

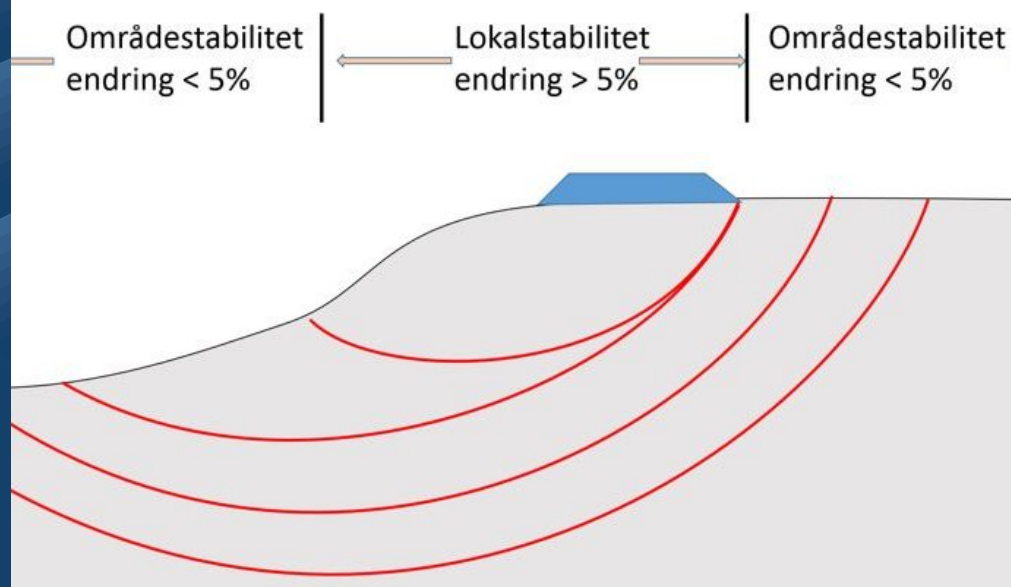


Grense mellom lokal- og områdestabilitet

Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire

8
2016

R
A
P
P
O
R
T



Rapport nr 8-2016

Grense mellom lokal- og områdestabilitet

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat

Redaktør:

Forfattere: Kristian Aunaas, Frode Oset og Hanne Bratlie Ottesen, Statens vegvesen Stein-Are Strand, Einar Lyche og Ingrid Havnen, NVE
Margareta Viklund og Mostafa Abokhakil, Jernbaneverket
Odd Arne Fauskerud, Multiconsult, Stein Christensen, SINTEF, Vidar Gjelsvik, NGI og Vikas Thakur, NTNU

Trykk: NVEs hustrykkeri

Opplag: P.O.D

Forsidefoto:

ISBN 978-82-410-1198-6

ISSN 1501-2832

Sammen drag: Rapporten sammen stiller arbeidet og underbygger anbefaling for en praktisk håndterbar grense mellom lokal- og områdestabilitet. Anbefalingen må vurderes av NIFS-etatene før implementering i regelverk.

Emneord: områdestabilitet i kvikkleireområder, kvikkleireskred, materialfaktor, stabilitetsberegning

Norges vassdrags- og energidirektorat
Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstua
0301 OSLO

Telefon: 22 95 95 95
Telefaks: 22 95 90 00
Internett: www.nve.no

Forord

Gjennom arbeid som er gjennomført i regi av Naturfareprosjektet (NIFS), delprosjekt 6 Kvikkleire, har det vist seg hensiktsmessig å skille mellom lokal- og områdestabilitet i kvikkleireområder. NVEs veileder nr 7/2014 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» (ref. /1/) gir en omforent definisjon av de to begrepene. En workshop som ble gjennomført i Trondheim 08.12.2014 (ref. /2/) og et dialogmøte 09.03.2015 med prosjektpartnerne (NTNU, NGI, SINTEF og Multiconsult) ga prinsipiell tilslutning til et forsøk på å definere grensen ut fra en tilnærming basert på i hvor stor utstrekning det planlagte tiltaket påvirker stabiliteten.

Foreslått definisjon: Utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater.

Med utgangspunkt i den foreslåtte definisjonen var det et behov for å få verifisert anvendeligheten av den foreslåtte grensdragningen mellom lokal- og områdestabilitet. Dette ble undersøkt ved hjelp av et antall beregningseksempler hvor man fikk belyst utstrekningen av 5%-grensen for tiltakets endring (forverring) av beregnet materialfaktor, med tilhørende vurdering av hvor tydelig og håndterbar grensen framtrer i praktisk bruk.

Rapporten sammenstiller arbeidet og underbygger anbefaling for en praktisk håndterbar grense mellom lokal- og områdestabilitet. Anbefalingen må vurderes av NIFS-etatene før implementering i regelverk.

Arbeidsgruppen ønsker å rette en takk til øvrige bidragsyttere:

Samson Degago, Rikke Bryntesen, Hilde Fjeldheim og Tseday Damtew, Statens vegvesen

Siri Bente Haugen, NGI

Anders B. Ulvestad, Multiconsult

Innhold

1. Innledning	4
2. Tidligere utredninger og innspill fra workshop om sikkerhetsfilosofi.....	4
3. Forslag til grense mellom lokal- og områdestabilitet.....	6
4. Beregningseksempelene og kommentarene fra de som regnet	8
NGI.....	8
Beregningseksempel 1: Fv. 91 – Breivikeidet bru – Hov	8
Beregningseksempel 2: Fv. 769 Lønn – Vemundvik	12
Konklusjoner fra NGI	14
SINTEF Byggforsk.....	14
Beregningseksempel 1_1: Belastning på topp av skråning.....	15
Beregningseksempel 1_2: Utgraving i bunn av skråning.....	17
Felleseksempel	19
Beregninger utført av Statens vegvesen:	20
Beregninger utført av SINTEF:	23
Multiconsult	29
Vedlegg:	
1. Beregningsnotater fra NGI, SINTEF, Multiconsult og Statens vegvesen	

1. Innledning

Erfaringer fra utbyggingsprosjekter gjennom flere år, og arbeidet med å avstemme NIFS-etatens regelverk, har vist at det er behov for å definere begrepene lokal- og områdestabilitet.

NVEs veileder for sikkerhet mot kvikkleireskred (referanse 1) gjengir en definisjon som er omforent i arbeidsgruppen i NIFS, inkludert samarbeidspartnerne:

Områdestabilitet: En stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv fram- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmaterialer, slik som er typisk for kvikkleire. Skredet kan bli omfattende dersom det omrørte sprøbruddmaterialet får fritt utløp i fallende terreng.

Lokalstabilitet: Betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrøp eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.

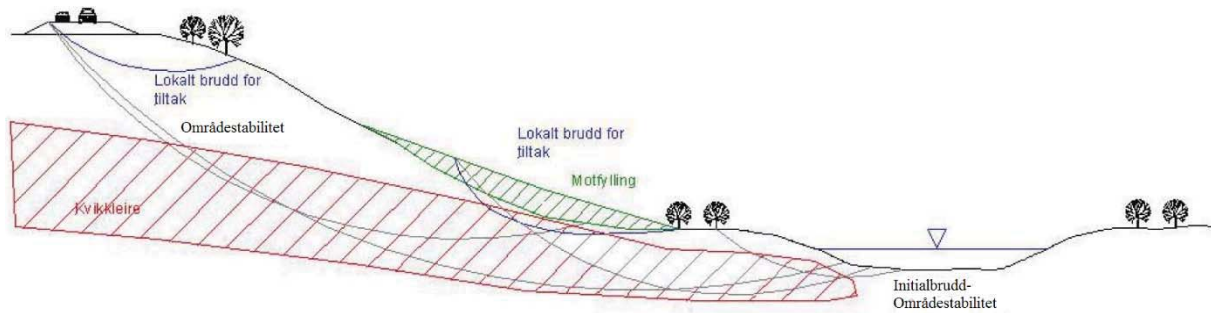
Utredninger og diskusjoner i regi av prosjektgruppen for delprosjekt 6 i NIFS har bragt oss dit at konsistens og tydelighet i regelverket best ivaretas ved en grensedragning, hvor områdestabilitet vurderes og ivaretas gjennom regelverket gitt i teknisk forskrift til Plan- og bygningsloven (TEK10) (referanse /3/) og NVEs veiledning (ref. /1/). Lokalstabilitet vurderes og ivaretas gjennom krav som er gitt i Norsk standard (ref /4/) eller gitt av den aktuelle byggherren. For samferdselsetatene (Statens vegvesen og Jernbaneverket) innebærer dette at kravene gis i deres respektive regelverk (ref. /5/, /6/ og /7/).

Spørsmålet om likestilling mellom absolutt materialfaktor og bruk av prosentvis forbedring ble utredet i starten av NIFS-prosjektet (ref. /8/). Anbefalingen derfra var at det bør kreves absolutt materialfaktor for det lokale tiltaket, mens områdestabiliteten kan behandles etter prinsippet med prosentvis forbedring for å ivareta sikkerheten. Inkludert i denne anbefalingen er at sikkerheten mot initialskred i blant annet vassdrag og raviner hvor det ikke utføres tiltak, behandles som områdestabilitet. Prinsipielt vil dette også være i samsvar med teksten i det nasjonale tillegget til NS-EN 1997-1 (Eurokode 7), tabell NA.A.4 (ref /4/).

2. Tidligere utredninger og innspill fra workshop om sikkerhetsfilosofi

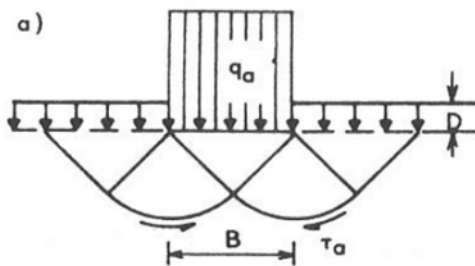
Innlegg og diskusjoner fra workshop om sikkerhetsfilosofi i Trondheim 8. desember 2014 er gjengitt i NIFS-rapport nr. 104/2015 (ref. /2/). I diskusjonene framkom det synspunkter på flere forhold, blant annet analyseprinsipp med tanke på sprøbruddoppførsel, nødvendig omfang av grunnundersøkelser, stabilitet av naturlige skråninger etc. For nærmere gjennomgang av disse temaene vises det til rapporten (ref. /2/).

Figuren nedenfor illustrerer forskjellene mellom lokal- og områdestabilitet, og noen av utfordringene i den praktiske håndteringen av problemstillingene framkommer også av figuren; Hvor stor utstrekning har den lokale bruddfiguren før den går over til å være områdestabilitet?

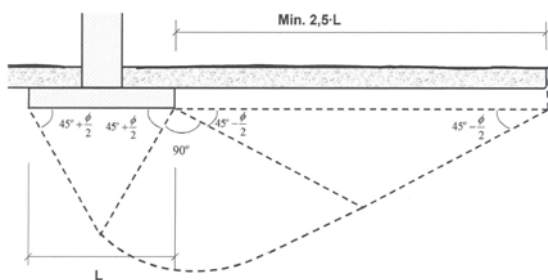


Figur 1 Lokal- og områdestabilitet – prinsippskisse (ref. /8/)

En mulig avgrensning av lokalstabilitet er å ta utgangspunkt i utstrekningen av en teoretisk bruddfigur for bæreevnebetraktning med en last på flatt terreng.



Figur 2 Eksempel på utstrekning av bruddfigur ved bæreevneberegning på totalspenningsbasis. (ref. /11/)



Figur 3 Eksempel på utstrekning av bruddfigur ved bæreevneberegning på effektivspenningsbasis

Ved hellende terreng blir imidlertid utstrekningen større og vurderingen mer komplisert, og lagdeling kan komplisere en slik vurdering ytterligere. Slike betraktninger ble derfor forlatt som prinsipp i denne sammenhengen.

SINTEF utførte et arbeid i 2013 hvor det ble undersøkt muligheter og begrensninger for bruk av spenningsendringer som kriterium for å skille mellom lokal- og områdestabilitet. I dette arbeidet ble det regnet udrenert i et lokalt nærfelt under en vegfylling i en skråning, og drenert utenfor. Det ble ikke funnet noen klar avgrensning mellom lokal- og områdestabilitet med den innfallsvinkelen som rapporten var basert på (ref. /9/)

På grunnlag av rapporten og påfølgende diskusjoner er det nærliggende å konstatere at det vil være vanskelig, og trolig vil kreve langvarig utredning, å få etablert en teknisk definisjon for avgrensning av lokalstabilitet som baserer seg på udrenert materialoppførsel.

Ut fra diskusjonene i workshopen var det grunnlag for å gå videre med å definere en grense for lokalstabilitet basert på endring av materialfaktor som følge av anleggstiltaket. Det ble påpekt at det burde vurderes å gi en åpning for bruk av faglig vurdering i forhold til grenseverdien for spesielle eller kompliserte problemstillinger. Behov for videre utredning i framtiden knyttet til sikkerhet uttrykt ved sannsynlighet og konsekvens ble også påpekt.

3. Forslag til grense mellom lokal- og områdestabilitet

Arbeidsgruppens diskusjoner har ført fram til at avgrensningen kan knyttes til en teknisk grenseverdi hvor påvirkningen fra anleggstiltaket anses som så liten at den i praksis ikke har vesentlig påvirkning på stabiliteten. Ut fra argumentasjonen ovenfor var det klart at denne grensen måtte baseres på en viss grad av skjønn, og sånn sett vil ha karakter av en administrativ grense.

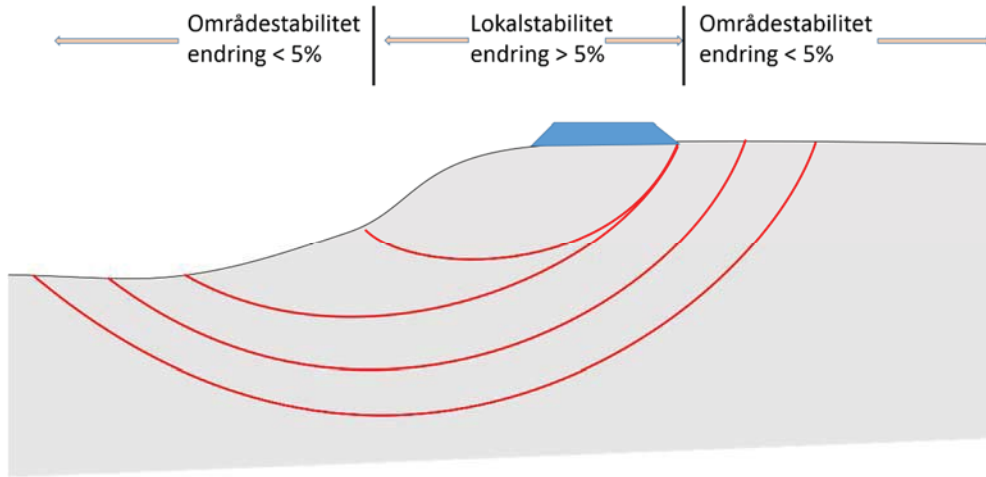
Foreslått definisjon: Utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater, og gjelder sammenligning av samme flate før og etter tiltaket.

Anbefalingen er da at krav til sikkerhet for lokalstabilitet innenfor grensen på 5 % forverring baseres på absolutt materialfaktor i samsvar med Norsk Standard (ref /4/) eller regelverk fastsatt av den aktuelle byggherre. Sikkerhetskrav for påvirkning med utstrekning utenfor grensen baseres på regelverket i TEK 10 (ref. /3/) og NVEs veileder 7/2014 (ref. /1/).

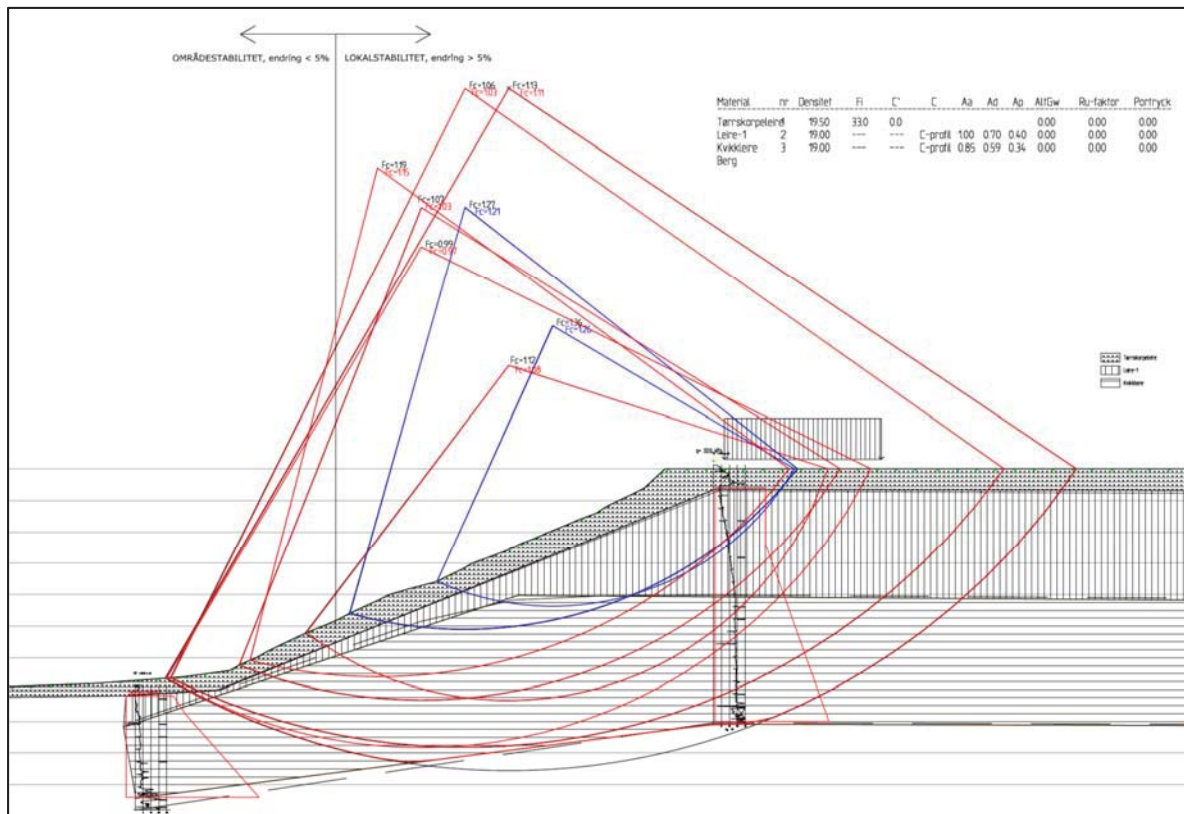
Den foreslåtte definisjonen gir følgende beregningsgang:

1. Finn materialfaktor for glideflater før tiltaket modelleres
2. Innfør tiltaket i modellen, og finn ny materialfaktor for glideflatene fra punkt 1
3. Sammenlign materialfaktorer for glideflatene for situasjonen før og etter
4. Definer utstrekning av området som karakteriseres som lokalstabilitet.
5. Hvis tiltaket medfører at kritiske glideflater endrer geometri, skal også disse sammenlignes med tilsvarende glideflater før tiltaket ble modellert inn.

Figur 4 viser en prinsippskisse av skillet mellom lokal/områdestabilitet, mens Figur 5 viser samme avgrensning i et beregningseksempel.



Figur 4 Prinsippskisse for skille mellom lokal/områdestabilitet



Figur 5 Eksempel på markering av grense for 5% endring av materialfaktor ved belastning på toppen av en skråning.

I det følgende er det vist beregningseksempler som illustrerer utstrekning av glideflater med angitt endring av materialfaktor som følge av en pålastning eller lastendring ved et anleggstiltak.

Det kan i denne sammenhengen også nevnes at grenseverdien på 5% forverring ligger i den størrelsesorden som omtales som presisjonsnivået for allment anerkjente beregningsverktøy for stabilitetsberegninger i det geotekniske fagmiljøet ($\pm 6\%$) (ref. /10/).

I tilfeller hvor anleggstiltak ikke medfører forverring av stabiliteten, kan definisjonen ovenfor medføre at området for lokalstabilitet ikke får noen utstrekning. Med tanke på å ivareta nødvendig robusthet for sikkerhet under anleggsutførelsen, eller det ferdige byggverket, kan det likevel være behov for å definere krav i regelverk for lokalstabilitet knyttet til f.eks. skadekonsekvens.

Bruk av prosentvis forbedring har fra opprinnelsen vært benyttet som en unntaksbestemmelse. For å sikre en vurdering av nødvendig robusthet i sikkerhetskravene anbefales det å innføre krav om at valg av prosentvis forbedring i forhold til materialfaktor γ_M skal begrunnes.

4. Beregningseksempelene og kommentarene fra de som regnet

For å undersøke hvilke konsekvenser en grensedragnings med 5% forverring gir, er det regnet på flere eksempler med variasjon i belastning, parametere, topografi og lagdeling. NGI og Multiconsult har funnet egne eksempler fra aktuelle prosjekter. SINTEF Byggforsk har regnet på et prosjekt som er tatt fra NVEs arkiver. I tillegg har delprosjekt Kvikkleire distribuert et «felleseksempel», hvor alle rammebetingelser var gitt. Felleseksempel er regnet på av SINTEF og Statens vegvesen.

Overnevnte beregninger gir verdifull informasjon ved at de illustrerer hvor stor utstrekningen av området som defineres som lokal stabilitet kan bli. Beregningene viser at utstrekningen på det som faller innenfor definisjonen på lokalstabilitet ikke er urimelig.

Spesielt illustrative er beregningseksempel 1_1 fra NGI og SINTEF sitt eksempel fra kvikkleiresonen på Klæbu.

Resultatene fra alle beregningseksempelene presenteres i de følgende kapitlene, og beregningsnotatene er gjengitt i sin helhet i vedleggene.

NGI

NGI har regnet på to eksempler fra tidligere utførte prosjekter:

1. Fv. 91 – Breivikeidet bru – Hov
2. Rv. 769, parsell Lønn – Vemundvik, Namsos kommune

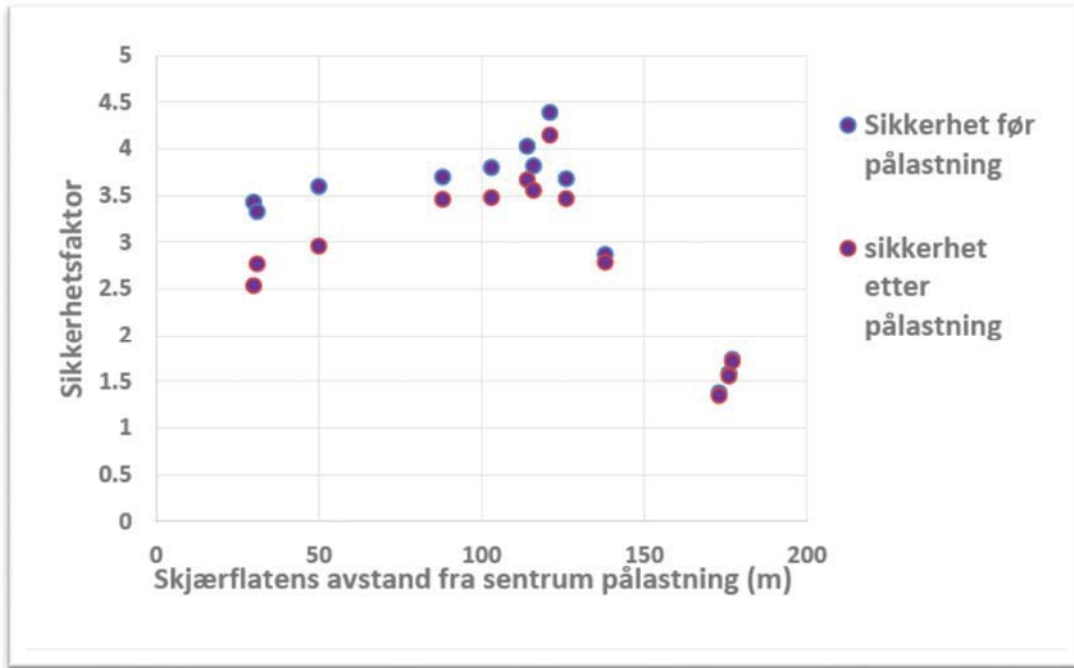
Beregningseksempel 1: Fv. 91 – Breivikeidet bru – Hov

Geometrien består av et 20 m slakt hellende platå med helning 1:20 før en 12 m høy skråning med helning 1:3,5. Lagdelingen er 2 m silt over siltig leire og deretter sensitiv leire over fjell. Dybden til sensitiv leire varierer fra 8-18m. Silt og leire er analysert som drenert materiale, og sensitiv leire som udrenert materiale.

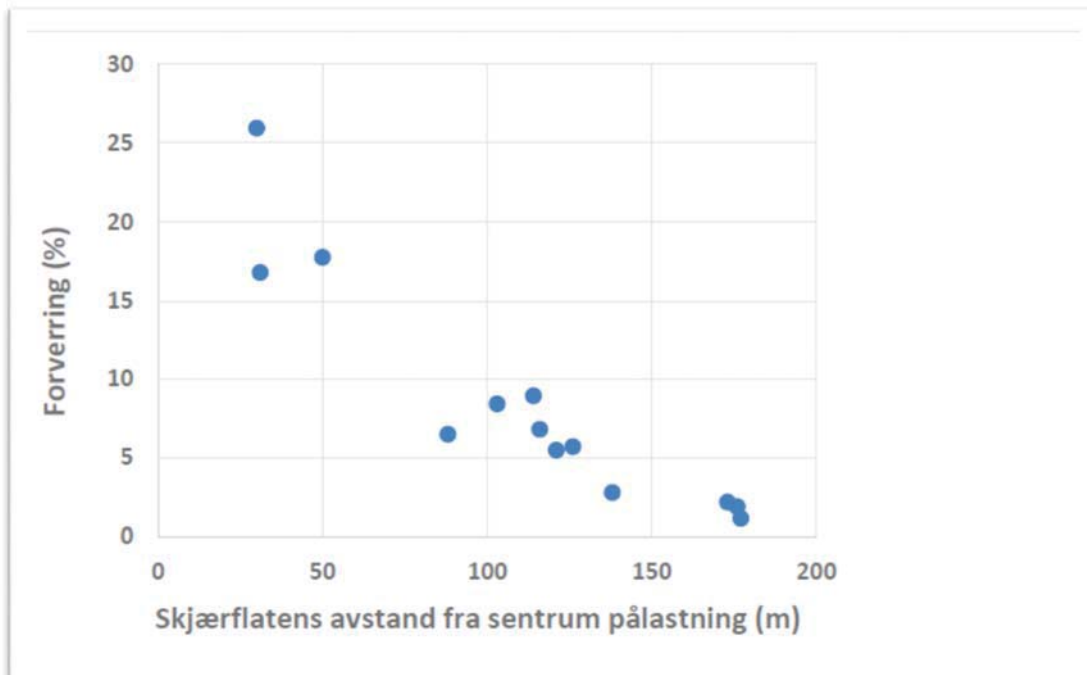
Det er gjort beregninger med hhv. 30 kPa og 40 kPa for å illustrere et tiltak med 0,9m og 1,4m oppfylling i tillegg til trafikklasten.

Beregning 1_1: 40 kPa terrenglast

Det er regnet på 13 glideflater for situasjonen før og etter påføring av terrenglast. Resultatene viser at grensen mellom mindre og mer enn 5% forverring er på ca. **130 meter** fra senter last.

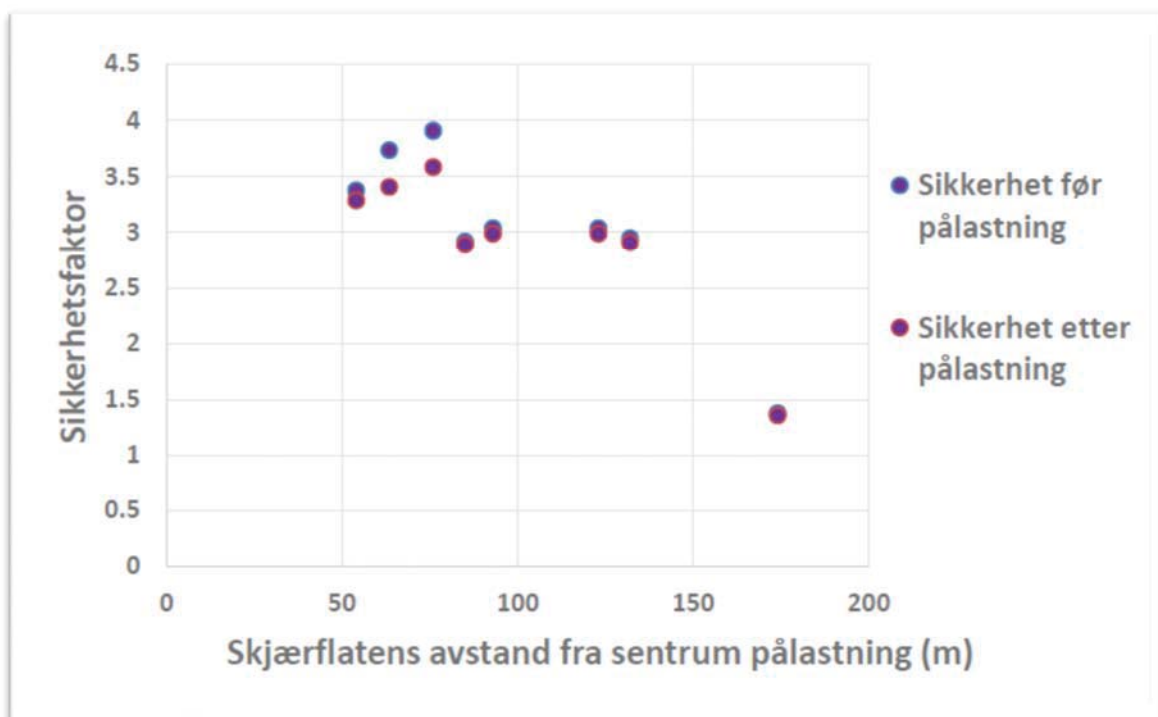


Figur 6 Endring i sikkerhetsfaktor før og etter pålastning. Endring i sikkerhetsfaktor for glideflatene som ligger mer enn 150 meter unna, er så liten at punktene ikke kommer frem på figuren.

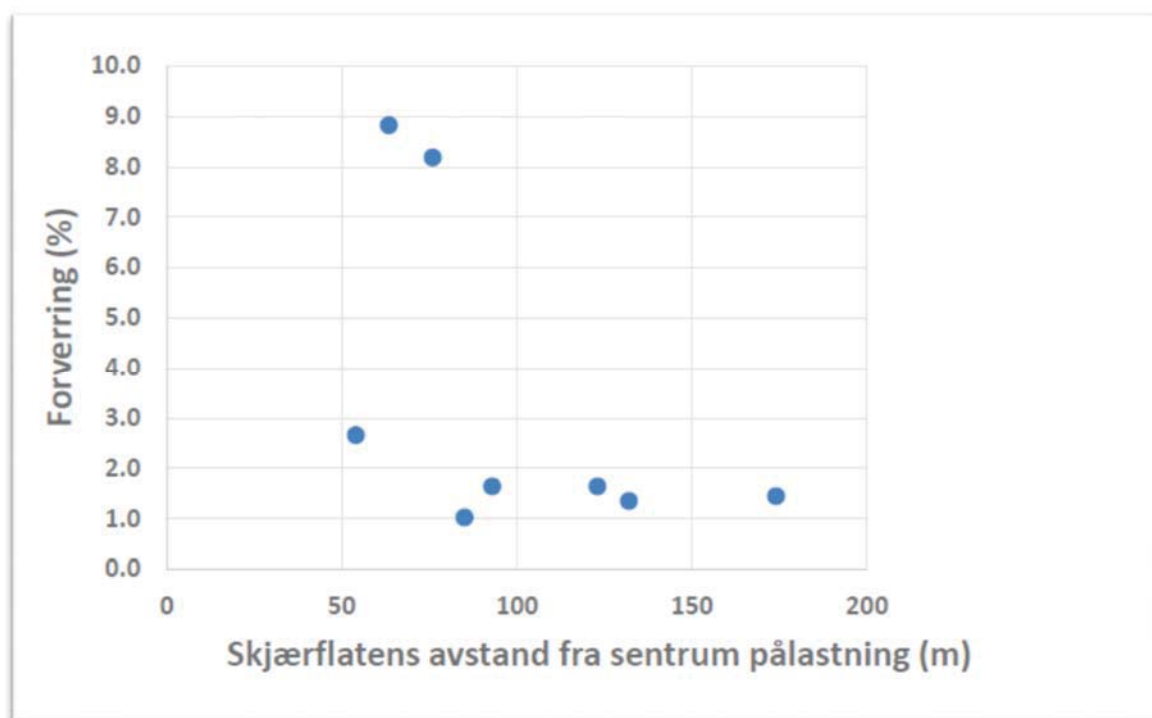


Figur 7 Endring i antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor

Figur 1 over viser hvordan sikkerhetsfaktoren endrer seg før og etter pålastning, mens figur 2 angir antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor. Tegningen under viser avgrensning for mer og mindre enn 5% forverring. Den sammensatte glideflaten som kommer ut ved foten av skråningen viser beregnet materialfaktor mindre enn 1,4. Siden utløpet av glideflaten ligger i

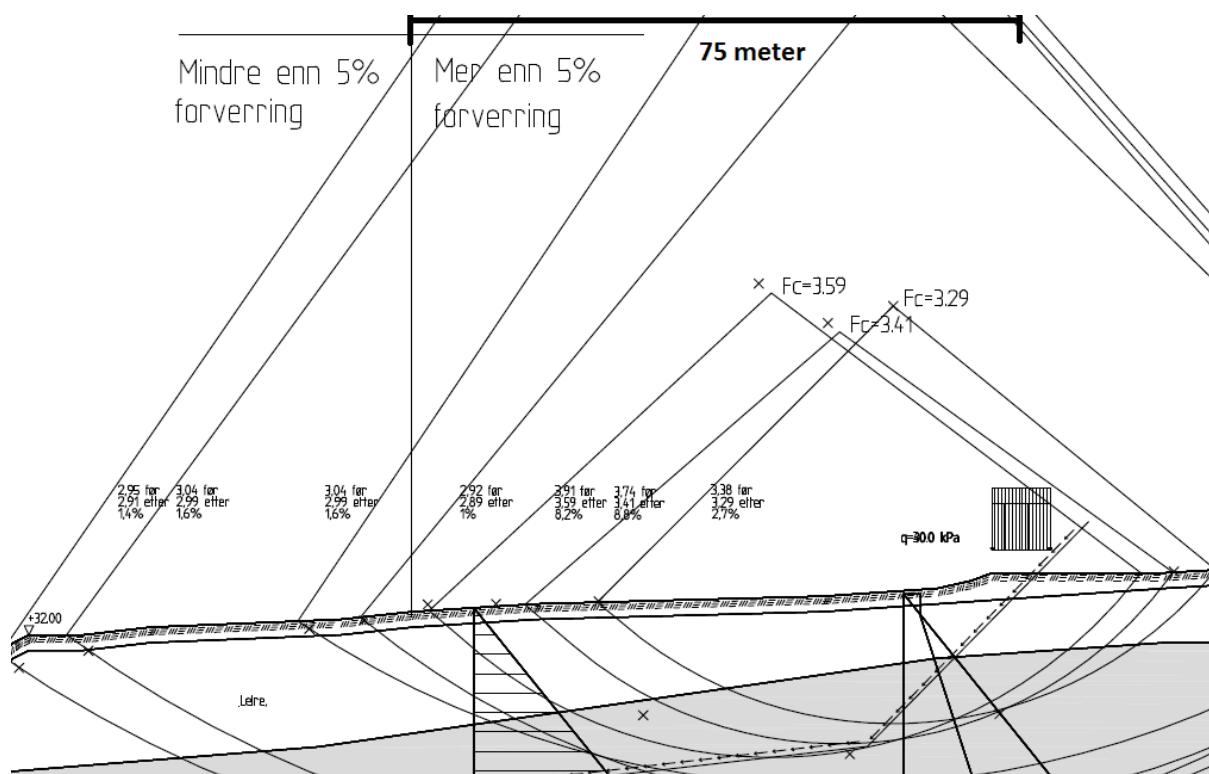


Figur 9 Endring i sikkerhetsfaktor før og etter pålastning



Figur 10 Endring i antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor

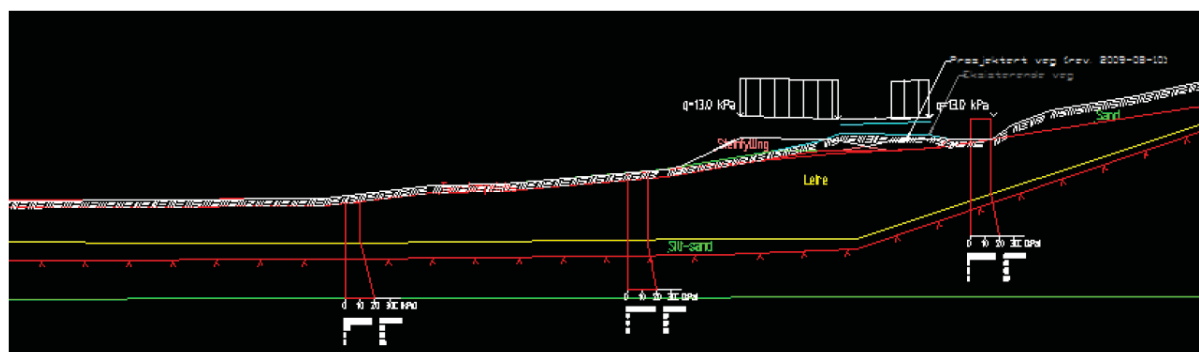
Tegningen under viser avgrensning for mer og mindre enn 5% forverring.



