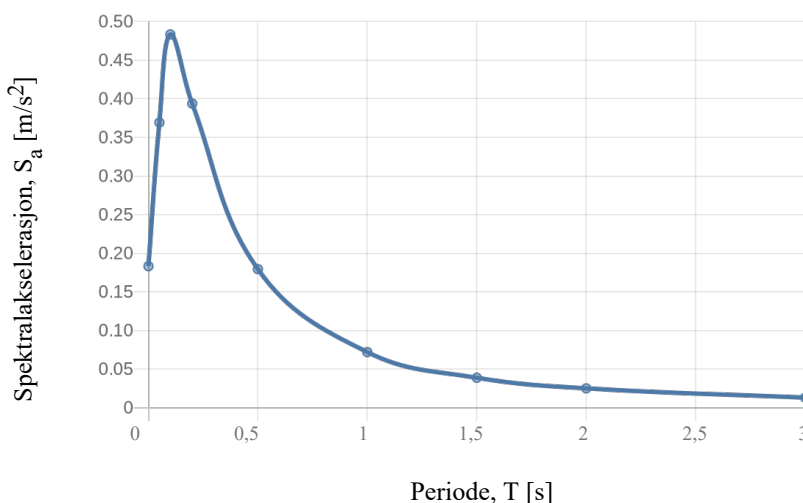
Dimensjonerende grunnakselerasjon er definert som:

$$a_g = \text{seismisk faktor} * a_{gR} = \text{seismisk faktor} * 0.8 * a_{g40Hz}$$

Beregnet verdi for seismisk grunnakselerasjon a_{gR} : 0.1832 m/s²

Verdiene for horisontal seismisk akselerasjon (S_a), 5% dempet, er vist som funksjon av perioden T i tabellen og grafen (seismisk responspektrum). Eurokode 8 spektrum kan beregnes ut fra a_{gR} . Seismisk grunnakselerasjon er basert på berggrunn med $v_s > 800$ m/s ($v_s = 1200$ m/s) og beregnet for returperiode av 475 år (overskridelsessannsynlighet på 10% over 50 år).

T[s]	S_a [m/s ²]
PGA	0.1832
0.05	0.3693
0.1	0.4834
0.2	0.3938
0.5	0.1794
1.0	0.0719
1.5	0.0387
2.0	0.0250
3.0	0.0130

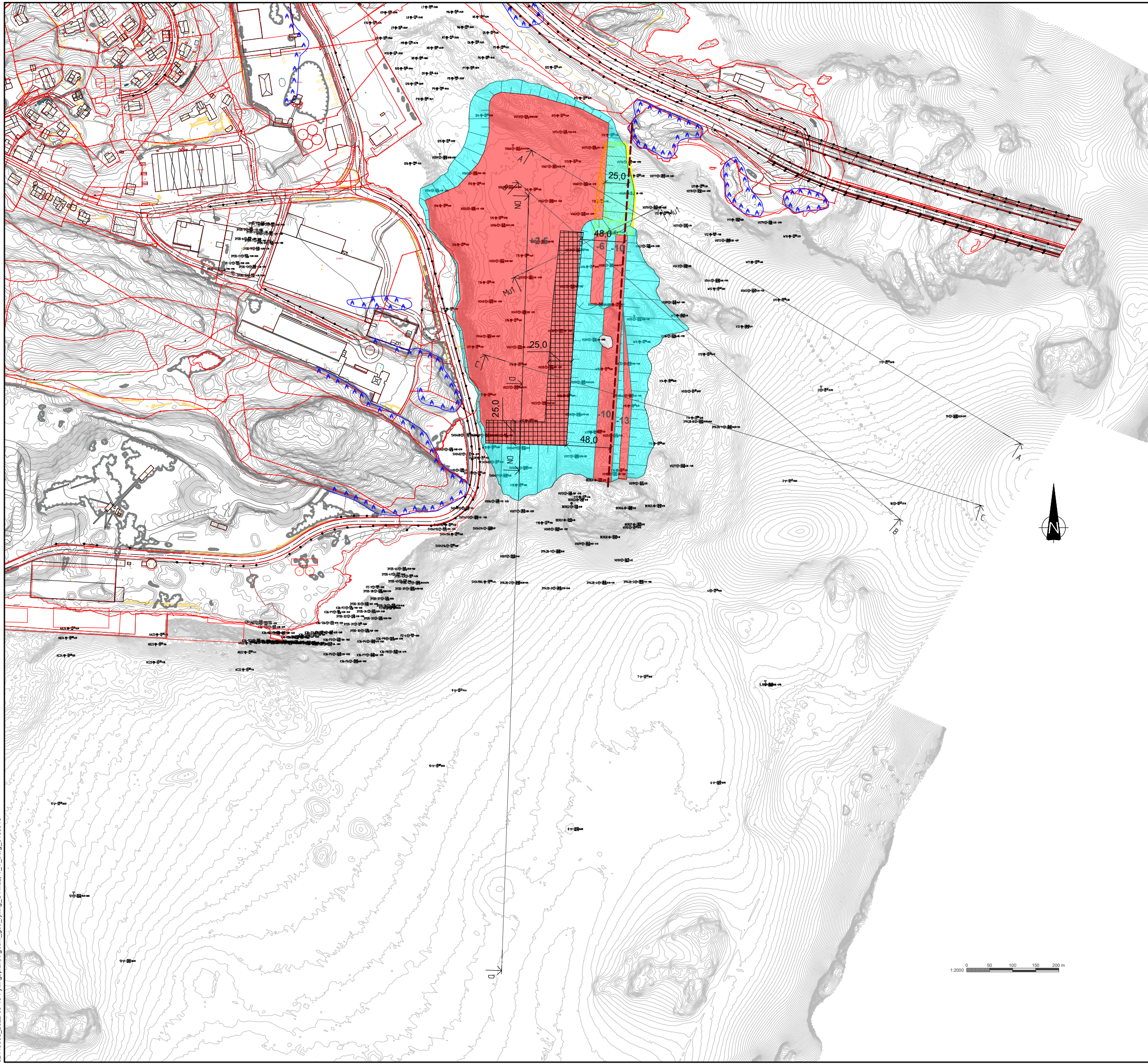


Seismiske laster generert for oppgitt geografisk lokasjon er basert på siste versjon av jordskjelv soneringskart (v.1.0.2019). Tabellen over angir berggrunnens akselerasjon som forventes å bli overskredet over en tidsperiode på 475 år (overskridelsessannsynlighet på 10% over 50 år).

NORSARs tjenester og produkter for seismisk fare har blitt utviklet innenfor et probabilistisk rammeverk, jfr. disclaimer i vedlagte *Executive Summary*. Bruker av data må gjøre seg kjent med disclaimer.



T:\norconsult\dat\vd\for\toppdrag\Sandvik\5211052110663\BIM\Geoteknik\K\K\Borplan\fyllingsplan - rev.dwg - EmiCad - Ploket: 2022-12-21, 09:56:33 - LAYOUT = V001 - XREF = 52110663_2022-04-01_Utvalgte sonderinger_5163018_Sjøbunnskart_NN1954_UTM32_52110663_2022-06-13_Begrenset last_t-geom_geo_mudring_UTM32_52110663_2022-09-13-Fyllingsplan_t-geom_geo_fylling_UTM32_T_V_breg_5163018



- Plata
- Helning
- Mudring
- Begrenset last
- Kaifront
- Berg i dagen, ut fra aktuelle og historiske flyfoto

GENERELLE MERKNADER

Tegningen er ment å vise nødvendig fyllingsvolumer for å oppnå tilstrekkelig kapasitet basert på utførte beregningsnitt, og er ikke nødvendigvis ferdig design/utforming.

Det må medberegnes betydelig konsolideringstid før ferdigstillelse av fylling til kote +2.5.

Konsolideringstid kan reduseres ved bruk av drenerør.

Mudring antatt gjennomførbart i områder med løsmassemekthighet < 10 meter.

Totalt fyllingsvolum inkluderer fylling av mudringsted anslås til ca. 955 400 m2.

Totalt mudringsvolum anslås til ca. 20 000 m3.

