



Jernbaneverket



Statens vegvesen

Naturfareprosjektet: Kvikkleireworkshop En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

Teknologidagene, Trondheim, 2012

33
2012



R
A
P
P
O
R
T

Naturfareprosjektet: Kvikkleireworkshop

En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

Rapport nr. 33-12

Kvikkleirerapport, Teknologidagene-2012

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket

Redaktør: Vikas Thakur, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Forelesere: Frode Oset, Arnfinn Emdal, Claes Alén, Maj Gøril G. Bæverfjord, Einar Lyche, Hans Petter Jostad, Inger-Lise Solberg, Vikas Thakur, Tonje E Helle

Opplag: P.O.D.

ISSN: 1501-2832

ISBN: 978-82-410-0821-4

Forsidefoto: Forsidebildet er fra Lyngenskredet i 2010. Bildet er tatt av Frode Oset v/Vegdirektoratet på en befarig 28. september 2010, altså en stund etter skredet.

Sammendrag: Kvikkleireworkshop – *en nasjonal satsning på sikkerhet i kvikkleireområder* ble arrangert av Statens vegvesen den 10.-11.oktober 2012 i Trondheim. Denne workshopen var en del av *delprosjekt Kvikkleire* i Etatsprogrammet NATURFARE - infrastruktur, flom og skred (NIFS) (2012-2015). NIFS er et samarbeidsprosjekt mellom Norges vassdrags -og energidirektorat (NVE), Jernbaneverket (JBV) og Statens vegvesen (SVV). Kvikkleireworkshopen handlet om følgende tema: sikkerhetsfilosofi, prosentvisforbedring, områdestabilitet, utbredelse, sannsynlighetsanalyser, progressiv brudd modellering og stabilisering av sensitive leirer. Bidragene til kvikkleireworkshopen er samlet og presentert i denne rapporten.

Emneord: Kvikkleire, sikkerhetsfilosofi, regelverk, skåningsstabilitet, skred, NIFS.



Statens vegvesen

Kvikkleire

En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

Teknologidagene 2012, 8.-11.oktober

Clarion Hotel & Congress Trondheim

PROGRAM 10. og 11. oktober

Møterom: Cosmos 1A+B

Onsdag 10. oktober 2012

1300 – 1400 Lunsj

Møteleder: Per Olav Berg, Seksjonsleder – Berg og geoteknikk, Statens vegvesen (SVV), Region midt

Tid: 1400-1800

1400 - 1410	Åpning	Per Olav Berg, SVV Region midt
1410 - 1420	Delprosjekt Kvikkleire	Vikas Thakur, Vegdirektoratet

Tema: Sikkerhetsfilosofi

1420 - 1450	Kvikkleireproblematikk	Frode Oset, Vegdirektoratet
1450 - 1520	Tema «Sikkerhetsprinsipp»	Arnfinn Emdal, NTNU
1520 - 1550	Pause	
1550 - 1620	Säkerheten för befintliga slänter	Claes Alén, Chalmers, Sverige
1620 - 1650	Hvordan og hvorfor gjøre pålitelighetsanalyser i skråningsstabilitet	Maj Gøril G. Bæverfjord, SINTEF
1650 - 1800	Plenum-1: Sikkerhetsfilosofi	Diskusjonsleder: Frode Oset
1650 - 1700	Skråningsstabilitet i bløt og kvikk leire – sikkerhetsfilosofi for prosjektering og utførelse	Arnstein Watn, SINTEF
1700 - 1710	Valg av inputparametre for stabilitetsbestemmelser	Rolf Sandven, Multiconsult
1710 - 1720	Spørsmål/diskusjon	
1720 - 1730	Stabilitetsvurderinger i naturlige skråninger i Kvikkleire - noen innspill til krav til materialfaktor og hensyntagen til sprøbrudd	Kjell Karlsrud, NGI
1730 - 1740	Sikkerhetsfilosofi	Arnfinn Emdal, NTNU
1740 - 1750	Spørsmål/diskusjon	
1750 - 1755	Oppsummering Plenum-1	Frode Oset, Vegdirektoratet
1755 - 1800	Oppsummering fra dagen	Per Olav Berg, SVV Region midt



Statens vegvesen

Torsdag 11. oktober 2012

Møteleder: Roald Aabøe, Seksjonsleder – Geoteknikk og skred, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Tid: 0830-1300

Tema: Brudd og stabiliseringstiltak

0830 - 0840	Kort orientering	Bjørn K Dolva, Vegdirektoratet
0840 - 0920	Kvikkleireskredet ved Esp i Byneset i 2012	Einar Lyche, NVE
0920 - 1000	Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire	Hans Petter Jostad, NGI
1000 - 1015	Pause	
1015 - 1040	Resistivitetsmålinger i kvikkleire, eksempler fra strandsonen langs Botn i Rissa	Inger-Lise Solberg, NGU
1040 - 1105	Utbredelse av kvikkleireras	Vikas Thakur, Vegdirektoratet
1105 - 1130	Saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire	Tonje Eide Helle, Vegdirektoratet
1130 - 1150	Pause	
1150 - 1250	Plenum-2: Grunnundersøkelsesdatabase	Diskusjonsleder: Arnfinn Emdal
1150 - 1200	GrunnLag	Kristian Aunas, Vegdirektoratet
1200 - 1210	Rapportdatabase	Delia Welle Kejo, NVE
1210 - 1220	Erfaring fra grunnundersøkelsesdataben	Magnus Rømoen, NGI
1220 - 1230	NGUs utviklingsarbeid med Nasjonal grunnboringsdatabase	Inger-Lise Solberg, NGU
1230 - 1240	Database-offshore geoteknikk	Jan Ove Busklein, SINTEF
1240 - 1250	Oppsummering- Plenum 2	Arnfinn Emdal, NTNU
1250 - 1300	Oppsummering- Kvikkleireworkshopen	Roald Aabøe, Vegdirektoratet
1300 – 1400	Lunsj	

Innholdsfortegnelse

Nr.	Artikkel	Forfatter	Sider
P1	Kvikkleireproblematik	<i>Frode Oset, Vegdirektoratet</i>	9
P2	SINTEF rapport SBF IN F10412 - Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder	<i>Martine H. de Vries, SINTEF Gudmund Eiksund, Arnfinn Emdal og Steinar Nordal, NTNU</i>	33
P3	Säkerheten för befintliga slänter	<i>Claes Alén, Chalmers, Sverige</i>	73
P4	Hvordan og hvorfor gjøre pålitelighetsanalyser i skråningsstabilitet	<i>Maj Gøril G. Bæverfjord, SINTEF</i>	87
P5	Kvikkleireskredet ved Esp i Byneset i 2012	<i>Einar Lyche, NVE</i>	107
P6	Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire	<i>Hans Petter Jostad og Petter Fornes, NGI</i>	111
P7	Resistivitetsmålinger i kvikkleire, eksempler fra strandsonen langs Botn i Rissa	<i>Inger-Lise Solberg, NGU</i>	125
P8	Utbredelse av skred i områder med sensitive leirer	<i>Vikas Thakur, Samson A. Degago, Statens vegvesen</i>	139
P9	Saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire	<i>Tonje Eide Helle, Vegdirektoratet Ingelin Gjengedal, Norconsult og Arnfinn Emdal, NTNU</i>	153

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P1

Kvikkleireproblematikk

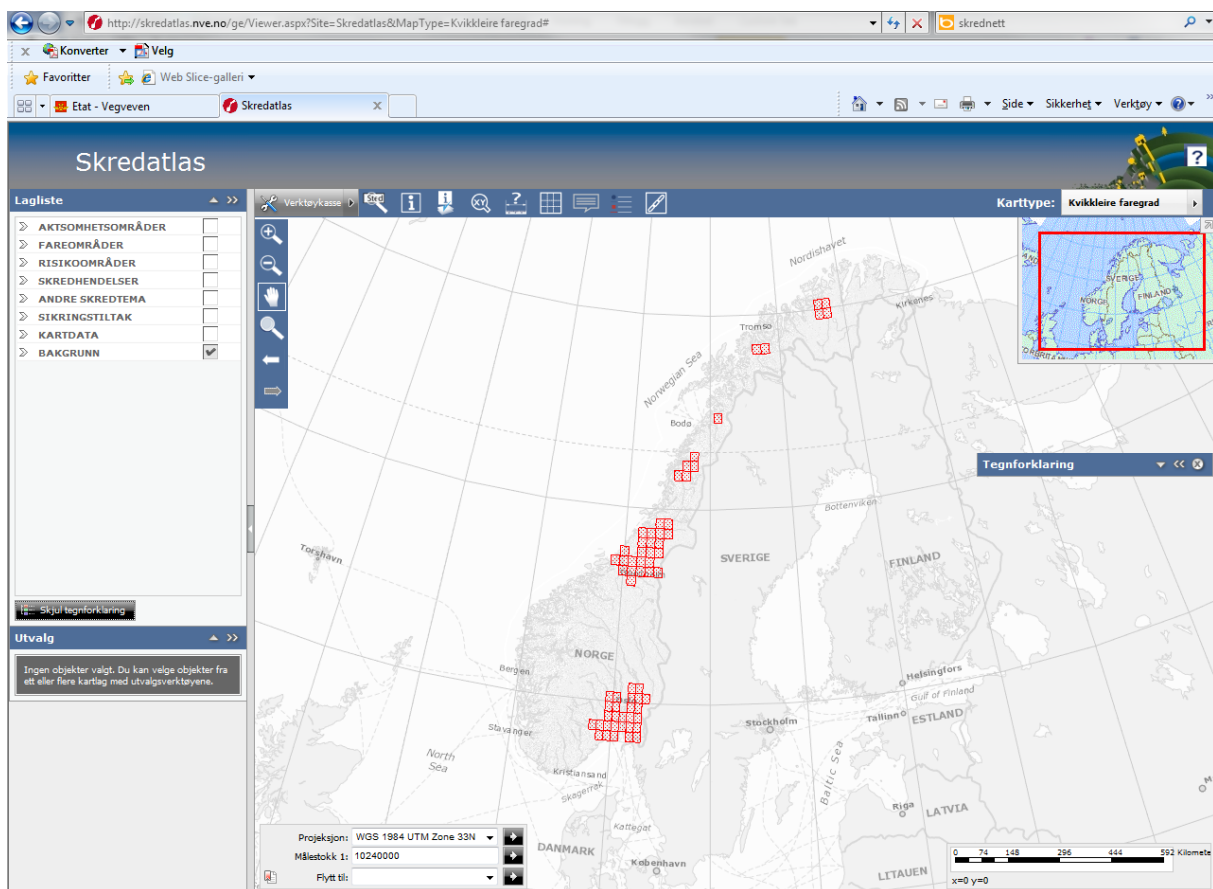
Frode Oset v/Vegdirektoratet

Sikkerhetsfilosofi – Kvikkleireproblematikk

Frode Oset, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, frode.oset@vegvesen.no

Innledning

Kvikkleire har vært kjent og omtalt som en utfordring i forbindelse med prosjektering og bygging av veger siden 1940-tallet. I Veglaboratoriets meddelelse nr 4 fra 1946 er det artikler «om leires kvikkaktighet» og «om leirfallene i Norge og kvikkleirenes betydning». Parallelt med dette finner vi liknende artikler i de første publikasjonene fra Norges Geotekniske Institutt (NGI).



Figur 1. Oversikt skredfarekart for kvikkleire fra skrednett.no

Siden den gang har det vært en utvikling i undersøkelsesmetoder, beregningsverktøy og forståelsen av kvikkleirens materialoppførsel. Regelverket knyttet til prosjektering og bygging har etter hvert også blitt omfattende.

Likevel er det en del områder hvor vi fortsatt må konstatere at det er behov for mer materialkunnskap, og likeledes et behov for videre utvikling av regelverket både for utbygging og for eksisterende infrastruktur og bebyggelse.

For det overordnede hensynet til å kunne avdekke om vi er i berøring med kvikkleire har vi tilstrekkelige metoder og ressurser ved prosjektering og bygging av vegger.

Det finnes skredfarekart (se dekningsområder i figuren nedenfor) som kan brukes sammen med kvartærgeologiske kart og annen tilgjengelig informasjon om grunnforhold i tidlige planfaser og for reguleringsplan.

Dette kan brukes som grunnlag for planlegging av mer detaljerte grunnundersøkelser for tilpasning av veglinje, vurdering av stabilitet og setninger, og fundamentering av konstruksjoner.

Sett i forhold til omfanget av byggevirksomhet i kvikkleireområder er antall hendelser med utglidninger og skred forholdsvis lite. De fleste av hendelsene vi hører om oppstår som følge av menneskelig aktivitet, men vi får iblant også påminnelser om at skred kan utløses av naturlige årsaker. På grunn av potensialet for svært omfattende og alvorlige skader utløst av en liten hendelse, er det viktig å ha fokus på sikkerhet ved bygge- og anleggsaktivitet. Videre er det behov for å vurdere behov for sikringstiltak der hvor naturlige prosesser kan utløse skred. Dette gjelder særlig i forhold til erosjon i vassdrag.

Grunnundersøkelsesmetoder

Grunnundersøkelsene er i stor grad basert på sonderinger i kombinasjon med prøvetaking og en del poretrykkmåling. Sonderingsmetodene har tradisjonelt vært dreietrykk- og totalsonderinger, supplert med vingeboringer. I de senere årene har vi sett en økende bruk av trykksondering (CPTU).

Kombinasjonen av sonderinger og prøvetaking gir erfaringsmessig et godt grunnlag for å vurdere om det finnes kvikkleire i grunnen. Tolkingsmodellene for sonderingene er relativt enkle, og det har vært diskutert om mer følsomme CPTU-sonderinger kan forbedre kartleggingen. Så langt er det ikke klare konklusjoner på dette, men det blir igangsatt et arbeid i regi av Naturfareprosjektet (se vedlegget til artikkelen) for å vurdere og verifisere tolkingsmodeller for detektering av kvikkleire (Naturfareprosjektet er et etatssamarbeid mellom Jernbaneverket, NVE og Statens vegvesen.).