Figur 11 Avgrensning av mer eller mindre enn 5% forverring

Beregningseksempel 2: Fv. 769 Lænn – Vemundvik

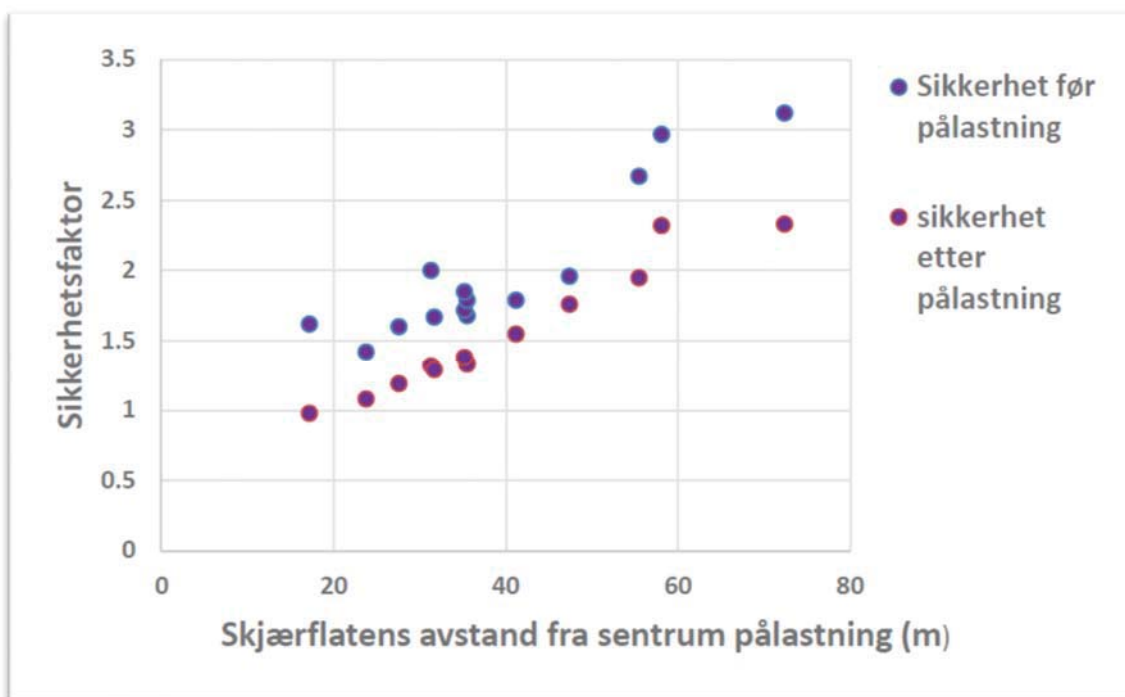
Figuren under angir geometrien for beregningen. Den turkise streken angir nivå for tiltaket. Trafikklast er satt til 13 kPa.



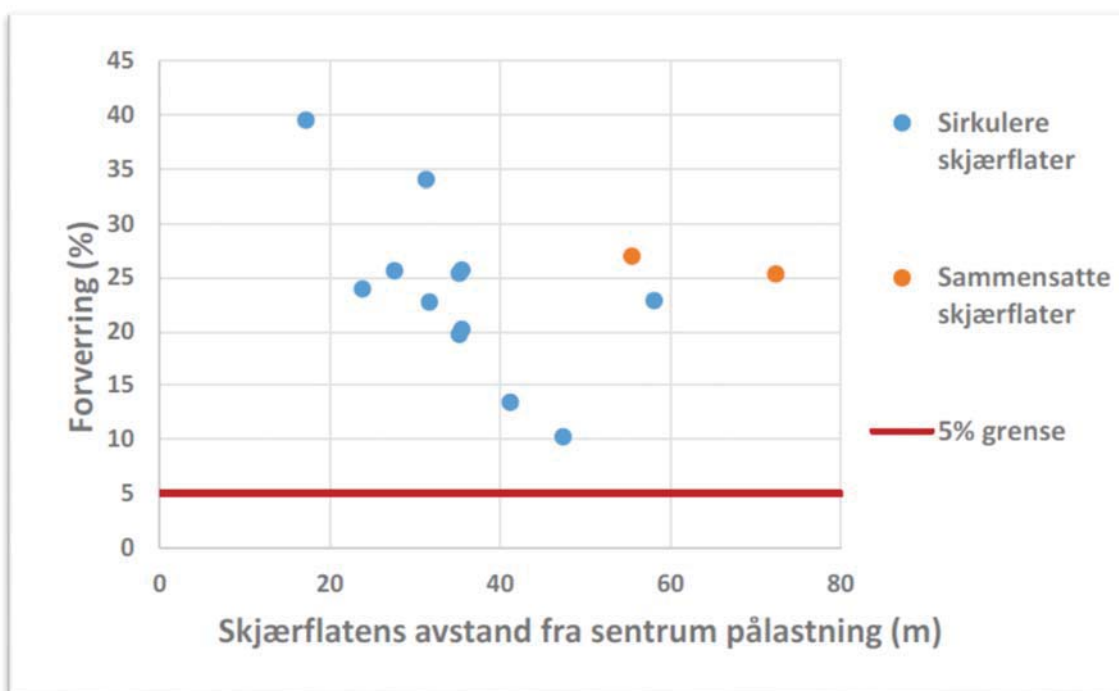
Figur 12 Tverrsnitt av situasjonen

Lagdelingen er 0,5m tørrskorpe over bløt leire. Leira har på det meste en mektighet på 6 meter. Under leira er det 1 m siltig sand over berg. Tørrskorpe og siltig sand regnes drenert, og bløt leire regnes udrenert.

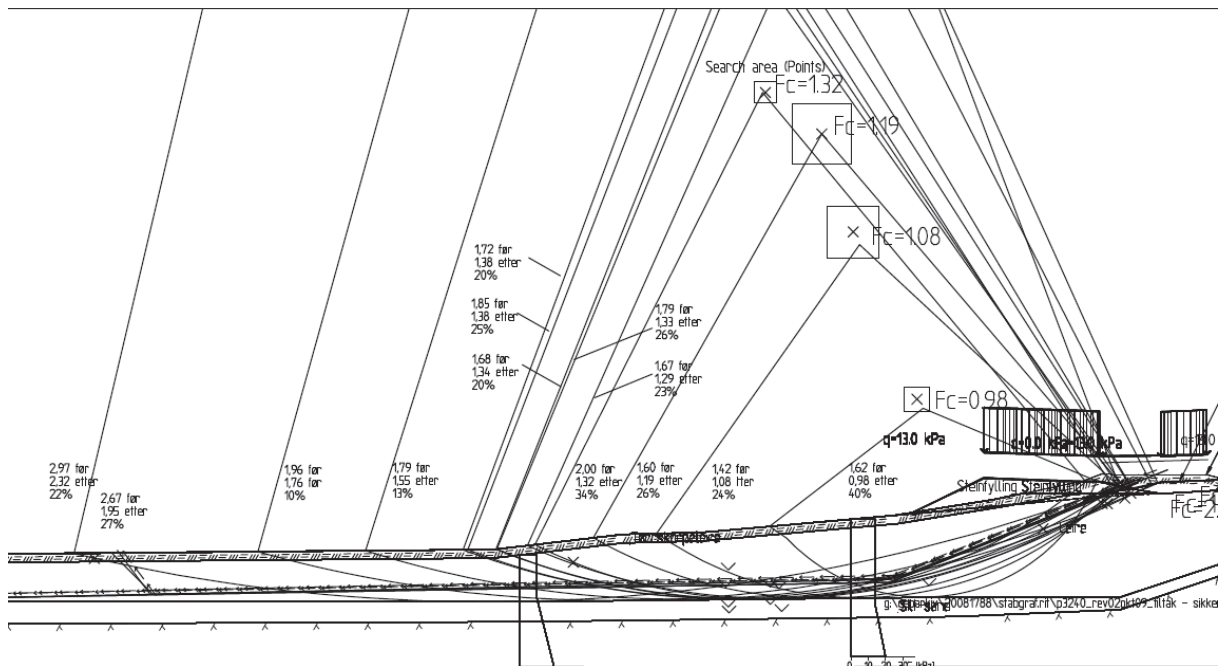
Det er regnet 12 glideflater for hhv. før- og ettersituasjonen. Figurene under angir endring i sikkerhetsfaktor og antall prosent forverring før og etter tiltaket.



Figur 13 Endring i sikkerhetsfaktor før og etter pålastning



Figur 14 Endring i antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor



Figur 15 Oversikt over beregninger – avgrensning mellom mer/mindre enn 5% forverring ikke mulig

Figurene viser at gitte geometri- og lastforhold gjør at det er mer enn 5% forverring for alle beregnede flater. Stabiliserende tiltak vil da bli vurdert i forhold til regelverk for lokalstabilitet.

Konklusjoner fra NGI

- Ved kompliserte last- og terrengendringer kan det være tidkrevende å finne grensen mellom mer og mindre enn 5% forverring.
- En applikasjon i et beregningsprogram vil gjøre arbeidet med å finne grensen lettere. Grensen trer imidlertid ikke alltid tydelig frem, og må vurderes skjønnsmessig.
- Det anbefales å lage plot som viser sikkerhetsfaktor og forverring mot glideflatens avstand fra tiltaket. Disse vil kunne avsløre spesielle forhold ved situasjonen.
- Det er også ønskelig at det lages en funksjon for opptegning av et «kotekart» som viser beregnet sikkerhetsfaktor for ulike sirkelsentrum, samt endringen mellom to situasjoner.

SINTEF Byggforsk

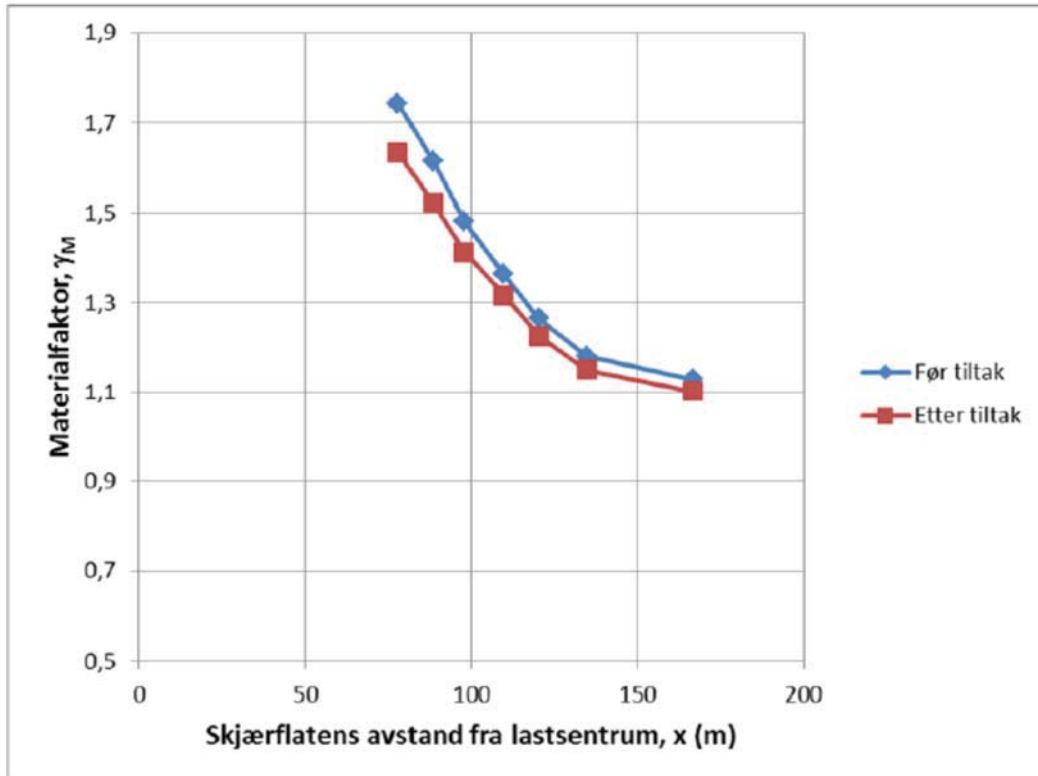
SINTEF Byggforsk har regnet på et eksempel fra en vurdering av områdestabilitet for en kvikkleiresone i Klæbu. Grunnforholdene består generelt av et topplag med tykkelse 2-5m av sand/silt som ligger over 15-20m leire med innslag av silt og sand. Et lag av kvikkleire med tykkelse 10-15m ligger under leira.

Gjennomsnittlig helning av skråningen er $7,3^\circ$, noe brattere i nedre del av skråning og noe slakere i øvre del av skråning. Total høydeforskjell er 25-27m.

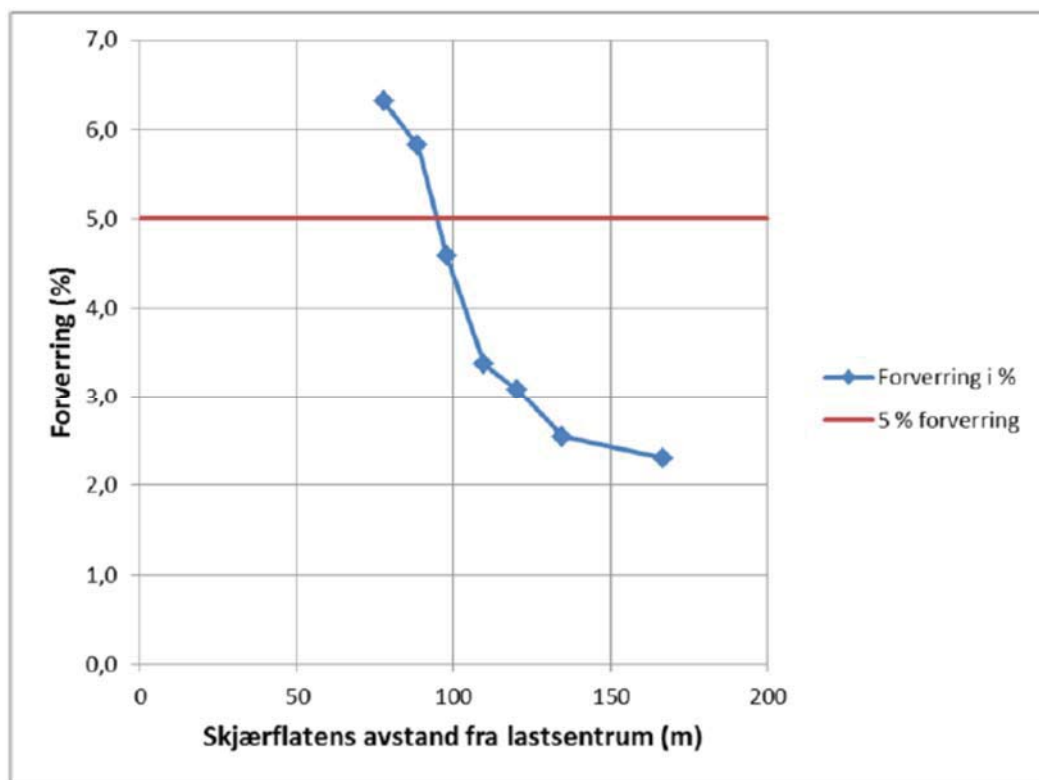
Beregningene er utført for to situasjoner; én med belastning lik 30 kPa på toppen av skråningen, og én med utgraving i bunn av skråningen.

Beregningseksempel 1_1: Belastning på topp av skråning

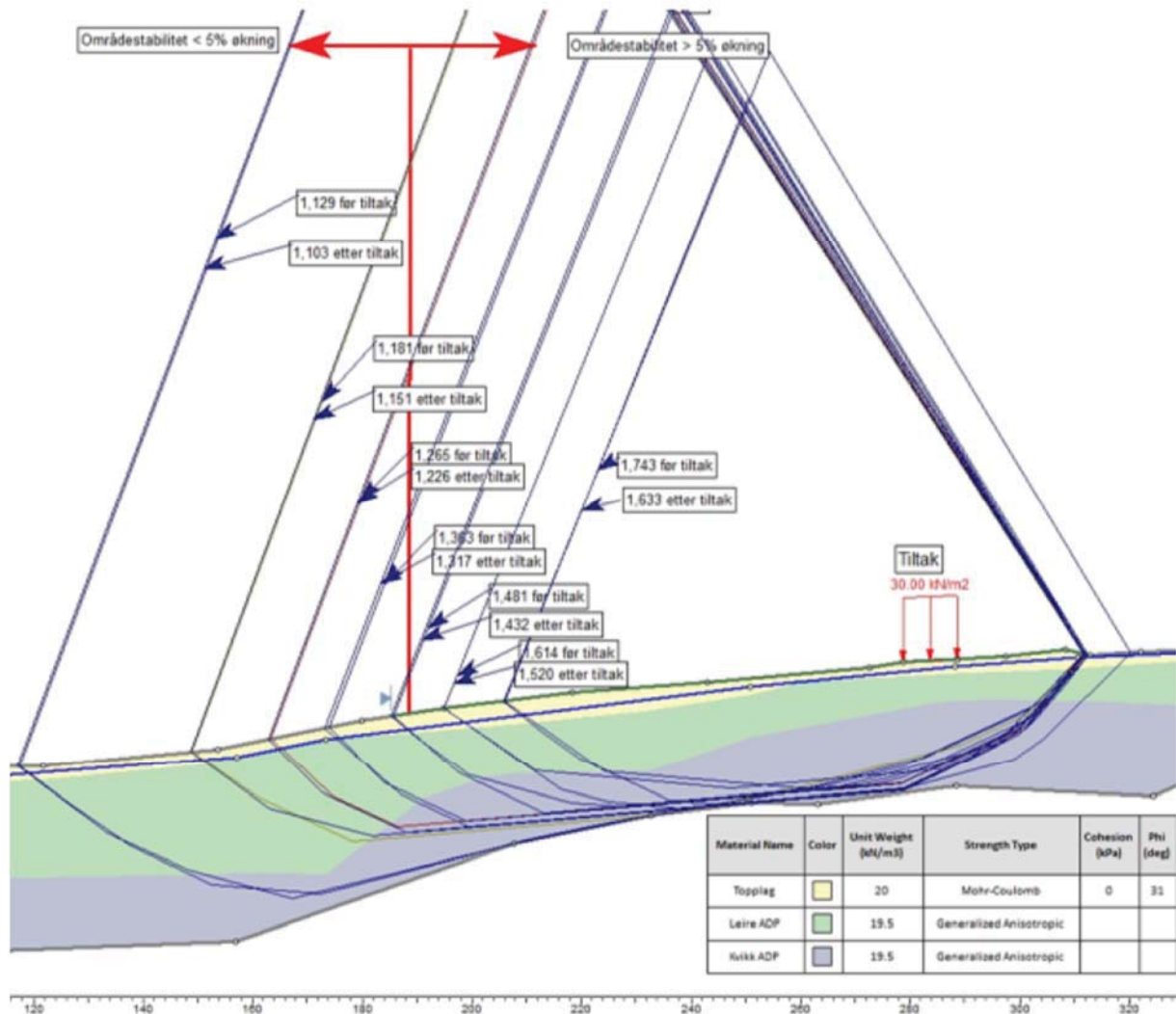
Resultatene fra beregningene viser at grensen mellom mindre og mer enn 5% forverring er på ca. **75 meter** fra senter last. De tre neste figurene angir endring i sikkerhetsfaktor og antall prosent forverring før og etter tiltaket, samt en skisse av skillet mellom mer og mindre enn 5% forverring.



Figur 16 Endring i sikkerhetsfaktor før og etter pålasting



Figur 17 Endring i antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor

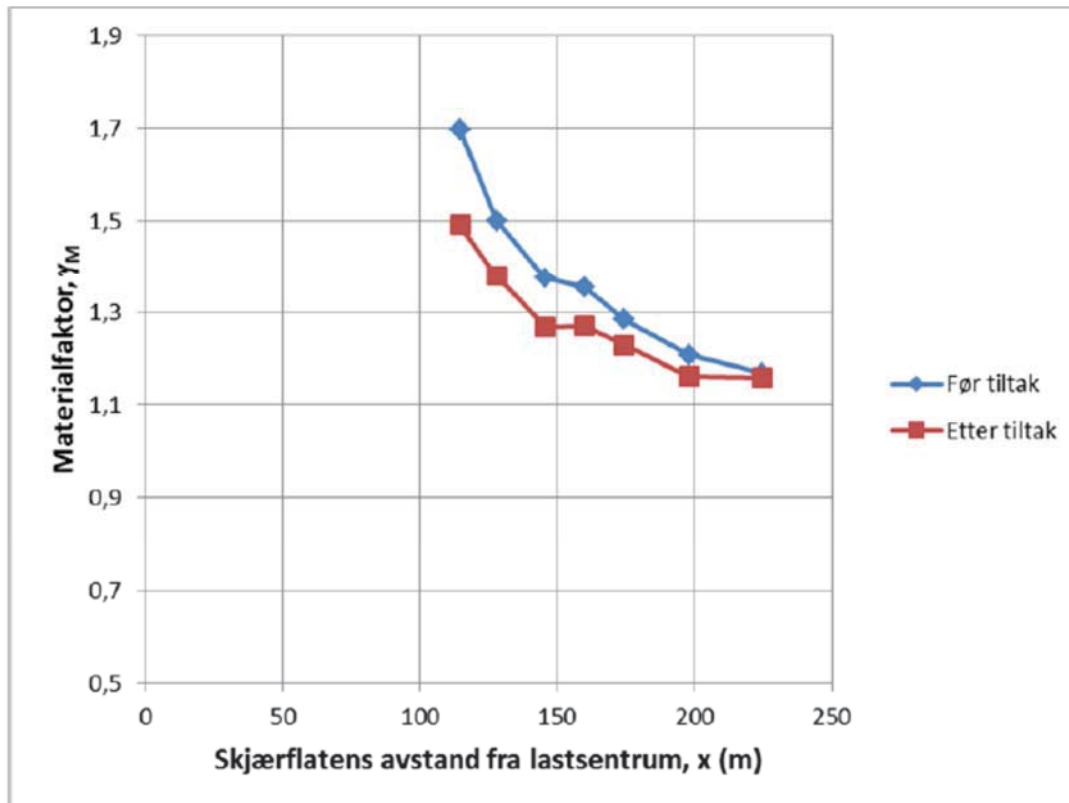


Figur 18 Avgrensning av mer eller mindre enn 5% forverring

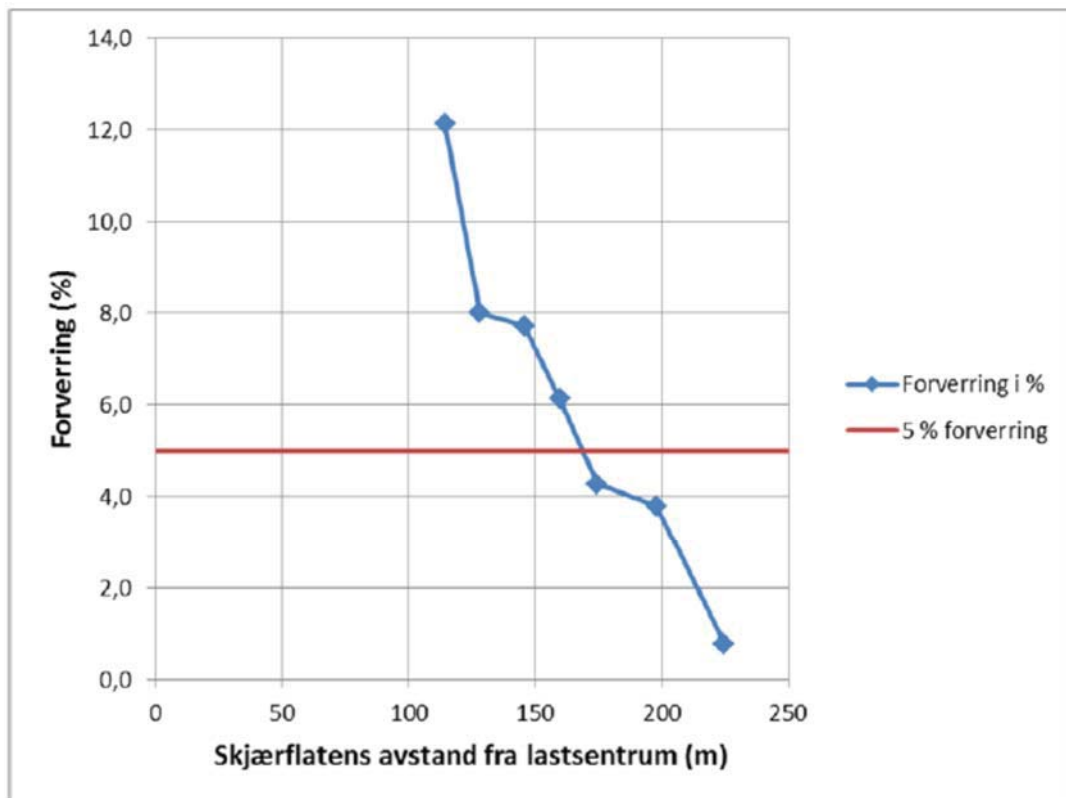
Eksempelet viser at oppnådd materialfaktor innenfor det som defineres som lokalstabilitet tilfredsstillende gjeldende krav til sikkerhetsnivå, bortsett fra om tiltaket knyttes til konsekvensklasse 3 og sprøtt brudd i retningslinjene til Statens vegvesen og Jernbaneverket. I området som defineres som områdestabilitet, vil det være nødvendig med tiltak i henhold til kvikkleireveilederen og krav til prosentvis forbedring for de lengste glideflatene.

Beregningseksempel 1_2: Utgraving i bunn av skråning

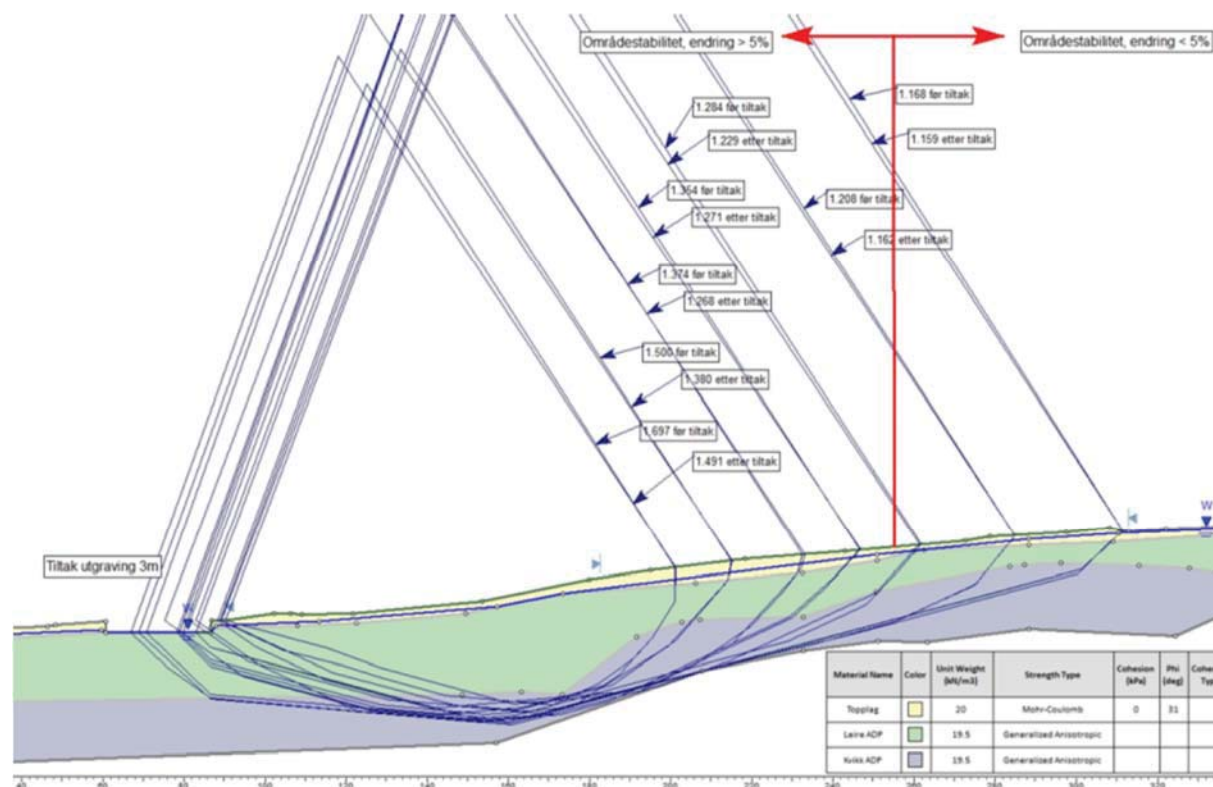
Grensedragningen mellom lokal- og områdestabilitet for et tiltak i bunnen av skråningen er vurdert ved en 3m dyp utgraving. Grensedragning for mindre enn 5% endring av materialfaktor ligger ca. **168 meter** fra kant av utgraving. De tre neste figurene angir endring i sikkerhetsfaktor og antall prosent forverring før og etter tiltaket, samt en skisse av skillet mellom mer og mindre enn 5% forverring.



Figur 19 Endring i sikkerhetsfaktor før og etter pålasting



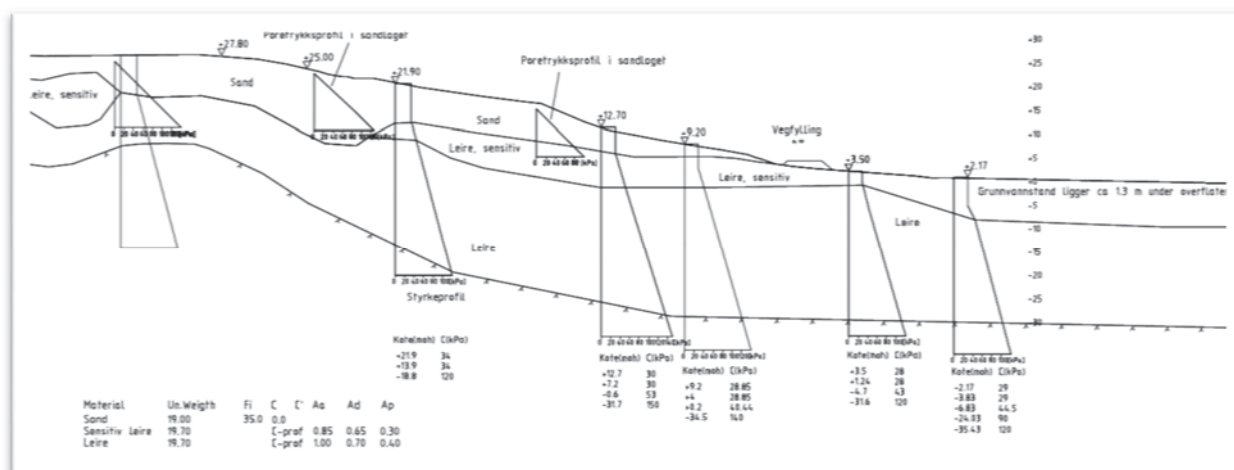
Figur 20 Endring i antall prosent forverring i sikkerhetsfaktor



Figur 21 Avgrensning av mer eller mindre enn 5% forverring

Felleseksempel

For å se hvilke utslag som kan forekomme i ett eksempel hvor alle rammebetingelser var gitt, lagde Vikas Thakur ved NTNU et «felleseksempel» som ble regnet gjennom av en geotekniker hos SINTEF Byggeforsk og av fire uavhengige geoteknikere i Statens vegvesen. Beregningsgrunnlaget er vist i figuren under. Situasjonen angir et snitt gjennom en ca. 25m høy skråning med et lag sand over sensitiv leire, deretter leire ned til berg. I nedre del av skråningen legges en vegfylling. Belastningen på vegfyllingen settes til 13 kPa.



