

TIL: NVE
v/Svein Arne Jerstad

Kopi: Martin Jespersen

Fra: GrunnTeknikk AS

Dato: 27.02.2023
Dokumentnr: 116317n1
Prosjekt: 113845
Utarbeidet av: Jon Adersen Gulbrandsen
Kontrollert av: Olav Frydenberg

Skien. Skotfoss, sikring av kvikkleiresone NVE Geoteknisk prosjektering, stabilitetsforhold og stabiliserende sikringstiltak

Sammendrag:

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) bistår Skien kommune med planlegging og gjennomføring av tiltak for sikring av faresonen for kvikkleireskred «Skotfoss» (sone nr. 1876).

GrunnTeknikk AS er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjektet med ansvar for vurdering av stabilitetsforhold og prosjektering av stabiliserende sikringstiltak. Vi har i forbindelse med oppdraget også bistått med planlegging og oppfølging av geotekniske grunnundersøkelser utført både i elva og på land.

Foreliggende notat gir en oppsummering av prosjekteringsforutsetninger, utførte stabilitetsberegninger, prosjekterte stabiliserende sikringstiltak, samt anbefalinger og rekkefølgekrav ifm. utførelse av sikringstiltakene.

Stabilitetsberegninger utført i vestre del av området nedenfor Skotfoss skole viser tilfredsstillende stabilitet i dagens situasjon, samt tilfredsstillende robusthet for en mulig bunnsenkning.

I østre del av området, nedenfor Fv. 357 i krysset mellom Fv. 357 og Dalsbygdvegen Fv. 3302, viser utførte stabilitetsberegninger meget lav sikkerhet i dagens situasjon. Det er derfor prosjektert stabiliserende sikringstiltak både på land og i elva. Sikringstiltakene ivaretar både stabiliteten under anleggsarbeidene, samt gir tilfredsstillende forbedring av stabiliteten i den permanente fasen når sikringsarbeidene er ferdigstilt.

Nærmere gjennomgang fremgår av notatet.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	4
2	Grunnforhold	4
3	Prosjekteringsforutsetninger	7
3.1	Prosjekteringsomfang.....	7
3.2	Regelverk og veiledere.....	8
3.3	Geoteknisk kategori.....	8
3.4	Pålitelighetsklasse	9
3.5	Krav til prosjekteringskontroll.....	9
3.6	Krav til utførelseskontroll.....	10
3.7	Tiltakskategori	10
3.8	Krav til sikkerhet.....	10
3.9	TEK17 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger	13
3.10	SAK10 §9-4 Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering.....	14
3.11	SAK10 §10 Krav til kvalitetssikring	14
3.12	Permanente laster	14
3.13	Variable laster.....	15
3.14	Seismisk prosjektering	15
3.15	Geotekniske parametere	15
3.16	Naboforhold.....	15
4	Utførte stabilitetsberegninger	15
4.1	Dagens situasjon, østre del av området	16
4.2	Dagens situasjon, vestre del av området	17
4.3	Prosjekterte sikringstiltak, vestre del av området, anleggsfasen.....	21
4.4	Stabilitet etter utførelse av prosjekterte sikringstiltak, permanent fase	25
4.5	3D effekter for lange glidesirkler.....	28
5	Anbefalinger, prosjekterte sikringstiltak	30
5.1	Prosedyre og rekkefølgekrav for utførelse av sikringsarbeidene.....	32
6	Kontroll utførelse.....	33
7	Sluttkommentar	33

TEGNINGER

Tegn nr.	Tittel	Målestokk
1 - 2	Borplaner med plassering av beregningsprofiler	1:1000
500	Borplan med prosjekterte sikringstiltak	1:500

REFERANSER

- [1] Rambøll AS. Geoteknisk datarapport, oppdrag 1350051690, rapport nr. 1 rev. 2, datert 15.22.2022
- [2] Scandiaconsult AS. Geoteknisk datarapport 620207A, rapport nr. 1, datert 04.10.2002.
- [3] NGL. Geoteknisk rapport 20011544-2 rev. 3, datert 06.11.2007.
- [4] Statens Vegvesen. Geoteknisk rapport Hd-1070A, datert 19.02.2001.
- [5] GrunnTeknikk AS. Teknisk beregningshefte stabilitetsberegninger 116317tb1 rev. 2, datert 27.02.2023.
- [6] NVE veileder nr. 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», utgitt desember 2020.
- [7] <https://sikringshandboka.nve.no/moduler/modul-g2-001-omregning-av-volum-av-masser/>

1 Innledning

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) bistår Skien kommune med planlegging og gjennomføring av tiltak for sikring av faresonen for kvikkleireskred «Skotfoss» (sone nr. 1876).

GrunnTeknikk AS er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjektet med ansvar for vurdering av stabilitetsforhold og prosjektering av stabiliserende sikringstiltak. Vi har i forbindelse med oppdraget også bistått med planlegging og oppfølging av geotekniske grunnundersøkelser utført både i elva og på land.

Sweco AS er engasjert for å utføre uavhengig kontroll av geoteknisk prosjektering iht. tiltaksklasse 2 (SAK 10) og utvidet kontroll iht. PKK3 (Eurokode 0).

NVE er ansvarlig søker, samt ansvarlig prosjekterende innen fagområdene geoteknikk og hydraulikk/vassdragsteknikk (detaljprosjektering).

Foreliggende notat gir en oppsummering prosjekteringsforutsetninger, utførte stabilitetsberegninger, prosjekterte stabiliserende sikringstiltak, samt anbefalinger og rekkefølgekrav ifm. utførelse av sikringstiltakene.

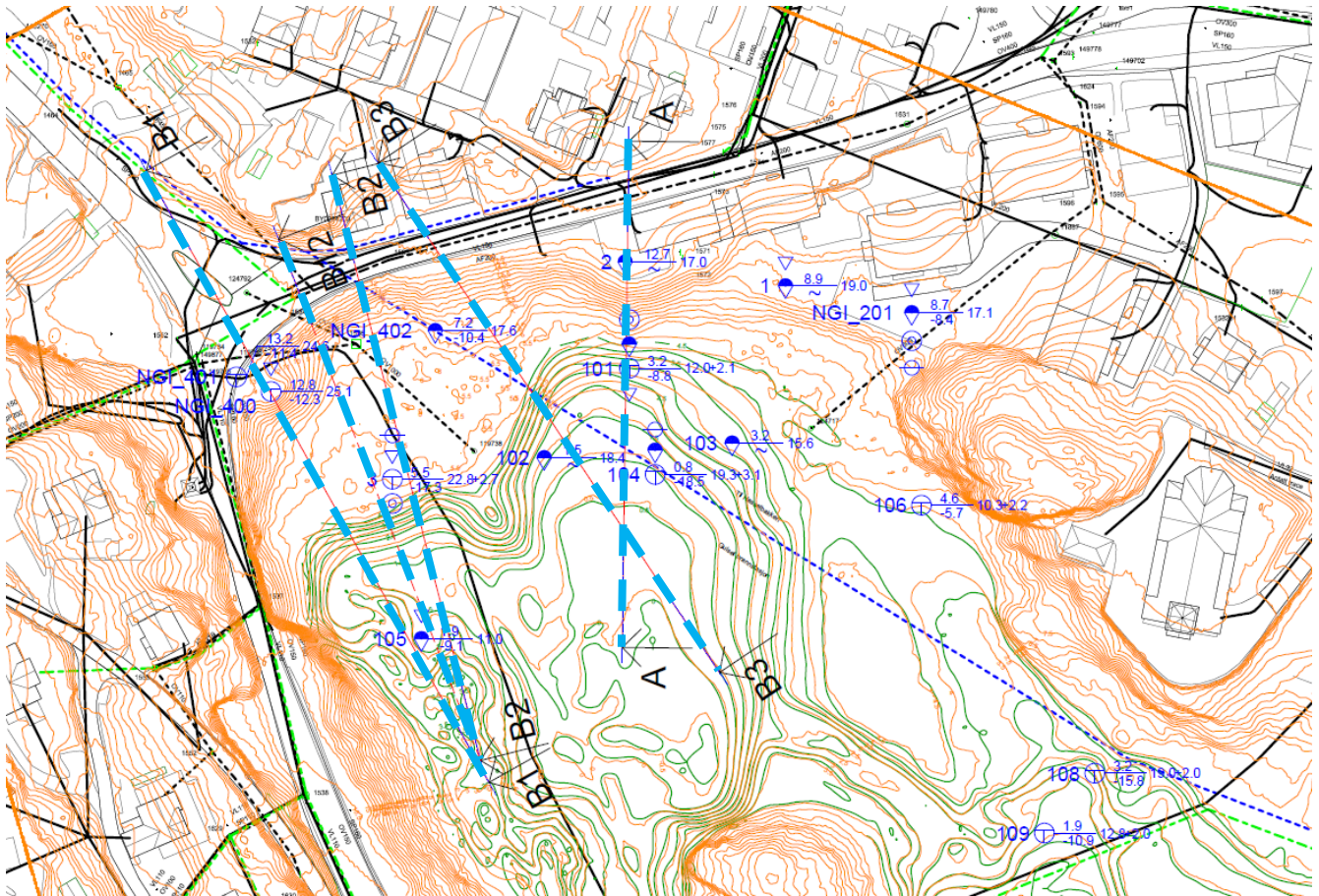
2 Grunnforhold

Ifm. prosjektet er det utført grunnundersøkelser av Rambøll AS, oppsummert i datarapport [1].

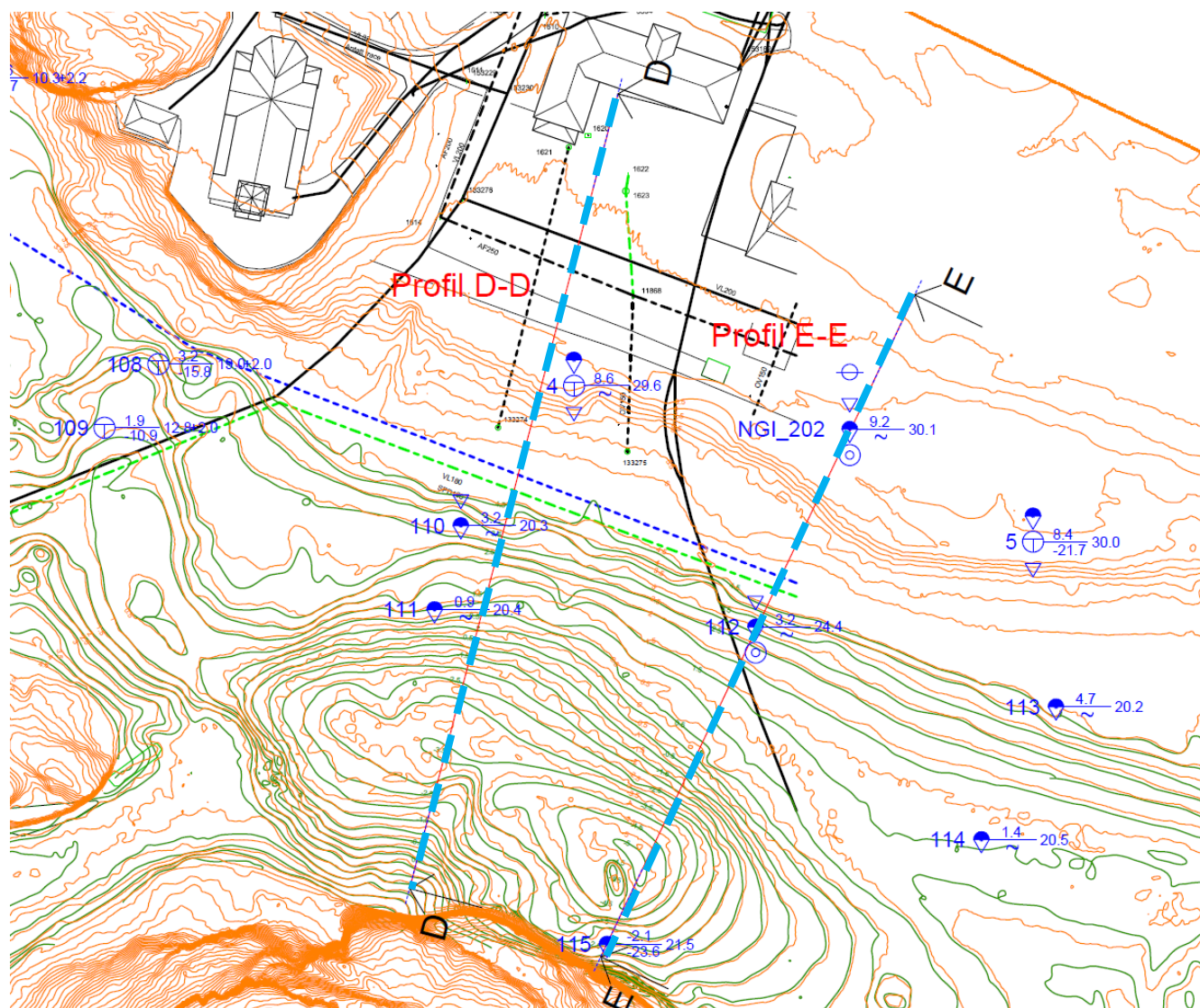
Vi viser videre til tidligere utførte grunnundersøkelser av Scandiaconsult AS [2] og NGI [3], samt grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen ifm. ras langs fylkesvegen høsten 2000 [4].