For kartlegging av utstrekning og tykkelse på mulige kvikkleireforekomster er også resistivitetsmålinger lansert som en metode med potensiale til å komplettere de metodene som har vært anvendt fram til nå. Siden tid og ressursbruk ved kartlegging av utstrekningen på kvikkleiresoner er et viktig forhold ved vurdering av områdestabilitet i arealplansammenheng er det forventninger til mulighetene som ligger i bruken av resistivitetsmålinger. Det foreligger en veiledning for bruk av resistivitetsmålinger i potensielle kvikkleireområder (referanse 3).

For bestemmelse av styrkeparametere til stabilitetsberegninger har det i de senere år vært en utvikling med bruk av høykvalitetsprøver (blokkprøver m.v.) og tolkingsmodeller for CPTU-sonderinger basert på korrelasjoner mot data fra blokkprøver (f.eks. referanse 4).

I denne sammenhengen er det flere spørsmål rundt tolking og anvendelse av styrkeparametere for stabilitetsberegninger i kvikkleire som Naturfareprosjektet ønsker å få utredet.

Beregningsmodeller

Det er allment anerkjent at de vanlige prosjekteringsverktøyene for stabilitetsberegning ikke fullt ut er i stand til å modellere bruddoppførselen i kvikkleire. Valget av parameterverdier og krav til sikkerhetsmargin skal ivareta dette sammen med andre relevante usikkerheter som kan påvirke prosjekteringen.

Det pågår forskningsarbeid både ved NTNU og ved NGI som ventes å kunne bidra til en bedre forståelse av forholdet mellom tradisjonelle beregningsmåter og virkelig materialoppførsel.

Regelverk

NBRs veiledning «Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk» fra 1979 (referanse 5) ga en referanseramme for sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering som har vært i bruk helt fram til nå. Vegvesenets håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging (referanse 6) er basert på de samme prinsippene, og innebærer valg av materialfaktor basert på bruddmekanisme og skadekonsekvens. Bruk av prosentvis forbedring er angitt som en unntaksbestemmelse.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 2. Partialfaktorer fra Vegvesenets håndbok 016

Med NVEs retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag (referanse 7) og den nye prosjekteringsstandarden Eurokode 7 (referanse 8) ble begrepet områdestabilitet introdusert, og prinsippet med prosentvis forbedring ble likestilt med absolutt materialfaktor i den sammenhengen.

Gjennom arbeidet i Naturfareprosjektet tas det sikte på å gjennomgå og etablerer et grunnlag for å samordne sikkerhetsprinsippene for områdestabilitet med lokal sikkerhet for prosjekterte anleggstiltak.

Sprøbruddmateriale og mulig skredutbredelse

Sammen med kartlegging av kvikkleiresonenes utstrekning er også potensiell skredutbredelse en viktig del av vurderingene i forhold til områdestabilitet og mulig påvirkning av omgivelsene. I denne sammenheng er leirmassenes egenskaper ved omrøring viktige, sammen med terrengformen (topografien) og hvor dypt de mest sensitive leirmassene ligger.

I NVEs retningslinje er det definert en grense for sprøbruddmateriale som skal vurderes å ha potensiale for skredutvikling tilsvarende kvikkleire. Denne grensen er satt ved omrørt skjærfasthet mindre enn 2,0 kPa og sensitivitet større enn 15. Undersøkelser i den senere tid kan indikere at denne grensen er satt noe konservativt; foreløpige indikasjoner peker mot en mulig justering ned mot omrørt skjærfasthet nærmere 1,0 kPa (referanse 9).

Denne grensen for definisjon av sprøbruddmateriale har betydning for avgrensning av soner med potensiale for skred og tilhørende tiltaksbehov. Tid og ressursbruk til grunnundersøkelser påvirker også framdrift i planprosessen.

I regi av Naturfareprosjektet vil det bli gjennomført forsøksserier og studier av dokumenterte skredtilfeller for å framskaffe en best mulig verifisert grenseverdi for sprøbruddmateriale. Videre er det også ambisjoner om å gjennomgå og videreutvikle foreliggende modeller for potensiell skredutbredelse basert på kriterier knyttet til topografi,

Referanser:

1. Rosenqvist, I. Th. (1946): Om leires kvikkaktighet. Meddelelse nr. 4, Statens vegvesen, Veglaboratoriet.
2. Holmsen, P. (1946): Om leirfallene i Norge og kvikkleirenes betydning. Meddelelse nr. 4, Statens vegvesen, Veglaboratoriet.
3. Solberg, I.-L., Hansen, L., Rønning, J. S. og Dalsegg, E. (2011): Veileder for bruk av resistivitetmålinger i potensielle kvikkleireområder. Versjon 1.0. NGU rapport 2010.048.
4. Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D. A. og Strandvik, S. (2005): CPTU correlations for clays. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japan.
5. Norges Byggstandardiseringsråd (NBR) (1979): Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk. Veiledning for bruk av grensetilstandsmetoden.
6. Statens vegvesen (2010): Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen. Nettutgave: <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
7. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) (2008): Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. NVE retningslinje 1/2008.
8. Standard Norge (2008): Norsk Standard NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
9. Thakur, V., Oset, F., Aabøe R., Berg, P. O., Degago, S., Wiig, T., Lyche, E., Haugen, E. E. D., Sæter, M.-B., Robsrud, A. (2012): A critical appraisal to the definition of brittle clays (Sprøbruddmateriale). Proceedings of the 16th Nordic Geotechnical Meeting (NGM), København, Denmark.

Vedlegg

Etatsprogrammet

NATURFARE – Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS)

Delprosjekt 6: Kvikkleire

Forfatter:

Vikas Thakur, Frode Oset, Tonje Eide Helle:
Toril Wiig, Einar Lyche:
May-Britt Sæter, Arnulf Robsrud:

Statens vegvesen
Norges vassdrags- og energidirektoratet
Jernbaneverket

Kontakt:

Vikas Thakur
Delprosjektleder: kvikkleire
Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Postboks 8142 Dep, 0033 OSLO
E-post Vikas.thakur@vegvesen.no
Mobil: 412 95 717

Innhold

1	Bakgrunn	3
6	Foreslåtte aktiviteter innenfor arbeidspakke (nr. 6) Kvikkleire.....	5
6.1	Definisjon og avgrensing av områdestabilitet	5
6.2	Skredfare og grunnlagsdata	6
6.3	Løsmasseskred i strandsonen.....	8
6.4	Grunnundersøkelsesmetoder for kartlegging av kvikkleire	9
6.5	Beregningsmodeller	10
6.6	Sikkerhetsfilosofi og regelverk	11
6.7	Skredutbredelse og utløpsområder	12
6.8	Stabilisering av kvikkleire	14
7	Andre prosjekter og forslag med samarbeidskarakter.....	15
8	Tentativ tidsplan.....	15
9	Referanser	16

1 Bakgrunn

Etatsprogrammet NATURFARE - Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS) (2012-2015) er et samarbeid mellom prosjektpartnerne Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Jernbaneverket (JBV) og Statens vegvesen (SVV) og forutsettes utført i et tett samarbeid med Norges geologiske undersøkelse (NGU), Meteorologisk institutt, Statens kartverk, universiteter og forskningsinstitusjoner, fylkeskommunene, fylkesmenn og kommunene samt det eksterne fagmiljøet, som konsulentbransjen. Kvikkleire er definert som en egen arbeidspakke i NIFS-prosjektet.

NATURFARE – infrastruktur, skred og flom

Delprosjekt	NVE	JBV	SVV
1 - Naturfarestrategi	Aart Verhage	Trond Børsting	Gordana Petkovic (L)
2 - Krisehåndtering og Beredskap	Kari Øvreid (L)	Trond Sandum	Hein Gabrielsen
3 - Kartlegging, arealbruk og ROS-analyser	Eli Øydvin (L)	Per AntonFevang	Heidi Bjordal
4 - Overvåking og varsling	Rune Engeset (L)	Steinar Myrabø	Halgeir Dahle
5 - Håndtering av flom og vann på avveie	Sverre Husebye	Steinar Myrabø (L)	Kristine Flecha
6 - Kvikkleire	Odd Are Jensen	Arnulf Rotsrud	Vikas Takur (L)
7 - Skred- og flomsikring	Knut Aune Hoseth	Pål Buskum (L)	Heidi Bjordal

Figur 1. Prosjektstruktur NIFS

I dag har vi flere retningslinjer som skal brukes ved utbygging i kvikkleireområder, for eksempel NVEs retningslinjer angående bygging i kvikkleireområder [ref. 1], HB016 fra Statens vegvesen [ref. 2], Jernbaneverkets tekniske regelverk [ref. 3] og ikke minst Eurokode 7 [ref.4]. Disse retningslinjene gir en oversikt over hvordan bygge- og anleggsmiljøet skal utføre geotekniske konstruksjons- og anleggstiltak på en sikker og bærekraftig måte. Men de siste erfaringene viser at det er behov for å granske noe av innholdet i disse retningslinjene og å komme opp med felles retningslinjer for alle etatene. Erfaringer viser også at det byggfaglige miljøet bør få en økt forståelse for de spesielle hensyn som må tas ved prosjektering i kvikkleireområder med fare for skred, slik at vi kan unngå nye kvikkleireskred.

Utbygging i kvikkleireområder har noen aspekter som krever umiddelbar oppmerksomhet:

1. En klar definisjon av områdestabilitet, lokal og total stabilitet og ansvarsområde.

2. Potensiell utbredelse av kvikkleireskred er tolket som en avstand fra skråningsfoten lik 15 ganger skråningshøyde. Denne regelen er erfaringsbasert, og er ikke oppdatert siden 1980-tallet. De mest kjente kvikkleireskredene, Rissa i 1978 og Kattmarka i 2009, viser at dagens rutiner basert på lengde-/høydeforhold ikke alltid stemmer. Det er et behov for å utvikle flere empiriske korrelasjoner, i forskjellige scenarier (inkl. topografi) som er erfaringsbaserte, og også passer til resultater fra de avanserte modelleringene.
3. Det er behov for å lage en veiledning for nødvendig omfang og hvilke grunnundersøkelser som skal benyttes for kartlegging av sprøbruddmateriale. Det vil her bli lagt vekt på å belyse feilkilder ved dagens metoder og erfaringer. I tillegg skal prosjektet videreutvikle dagens tolkingsmodeller for feltundersøkelser.
4. NVEs retningslinjer for utbygging i kvikkleireområder gir en definisjon av sprøbruddmateriale. Denne definisjonen er brukt for kartlegging av kvikk- og sensitive leiresoner. Denne definisjonen mangler et tilstrekkelig faglig grunnlag. Problemstillingen er: Er sensitiv leire like farlig som kvikkleire? Erfaringer viser at definisjonen av sprøbruddmateriale er konservativ, og det er ikke alltid at et initialt brudd i sensitiv leire fører til et stort skred. Det er behov for presisering av definisjonen.
5. Det er i dag definert over 1 750 kvikkleiresoner i Norge, og stadig flere kvikkleiresoner blir funnet. Beliggenheten av faresonene med begrenset informasjon om grunnlaget for klassifiseringen er i dag tilgjengelig gjennom nettstedet www.skrednett.no. Det finnes muligheter for nedlastning av informasjon om sonene, noe som gjør det enklere for kommunene å inkludere sonene i sine arealplaner. All informasjon om kvikkleiresoner som foreligger på www.skrednett.no i dag er statisk informasjon som baserer seg på situasjonen slik den var på det tidspunkt sonen ble kartlagt. Det er videre ingen garanti for at all historisk informasjon om grunnforholdene var tilgjengelig på kartleggingstidspunktet, selv om det brukes mye tid i felt, til samtaler med grunneiere og i gamle arkiver i kommunene i forbindelse med kartleggingsoppgavene. I beredskapssituasjoner er det helt vesentlig at oppdatert informasjon om grunnforhold er lett tilgjengelig, særlig i forhold til vurdering av sikkerhet, men også for at innsatsen og fokus tidlig kan settes inn der behovet er størst. I forbindelse med utvikling av felles innsyns- og utvekslingsplattform må det vurderes om nettportalen www.skrednett.no kan dekke dette behovet i fremtiden, eller om det må utvikles helt nye løsninger.
6. Bygherrer har i dag en stor utfordring når vegger, jernbane eller andre tiltak skal nyanlegges eller oppgraderes i kvikkleireområder. En må kombinere sikkerhetsvurdering av det lokale inngrepet ved vegbyggingen med en sikkerhetsvurdering av områder som strekker seg langt utenfor de fysiske rammene for byggeprosjektet. Spørsmålet er da hvor langt ut fra tiltaket man kan påvirke stabiliteten, og i hvor stor grad dårlig stabilitet i tilstøtende områder kan påvirke tiltaket (eventuelt bygningen, vegen eller jernbanen). Problemstillingen er da om en materialfaktor for en lang skjærflate oppnådd i følge dagens rutiner kan være for konservativ i noen tilfeller. Dette fører til omfattende tiltak og får store økonomiske konsekvenser. Det bør være et mål å utvikle beregningsmodeller og regelverk som ivaretar disse hensynene.

Målsetting:

Samordnede retningslinjer og bedre verktøy for geoteknisk prosjektering i kvikkleireområder

Målgruppe:

Offentlige planmyndigheter, byggherrer, prosjekterende ingeniører og entreprenører

Hovedmål:

Presisering av dagens regelverk og rutiner, en felles databank for kvikkleireskred, bedre og nyere grunnlag for geoteknisk prosjektering og utvikling av praksisorientert beregningsverktøy

6 Foreslåtte aktiviteter innenfor arbeidspakke (nr. 6) Kvikkleire

Denne arbeidspakken er delt i åtte forskjellige aktiviteter, som:

Aktivitet	Navn	Effekt mål
Aktivitet 6.1	Definisjon og avgrensning av områdestabilitet	Omforente definisjoner og avgrensninger innarbeidet i etatenes retningslinjer.
Aktivitet 6.2	Skredfare og grunnlagsdata	Utvikle en web-basert løsning (www.skrednett.no) der alle tiltakshavere og myndigheter til enhver tid har oppdatert informasjon om grunnforhold og kvikkleiresoner med utredninger og farevurderinger.
Aktivitet 6.3	Løsmasseskred i strandsonen	Gjøre tilgjengelig oppdatert skredrelatert informasjon til alle tiltakshavere, prosjekterende, offentlige myndigheter og kommuner.
Aktivitet 6.4	Grunnundersøkellesmetoder for kartlegging av kvikkleire	Omforente tolkingsmodeller for detektering av sprøbruddmateriale fra de anvendte undersøkelsesmetodene.
Aktivitet 6.5	Beregningsmodeller	Beskrive hvordan beregningsmodeller skal håndtere og ta hensyn til faktiske bruddforløp i kvikkleire og sprøbruddmaterialer.
Aktivitet 6.6	Sikkerhetsfilosofi og regelverk	Samordne etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor tema som områdestabilitet og lokal sikkerhet for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire eller sprøbruddmateriale.
Aktivitet 6.7	Skredutbredelse og utløpsområder	Videreutvikle empiriske verktøy for modellering av mulig skredutbredelse og utløpsdistanser. Verifisere og revidere definisjon av sprøbruddmateriale.
Aktivitet 6.8	Stabilisering av kvikkleire	Videreutvikle metoder for stabilisering av kvikkleire der tradisjonelle arbeidsmetoder kan medføre reduksjon av stabilitet i anleggsfasen og i områder der det ikke er mulig eller ønskelig å utføre topografiske endringer.