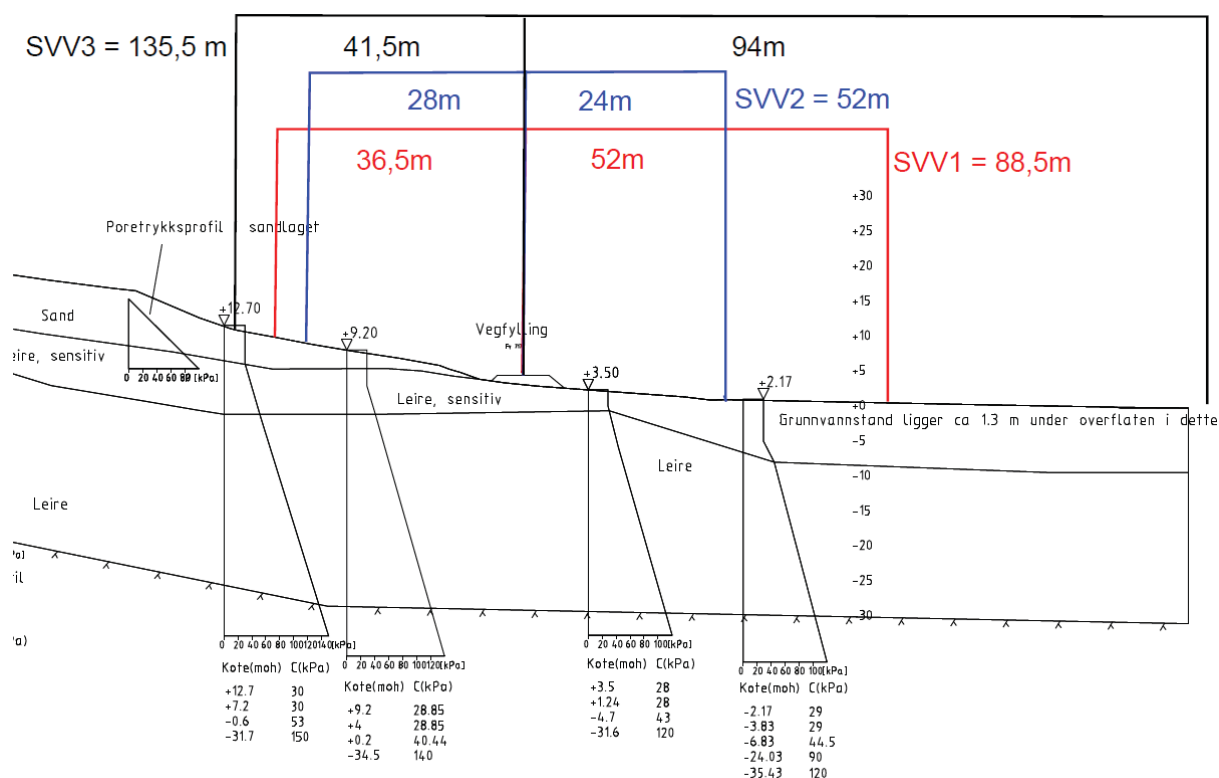
Figur 22 Tverrsnitt av felleseksempel

Beregninger utført av Statens vegvesen:

Alle beregningene viste at tiltaket, slik det var foreslått i dette beregningseksempellet, virker stabiliserende. I tre av beregningene ble det derfor forsøkt å etablere en lokal avgrensning for påvirkning av belastningen, og benytte dette som utgangspunkt for den lokale stabiliteten. Avstand fra senter last til mer/mindre enn 5% forverring for disse tre tilfellene er vist i tabellen under, samt skissert på neste figur.

Tabell 1 Oversikt over resultater fra felleseksempel fra Statens vegvesen

Utførende	Oppnådd γ_M for lokalstabilitet før tiltak	Oppnådd γ_M for lokalstabilitet etter tiltak	% ending	Avstand fra senter last mot topp av skråning	Avstand fra senter last mot bunn av skråning	Total utstrekning for lokalstabilitet
SVV 1	3,98	3,8	4,52	37	52	89
SVV 2	3,81	3,7	2,89	28	24	52
SVV 3	5,11	4,83	5,48	41,5	94	135,5

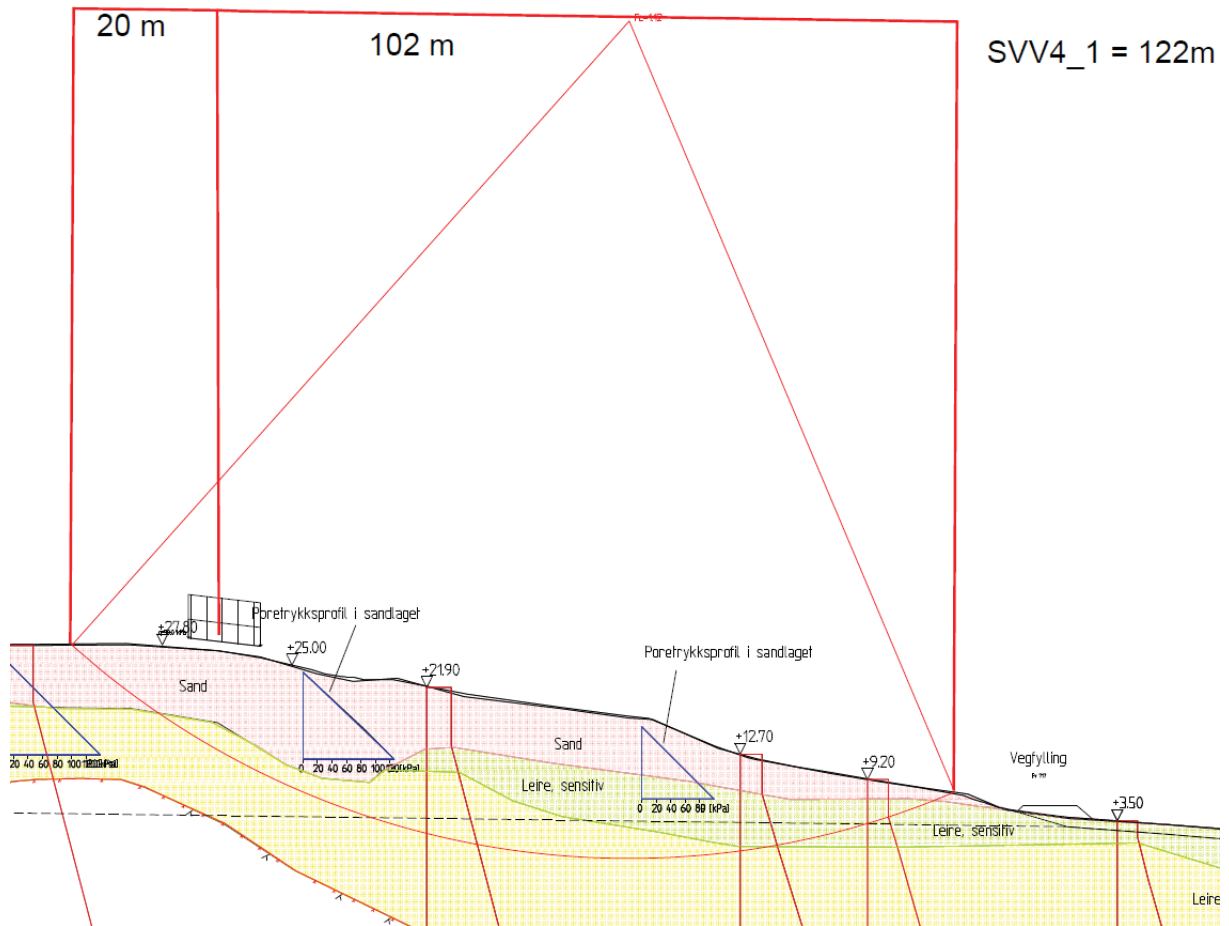


Figur 23 Oversikt over resultater fra felleseksempel fra Statens vegvesen

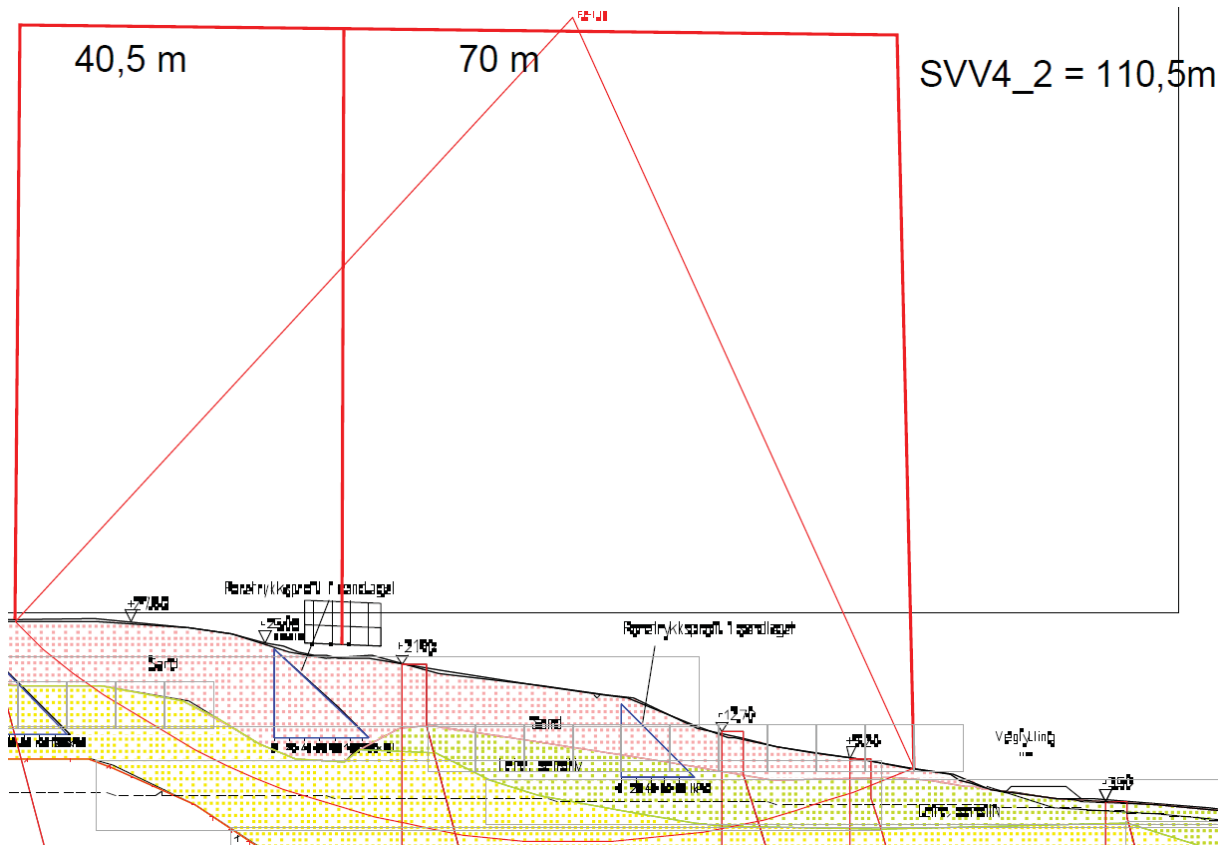
I den siste beregningen fra Statens vegvesen, konkluderes det med at tilleggsbelastningen, i form av en vegfylling, vil virke stabiliserende på skråningen, og at krav til sikkerhet for områdestabilitet vil være avgjørende for sikringsbehovet. For å se på hvilken konsekvens det vil få å flytte vegen, er det regnet på to situasjoner hvor belastningen flyttes hhv. 115 og 85 nærmere skråningstoppen. Resultatene er gjengitt i tabellen og figurene under.

Tabell 2 Oversikt over resultater fra felleseksempel fra Statens vegvesen - tilpasset situasjon

Utførende	Oppnådd γ_M for lokalstabilitet før tiltak	Oppnådd γ_M for lokalstabilitet etter tiltak	% endring	Avstand fra senter last mot topp av skråning	Avstand fra senter last mot bunn av skråning	Total utstrekning for lokalstabilitet
SVV 4_1	1,18	1,12	5,08	20	102	122
SVV 4_2	1,18	1,12	5,08	40,5	70	110,5



Figur 24 Oversikt over resultater fra felleseksempel fra Statens vegvesen - tilpasset situasjon. Last plassert ca 115 unna opprinnelig vegfylling



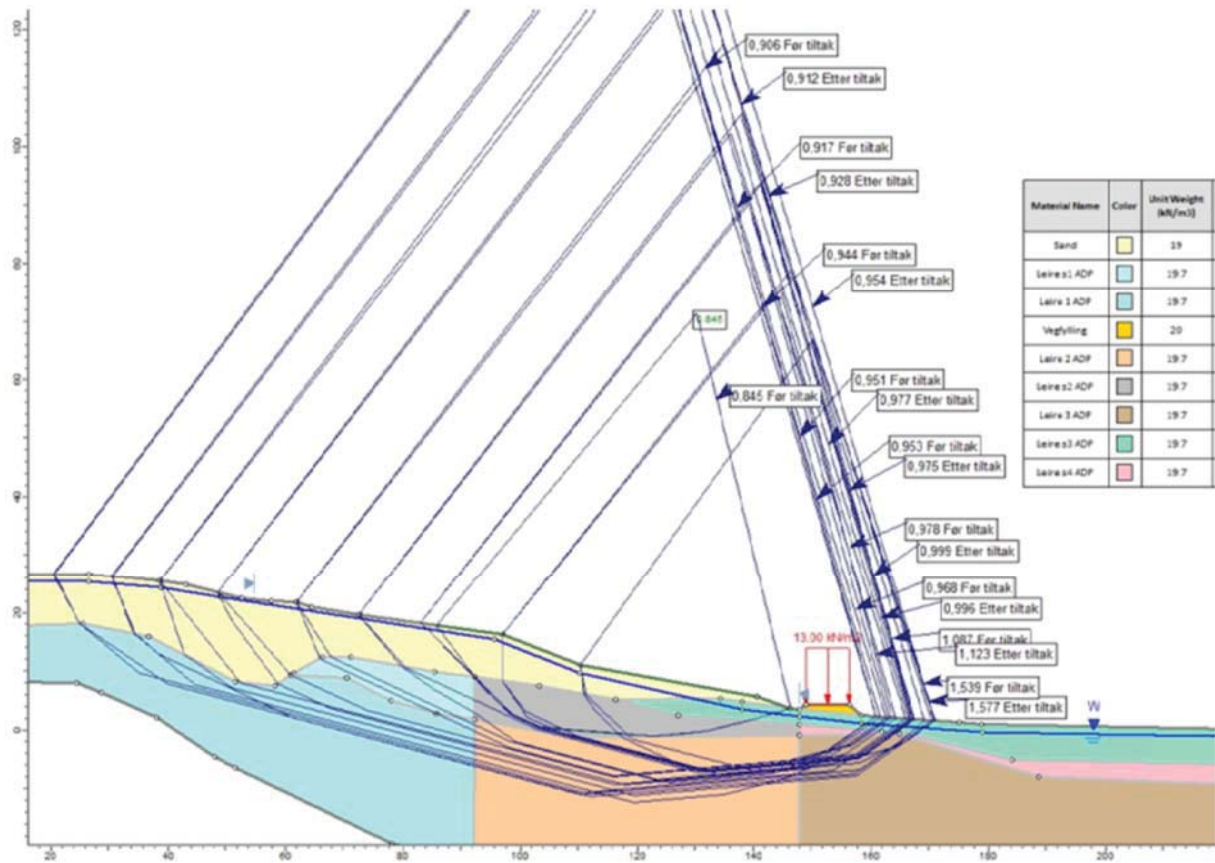
Figur 25 Oversikt over resultater fra felleseksempel fra Statens vegvesen - tilpasset situasjon. Last plassert ca 85 unna opprinnelig vegfylling

Beregninger utført av SINTEF:

I beregningene fra SINTEF, blir det forsøkt å avgrense et område for lokalstabilitet ved å regne på kritiske glideflater oppover mot skråningstopp, samt nedover mot skråningsbunn. I begge tilfeller blir vegkanten brukt som avgrensning for start/slutt av glideflatene.

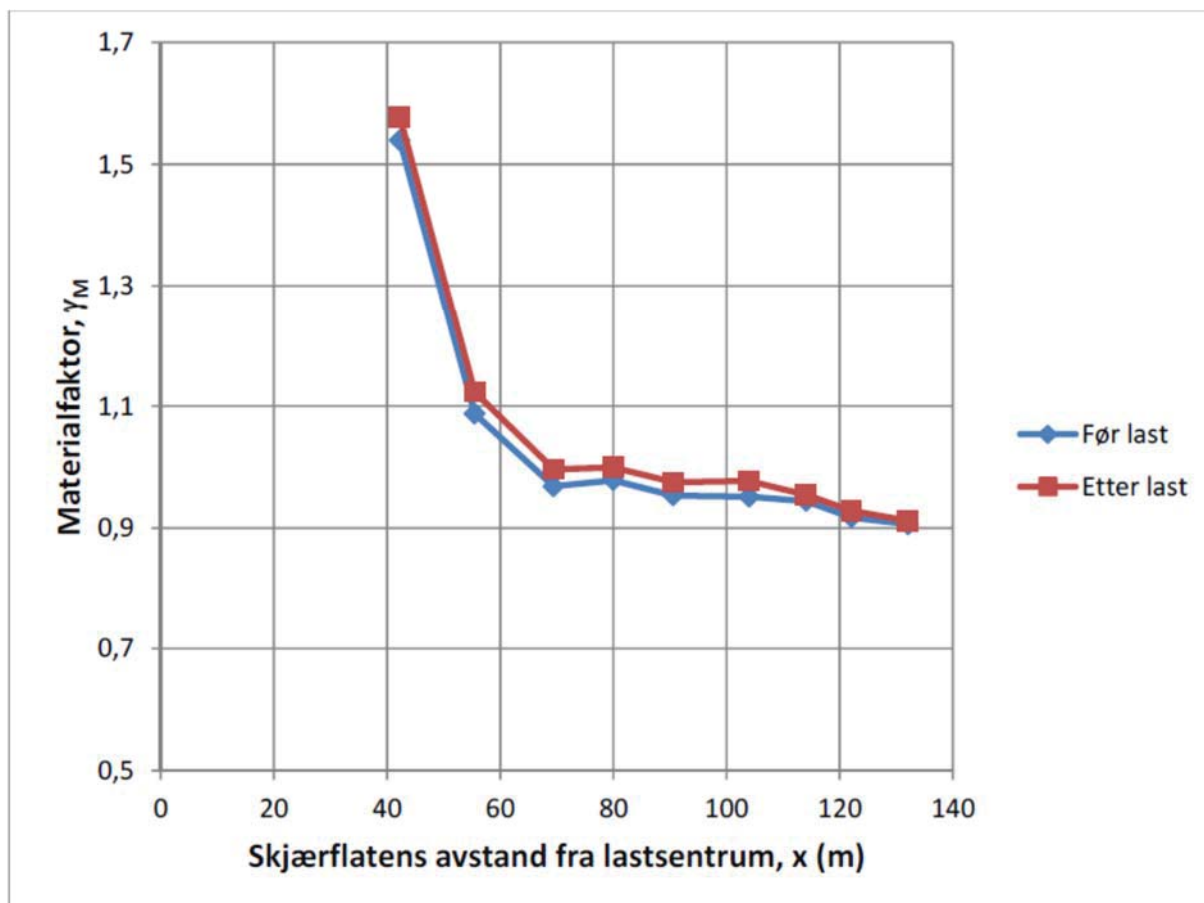
Beregning 1 - glideflater som starter overfor vegen:

Figur 26 viser resultater fra beregningen med glideflater som starter ovenfor vegen.

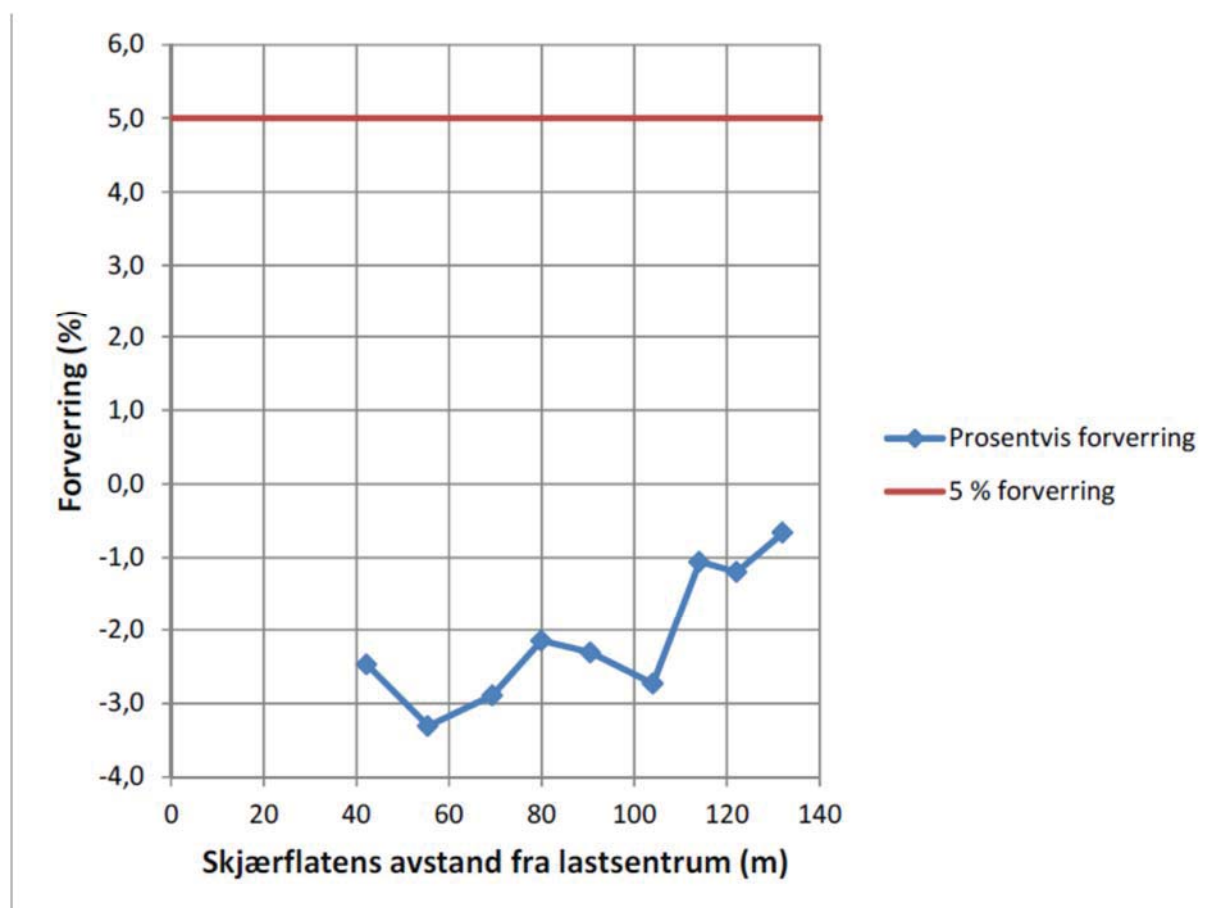


Figur 26 Resultat fra analyser med og uten tiltak i bunn av skråning. Glideflater beregnet fra opp i skråning som inkluderer veg som tiltak

Grensedragning for <5% endring av materialfaktor oppnås ikke som vist i Figur 27 og Figur 28. Vegen med trafikklast gir en forbedring på 1-3 % av materialfaktoren. Materialfaktoren er imidlertid for lav og ikke akseptabel.



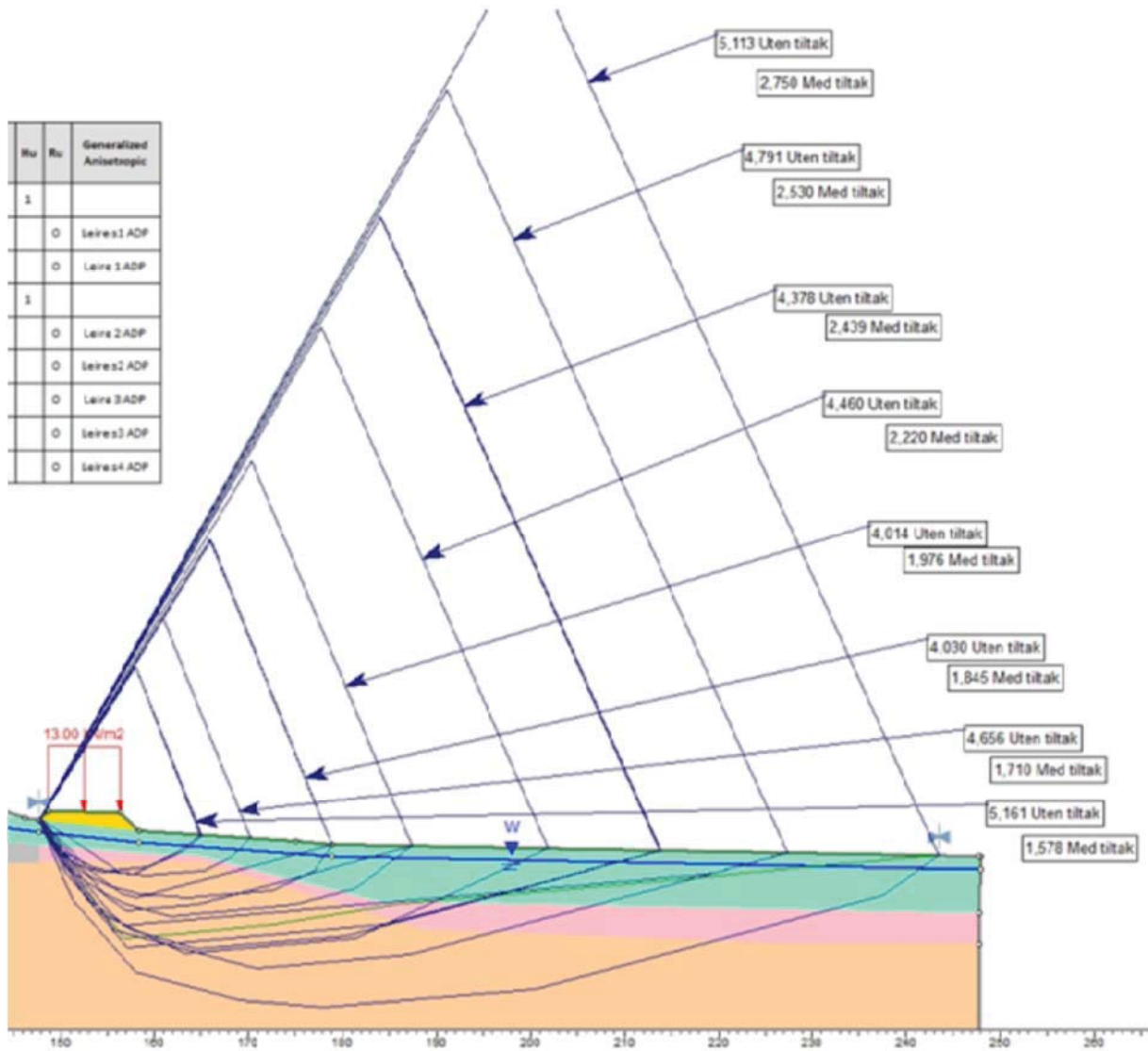
Figur 27 Materialfaktor (γ_M) mot glideflatens avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning



Figur 28 Prosentvis forverring mot avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning

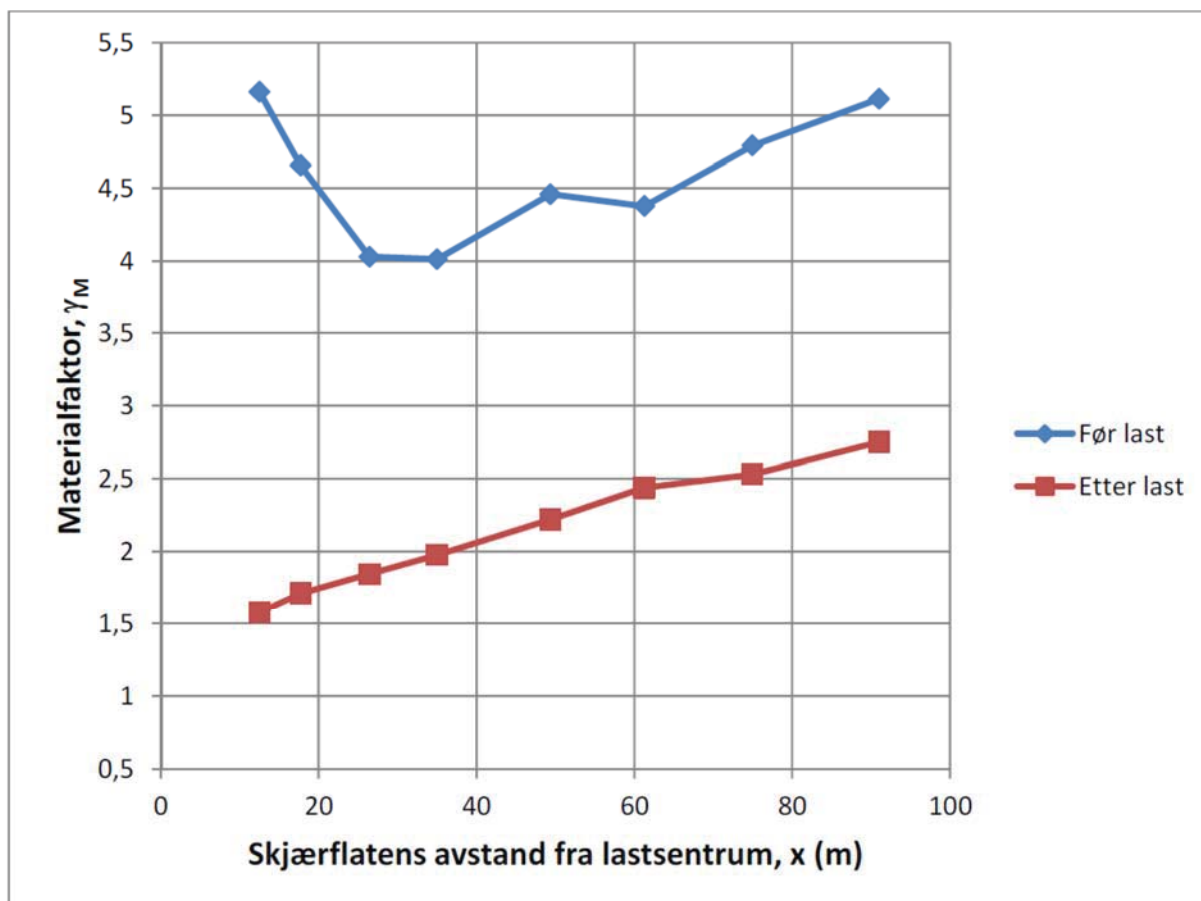
Beregning 2 – Glideflater som starter bak vegfyllingen:

Resultater fra analyser med og uten veg med trafikklast er vist i Figur 29 for skjærflater som starter bak vegfyllingen med utbredelse forbi vegen.

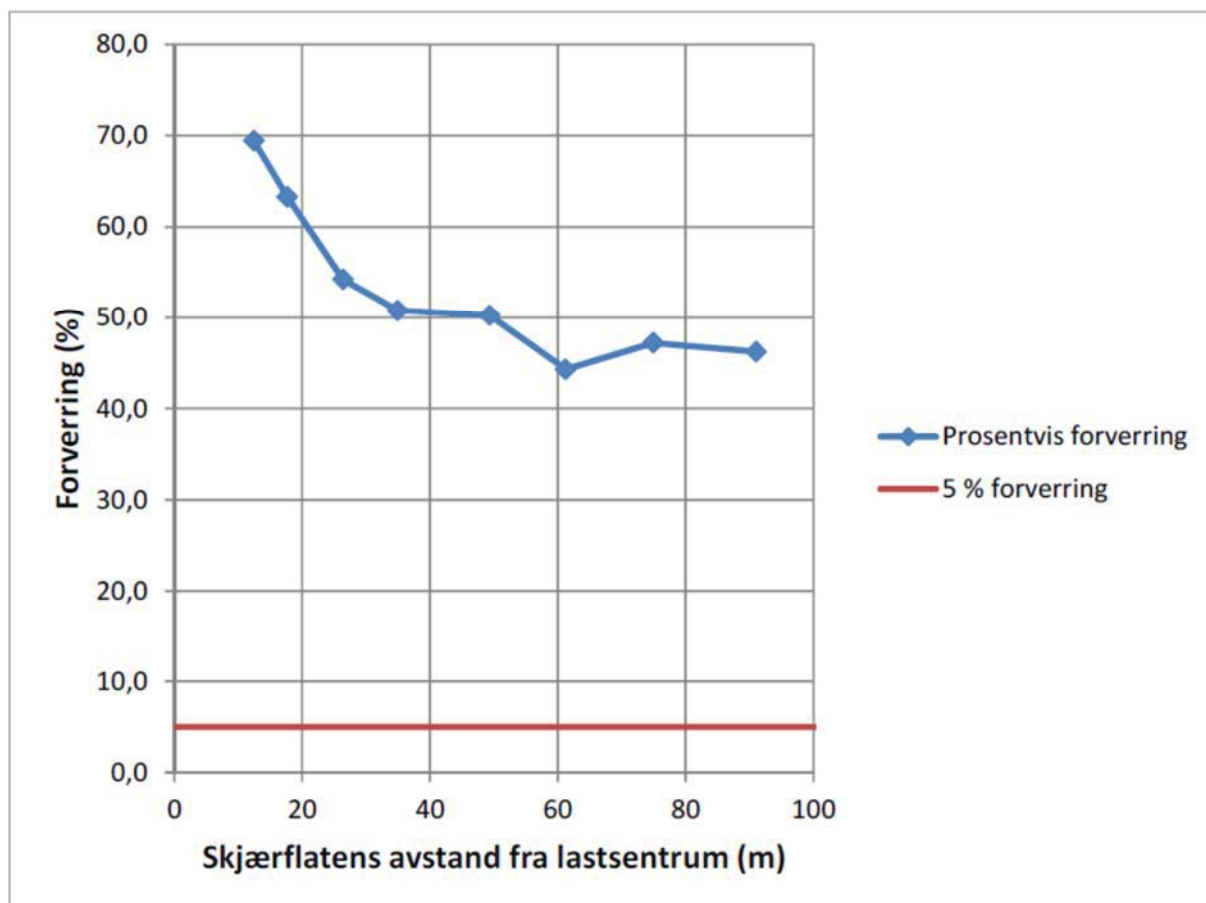


Figur 29 Resultat fra analyser med og uten tiltak i bunn av skråning

Materialfaktor før og etter tiltak er også vist mot avstand fra lastsentrum i Figur 30. Grensedragning for <5% endring av materialfaktor oppnås ikke som vist i Figur 31. Analysene viser en forverring på 45-70%, men med høy materialfaktor γ_M også etter tiltak.