Figur 2.1 og 2.2 nedenfor viser utsnitt av borplanene for hhv. skråningen nedenfor Fv. 357 i krysset mellom Fv. 357 og Dalsbygdvegen Fv. 3302 (vestre del av området), samt skråningen nedenfor Skotfoss skole (østre del av området). Borpunkter fra [2] og [3] er også vist på borplanene.

Koter for tidligere utarbeidet terrengmodell er på figur 2.1 og 2.2 vist med oransje farge (både koter i elva og på land), mens ny oppdatert terrengmodell for elvebunnen er vist med grønn farge. På figurene er våre beregningsprofiler videre markert med turkis stiplede linjer.



Figur 2.1 Utsnitt av borplan for vestre del av området, tegning -1.



Figur 2.2. Utsnitt av borplan for østre del av området, tegning -2.

Boringer fra Statens vegvesen rapport [4] er ikke vist på borplanene ovenfor. Utsnitt av borplan og lengdeprofil er vist i beregningshefte [5].

Grunnforhold vestre del av området

I vestre del av området er det på toppen av skråningen langs Fv. 357 registrert antatt løst lagret finsand/silt over et fastere lag antatt sandige masser ned til ca. 8 – 10 m dybde. Derunder er det bløtere masser av antatt leire med mektighet varierende mellom ca. 3 – 10 m. Videre i dybden er det antatt fast lagrede sandige/grusige masser til stopp i løsmasser/mot antatt fjell.

I profil A-A fortsetter leirlaget tilnærmet horisontalt ut i elva, mens det i profilene lenger vest (profil B3-B3, B2-B2 og B1-B1) er registrert større forekomst av sandige masser i platået ned mot elva og noe mer uryddig lagdeling mellom de ulike profilene.

Opptatte prøver i vestre del av området viser bare forekomst av tynnere lag/sjikt med sprøbruddmaterialer/kvikkleire, men ingen større sammenhengende lag.

Grunnforhold østre del av området

I østre del av området ved Skotfoss skole er det registrert større sammenhengende lag av leire. Boringene på toppen av elveskråningen viser under topplaget og ned til ca. 10 m dybde antatt leire varierende mektighet av sandlag. Videre i dybden er det antatt kvikkleire til avsluttet boring på ca. 30 m dybde. Ute i elva viser boringene lav bormotstand i et antatt sammenhengende leirlag, som fra ca. 4 m dybde og videre nedover er klassifisert som kvikkleire.

Poretrykksforhold

Med utgangspunkt i normalvannstand (NMV) på kote +5,5 viser tidligere installerte hydrauliske piezometere et artesisk trykk inntil 2,2 m i vestre del av området, mens i det i østre del av området er registrert artesisk trykk inntil 0,5 m (tidligere avlesning fra NGI rapport [3]).

Resultater fra installerte elektriske piezometere i borpunkt 3 og 101 i vestre del av området viser et artesisk trykk inntil ca. 3,7 m over normalvannstand på kote +5,5.

For nærmere gjennomgang av poretrykksforholdene vises til vårt beregningshefte [5].

3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Prosjekteringsomfang

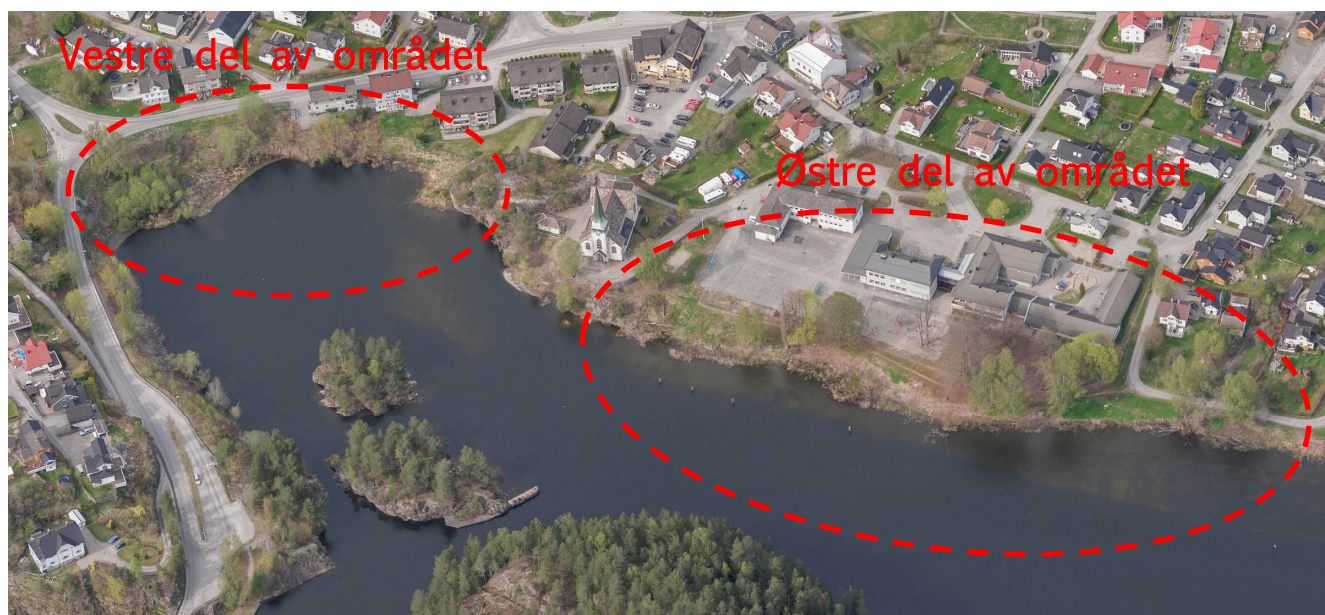
Våre geotekniske vurderinger omfatter stabilitetsberegninger og prosjektering av stabiliserende tiltak i elveskråningene i Skotfoss.

Detaljprosjektering av sikringstiltakene utføres av NVE.

Utredning av områdestabiliteten, med bl.a. revurdering av kartlagt faresone, er ikke en del av oppdraget.

Aktuelle områder er tidligere vurdert av NGI [3] og omfatter elveskråningene nedenfor Skotfossvegen (Fv. 357) i krysset med Dalsbygdvegen (Fv. 3302) i Skotfoss (vestre del av området), samt elveskråningene nedenfor Skotfoss skole (østre del av området). Figur 3.1 nedenfor viser skråfoto, der de to vurderte områdene er markert med rødt.

Våre geotekniske vurderinger omfatter oppgaver knyttet til løsmasser (ikke miljøgeologi, hydrogeologi, eller ingeniørgeologi).



Figur 3.1. Skråfoto fra <https://kart.1881.no> med markering av vurderte områder.

3.2 Regelverk og veiledere

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen. For geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- TEK17 Forskrift om tekniske krav til byggverk (byggteknisk forskrift) §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger og §10 Konstruksjonssikkerhet.
- SAK10 Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften) §9 Foretak og tiltaksklasser og §10 Krav til kvalitetssikring
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver.
- 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.
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.

I tillegg, og i den grad de er relevante, benyttes følgende veiledninger og håndbøker:

- Statens vegvesen. Håndbok N200 Vegbygging, revidert november 2022.
- Statens vegvesen. Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, revidert juli 2022.
- NVE retningslinjer 2/2011. Flaum- og skredfare i arealplaner, revidert 22.05.2014.
- NVE veileder 1/2019. Sikkerhet mot kvikkleireskred.

3.3 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 del 1 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra Eurokode 7 avsnitt 2.1.

Våre vurderinger er basert på utførte grunnundersøkelser i området. Utførte grunnundersøkelser i området gir en god oversikt over grunnforholdene og tilstrekkelig grunnlag for aktuelle geotekniske vurderinger.

Det skal benyttes «konvensjonelle konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelig grunn- eller belastningsforhold».

Det vurderes dermed at hele tiltaket kan plasseres i geoteknisk kategori 2.

3.4 Pålitelighetsklasse

Eurokode 0 klassifiserer konstruksjonen i fire ulike pålitelighetsklasser. Konsekvensklasser er beskrevet i Eurokode 0 tillegg B. Veiledende eksempler på plassering i pålitelighetsklasse ift. vanskelighetsgrad av grunn- og fundamenteringsarbeider samt ift. ulike type byggverk og konstruksjoner er vist i Eurokode 0 nasjonalt tillegg tabell NA.A1(901).

Det vurderes at hele tiltaket kan plasseres i pålitelighetsklasse 2 for «grunn- og fundamenteringsarbeider ved enkle og oversiktlige grunnforhold».

3.5 Krav til prosjekteringskontroll

Eurokode 0 og nasjonalt tillegg definerer krav til prosjekteringskontroll i henhold til pålitelighetsklasse i tabell NA.A1(902), vist nedenfor.

Pålitelighetsklasse 2 gir i utgangspunktet krav om prosjekteringskontrollklasse PKK2. Det er allikevel valgt å plassere tiltaket i prosjekteringskontrollklasse PKK3, da det er akseptert lavere sikkerhet enn absolutte krav angitt i Eurokode 7, som nærmere beskrevet i avsnitt 3.7.

Prosjekteringskontrollklasse PKK3 av geoteknisk prosjektering omfatter egenkontroll, intern systematisk kontroll (sidemannskontroll) og utvidet kontroll. Utvidet kontroll PKK3 må utføres av uavhengig foretak. Krav til kontroll er nærmere beskrevet i Eurokode 0 NA.A1.3.1(903).

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

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

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

Figur 3.2 Krav til kontrollform ved prosjektering, Eurokode 0 tabell NA.A1(902).

3.6 Krav til utførelseskontroll

Eurokode 0 og nasjonalt tillegg definerer krav til utførelseskontroll iht. pålitelighetsklasse i tabell NA.A1(903), vist nedenfor.

Pålitelighetsklasse 2 gir i utgangspunktet krav om utførelseskontrollklasse UKK2. Det er allikevel valgt å plassere tiltaket i prosjekteringskontrollklasse UKK3, da det er akseptert lavere sikkerhet enn absolutte krav angitt i Eurokode 7, som nærmere beskrevet i avsnitt 3.7.

Krav til kontroll er beskrevet i Eurokode 0 NA.A1.3.1(904).

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

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

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

Figur 3.3 Krav til kontrollform ved utførelse, Eurokode 0 tabell NA.A1(903).

3.7 Tiltakskategori

NVE veileder 1/2019 [6] angir fem ulike tiltakskategorier. Valg av tiltakskategori gjøres ut fra tabell 3.1 i veilederen.

Prosjektet er plassert i tiltakskategori K2 som omfatter terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting.

3.8 Krav til sikkerhet

Krav til absolutt sikkerhetsfaktor

Partialfaktorer for geoteknisk prosjektering er beskrevet i Eurokode 7 nasjonalt tillegg.

Dimensjoneringsmetode 3 med sett M2 for partialfaktorer skal brukes for geoteknisk prosjektering, med unntak av prosjektering av peler, i henhold til NA.2.4.7.3.4.1.

Partialfaktorer sett M2 for jordparametere er beskrevet i Eurokode 7 tabell NA.A.4, vist på figur 3.4 nedenfor. Minimumskravet for totalspenningsanalyser er $\gamma_M \geq 1,4$ og for effektivspenningsanalyser er $\gamma_M \geq 1,25$, som generelt er lagt til grunn for vår prosjektering. Dette bortsett fra fyllingsfronten, der kravene er økt til $\gamma_M \geq 1,5$ for totalspenningsanalyse og $\gamma_M \geq 1,3$ for effektspenningsanalyse.

I fotnote d under tabell NA.A.4 er det videre beskrevet, at dersom sikringstiltak for å oppnå stabilitet i henhold til verdier i tabellen ikke er praktisk gjennomførbare eller utløser krav til uforholdsmessige inngrep, kan det vurderes om det er forsvarlig å legge til grunn et prinsipp om prosentvis forbedring

for området i stedet for krav til gjeldende partialfaktor. Det er videre nevnt at dersom prosentvis forbedring kan brukes for et større område, skal det gjennomføres utvidet kontroll av prosjekteringen (PKK3) og utførelse (UKK3) iht. pålitelighetsklasse 3.

I Statens vegvesen håndbok N200 kapittel 1.4.4 «Sikkerhet for eksisterende veg» er det under krav 1.4.4-1_1 videre beskrevet, at det for mindre utbedringer av eksisterende veger kan aksepteres at sikkerhetsnivået for geoteknisk prosjektering ikke oppnår samme krav som for ny veg. Dette forutsetter også krav om utvidet prosjekteringskontroll (PKK3). Det er spesifisert at prosjekterende videre må vurdere om det er behov for spesielle kontrolltiltak ved utførelsen og beskrive disse.