Referansesystem

Nord, øst: EUREF89 UTM 32
Høyde: NN2000

J02	2022-10-07	For bruk	OddAlm	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-13	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

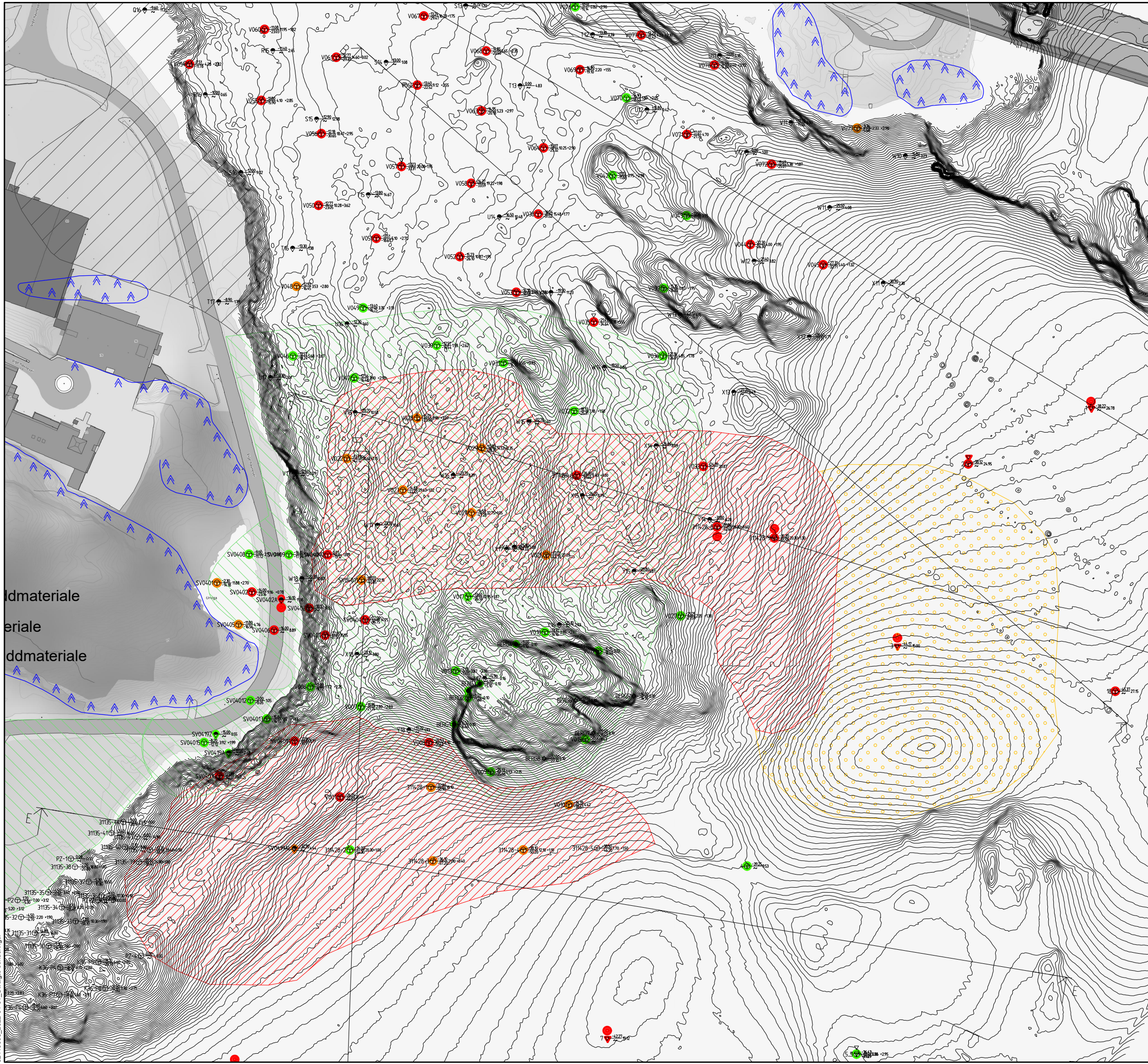
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet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

Kristiansand Havn Målestokk (gjelder A1)
1:2000

Kristiansand Havn Nord
Fyllingsplaner SHA 4
Planoversikt med beregningsnitt

Norconsult	Oppdragsnummer 52110663	Tegningsnummer V001	Revisjon J02
-------------------	----------------------------	------------------------	-----------------

\norconsult.com\dfs\forprosjekt\52110063\BIM\Geoteknik\Kvikkleiresone.dwg - EmiCed - Plottet: 2022-09-30, 15:23:58 - XREF = 52110063_2022-09-28, Snitt beneget, 52110063_2022-09-28, Klassifisering, Borpunkter, T.V. berg, 5183018, T.V. Fyllmasser, 52110063_2022-09-09, Løseområde, Vigeboen, Sjøburn, 52110063_2022-04-01_Utvagte soneringer



FORKLARINGER

- Løseområde
- Eksisterende fyllmasser
- Berg i dagen, ut fra aktuelle og historiske flyfoto

GENERELLE MERKNADER

Kvikkleiresonen er utredet iht. til NVEs veileder 1/2019 og Ekstern Rapport 9/2020.

Hele løseområdet ligger under vann, og det er antatt at det avgrenses inn mot oppstikkende berg og eksisterende fyllmasser.

KLASSIFISERING

- Sannsynlig kvikkleiresprøddmateriale
- Mulig kvikkleiresprøddmateriale
- Antatt ingen kvikkleiresprøddmateriale

REFERANSER:

- * 52110063-RIG01 Fyllingsplaner Topdalsfjorden - Grunnundersøkelser
- * 311428-1 Utfylling Vigeboen Ringodden - Datarapport og stabilitetsvurdering
- * 311353-1 Grunnundersøkelser utført 2007 og tidligere - Kai Øst-Vest, Kongsgårdbukta, Kristiansan
- * 5196817-RIG-01 Kai 35 - Utvidelse av kai - Geoteknisk datarapport

Referansesystem

Nord, øst: EUREF89 UTM 32
 Høyde: NN2000
 Referansesystem:
 Nord, øst: EUREF89 UTM 32
 Høyde: NN2000

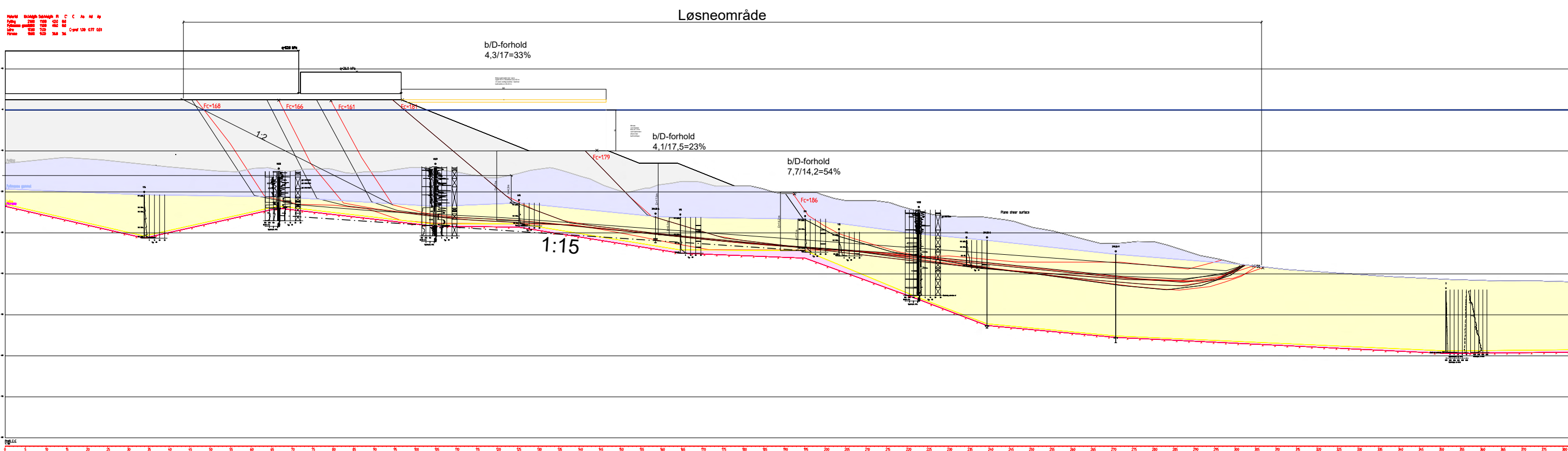
Rev.	Dato	Beskrivelse	KjeLie	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-30	For bruk			

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 gøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet tilsier.

Kristiansand Havn Målestokk (gitter A1)
1:1000

Kristiansand Havn Nord
 Områdestabilitetsvurdering
 Kvikkleiresone, Vigeboen

"norconsult.no\utvidet\toppedrag\Sandvik\52110663\BIM\Geoteknik\Kvikk\Kvikk\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:42:3 - LAYOUT = V003 - XREF = 52110063_2022-06-12_SnittA_m_kalidekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM RED_END, SNITT C_CU_CONSOL_NO BERM RED_END, SNITT DN_CU_SMITT MUJ_APHI_SMITT DN_APHI, 52110063_2022-10-06_SnittMUJ, SNITT MUJ_CU, 52110063_2022-09-30_SnittDN, 52110063_2022-06-23_SnittC_m_kalidekke_reduisert