Figur 30 Materialfaktor (γ_M) mot skjærflatens avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning



Figur 31 Prosentvis forverring mot avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13 \text{ kPa}$ på veg i bunn av skråning

Multiconsult

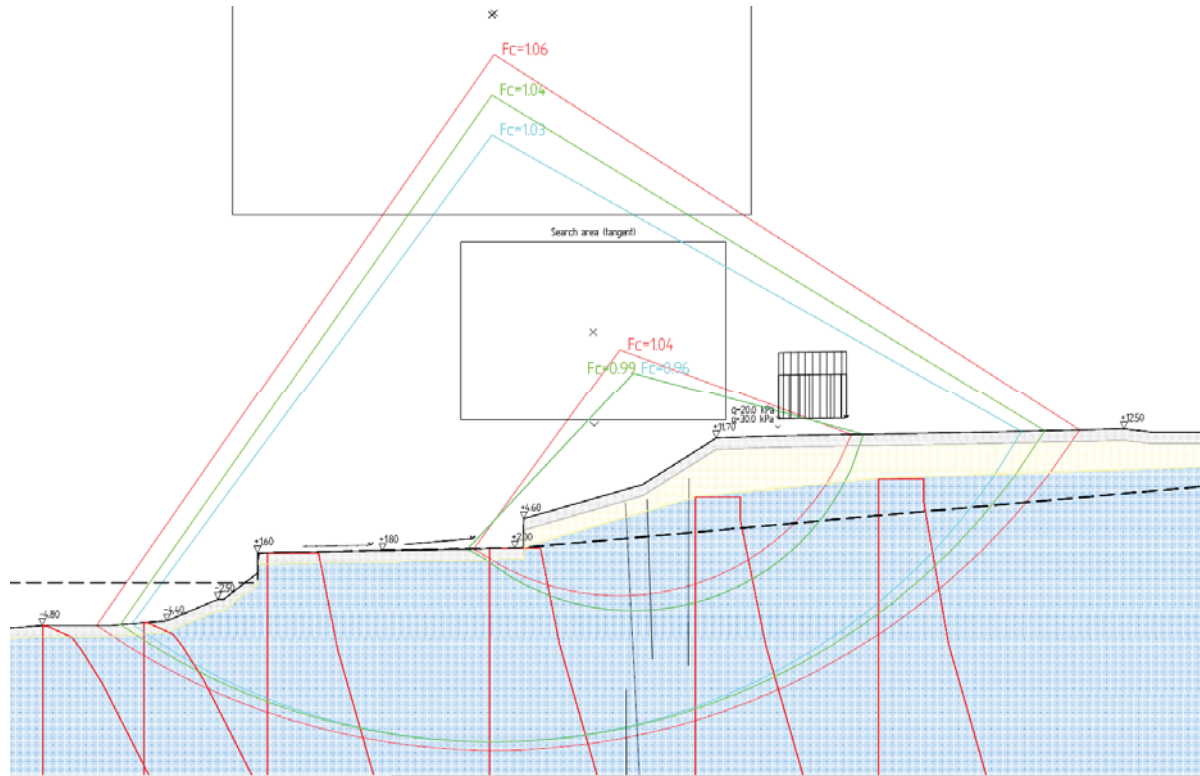
Multiconsult har regnet på en skråning som består av et terrassert terreng med to hovedplatåer på oversiden av ei elv. Elvebunnen skråner slakt fra ca. kote -10 midt i elveløpet til ca. kote -5 nærmere inn mot eksisterende elvebredd. Ned mot elven finnes et delvis utbygd platå på ca. kote +2. I bakkant av «kaiplatået» skråner terrenget til dels bratt opp mot ca. kote+12.

Grunnforholdene i området består primært av et topplag av sand/silt over ett tykt lag bestående av meget sensitiv leire (sprøbruddsmateriale) og kvikkleire. I underkant av leirlaget og videre i dybden er det registrert et fastere morenelag.

Det er vurdert tre ulike scenarier for utbygging i profilet; utbygging på oversiden av skråningen, utbygging på nedsiden av skråningen og utbygging med behov for utgraving på nedsiden av skråningen. I tillegg er det for utbygging på oversiden av skråningen evaluert beregningsteknisk utførelse og praktisk gjennomføring.

Det er vurdert to ulike lastnivåer, hhv. 20 kPa og 30 kPa, ulike plasseringer av bygg på nedsiden av skråningen og to ulike nivåer for utgraving i bunn av skråningen. Utbyggingen er modellert som linjelast med ca. 6 m bredde. I alle beregningene fra Multiconsult er det gjort sammenligninger mellom to forskjellige glideflater før og etter belastning. Denne tilnærmingen er forskjellig fra de øvrige eksemplene, noe man må være klar over i sammenligning med øvrige resultater. Dagens tilstand er markert i rødt, belastning på 20 kPa i grønt, 30 kPa i turkis og utbygging i elvekanten i lilla.

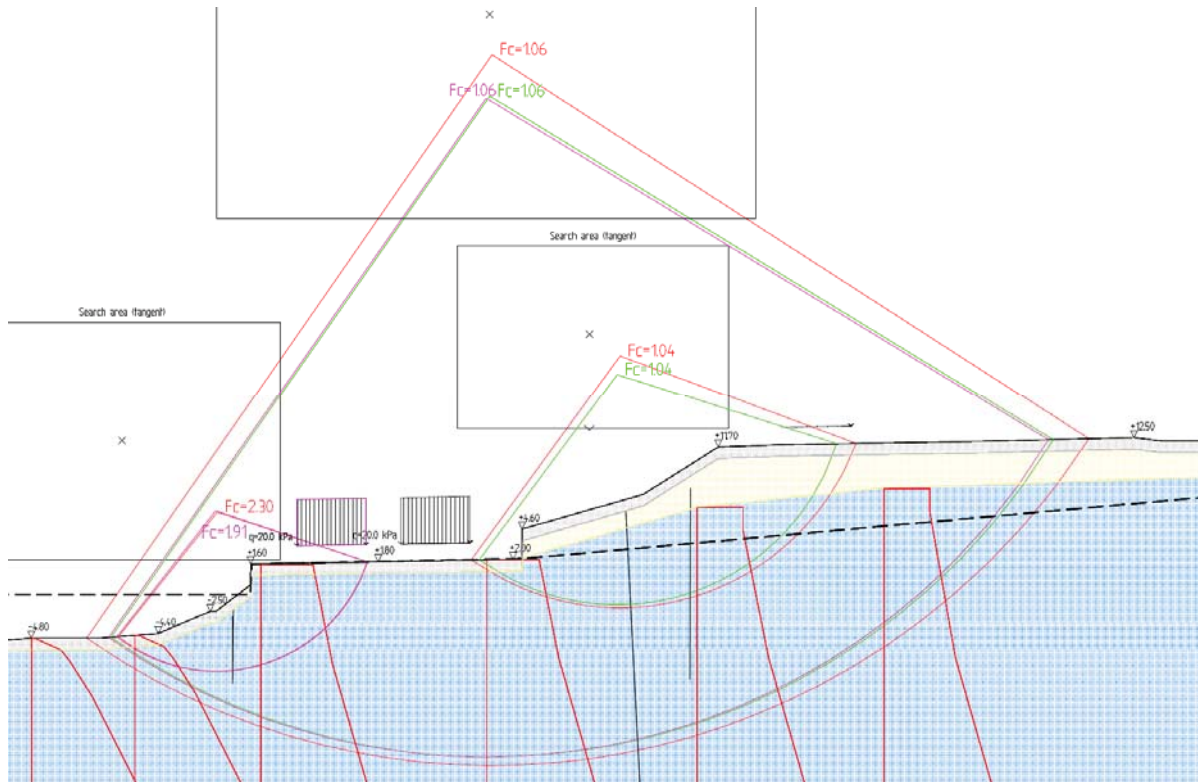
Figurene og tabellene under oppsummerer beregningene og angir skillet mellom mer og mindre enn 5% forverring for de tre situasjonene.



Figur 32 Utbygging på topp av skråning

Tabell 3 Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på oversiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate øvre skråning			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%- endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%- endring
20 kPa	1,04	0,99	5 %	1,06	1,04	2 %
30 kPa	1,04	0,96	8 %	1,06	1,03	3 %



Figur 33 Utbygging i nedre del av skråningen. Det er utført beregninger for to ulike plasseringer av utbyggingen på platået

Tabell 4 Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på nedsiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate øvre skråning			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
20 kPa	1,04	1,04	0 %	1,06	1,06	0 %

Tabell 5 Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på oversiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate skråning ned i elv			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
20 kPa	2,30	1,91	17 %	1,06	1,06	0 %

Referanser

- /1/ NVE (2014): Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder nr. 7/2014. Norges vassdrags- og energidirektorat
- /2/ NIFS-rapport nr 104/2015: Workshop om sikkerhetsfilosofi. Utgitt i rapportserie fra Norges vassdrags- og energidirektorat, ISBN 978-82-410-1156-6.
- /3/ Direktoratet for byggkvalitet (2010): Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift). TEK10.
<https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-489>
<http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/?dxp=/dyp/content/tekniskekrav/7/3/>
- /4/ Standard Norge (2008): NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler.
- /5/ Statens vegvesen (2014): Håndbok N200 Vegbygging
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- /6/ Statens vegvesen (2014): Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- /7/ Jernbaneverket, teknisk regelverk:
https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Stabilitet
- /8/ NIFS-rapport nr 80/2012: Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring? Utgitt i rapportserie fra Norges vassdrags- og energidirektorat, ISBN 978-82-410-0860-3
- /9/ NIFS-rapport nr 59/2014: Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring: Bruk av spenningsendring for å definere lokalskred og områdeskred. ISBN: 978-82-410-1011-8
- /10/ Nordal, S. (2014): Analysemetoder. Foredrag ved NGF-kurs Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, Sandefjord 22. – 23. oktober 2014.
- /11/ Janbu, N. (1974): Dimensjonering av konstruksjoner i og mot jord – Bæreevneberegning. Foredrag på NIF-kurs.

Til: Statens Vegvesen Vegdirektoratet
v/ Frode Oset
Dato: 2015-06-08
Rev.nr. / Rev.dato: 0
Dokumentnr.: 20150206-01-TN
Prosjekt: NIFS N-6.7.2 Dialogmøte – sikkerhetsfilosofi/områdestabilitet
Utarbeidet av: Siri Bente Haugen
Prosjektleder: Vidar Gjelsvik
Kontrollert av: Vidar Gjelsvik

Sikkerhetsfilosofi; grensedragnings mellom lokal- og områdestabilitet

Innhold

1	Innledning	2
2	Beregning 1 - Breivikeidet	2
2.1	Geometri og lagdeling	2
2.2	Beregning og resultat	3
3	Beregning 2 – Lænn - Vemundvik	6
3.1	Geometri og lagdeling	6
3.2	Beregning og resultat	6
4	Konklusjon	8

Tegninger

Tegning 1 Beregning 1 – Terrenglast 40 kPa
Tegning 2 Beregning 1 – Terrenglast 30 kPa
Tegning 3 Beregning 2

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

I regi av etatsprogrammet NIFS (Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred) er det gjennomført et prosjekt innenfor DP 6 (kvikkleire) med navnet "Sikkerhetsfilosofi; grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet". Dette notatet beskriver beregningene NGI har utført.

Følgende er hentet fra avropet datert 09.04.2015:

På bakgrunn av arbeid som er gjennomført i regi av NIFS delprosjekt 6 kvikkleire under deltema 6.6 «sikkerhetsfilosofi», samt workshopen som ble gjennomført i Trondheim 8.12.2014 og dialogmøtet 09.03.2015, ser vi et behov for å få verifisert anvendeligheten av den foreslåtte grensedragningen mellom lokal- og områdestabilitet.

NIFS dp6 ønsker å få belyst den foreslåtte grensedragningen mellom lokal- og områdestabilitet ved hjelp av et antall beregningseksempler hvor man får belyst utstrekningen av 5%-grensen for tiltakets endring (forverring) av beregnet materialfaktor, og hvor tydelig og håndterbar grensen framtrer i en slik vurdering.

(...)

Det er ønskelig at de valgte eksemplene gjenspeiler en variasjon i topografi, grunnforhold/lagdeling og utstrekningen på tiltaket som utgjør belastningen (som gir stabilitetsmessig forverring). Med tanke på relevans i forhold til problemstillingen bør det være lag med kvikkleire eller sprøbruddmateriale i de aktuelle beregningsprofilene.

Vi har funnet frem to beregningseksempler fra prosjekter utført av NGI tidligere.

1. Fv. 91 – Breivikeidet bru – Hov, ref. NGI-rapport 20130424-02-R, 26. mars 2014
2. Rv. 769, parsell Lønn – Vemundvik, Namsos kommune, ref. NGI-rapport 20081788-00-46-R, rev. 02 5. november 2009

2 Beregning 1 - Breivikeidet

2.1 Geometri og lagdeling

Geometrien består i hovedsak av et 120 m slakt hellende platå med helning 1:20 før en 12 m høy skråning med helning 1:3,5.

Lasten er veglast på terreng som i utgangspunktet er 13 kPa over en bredde på 7,5 m, men det er i beregningen valgt å øke denne til hhv. 30 kPa og 40 kPa for å illustrere et tiltak utover selve trafikklasten. Dette vil tilsvare henholdsvis 0,9 m og 1,4 m fylling i tillegg til veglasten.

Lagdelingen er 2 m silt over siltig leire og deretter sensitiv leire over fjell. Dybden til sensitiv leire varierer fra 8 m til 18 m. Silt og siltig leire er analysert som drenert

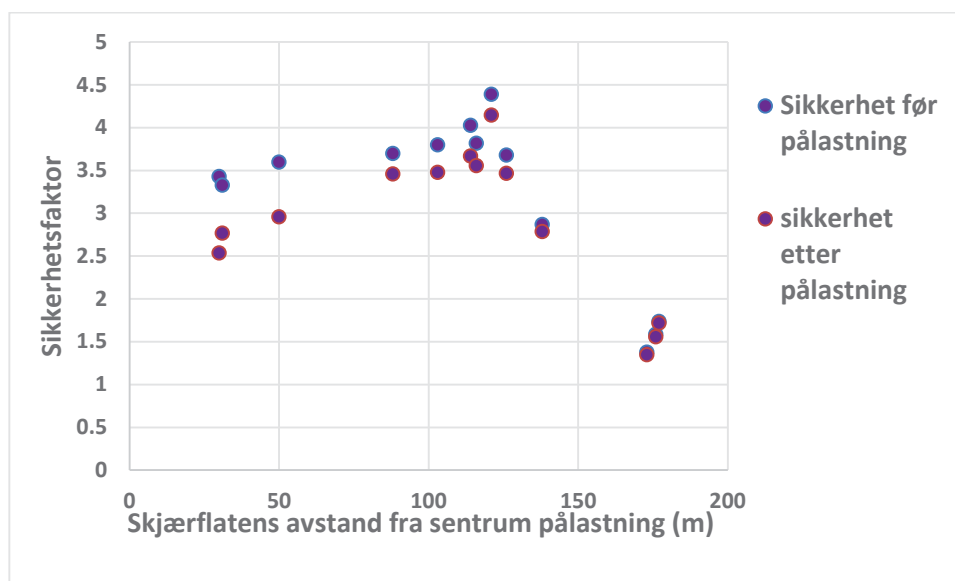
materiale og sensitiv leire som udrenert materiale. Det er benyttet ADP-forhold 0,85, 0,63 og 0,35 for henholdsvis aktiv, direkte og passiv styrke for sensitive leire. Dette er iht. NIFS-rapport 14 (NIFS, 2014) og innebærer en reduksjon av aktiv fasthet for sprøbruddeffekt.

2.2 Beregning og resultat

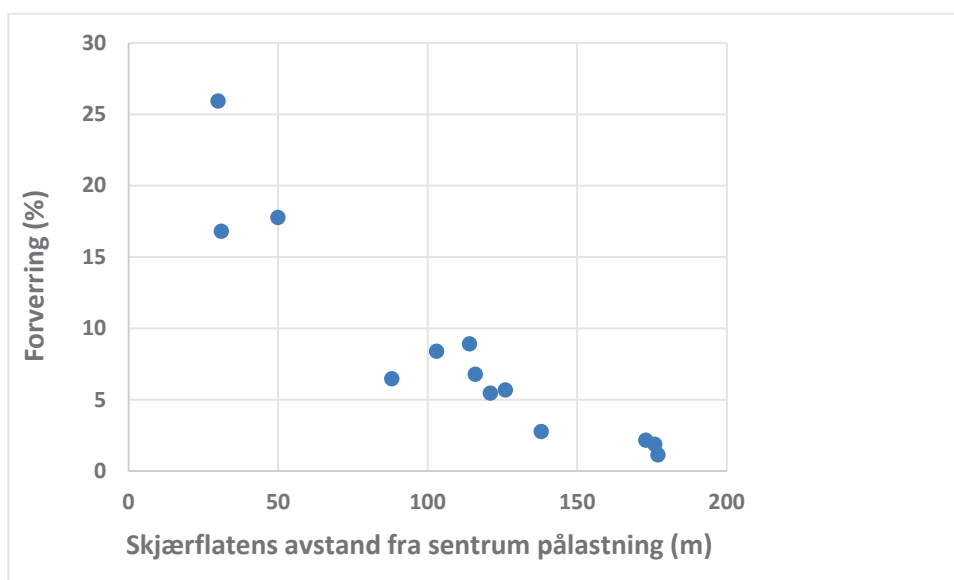
Beregningen er utført i *GeoSuite Stabilitet versjon 14.1.1.0*. Det er benyttet beregningsmodell *Beast 2003* og beregningsstrategi *Points, Tangent* og *PLane*. For *Points* og *Tangent* er det benyttet et lite søkeområde for sirkelsentrum for at beregningene før og etter last skal bli så like som mulig, dette vurderes til å ikke ha stor feilkilde.

Terrenglast 40 kPa

Det er beregnet 13 skjærflater for situasjon før og etter terrenglast med 40 kPa. Resultatene viser at grensen mellom mindre og mer forverring enn 5% er på ca. 130 m fra senter last, se Tegning 1. Figur 1 viser hvordan sikkerhetsfaktoren varierer med avstand fra senter last til der skjærflaten går ut. Tilsvarende viser Figur 2 prosentvis forverring etter pålastning i forhold til avstand fra senter last. Figuren viser at gitte geometri og lastforhold har stor forverring, men god sikkerhet frem til skråningskant ved om lag 120 m. Dette kommer av at terrenget er relativt flatt i dette området og det er mer snakk om et bæreevneproblem. Deretter er det dårligere sikkerhet, siden høydeforskjellen blir større, og mindre forverring for skjærflater som går ut mer enn 120 m fra sentrum last. Overgangen til brattere terreng trer tydelig frem i Figur 1. Det er også rimelig tydelig hvor 5% - grensen ligger, men ikke helt eksakt.



Figur 1 Sikkerhetsfaktor vist i forhold til avstand fra last for 40 kPa



Figur 2 Prosentvisforverring vist i forhold til avstand fra last for 40 kPa

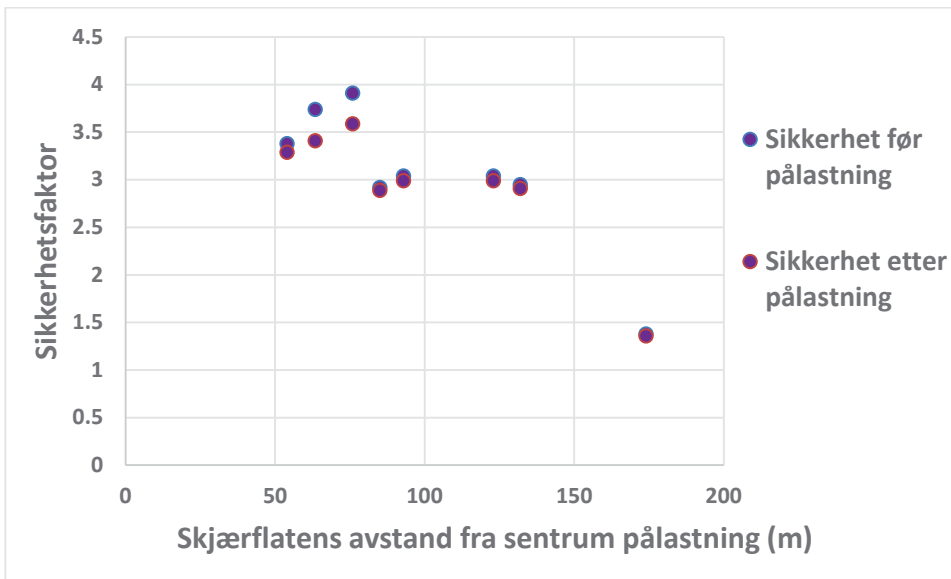
Ved prosjektering var det lagt til grunn lokalstabilitet for samtlige skjærflater fordi vegen er drivende, dette medførte krav om 1,6 i sikkerhet.

Men foreslått nytt regelverk vil skjærflater som går ut i ravineskråningen defineres som områdestabilitet og ha krav om 1,4 eller prosentvis forbedring. Skråningen ville da med tiltak tilsvarende 40 kPa ha 1,35 som laveste sikkerhet, dvs. behov for noe forbedring. Dette vurderer vi som fornuftig.

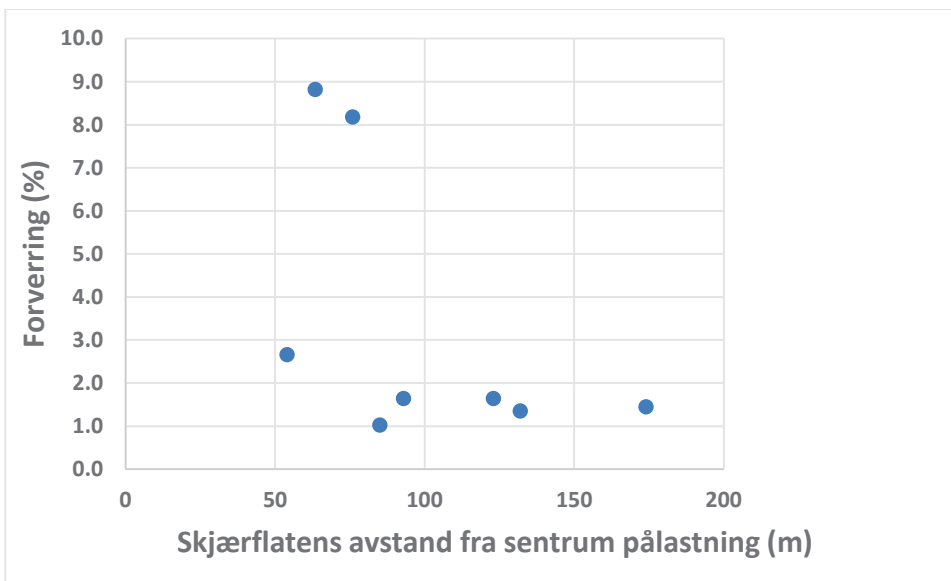
Terrenglast 30 kPa

Det er beregnet 8 skjærflater for situasjon før og etter terrenglast med 30 kPa. Resultatene varierer litt, og det er ikke rett frem å konkludere med tanke på 5% - grensen. I dette tilfellet ville vi skjønnsmessig foreslått grensen til å ligge ca. 75 m fra senter last, se Tegning 2. Det er god sikkerhet i dette området med over 3 i sikkerhetsfaktor etter pålastning, så grensen mellom mer og mindre enn 5 % forverring får ingen praktisk betydning for skjærflater som går ut på plataet. Fra tegningen sees også at kritiske skjærflater på plataet med mindre enn 5 % forverring går helt bak til en liten høyde 60 m bak lasten. Disse skjærflatene har mye større radius enn de som starter rett bak lasten. Fra dette sees at det er to kritiske områder med sirkelsenter for beregnet skjærflate.

Figur 3 viser hvordan sikkerhetsfaktoren varierer med avstand fra senter last til der skjærflaten går ut. Tilsvarende viser Figur 4 prosentvis forverring etter pålastning i forhold til avstand fra senter last. Figuren viser at gitte geometri og lastforhold for flater som går ut på plataet gir god sikkerhet frem til skråningskant. Deretter er det dårligere sikkerhet og noe mindre forverring.



Figur 3 Sikkerhetsfaktor vist i forhold til avstand fra last for 30 kPa



Figur 4 Prosentvisforverring vist i forhold til avstand fra last for 30 kPa

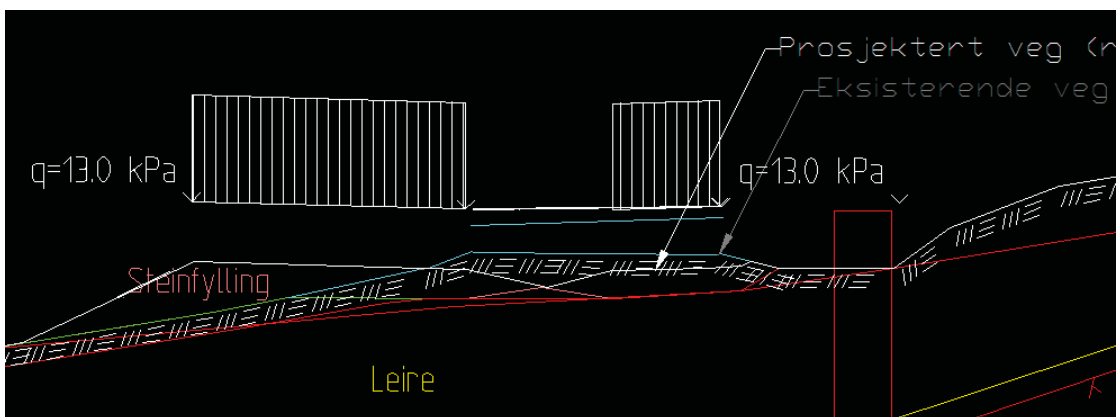
Ved prosjektering var det lagt til grunn lokalstabilitet for samtlige skjærflater fordi vegen er drivende, dette medførte krav om 1,6 i sikkerhet.

Men foreslått regelverk vil skjærflater som går ut i skråningen defineres som områdestabilitet og dermed har sikkerhetskrav på minst 1,4. Dette vurderer vi som fornuftig.

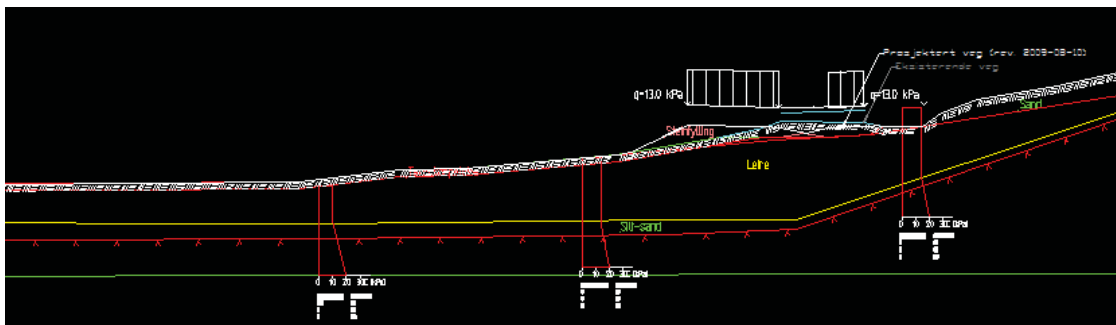
3 Beregning 2 – Lænn - Vemundvik

3.1 Geometri og lagdeling

Eksisterende geometri består av en vegfylling med 13 kPa last over 6 m, vist med turkis strek i Figur 5. Deretter en skråning med helning 1:4,8, i bunn noe slakere, med høydeforskjell 4,6 m, se Figur 6. I "Etter situasjon" blir vegfyllingen ført videre 5,8 m mot skråningen der det etableres en last på 13 kPa over 6,7 meter. Ved eksisterende fylling er det en last på 13 kPa over 2,7 m, vist med hvit i Figur 5.



Figur 5 Eksisterende situasjon er vist med turkis og planlagt endringer er vist med hvit



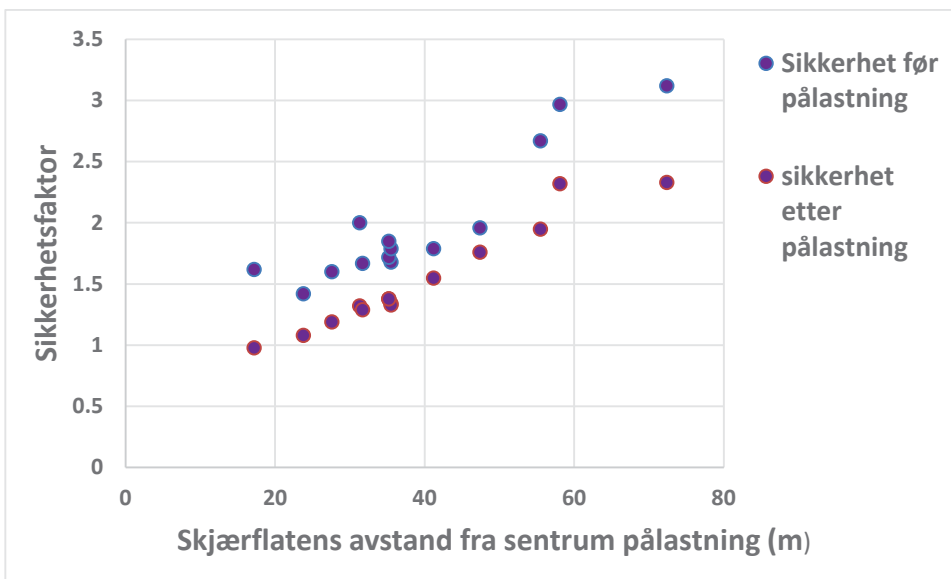
Figur 6 Geometri for Beregning 2

Lagdeling er 0,5 m tørrskorpe over bløt leire. Leira har på det meste en mektighet på 6 m. Nedenfor er det 1 m tykt lag med siltig sand over fjell. Tørrskorpe og siltig sand beregnes drenert og bløt leire beregnes udrenert. Skjærstyrkeprofilen i bløt leire er ikke redusert for sprøbrudd- og tidseffekt ettersom den er korrelert mot treaksialforsøk på 54 mm prøver og ikke blokkprøver.

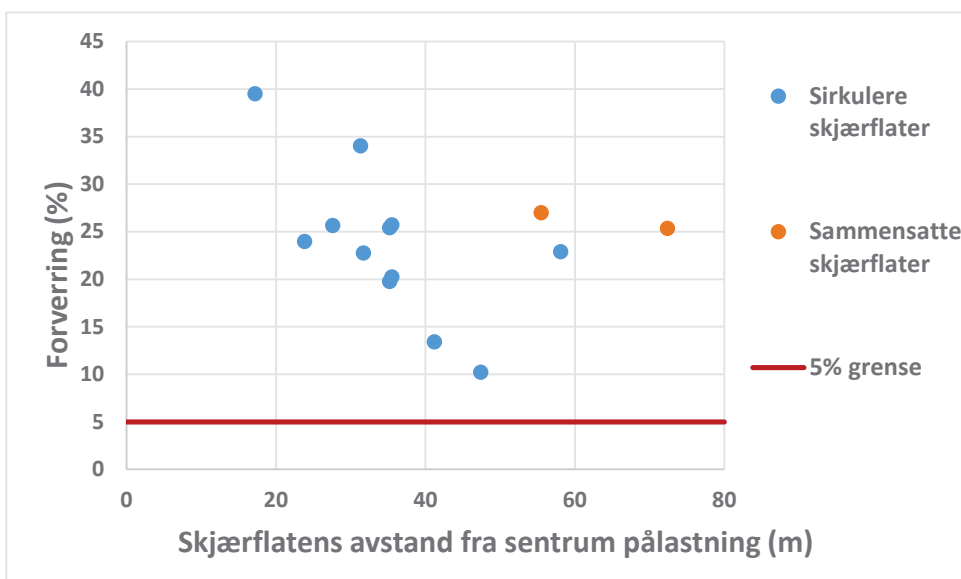
3.2 Beregning og resultat

Komplisert geometri- og lastendring fra dagens situasjon til tiltak er noe arbeidskrevende ved beregning for å finne relevante flater.

Det er beregnet 12 skjærflater for hhv. "før-" og "etter-situasjonen". Figur 7 viser hvordan sikkerhetsfaktoren varierer med avstand fra senter last til der skjærflaten går ut. Tilsvarende viser Figur 8 prosentvis forverring etter pålastning i forhold til avstand fra senter last. Figuren viser at gitte geometri og lastforhold gjør at det er mer enn 5% forverring for alle beregnede flater, og at sikkerheten øker med avstand fra senter pålastning.



Figur 7 Sikkerhetsfaktor vist i forhold til avstand fra last



Figur 8 Prosentvisforverring vist i forhold til avstand fra last

Ved prosjektering var det lagt til grunn lokalstabilitet for samtlige skjærflater fordi vegen er drivende, dette medførte krav om $F = 1,6$ eller 20% forbedring.

Foreslått nytt regelverk ville gitt direkte overgang fra område med lokalstabilitet med for dårlig sikkerhet (i forhold til 1,6) til områdestabilitet med god nok sikkerhet. Dette vurderes som fornuftig.

4 Konklusjon

For samtlige beregningseksempel vil foreslått regelverk endre sikkerhetskravet fra 1,6 til 1,4 for kritiske skjærflater. For disse eksemplene vurderes dette som fornuftig.

Ved kompliserte terreng- og lastendringer kan det være tidkrevende å finne grensen mellom mer og mindre enn 5 % forverring. En applikasjon i beregningsprogram som finner denne automatisk gitt to sett med terreng- og lastsituasjoner er en mulig løsning på dette. Grensen trer imidlertid ikke alltid helt tydelig frem, og må vurderes skjønnsmessig. I den forbindelse er plottene av sikkerhetsfaktor og forverring mot skjærflatens avstand fra tiltaket illustrative og vil kunne avsløre om det er spesielle forhold ved gitt geometri og belastning som krever spesiell oppmerksomhet. F.eks. kan det være kompliserende dersom det finnes flere kritiske områder for sirkelsentrum som gir ulike trender i et slikt plott. Det ville også vært ønskelig med opptegning av et "kotekart" som viser beregnet sikkerhetsfaktor for ulike sirkelsentrum (som er vanlig i andre programmer), og som i tillegg kan tegne "koter" for endringen mellom de to sammenlignede situasjoner.

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title Sikkerhetsfilosofi; grensedragning mellom lokal- og globalstabilitet		Dokumentnr./Document No. 20150206-01-TN
Dokumenttype/Type of document Teknisk notat / Technical note	Distribusjon/Distribution Begrenset/Limited	Dato/Date 2015-06-08
		Rev.nr.&dato/Rev.No.&date 0
Oppdragsgiver/Client Statens Vegvesen Vegdirektoratet		
Emneord/Keywords NIFS, stabilitet,		

Stedfesting/Geographical information	
Land, fylke/Country	Havområde/Offshore area
Kommune/Municipality	Feltnavn/Field name
Sted/Location	Sted/Location
Kartblad/Map	Felt, blokknr./Field, Block No.
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: Øst: Nord:	

Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/Self review by:	Sidemanns-kontroll av/Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/Inter-disciplinary review by:
0	Originaldokument	2015-06-03 Siri Bente Haugen	2015-06-08 Vidar Gjelsvik		

Dokument godkjent for utsendelse/Document approved for release	Dato/Date 8. juni 2015	Prosjektleder/Project Manager Vidar Gjelsvik
---	----------------------------------	--

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

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

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

www.ngi.no

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

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

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

www.ngi.no

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

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

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

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

NIFS sikkerhetsfilosofi

Grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet, Fv.717 Sund-Bradden

SAKSBEHANDLER / FORFATTER
Stein Olav Christensen

	BEHANDLING	UTTALELSE	ORIENTERING	ETTER AVTALE
GÅR TIL				
Kristian Aunaas, Statens vegvesen				X
Margareta Viklund, Jernbaneverket				X
Stein-Are Strand, Norges vassdrags- og energivesen				X

PROSJEKTNR / SAK NR
102010766/NIFSDATO
2015-06-17GRADERING
Åpen

1 Innledning

SINTEF har gjennomført et prosjekt gjennom etatsprogrammet NIFS (Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skredfare). Prosjektet er knyttet til DP6 (kvikkleire) med oppdragstittel: "Sikkerhetsfilosofi; grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet".