Krav til prosentvis forbedring/ikke forverring ift. dagens situasjon

Tiltaket ligger innenfor den kartlagte kvikkleiresone «Skotfoss», som er klassifisert i faregradsklasse «Middels» og konsekvensklasse «Meget alvorlig».

Selv om det ikke er registrert sprøbruddmaterialer i vestre del av området er sikkerhetskrav i NVE veileder 1/2019 [6] i al hovedsak lagt til grunn for prosjektering av motfylling i elva og sikringstiltak på land.

Da tiltaket er plassert i tiltakskategori K2 er kravet iht. veilederen at stabiliteten ikke forverres ift. dagens situasjon. Sikkerhetskrav for tiltakskategori K4 er imidlertid lagt til grunn med tanke på nye tiltak i området, dette etter ønske fra oppdragsgiver.

Iht. veilederen er det tatt utgangspunkt i krav til sikkerhetsfaktor på $F=1,4$ eller høyere for totalspenningsanalyser, samt $F=1,25$ eller høyere for effektivspenningsanalyser (tilsvarende krav i Eurokode 7). *Da det ikke er registrert sprøbruddmaterialer er det også tatt utgangspunkt i disse kravene ved forverring.* Ved lavere sikkerhet, kan sikkerhetsfaktor økes prosentvis iht. figur 3.5 nedenfor. Da kvikkleiresonen er plassert i faregradsklasse «Middels» er krav til forbedring bestemt iht. kurven «forbedring».

For anleggsveien og den midlertidige fasen er det tatt utgangspunkt i krav på $F=1,4$ for totalspenningsanalyser og $F=1,25$ for effektivspenningsanalyser, eller at stabiliteten ikke under noen faser av arbeidene skal forverres ift. dagens situasjon, men forbedres gradvis gjennom arbeidene.

Da det er akseptert lavere sikkerhetsfaktor i anleggsfasen, samt krav til prosentvis forbedring ved lavere sikkerhetsfaktor enn kravene i tabell NA.A.4, er prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelsesklasse UKK3 lagt til grunn for vår prosjektering.

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

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_r	1,0	1,0

a Denne partialfaktoren gjelder for $\tan \phi'$.

b Der det er mer ugunstig, skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med partialfaktoren.

c Partialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være til stede.

d Ved stabilitetsanalyse av en skrånning uten prosjektert tiltak vil det være tilfeller der en for større områder kan ha en lavere beregnet sikkerhetsfaktor enn partialfaktoren i tabellen. Med større områder menes et område som kan rase ut, som er større enn området det planlagte tiltaket dekker, hvis det går et initialskred. Dersom sikringstiltak for å oppnå stabilitet i henhold til verdier i tabellen ikke er praktisk gjennomførbare eller utløser uforholdsmessige inngrep, kan det vurderes om det er forsvarlig å legge til grunn et prinsipp om prosentvis forbedring for området i stedet for krav til gjeldende partialfaktor.

En slik vurdering skal minst inneholde dokumentasjon av følgende:

- omfang av sikringstiltak;
- robusthet mot uventet lastendring;
- robusthet som ivaretar modellusikkerhet;
- mulige konsekvenser av brudd;
- mulige samfunnsmessige konsekvenser av at et planlagt tiltak ikke blir gjennomført.

Vurderingen skal kontrolleres av et uavhengig foretak før videre prosjektering av tiltaket utføres.

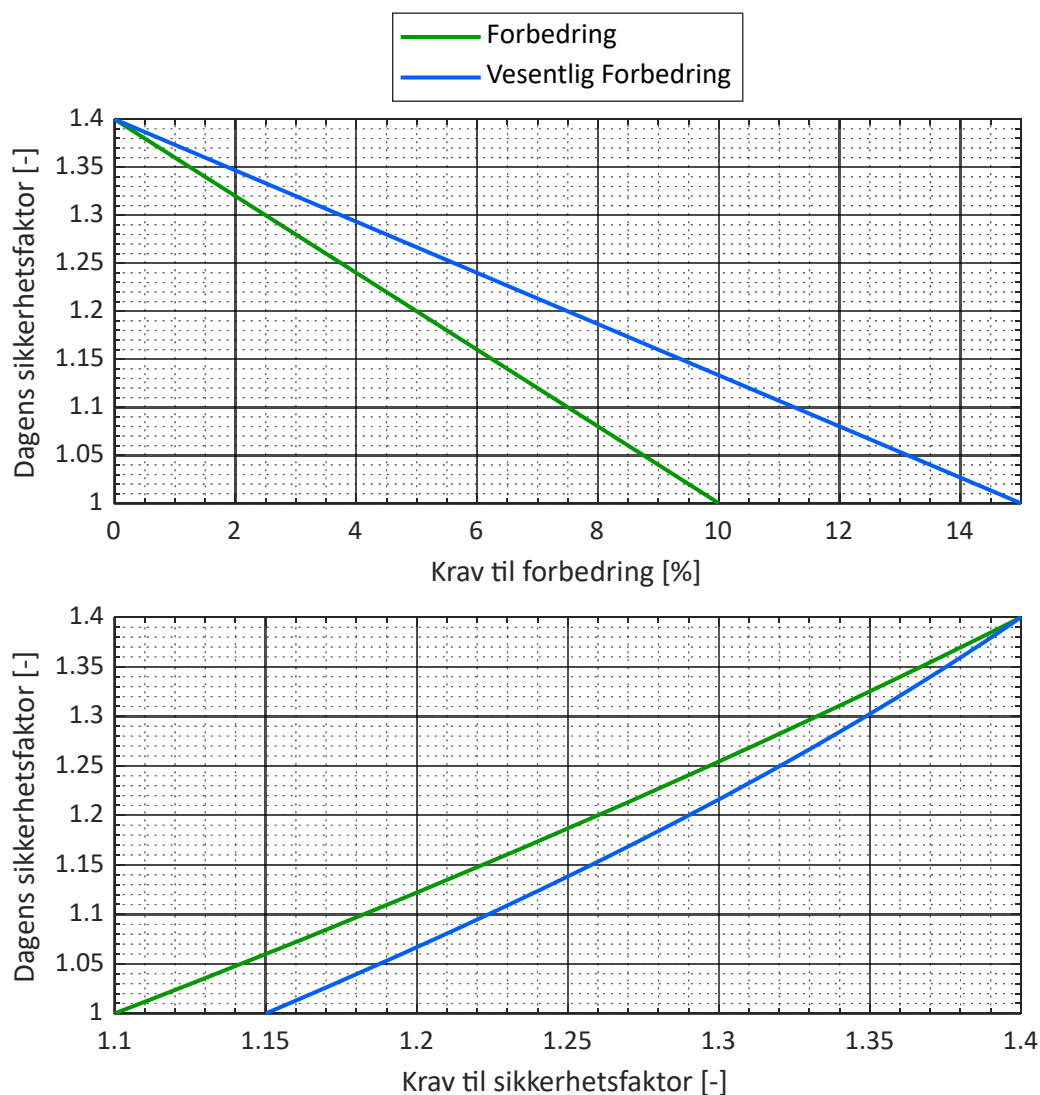
Hvis vurderingen tilsier at prosentvis forbedring kan brukes for et større område, skal det gjennomføres utvidet kontroll av prosjekteringen (PKK3) og utførelse (UKK3) i henhold til pålitelighetsklasse 3 (se nasjonalt tillegg til NS-EN 1990).

Forut for en slik vurdering forutsettes det at

- topografi er godt kartlagt og dokumentert;
- grunnforholdene og fasthetsegenskapene er tilstrekkelig kartlagt og dokumentert med hensyn til eventuell variasjon;
- det prosjekterte tiltakets anleggstekniske gjennomførbarhet er vurdert og dokumentert.

Prosentvis forbedring av stabilitet skal kun gjøres med topografiske tiltak, eventuelt kombinert med masseutskifting til lettere masser.

Figur 3.4. Krav til partialfaktorer for jord, Eurokode 7 del 1 tabell NA.A.4.



Figur 3.5. Minimumskrav prosentvis forbedring iht. figur fra NVE veileder 1/2019 [6].

3.9 TEK17 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Byggverk skal iht. TEK17 §7 plasseres, prosjekteres og utføres slik, at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

Sikkerhet mot flom og stormflo TEK17 §7.2

Byggverk i flomutsatt område skal plasseres, dimensjoneres eller sikres mot flom slik at relevant største nominelle årlige sannsynlighet ikke overskrides.

Sikkerhet mot flom håndteres av NVE. Prosjektet er ikke utsatt for stormflo.

TEK17 § 7.2 er dermed ivaretatt.

Sikkerhet mot skred TEK17 §7.3

Planområdet ligger innenfor den kartlagte faresonen for kvikkleireskred «Skotfoss».

Oppdraget består i vurdering av stabilitetsforhold og prosjektering av stabiliserende tiltak.

Utredning av områdestabiliteten er ikke en del av oppdraget.

TEK17 §7.3 ivaretas i prosjekteringen.

3.10 SAK10 §9-4 Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering

Tiltaket er av «*liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til middels til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet*». Ut fra en helhetsvurdering og iht. SAK10 §9.4 anbefales at prosjektet plasseres i tiltaksklasse 2 for geoteknisk prosjektering.

Tiltaksklasse 2 medfører krav om uavhengig kontroll (UAK) av geoteknisk prosjektering iht. SAK10 §14.2.

3.11 SAK10 §10 Krav til kvalitetssikring

GrunnTeknikks styringssystem er basert på StyrSys, som er utviklet av ITassist AS i samarbeid med Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF) og COWI AS. StyrSys er et prosessorientert styringssystem basert på NS-EN ISO 9001/14001 for prosjekterende i bygg- og anleggsbransjen. Styringssystemer omfatter også rutiner for kvalitetssikring, inkludert kontrollkrav for egen kontroll og intern systematisk kontroll.

GrunnTeknikk AS er godkjent for ansvarsrett i tiltaksklasse 1, 2, og 3 for fagområdet geoteknikk.

3.12 Permanente laster

Permanente laster er fra f.eks. egenlast, vanntrykk, poretrykk, jordtrykk, og deformasjonslaster (setninger, svinn, komprimering, svelling).

Partialfaktorer for permanente laster er i henhold til Eurokode 0:

- Partialfaktor for permanente påvirkninger ($\gamma_{Gj,sup}$ og $\gamma_{Gj,inf}$) lik 1,0 for konstruksjons/geotekniske grensetilstand STR/GEO (sett C), ref. tabell NA.A1.2(C) i Eurokode 0.
- Partialfaktor for permanente påvirkninger ($\gamma_{Gj,sup}$ og $\gamma_{Gj,inf}$) lik 1,2 (ugunstig) og 0,9 (gunstig) for likevekt grensetilstand (EQU) (sett A), ref. tabell NA.A1.2(A) i Eurokode 0.
- Partialfaktor for permanente påvirkninger ($\gamma_{G,dst}$ og $\gamma_{G,stab}$) lik 1,2 (ugunstig) og 0,9 (gunstig) for hydraulisk grunnbrudd grensetilstand (HYD), ref. tabell NA.A1.2(A) i Eurokode 0.

Tyngdetetthet

For naturlige masser skal dimensjonerende tyngdetetthet bestemmes på opptatte prøver fra det aktuelle området. For masser som det ikke foreligger prøver fra, benyttes erfaringstall for tyngdetetthet, f.eks. med bakgrunn i håndbok V220 eller tilsvarende.

Tyngdetetthet for tilkjørte steinmasser (både tørr og neddykket romvekt) er bestemt med utgangspunkt i med NVE sikringshåndboka [7].

Vanntrykk og poretrykk

Der poretrykket er målt benyttes målinger. Ellers antas det en konservativ grunnvannstand med hydrostatisk fordeling i dybden eller basert på målt artesisk trykk i området. Den eventuelle variable delen av poretrykket regnes som dekket av valgt grunnvannstand.

3.13 Variable laster

Variable laster er typisk fra trafikklast, nyttelast (kontor, bolig, lager), midlertidig faser (anleggsutstyr, anleggstrafikk, sprengning, vibrasjon), og naturlast (snø, vind, bølge, vanntrykk, is, og temperatur).

Variable laster i stabilitetsberegninger

Det er i prosjektet benyttet trafikklast iht. håndbok N200, avsnitt 1.45 for stabilitetsberegninger.

For trafikklast ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt belastning på 15 kPa (karakteristisk vertikal last) over hele vegens planeringsbredde hvis ugunstig, vegskulder inkludert. Det benyttes partialfaktor, $\gamma_f = 1,3$, som samsvarer med Eurokode 0 tabell NA.A1.2(C).

Opgitte laster for gravemaskin og mellomagring av masser er benyttet uten partialfaktorer.