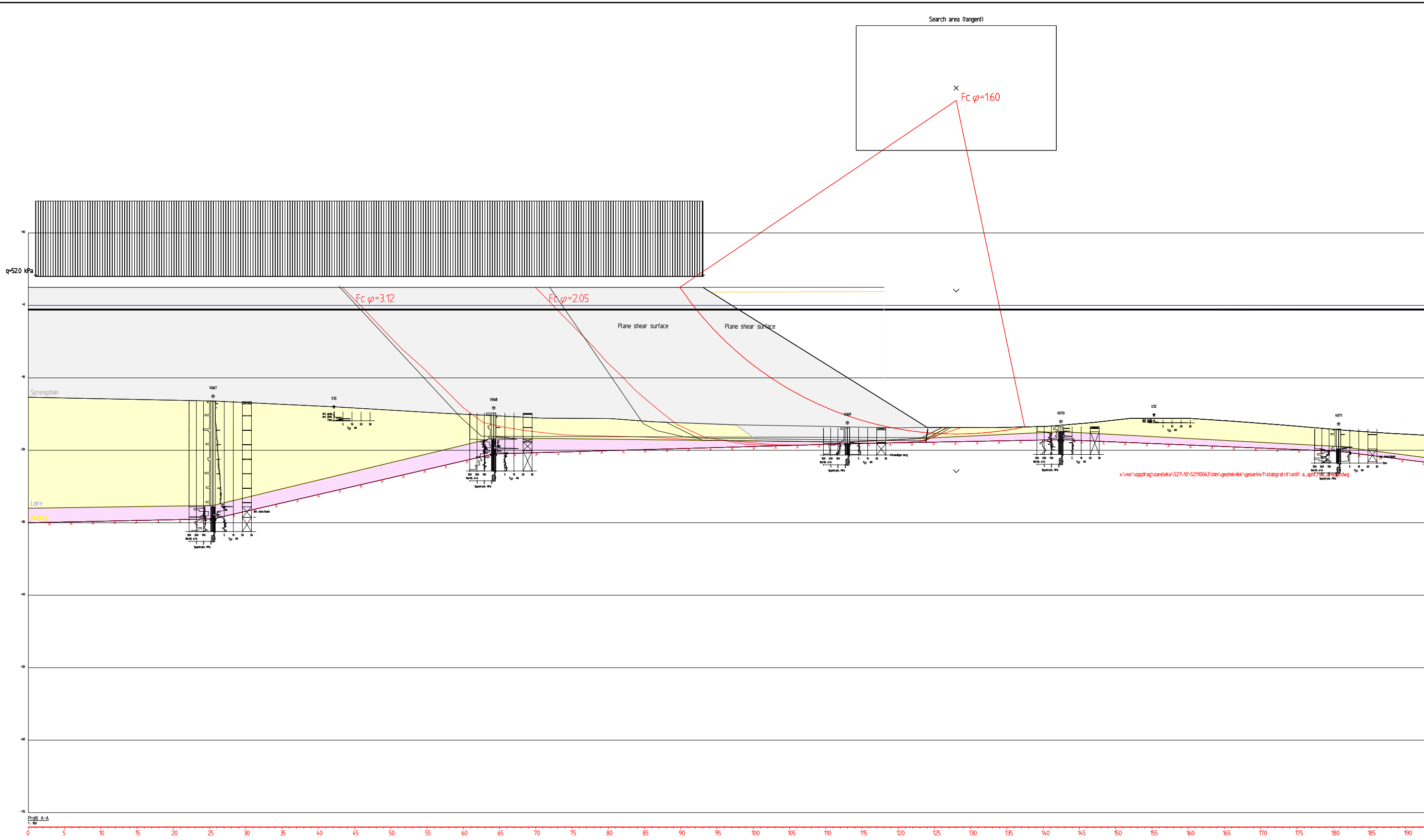
FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

- Sprengstein
- Gammel fyllmasse
- Leire
- Morene

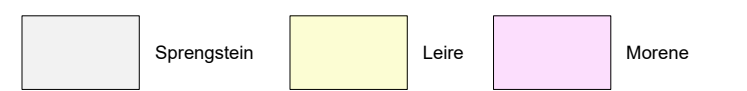
Rev.	Dato	Beskrivelse	KjeLie	EmiCed	IgrRau
J02	2022-12-12	For bruk			
			Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet tilsier.					Målestokk (gjelder A1) 1:500
Kristiansand Havn Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5					
Soneavgrensning 1:15 Profil C					
		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon	
		52110063	V003	J02	

\norconsult\as\utvidere\toppedrag\Sandvika\521101063\BIM\Geoteknik\Kjeller\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:12:26 - LAYOUT = V1-1 - XREF = 52110063_2022-05-12_Sha4_m_kaldekke_reduisert, SNITT_C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT_C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT_DN_CU_SNIIT
 MUJ_APHI_SNIIT_DN_APHI_SNIIT_MUJ_CU_52110063_2022-09-30_SnitIDN, 52110063_2022-06-23_SnitC_m_kaldekke_reduisert



J02	2022-11-27	Redusert mudring pga. Eurokode krav.	KjeLie	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

FORKLARINGER
 - Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



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.

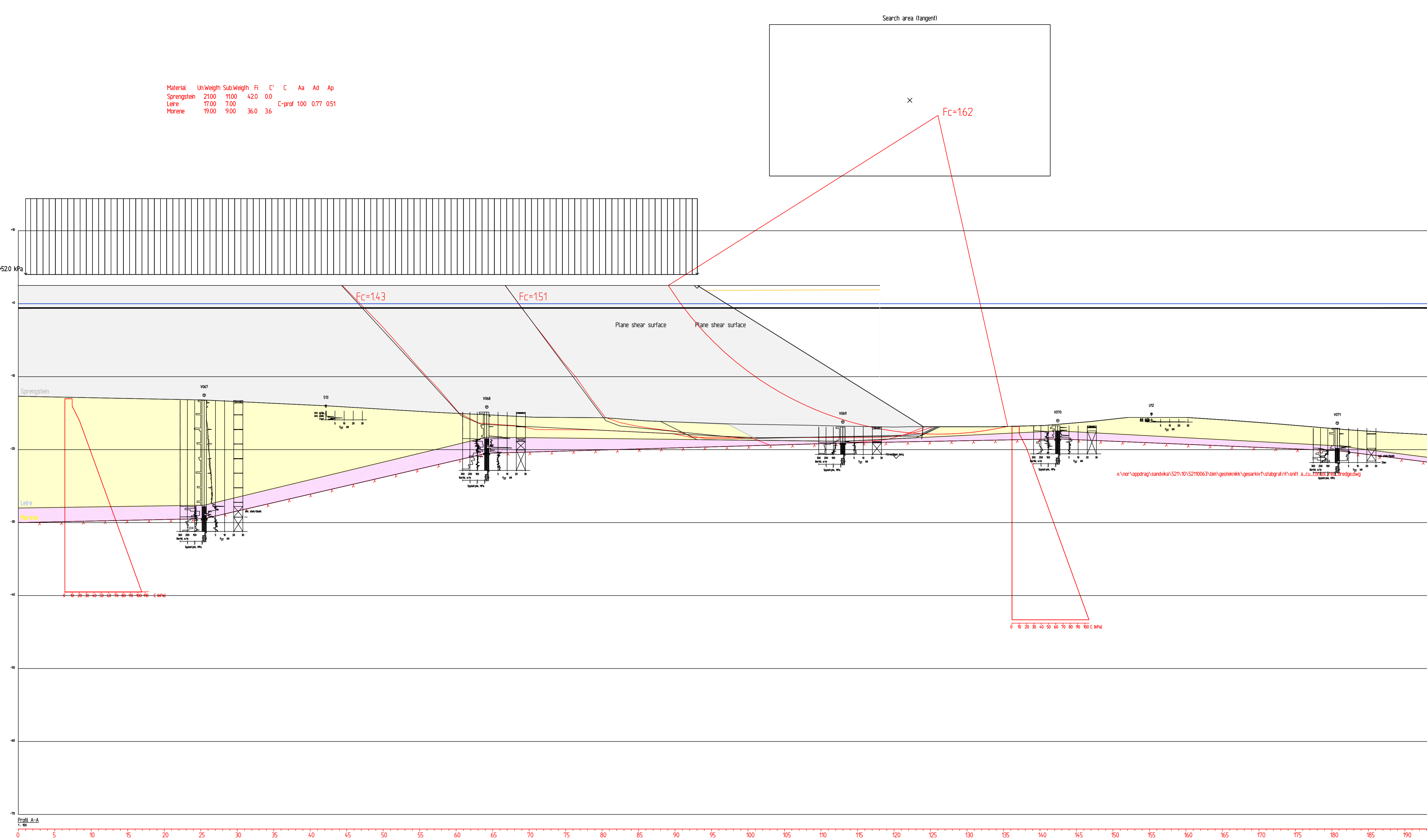
Kristiansand Havn Målestokk (gjelder A1)
1:250

Kristiansand Havn Nord
 Fyllingsplaner SHA4 og SHA5
 Stabilitetsberegninger
 Profil A
 Effektivspenningsbasis, $a-\phi$, ferdig tilstand

Norconsult	Oppdragsnummer 52110063	Tegningsnummer V1-1	Revisjon J02
-------------------	----------------------------	------------------------	-----------------

"I:\norconsult\itad\com\vd\inor\opdrag\Sandvika\S2110\S2110063\BIM\Geoteknik\A\K\fil\Statistiskeberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:14:31 - LAYOUT = V1-2 - XREF = 52110063_2022-05-12_Sha4_m_kaldekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU_SNIIT
 MUJ_APHI_SNIIT DN_APHI_SNIIT MUJ_CU_S2110063_2022-10-06_SnitMuJ, SNITT MUJ_CU_S2110063_2022-09-30_SnitMuJ, SNITT MUJ_CU_S2110063_2022-06-23_SnitC_m_kaldekke_reduisert

Material	UnWeigh	SubWeigh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Sprengstein	2100	1100	420	0.0				
Leire	17.00	7.00			C-prof	100	0.77	0.51
Morene	19.00	9.00	36.0	3.6				



Rev.	Dato	Beskrivelse	Fagkontroll	Godkjent
J02	2022-12-12	Revidert mudring	KjeLie	EmiCed
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed

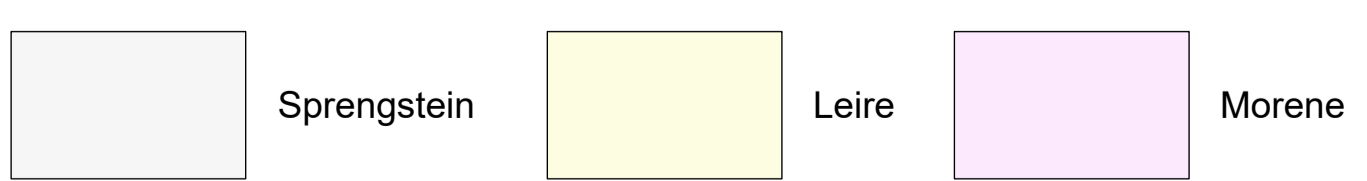
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet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