I prosjektet tas det utgangspunkt i følgende forslag til formulert grensedragning:

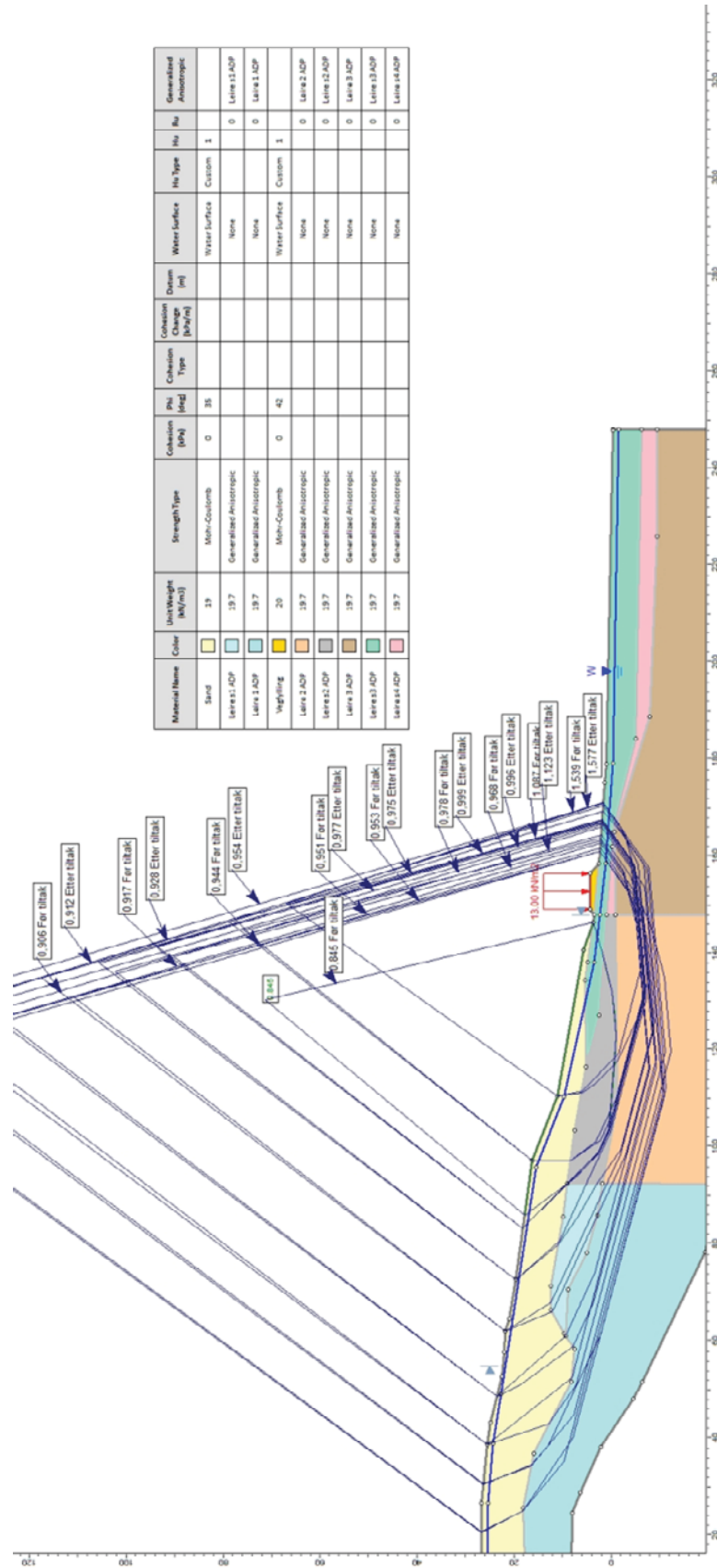
Det anbefales at utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater.

Dette notatet inneholder beskrivelse av eksempler brukt i analyser og resultatene fra analysene.

2 Beregningseksempel

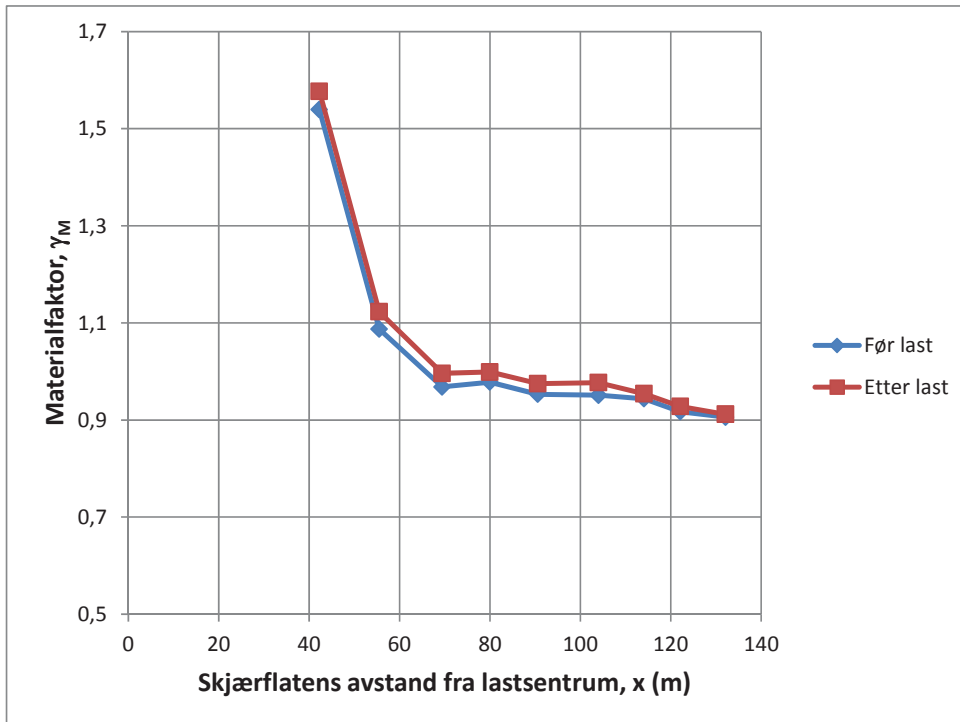
Beregningseksempelen i dette notatet er utført på profil 3-3 i en skråning ved vegparsell Sund-Bradden, Rissa.

Profilen med materialparametere og lagdeling er vist i Figur 1. SINTEF har utført analyser på noen av de samme skjærflatene med programmet SLIDE Ver.6.035. Resultater fra analyser med og uten veg med trafikklast er vist i Figur 2 for skjærflater som starter i skråningen ovenfor vegen.

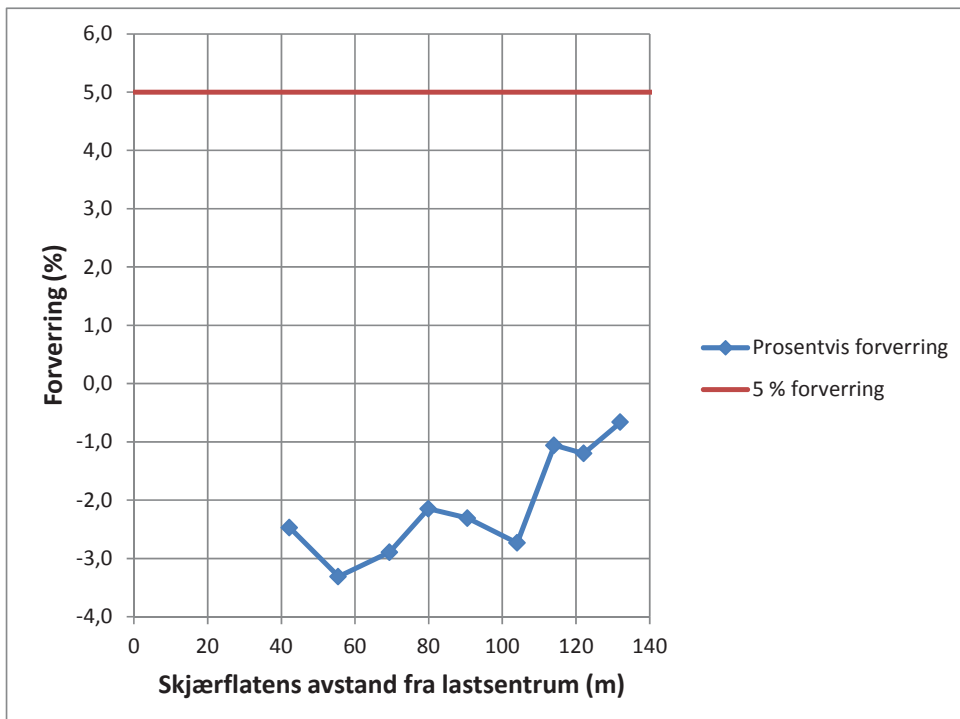


Figur 2 Resultat fra analyser med og uten tiltak i bunn av skråning for profil 3-3. Skjærflater beregnet fra opp i skråning som inkluderer veg som tiltak.

Materialfaktor før og etter tiltak er også vist mot avstand fra lastsentrum i Figur 3. Grensedragning for <5% endring av materialfaktor oppnås ikke som vist i Figur 4. Vegen med trafikklast gir en forbedring på 1-3 % av materialfaktoren. Materialfaktoren er imidlertid for lav og ikke akseptabel.

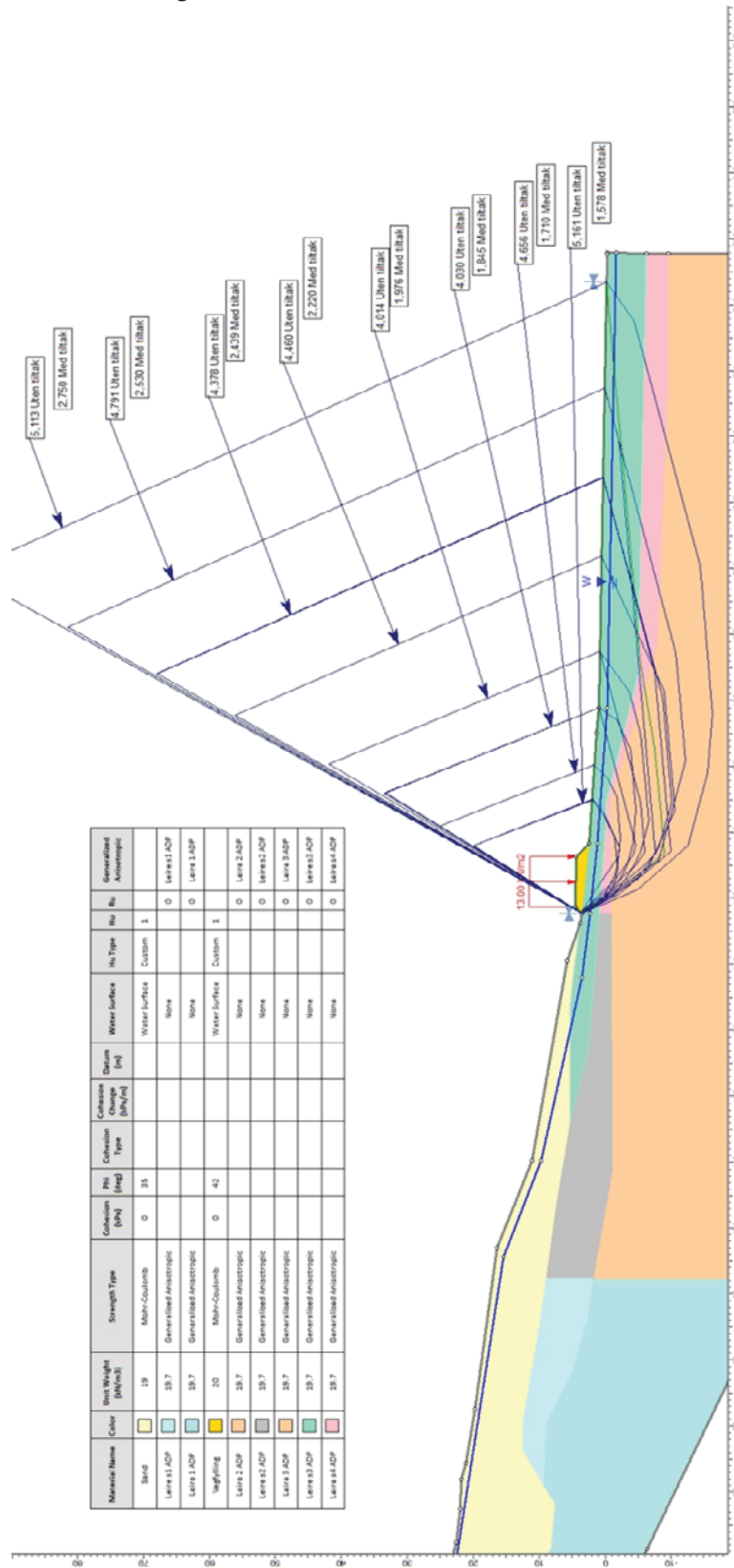


Figur 3 Materialfaktor (γ_M) mot skjærflatens avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning med beregninger som vist i Figur 2.



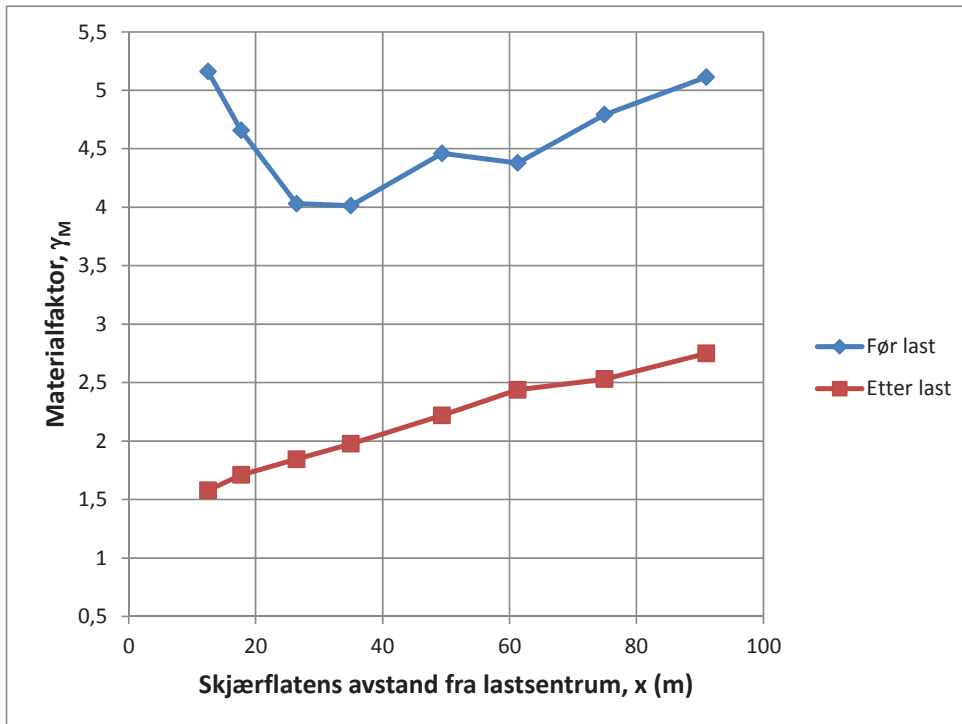
Figur 4 Prosentvis forverring mot avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning med beregninger som vist i Figur 2.

Resultater fra analyser med og uten veg med trafikklast er vist i Figur 5 for skjærflater som starter bak vegfyllingen med utbredelse forbi veien.

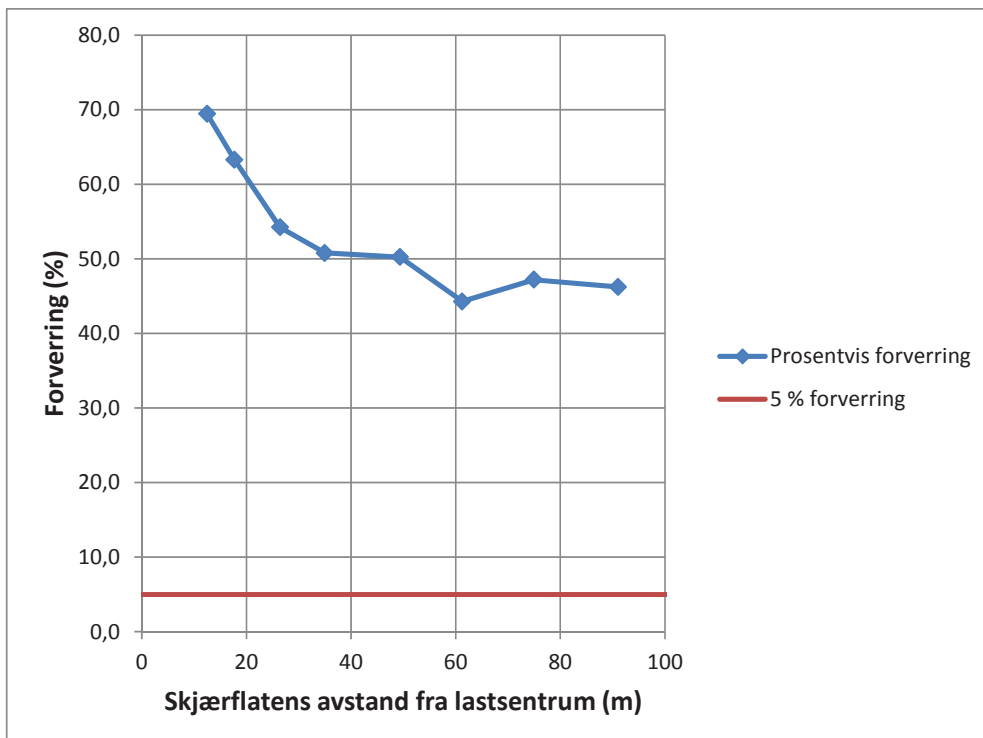


Figur 5 Resultat fra analyser med og uten tiltak i bunn av skråning for profil 3-3. Skjærflater beregnet fra veg og utover.

Materialfaktor før og etter tiltak er også vist mot avstand fra lastsentrum i Figur 6. Grensedragning for <5% endring av materialfaktor oppnås ikke som vist i Figur 7. Analysene viser en forverring på 45-70%, men med høy materialfaktor γ_M også etter tiltak.

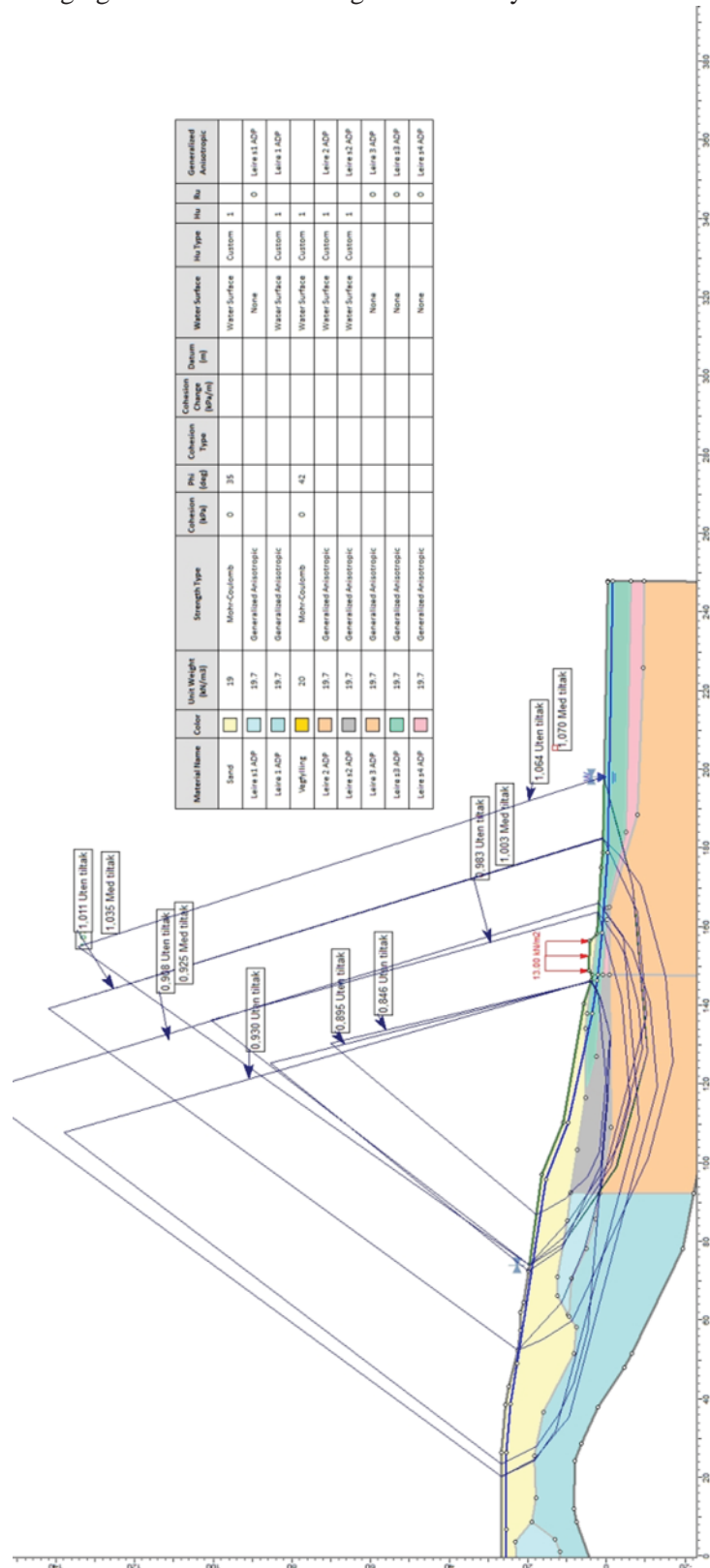


Figur 6 Materialfaktor (γ_M) mot skjærflatens avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning med beregninger som vist i Figur 5.



Figur 7 Prosentvis forverring mot avstand fra lastsentrum for last $q_s = 13$ kPa på veg i bunn av skråning med beregninger som vist i Figur 5.

Det er også utført analyser med globale skjærflater uten og med veg m/trafikklast. Analysene viser forbedring på 1-3% med veg og trafikklast sammenlignet med analyser uten tiltak.



Figur 8 Resultat fra analyser på globale skjærflater med og uten veg og trafikklast.

Prosjektnotat

NIFS sikkerhetsfilosofi

Grensedragnig mellom lokal- og områdestabilitet

VERSJON

02

DATO

2015-06-12

FORFATTER(E)

Stein Christensen

OPPDRAGSGIVER(E)

Etatsprogrammet NIFS

OPPDRAGSGIVERS REF.

Kristian Aunaas, SVV

PROSJEKTNR

102010766

ANTALL SIDER OG VEDLEGG:

11 + 0 vedlegg

SAMMENDRAG

SINTEF har gjennomført et prosjekt gjennom etatsprogrammet NIFS (Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skredfare). Prosjektet er knyttet til DP6 (kvikkleire) med oppdragstittel: "Sikkerhetsfilosofi; grensedragnig mellom lokal- og områdestabilitet".

Tiltak i bunn og topp av et profil i kvikkleiresone 1102 Klæbu er analysert, og grensedragnig som gir mer enn 5% forverring av materialfaktor er definert.

UTARBEIDET AV

Stein Christensen

SIGNATUR**GODKJENT AV**

Lisbeth-Ingrid Alnæs

SIGNATUR**PROSJEKTNOTAT NR**

1

GRADERING

Åpen

Historikk

VERSJON	DATO	VERSJONSBEKRIVELSE
01	2015-05-27	Foreløpig notat som innspill til møte 2015-05-28
02	2015-06-12	Endelig notat

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	4
2	Beregningsgrunnlag.....	4
2.1	Beskrivelse av området.....	4
2.2	Grunnforhold	4
3	Beregningseksempel	4
3.1	Generelt	5
3.2	Uten tiltak	5
3.3	Belastning i topp av skråning	8
3.4	Utgraving i bunn av skråning	10

1 Innledning

SINTEF har gjennomført et prosjekt gjennom etatsprogrammet NIFS (Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skredfare). Prosjektet er knyttet til DP6 (kvikkleire) med oppdragstittel: "Sikkerhetsfilosofi; grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet".

I prosjektet tas det utgangspunkt i følgende forslag til formulert grensedragning:

Det anbefales at utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater.

Dette notatet inneholder beskrivelse av eksempler brukt i analyser og resultatene fra analysene.

2 Beregningsgrunnlag

2.1 Beskrivelse av området

Rambøll Norge AS gjennomførte i 2010-2012 på oppdrag fra NVE vurdering av områdestabilitet av kvikkleiresone 1102 Klæbu. Det ble utført grunnundersøkelser og gjennomført stabilitetsanalyser for vurdering av faren for større kvikkleireskred i sonen som er identifisert med risikoklasse 4 og middels faregrad.

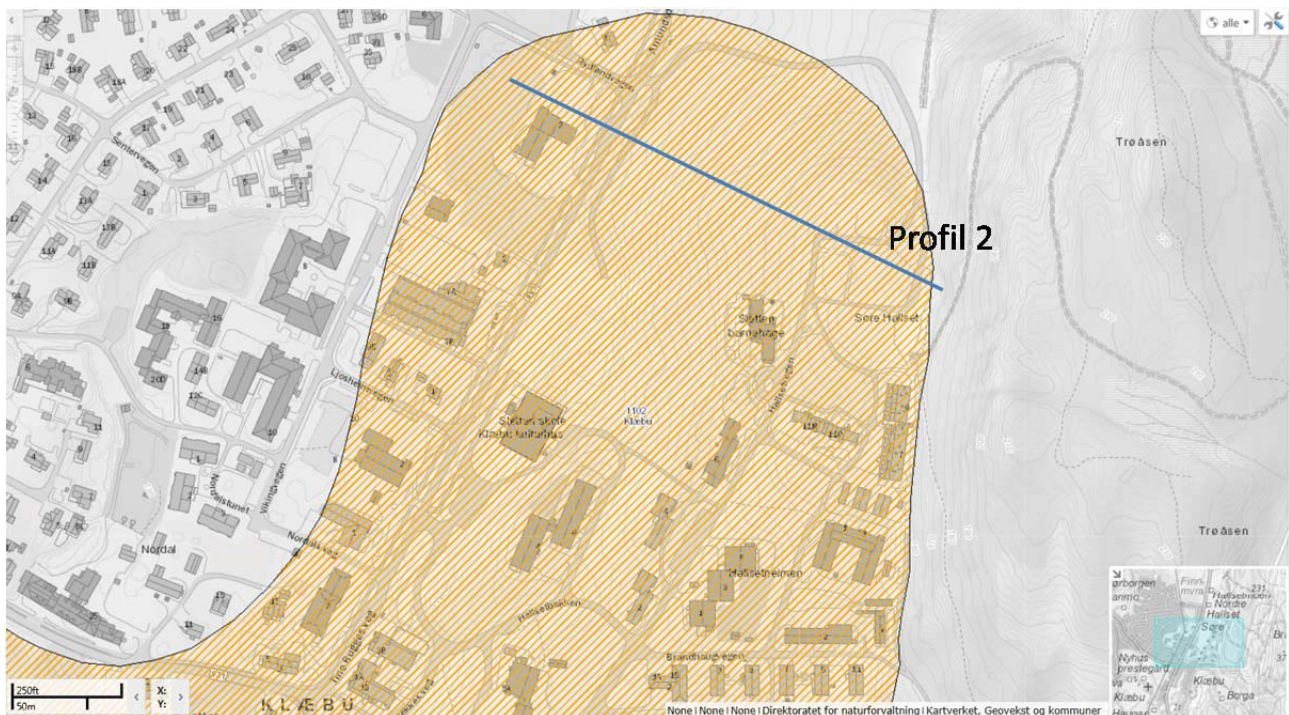
2.2 Grunnforhold

Grunnforholdene består generelt av et topplag med tykkelse 2-5m av sand/silt som overligger 15-20m leire med innslag av silt og sand. Et lag av kvikkleire med tykkelse 10-15m ligger under leira.

3 Beregningseksempel

Beregningseksempelen i dette notatet er utført på profil 2 i Rambølls rapport 6100477-02 rev 01: "Kvikkleiresone 1102 Klæbu – Områdestabilitet". Beliggenheten av profilet er vist i Figur 1.

Gjennomsnittlig helning av skråningen er 7,3°, noe brattere i nedre del av skråning og noe slakere i øvre del av skråning. Total høydeforskjell er 25-27m.



Figur 1 Utsnitt av kvikkleiresone 1102 Klæbu med profil 2 inntegnet.

3.1 Generelt

Udrenerte skjærfasthetsprofil er av Rambøll vurdert ved tolking av CPTU for en plastisitetsindeks på 5-10%, og OCR fra ødometer og fra vurderinger om tidligere terrengnivå. Udrenert skjærfasthet i kvikk- og sensitiv leire er redusert med 15% for aktiv, direkte og passiv i Rambøll sine beregninger. I topplaget er det benyttet en friksjonsvinkel på 31° med null attraksjon. Grunnvannstanden ligger 1-2 m under overflaten i topplaget av sand.

Direkte og passiv skjærstyrke er beregnet ut fra:

- $S_{uD} = 0,7 \cdot s_{uA}$
- $S_{uP} = 0,4 \cdot s_{uA}$

3.2 Uten tiltak

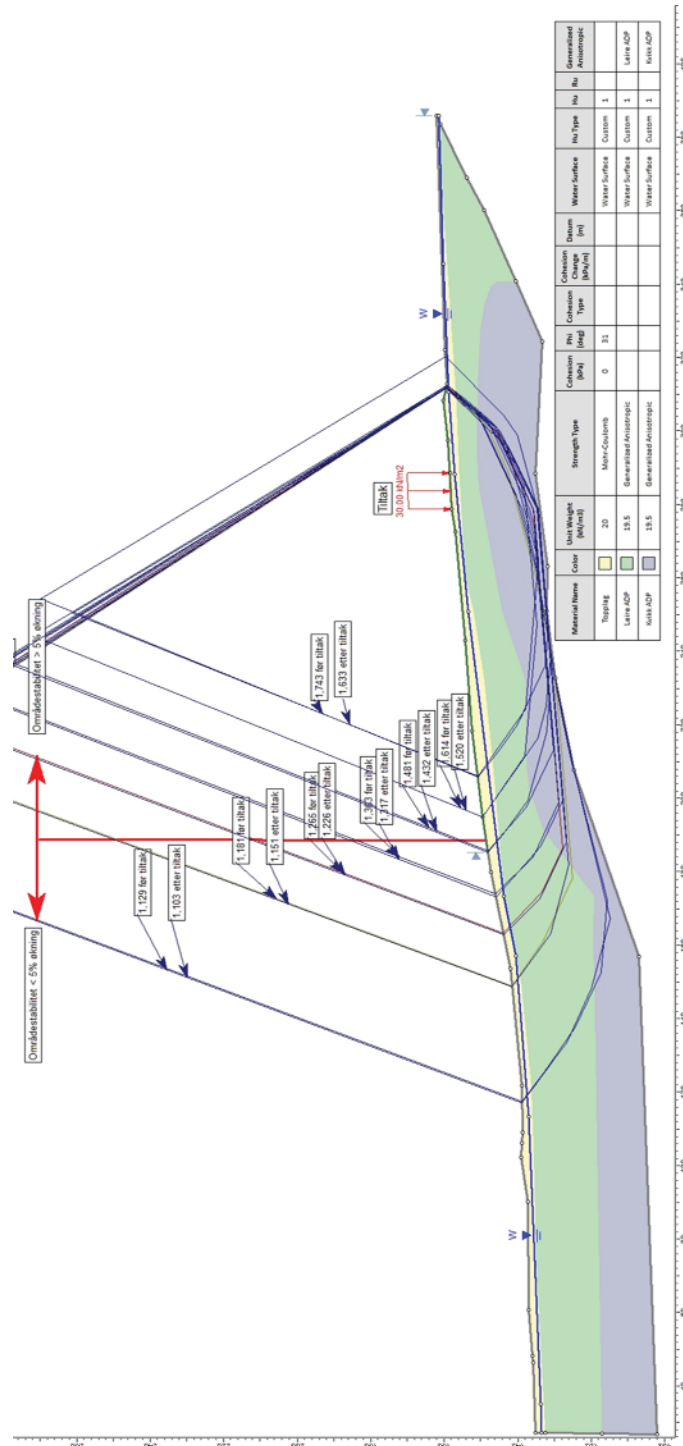
Figur 2 viser resultater fra analyser utført av Rambøll for profil 2 på totalspenningsbasis for dagens tilstand. Analysene til Rambøll er utført ved bruk av GeoSuite, både for sirkulære og sammensatte skjærflater.

SINTEF har utført analyser på noen av de samme skjærflatene med programmet SLIDE Ver.6.035. Skjærfasthetsprofilene er forenklet i SLIDE ved at $s_{uA} = 40$ kPa i toppen av leirlaget med en stigning $\Delta s_{uA} = 3,15 \cdot z$. Den udrenerte skjærfastheten i kvikkleira er basert på et antatt tidligere terrengnivå på kote +165, slik at $s_{uA} = 0$ ved kote +165 og har en økning på $\Delta s_{uA} = 2,13 \cdot z$, hvor $z = 0$ ved kote +165.

SINTEF har utført analyser på utvalgte skjærflater som gir sammenfallende materialfaktor med Rambøll. Resultatet fra analysene er vist i Figur 3.