3.14 Seismisk prosjektering

Eurokode 8 del 1 gir krav til dimensjonering for seismiske laster avhengig av seismisk klasse. Veiledning til klassifisering i ulike seismiske klasser er vist i standardens nasjonale tillegg NA (informativt), tabell NA.4(902).

Vi vurderer iht. tabell NA.4(902) at prosjektet kan plasseres i seismisk klasse 1 og dermed faller inn under utelatelseskriteria for seismisk prosjektering.

3.15 Geotekniske parametere

Karakteristiske geotekniske parametere for løsmasser bestemmes på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser. For løsmasser der karakteristiske parametere på opptatte prøver ikke foreligger, benyttes erfaringsverdier, f.eks. med bakgrunn i håndbok V220 eller tilsvarende.

3.16 Naboforhold

Fyllingsområdet i elva ligger nær fylkesvegen og eksisterende bebyggelse på toppen av skråningen. Utfylling vil medføre setninger og risiko for skader på nabobyggverk og fylkesvegen.

Iht. NS8141 anbefales det at nabobygg innenfor en avstand på 50 m fra anleggsstedet vanligvis skal besiktiges før byggestart. I tillegg anbefaler vi at det etableres setningsmålepunkter og rystelsesmålere for nærmeste bebyggelse.

4 Utførte stabilitetsberegninger

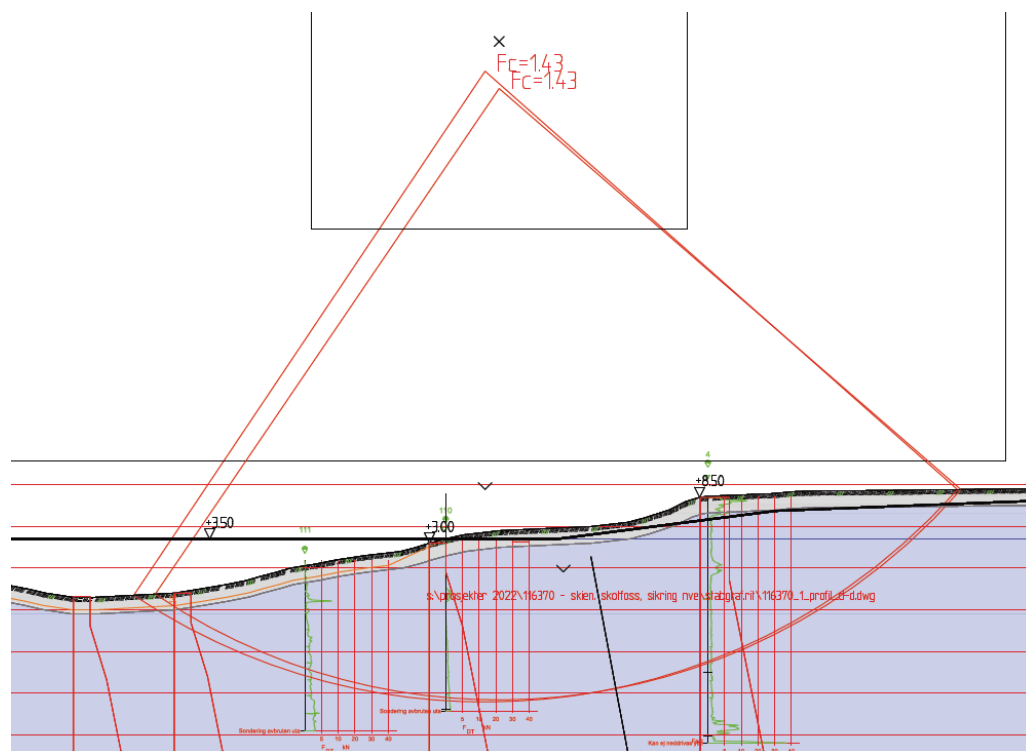
For detaljert gjennomgang av beregningsforutsetninger og utførte stabilitetsberegninger vises til beregningshefte [5]. I det følgende gis en oppsummering av resultatene fra beregningene med utsnitt av sentrale beregninger. Plassering av de ulike beregningsprofilene er vist på figur 2.1 og 2.2 i kap. 2.

Det er utført totalspenningsanalyser for udrenert korttidstilstand, samt effektivspenningsanalyse for drenert langtidstilstand.

4.1 Dagens situasjon, østre del av området

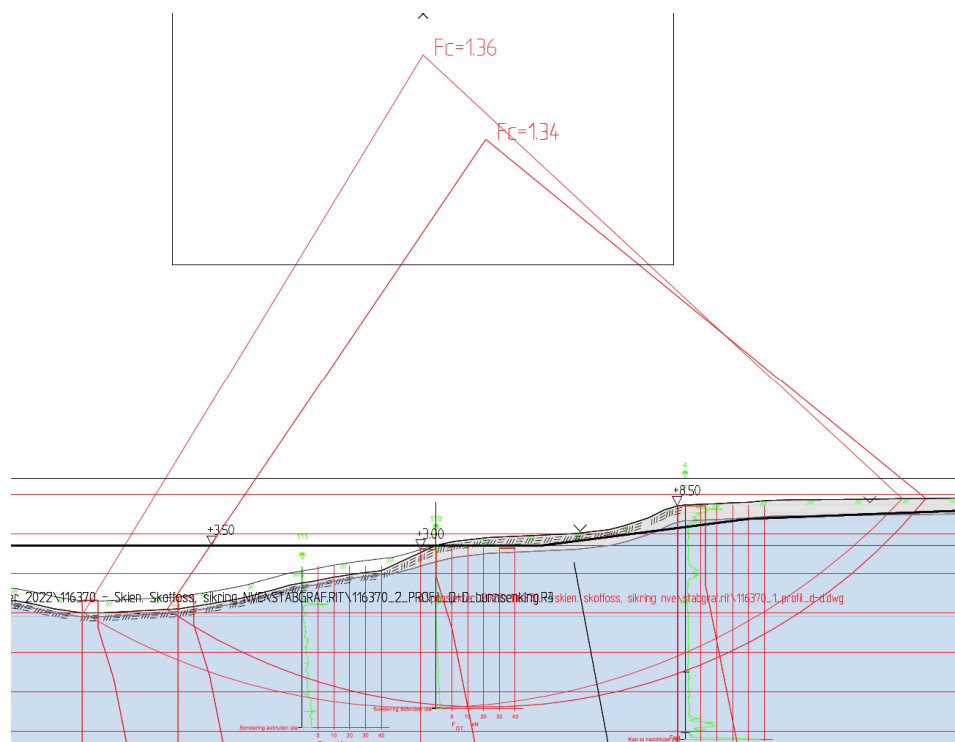
Beregningene for østre del av området er utført for laveste regulerte vannstand (LRV) i Skienselva på kote +3,5.

Utførte beregninger viser sikkerhet $F > 1,4$ for utførte totalspenningsanalyser i både profil D-D og E-E. Effektivspenningsanalyse er ikke kritisk. Figur 4.1 viser utsnitt av beregning for dagens situasjon i profil D-D.



Figur 4.1. Utsnitt av beregning nr. 1 [5], dagens situasjon profil D-D, totalspenningsanalyse.

Kontroll med bunnsenkning på 1,5 m i den stabiliserende del av glideflaten viser sikkerhet på $F=1,34$ og $F=1,35$ i de to profilene. Vi har forstått på NVE at dette er en noe konservativ vurdering av mulig bunnsenkning. Dette vurderes dermed som tilstrekkelig robusthet mot en evt. bunnsenkning. Figur 4.2 viser beregning for modellert bunnsenkning i profil D-D.



Figur 4.2. Utsnitt av beregning nr. 2 [5], bunnsenkning 1,5 m profil D-D, totalspenningsanalyse.

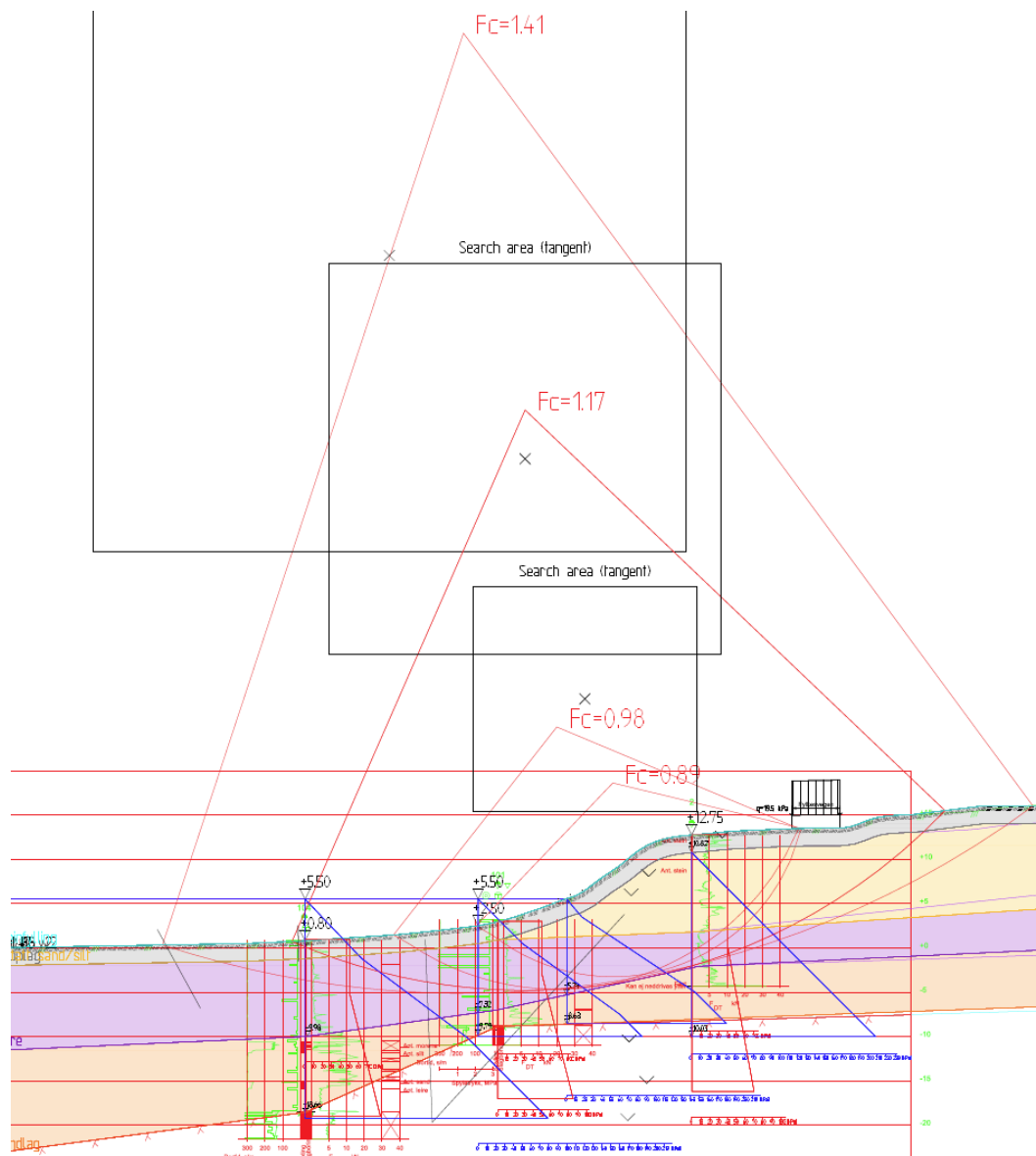
4.2 Dagens situasjon, vestre del av området

Utførte beregninger viser lav sikkerhet for dagens situasjon i de tre profilene:

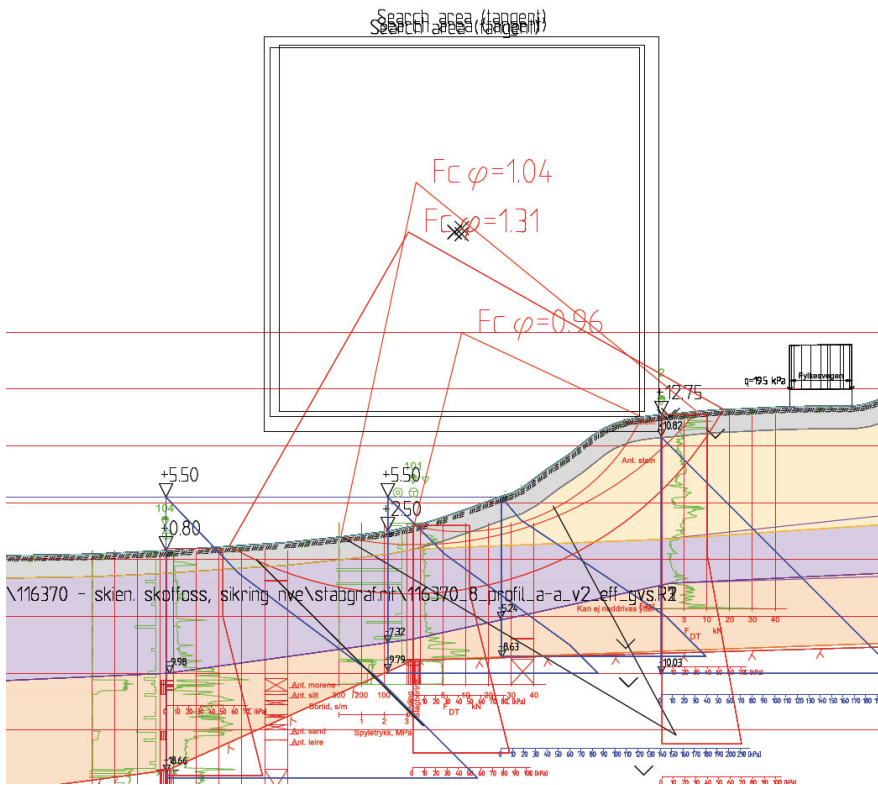
- Profil A-A: Meget lav sikkerhet for dagens situasjon med $F < 1,0$ for både utført total- og effektivspenningsanalyse.
- Profil B1-B1: $F=1,16$ for overflatestabilitet og $F=1,15$ for kritisk glidesirkel i leirlaget.
- Profil B2-B2: $F=1,05$ for kritisk glidesirkel.
- Profil B3-B3: $F=1,07$ for kritisk glidesirkel.