Kristiansand Havn Målestokk (gjelder A1)
1:250

Kristiansand Havn Nord
 Fyllingsplaner SHA4 og SHA5
 Stabilitetsberegninger
 Profil A
 Totalspenningsbasis, Su

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	52110063	V1-2	J01

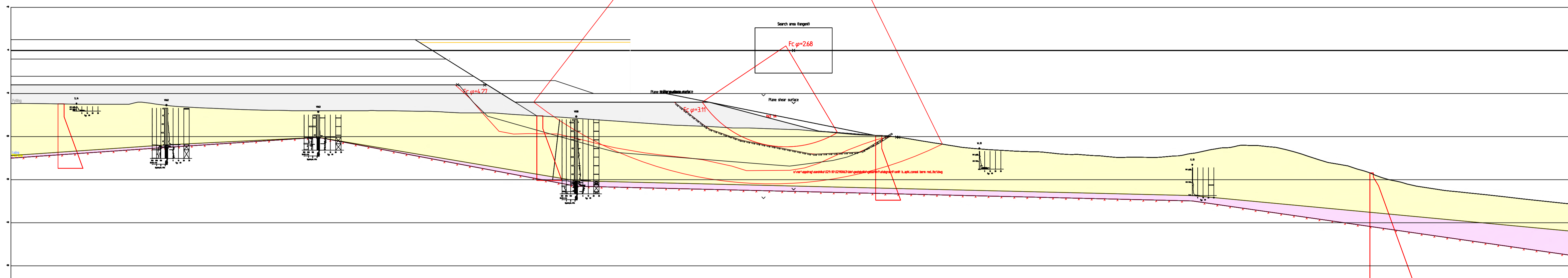
FORKLARINGER
 - Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



\norconsult\itad.com\itad\inor\topprosjekt\Sarvika\52110063\BIM\Geoteknik\A\K\fil\Statistiskeberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:24:57 - LAYOUT = V2-1 - XREF = 52110063_2022-05-12_Sha4_m_kaldekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU_SNIFF MUJ_APHI_SNIFF DN_APHI, SNITT MUJ_CU, 52110063_2022-09-30_Snittdn, 52110063_2022-06-23_Snittdn, 52110063_2022-06-23_Snittdn

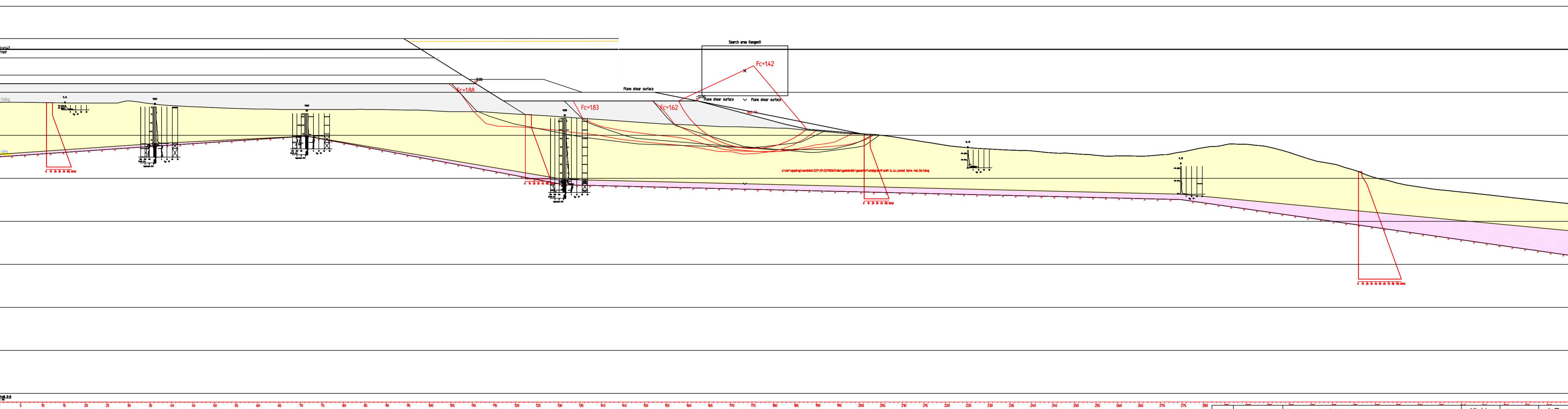
Effektivspenningsanalyse, a-φ

Nivå	Utsnitt	Subnivå	H	C	φ	As	As'	As''
1	100	100	0	0	0	0	0	0
2	100	100	0	0	0	0	0	0
3	100	100	0	0	0	0	0	0



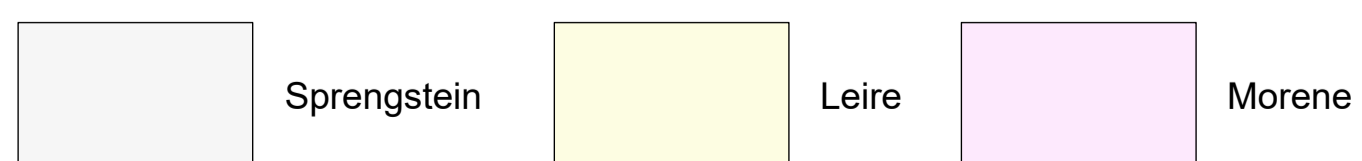
Totalspenningsanalyse, Su

Nivå	Utsnitt	Subnivå	H	C	φ	As	As'	As''
1	100	100	0	0	0	0	0	0
2	100	100	0	0	0	0	0	0
3	100	100	0	0	0	0	0	0



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



Rev.	Dato	Beskrivelse	Fagkontroll	Godkjent
J02	2022-12-12	Revidert motfylling	KjeLie	EmiCed
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed

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.

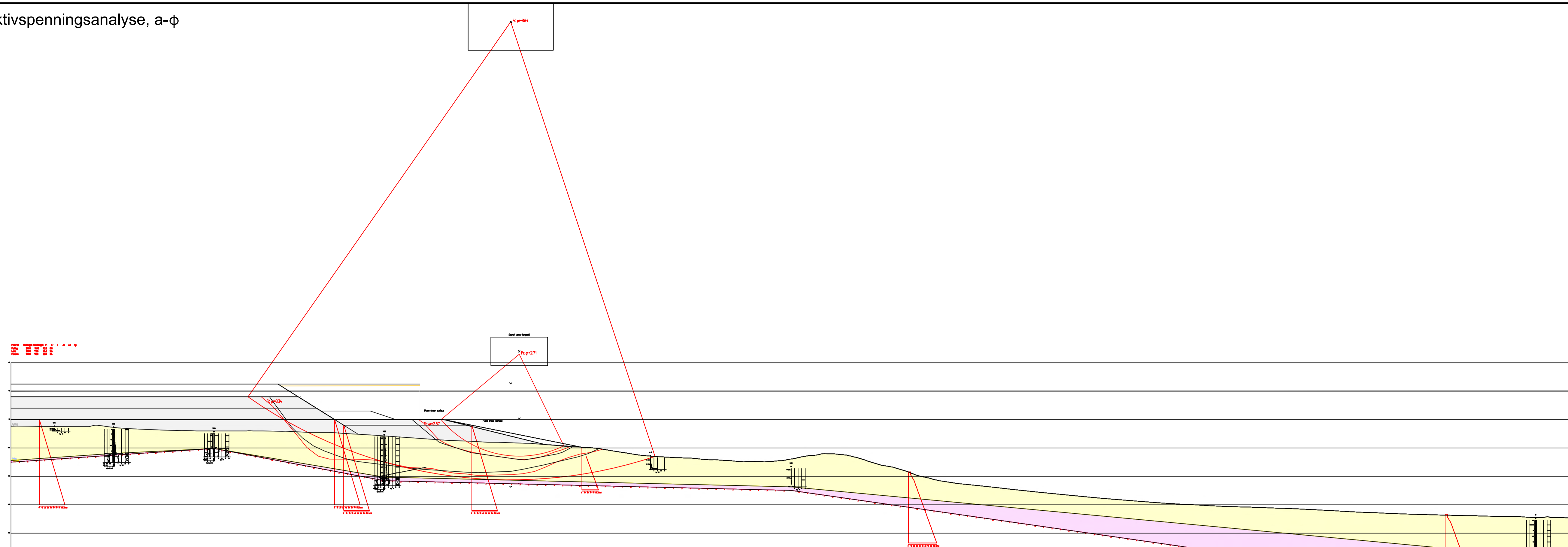
Kristiansand Havn	Målestokk (gjelder A1)
	1:500

Kristiansand Havn Nord
 Fyllingsplaner SHA4 og SHA5
 Stabilitetsberegninger
 Profil B
 Fyllingstrinn 1