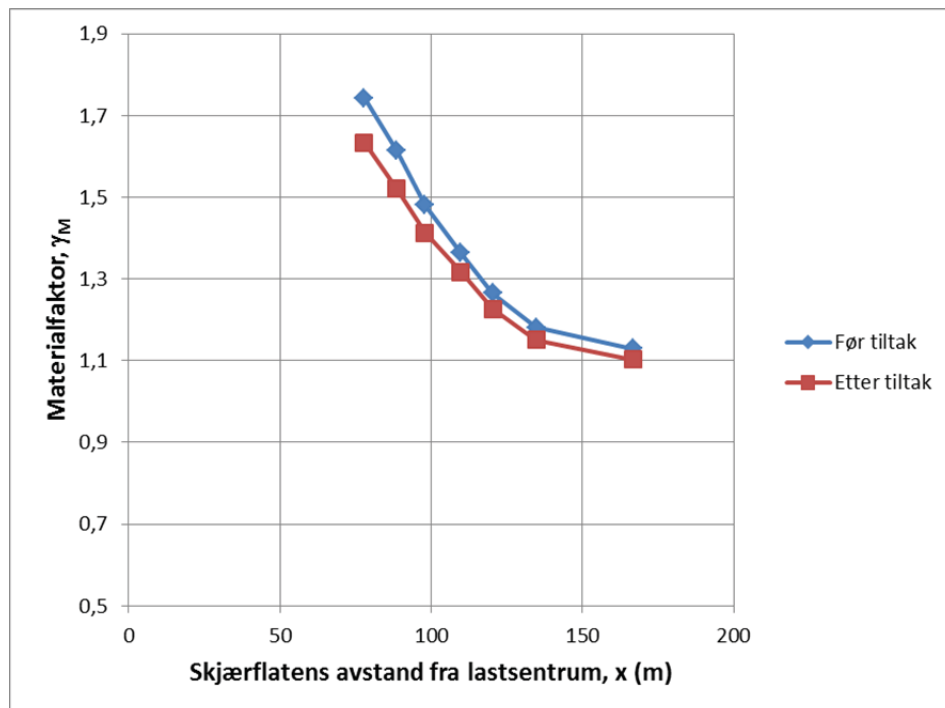
3.3 Belastning i topp av skråning

Grensedragningen mellom lokal- og områdestabilitet for et tiltak på toppen av skråningen er vurdert ved at en jevnt fordelt belastning på $q=30 \text{ kN/m}^2$. Denne belastningen kan f.eks illustrere en vei med trafikklast. Stabilitetsanalyser er utført med SLIDE for en rekke skjærflater med og uten belastning på toppen av skråningen. Materialfaktor med og uten tiltak for sammensatte skjærflater er inntegnet i Figur 4.

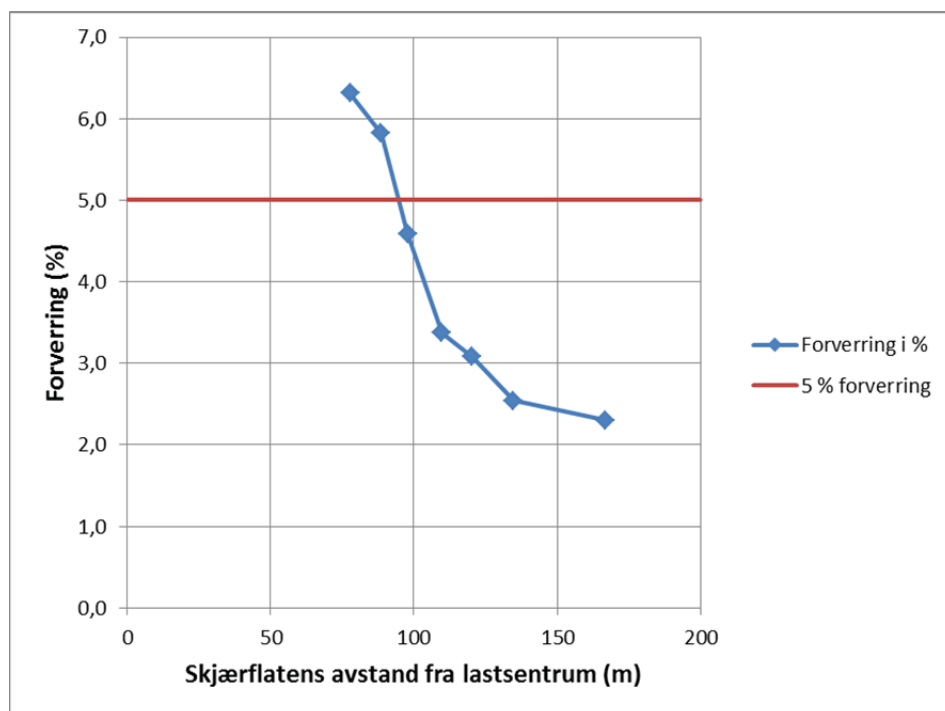


Figur 4 Resultat fra analyser med og uten tiltak på toppen av skråning for profil 2.

Materialfaktor før og etter tiltak er også vist mot avstand fra lastsentrum i Figur 5. Grensedragning for < 5% endring av materialfaktor ligger ca. 95m fra kant av last som vist i Figur 6.



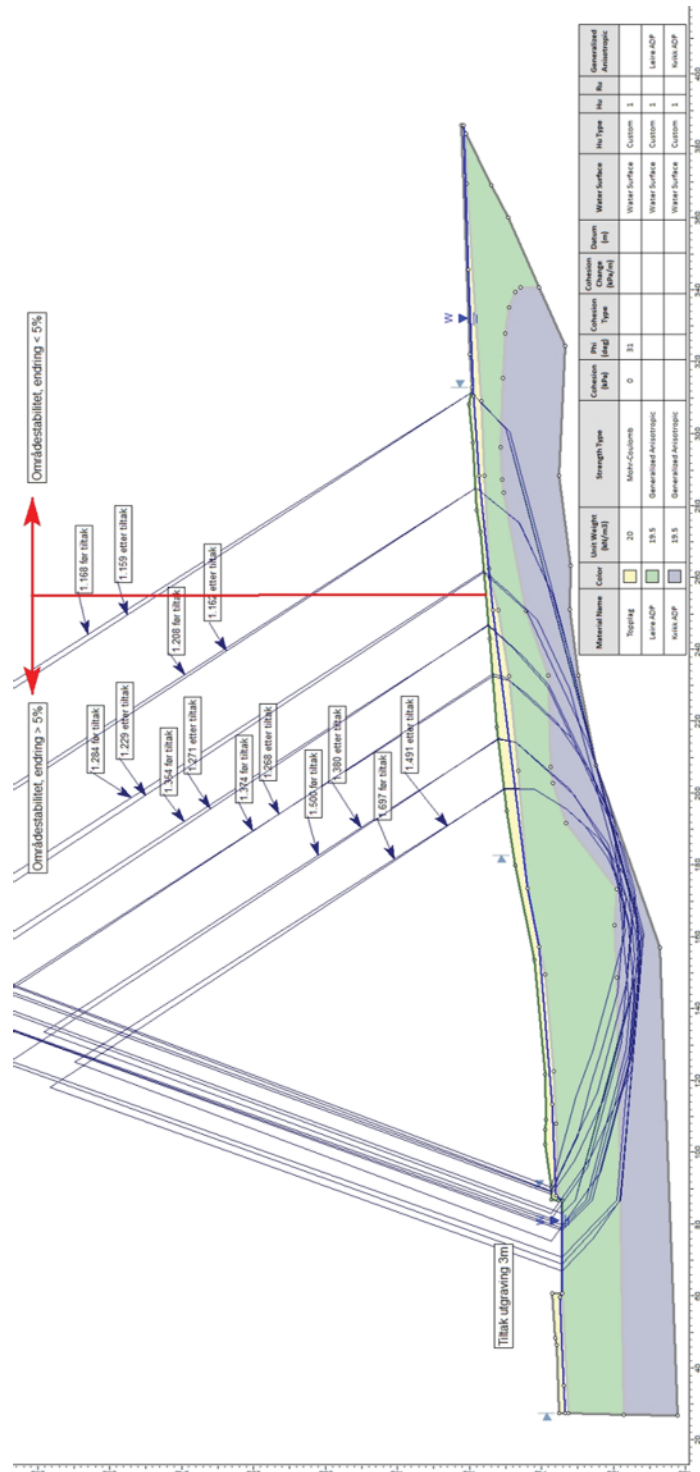
Figur 5 Materialfaktor (γ_M) mot skjærflatens avstand fra lastsentrum for last $q=30$ kPa på topp av skråning.



Figur 6 Prosentvis forverring mot avstand fra lastsentrum for last $q=30$ kPa på topp av skråning.

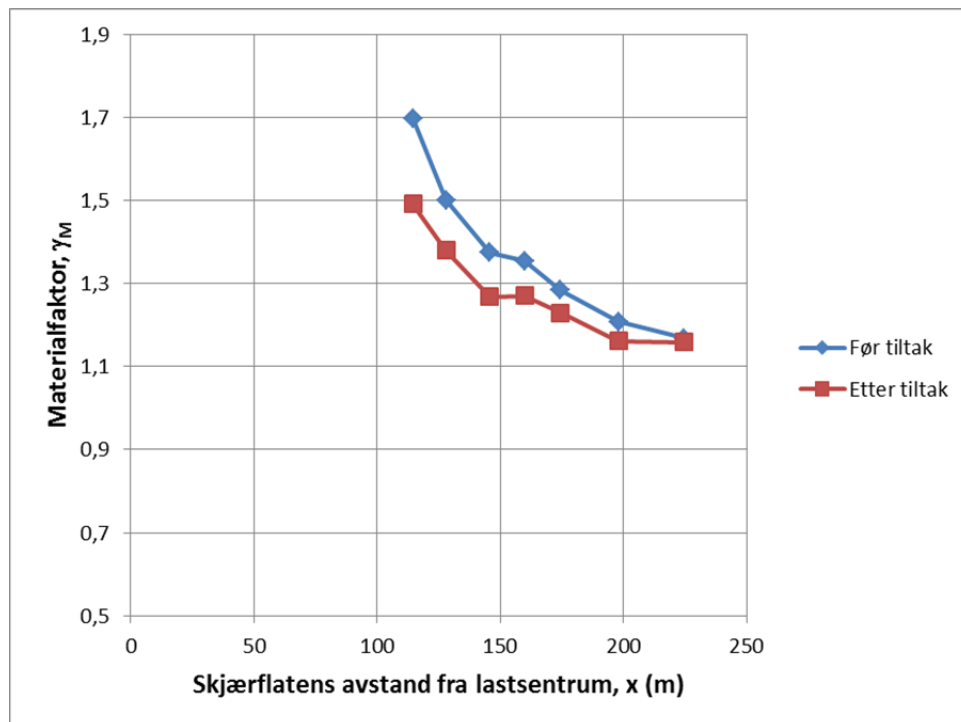
3.4 Utgraving i bunn av skråning

Grensedragningen mellom lokal- og områdestabilitet for et tiltak i bunnen av skråningen er vurdert ved en 3m dyp utgraving. Dette tiltaket kan f.eks illustrere en byggegrop. Stabilitetsanalyser er utført med SLIDE for en rekke skjærflater med og uten utgraving. Materialfaktor med og uten tiltak for sammensatte skjærflater er inntegnet i Figur 8.

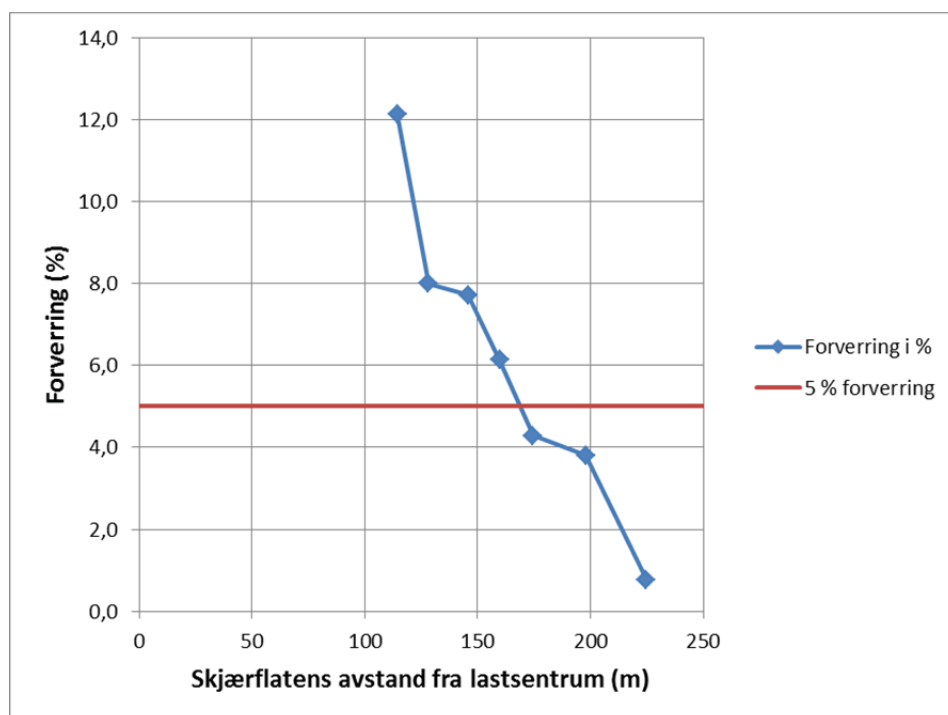


Figur 7 Resultat fra analyser med og uten tiltak i bunnen av skråning for profil 2.

Materialfaktor før og etter tiltak er også vist mot avstand fra kant av utgraving i Figur 8. Grensedragning for < 5% endring av materialfaktor ligger ca. 168m fra kant av utgraving som vist i Figur 9.



Figur 8 Materialfaktor (γ_M) mot skjærflatens avstand fra kant utgraving i bunn av skråning.



Figur 9 Prosentvis forverring mot avstand fra kant utgraving i bunn av skråning.



Teknologi for et bedre samfunn

www.sintef.no

NOTAT

OPPDRAK	NIFS - Naturfare - infrastruktur, flom og skred. Rammeavtale delprosjekt.	DOKUMENTKODE	415559-RIG-NOT-008
EMNE	Sikkerhetsfilosofi; grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet	TILGJENGELIGHET	Begrenset
OPPDRAKSGIVER	-	OPPDRAKSLEDER	Rolf Sandven
KONTAKTPERSON	-	SAKSBEH	Anders B. Ulvestad
KOPI		ANSVARLIG ENHET	1012 Oslo Geoteknikk Bygg & Infrastruktur

SAMMENDRAG

Multiconsult ASA er av NIFS delprosjekt 6 «kvikkleire» under deltema 6.6 «sikkerhetsfilosofi» bedt om å bidra med beregningseksempel for verifisering av anvendeligheten til foreslått grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet. Foreliggende notat oppsummerer beregningsgrunnlaget og resultater fra utførte beregningseksempler. Formulert grensedragning er i seg selv ikke vurdert, men krav til sikkerhetsnivå for de ulike eksemplene er vurdert og eksemplifisert.

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	INNLEDNING	2
2	BEREGNINGSGRUNNLAG	2
2.1	TOPOGRAFI	2
2.2	GRUNNFORHOLD	2
3	BEREGNINGSEKSEMPLER	3
3.1	GENERELT	3
3.2	UTBYGGING PÅ OVERSIDEN AV SKRÅNINGEN	3
3.3	UTBYGGING PÅ NEDSIDEN AV SKRÅNINGEN	4
3.4	UTGRAVING PÅ NEDSIDEN AV SKRÅNINGEN	5
4	BEREGNINGSTEKNISK UTFØRELSE	6

VEDLEGG

VEDLEGG A	– STABILITETSANALYSER FOR UTBYGGING PÅ OVERSIDEN AV SKRÅNINGEN	9
VEDLEGG B	- STABILITETSANALYSER FOR UTBYGGING PÅ NEDSIDEN AV SKRÅNINGEN	10
VEDLEGG C	- STABILITETSANALYSER FOR UTGRAVING PÅ NEDSIDEN AV SKRÅNINGEN	11

00	18.01.2016	Utarbeidet notat	Anders B. Ulvestad	Odd Arne Fauskerud	Rolf Sandven
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

1 Innledning

Multiconsult ASA er av NIFS delprosjekt 6 «kvikkleire» under deltema 6.6 «sikkerhetsfilosofi» bedt om å bidra med beregningseksempel for verifisering av anvendeligheten til foreslått grensedragning mellom lokal- og områdestabilitet. Det er et ønske å få belyst utstrekningen av 5%-grensen for tiltakets endring (forverring) av beregnet materialfaktor, og hvor tydelig og håndterbar grenser framtrer i en slik vurdering.

Det er tatt utgangspunkt i følgende forslag til formulert grensedragning:

«Det anbefales at utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater.»

Foreliggende notat oppsummerer beregningsgrunnlaget og resultater fra utførte beregningseksempler. Formulert grensedragning er i seg selv ikke vurdert, men krav til sikkerhetsnivå for de ulike eksemplene er vurdert og eksemplifisert.

2 Beregningsgrunnlag

2.1 Topografi

Beregningseksempelet er hentet fra et typisk beregningssnitt langs deler av Porsgrunnselva i Porsgrunn kommune. Skråningen består av et trappesert terreng med to hovedplatåer på oversiden av elven. Elvebunnen skrånner slakt fra ca. kote -10 midt i elveløpet til ca. kote -5 nærmere inn mot eksisterende elvebredd. Langs elvebredden er det for store deler av Porsgrunn sentrum anlagt kaikonstruksjoner med typisk 2-4 m seilingsdybde. Ned mot elven finnes et delvis utbygd platå på ca. kote +2. I bakkant av «kaiplatået» skrånner terrenget til dels bratt opp mot ca. kote+12.

Tidligere opplodding av vassdraget tyder ikke på utpreget kontinuerlig pågående erosjon av elvebunn, men det er registrert til dels stor lokal utdypning av elvebunn i forbindelse med flom i vassdraget.

2.2 Grunnforhold

Grunnforholdene i området består primært av et topplag av sand/silt over ett tykt lag bestående av meget sensitiv leire (sprøbruddsmateriale) og kvikkleire. I underkant av leirlaget og videre i dybden er det registrert et fastere morenelag,

Overliggende sand/silt lag har typisk mektighet mellom 2-5 m for øvre del av skråningen. Dette laget er avtagende ned mot elveløpet. Mektigheten av leirlaget varierer, men følger under overliggende lag og ned til ca. kote -25 med typisk mektighet 15-35 m. Leirlaget har innslag av enkelte tynne lag med antatt grovere masser (sand/silt) som er neglisjert i beregningene.

Basert på den kvartærgeologiske beskrivelsen er løsmassene (geologisk sett) normalkonsolidert. Leirmassene antas likevel å være noe overkonsolidert som resultat av aldringseffekter og utdypning av elveløpet over tid. Tidligere terreng antas å ha ligget i størrelsesorden 5-15 m over dagens elvebunn (omkring kote +5).

Leirens styrkeegenskaper er tolket med basis i antatt overlageringsforhold korrelert mot tilgjengelige rutineundersøkelser og treksialforsøk. Valgte designprofiler er presentert i vedleggene. Overliggende sand/silt lag samt morenelaget er modellert som drenert materiale med effektivspenningsparametere også i den udrenerte analysen. Modellteknisk er det lagt inn et 1m tykt tørrskorpelag i modellen for å ta hensyn til vannfylte sprekker o.l.

Med utgangspunkt i tilgjengelige poretrykksmålinger antas hydrostatisk poretrykk 2-3 m under terreng på oversiden av skråningen, med avtakende grunnvannstand ned mot elven.

3 Beregningseksempler

3.1 Generelt

Det er vurdert tre ulike scenarier for utbygging i profilet; utbygging på oversiden skråningen, utbygging på nedsiden av skråningen og utbygging med behov for utgraving på nedsiden av skråningen. I tillegg er det for utbygging på oversiden av skråningen evaluert beregningsteknisk utførelse og praktisk gjennomføring av vurderingen.

Det er vurdert to ulike lastnivåer for tilført bygningslast, ulik plassering av bygg på nedsiden av skråningen og to ulike nivåer for utgraving i bunn av skråningen. Utbyggingen er modellert som linjelast med ca. 6 m bredde.

Det er kun beregnet materialfaktor som er behandlet

3.2 Utbygging på oversiden av skråningen

Beregningene for utbygging på oversiden av skråningen er vist i sin helhet i Vedlegg A. Figur 3-1 viser et utsnitt av beregningen med angivelse av aktuelle glideflater diskutert nedenfor.

Materialfaktor for dagens tilstand er beregnet til $F=1,04$ og $F=1,06$ for kritiske glideflater (markert i rødt) i henholdsvis øvre del av skråningen og for dyptgående glideflater. Beregningsresultatene for 20 kPa (markert i grønt) og 30 kPa (markert med turkis) tilleggslast på oversiden av skråningen er oppsummert i Tabell 3-1.

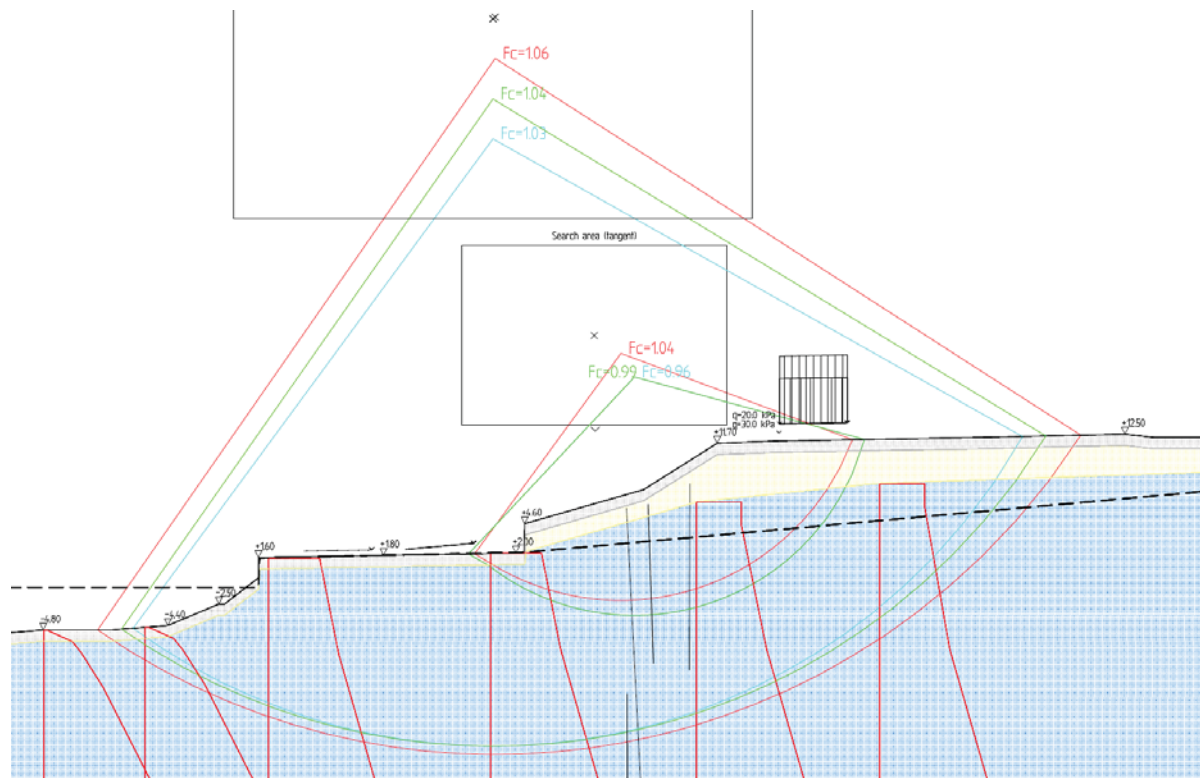
I henhold til foreslått grensedragning ville krav til materialfaktor for illustrerte glideflater omfattes av definisjonene i NVE veileder 7/2014 for alle glideflater utenom for kritisk glideflate i øvre skråning ved 30 kPa tilleggslast. En tolkning av dette som lokalstabilitet ville eventuelt utløse krav om absolutt materialfaktor $\gamma_m \geq 1,4$ for glideflater på udrenert basis iht. Eurokode 7. For utbygging med 20 kPa tilleggslast ville det for de fleste tilfeller utløses et krav om forbedring av sikkerheten med ca. 9 % til $\gamma_m \geq 1,13$ for øvre skråning. Tilsvarende vill all utbygging stort sett utløse et krav om forbedring av materialfaktoren med 8,5 % til $\gamma_m \geq 1,15$ for dype glideflater.

Diskusjonsmomenter:

- Kan det aksepteres lavere sikkerhetsnivå for kompensert/pelet fundamentering (ref. forskjell i krav til materialfaktor for +/- 10 kPa belastning)?
- For hvilken last (varighet, størrelse) er det rimelig å legge til grunn udrenert oppførsel og totalspenningsanalyse?
- Gjelder foreslått grensedragning for analyser på både totalspenning- og effektivspenningsbasis?

Tabell 3-1: Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på oversiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate øvre skråning			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
20 kPa	1,04	0,99	5 %	1,06	1,04	2 %
30 kPa	1,04	0,96	8 %	1,06	1,03	3 %



Figur 3-1: Utsnitt fra beregningseksempel for utbygging på oversiden av skråningen (Vedlegg A)

3.3 Utbygging på nedsiden av skråningen

Beregningene for utbygging på nedsiden av skråningen er vist i sin helhet i Vedlegg B. Figur 3-2 viser et utsnitt av beregningen med angivelse av aktuelle glideflater diskutert nedenfor. Det er utført beregninger for to ulike plasseringer av utbyggingen på plataet.

Tabell 3-2 oppsummerer resultatene for utbygging trukket inn fra elven mot øvre skråning (umarkert last). Effekten av den relativt begrensede lastflaten er minimal, og da kritiske glideflater justeres i dybden som resultat av lastendringen får tiltaket ingen påvirkning på kritisk materialfaktor. I henhold til foreslått grensedragning vil eventuelt både dype glideflater og glideflater i øvre skråning (markert i grønt) kunne defineres som områdestabilitet, stort sett med tilhørende krav om forbedring av stabiliteten som diskutert i avsnitt 3.2.

Tabell 3-3 oppsummerer resultatene for utbygging inn mot elvekanten (markert med lilla). Påvirkningen på den dype glideflaten er neglisjerbar, mens påvirkningen på stabiliteten av skråning ned i elven med foreslått grensedragning definerer denne glideflaten som lokalstabilitet. Krav om absolutt materialfaktor vil da gjelde denne glideflaten ($\gamma_m \geq 1,4$).

Diskusjonsmomenter:

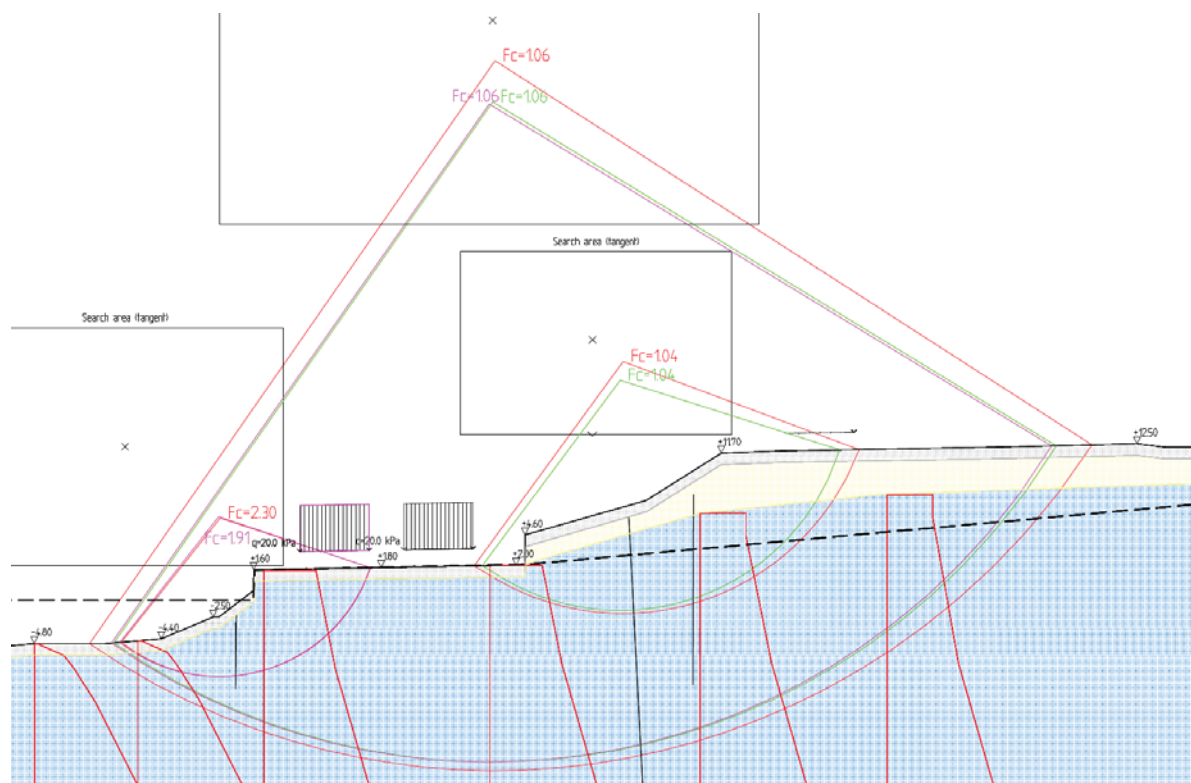
- Kan foreslått grensedragning reverseres for å definere lokal- og områdestabilitet for den øvre skråningen? Med andre ord; glideflater hvor tiltaket har mindre enn 5 % forbedring av sikkerheten i øvre skråning defineres som områdestabilitet?

Tabell 3-2: Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på nedsiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate øvre skråning			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
20 kPa	1,04	1,04	0 %	1,06	1,06	0 %

Tabell 3-3: Oppsummering av beregningsresultater for utbygging på oversiden av skråningen

Tilleggslast utbygging	Glideflate skråning ned i elv			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
20 kPa	2,30	1,91	17 %	1,06	1,06	0 %



Figur 3-2: Utsnitt fra beregningseksempel for utbygging på nedsiden av skråningen (Vedlegg B)

3.4 Utgraving på nedsiden av skråningen

Beregningene for utbygging på nedsiden av skråningen er vist i sin helhet i Vedlegg C. Figur 3-3 viser et utsnitt av beregningen med angivelse av aktuelle glideflater diskutert nedenfor.

Tabell 3-4 oppsummerer beregningsresultatene for en tenkt utgraving i bunn av øvre skråning i forbindelse med utbygging av platået. Påvirkningen på dype glideflater er tilnærmet neglisjerbar da bunnpunktet i kritisk glideflate forskyves til en annen kote, resulterende i et tilsvarende sikkerhetsnivå. For glideflater tilknyttet den øvre skråningen er påvirkningen relatert til prosentvis forverring av sikkerheten mindre enn foreslått grensdragning, således vil de falle inn under områdestabilitet. Dette gjelder både for 1 m utgraving (markert med grønn) og 2 m utgraving (markert med turkis) av platået. Det kan likevel diskuteres om dette er en god holdbar tolkning da glideflaten har utløp direkte i traubunn, og således er direkte påvirket av gravenivået og etableringen av trauet.

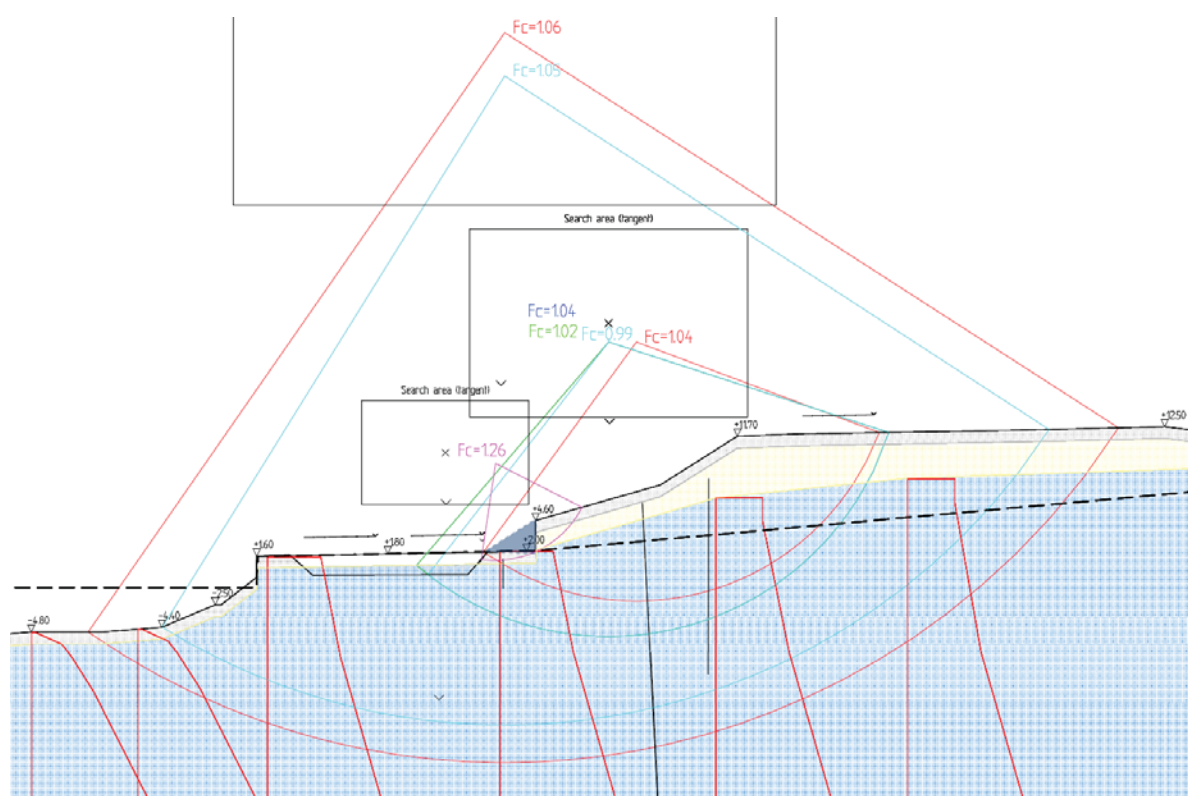
Diskusjonsmomenter:

- Kan foreslått grensdragning også benyttes for glideflater som har utløp/direkte tilknytting tiltak (etablering av byggegrop/trau)?
- Hvordan defineres lokalstabiliteten for en slik utgraving (ref. illustrert glideflate med materialfaktor $\gamma_m = 1.26$ med rosa farge)?

- Gjelder foreslått grensedragning også for glideflater dersom det først etableres tilhørende stabiliserende tiltak (eksemplifisert med mørkeblå farge) for å redusere påvirkningen/«flytte» kritisk glideflate?