6.1 Definisjon og avgrensning av områdestabilitet

Det er ønskelig med tydelig definisjon og avgrensninger angående begrepet områdestabilitet. Utbredelsesområder for kvikkleire må dokumenteres. Nå når krav til sikkerhet er flyttet til Tek, kan dette begrense saksbehandlernes muligheter for å benytte faglig skjønn, noe som kan være uheldig.

Det er vanskelig å avgrense influensområder, hvor store områder som skal inkluderes og når skal vi stoppe.

Et spørsmål som bør gjennomgås er det juridiske ansvaret for utbygger, grunneiere m.v. Hvor langt utenfor tiltakets influensområde og egen eiendom skal utbygger pålegges å undersøke grunnforhold og ta ansvar for stabilitet? Jo lenger ut fra tiltakets mulige påvirkning, jo tydeligere bør referansen være. Omfang av grunnundersøkelser for vurdering av områdestabilitet (utstrekning og detaljering) vil være styrt av forholdene berørt ovenfor, samt hva man vet om eller avdekker av grunnforhold. Videre vil potensiell skredutbredelse være et element i vurderingen.

Utgangspunktet er at lokal stabilitet ved tiltaket og faren for at et lokalt brudd skal bre seg utover og berøre et større område skal være vurdert. Det motsatte må også berøres; hva er faren for, og evt. konsekvensen av, at tiltaket eller eiendommen påvirkes av et skred utløst et annet sted? I forhold til dette siste spørsmålet kan det være behov for å veie ulike risikoer opp mot hverandre, for eksempel ved utbygging av gang-/sykkelveier. Jfr. også generell beskrivelse av arbeidsgang i NVEs retningslinjer. Eksempler som belyser problemstillingen bør beskrives, både fra samferdselsprosjekter og fra større og mindre byggeprosjekter av annen karakter.

Målsetting:

Omforente definisjoner og avgrensninger innarbeidet i etatenes retningslinjer

Oppgaver:

Utarbeide omforente definisjoner og avgrensninger, og innarbeide disse i etatenes retningslinjer, veiledere og håndbøker. Aktiviteten er til nytte for alle prosjekterende og tiltakshavere, og danner grunnlag for mulig revisjon av Eurokode 7 for tydeliggjøring av dette temaet i standarden.

Hovedmål:

1. Utarbeide forslag til definisjon med tydeliggjøring av forskjellen mellom lokal- og områdestabilitet. Utarbeide eksempler på områdeavgrensning som må ligge til grunn for planlegging/utførelse av grunnundersøkelser og stabilitetsanalyser.
2. Involvere inviterte fagfolk for innspill, workshops etc.
3. Konklusjon og innarbeiding i retningslinjer.

6.2 Skredfare og grunnlagsdata

Det ønskes en web-basert løsning som gir alle tiltakshavere og myndigheter til enhver tid oppdatert informasjon om grunnforhold og kvikkleiresoner med utredninger og farevurderinger. Det har pågått en regional kartlegging av større forekomster med potensielt skredfarlig kvikkleire i Norge siden Rissa-raset i 1978. Ansvaret for videreføringen av denne kartleggingen ligger nå hos NVE, etter at etaten fra januar 2009 fikk ansvaret for å ivareta det statlige forvaltningsansvaret for forebygging av skredulykker.

Større områder hvor det er påvist eller antas å være kvikkleire, og som tilfredsstiller de topografiske kriteriene som er satt for den regionale kartleggingen [ref. 5 og 6], er avmerket som faresoner. Faresonene er klassifisert etter faregrad og konsekvensklasse, noe som gir grunnlag for

risikoklassifisering av sonene. Beliggenheten av faresonene, med begrenset informasjon om grunnlaget for klassifiseringen, er i dag tilgjengelig gjennom nettstedet www.skrednett.no. Det finnes muligheter for nedlasting av informasjon om sonene, noe som gjør det enklere for kommunene å inkludere sonene i sine arealplaner. Det er i dag definert over 1 750 kvikkleiresoner i Norge.

All informasjon om kvikkleiresoner som foreligger på skrednett i dag er statisk informasjon som baserer seg på situasjonen slik den var på det tidspunkt sonen ble kartlagt. Det er videre ingen garanti for at all historisk informasjon om grunnforholdene var tilgjengelig på kartleggingstidspunktet, selv om det brukes mye tid i felt, til samtaler med grunneiere og i gamle arkiver i kommunene i forbindelse med kartleggingsoppgavene.

I etterkant av den regionale kartleggingen gjennomføres det ofte supplerende undersøkelser og utredninger av sonene. Dette gjøres dels av NVE for de antatt mest utsatte sonene som har havnet i de høyeste risikoklassene, men også av kommunene selv, private utbyggere og andre offentlige etater i forbindelse med arealplanlegging og planlegging og gjennomføringen av byggetiltak. Rapporter og resultater fra disse utredningene er så langt ikke forsøkt sammenstilt eller samlet og gjort tilgjengelig for andre. NVE har ved hjelp av konsulent praktisert oppdatering eller ajourføring av kvikkleiresoner, siste gang i 2009. Erfaringen fra ajourføringen i 2009 viste at det var svært vanskelig å få tilgang på oppdatert informasjon om nye og gamle soner, og omfanget av ajourføringen ble derfor mindre enn det som var forventet.

Utbredelsen av og faregraden til kjente kvikkleiresoner revideres som følge av utredninger i forbindelse med nye tiltak, og samtidig oppdages nye kvikkleiresoner der det tidligere ikke har vært registrert kvikkleire. Det er behov for en mye raskere oppdatering av sonene enn det som til nå har vært praktisert. Dette påpekes spesielt fra NVEs saksbehandlere i forbindelse med offentlig høring av areal- og reguleringsplaner. Også JBV og SVV har sterke ønsker om at oppdatert informasjon om kvikkleiresoner til enhver tid skal være tilgjengelig. I beredskapssituasjoner er det helt vesentlig at oppdatert informasjon om grunnforhold, og spesielt om kvikkleiresoner, finnes lett tilgjengelig. Særlig gjelder dette i forhold til vurdering av sikkerhet, men også for at innsatsen og fokus tidlig kan settes inn der behovet er størst.

I forbindelse med utvikling av felles innsyns- og utvekslingsplattform må det vurderes om nettportalen www.skrednett.no kan dekke dette behovet i fremtiden, eller om det må utvikles helt nye løsninger. En sentral oppgave i et nytt utviklingsprosjekt gjennom etatsprogrammet vil være knyttet opp mot skrednett-portalen og utvikling av denne.

Bruk av nye digitale plattformer må vurderes. I denne sammenheng vil det være viktig å belyse hva som er tilgjengelig av terrengmodeller og deres fremtidige utvikling.

Etatene må ha ansvar for innsamling av og systematisering av egne data. Videre er det en forutsetning at etatene også i fremtiden skal "eie" egne data, det vil si at det ikke er aktuelt å samle alles data ett sted, men at data foreligger hos den enkelte etat med en felles innsyns- og nedlastingsløsning.

Utviklingsprosjektet må ta stilling til hvilke data som skal være med, og ikke minst i hvilke formater data skal foreligge. Målsettingen må være å komme fram til en løsning som er gjennomførbar, men samtidig ikke begrensende for fremtidige løsninger.

Aktuelle problemstillinger som prosjektet må ta stilling til:

Er det aktuelt å gjøre tilgjengelig alt etatene har eierskap til?

Hvordan håndteres data som eies av andre?

Hvordan håndteres rapporter – skal de foreligge som pdf?

Hvordan håndteres grunnundersøkelser - eierskap, skille mellom gammelt og nytt, detaljinformasjon, formater, SOSI?

Målsetting:

Utvikle en web-basert løsning (www.skrednett.no) som gir alle tiltakshavere og myndigheter til enhver tid oppdatert informasjon om grunnforhold, kvikkleiresoner med utredninger og farevurderinger

Resultatmål:

Oppdatert informasjon om fareområder og grunnforhold vil være tilgjengelig for alle tiltakshavere og prosjekterende, samt for alle etater i beredskapssituasjoner

Hovedmål:

1. Registrering av nye hendelser: Utvikle løsninger som effektivt registrerer og håndterer meldinger om nye hendelser. Utvikling av løsning for innmelding av hendelse via smart-telefoner. Utvikling av løsning for effektiv innhenting og overføring av relevante data fra utvalgte aktuelle skred.
2. Utvikle en effektiv utvekslingsplattform for eldre analoge og nyere digitale data fra grunnundersøkelser.
3. Utvikle utvekslingsplattform for deling av informasjon om grunnundersøkelser. I første rekke skal det utvikles en løsning for innsyn i grunnundersøkelser utført av eller på vegne av etatene, men med tanke på en mulig senere utvidelse til å inkludere undersøkelser utført av private tiltakshavere. Det søkes å utvikle plattform innenfor samme web-løsning som www.skrednett.no, slik at det kan etableres en helhetsløsning for skredfaglig informasjon til alle som arbeider med skredproblematikk i kvikkleiresoner.

6.3 Løsmasseskred i strandsonen

Svært mange kvikkleireskred kan relateres til små eller store inngrep i strandsonen. Den regionale kvikkleirekartleggingen har i liten grad vektlagt forholdene i strandsonen, og det er ofte liten kunnskap om pågående prosesser og lite data om terreng under vannlinjen, som ofte er vanskelig tilgjengelig (batymetri). Prosjektets mål er å komme fram til anbefalte metoder for kartlegging av kvikkleire i strandsonen, samt å gjøre tilgjengelig eksisterende data om sjøbunnens topografi for å muliggjøre bedre og mer helhetlige stabilitetsvurderinger i strandsonen. Det må gjøres en vurdering av aktuelle metoder i et kostnadsnytteperspektiv med tanke på supplering av dagens metoder for kartlegging av regionale kvikkleiresoner, herunder metoder for systematisk vurdering av fare i strandsonen.

Målsetting:

Oppdatert og tilgjengelig skredrelatert informasjon til alle tiltakshavere og prosjekterende, samt offentlige myndigheter og kommuner

Resultatmål:

Effektivisere og forbedre kartlegging av kvikkleire, spesielt i strandsonen. Prosjektets mål er å komme fram til anbefalte metoder for kartlegging av kvikkleire i strandsonen, samt å gjøre tilgjengelig informasjon om sjøbunnenes topografi for å muliggjøre bedre og mer helhetlige stabilitetsvurderinger i strandsonen

Hovedmål:

1. Tilgang til topografiske kart under vannlinjen, vurdere kvalitet og tilgang til eksisterende informasjon mot metoder for å skaffe ny (nytte/kost)
2. Beskrive metode for kartlegging av fareområder i strandsonen
3. Workshops

6.4 Grunnundersøkelsesmetoder for kartlegging av kvikkleire

Delprosjektet tar sikte på å lage en veiledning for nødvendig omfang og hvilke grunnundersøkelser som skal benyttes for kartlegging av sprøbruddmateriale. Det vil her bli lagt vekt på å belyse feilkilder ved dagens metoder og erfaringer. I tillegg skal prosjektet videreutvikle dagens tolkingsmodeller for feltundersøkelser.

CPTU er blitt en mye brukt metode for fastsettelse av styrkeparametere i områder under marin grense [ref. 7, 8 og 9]. Ref. [10] sammenlignet CPTU data fra en norsk kvikkleireforekomst mot jordartsklassifiseringskurvene til ref. [9]. De konkluderte med at leirens sensitivitet ikke kan tolkes ut fra CPTU. Statens vegvesen har satt i gang et prosjekt der laboratedata samles i en database for å kunne lage korrelasjoner for ulike norske grunnforhold. Denne databasen kan sammenstilles med feltundersøkelser for å lage korrelasjoner mellom felt- og laboratedata. Det foreslås at korrelasjonen utarbeidet av ref. [8] videreutvikles med data av høy kvalitet fra denne databasen.

Det er ønskelig å evaluere anvendelsen av resistivetsmålinger for kartlegging av kvikkleireforekomster.

RCPTU har vært lite brukt i Norge så langt. Det er ønskelig å utvide bruken av disse for å samle data til en database slik at man får bedre forståelse, og om mulig lage en tolkingsmodell for sikrere indikasjon av sprøbruddmateriale basert på resistivitet og konvensjonelle CPTU-data. RCPTU-dataene må sammenstilles med prøvedata av høy kvalitet.

Statens vegvesen har bygd et mobilt laboratorium for rask prøveutskyving etter prøveopptaking i områder med sprøbruddmateriale. Dette gjøres for å eliminere prøveforstyrrelser som følge av lagring. Det mobile laboratoriet må testes ut og prøveresultater evalueres for å påvise, eventuelt avkrefte, effekten på prøveforstyrrelsen. Laboratoriet foretar prøveutskyving, rutine-, treaksial- og ødometerforsøk.

Målsetting:

Omforente tolkingsmodeller for detektering av sprøbruddmateriale fra de anvendte undersøkelsesmetodene

Resultatmål:

Aktiviteten tar sikte på å lage en veiledning for hvilke grunnundersøkelser og nødvendig omfang som skal benyttes for kartlegging av sprøbruddmateriale. Det vil her bli lagt vekt på å belyse feilkilder ved dagens metoder og erfaringer. I tillegg skal prosjektet videreutvikle dagens tolkingsmodeller for feltundersøkelser. Dette er viktig, slik at alle aktører benytter de samme metodene for å kartlegge sprøbruddmaterialer og at etatene stiller samme krav mht. omfang og kvalitet.