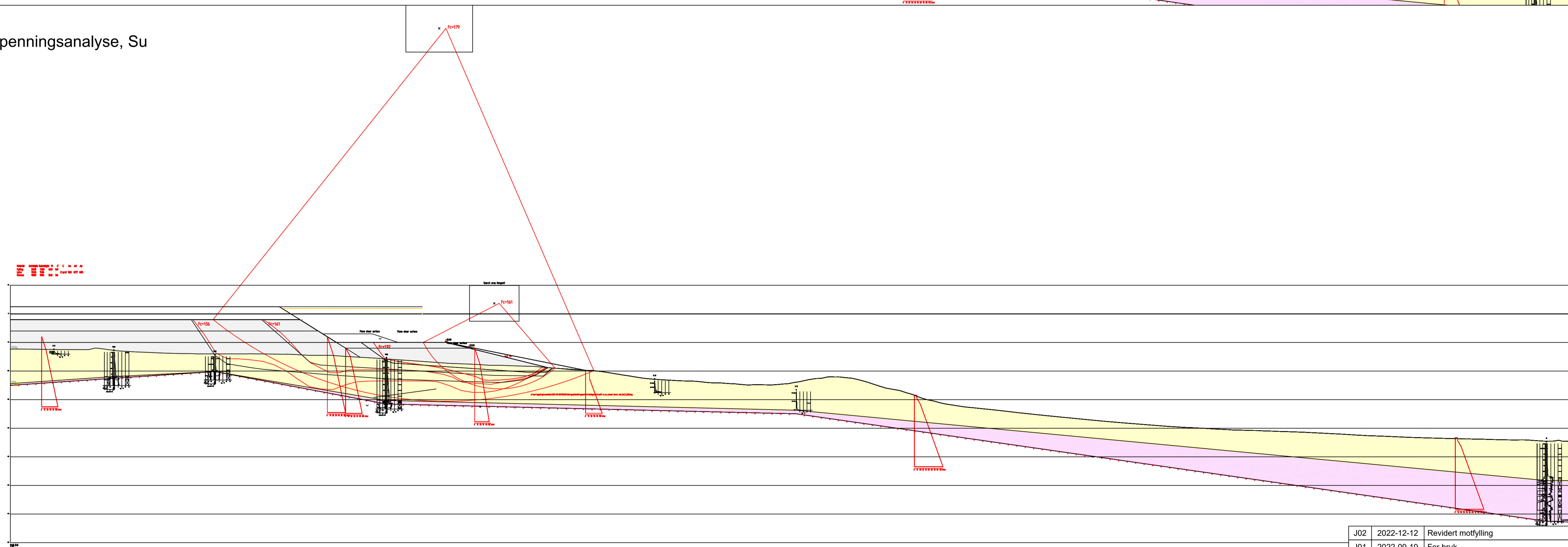
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	52110063	V2-1	J01

\norconsult\itad.com\itad\inor\opprodrag\Sarvovika\52110063\BIM\Geoteknik\A\K\fil\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:28:4 - LAYOUT = V2-2 - XREF = 52110063_2022-05-12_SnittA_m_kalidekke_redusert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_CU_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU, SNITT MUJ_APHI, SNITT DN_APHI, SZ: 52110063_2022-09-30_SnittMUJ, SNITT MuT_Cu: 52110063_2022-06-23_SnittC_m_kalidekke_redusert

Effektivspenningsanalyse, $a-\phi$



Totalspenningsanalyse, Su


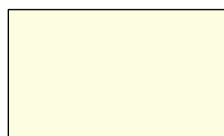



J02	2022-12-12	Revidert motfylling	KjeLie	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

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.

FORKLARINGER

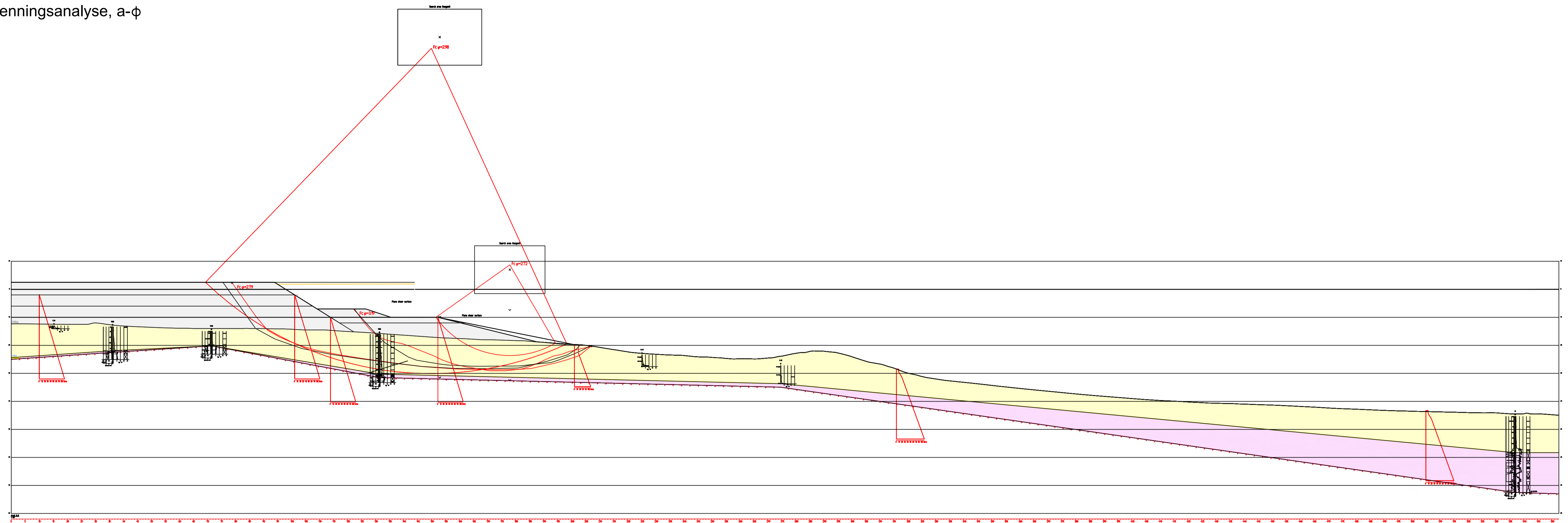
- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

	Sprengstein		Leire		Morene
---	-------------	---	-------	---	--------

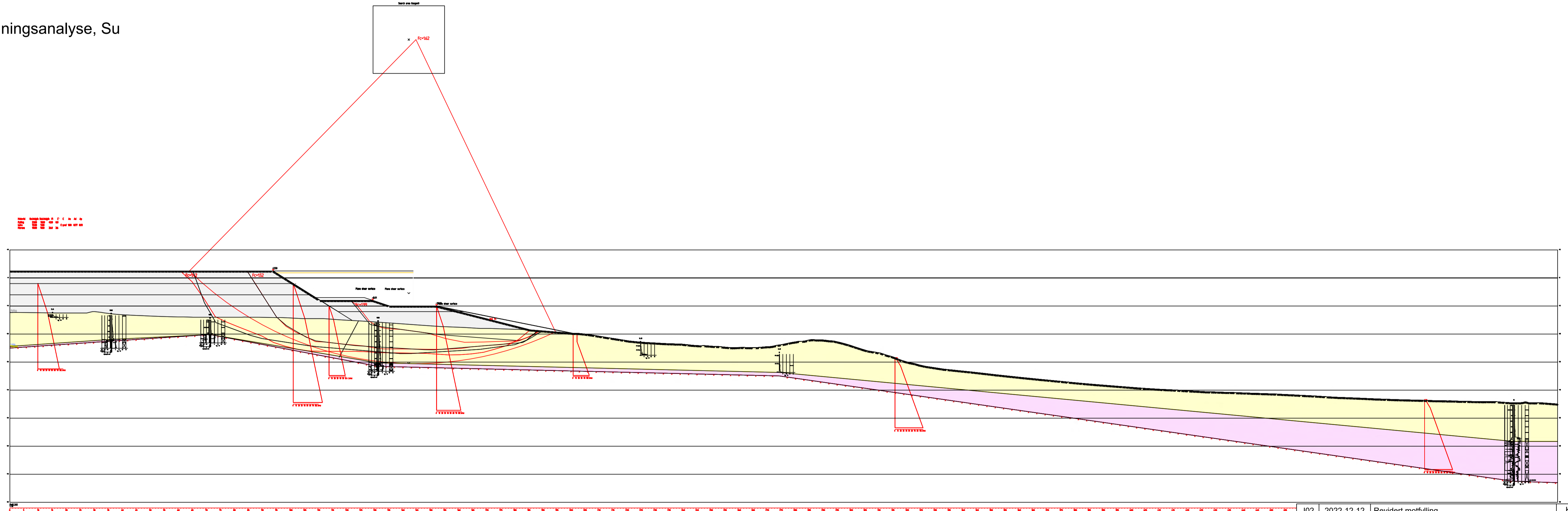
Kristiansand Havn		Målestokk (gjelder A1)	1:500
Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5 Stabilitetsberegninger Profil B Fyllingstrinn 2			
Norconsult 	Oppdragsnummer 52110063	Tegningsnummer V2-2	Revisjon J01

"norconsult.no\share\proj\opprodrag\Sandvik\52110063\BIM\Geoteknik\A\K\fil\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:30:06 - LAYOUT = V2-3 - XREF = 52110063_2022-05-12_Sha4_m_kaldekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU_SNIIT MUJ_APHI, SNITT DN_APHI, SZ110063_2022-10-06_Snittdiagram, SNITT MuT_Cu: 52110063_2022-09-30_Snittdiagram, SZ110063_2022-06-23_Snittdiagram_reduisert

Effektivspenningsanalyse, $a-\phi$

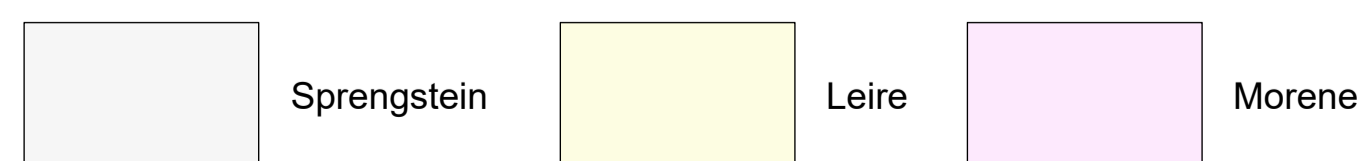


Totalspenningsanalyse, Su



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



J02	2022-12-12	Revidert motfylling	KjeLie	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

Detle 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.