Tabell 3-4: Oppsummering av beregningsresultater for utgraving på nedsiden av skråningen

Utgravingsdybde	Glideflate øvre skråning			Dyp glideflate		
	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring	γ_m før tiltak	γ_m etter tiltak	%-endring
1 m	1,04	1,02	2 %	1,06	n/a	n/a
2 m	1,04	0,99	5 %	1,06	1,05	1 %



Figur 3-3: Utsnitt fra beregningseksempel for utgraving på nedsiden av skråningen (Vedlegg C)

4 Beregningsteknisk utførelse

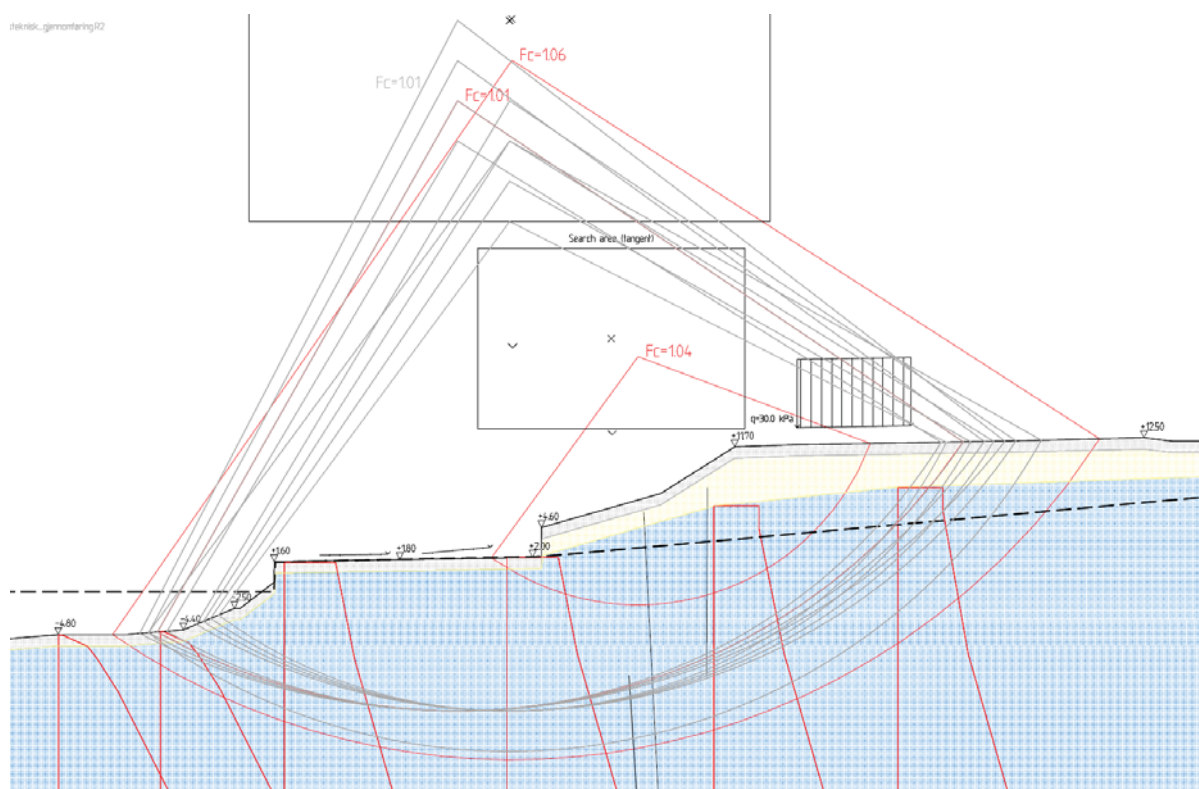
I beregningseksempelene gjengitt i kapittel 3 er det kun vurdert kritiske glideflater, eventuelt «kritiske» glideflater for andre «styrte» bruddmekanismer (for eksempel dype glideflater for utbygging nedenfor skråningen). For å vurdere overgangen mellom glideflater som defineres som område- og lokalstabilitet er det forsøkt å benytte det innebygde verktøyet «other shear surfaces» i GeoSuite Stability. Ved hjelp av verktøyet er en rekke ulike glideflater vurdert. Figur 4-1 og Figur 4-2 viser et eksempel for utvidet utbygging (noe større lastflate enn eksempelet i avsnitt 3.2) på oversiden av skråningen for «styrte» dype glideflater.

I Figur 4-1 er alle glideflater med mer enn 5 % forverring av opprinnelig materialfaktor presentert. I henhold til foreslått grensedragning skal disse håndteres som lokalstabilitet og har krav om økt materialfaktor til et absolutt nivå f. eks. iht. Eurokode 7 ($\gamma_m \geq 1,4$). Tilsvarende presenterer Figur 4-2 glideflater med lavere materialfaktor som resultat av utbyggingen, men med mindre enn 5 %

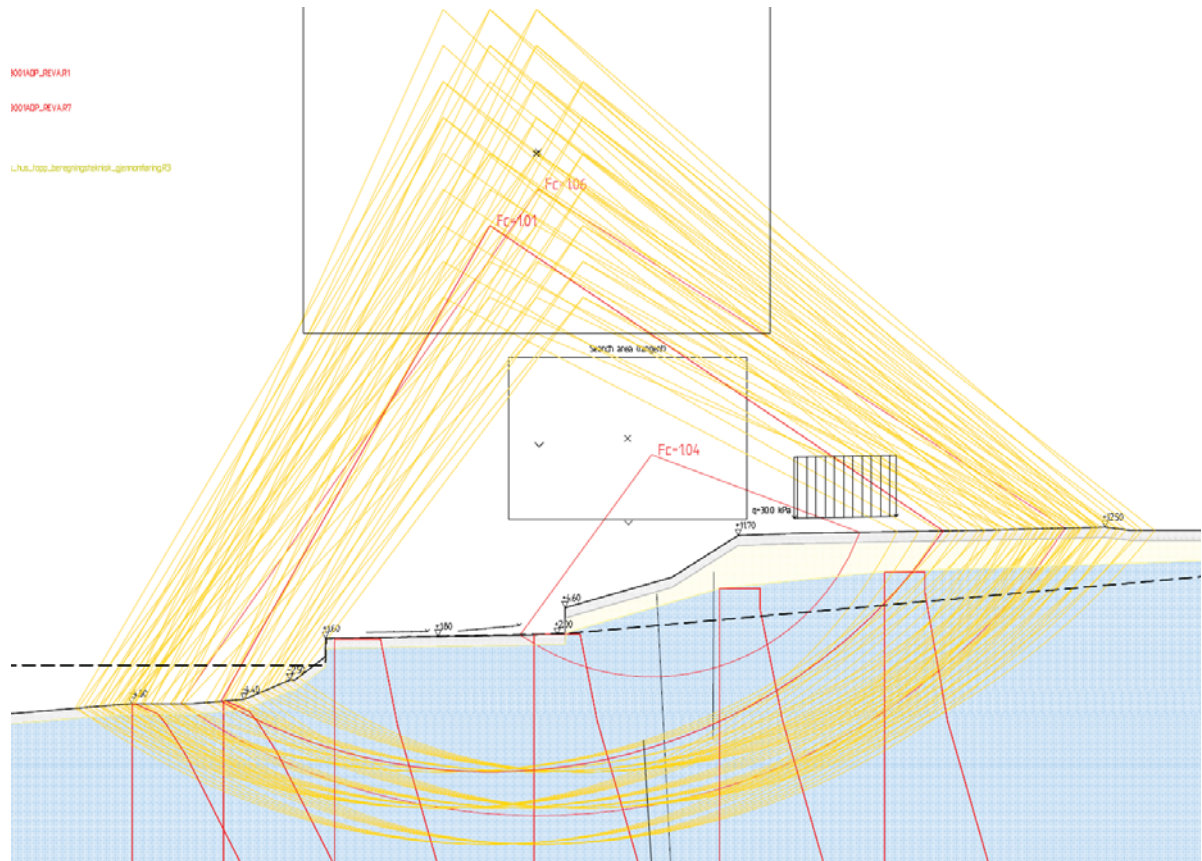
forverring. Med andre ord glideflater som skal betraktes som områdestabilitet, og hvor kravet til materialfaktor er gitt etter krav til forbedring i NVE veilederen (typisk i størrelsesorden 1,12-1,15).

Diskusjonsmomenter:

- Hvordan forholde seg til glideflater rett over/under foreslått grensdragning som har relativt sammenfallende geometri?
- Hvilken konsekvens har en slik definisjon i forhold til utforming av utbyggingen/stabiliserende tiltak?
- Sikres ønsket totalt sikkerhetsnivå for alle aktuelle glideflater tilstrekkelig godt ved å vurdere krav og behov for stabiliserende tiltak i henhold til foreslått grensdragning?
- Hvilke krav til materialfaktor gjelder for glideflater med materialfaktor større enn opprinnelig kritisk glideflate (her $\gamma_m \geq 1,06$), men under absolutt krav iht. f. eks. Eurokode?



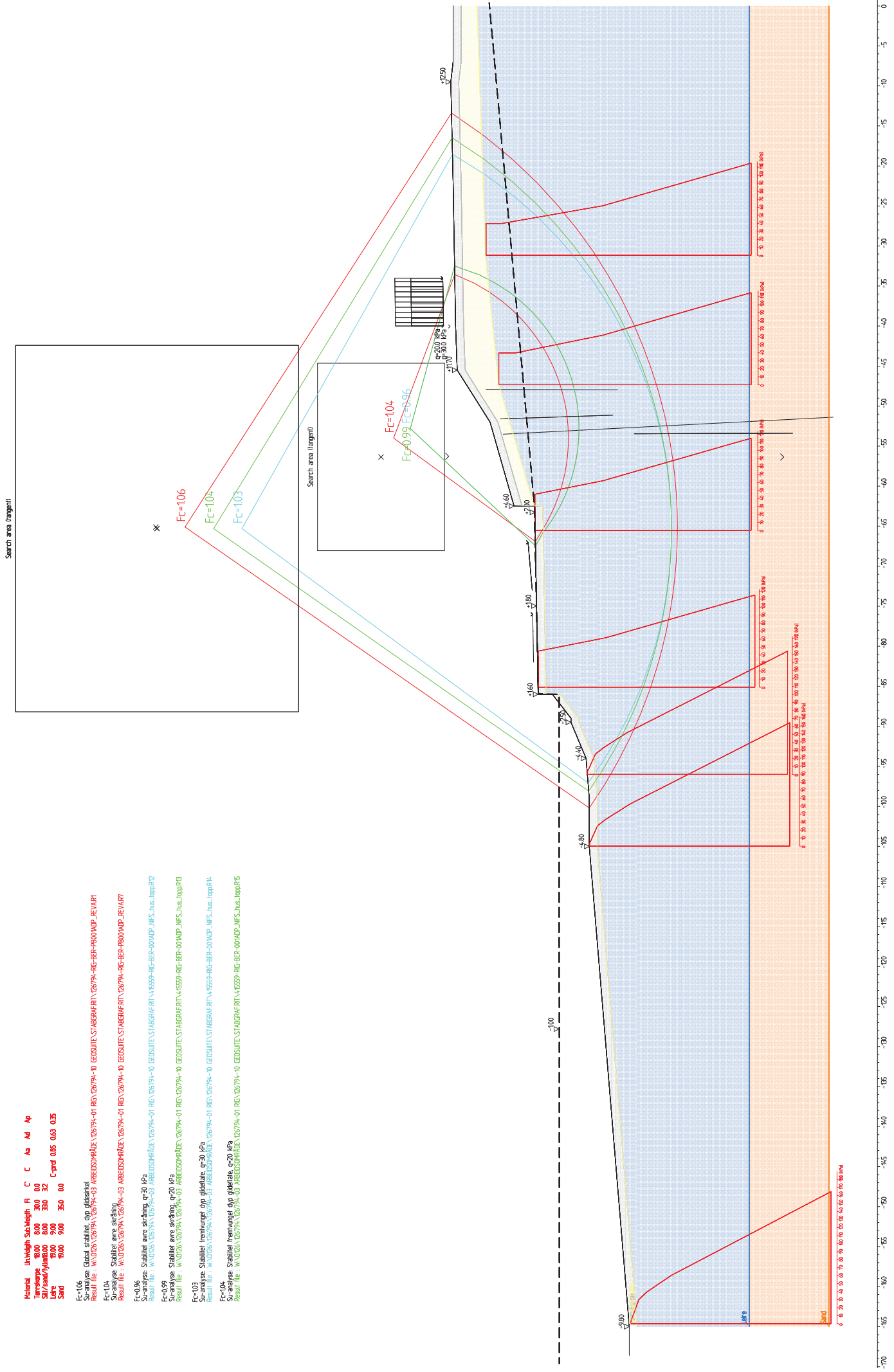
Figur 4-1: Glideflater som faller innenfor lokalstabilitet iht. foreslått grensdragning (>5 % forverring) for noe utvidet utbygging på oversiden av skråningen ($1,0 \leq \gamma_m \leq 1,01$)



Figur 4-2: Glideflater som faller innenfor områdestabilitet iht. foreslått grensedragning (<5 % forverring) for noe utvidet utbygging på oversiden av skråningen ($1,02 \leq \gamma_m \leq 1,06$)

Material	Unitwidth	Subwidth	F1	C	C	Aa	Md	A4
Asphalt	100	80	80	30	32			
Silvsand(1)med0,0	80,0	90,0	0,05	0,63	0,35			
Sand	80,0	90,0	35,0	0,0				

- Fc=106 Global stabilite, dip gjedretket
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\126794-RIG-BER-P800VDP-REWAR1
- Fc=104 Stabilite  re s kning
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\126794-RIG-BER-P800VDP-REWAR7
- Fc=096 Stabilite  re s kning, q=30 kPa
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\1559-RIG-BER-100VDP_MFS_hus_toppr22
- Fc=099 Stabilite  re s kning, q=20 kPa
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\1559-RIG-BER-100VDP_MFS_hus_toppr3
- Fc=103 Stabilite fremtungei dip gjedretket, q=30 kPa
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\1559-RIG-BER-100VDP_MFS_hus_toppr34
- Fc=104 Stabilite fremtungei dip gjedretket, q=20 kPa
 Result file : W:\UT08\126794\126794-03\ARBEIDSDOKUMEN\126794-01\REG\126794-10\EGDSUTESTABGRAFRITV\1559-RIG-BER-100VDP_MFS_hus_toppr35



Material	Uvveight	Sub	width	H	C	Aa	Ad	Ap
Terratorpe	800	800	300	0.0				
Gr/sand/lymleire	1900	900	300	32	C-prd	0.85	0.63	0.35
Sand	1900	900	300	0.0				

Fc=106
 Sur-analyse: Global medlemske, q=20 kPa
 Resultat file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSPROJEKT\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR6

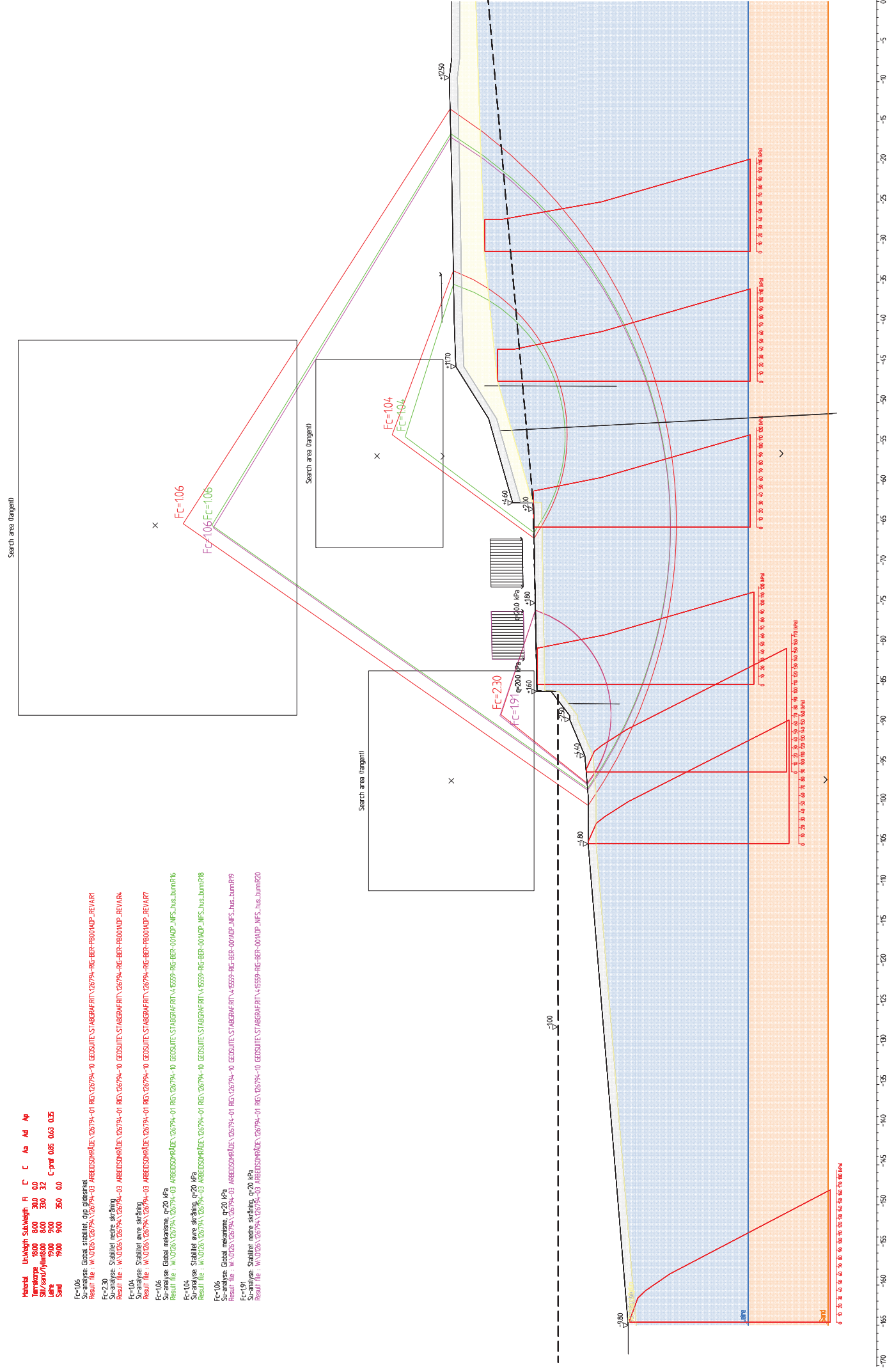
 Fc=230
 Sur-analyse: Stabilitet medre styrking
 Resultat file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSPROJEKT\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR6

 Fc=104
 Sur-analyse: Stabilitet erte styrking
 Resultat file: W:\026\126794\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR7

 Fc=106
 Sur-analyse: Global medlemske, q=20 kPa
 Resultat file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSPROJEKT\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR6

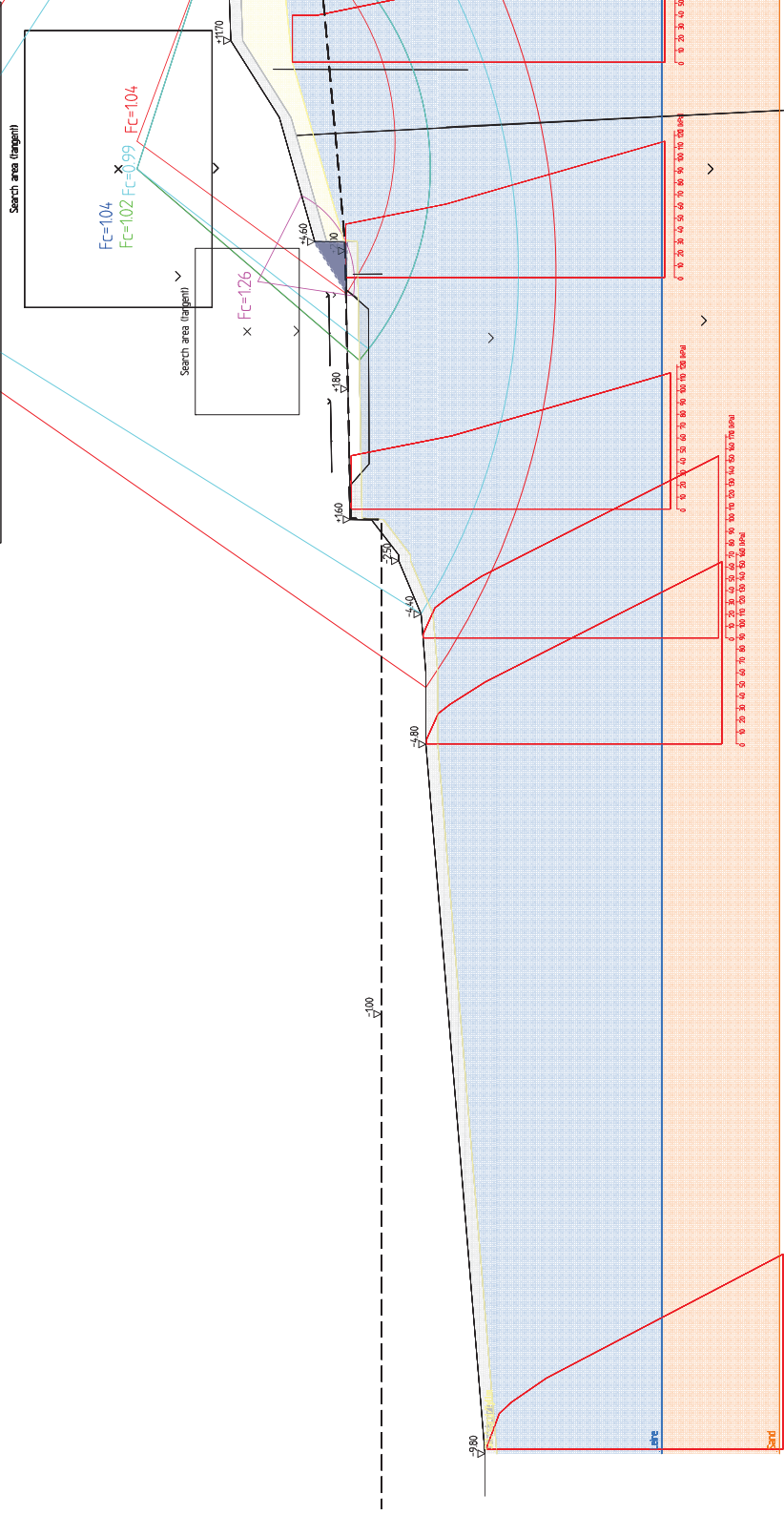
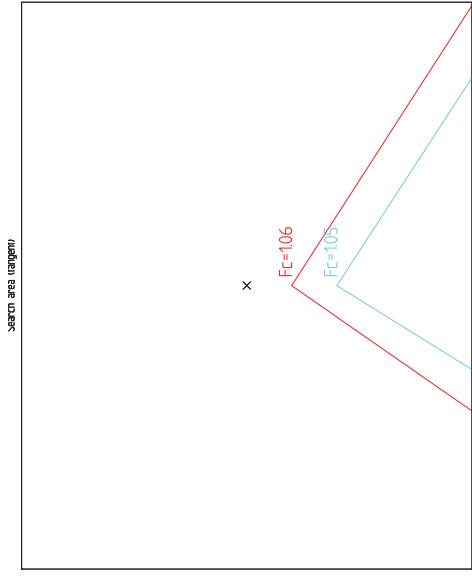
 Fc=104
 Sur-analyse: Stabilitet medre styrking, q=20 kPa
 Resultat file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSPROJEKT\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR9

 Fc=191
 Sur-analyse: Stabilitet medre styrking, q=20 kPa
 Resultat file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSPROJEKT\126794-01\RO\126794-01\GEDSUTEST\ABGRAFRIT\4\5559-RG-BER-00\ADP_MFS_bus_bunnR20



Material	Thickness	Subsidence	F _i	C	A _s	A _d	A _p
Gravel	800	300	0.0				
Silt/clay	800	330	3.2				
Loam	900	900	0.8	0.63	0.5		
Sand	900	900	3.0	0.0			

- Fc=106
 Sur-analyse: Global stabiliteit, dip dijkswal
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR1
- Fc=104
 Sur-analyse: Stabiliteit over scheiding
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR7
- Fc=102
 Sur-analyse: Stabiliteit over scheiding, 1 m uigraving
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR2
- Fc=099
 Sur-analyse: Stabiliteit over scheiding, 2 m uigraving
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR3
- Fc=105
 Sur-analyse: Stabiliteit over scheiding (ruwheid) 2 m uigraving
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR4
- Fc=104
 Sur-analyse: Stabiliteit over scheiding, miltendijf, fase 1 in uigraving
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR0
- Fc=126
 Sur-analyse: Lokalisabiliteit (7) grondvering, miltendijf, fase 2 in uigraving
 Result file: W:\026\126794\126794-03\ARBEIDSDOORDELEN\126794-01\RG\126794-10\EDSUITES\TABERAFRIV\126794-RIG-BER-PR000\OP_REVAR5

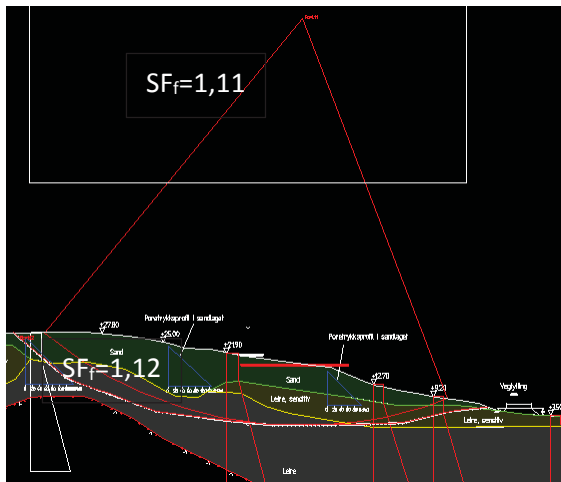


Grensedragning lokal- og områdestabilitet – beregninger utført av Statens vegvesen

Grensedragning lokal- og områdestabilitet (NIFS Oppgave)

Områdestabilitet

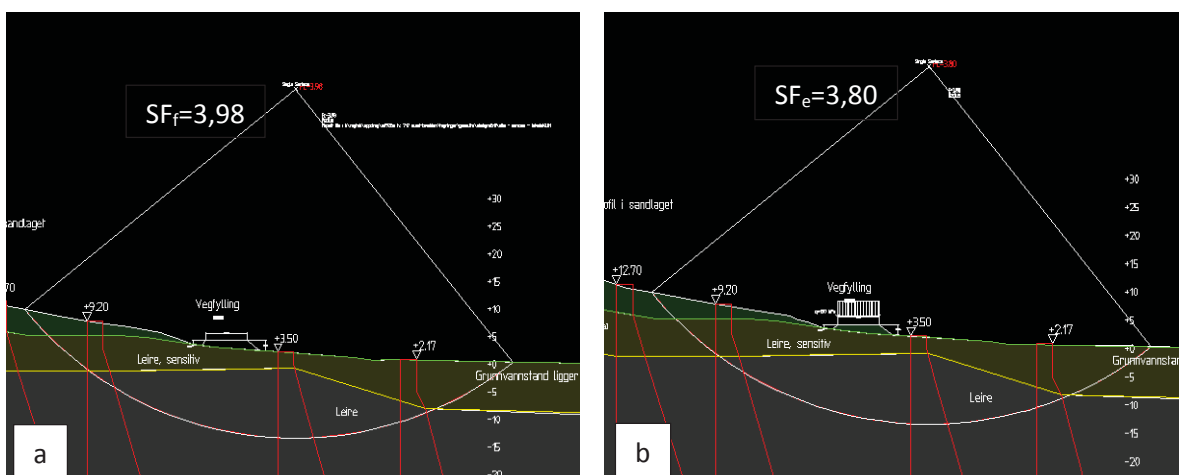
For å ha en følelse på stabilitetstilstand av skråningen kjørte jeg stabilitetsanalyser for hele skråningen (og kontrollerte for sirkulær og sammensatte skjærflater). Kritisk glideflate før vegfyllingen har sikkerhetsfaktor (SF) på 1,11. Og glideflaten ligger til venstre for vegen (Se figuren nedenfor).



Figur 1: Områdestabilitet

Lokalstabilitet

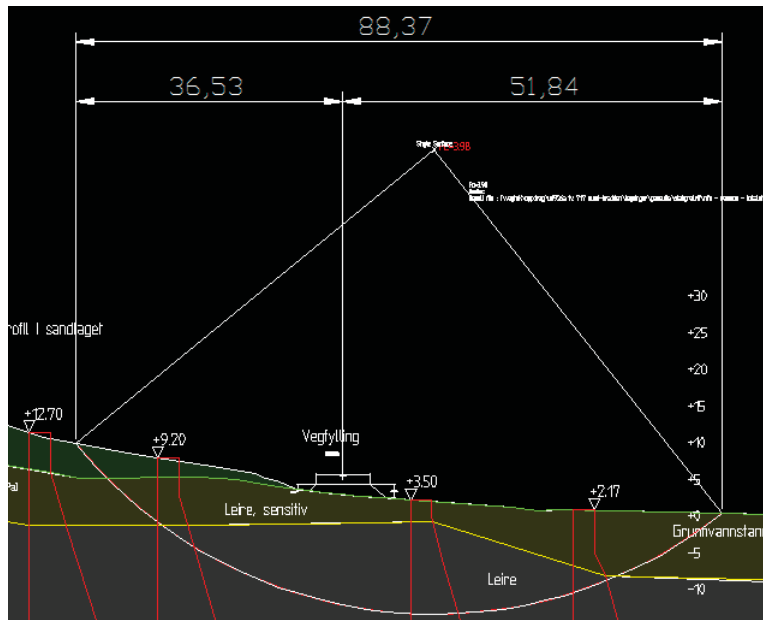
For å etablere en påvirkningssone rundt vegen (området som kan få en betydelig påvirkning av tiltaket), avgrenset jeg søkeområdet rundt fyllingen. Dette måtte gjøres med Radius/Punkt søke-metoder i GS-Stabilitet. Dette involverte en prøve- og feile prosedyre. Glideflaten som ga mindre forverring enn 5% er påvist nedenfor. Før vegbygging $SF_f = 3,98$ (Figur 2a) og etter vegbygging $SF_e = 3,80$ (Figur 2b). (Det finnes litt ulike måter å regne en prosentvis endring. F.eks. $(1 - SF_e / SF_f) * 100 =$ eller $(SF_f / SF_e - 1) * 100$. Det første gir 4,5% og den andre 4,7%. Derfor kan forverringen tilnærmes 5%)



Figur 2: Lokalstabilitet med forverring i SF ca. 5%. (a) Før vegbygging og (b) Etter vegbygging

Grensen for lokalstabilitet

De to glideflatene påvist i Figur 2 har samme senterpunkt (291,75, 51,17) og radius på 63,3. I følge analysene i figur 2 blir utstrekningen for lokalstabiliteten 89 m (Venstre- og høyrepunktene ligger henholdsvis 37 m og 52 fra veg senterlinjen se Figur 3)



Figur 3: Utstrekningen for lokalstabilitet

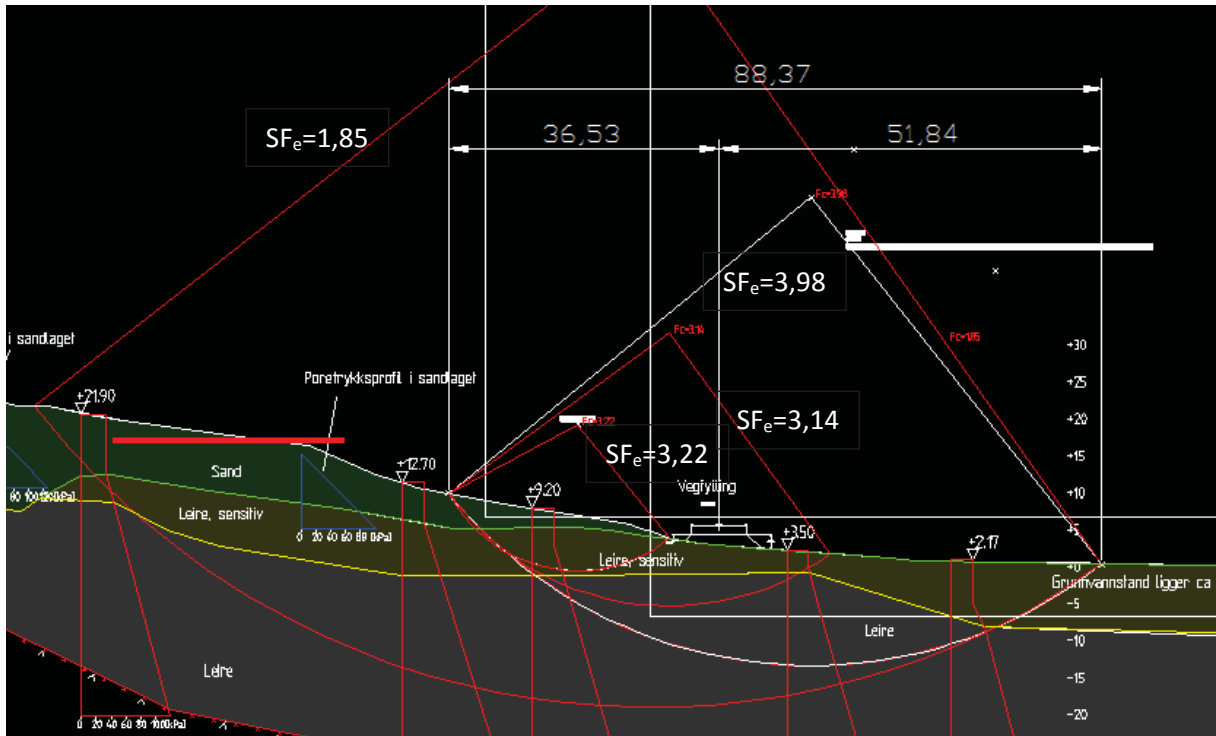
Kontroll på grensepunktene

Jeg har prøvd å kontrollere at det ikke finnes noen glideflate (innenfor sonen påvist i figur 3) som får forverring mer enn 5%. Dette er utført på en enkel måte, finne kritiske glideflater som går gjennom høyre og venstre punkt av grensen (et stort søkeområde er valgt med ett punkt der alle glideflatene må gå gjennom). Dette er gjort ved å spesifisere venstre og høyre endepunkter med separate analyser. Resultatene er gitt for de to tilfellene, dvs. før vegbygging (Figur 4) og etter vegbygging (Figur 5).