Hovedmål:

1. Tolkingsmetodikk basert på CPTU og RCPTU for detektering av sprøbruddmateriale
2. Kalibrering av styrkeverdier tolket fra vingeboing med CPTU
3. Geofysiske metoder for kartlegging av kvikkleireområder
4. Bestemmelse av prøve kvalitet i felt og på laboratoriet
5. Bestemmelse av skjærfasthet
 - a. Prosentvis reduksjon av peak-verdier fra blokkprøver
 - b. Tidseffekter fra prøvetaking til laboratorieforsøk
6. Tolkingsmodeller for CPTU og RCPTU

6.5 Beregningsmodeller

Stabilitetsberegninger for ulike geotekniske tiltak som fyllinger, skjæringer og byggegropen i områder med sprøbruddmateriale er fortsatt en stor utfordring. Tilsvarende gjelder også for naturlige skråninger. Tidligere ble stabilitetsvurderingene i stor grad begrenset til å vurdere lokal stabilitet rundt tiltaket, mens det nå i tillegg kreves en vurdering av områdestabilitet. Det er kjent at sprøbruddoppførsel slik vi har i sensitiv leire kan føre til bruddmekanisme av typen progressivt brudd.

I forhold til sprøbrudd er det et behov for mer kunnskap og en kritisk gjennomgang av det beregningsgrunnlaget og den metodikken som er brukt i geoteknisk prosjektering i følge håndbok 016, NVEs retningslinjer og Eurokode 7. [ref. 11]

Denne delaktiviteten skal også fokusere på hvilken risiko for brudd som oppstår i naturlige leirskråninger når det foretas et lokalt inngrep nær skråningen med tilsynelatende liten innflytelse på totalsituasjonen. Kanskje vil en ren, udrenert analyse av total stabilitet i mange tilfeller være urealistisk konservativ? [ref. 12]

Det arbeides med utvikling av to nye beregningsmodeller basert på FEM-analyse, hvor man:

[1] Undersøker hvordan stabilitetsanalyser kan ta hensyn til og modellere effekt av progressiv bruddutvikling i sprøbruddmateriale. Her søkes klarlagt bl.a. hvor stor økning av sikkerhetsfaktoren

som kan være riktig å benytte for å ta hensyn til sprøbrudd ved beregning med tradisjonelle programmer etter grenselikevektmetoden. På dette grunnlaget undersøkes også om det kan gis et kriterium for når mer avanserte analysemetoder bør benyttes, for å ta hensyn til effekt av sprøbrudd (for eksempel Plaxis vs. GeoSuite stabilitet).

[2] Utvikler en analysemodell hvor utstrekning av udrenert sone under en gitt (hurtig) lastendring innledningsvis modelleres som grunnlag for et "geometrisk" skille mellom udrenert/drenert materialoppførsel i stabilitetsanalysene. Modellen karakteriseres ved betegnelsen "Lokalt udrenert – globalt drenert".

Denne delaktiviteten gjennomføres i tett samarbeid mellom etater og forskningsinstitutter.

Målsetting:

Beskrive hvordan beregningsmodeller skal håndtere og ta hensyn til faktiske bruddforløp i kvikkleire og sprøbruddmateriale

Resultatmål:

Finne avanserte regnemodeller som beskriver de faktiske bruddforløpene i sprøbruddmaterialer. Tilpasse regnemodeller for praktiske prosjekteringsverktøy (eks. GeoSuite) slik at disse blir kompatible med de mer avanserte beregningsmodellene

Hovedmål:

1. Pågående arbeid ved NGI (prosjekt 20092128) og NTNU om utvikling av nye beregningsmodeller
2. Implementering i praktiske prosjekteringsverktøy

6.6 Sikkerhetsfilosofi og regelverk

Det er behov for en gjennomgang og samordning av etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor temaer som områdestabilitet og sikkerhet lokalt for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire eller sprøbruddmateriale. Dette har også tilknytning til andre delaktiviteter beskrevet i de foregående avsnittene (beregningsmodeller og definisjon av sprøbruddmateriale).

I henhold til det nasjonale tillegget i Eurokode 7 [ref. 4] skal sikkerhetsnivået økes ut over partialfaktor 1,4 når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når dette kreves for å bringe det i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen. Det foreligger få konkrete føringer for denne økningen, og prosjektet bør gjennomgå dette med sikte på å finne en omforent beskrivelse av hvordan dette skal håndteres, f.eks. i forhold til skadekonsekvens.

Videre foreligger det både i standarden og i etatenes retningslinjer beskrivelser av prinsippet med prosentvis forbedring av sikkerhet. Kravene til prosentvis forbedring er ulikt formulert, og målet må være å foreta en grundig prinsipiell gjennomgang av forutsetningene, og videre så langt det er mulig

en kvantitativ vurdering av sikkerhetsnivåene ved bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring.

Viktige referanser for dette arbeidet vil være standarden (Eurokode 7), etatenes retningslinjer og SINTEFs rapport SBF IN F10412 datert 22.12.2010 [ref. 13].

Det kan også være aktuelt å gjennomgå de prinsipielle sidene ved tredjepartskontrollørens rolle og ansvar, med sikte på å oppnå en mest mulig lik holdning til disse.

I en del sammenhenger er det også aktuelt å vurdere sikkerhetsnivået for eksisterende bebyggelse og infrastruktur, slik som jernbaner og veger etc. Skal sikkerhetsnivået i slike sammenhenger vurderes ut fra retningslinjene for prosjektering av nybygg, eller skal det gis andre føringer hvor etatene tilstreber en mest mulig ensartet tilnærming til slike utfordringer? Det er ønskelig at prosjektet også tar mål av seg til å utrede dette.

Målsetting:

Samordning av etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor temaer som områdestabilitet og lokal sikkerhet for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire eller sprøbruddmateriale

Resultatmål:

En omforent sikkerhetsfilosofi og klar definisjon av virke- og ansvarsområdet for de ulike etatenes retningslinjer

Hovedmål:

1. Variasjon av partialfaktor ved fare for progressiv bruddutvikling
2. Forutsetninger og nivå ved bruk av prosentvis forbedring
3. Beskrivelse av roller og ansvar ved utførelse av tredjepartskontroll
4. Prinsipper for vurdering av sikkerhetsnivå vedrørende stabilitet for eksisterende bebyggelse og infrastruktur

6.7 Skredutbredelse og utløpsområder

Kvikkleireskredene kan bli utløst av tilsynelatende ubetydelige faktorer, som små utgravinger eller fyllingsarbeider (Rissa-skredet i 1978), påvirkning som følge av sprengninger (Kattmarka i 2009) eller erosjon av elv eller langs bekk (Verdalsskredet i 1893). Omrørt kvikkleire og overliggende masse kan bevege seg opptil flere hundre meter dersom massen får avløp, og potensielt løsneområde (skredutbredelse) anslås vanligvis etter en begrensninglinje med helning 1:15 bakover fra skråningsfoten. Statistikk fra tidligere skred gir indikasjon på utløpsdistanse av størrelse 30 – 50 ganger høydeforskjellen [ref. 17]. Disse reglene er erfaringsbaserte, og det er ønskelig å gjennomgå dem lys av nyere erfaringer og kunnskap.

Utløpsdistanse i Lyngenskredet var ca. 300 meter ut i sjøen og skredlengde var ca. 150 meter. Dette skredet, som er en klassisk type, kan passe godt med dagens kriterier, men utbredelsen i Kattmarka, hvor skredet spredte seg 300 meter sidelengs, er ikke enkel å tolke. Skredet i Rissa i 1978 spredte seg 1 100 meter ut fra initialskredpunktet, og skråningshelningen var rundt 1:30. Kattmarkaskredet og Rissaskredet utviklet seg sidelengs pga. fjell i nærheten av initialskredpunktet. Avansert modellering er nødvendig ved simulering av bruddutvikling i skråning og utløpsdistanse av skredmasser. Dette krever tid, ressurser og spesialkompetanse innen numerisk modellering. Vi må derfor utvikle flere empiriske korrelasjoner i forskjellige scenarier (inkl. topografi), som er erfaringsbaserte og som tilpasses resultater fra de avanserte modelleringene (for eksempel modellering av progressiv bruddutvikling som allerede er i gang i samarbeid med NGI [ref. 11]). Disse korrelasjonene kan ta hensyn til flere andre geotekniske parametere i tillegg til lengde og høydeforhold ved kvikkleireskred, som for eksempel:

1. Sensitivitet
2. Omrørt skjærfasthet
3. Vanninnhold
4. Plastisitetsindeks
5. Energiutløsning ved omrøring av leire
6. Stabilitetstall
7. Terrengforhold og topografi (tykkelsen på tørrskorpe, fjell, grunnvannsnivå)
8. "Strain softening"-oppførsel (progressiv bruddoppførsel)
9. Underlagsfriksjon for to tørrskorpetykkelser (....????.....)

Ifølge noen forsøk (forsøk eller skredtilfeller?) i Canada kan man si at veldig liten skredlengde oppnås for leire som har omrørt skjærstyrke over 1 kPa (Referanse???). En slik korrelasjon må utvikles for norsk kvikkleire [ref. 14]. Dette kan bidra til en bedre definisjon av sprøbruddmateriale.

Målsetting:

Videreutvikle empirisk verktøy for modellering av mulig skredutbredelse og utløpsdistanser

Resultatmål:

Utarbeide kriterier for utredning av potensiell skredutbredelse i områder med sprøbruddmateriale og overføre kriteriene til en veileder for kartleggingsmetoder for avgrensning av potensielle fareområder

Hovedmål:

1. Utarbeide en definisjon av sprøbruddmateriale
2. Samle dokumentasjon fra skred og fra mindre utglidninger (initialbrudd som ikke har ført til større skred)
3. Utvikle korrelasjon mellom topografi, geotekniske og geologiske egenskaper med

hensyn på skredutbredelse

- a. Empirisk
- b. Eksperimentel
- c. Numerisk

6.8 Stabilisering av kvikkleire

Utbyggingsaktiviteter i områder med sensitive marine avsetninger kan by på utfordringer. Kalksementpeling kan medføre økt poretrykk, og store fyllinger kan være vanskelig å gjennomføre på grunn av dårlig sikkerhet i anleggsfasen. I tillegg kan det være problematisk å utføre sikringstiltak med store dimensjoner i tett utbygde områder og der det finnes verneverdige verdier. Denne aktiviteten skal vurdere mulige alternativ tiltak for eventuelt å kunne bruke kalk og sementstabilisering i eller nær skåninger med dårlig stabilitet.

I kvikkleireområder med dårlig stabilitet kan dette bedres ved å gjeninnføre salt i leira ved saltdiffusjon. Det installeres da saltbrønner i et rutemønster. Saltet blir vasket inn i leirmassen ved diffusjon og grunnvannsstrøm. Metoden fører til økning i den omrørte og uforstyrrede skjærfastheten [ref. 15]. I tillegg øker tilsynelatende forkonsolideringstrykket [ref. 16]. Saltdiffusjon er en tidkrevende prosess og leira vil ikke oppnå full styrke før etter flere år, avhengig av grunnforhold og strømningsforhold. Metoden ble utviklet på 1960-tallet som grunnforsterking, men er ikke blitt brukt siden 1970-tallet. Metoden er ikke prøvd ut som stabiliserende tiltak i kvikkleireskråninger. Utviklede boremetoder kan i dag gjøre at metoden er nyttig og kan brukes med godt resultat. Målsettingen med dette delprosjektet er å se på den effekten saltdiffusjon har på styrkeparameterne, aktualisere metoden og lage retningslinjer for bruk av metoden til stabiliserende tiltak i kvikkleirskråninger.

Målsetting:

Videreutvikle metoder for stabilisering av kvikkleire der tradisjonelle metoder kan medføre reduksjon av stabilitet i anleggsfasen, og i områder der det ikke er mulig eller ønskelig å utføre topografiske endringer

Resultatmål:

Øke uomrørt og omrørt skjærfasthet ved bruk av saltdiffusjon i kvikkleireområder der det er anleggsteknisk vanskelig eller umulig å utføre sikringstiltak i form av topografiske endringer. Aktiviteten skal resultere i en veileder for bruk av metoden, med teoretisk bakgrunn og retningslinjer for gjennomføring. Veilederen skal kunne benyttes av geotekniske konsulenter og entreprenører

Hovedmål:

1. Numerisk modellering for optimalisering av brønnplassering. Modellering av saltdiffusjon ved ulike grunn- og strømningsforhold
2. Lab og feltforsøk på saltdiffusjon i kvikkleire.
3. Veileder for bruk av metoden ved ulike grunnforhold
4. Vurdere mulige tiltak for eventuelt å kunne bruke kalk og sementstabilisering i eller nær skåninger med dårlig stabilitet
 - a. Begrensing av matetrykk og evt. Sikring av trykk-evakuering langs borstengen
 - b. Bruk av slurry i stedet for tørr innblanding
 - c. Hindre utbredelse av poreovertrykk med bruk av vertikaldren

7 Andre prosjekter og forslag med samarbeidskarakter

- a) Prosedyrer for å sikre at vibrasjoner fra sprengning og annen anleggsvirksomhet i vegbygging ikke fører til skred i sensitive masser. Samarbeidsprosjekt SVV, JBV og NGI.
- b) Effekt av progressiv bruddutvikling i relasjon til stabilitetsberegninger og geoteknisk prosjektering i områder med kvikk- og/eller sensitiv leire. Samarbeidsprosjekt SVV, NVE og NGI.
- c) "Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet". SINTEF Byggforsk (fellesmøte i april 2012?).
- d) Dr.gradsavhandling av A. Gylland "Utløsende årsaker og ulike bruddmekanismer for kvikkleireskred" i samarbeid med NVE, JBV.
- e) Lange skjærflater – udrenert analyse. Masteroppgave ved SVV og NTNU. Vikas Thakur, Steinar Nordal, Morten Tveit og Terje Strømme.
- f) Et forslag fra NTNU for delfinansering av en doktorgrad og postdok-studie angående lange skjærflater – udrenert analyse.
- g) Et FoU-prosjekt ved SVV og NGU angående kartlegging av kvikkleiresoner i Rissa ved bruk av resistivitetsmetoder.
- h) SVV og NVE er begge bidragsytere til SINTEF-prosjektet "Resistivity in geohazards (RiG) – testing in quick clay areas". Det er laget en veileder for bruk av resistivitetsmålinger. Det 3-årige PhD- prosjektet "Integrated geophysics for mapping and monitoring of landslide-prone valley and coastal grounds in Norway" er foreslått av International Centre for Geohazards (ICG) for PhD-studenten Guillaume Sauvin for 2011-2013. Gjennom riktig bruk kan geofysiske målemetoder bidra med viktig informasjon om grunnforhold i forbindelse med utbyggingsprosjekter. UiO støtter den nevnte PhD-studien, og man ønsker å gå gjennom ulike målemetoder og finne hvilke kombinasjoner av metoder som bør brukes ved ulike grunnforhold. Prosjektet støttes i fellesskap av SVV, JBV, NVE og ICG. Vi har støttet en PhD i 2011 og gitt signaler om videre støtte.