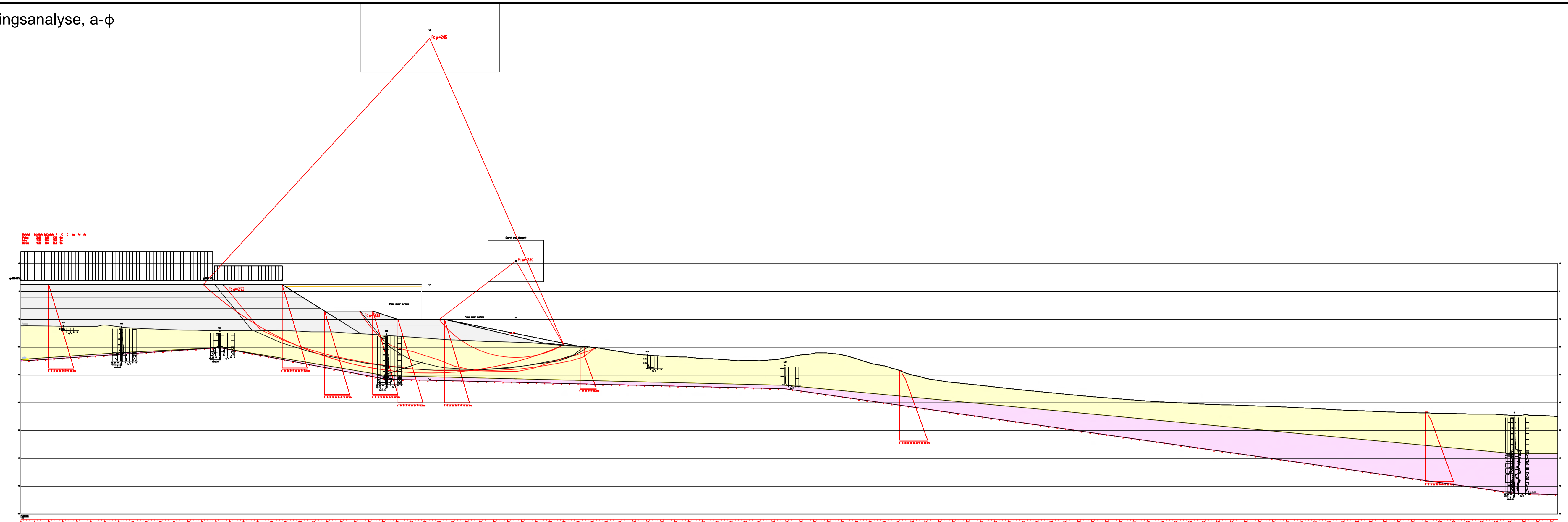
Kristiansand Havn Målestokk (gjelder A1)
1:500

Kristiansand Havn Nord
Fyllingsplaner SHA4 og SHA5
Stabilitetsberegninger
Profil B
Fyllingstrinn 3

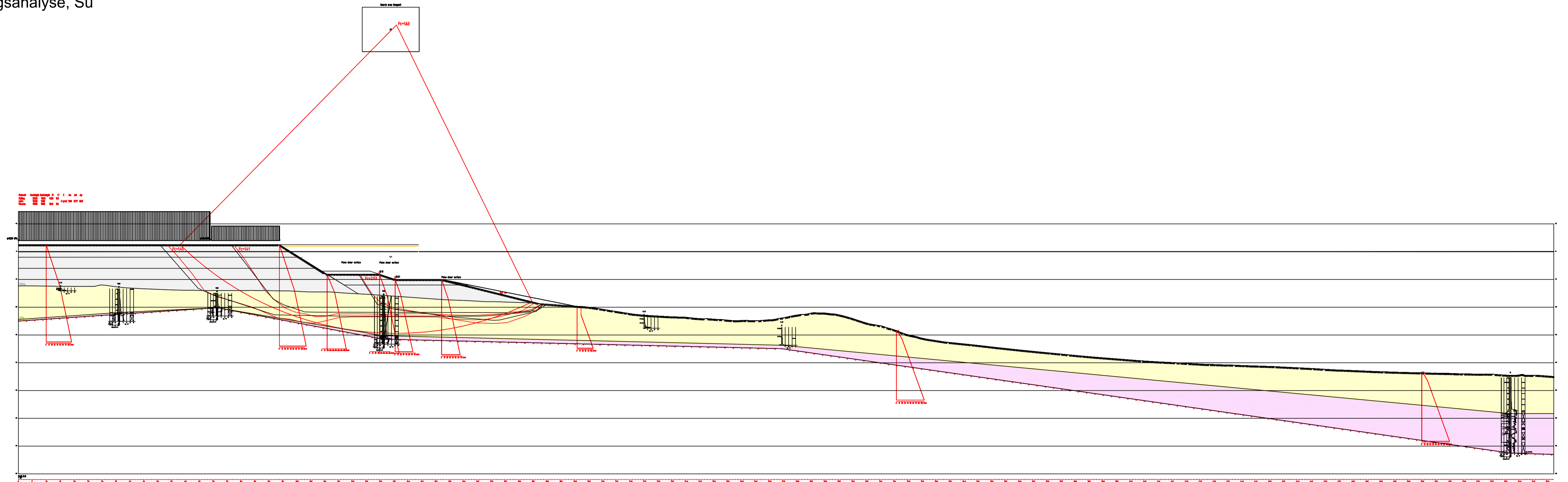
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	52110063	V2-3	J01

"n:\norconsult\itad\com\vd\in\top\prosjekt\52110063\BIM\Geoteknik\A\K\fil\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - EmiCed - Prosjekt: 2022-12-21, 10:32:19 - LAYOUT = V2-4 - XREF = 52110063_2022-05-12_ShuA_m_kaldekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU_SNIIT
 MUJ_APHI_SNIIT DN_APHI_S2110063_2022-10-06_ShuA_m_kaldekke_reduisert, SNITT C_CU_CONSOL_BERM_RED_END, SNITT C_APHI_CONSOL_NO_BERM_RED_END, SNITT DN_CU_SNIIT

Effektivspenningsanalyse, $a-\phi$

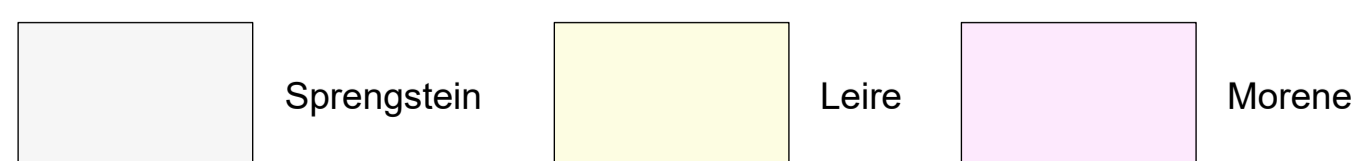


Totalspenningsanalyse, Su



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



J02	2022-12-12	Revidert motfylling	KjeLie	EmiCed	IgRau
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau
Rev.	Dato	Beskrivelse	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.

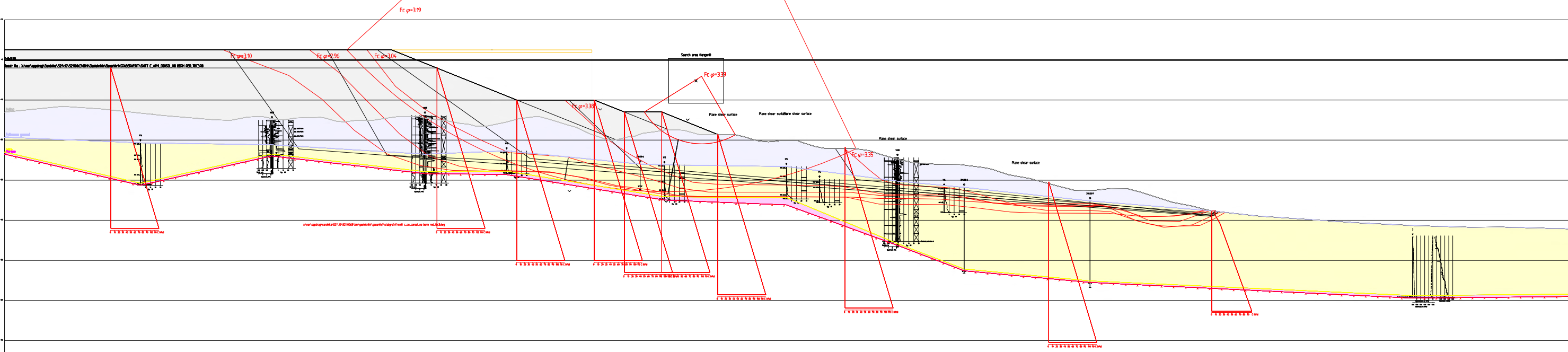
Kristiansand Havn Målestokk (gjelder A1)
1:500