Dette gjelder for situasjon med oppgitt NMV +5,5 i elva. Beregninger for oppgitt LRV +3,5 i elva er vist i beregningshefte [5].

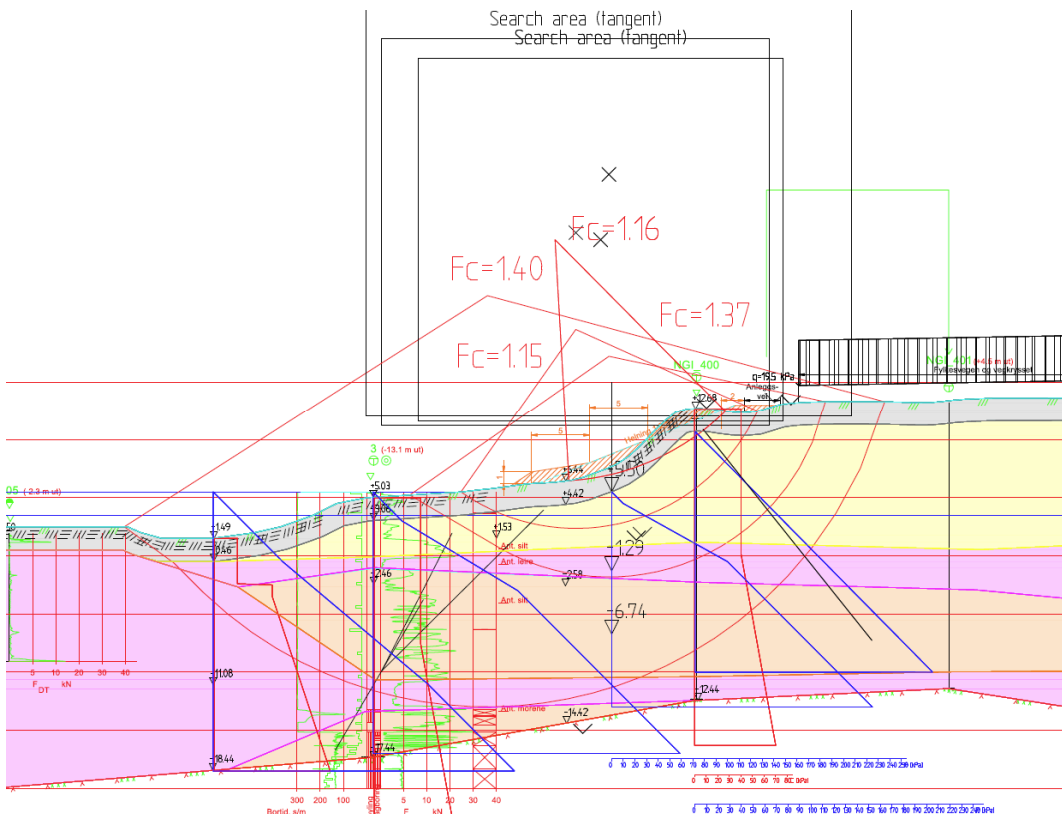
Beregninger for dagens situasjon i de ulike profilene er vist på figur 4.3 t.o.m. 4.7 nedenfor.



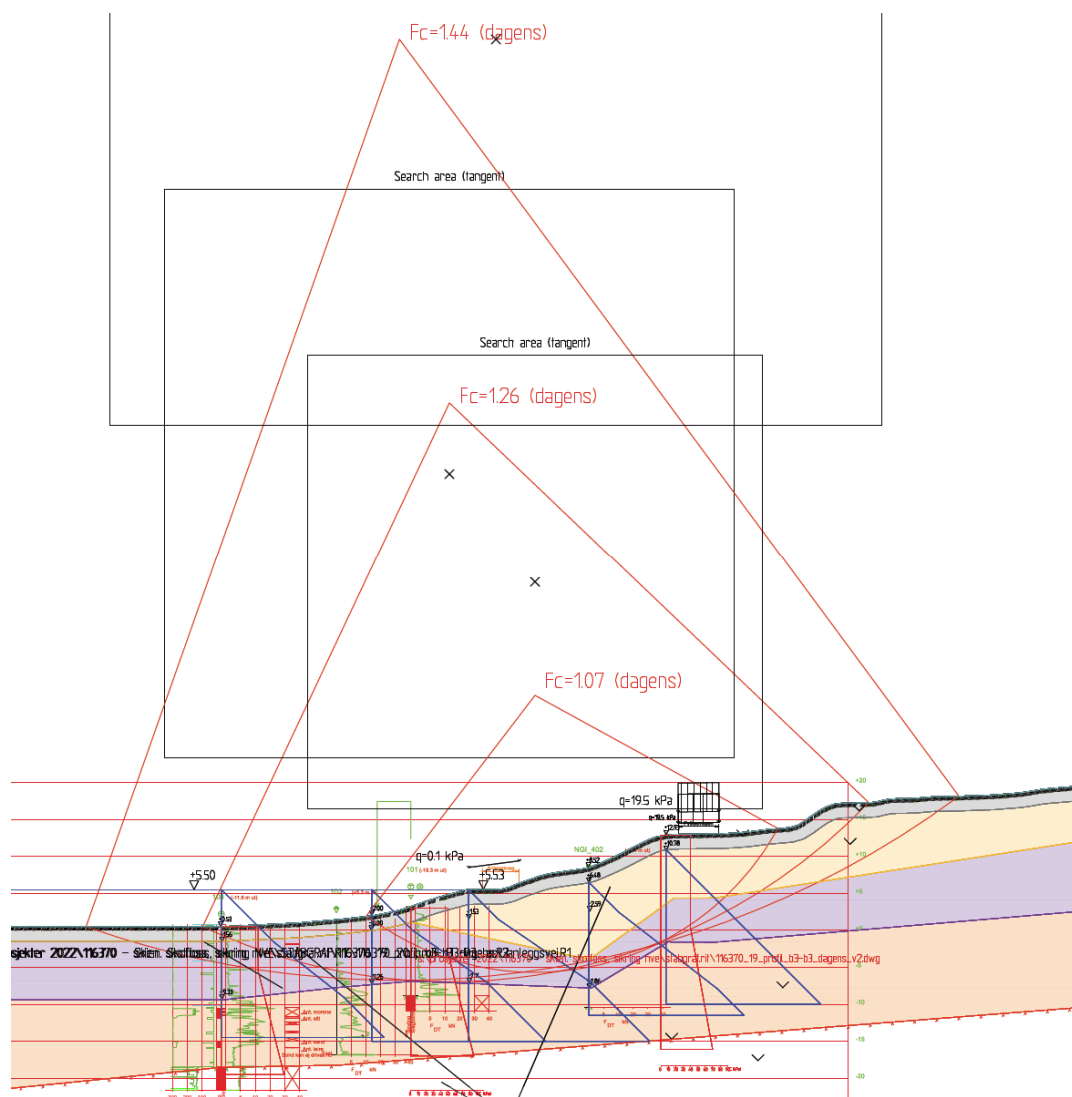
Figur 4.3. Utsnitt av beregning nr. 6 [5], dagens situasjon profil A-A, totalspenningsanalyse.



Figur 4.4. Utsnitt av beregning nr. 7 [5], dagens situasjon profil A-A, effektivspenningsanalyse.



Figur 4.5. Utsnitt av beregning nr. 12 [5], dagens situasjon profil B1-B1, totalspenningsanalyse.



Figur 4.7. Utsnitt av beregning nr. 19 [5], dagens situasjon profil B3-B3, totalspenningsanalyse.

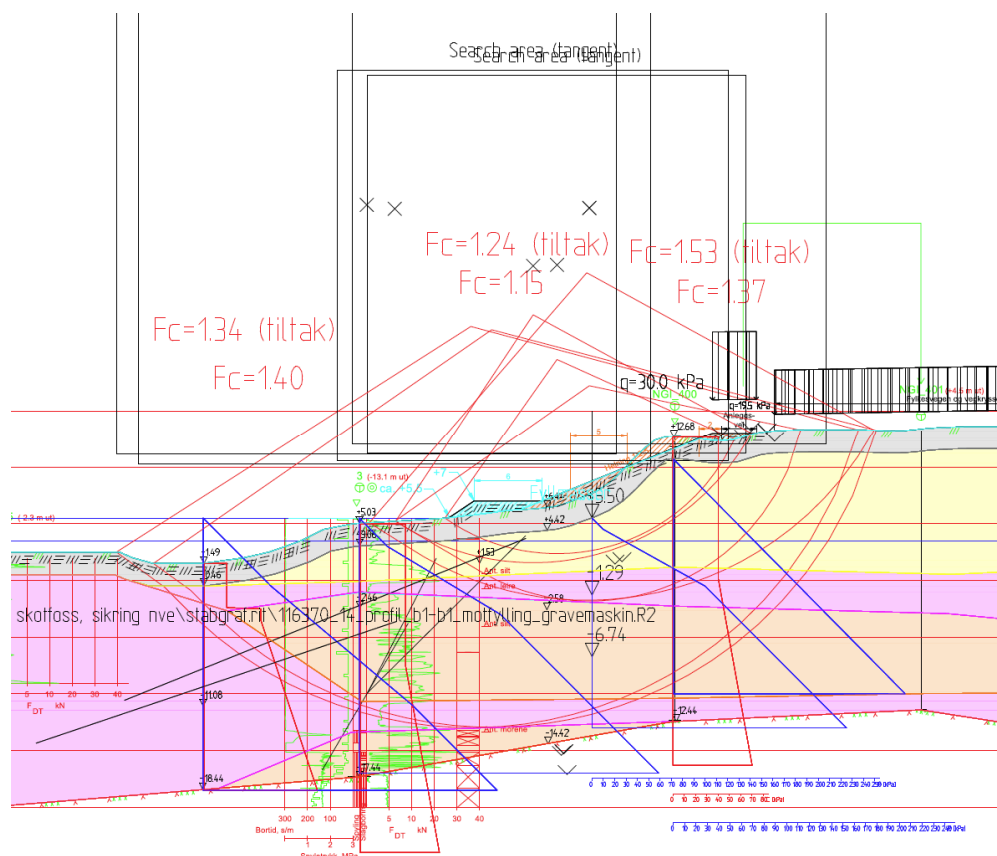
4.3 Prosjekterte sikringstiltak, vestre del av området, anleggsfasen

Beregningene for anleggsfasen er utført for NMV i elva på +5,5.

Det er prosjektert utslaking av skråningen og motfylling i fot skråning i profil B1-B1, der anleggsvegen skal ligge i topp skråning. Sikringstiltakene sikrer at stabiliteten ikke blir forverret under arbeidene ift. dagens situasjon, men forbedret gradvis gjennom anleggsfasen.

I profil B2-B2 og B3-B3 lenger øst er anleggsvegen plassert noe ned i skråningen, slik at stabiliteten i anleggsfasen blir forbedret ift. dagens situasjon. Lokalstabiliteten av anleggsvegen tilfredsstillers videre absolutte krav i Eurokode 7.