8 Tentativ tidsplan

Aktivitet 6	2011	2012	2013	2014	2015
Aktivitet 6.1					
Aktivitet 6.2					
Aktivitet 6.3					
Aktivitet 6.4					
Aktivitet 6.5					
Aktivitet 6.6					
Aktivitet 6.7					
Aktivitet 6.8					

9 Referanser

1. NVEs retningslinjer (2011) Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. Vedlegg 1 til NVEs retningslinjer: Flom- og skredfare i arealplaner. Norges vassdrags- og energidirektorat.
2. HB016 (2010) Geoteknikk i Vegbygging. Statens vegvesen. Håndbok
3. Teknisk regelverk (2011). 520 Prosjektering og bygging og 522 Vedlikehold. Jernbaneverket. <https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning>
4. Eurokode 7 (2008) NS-EN 1997-1: 2004 + NA: 2008 Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler
5. NGI 2000: Klassifisering av faresoner, kvikkleire, Rapport 20001008-1, 8. desember 2000.
6. NGI 2008: Program for sikkerhet mot leirskred, Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire, Rapport 20001008-2, Rev 3 av 8.oktober 2008
7. Damtew, T., Bruun, H., Wendt, M. og Vaslestad, J. (2008). Comparison of CPTU and Laboratory Results for Two Sites in Norway. Conference Proceedings, Nordisk Geoteknikermøte nr. 15, 2008.
8. Sandven, R. og Want, A. (1995). Soil classification and parameter evaluation from piezocone tests. Results from the major site investigations at Oslo Main Airport, Gardermoen. Conference proceedings, Cone Penetration Testing, CPT'95.
9. Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J. (1986). Use of piezometer cone data. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1263-80, American Society of Engineers (ASCE).
10. Donohue, S., Long, M og O'Connor (2009). Smørgrav Quick Clay Study. Engineering Geophysics Research Unit, University College Dublin, report EGRU1, datert 5. mars 2009.

11. NGI prosjekt (2010) Effekt av progressiv bruddutvikling i relasjon til stabilitetsberegninger og geoteknisk prosjektering i områder med kvikke og/eller sensitive leirer. Samarbeidsprosjekt SVV, NVE og NGI.
12. NTNU Notat (2011) Et forslag for delfinansering av en doktorgrad og postdok-studie angående Lange skjærflater – udrenert analyse.
13. SINTEF rapport (2010) Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder.
14. Thakur V, Oset F, Aabøe R, Berg P O, Degago S, Wiig T, Lyche E, Haugen E E D, Sæter M B and Robsrud A (2012) "A critical appraisal of the definition of Brittle clays (sprøbruddmateriale)". Paper submitted to the Nordic Geotechnical Meeting, Copenhagen, Denmark may-2012.
15. Moum, J., Sopp, O.I. & Løken, T. (1968). Stabilization of undisturbed quick clay by salt wells. Väg- og vattenbyggaren, 1968, no 8. pp 98-103
16. Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. 7th Rankine lecture. Géotechnique, Vol 17, No 2, pp 83-117.
17. NVE (2010): Vassdragshåndboka. Tapir forlag, Trondheim. ISBN 978-82-519-2425-2

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P2

SINTEF rapport SBF IN F10412 - Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder

Martine H. de vires v/SINTEF*, Gudmund Eiksund, Arnfinn Emdal, Steinar Nordal v/NTNU

** jobber ikke lenger for Sintef*

SBF IN F10412 - Fortrolig

RAPPORT

Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder

Martine H. de Vries, Gudmund Eiksund, Arnfinn Emdal og
Steinar Nordal

www.sintef.no

SINTEF Byggforsk

Geoteknikk

Desember 2010



SINTEF Byggforsk

Geoteknikk

Postadresse: 7465 Trondheim

Besøk: Høgskoleringen 7a

Telefon: 73 59 46 10

Telefaks: 73 59 53 40

SINTEF RAPPORT

TITTEL

Geotekniske sikkerhetsprinsipper i vegbygging med fokus på områdestabilitet i leirområder.

FORFATTER(E)

Martine H. de Vries, Gudmund Eiksund, Arnfinn Emdal, Steinar Nordal

OPPDRAGSGIVER(E)

Statens Vegvesen / Vegdirektoratet

RAPPORTNR. SBF IN F10412	GRADERING Fortrolig	OPPDRAGSGIVERS REF. Roald Aabøe	
GRADER. DENNE SIDE Fortrolig	ISBN	PROSJEKTNR. 3C0541	ANTALL SIDER OG BILAG 20/2
ELEKTRONISK ARKIVKODE	PROSJEKTLEDER (NAVN, SIGN.) Martine H. de Vries	VERIFISERT AV (NAVN, SIGN.) Arnstein Watn	
ARKIVKODE	DATO 2010-12-22	GODKJENT AV (NAVN, STILLING, SIGN.) Svein Willy Danielsen, forskningsleder	

SAMMENDRAG

SINTEF har på oppdrag fra Statens Vegvesen, Vegdirektoratet gjennomført en vurdering av problemstillinger knyttet til sikkerhetsprinsipper ved stabilitet ved vegbygging i områder med leire. Det er gjort en gjennomgang av eksisterende retningslinjer og krav og påpekt en del utfordringer knyttet til konsekvenser ved valg av de prinsipper som legges til grunn.

Rapporten konkluderer med en tilråding om valg av et prinsipp som kombinerer et krav til materialfaktor på 1,6 for influensområdet for vegkonstruksjonen og en materialfaktor på 1,4 for områdestabilitet der vegkonstruksjonen er nøytral eller stabiliserende. Videre at det ved bruk av prosentvis forbedring i områder der det er materialer som kan gi sprøtt/kontraktant brudd, kreves 20 % forbedring i materialfaktor dersom beregningsmessig materialfaktor er 1,0, lineært avtagende til 0 % der beregningsmessig materialfaktor er 1,6. Det er også anbefalt at der det legges til grunn et prinsipp om krav til prosentvis forbedring av materialfaktoren må det settes et krav om utvidet omfang av forundersøkelser og oppfølging i utførelsesfasen.

Da samvirkeanalyser med elementmetoder er økende i omfang tilrås det at karakteristiske styrke- og stivhetsparametre velges så representative for jordoppførselen som mulig. Dette medfører at det i valg av karakteristisk styrke ikke skal være innbakt en sikkerhet. Ønsket sikkerhet skal oppnås ved å kreve en tilstrekkelig høy materialfaktor.

STIKKORD	NORSK	ENGELSK
GRUPPE 1	Geoteknikk	Geotechnical Engineering
GRUPPE 2	Sikkerhet	Safety
EGENVALGTE	Forskrifter	Regulations
	Skråningsstabilitet	Slope stability
	Kvikkleire	Quick clay

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Bakgrunn	3
2	Grunnlagsdata – Grunnundersøkelser - Karakteristiske verdier	4
2.1	Bakgrunn	4
2.2	Bruk av undersøkelser ved bestemmelse av karakteristisk fasthetsprofil	4
2.3	Karakteristiske data fra standardtabeller	6
3	In-situ målinger i utførelsesfasen	8
4	Materialfaktor γ_M	9
4.1	Usikkerhet i materialparametre og geometri – undersøkelsens omfang	9
4.2	Usikkerhet i beregningsmetodikk og prosjektering	9
4.3	Utførelsesfeil	10
4.4	Bruk av prinsippet ”Prosentvis forbedring av sikkerhet”	11
4.5	Reduksjon av den karakteristiske skjærfastheten fra blokkprøver og CPTU	12
4.5.1	Hva skal 10 eller 15 % -reduksjon av skjærfasthet dekke?	13
4.6	HB016 vs andre regelverk	14
5	Diskusjon	15
5.1	Prinsipiell vurdering av forholdet mellom bruk av absolutt material faktor og av prosentvis forbedring	15
5.2	Kvalitativ vurdering av hvilke usikkerheter som ivaretas av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring	15
5.3	Kvantitativ vurdering av sikkerhetsnivå ved bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring	16
5.4	Tilsvarende 10–15 %-fasthetsreduksjon fra blokkprøvedata spranget i γ_M fra 1,4 til 1,6?	16
5.5	Effektivspenningsanalyse/udrenert analyse	17
6	Forslag til revidert sikkerhetsfilosofi	18
7	Referanser/ Litteraturliste	20

FIGURLISTE

Figur 2-1 To eksempel fra DNV-RP-C207. Uavhengige variable (DatSet #1) og avhengige variable (DataSet #2). Av SINTEF er påtegnet følgende: Prikket linje = middelværdi; Stiplet linje = 95 % konfidens; Heltrukken linje = 5%-fraktil	6
Figur 4-3 Grafisk fremstilling av prosentvis forbedringsprinsipp iht NVE og SVV(gammel HB016)	11
Figur 4-4 Skjærfasthet for sprøbruddmaterialer justert for tøyningshastighet. (Andersen et. al. 2008)	13
Figur 4-5 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder § 2, figur 2.1 – Treksialforsøk på leire fra Onsøy	14
Figur 5-1 Utdrag Fra NVE-veileder kap 4.5 "Sikkerhet mot kvikkleireskred"	Error! Bookmark not defined.
Figur 6-1 Krav til forbedring og resulterende materialfaktor- alternativ 1	18
Figur 6-2 Krav til forbedring og resulterende materialfaktor. Alternativ 2.	19

TABELLER

Tabell 1: Beregningseksempel: materialfaktor i lang skråning – drenert og udrenert analyse	12
--	----

VEDLEGG

A: Eksisterende regelverk og praksis

B: Vurdering av innspill fra NGI til SVV ifm RV717

1 Bakgrunn

Utbygging og inngrep i områder med kvikkleire innebærer store utfordringer på grunn av de potensielle store konsekvensene av brudd. Dette har blant annet ført til at NVE i 2008 utga en veileder for bygging i områder med kvikkleire. I tillegg har det kommet ut nye Europeiske geotekniske forskrifter (Eurokode 7) som, sammen med et norsk tillegg, fra mars 2010 erstatter de gamle NS-forskriftene. Dette medfører nye rammebetingelser i forhold til prosjektering av utbygginger og sikringstiltak i slike områder.

I vegbyggingsprosjekt i Norge har tradisjonelt håndbok 016 (HB016), utgitt av Statens Vegvesen (SVV) blitt lagt til grunn i prosjekteringen. Denne håndboken har tidligere vært basert på NS-forskriftene, men blir nå tilpasset til å være i overensstemmelse med Eurokode 7. Det har vist seg etter utgivelse av kvikkleireveilederen at det råder en del usikkerhet i bransjen om hvilke forskrifter som skal legges til grunn i forbindelse med vegutbygging i kvikkleireområder. Dette gjelder spesielt for hvilke krav som stilles til sikkerhet og materialfaktorer i forbindelse med skråningsstabilitetsanalyser. Blant annet førte usikkerheten til at det gjennom prosjektperioden ble fremmet for diskusjon 4 forskjellige sikkerhetsfilosofier i utbyggingsprosjektet Rv 717 Sund-Bradden. De forskjellige filosofiene skilte seg ved at det var brukt forskjellige tolkninger av HB016, samt at sikkerhetsprinsipp fra enten HB016 eller NVEs kvikkleireveileder ble benyttet på ulike områder i skråningen.

SINTEF og NTNU har på oppdrag fra SVV gjennomført en vurdering av en del problemstillinger knyttet til ulike sikkerhetsprinsipper for vegbygging i områder med leire og spesielt sensitive og kvikk leire.

Denne rapporten gir en vurdering av hvilke sikkerhetsprinsipper som bør legges til grunn ved prosjektering av vegbygging i områder med dårlige grunnforhold og anstrengt stabilitet. Den inneholder også en gjennomgang og oppsummering av gjeldende regelverk og praksis i Europa (Eurokode 7), Norge og Sverige.

Rapporten tar sikte på å besvare følgende spørsmål;

- Hva skal sikkerhetsfaktorene/materialfaktorene dekke?
 - Hvordan kan økt omfang/godhet av grunnundersøkelser knyttes sammen med vurdering av sikkerhetsfaktor/materialfaktor?
 - Hvilke usikkerheter dekkes av prinsippet prosentvis forbedring?
 - Hvor mye av sikkerheten ”spises” av usikkerheter i beregningsmetoder?
 - Skal materialfaktoren fange opp utførelsesfeil?
- Hva er bakgrunn for 10–15 % reduksjon av karakteristisk fasthet basert på CPTU tolkninger?
 - Hva inngår i denne reduksjonen?
 - Innebærer en slik reduksjon at man kan endre kravet til materialfaktor?
- Hvordan tolkes HB016 sammenlignet med de andre forskriftene og praksis?
- I hvilke tilfeller områdestabiliteten bør dokumenteres ved effektiv/totalspenningsanalyser

Rapporten inneholder videre;

- En prinsipiell vurdering av forholdet mellom sikkerhetsfilosofier som setter absolutte krav til materialfaktor og krav som krever prosentvis forbedring av materialfaktor.
- En kvalitativ vurdering av de usikkerheter som ivaretas av de ulike sikkerhetsfilosofiene.
- To alternative forslag til krav om materialfaktor ved vegutbygging i kvikkleireområder.

I appendiks A er lagt en sammenstilling av eksisterende regelverk og regelverk under oppdatering.

I appendiks B er lagt en sammenstilling og vurdering av de fire sikkerhetsfilosofiene som er foreslått for Rv 717 prosjektet og som gir bakgrunn for diskusjonene.