Kristiansand Havn Nord
 Fyllingsplaner SHA4 og SHA5
 Stabilitetsberegninger
 Profil B
 Ferdig tilstand

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	52110063	V2-4	J01

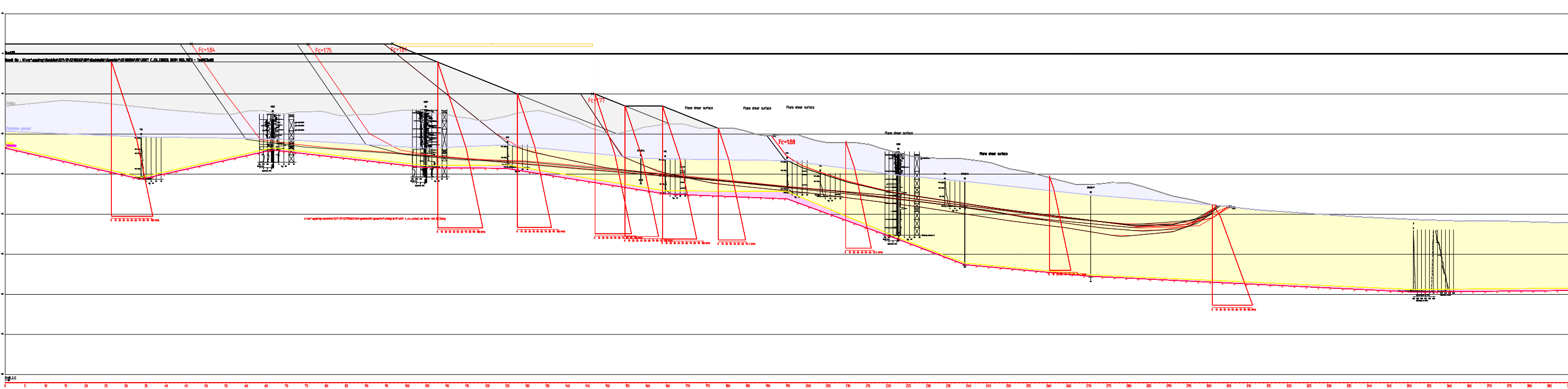
Effektivspenningsanalyse, a-φ

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 2.0
2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 2.7 2.8 2.9 3.0
3.1 3.2 3.3 3.4 3.5 3.6 3.7 3.8 3.9 4.0
4.1 4.2 4.3 4.4 4.5 4.6 4.7 4.8 4.9 5.0



Totalspenningsanalyse, Su

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 2.0
2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 2.7 2.8 2.9 3.0
3.1 3.2 3.3 3.4 3.5 3.6 3.7 3.8 3.9 4.0
4.1 4.2 4.3 4.4 4.5 4.6 4.7 4.8 4.9 5.0



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

	Sprengstein		Gammel fyllmasse		Leire		Morene
--	-------------	--	------------------	--	-------	--	--------

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
J01	2022-09-19	For bruk	KjeLie	EmiCed	IgRau

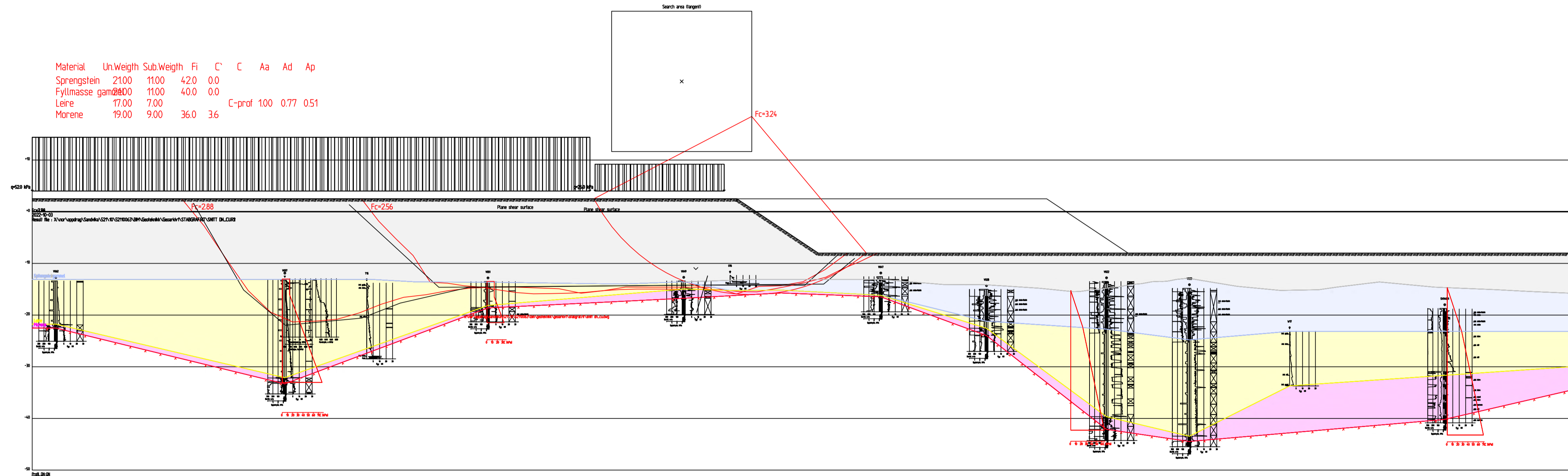
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet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

Kristiansand Havn		Målestokk (gjelder A1)
		1:500
Kristiansand Havn Nord		
Fyllingsplaner SHA4 og SHA5		
Stabilitetsberegninger		
Profil C		
Fyllingstrinn 3		

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	52110063	V3-3	J01

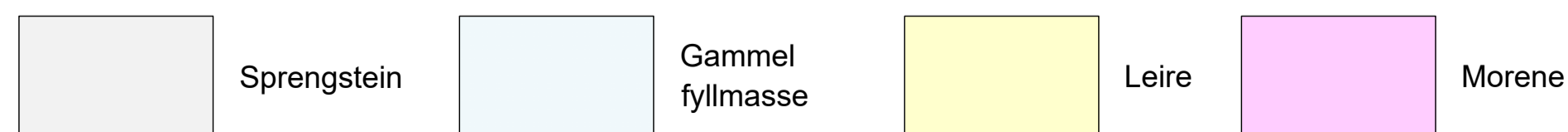
"X:\nor\oppdrag\Sandvik\52110063\BIM\Geoteknik\Kvikkleireskred\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - OddAlm - Ploket: 2022-10-10, 10:53:04 - LAYOUT = V5-1 - XREF = SNITT_DN_CU, SNITT_MU1_APHI, SNITT_MU1_CU, 52110063_2022-09-30_SnittDN"

Totalspenningsanalyse, Su



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

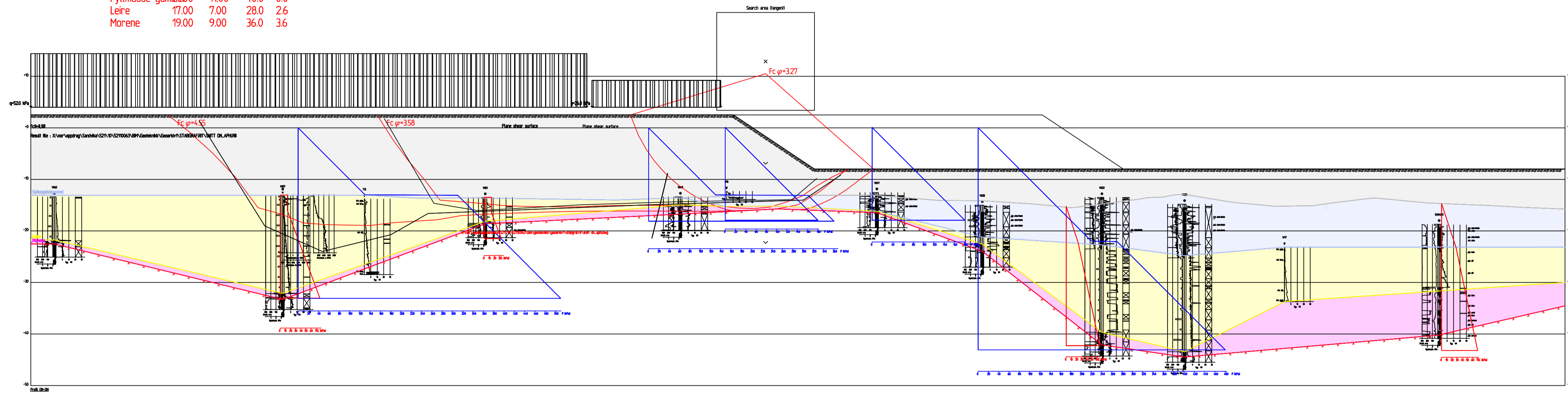


Rev.	2022-10-07	For bruk	OddAlm	EmiCed	IgRau
		Utarbeidet		Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.					
Kristiansand Havn					Målestokk (gjelder A1) 1:500
Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5 Stabilitetsberegninger Profil Dn Sikkerhet før konsolidering					
Norconsult		Oppdragsnummer 52110063	Tegningsnummer V5-1	Revisjon J01	