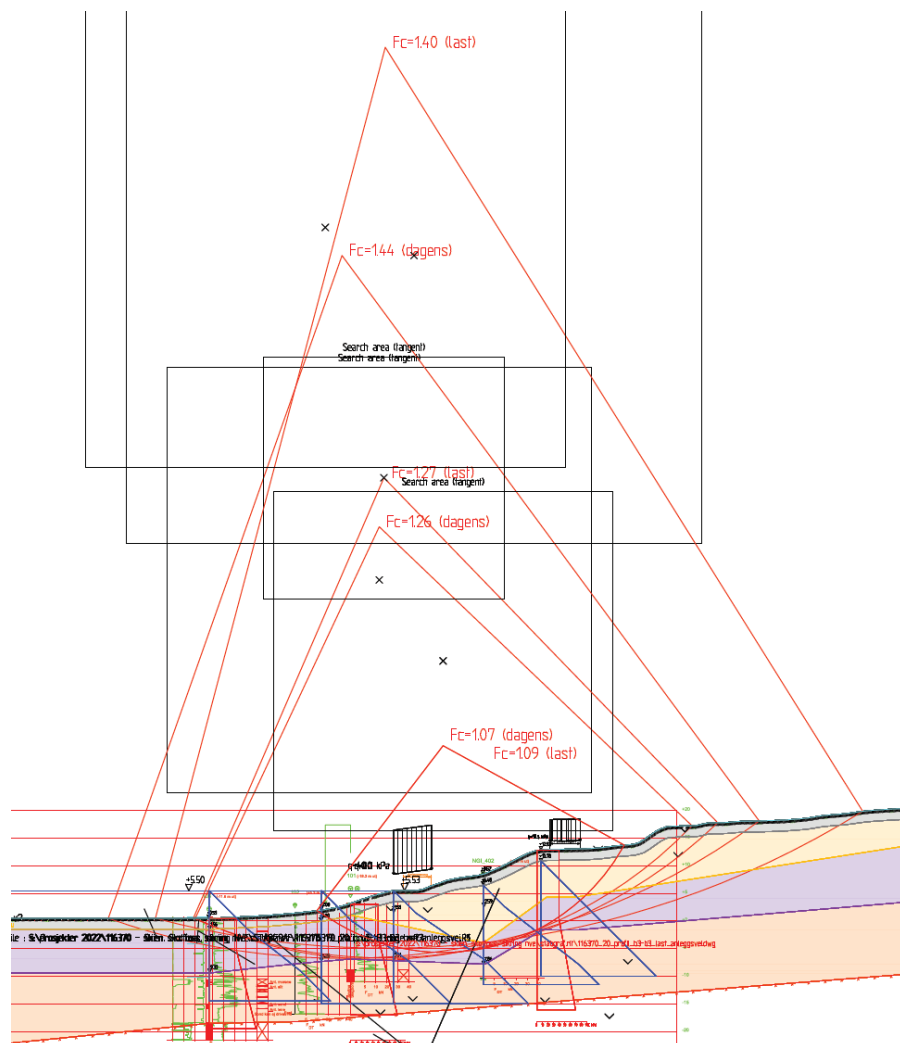
Beregninger i profil B1-B1 viser lav sikkerhet i dagens situasjon på $F=1,15$. Gravemaskin må derfor innledningsvis stå på fylkesvegen inntil skråningen er slaket ut til skråningshelning 1:2,5. Deretter kan gravemaskin stå ca. 1 m fra skråningskanten i kombinasjon med mellomlagring av masser i inntil 1,5 m høyde (i en bredde på maks 4 m og nærmest 1 m fra skråningskanten). Figur 4.8 viser beregning med last fra gravemaskin/mellomlagring ca. 1 m fra skråningstoppen for situasjonen etter utslaking av skråningen og etablering av motfylling skråningsfot.



Figur 4.8. Utsnitt av beregning nr. 14 [5], sikringstiltak profil B1-B1, totalspenningsanalyse.

På beregningen kan det ses at kritisk glidesirkel for overflatestabilitet oppfyller absolutt krav på $F > 1,25$. Videre oppnås betydelig forbedring for kritisk glidesirkel gjennom øvre leirlag. Lang glidesirkel, som viser $F=1,40$ i dagens situasjon, viser imidlertid en reduksjon av sikkerheten til $F=1,34$ sammenlignet med dagens situasjon. Ut fra en forsiktig vurdering av aktuelle 3D effekter, som trolig er større enn lagt til grunn, fås tilfredsstillende sikkerhet $F > 1,4$ for denne lange sirkelen.

Figur 4.10 viser profil B3-B3, der anleggsvegen ligger i nivå med dagens terreng i foten av skråningen opp mot fylkesvegen. Det er modellert last på anleggsvegen fra anleggstrafikk/mellomlagring i dette området.



Figur 4.10. Utsnitt av beregning nr. 20 [5], last på anleggsveg/mellomlagring profil B3-B3, totalspenningsanalyse.

Beregningen viser forbedring for samtlige glidesirkler, bortsett lang glidesirkel som viser reduksjon av sikkerheten, men fortsatt tilfredsstillende sikkerhet $F=1,40$ for modellert belastning.

4.4 Stabilitet etter utførelse av prosjekterte sikringstiltak, permanent fase

Anleggsvegen er plassert slik den også vil forbedre stabiliteten for den permanente fase etter sikringsarbeidene er ferdigstilt. Det er derfor lagt opp til å la anleggsvegen ligge som en stabiliserende motfylling i skråningene opp mot fylkesvegen.

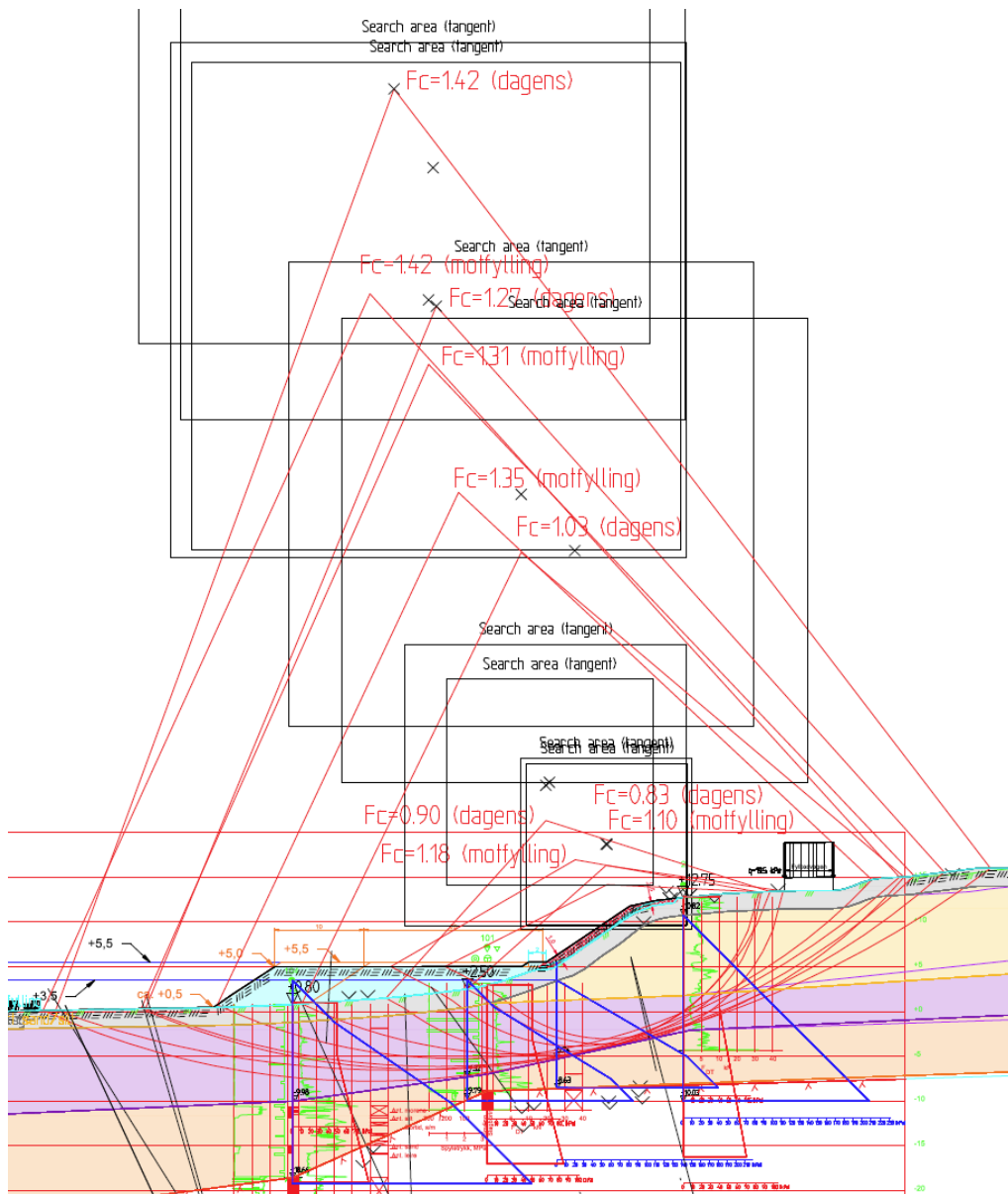
Tabell 1 gir en sammenligning av sikkerheten i dagens situasjon med situasjonen etter utførelse av prosjekterte sikringstiltak (permanent fase).

Tabell 1. Oppsummering sikkerhet etter sikringstiltak, permanent fase.

Profil	Sikkerhet i dagens situasjon	Sikkerhet etter utførelse av sikringstiltak	Kommentar
Profil A-A	Situasjon med LRV F=0,83 kritisk sirkel	Situasjon med LRV F=1,10 kritisk sirkel	Prosentvis forbedring iht. krav i NVE veileder [5] for alle sirkler med $F < 1,4$.
Profil B1-B1	Situasjon med LRV F=1,16 (overflatestab.) F=1,23 (lokal sirkel) F=1,28 (ca. 75 m lang sirkel)	Situasjon med LRV F=1,58 (overflatestab.) F=1,32 (lokal sirkel) F=1,25 (ca. 75 m lang sirkel)	Overflatestabilitet og lokale sirkler i leirlaget forbedret iht. krav i NVE veileder [5]. Liten forverring på ca. 2% for lange sirkler. Ved en forsiktig modellering av aktuelle 3D effekter fås $F > 1,4$ for disse lange sirklene etter utførelse av sikringstiltak.
Profil B2-B2	Situasjon med LRV F=1,10 (kritisk sirkel) F=1,43 (ca. 80 m lang sirkel) F=1,20 (ca. 90 m lang sirkel)	Situasjon med LRV F=1,19 (kritisk sirkel) F=1,35 (ca. 80 m lang sirkel) F=1,20 (ca. 90 m lang sirkel)	Forbedring av kritisk sirkel tilfredsstillende iht. NVE's veileder [5]. Forverring på 0-6% for lange sirkler. Ved en forsiktig modellering av aktuelle 3D effekter fås $F > 1,4$ for disse lange sirklene etter utførelse av sikringstiltak.
Profil B3-B3	Situasjon med LRV F=1,02 (ca. 80 m lang) F=1,15 (ca. 90 m lang)	Situasjon med LRV F=1,39 (ca. 80 m lang) F=1,28 (ca. 90 m lang)	Prosentvis forbedring av samtlige sirkler med $F < 1,4$ iht. krav i NVE veileder [5].
Profil D-D	Situasjon med LRV F=1,43 (ca. 100 m lang) Bunnsenkning, LRV F=1,34 (ca. 95 m lang)	Samme som dagens.	Ikke nødvendig med sikringstiltak, tilstrekkelig sikkerhet i dagens situasjon for LRV. Beregning med konservativ bunnsenkning på 1,5 m i stort sett hele stabiliserende del av glidesirkelen viser videre god robusthet med $F > 1,3$.

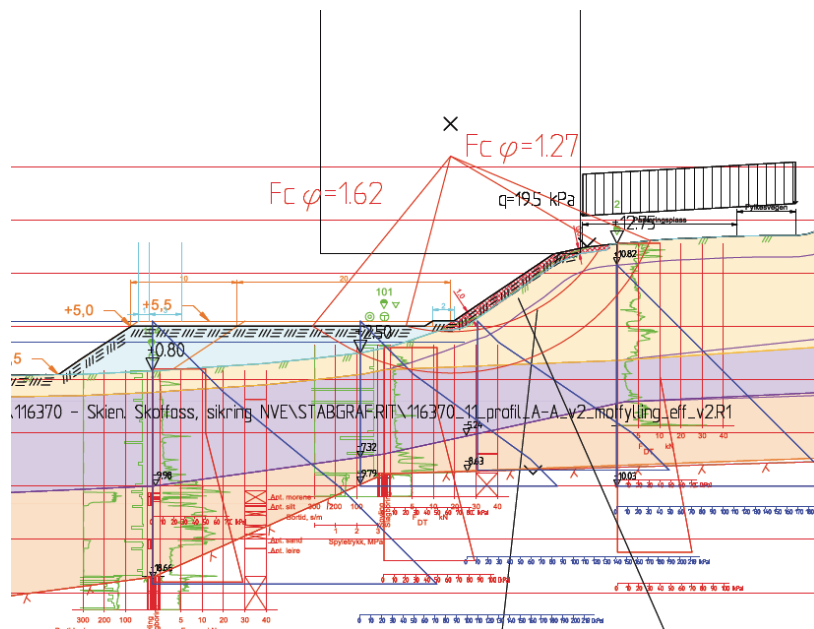
Profil E-E	<u>Situasjon med LRV</u> F=1,47 (ca. 110 m lang) <u>Bunnsenkning, LRV</u> F=1,35 (ca. 125 m lang)	Samme som dagens.	Ikke nødvendig med sikringstiltak, tilstrekkelig sikkerhet i dagens situasjon for LRV. Beregning med konservativ bunnsenkning på 1,5 m i stort sett hele stabiliserende del av glidesirkelen viser videre god robusthet med $F > 1,3$.
------------	--	-------------------	--

Figur 4.11 nedenfor viser totalspenningsanalyse for situasjon etter etablering av prosjektert motfylling i profil A-A. Beregningen er utført med LRV +3,5 i elva (kritisk for totalspenningsanalyse).