2 Grunnlagsdata – Grunnundersøkelser - Karakteristiske verdier

2.1 Bakgrunn

HB016 hadde, og har i nytt utkast, en formulering ”*Resultatene av geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser skal vurderes med hensyn til pålitelighet og eventuelt korrigeres i henhold til anerkjente metoder.*” Dette kom fra den gamle, nå utgåtte, standarden NS3480 som også hadde formuleringen: ”*Karakteristiske fasthets- og deformasjonsparametere for jord og berg skal bestemmes slik at det er liten sannsynlighet for at ugunstigere materiale forekommer i et omfang av betydning for det problem parametrene skal anvendes for.*”

Hva som var ment med ”anerkjente metoder” er ikke utdypet, men et dagsaktuelt eksempel kan være NGIs foreslåtte praksis med å justere fasthetsverdier fra blokkprøvetaking. Kravet om pålitelighet og liten sannsynlighet for ugunstigere materiale sto sentralt.

Det er naturlig å tenke at et karakteristisk jordprofil skal ”karakterisere” jorden på best mulig måte, altså at det er den mest sannsynlige tilstand som skal reflekteres. Det er også naturlig å tenke at dette skal gjøres med forsiktighet, av dette følger at en ikke ensidig skal velge det mest sannsynlige. De to hensyn strir dermed mot hverandre. Ved grenselikevektsbetraktninger blir sikkerhetsnivået direkte påvirket av valget av karakteristiske størrelser for fastheten av jord. Stor forsiktighet fører til at de karakteristiske verdier ikke lenger ”karakteriserer” tilfellet på en sannsynlig måte og det oppstår et problem dersom en ønsker å regne på det som mest sannsynlig er riktig oppførsel. Dette er typisk for samvirkeanalyser der en ønsker å regne riktigst mulig på jorden og deretter med lastfaktor legge jordtrykk som last på en konstruksjon. For klassiske stabilitetsanalyser er dette en mindre aktuell problemstilling mens for avanserte numeriske analyser som tar hensyn til samvirke mellom forskjellige deler av et jordvolum er dette relevant. Eksempelvis vil en FEM-analyse med tøyningssavhengige jordmodeller for progressiv bruddutvikling avhenge av både riktig spenning-tøyning-forløp og fasthetstak. Selv om dette ikke er vanlig praksis i prosjektering i dag vil analysemetodene gå i denne retning i fremtiden. Valg av karakteristiske verdier må derfor gjøres under hensyn til hva de skal brukes til og hvilke analysemetoder som skal anvendes.

En geoteknisk undersøkelse utføres normalt i dag som en kombinasjon av enkle sonderinger, prøvetaking og avanserte sonderinger som CPT. I laboratoriet undersøkes prøvene ved indekstesting og ved mer avanserte tester. Disse vil, i tillegg til å gi konkrete jordparametre for fasthet og stivhet osv., gi en erfaren geotekniker et helt nødvendig grunnlag for å vurdere jordarten i forhold til den aktuelle problemstillingen, både i forhold til fasthet og stivhet og til inndeling og utstrekning av jordlagene.

Erfarne aktører både under prøvetakingsprosessen og ved håndteringen i laboratoriet vil kunne bidra til uvurderlig bakgrunnskunnskap for forståelsen av materialet og i hvilken grad dette har tatt stor eller liten skade av prøvetakingen. Prøveforstyrrelse er i dag et av de mest fokuserte tema innen grunnundersøkelser og parameterfastsettelse. Bruk av blokkprøvetaker har klart vist hvordan tolkning av både stivhet og fasthet påvirkes av god prøve kvalitet. Sensitive materialer viser generelt større maksimal fasthet for blokkprøver og en kan også oppleve at restfastheten ligger lavere enn tilsvarende for prøver fra 54 mm sylinderprøvetaker. I noen tilfeller kan restfastheten fra forstyrrede prøver ligge betydelig over den reelle, se Figur 4-3, og til og med helt skjule softening-oppførselen. Dette er åpenbart svært farlig og hele kjeden felt-lab-saksbehandler må være bevisst dette problemet slik at denne type data ikke legges til grunn for vurderinger av jordfasthet og stivhet.

2.2 Bruk av undersøkelser ved bestemmelse av karakteristisk fasthetsprofil

Ofte blir all fasthetsrelatert laboratorieinformasjon lagt inn i en samletegning av profilet, som enaks, konus, treaks og direkte skjærforsøk, enten som enkeltpunkter eller som interpolerte profiler. For fastheten er også profiler av ødometerbasert informasjon viktig, spesielt materialets forkonsolidering. CPT-sonderinger tolkes og tegnes inn i profilet og gir et helhetsbilde av situasjonen som fanger opp

variasjoner med dybden som er andre metoder overlegen. CPT-tolkninger for leire gjøres i dag i utbredt grad etter korrelasjoner utarbeidet av NGI, som publisert i Karlsrud et. al. (2005). Dette arbeidet samler referanseprosjekt hvor CPTU er sammenstilt med resultater fra blokkprøver. I tillegg er det vanlig å sette opp erfaringsprofiler som $\alpha \cdot s_u$ eller Shansep – relasjoner til støtte; ofte vil dette gi avgrensninger for f.eks. laveste sannsynlige verdi og noen ganger vil de også legges til grunn for å overstyre andre funn. **En har derfor som grunnlag en sammenblanding av informasjon av høyst varierende kvalitet; noe rene indeksparametre, annet av mellomkvalitet, noe av høyeste kvalitet og erfaringsdata.** Utfordringen kommer når man med alt dette som utgangspunkt skal sette opp et profil som ivaretar standardens grunntanke, som er at en for karakteristiske verdier bør benytte forsiktig anslåtte middelveier, se anvendelsesregel (7) fra EC 7 – 2.4.5.2 nedenfor.

Utdrag fra Eurokode 7 – 2.4.5.2

(7) Området i grunnen som er bestemmende for oppførselen til den geotekniske konstruksjonen i en grensetilstand, er vanligvis mye større enn en prøve eller området i grunnen som berøres ved en prøving in situ. Dermed er verdien av den bestemmende parameteren ofte en middelveier av en rekke verdier over en stor overflate eller et stort volum av grunnen. Den karakteristiske verdien bør være et forsiktig anslag av denne middelveier.

Standarden har også i samme avsnitt en anvendelsesregel (11), se nedenfor, som utdyper bruken av statistiske metoder.

Utdrag fra Eurokode 7 – 2.4.5.2

(11) Ved bruk av statistiske metoder bør den karakteristiske verdien utledes slik at den beregnede sannsynligheten for en ugunstigere verdi som har betydning for den aktuelle grensetilstanden, ikke er større enn 5 %.

MERKNAD I denne sammenhengen er et forsiktig anslag av middelveier et valg av middelveier av et begrenset sett med verdier av den geotekniske parameteren med et konfidensnivå på 95 %. Der det gjelder et lokalt brudd, er et forsiktig anslag av den lave verdien 5 % -fraktilen.

I de fleste tilfeller er det ikke et statistisk grunnlag for å bestemme karakteristisk verdi og det kan være vanskelig å finne gode eksempel på anvendelse av regelen om 5 % - fraktilen. For de aller fleste tilfeller vil derfor prinsippet i (7) være naturlig å velge.

For å illustrere effekten som tankemodellene har på resultatet er det her gjengitt et talleksempel (Soil Data Set#1) fra DNV-RP-C207. Dette består av 22 uavhengige variable for s_u med gjennomsnitt 60,2 kPa og standardavvik 10,6 kPa. Ved vurdering av middelveier med 90 % konfidens blir karakteristisk verdi 57,2 kPa, med 95 % konfidens 56.3 kPa. Skal s_u oppgis som 5 % - fraktilen med 95 % konfidens blir denne som vist i DNV-RP-C207 35.2 kPa. Eksempelen viser at valg av forsiktig anslått middelveier stemmer godt overens med 95 % konfidensverdien. Problemet oppstår dersom en ved vurdering av lokale forhold skal velge iht. 5 % - fraktilen; det er ikke mange geoteknikere som ville ha valgt en karakteristisk verdi 35 kPa for dette tilfellet. Det skal sies at dette eksempelet (som gjelder design av friksjonsspel) kanskje er noe søkt i forhold til vanlige stabilitetsproblemstillinger på land ettersom en i dag sjelden midler fasthetsverdier over et så dypt profil som vist i Soil Data Set#1 i Figur 2-1.

Det er i RP-en også vist et eksempel (Soil Data Set #2) for avhengige variable med s_u som stiger med dybden. I dette tilfellet er standardavviket 3,6 kPa, altså god samling om linjen. Til RP-ens figurer (Soil Data Set#1 og #2) er det i Figur 2-1 lagt inn linjer som viser at 95 % konfidens (stiplet) er nesten identisk med gjennomsnittsverdi (prikket) mens 5 % - fraktilen (heltrukket) ligger godt under.

Oftest vil s_u -data med dybden ha langt større variasjon enn det som er vist for Data Set #2.

DNV-RP'en har i sitt avsnitt 2.4.6 en advarsel mot å blande sammen resultater fra forskjellige analysemetoder for deretter å benytte statistiske analyser. Dette vil normalt være gjeldende for sammenstillinger av informasjon slik det er beskrevet i avsnittene ovenfor.

Selv om det ikke benyttes statistikk direkte som analysemetode så vil en geoteknikers vurdering være preget av sannsynlighetsvurdering basert på det som ligger til grunn. Det er derfor viktig å velge et sett av

data som er sammenlignbare i kvalitet og utførelse. For eksempel er det i norsk praksis etablert at en reduserer fasthetsverdier som er oppnådd på blokkprøver, se avsnitt 4.5. Det er derfor viktig at en i en samlet fremstilling 1: vet om CPT-resultater allerede er redusert (10-15 %) og 2: vurderer CPT sammen med f.eks. treks i lys av dette.

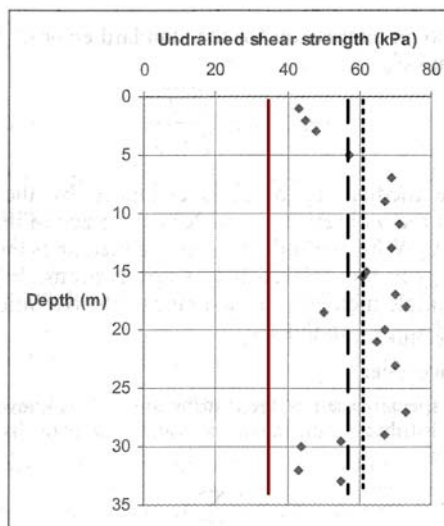


Figure 2-7
Soil Data Set #1: Data for undrained shear strength vs. depth

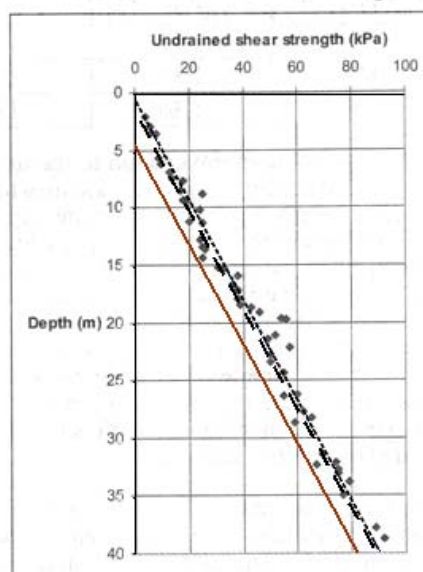


Figure 2-8
Soil Data Set #2: Data for undrained shear strength varying linearly with depth

Figur 2-1 To eksempel fra DNV-RP-C207. Uavhengige variable (DataSet #1) og avhengige variable (DataSet #2). Av SINTEF er påtegnet følgende: Prikket linje = middelvei; Stiplet linje = 95 % konfidens; Heltrukket linje = 5% - fraktil.

2.3 Karakteristiske data fra standardtabeller

Fra tid til annen benyttes verdier fra standardtabeller, f.eks. fra SVVs håndbøker, der det er vanskelig å fremskaffe måledata. Eurokode 7 dekker dette i regel (12) i 2.4.5.2 slik: ”ved bruk av standardtabeller for karakteristiske verdier for parametere fra grunnundersøkelser skal den karakteristiske verdien velges som et svært forsiktig anslag”. For områdestabilitet i leirområder er dette ikke relevant, her må det innhentes data. For stabilitet av vanskelig tilgjengelig grunn, f.eks. steinfyllinger under vann, er direkte måling av egenskaper vanskelig og erfaringstabeller kan komme til anvendelse.

Oppsummert blir dette at valg av karakteristiske verdier bør ligge nær mest sannsynlige verdi. I dette ligger at sikkerhet og margin mot brudd i hovedsak må dekkes av materialfaktoren. Standardens regel om lokalt brudd og anvendelse av 5 %-fraktilen er et meget strengt krav og det må utredes nærmere om og for hvilke tilfeller denne skal anvendes.

3 In-situ målinger i utførelsesfasen

Vil in-situ målinger alltid øke sikkerhetsnivået? Hvordan skal dette oppnås? Hva kreves av oppfølging? Hvilke målinger er aktuelle?

Under gjennomføring av et utbyggingsprosjekt er det vanlig å benytte seg av kontrollmålinger i utførelsesfasen for å kontrollere utviklingen (poretrykkmålinger, deformasjonsmålinger). Målingene kan tjene både til å kontrollere at forutsetningene ved prosjekteringen er i tråd med resultatene og som et forvarsel i forhold til en begynnende bruddutvikling (i tilfeller med kvikk sensitiv leire er det siste mindre anvendbart). Dette forutsetter at en ”treffer” rett med plasseringen av målerene og kontinuerlig oppfølging. Om en treffer i et vannførende lag, f.eks. en grov morene/grus under et leirlag, vil avlesningene oftest være avhengig av grensebetingelser utenfor leirsedimentet. I en naturlig skråning er det da rimelig å tro at sedimentet i nyere geologisk tid kan ha opplevd tilsvarende grunnvannssituasjon, i alle fall hvis en ikke har endret strømningsforholdene med anleggsarbeidene. Det kan likevel i en slik situasjon være interessant å følge poretrykksvariasjonene, de vil påvirke skråningens sikkerhetsnivå, men de vil oftest ikke alene være utslagsgivende for et brudd. Om en setter poretrykksmåleren i leirsedimentet vil en kunne fange opp poretrykksendringer både fra grunnvannsendringer, fra raske endringer i totalspenning og fra indre endringer i materialet fra skjærpåkjenninger dersom man er nær nok skjærsonen. Det kan argumenteres at dersom en setter i gang en udrenert hendelse som raskt bringer effektivspenningsstien (kanskje nesten horisontalt) mot bruddtaket så er det for seint å registrere poretrykket; bruddet er i gang og spesielt i sensitive områder med potensial for progressiv utvikling er det vanskelig å sette i gang tiltak som kan stoppe prosessen. Poretrykksmåling er i første rekke viktig som et hjelpemiddel under anleggsmessig fremdrift av et prosjekt. I en udrenert lastpåføring er poretrykksøkning forventet. Den udrenerte fastheten kan teoretisk sies å være upåvirket av dette, men det er klart fordelaktig å slippe effektivspenningsstien bort fra bruddtaket ved å la tiden gå og poreovertrykk dissipere bort. Det er kun ved poretrykksmåling en kan få informasjon om dette og riktig anvendt og fulgt opp vil dette øke nivået av sikkerhet i prosjektet.