X:\nor\oppdrag\52110063\BIM\Geoteknik\Kalkulasjoner\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - OddAlm - Pliktet: 2022-10-10, 10:39:03 - LAYOUT = V5-2 - XREF = SNITT MU1_APHI_SNIIT DN_CU_52110063_2022-10-06_SnitMu1_SNIIT Mu1_Cu_52110063_2022-09-30_SnitDN

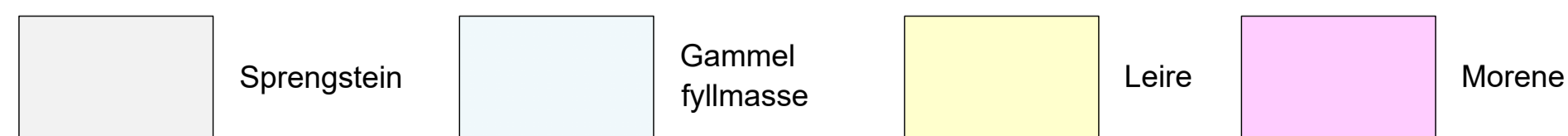
Effektivspenningsanalyse, a-φ

Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Sprengstein	21.00	11.00	42.0	0.0				
Fyllmasse gammel	11.00	11.00	40.0	0.0				
Leire	17.00	7.00	28.0	2.6				
Morene	19.00	9.00	36.0	3.6				



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"



Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent	OddAlm	EmiCed	IgRau
J01	2022-10-07	For bruk						
<p>Detta 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.</p>						<p>Målestokk (gjelder A1)</p> <p>1:500</p>		
<p>Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5 Stabilitetsberegninger Profil Dn Sikkerhet før konsolidering</p>								
<p>Norconsult</p>		<p>Oppdragsnummer 52110063</p>	<p>Tegningsnummer V5-2</p>	<p>Revisjon J01</p>				

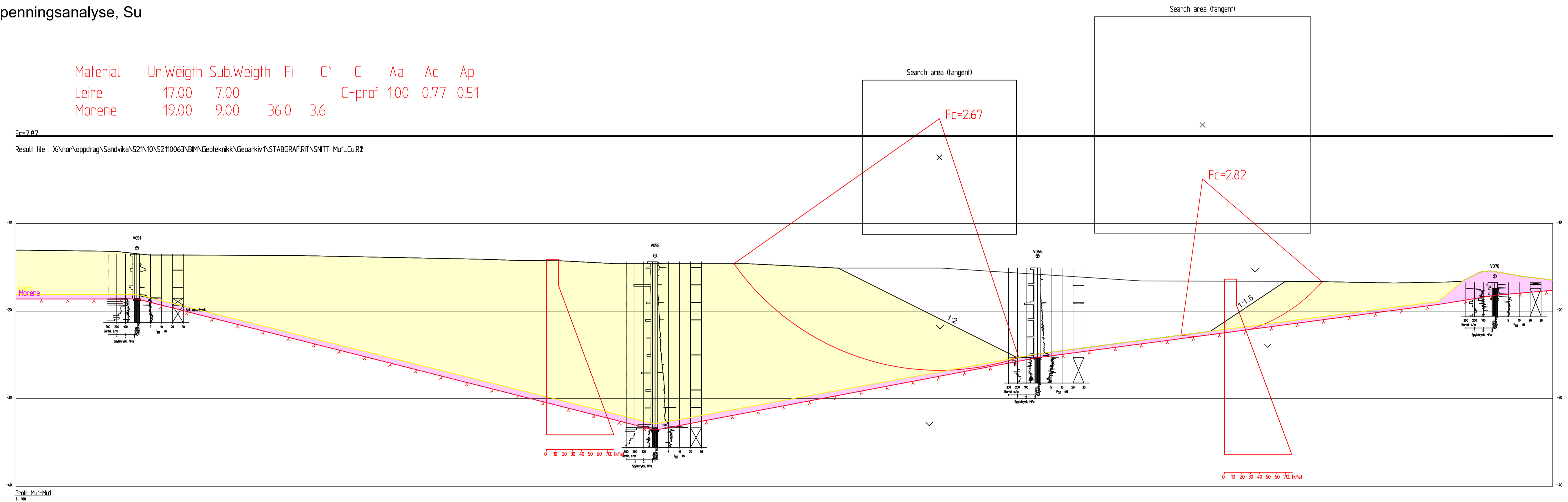
X:\nor\opprodrag\Sandvika\52110063\BIM\Geoteknik\Kvikkleireskred\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - OddAlm - Pliktet: 2022-10-10, 10:55:35 - LAYOUT = V6-1 - XREF = SNITT DN_CU, SNITT MU1_APHI, SNITT DN_APHI, SNITT MU1_CU, 52110063_2022-09-30_SnittDN

Totalspenningsanalyse, Su

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Leire	17.00	7.00			C-prof	100	0.77	0.51
Morene	19.00	9.00	36.0	3.6				

Er=2.67

Result file : X:\nor\opprodrag\Sandvika\52110063\BIM\Geoteknik\Geoteknik\STABGRAFIT\SNITT Mu1_Cu.R2



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

	Sprengstein		Gammel fyllmasse		Leire		Morene
--	-------------	--	------------------	--	-------	--	--------

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Godkjent	OddAlm	EmiCed	IgRau
J01	2022-10-07	For bruk					
<p>Detta 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.</p>							Målestokk (gjelder A1)
<p>Kristiansand Havn</p>							1:250
<p>Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5 Stabilitetsberegninger Profil Mu1 Stabilitet av mudringstrau</p>							
Norconsult		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon			
		52110063	V6-1			J01	

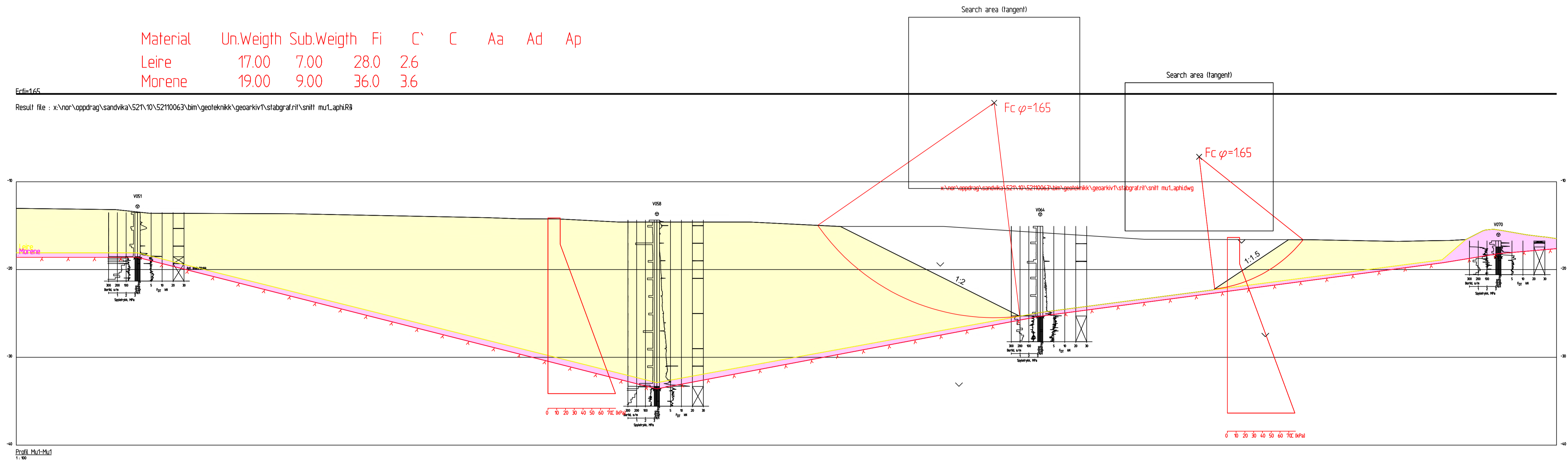
X:\nor\opdrag\Sandvika\52110\52110063\BIM\Geoteknik\Kvikkleireskred\Stabilitetsberegninger - rev.dwg - OddAlm - Pictet: 2022-10-10, 10:44:09 - LAYOUT = V6-2 - XREF = SNITT MU1_APHI_SNIIT DN_APHI_SNIIT DN_APHI_SNIIT DN_CU_52110063_2022-10-08_SnitMu1_SNIIT DN_CU_52110063_2022-09-30_SnitDN

Effektivspenningsanalyse, $a-\phi$

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Leire	17.00	7.00	28.0	2.6				
Morene	19.00	9.00	36.0	3.6				

Erfiler165

Result file : x:\nor\opdrag\sandvika\52110\52110063\BIM\geoteknik\geoteknik\stabgraf\rii\snitt muL_aphiR8



FORKLARINGER

- Stabilitetsberegninger i henhold til NVEs veileder 1/2019, "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

	Sprengstein		Gammel fyllmasse		Leire		Morene
--	-------------	--	------------------	--	-------	--	--------

Rev.	2022-10-07	For bruk	OddAlm	EmiCed	IgRau
<small> 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. </small>			<small>Målestokk (gjelder A1)</small> 1:250		
Kristiansand Havn Nord Fyllingsplaner SHA4 og SHA5 Stabilitetsberegninger Profil Mu1 Stabilitet av mudringstrau					
Norconsult		<small>Oppdragsnummer</small> 52110063	<small>Tegningsnummer</small> V6-2	<small>Revisjon</small> J01	