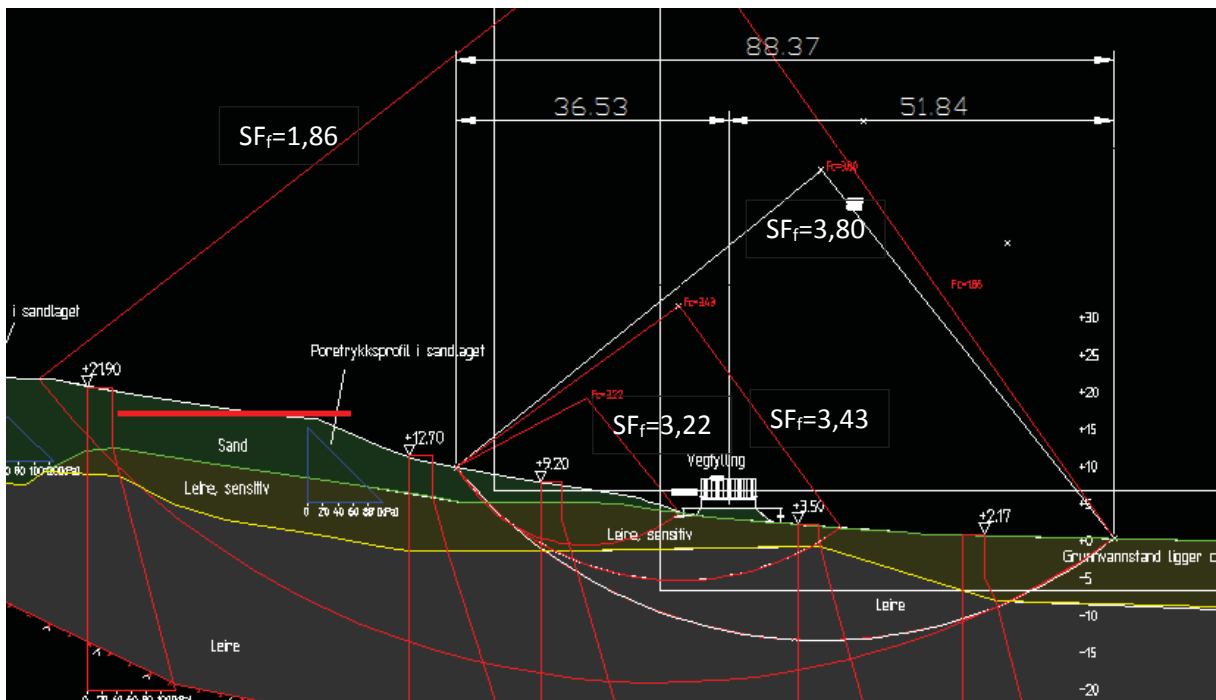
Før vegbyggingen hadde kritiske glideflater som går gjennom venstre punkt $SF_f = 3,14$. Etter vegbygging kan man se på effekten på to måter, dvs. ved å beholde samme glideflate eller ved å finne igjen en kritisk glideflate. Det første ga $SF_e = 3,43$, dvs. en forbedring. Dette er forventet siden tiltaket gir en stabiliserende effekt. Den andre måte ga $SF_e = 3,22$. Forverringen var ca. 2,5%.

Kritiske glideflater som går gjennom venstre punkt hadde $SF_f = 1,85$ (Figur 2a) og etter vegbygging $SF_e = 1,86$. Her var det også en liten forbedring som forventet.

Poenget ved å kontrollere med de to grensepunktene er for å være sikker på at endringene i SF for alle glideflater innfor grenseområdet er mindre enn 5%.



Figur 4: Kontroll på venstre og høyre endepunkter av grensen (før vegbygging)



Figur 5: Kontroll på venstre og høyre endepunkter av grensen (etter vegbygging)

Dette eksemplet var ikke spesielt tilpasset til det som er omtalt nedenfor. Men her er noen ting å tenke på.

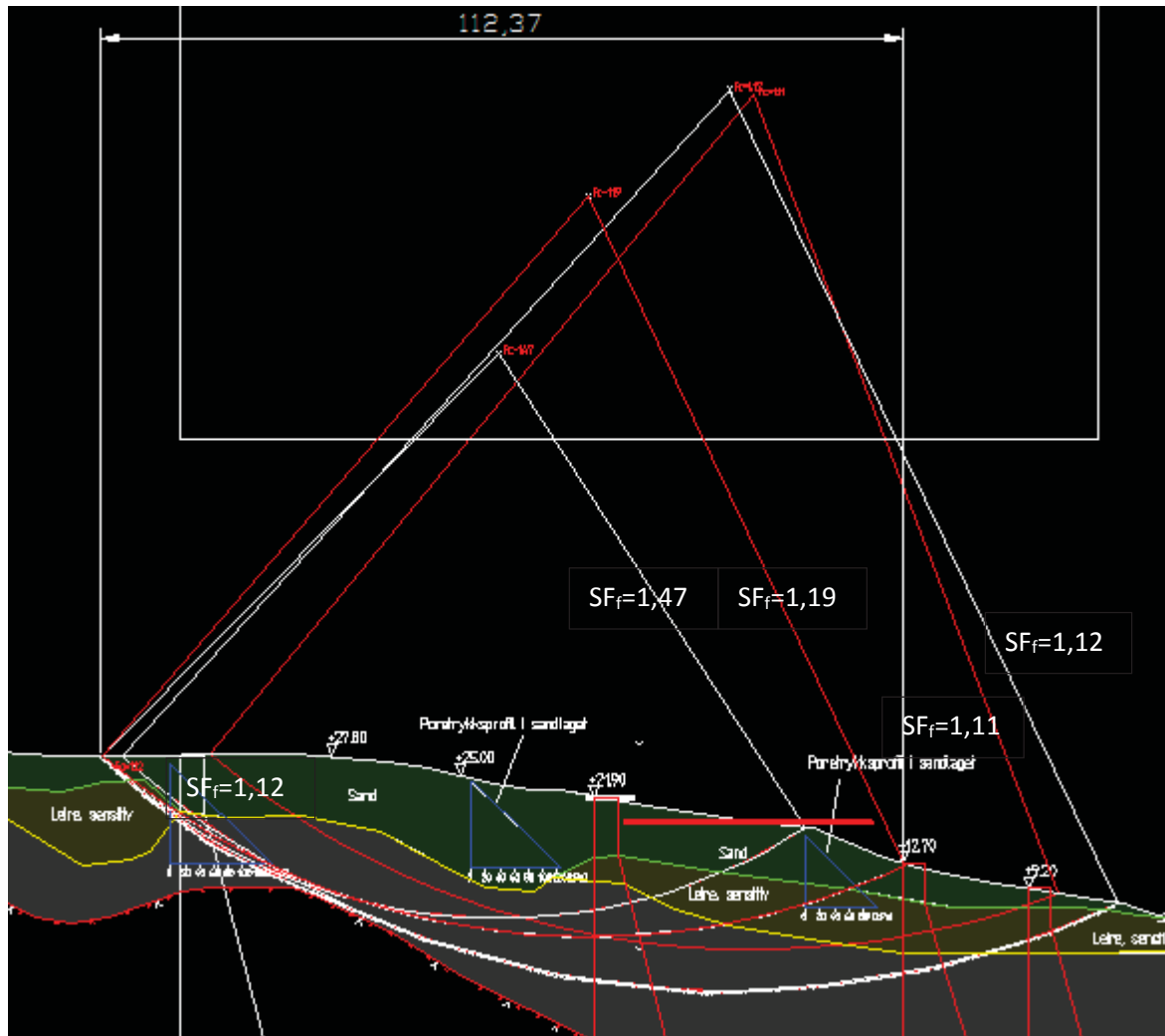
En kritisk glideflate kan flytte seg avhengig av et tiltak. Når vi snakker om en forverring (forbedring) sammenligner vi to glideflater. Da er det viktig å være nøyaktig på hva som skal sammenlignes

- a) Kritisk glideflate før tiltaket vs. kritisk glideflate etter tiltaket (disse to kan havne på forskjellige steder og dermed tyder på ulike grensesoner).
- b) Kritisk glideflate før tiltaket vs. samme glideflate etter tiltaket
- c) Kritisk glideflate etter tiltaket vs. samme glideflate før tiltak
- d) Å kontrollere for de ovennevnte tilfellene samtidig, kritisk glideflate før tiltaket skal sammenlignes med både samme glideflate etter tiltaket og med den kritiske glideflaten etter tiltaket og i begge tilfeller må forverringen være mindre enn 5 % og grensen for lokalstabilitet må inkludere begge tilfeller.

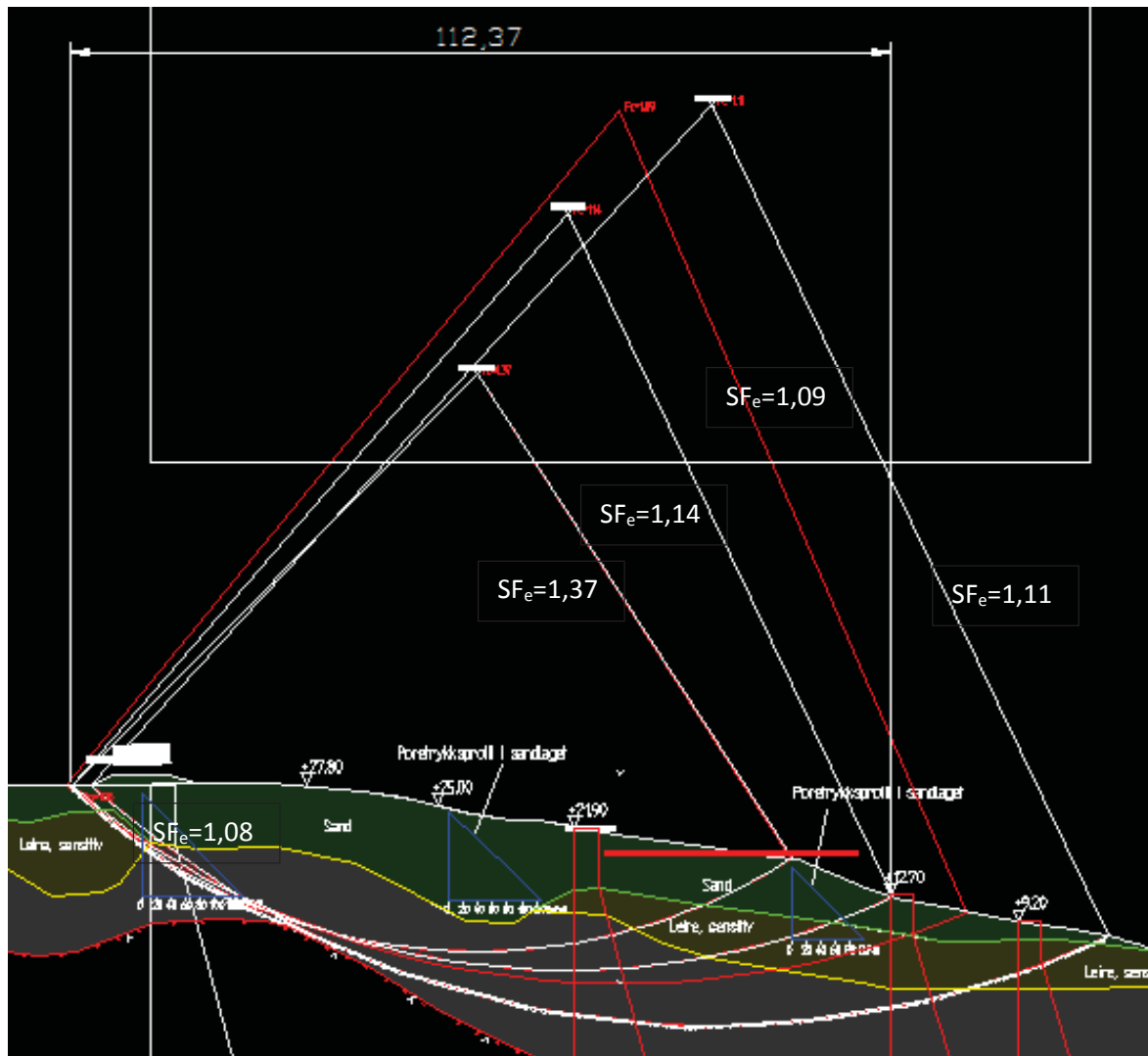
Vegbygging på toppen av skråningen

Jeg luret på hvordan det ville bli hvis vegen skulle bygges på toppen av skråningen. Jeg antok samme tiltak men bare flyttet vegen til toppen av skråningen. Tilsvarende resultater er gitt i figur 6 og 7.

Som påvist i Figur 1 er sikkerhetsfaktoren for en globalanalyse 1,11 før vegbygging og den ble 1,08 med en sammensatt glidflate og 1,09 med en sirkulær glideflate (selv om lite posisjon av de kritiske glideflatene endret seg avhengig av tiltaket). De andre tre glidflater er valgt slik at de har samme posisjon før og etter tiltaket. Grensen for lokalstabilitet er 113 m. Ved grensen gikk sikkerhetsfaktoren ned til 1,14 fra 1,19.



Figur 6: Stabilitetsforholdet før vegbygging på toppen av skråningen



Figur 7: Stabilitetsforholdet etter vegbygging på toppen av skråningen

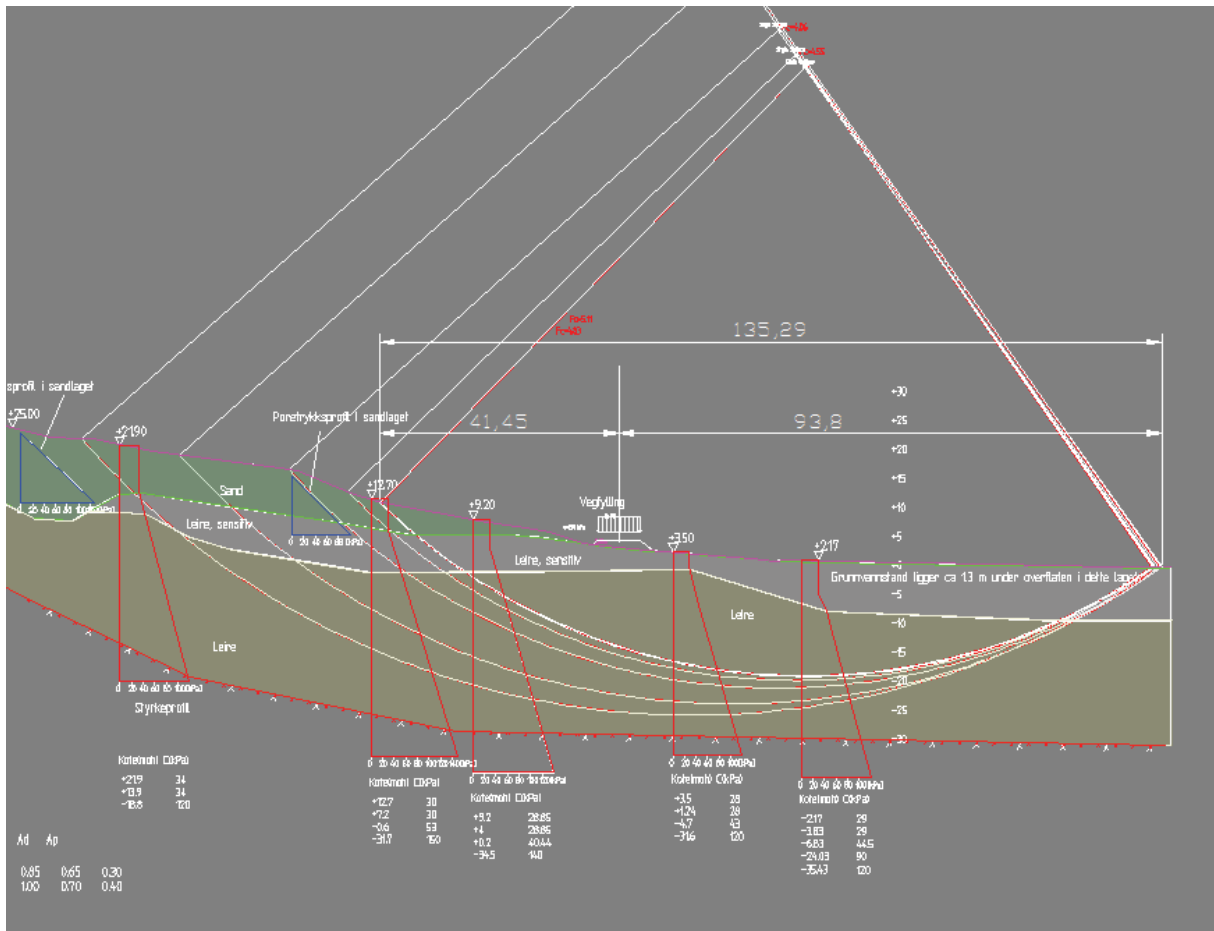
Grensedragning lokal- og områdestabilitet

Det er etter oppdrag fra Vegdirektoratet beregnet grensen mellom lokal- og områdestabilitet ved å sammenligne materialfaktor for et antall glideflater med og uten det prosjekterte tiltaket. Grensen for lokalstabilitet er beregnet basert på 5% forverring.

Beregningene er gjort i Geosuite med beregningsmetode Beast 2003 og beregningsstrategi Radius. Analysen er utført ved å starte med store glideflater og redusere til grensen på 5% forverring er oppnådd.

Resultater

- Avgrensing til venstre for senterlinjen: 41,45 m
- Avgrensing til høyre for senterlinjen: 93,80 m
- Beregnet materialfaktor før tiltak: 5,11
- Beregnet materialfaktor etter tiltak: 4,83
- Reduksjon av sikkerhetsfaktor: 5,49%

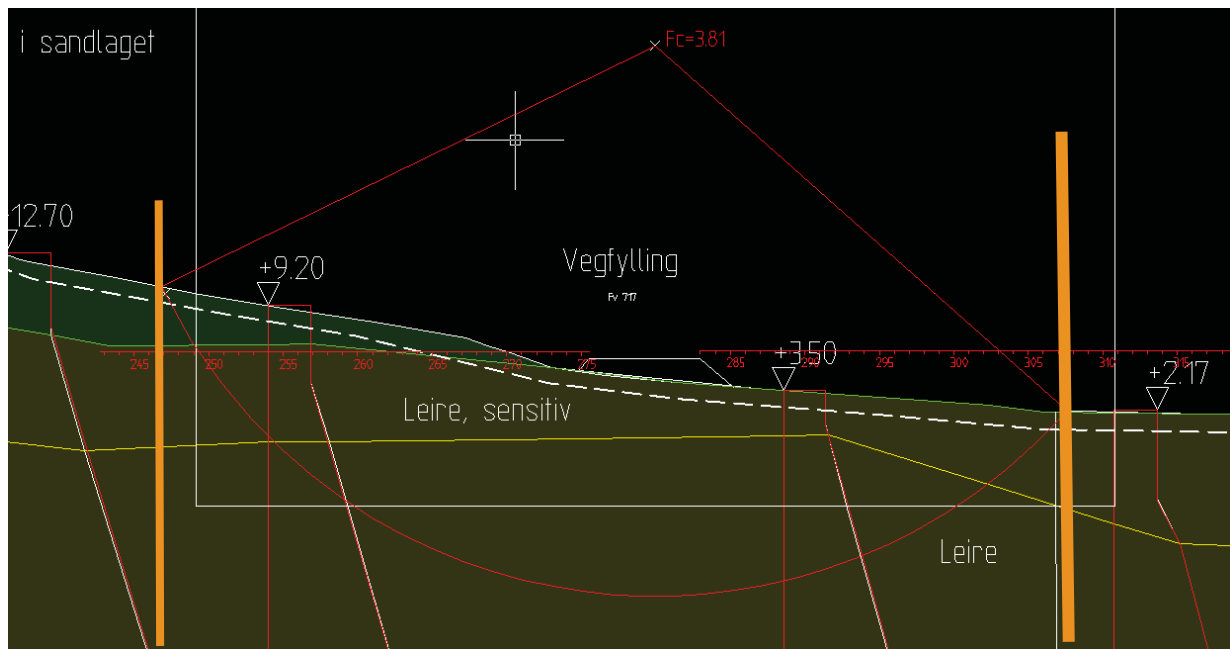


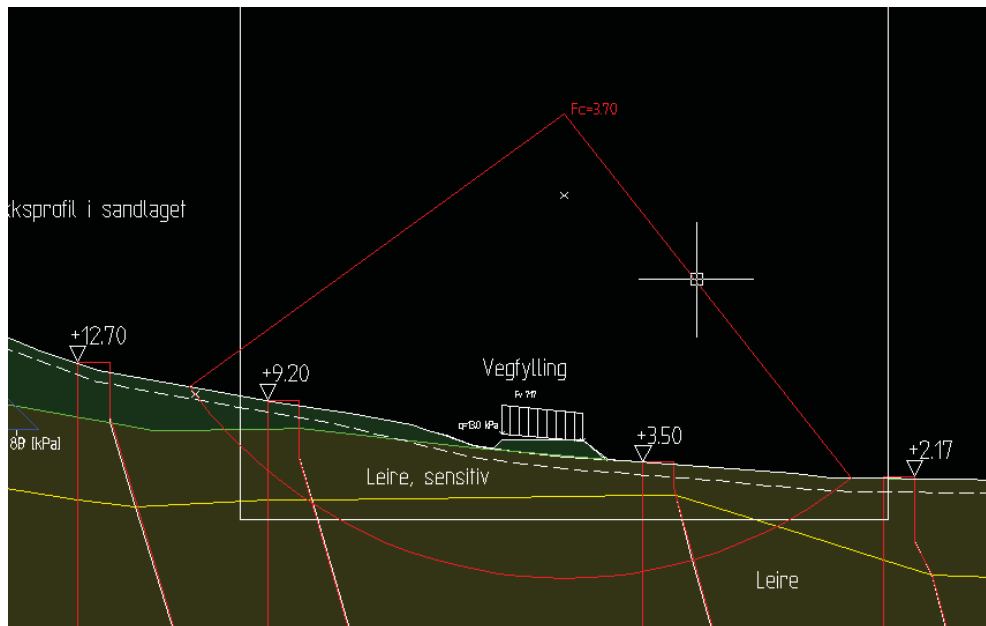
Grensedragning lokal og områdestabilitet

Bruker calculation strategy: points.

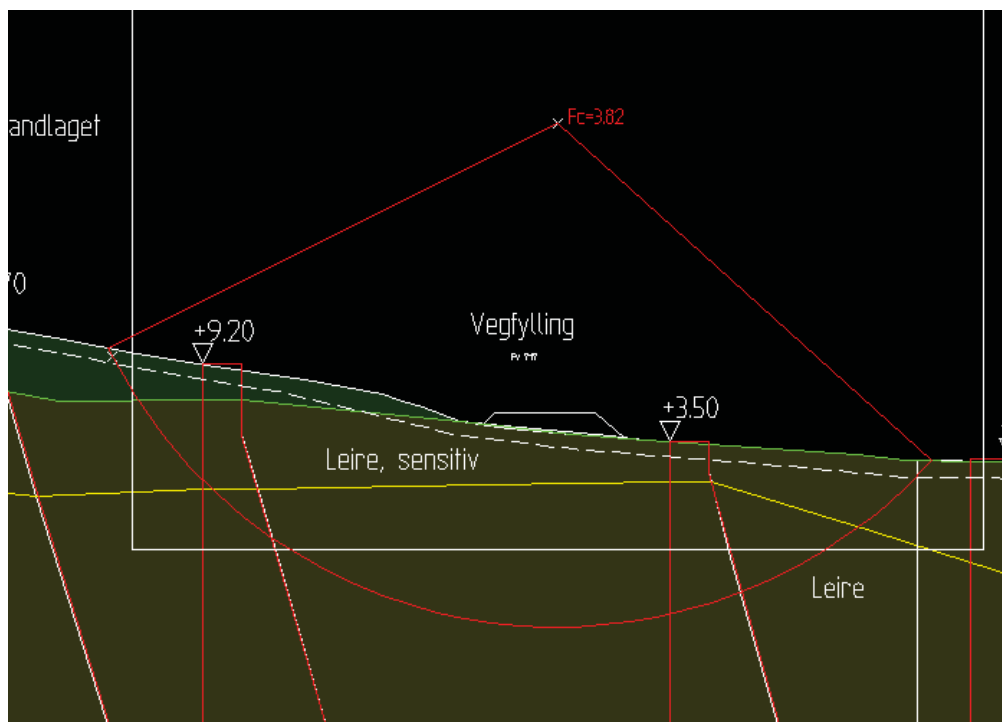
Lager flere punkt på oversiden av fylling hvor jeg tror fyllingen vil forverre materialfaktor til skråningen. Tvinger skjærflate til profil uten fylling til å gå gjennom restrict shear surface (se figur 2). Prøver så å finne det punktet hvor fylling gir 5% forverring av situasjon. Punkt på figurene gir 3% forverring. Når jeg flytter punktet litt mot venstre får jeg samme materialfaktor for plott med og uten fylling. Tror derfor at grensen lokal/områdestabilitet dermed ligger ved området skissert av skjærflate i figur 1.

Områdegrensen vil dermed ligge 28 meter ut fra overside av veggen (fra vegskulder), og 24m fra vegskulder på nedside av veggen.

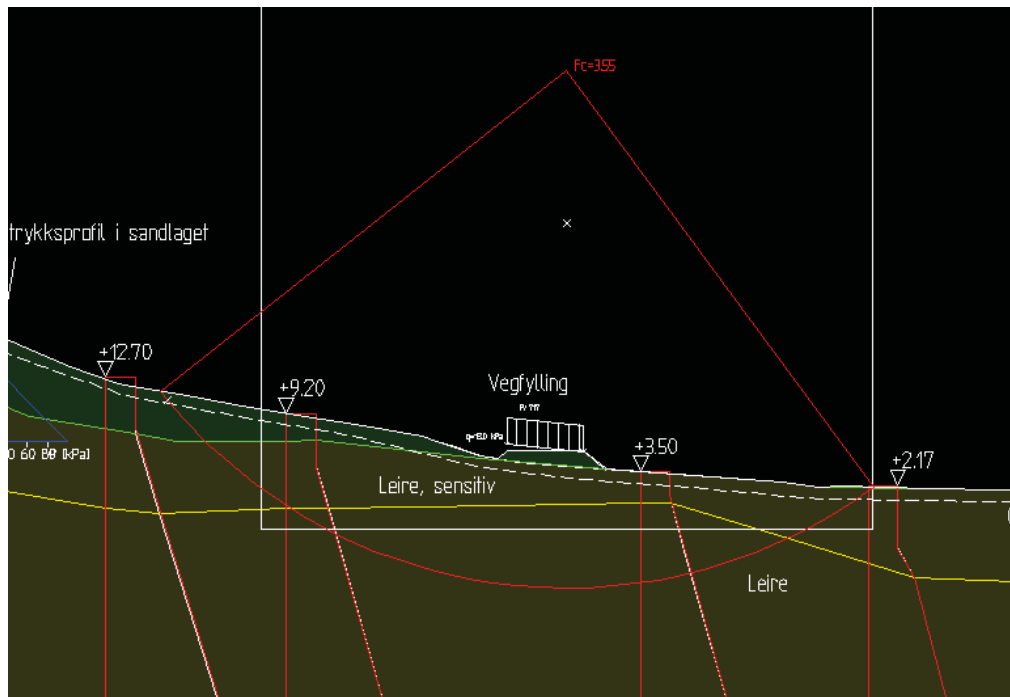




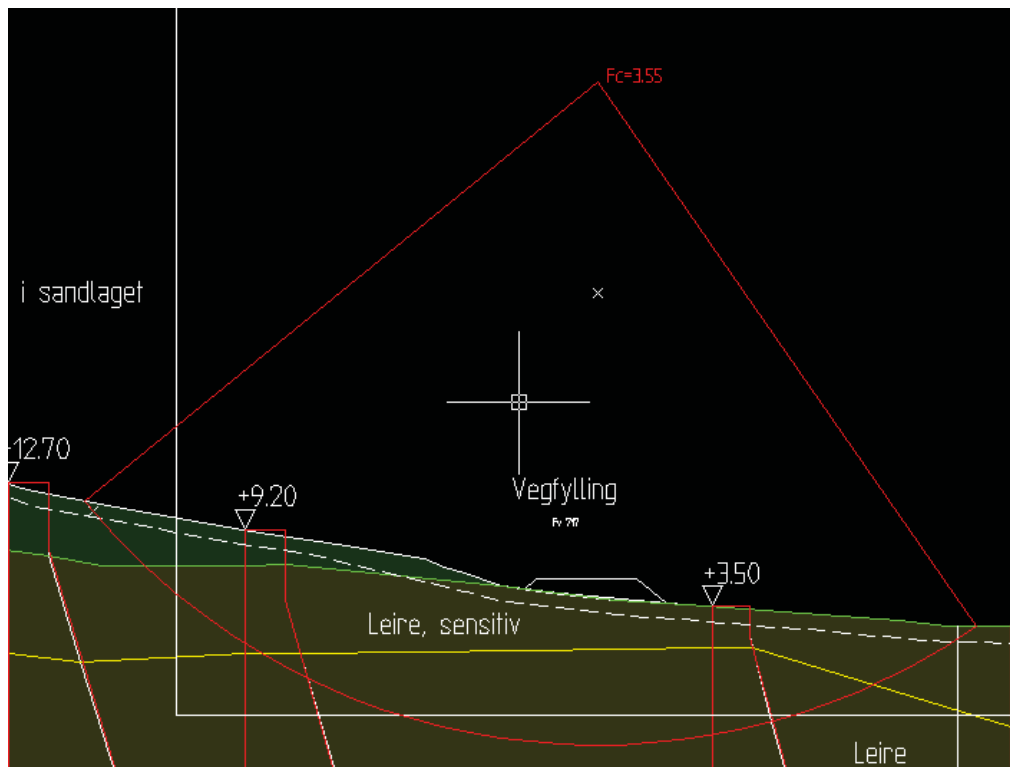
Figur 1: med fylling



Figur 2: uten fylling



Figur 3: med fylling



Figur 4: uten fylling

Notat om grensedragning lokal – områdestabilitet.

Forutsetninger:

- Sendte *.dwg filen manglet en del eksterne referanse tegninger, og derfor er filen brukt som bakgrunn tegning. Dette vil si at det kan komme små forskjeller ift geometrien på de forskjellige lagene samt grunnvannstanden.
- Grunnvannsstanden(GW) er beskrevet å ligge 1,3m under overflaten i det sensitive leirelaget. I tillegg er det gitt poretrykksprofiler for sandlaget. Når GW er tegnet kun for sensitiv leirelaget på høyre siden av profilen, viser det seg at GW linjen blir forlenget til venstre siden av profilen, også hvor sand laget ligger ovenpå sensitiv leire laget. Det forventes at dette ikke påvirker beregningsresultatene.
- Selve vegfyllingen som er presentert på oversendte beregning forårsaket ikke forverring ift områdestabilitet. Egentlig har denne vegfyllingen stabiliserende effekt. Derfor er belastning fra vegfyllingen flyttet og stabilitet er beregnet på forskjellige plassering av vegfyllingen.
- Prosjektert tiltak er modellert å gi belastninger:
 1. Traffikk belastning = 13kPa
 2. Vegfylling = 30kPa
- Ovennevnte belastninger ble flyttet mot venstre i profilen slik at de gir pådrivende kraft i stabilitetsberegningen, og er da prøvd å finne grensen hvor dette gir 5% forverring av den originale sikkerhetsfaktoren.

Diskusjon om resultater:

- De presenterte sirkulære glideflater ga minste sikkerhetsfaktorer. Glideflater som går i det sensitive leirelaget ble også sjekket men disse ga høye sikkerhetsfaktorer.
- Grensen for 5% forverring av sikkerhetsfaktoren er avhengig av belastningen fra prosjektert tiltak. For eksemplet kunne grensen være annerledes om man skulle bruke 40kPa som belastning fra vegfyllingen, også området for lokalstabilitet blir mindre.
- Stabilitet for profilen er beregnet uten prosjektert tiltak og beregnet sikkerhetsfaktor er, $FS = 1,18$, som er presentert på fig.1. Derfor gir forverring av 5% på sikkerhetsfaktoren, $FS = 1,12$. Grensen for å ikke forårsake forverring av 5% på områdesikkerhetsfaktor er presentert på fig. 4, hvor det vises belastninger er plassert ved 160–170m til høyre for profilen.
- Andre beregninger er også presentert på fig.2 og fig. 3. Fig.2 viser stabilitetsberegning med prosjektert tiltak, mens fig.3 viser stabilitetsberegning for en plassering av belastning, 170–180m høyre av profilen. Dette

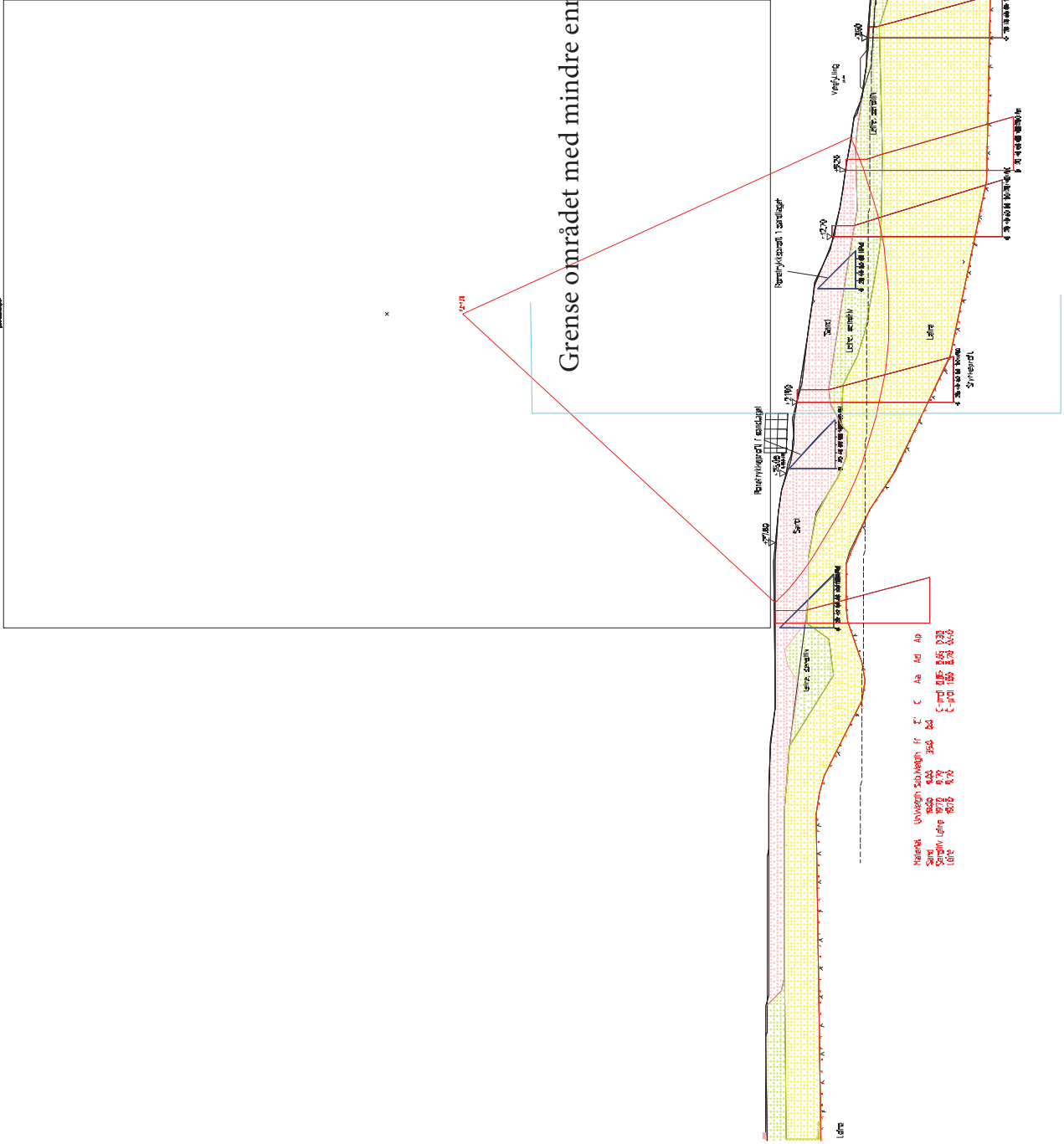


Fig.4 Profil med prosjektert tiltak - Vegfylling plassering på 170-180m



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