I dilatante masser kan ensidig skjærpåkjenning føre til reduksjon av poretrykk uten at det trenger å være en utvikling til ”sikker” side for en skråning som helhet.

Installasjon av inklinometer vil i en skråning gi løpende oversikt over skråningens bevegelse, kan avsløre om det utvikler seg soner med konsentrasjon av skjærtøyninger og kan dermed gi varsel om begynnende brudd. Inklinometer er relativt lite benyttet og bør vurderes tatt mer i bruk.

I forhold til standardens åpning for bruk av observasjonsmetoden, se Eurokode 7 avsnitt 2.7, er inklinometer og poretrykksmåling de to viktigste verktøy uten å være eksplisitt nevnt i teksten.

Observasjonsmetoden har som utgangspunkt prosjekter der det er vanskelig å forutsi geoteknisk oppførsel. Dette kan føre til at en i enkeltfaser av prosjektet legger opp til å gjennomføre arbeidet slik at lavere beregningsmessig sikkerhet kompenseres med høyere aktsomhet og oppfølging. Dette kan sies å være i strid med standardens utsagn i fotnotene c) og d) til Eurokode 7 – Tabell NA.A.4¹. I dette ligger at for områder med fare for progressiv bruddutvikling og i skråninger med lav initial materialfaktor er observasjonsmetoden ikke aktuell.

¹ I denne rapport gjengitt i Appendiks A.

4 Materialfaktor γ_M

Generelt skal materialfaktoren sikre en tilstrekkelig margin mot brudd ved at en setter krav til forholdet mellom karakteristisk fasthet og opprettede skjærspenning. Denne må i prinsipp dekke

- Usikkerhet i materialparametere
- Mindre variasjoner i geometri, lagdeling, utstrekning av svake soner og grunnvannsnivå
- Prosjekteringsunøyaktighet eller usikkerhet i beregningsmetodikk (modellusikkerhet)
- Mindre utførelsesfeil

Disse kan sies å være mer eller mindre forankret i Eurokode 7. Eksakt formulering under kodens symbolforklaring er ” γ_M partialfaktor for en geoteknisk parameter (materialegenskap) som også tar hensyn til modellusikkerhet”. I 2.4.6.3 er angitt at den også ”tar hensyn til små variasjoner i geometriske data”. Vår opplisting går noe ut over dette.

4.1 Usikkerhet i materialparametre og geometri – undersøkelsens omfang

I kap. 2 er det argumentert for at karakteristiske verdier skal ligge nær middelvei og at det meste av usikkerheten i materialparametre derfor må dekket av materialfaktoren.

Usikkerhetene kan reduseres ved å øke omfanget av grunnundersøkelsen. Det vil normalt gi bedre dekning av området og minske usikkerhetene forbundet med lagdeling, mulige lokale svake lag osv. Dette bedrer beregningsmodellene og øker påliteligheten av utførte beregninger. Så lenge en ikke gjennomfører en statistisk vurdering av datamengden er det vanskelig å avgjøre hvor stor en undersøkelse må være. Kriteriene for å karakterisere en grunnundersøkelse som stor eller ”omfattende” må derfor tenkes gjennom.

Omfang og type av laboratorieundersøkelser – et enkelt eksempel:

Dersom lite (utover lagdeling) er kjent og en skal estimere aktiv s_u vil det være naturlig å ta utgangspunkt i erfaring og benytte for eksempel $s_{uA} = 0,3 p_0$, underforstått at leiren antas normalkonsolidert. Ved en prioritering av videre undersøkelser vil ødometerforsøk være naturlig slik at kjennskap til jordens overkonsolideringsgrad kan gi grunnlag for et mer realistisk estimat av styrke. Ved dårlige prøver eller tvil bør undersøkelsen gjentas. Dette kan være et bedre valg enn forsøk på laboratoriebestemmelse av styrke på dårlige prøver.

I kap 5.3 er det diskutert følsomhet for valg av parametre i lys av fasthetsmargin (differanse mellom likevektsskjærspenning og skjærfasthet). Som tallmaterialet viser er det små spenningsmarginer. **Prinsippet prosentvis forbedring (kap. 4.4) kan føre til prosjektering med lave marginer og bruken må derfor knyttes til grunnundersøkelsens omfang. Premisser for minste kvalitet og omfang av grunnundersøkelser bør tas opp til vurdering.** Dette er delvis berørt under generelle kommentarer i NVE-veilederens kap.3.

4.2 Usikkerhet i beregningsmetodikk og prosjektering

Det er i dag tilgjengelig gode verktøy for analyse av skråningsstabilitet. Disse kan sette store krav til prosjekterende, og variasjoner i resultat kan oppstå. I HB016 er det referert til en undersøkelse fra 1997 som viser at metoder for stabilitetsberegning som oppfyller alle likevektsbetingelser kun vil avvike fra hverandre med $\pm 6\%$:

Utdrag fra SVV HB016 Kap. 4.4.1 – Beregningsnøyaktighet:

Nøyaktigheten ved stabilitetsberegninger er nøye vurdert og studier viser at metoder som oppfyller alle likevektsbetingelser vil kun avvike fra hverandre med $\pm 6\%$ (Duncan, 1997). Metoder som ikke oppfyller alle likevektsbetingelser vil sjelden oppnå tilsvarende nøyaktighet. En viktig forutsetning som gjelder for alle metoder er at det er utført omfattende søk for kritisk skjærflate.

Utdrag fra J. Duncan (1996):

"The maximum difference between factors of safety calculated by methods that satisfy all conditions of equilibrium is about 12%, usually less. Thus, with an accuracy of about $\pm 6\%$, factors of safety calculated using methods that satisfy all conditions of equilibrium can be considered to be the correct answer. This is certainly close enough for practical purposes, because slope geometry, water pressures, unit weights and shear strengths can seldom, if ever, be defined with an accuracy as good as $\pm 6\%$.

Thus, if an engineer performs slope stability analyses using methods that satisfy all conditions of equilibrium, it is justified in virtually every case to conclude that the accuracy of the analyses is as good as, or better than, the accuracy with which the analysis conditions are defined. The engineer can then devote his or her attention to the most important and most difficult issues involved in analyses of slope stability—those of defining geometry, shear strengths, unit weights, and water pressures, and of determining the possible uncertainties in these quantities."

Det viste seg også i Rv 717-prosjektet at stabilitetsanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS gjennomgående ga omlag 5 % lavere materialfaktor enn Geosuite stabilitet (Lund m.fl., 2009).

Det forekommer at grenselikvekts (LEM) - analyser blir gjort med metoder basert på sirkulærsylindriske skjærflater der det ville vært mest riktig å bruke sammensatte flater. Erfaring fra bruk av lamellemetodeprogram viser at sammensatte skjærflater i uheldige tilfeller kan gi opp mot 10-15 % lavere materialfaktor enn sirkulære flater.

Samlet sett viser dette at det finnes en variasjon mellom de forskjellige programmer, beregningsmetoder og anvendelser som bør dekkes opp av at det velges et tilstrekkelig høyt krav til materialfaktor.

For prinsippet med prosentvis forbedring viser dette også at en må benytte samme metode for stabilitetsanalyse for før- og ettertilstand.

I prosjekteringsarbeid er det viktig å vurdere alle byggefaser for å identifisere de kritiske lastsituasjonene. Det vil i mange tilfeller være vanskelig for den prosjekterende å ha full oversikt over byggeprosessen siden detaljene i anleggsarbeidet kan endres på senere tidspunkt. Dette må løses enten ved at materialfaktoren tar høyde for usikkerhet på dette punktet eller at geoteknisk prosjekterende er involvert gjennom hele prosessen for å revidere analyser når forutsetninger endres.

Regler for prosjekteringskontroll følger valg av geoteknisk kategori, beskrevet i Eurokode 7, Kap. 4.

4.3 Utførelsesfeil

Om utførelsesfeil eller ikke-forutsette hendelser er fatalt avhenger av prosjektets egenart. Hva skal til for å skape et brudd? Der hvor de kritiske skråningene før tiltak har svært lav materialfaktor ($\gamma_{M0} \approx 1,0$) er det åpenbart at selv små feil i rekkefølgen i bygging kan være avgjørende. Slike utførelsesfeil kan ikke fanges opp av materialfaktoren, og her er det viktig å ha klart definerte krav til oppfølging på byggeplassen.

I de prosjektene hvor selv små utførelsesfeil kan ha store konsekvenser for sikkerheten i prosjektet, både under bygging og i etterkant, kan det diskuteres hvor mye av dette som bør dekkes av at man har stilt tilstrekkelig høye krav til materialfaktoren, og hvor mye av disse feil som bør fanges opp gjennom økt byggeplasskontroll.

Regler for utførelseskontroll følger valg av geoteknisk kategori, beskrevet i Eurokode 7, Kap. 4.

4.4 Bruk av prinsippet ”Prosentvis forbedring av sikkerhet”

Prosentvis forbedring er et prinsipp foreslått i NVEs veileder for å håndtere stabilitetsanalyser i naturlige skråninger med lav initial sikkerhet, jf. NVE-veilederen kap. 4.5.

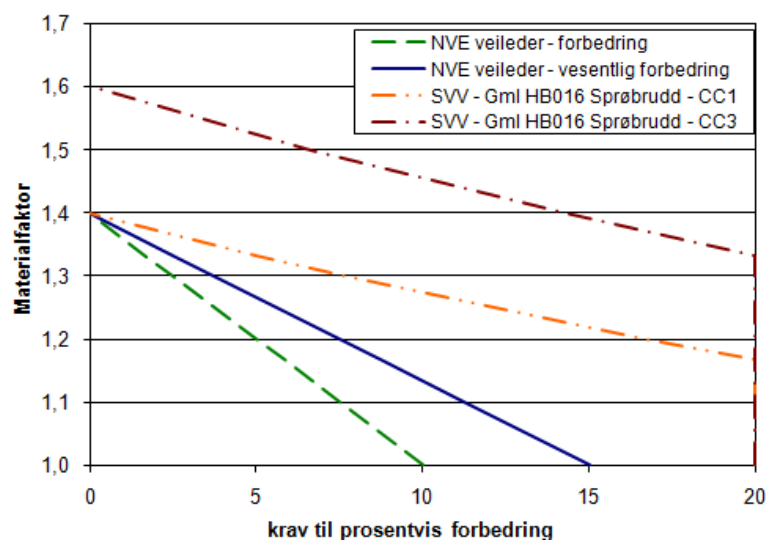
Prosentvis forbedring ved endring av likevektsspenninger (som ved avlastning og motfylling) har det fortrinn at når en setter materialfaktoren for en eksisterende skråning til minimum 1,0 faller usikkerhetene i materialparametere og geometri bort. Dette gjelder dersom det foreslåtte forbedringstiltaket ikke fører til reduksjon av skjærfasthet. Den faktiske forbedring på 15 eller 20 % må da dekke prosjekteringsunøyaktighet, utførelsesfeil og eventuelle ikke-forutsette endringer.

I NVEs kvikkleireveileder er det beskrevet at en ved beregnet materialfaktor mindre enn 1 for en naturlig skråning bør revurdere beregningsforutsetningene:

Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3.1 (side 13):

Dersom man beregner en materialfaktor før utbygging under 1,0, må beregningsforutsetningene revurderes og nye beregninger utføres slik at beregnet materialfaktor før utbygging blir tilnærmet 1,0.

Det er en prinsipiell forskjell mellom det prosentvise forbedringsprinsippet i kvikkleireveilederen fra NVE og i gammel HB016. Der hvor NVE angir at den prosentvise forbedringen reduseres lineært fra 15 (eller 10) % til 0 avhengig av hvor stor materialfaktoren var før tiltak, er ikke dette angitt i SVV sin håndbok. SVV sitt forbedringsprinsipp kan derfor tolkes til å være at 20 % forbedring kreves, helt til den eventuelle prosentvise forbedringen fører til at materialfaktoren heves over kravet.



Figur 4-1 Grafisk fremstilling av prosentvis forbedringsprinsipp iht. NVE og SVV(gammel HB016)

Udrenert skjærfasthet er bestemt av effektivspenningstilstanden før lastendring. For kontraktante materialer gir dette lav passiv og direkte skjærfasthet. I en naturlig skråning som står med god sikkerhet på effektivspenningsbasis vil passiv sone normalt ikke være høyt mobilisert. Den lave passive fastheten i en udrenert analyse forutsetter at den passive sonen er mobilisert udrenert slik at effektiv horisontalspenning er større enn effektiv vertikalspenning. Spenningstilstanden i en naturlig skråning vil i mange tilfeller ligge nærmest en aktiv tilstand. I en stabilitetsanalyse blir den stabiliserende skjærspenningen ofte regnet som en middelverdi av aktiv, direkte og passiv fasthet. **Det er derfor mulig at beregnet materialfaktor kan være <1 selv om de udrenerte skjærfasthetene er korrekte.** En bør derfor være forsiktig med å korrigere udrenerte fasthetsparametre på bakgrunn av udrenerte stabilitetsanalyser. Det kan i neste omgang være ikke-konservativt å bruke de korrigerede parametrene i beregning av lokal stabilitet for en fylling som representerer en reell udrenert last.

Det vil i mange tilfeller være stor forskjell på beregnet materialfaktor for en naturlig skråning analysert med udrenerte og drenerte stabilitetsanalyser.