Figur 4.11. Utsnitt av beregning nr. 9A [5], prosjektert motfylling profil A-A, totalspenningsanalyse, LRV +3,5.

Figur 4.12 nedenfor viser effektivspenningsanalyse for situasjon etter etablering av prosjektert motfylling og erosjonssikring i skråningen ovenfor i profil A-A. Beregningen er utført med NMV +5,5 i elva (kritisk for effektivspenningsanalyse).



Figur 4.12. Utsnitt av beregning nr. 11 [5], prosjektert motfylling profil A-A, effektivspenningsanalyse, NRV +5,5.

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet $F > 1,25$ for kritiske glidesirkler.

4.5 3D effekter for lange glidesirkler

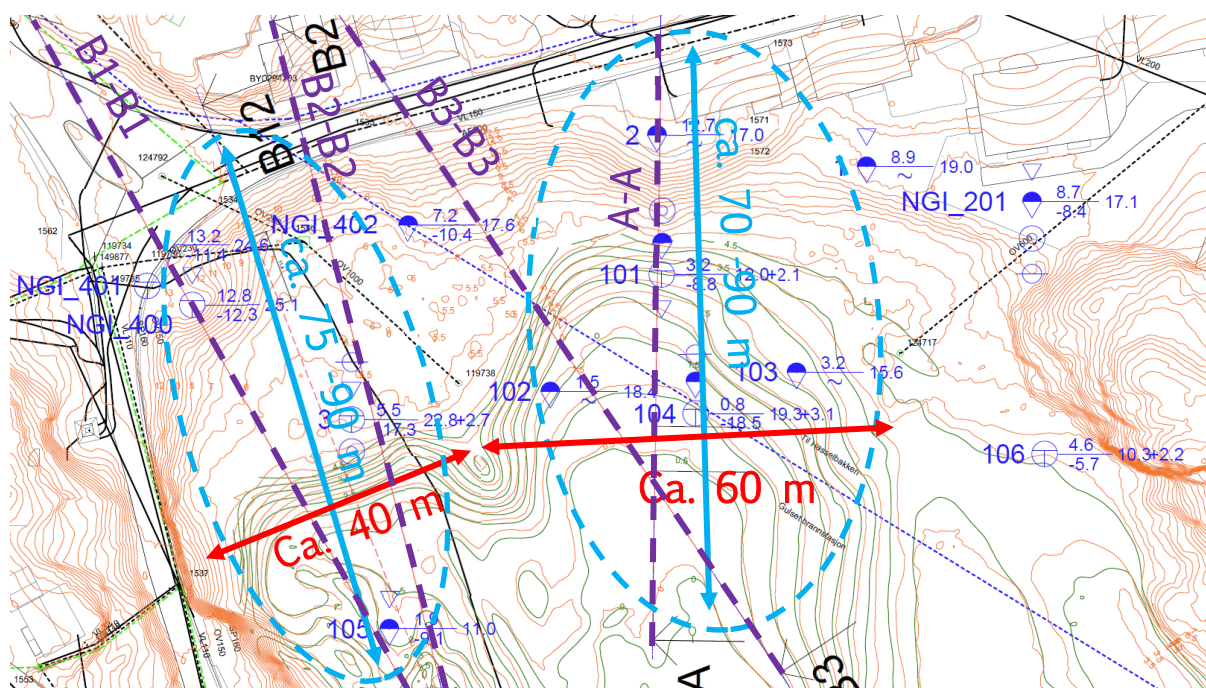
3D effekter kan generelt inndeles i følgende to typer effekter:

- En «skåleffekt» som ved dype og lange glideflater (med begrenset bredde ut av planet/vinkelrett på beregningsprofilen) kan gi større overflate og dermed større stabiliserende skjærstyrke langs glideflaten enn hva som legges til grunn i en 2D beregning.
- En «geometrisk effekt» som pga. variasjon av laster/terrengoverflaten/lagdelling/fjelloverflaten i retning ut av planet/vinkelrett på beregningsprofilen kan gi mindre drivende krefter og/eller større stabiliserende krefter enn hva som legges til grunn i en 2D beregning.

Det er for prosjektet kun medtatt en forsiktig vurdering av 3D effekter fra «skåleffekter», selv om både terrengoverflaten, lagdeling og modellerte laster tilsier betydelig bidrag fra «geometriske effekter».

Figur 4.13 nedenfor viser plantegning med illustrasjon av de områdene der det vurderes 3D effekter:

- Området ved profil B1-B1 og B2-B2, som avgrenses av skråningen opp mot fylkesvegen i vest, samt et parti med gunstigere topografi i elva mot øst. Bredde av et mulig skred i dette området er vurdert å være ca. 40 m. Lengde av aktuelle lange glideflater, der 3D effekter vurderes aktuelle er ca. 75 – 90 m.
- Området ved profil B3-B3 og A-A, som avgrenses av partiet med gunstigere topografi i vest, samt det stigende terrenget i øst. Bredde av et mulig ras i dette området er vurdert å være ca. 60 m. Lengde av aktuelle lange glideflater, der 3D effekter vurderes aktuelle er ca. 70 – 90 m.



Figur 4.13. Illustrasjon 3D effekter/geometrieffekter.

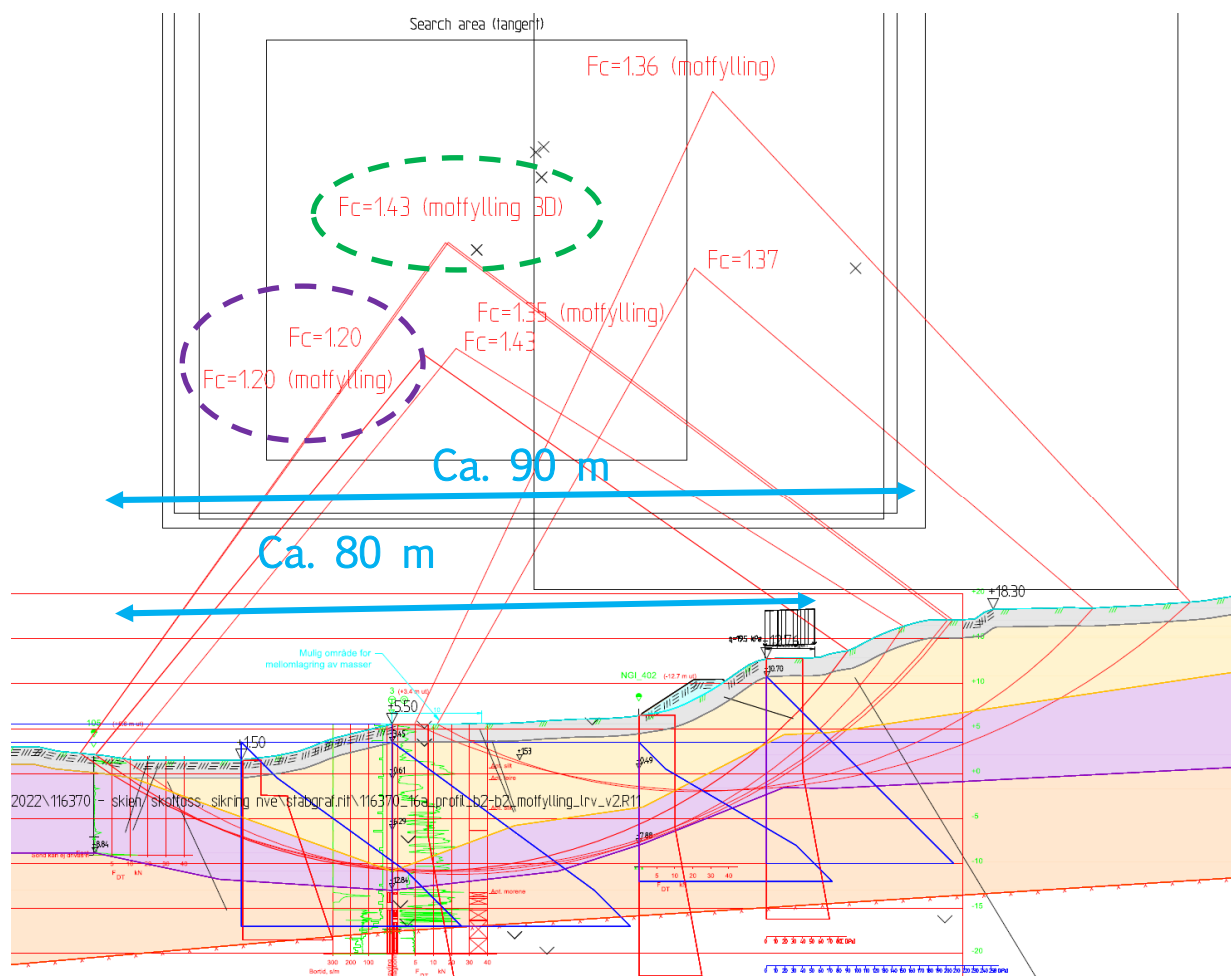
Anleggsfasen, profil B1-B1 og B2-B2

Beregninger for profil B1-B1 og B2-B2 i anleggsfasen viser liten reduksjon av sikkerhetsfaktoren for lange og dype glidesirkler med inntil 3-4%. Laveste sikkerhetsfaktor er $F=1,32$ i profil B12-B12 (representativt for området mellom profil B1-B1 og B2-B2 der fylling for anleggsveien er størst). Reduksjon av sikkerhetsfaktoren i anleggsfasen ift. dagens situasjon vurderes å være noe mindre enn 2D beregningene viser pga. «geometriske effekter». Dette pga. begrenset utstrekning av variable laster i anleggsfasen, samt variasjon av geometri og lagdeling i det aktuelle området. Aktuelle «skåleffekter» vurderes å gi mer en tilstrekkelig 3D effekter, slik sikkerhet $F>1,4$ oppnås (uten å ta hensyn til «geometriske effekter»). Her kreves bare beskjedne 3D effekter inntil 5% for å oppnå $F>1,4$. En full udrenert situasjon for disse lange glideflatene vurderes videre urealistisk i de aktuelle leirlagene med liten mektighet og omgitt av drenerende sandlag.

Permanent fase

Beregningene for permanent fase viser reduksjon av sikkerhetsfaktoren med inntil 6% for lange glidesirkler i profil B1-B1 og B2-B2 (situasjon med LRV +3,5). Laveste sikkerhet er $F=1,20$ for en sirkel med ca. 80 m lengde i profil B2-B2. Denne sirkelen er vist på figur 4.14 nedenfor (2D beregninger markert med lilla stiplet sirkel og 3D beregning markert med grønn stiplet sirkel). Vurdering av 3D effekter fra «skåleffekter» iht. tre ulike metoder gir videre $F>1,4$ for samtlige lange sirkler i profil B1-B1 og B2-B2 etter utførelse av sikringstiltak. Det vurderes videre å være flere forhold til tilsier gunstige geometrieffekter, som ikke er medtatt. En full udrenert situasjon for disse lange glideflatene vurderes videre urealistisk i de aktuelle leirlagene med liten mektighet og omgitt av drenerende sandlag.

Nærmere gjennomgang av vurderte 3D effekter fremgår av beregningshefte [5].



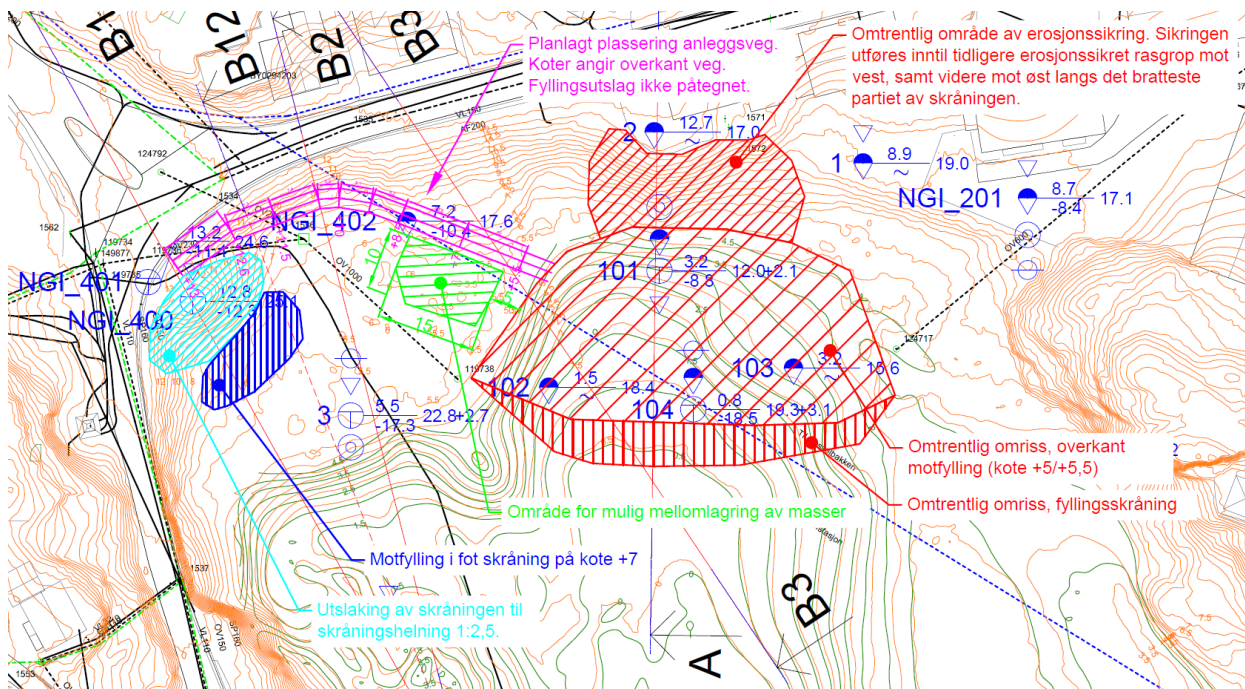
Figur 4.14. Beregning 16A, permanent fase profil B2-B2, LRV +3,5.

5 Anbefalinger, prosjekterte sikringstiltak

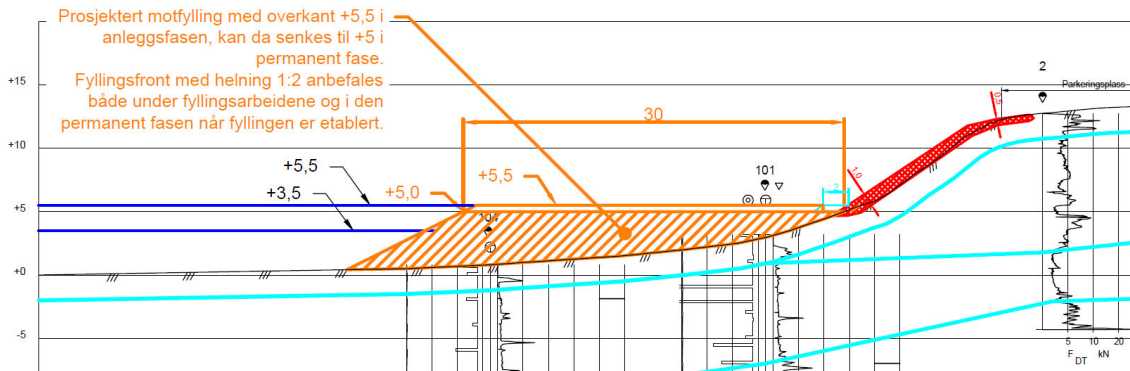
Figur 5.1 viser oversikt over plassering av anleggsvegen (lilla farge), prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1 (turkis og blå farge), mulig område for mellomlagring av masser (grønn farge), samt prosjektert mottfylling og erosjonssikring i profil A-A (rød farge).

Fyllingen for anleggsvegen er ikke vist på figur 5.1, men det er lagt til grunn at denne etableres med skråningshelning 1:1,5.

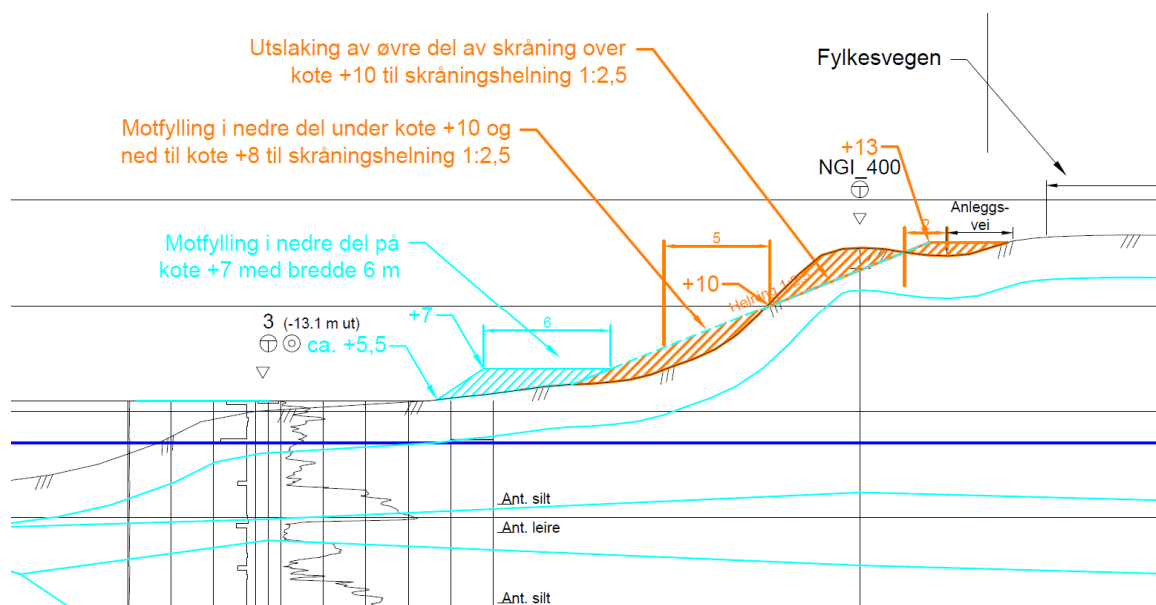
Prinsippskisse for prosjektert mottfylling i profil A-A er videre vist på figur 5.2, og prinsippskisse for prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1 er vist på figur 5.3.



Figur 5.1. Utsnitt av tegning -500 med plassering av prosjertert sikringstiltak.



Figur 5.2. Prinsippskisse, prosjertert motfylling i profil A-A.



Figur 5.3. Prinsippskisse, prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1.

5.1 Prosedyre og rekkefølgekrav for utførelse av sikringsarbeidene

Sikringsarbeidene må utføres iht. følgende prosedyre og rekkefølge for å ivareta stabiliteten under arbeidene:

1. Innledningsvis stenges kjørefeltet som ligger nærmest skråningstoppen i området ved profil B1-B1. For å unngå å forverre stabiliteten ift. dagens situasjon kan hverken gravemaskinen eller mellomlagrede masser belaste området utenfor fylkesvegen. Gravemaskinen må derfor stå på kjørefeltet nærmest skråningskanten for å slakte ut skråningen opp mot fylkesvegen til skråningshelning 1:2,5 (turkis markering på figur 5.1 og oransje markering på figur 5.3). Utslaking av skråningen omfatter avgraving i øvre del og motfylling i nedre del av skråningen. Steinmasser for motfylling i nedre del av skråningen kan mellomlagres langs det ene kjørefeltet ved siden av gravemaskinen i inntil 1 m høyde.
2. Når skråningen er slaket ut til skråningshelning 1:2,5 helt ned til plataet ved elva, kan gravemaskinen stå inntil 1 m fra skråningstoppen. Steinmasser kan også mellomlagres inntil 1 m fra skråningstoppen med inntil 1,5 m høyde og 4 m bredde (retning vekk fra skråningen). Kjørefeltet for fylkesvegen kan da åpnes igjen om aktuelt.
3. Motfylling på kote +7 i foten av skråningen etableres da (blå markering på figur 5.1 og turkis markering på figur 5.3). Når motfyllingen er på plass kan arbeidene med utlegging av fylling for anleggsvegen startes. Fylling for anleggsvegen etableres med skråningshelning 1:1,5 eller slakere. Etter hvert som fyllingen blir etablert ned mot området ved profil B3-B3 ved elva, vil stabiliteten mot fylkesvegen gradvis bli forbedret.
4. Når anleggsvegen er etablert ned til elvekanten ved profil B3-B3 kan det om ønskelig etableres et område sør for anleggsvegen for mellomlagring av masser (grønn markering på figur 5.1).
5. Etablering av motfylling i elva ved profil B3-B3 og A-A utføres ved å legge massene forsiktig ut med gravemaskinen, plassert i god avstand fra elvekanten/fyllingsfronten. Etter hvert som fyllingen blir etablert kan gravemaskinen stå på fyllingen. For å sikre stabiliteten under arbeidene anbefales det at gravemaskin på ethvert tidspunkt står i god avstand fra elvekanten/fyllingsfronten og ikke på noe tidspunkt nærmere enn 2 m fra fyllingskanten/elvekanten. Mellomlagring av masser for etablering av motfyllingen legges bak gravemaskinen og ikke nærmere enn 5 m fra fyllingskanten. Mellomlagrede masser kan legges i

inntil 1,5 m høyde. Fyllingsfronten etableres med skråningshelning 1:2 eller slakere. Motfyllingen etableres med overkant på kote +5,5 og kan i slutten av arbeidene senkes til kote +5 for etablering av vekstlag på toppen.

6. Når motfyllingen/størstedelen av motfyllingen er etablert, kan erosjonssikringen videre opp mot skråningstoppen etableres.

Steinfraksjon og erosjonssikring vurderes av NVE.

Endelig utførelse må avklares i samråd med utførende, slik at man oppnår en god gjennomføring med tilstrekkelig kontroll. Utleggingsprosedyre må tilpasses etter hvert som man får erfaring gjennom innledende arbeider.

I nedre del av anleggsvegen og våtområdet nær elva kan det trolig bli nødvendig med grunnforsterkningstiltak for å redusere risikoen for at gravemaskin og lastebiler synker ned i massene. Dette kan eksempelvis være bruk av fiberduk og armeringsnett under bærelag for anleggsvegen/kjørearealer. Dette må vurderes av utførende ut fra faktiske forhold.

6 Kontroll utførelse

Det er krav om uavhengig kontroll av utførelse for tiltaksklasse 2 (SAK 10) og UKK3 (Eurokode 0).

Følgende geotekniske kontrollpunkter må ivaretas under utførelse. Det anbefales at disse kontrollpunkter inkluderes i utførende sin kontrollplan:

- Kontroll av at sikringstiltakene utføres som prosjektert og iht. prosedyre og rekkefølge beskrevet i foreliggende notat.
- Eventuelle avvik fra prosjekteringen meldes inn, og videre tiltak/oppfølging vurderes i samråd med prosjekterende.
- Det skal ikke graves i foten av skråningene opp mot fylkesvegen eller i elvebunnen.
- Kontroll av utført SJA og at sikkerhetstiltakene følges.
- Kontroll av at utførende foretak har et internkontrollsystem og at det finnes rutiner for kvalitetssikring av arbeidet som skal utføres.
- Dersom det under arbeidene påtreffes bløtere grunnforholdene enn forutsatt, må arbeidene stanses og geoteknikk sakkyndig varsles umiddelbart for å vurdere evt. tiltak.

Det forutsettes at prosjektet gjennomføres med kontroll og oppfølging fra geoteknikk sakkyndig for å sikre stabiliteten under arbeidene. Det er viktig og en forutsetning at det blir et tett samarbeid mellom utførende entreprenør og geoteknikk sakkyndig om utfyllingsprosedyren, og rekkefølgen for ulike aktiviteter.

7 Sluttkommentar

Anleggsarbeider og oppfylling medfører alltid en risiko for skader på nærliggende konstruksjoner, dette er nærmere omtalt i delkapittel 3.16 Naboforhold.

Det påpekes at arbeidene skal foreligges Sweco AS for utførelse av utvidet kontroll PKK3. Deres kontroll kan medføre at det blir behov for endringer.

Kontrollside

Dokument	
Dokumenttittel: Skien. Skotfoss, sikring av kvikkleiresone NVE, Geoteknisk prosjektering, stabilitetsforhold og stabiliserende sikringstiltak	Dokument nr: 116317n1
Oppdragsgiver: NVE	Dato: 24.02.2023
Emne/Tema: Stabilitet	

Sted		
Land og fylke: Norge, Vestfold og Telemark	Kommune: Skien	
Sted: Skotfoss		
UTM sone:	Nord:	Øst:

Kvalitetssikring/dokumentkontroll					
Rev	Kontroll	Egenkontroll av		Sidemannskontrav	
		dato	sign	dato	sign
	Oppsett av dokument/maler	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
	Korrekt oppdragsnavn og emne	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
	Korrekt oppdragsinformasjon	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
	Distribusjon av dokument	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
	Laget av, kontrollert av og dato	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
	Faglig innhold	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR

Godkjenning for utsendelse	
Dato: 27.02.23	Sign.: 