Dette kan illustreres med et regneeksempel hvor en ser på stabiliteten av en lang skråning tilnærmet beregnet ved å bruke prinsippet for en kloss på skrånplan.

Forutsetninger:

Grunnvannsstand i terreng, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $s_{u,dss} = \alpha_p \cdot P'_o = 0,2 \cdot P'_o$

Største stabile skråningshelning for drenert og udrenert analyse blir da:

Drenert - $\tan(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \tan(\varphi) / \gamma_m$

Udrenert - $\sin(\alpha) = \gamma' / \gamma \cdot \alpha_p / \gamma_m$

**Tabell 1: Beregningseksempel: materialfaktor i lang skråning
– drenert og udrenert analyse**

Tilstand	γ_m	Største skråningshelning (α)
Drenert	1,0	14,9 ⁰
	1,6	9,4 ⁰
Udrenert	1,0	5,7 ⁰
	1,6	3,6 ⁰
	0,6	9,4 ⁰

Dette viser at en naturlig skråning som står med god margin i en drenert stabilitetsanalyse vil kunne gi materialfaktor < 1 i en udrenert analyse. Årsaken til den lave udrenerte materialfaktoren er at selve skråningshelningen representerer en udrenert lastsituasjon, dvs. at jordas tyngde blir behandlet som en udrenert last, og at fastheten er tolket fra forsøk som ikke er konsolidert til den aktuelle spenningstilstanden i skråningen.

Dette viser viktigheten av å gjennomføre undersøkelser for å bestemme skjærstyrkeegenskaper i felt og laboratorier som er tilpasset den reelle problemstillingen.

4.5 Reduksjon av den karakteristiske skjærfastheten fra blokkprøver og CPTU

Kunnskapen om prøveforstyrrelse har økt betydelig ved at resultater fra prøver fra blokkprøver er sammenlignet med tradisjonelle prøvemethoder. Det er funnet store forskjeller i oppførsel. Typisk finner en større initialstivhet og fasthet for blokkprøvematerialet. Dette har som eksempel kunnet forklare at mange tidligere beregnede skråninger viste materialfaktorer under 1,0.

Dette har igjen ført til en revurdering av hvor stor fasthet i jorda som kan utnyttes. NGI har foreslått, og praktiserer, en reduksjon av fasthetsparametre basert på blokkprøver og også på fasthet fra CPT der disse er bestemt etter relasjoner basert på blokkprøver. Denne reduksjon er for sensitive materialer 10 %, for kvikke materialer 15 %. For ikke-sensitive korrigeres det ikke.

4.5.1 Hva skal 10 eller 15 % -reduksjon av skjærfasthet dekke?

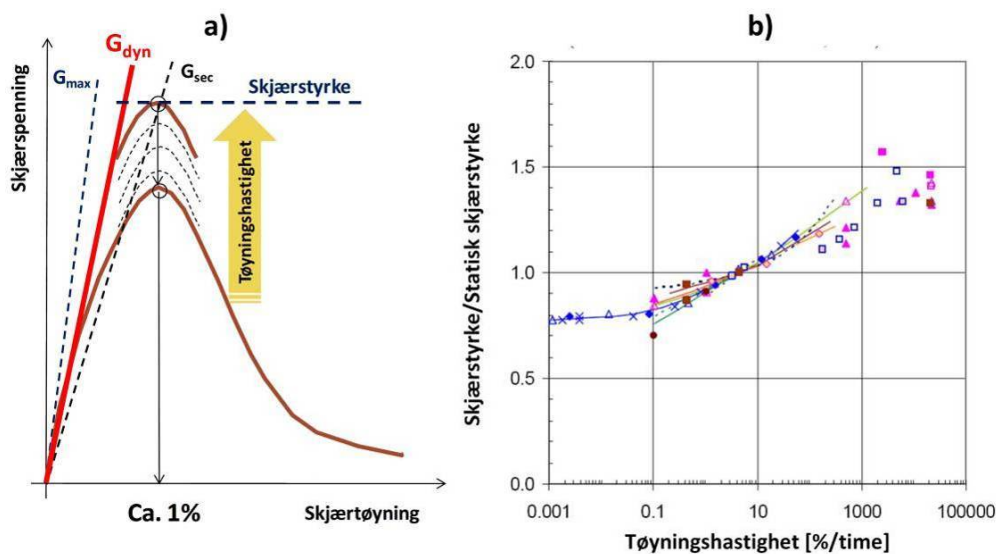
NVEs "Veileder for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper" skiller ikke og angir generelt 15 % reduksjon, jf. veilederens kap 6.1.

Begrunnelsene for reduksjonen kan være flere:

- Tidseffekter; kan et materiale tåle å være høyt mobilisert over tid?
- Faren for en progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer og den økte risiko som ligger i å utnytte en peak-verdi.
- En generell forsiktighetstankegang basert på at innarbeidet erfaring i konsulentbransjen er fra bruk av fasthet fra 54 mm prøvetakere, og at det i dette har ligget en innebygd sikkerhet som en ikke kan neglisjere.

4.5.1.1 Tidseffekter

I Figur 4-2 er det vist en sammenheng mellom fasthet oppnådd for forskjellige belastningshastigheter, som viser tidseffekter i laboratoriet. Dette viser at svært sakte gjennomført belastning (ned mot 0,1 % pr time) kan gi fasthet som er 10 – 15 % lavere enn verdiene fra et "normalt" statistisk forsøk.



Figur 4-2 Skjærfasthet for sprøbruddmaterialer justert for tøyningshastighet. (Andersen et. al. 2008)

Basert på dette er tidseffektreduksjonen en reell og absolutt nødvendig korreksjon for å finne det som er riktig fasthetsverdi. Det kan fra dette synes som at det ikke er stor margin igjen til å ta hensyn til generell forsiktighet ved sprøbruddmaterialer.

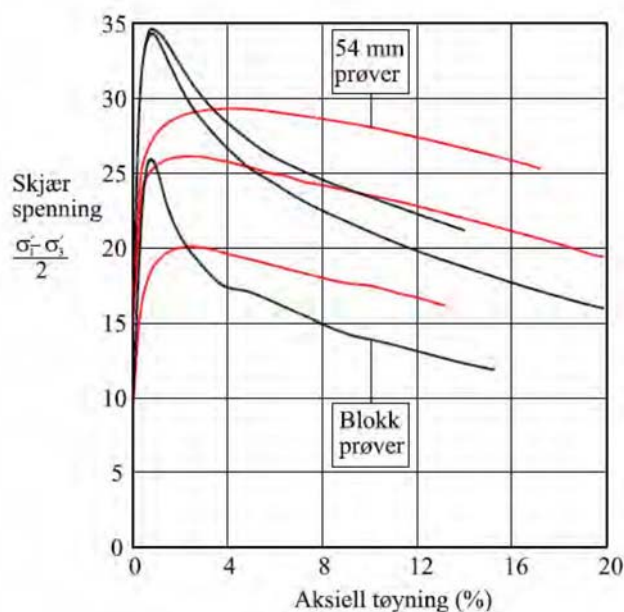
4.5.1.2 Sprøbruddmaterialer

Ved progressive brudd i sprøbruddmaterialer vil ikke alle punkt langs skjærflaten oppnå/overskride maksimal fasthet samtidig. For stabilitetsberegninger er det derfor anbefalt å ta ut fastheten langs potensielle bruddflater ved samme tøyningsnivå. For noen sprøbruddmaterialer som f.eks. kvikkleire blir aktiv fasthet mobilisert på et lavere tøyningsnivå enn passiv fasthet. Dette fører til at full passiv fasthet ikke kan utnyttes i stabilitetsberegningen.

Denne tankegangen forutsetter at det påføres en udrenert last, som f.eks. fylling eller utgraving. Det kan diskuteres om dette prinsippet er relevant for stabiliteten av naturlige skråninger der lasten består av egenvekten til materialet som ligger der.

4.5.1.3 Forsiktighetstankegang

Mange av sikkerhetsprinsippene som finnes i dag er basert på mange års erfaring. Gjennom disse årene har også prøvetakings- og sonderingsmetoder utviklet seg. Dette gjør at vi nå ofte finner at grunnen har en bedre fasthet enn det som ble funnet tidligere. Dette vises for eksempel godt i Figur 4-3 som viser forskjellen i resultater fra treaksialforsøk gjennomført på 54 mm prøver og blokkprøver.



Figur 4-3 Treaksialforsøk på leire fra Onsøy. Prøver er tatt med 54 mm – og blokkprøvetaker. Fra NVEs kvikkleireveileder § 2, figur 2.1.

4.6 HB016 vs. andre regelverk

Detaljer i HB016 er gjennomgått i Vedlegg A.

SVV HB016 krever $F = 1,6$ for kombinasjonen sprøtt kontraktant brudd og konsekvensklasse *Meget alvorlig*, alternativt 20 % forbedring. En kan derfor oppfatte $F = 1,6$ -kravet som et ønske om å være forsiktig.

Eurokode 7 krever i nasjonalt tillegg: $\gamma_M = 1,4$ med tilleggskommentar c) ”Materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.”

Svenske regelverk har krav opp til 1,65 i materialfaktor for stabilitet i kvikkleireområder. I tillegg har TK Geo innført en reduksjonsfaktor $\kappa_s = 0,92$ for karakteristisk fasthet av kvikkleire, som er analogt med NGIs praksis med 10–15 % reduksjon.

Dette viser at SVVs eksisterende praksis som er økning fra 1,4 til 1,5 eller 1,6 er på linje med andre regelverk det er naturlig å sammenligne med.

5 Diskusjon

5.1 Prinsipiell vurdering av forholdet mellom bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring

Mange naturlige skråninger står med en sikkerhet som er under kravet til absolutt materialfaktor. For områdestabilitet av naturlige skråninger vil det i noen tilfeller ikke være praktisk mulig å oppnå en absolutt materialfaktor med stabiliserende tiltak. Grunner til dette kan være topografiske forhold, eller eksisterende bebyggelse. I slike tilfeller vil sikkerhetsfilosofien med prosentvis forbedring være eneste mulighet for å kunne gjennomføre et tiltak. I andre tilfeller vil det å kreve en absolutt materialfaktor medføre en stor kostnad som er uakseptabel for prosjektet.

NVEs "Veileder for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper" danner praksis for håndtering av kvikkleireskråninger. Det tas utgangspunkt i en generell materialfaktor $\gamma_M > 1,4$ eller forbedring/vesentlig forbedring (f. eks. 15 %). Tankegangen vedrørende forbedring er ensidig å bedre situasjonen for et problemsnitt. Veilederen tar ikke stilling til problematikken ved at sikkerhetsnivået gjennom dette lokalt kan bli redusert andre steder. Dette reiser spørsmålet om en fritt kan tillate at kvikkleireområder som har beregningsmessig sikkerhet lavere enn et absolutt krav, eksempelvis 1,6 eller 1,4, endres slik at sikkerheten reduseres? Hvor mye kan man i så fall "låne" av sikkerhet i deler av området for å bedre sikkerheten i andre deler?

Praktisk erfaring med prosentvis forbedring (ved bruk av NVEs retningslinjer) har så langt ført til større fokus på områdestabilitet ved utbygging i kvikkleireområder. På denne måten er denne filosofien med på å øke sikkerheten totalt sett.

En utfordring for regelverket rundt prosentvis forbedring er praktisering av grensene for når prinsippet kan brukes. Det vil alltid være en pris knyttet til å oppnå en absolutt materialfaktor eller en eventuell omprosjektering (for eksempel omlegging av vegtrase). I noen tilfeller er stabiliteten i utgangspunktet så lav at et tiltak ikke bør gjennomføres. I andre tilfeller vil det være rett å kreve en absolutt materialfaktor for alle skjærflater. Uten klare retningslinjer vil kostnad bli styrende i de fleste tilfeller.

Det er en reell mulighet for at norsk praksis kan bli at prosentvis forbedring er normalttilfellet og at en legger bort tidligere tanker om at prosentvis forbedring kun skulle benyttes i unntakstilfeller.

Ifølge utsnittet nedenfor sidestiller NVE-veilederen disse prinsippene, flere detaljer er gitt i vedlegg A. Disse viser at NVE-veilederen dekker utbygging av alle typer tiltak, inkludert boliger, skoler og institusjoner m.m. og det er således ingen begrensninger for hvilke tiltak som kan omfattes av prinsippet prosentvis forbedring.

Utdrag fra NVE-veileder kap 4.5 "Sikkerhet mot kvikkleireskred"

Dersom det er aktuelt med utbyggingstiltak i områder der materialfaktoren er mindre enn 1,4, bør det før utbygging kreves stabiliserende tiltak som gir materialfaktor lik eller større enn 1,4, eller det bør gis krav om minimum prosentvis forbedring av stabiliteten (figur 4.2). Hvor stor denne prosentvise forbedringen bør være, avhenger av hvilken faregrad området har (høy, middels eller lav) ved eksisterende situasjon og hvilken arealbruk/utbygging som er aktuell (tiltakskategori i tabell 4.3).

5.2 Kvalitativ vurdering av hvilke usikkerheter som ivaretas av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring

I følge Eurokode 7 skal beregningsmetode 3 brukes for geoteknisk prosjektering. Denne metoden setter krav til materialfaktor for fastheten til materialet og lastfaktor for variable laster. De andre partialfaktorene er satt til 1,0 (utenom geometrifaktoren a , men den er lite aktuell for skråningsstabilitet). For skråningsstabilitet betyr det i praksis at materialfaktoren skal ivareta margin mot brudd ved å dekke usikkerheter i geometri, materialparametre, beregningsmetode, tyngdetetthet og utførelse. Begge

sikkerhetsfilosofiene skal i utgangspunktet ivareta alle disse usikkerhetene. For tilfeller med initial materialfaktor nær 1,0 blir det argumentert med at usikkerhetene faller bort og at en forbedring representerer en reell margin mot brudd. Det er vanskelig å tallfeste de ulike usikkerhetene, men de vil i de fleste tilfeller ligge betydelig lavere enn materialfaktoren.

Ved å benytte prinsippet med prosentvis forbedring ender en opp med en resulterende materialfaktor som er lavere enn det absolutte kravet. Prinsippet med prosentvis forbedring vil derfor i de fleste tilfeller representere et lavere sikkerhetsnivå enn et absolutt krav til materialfaktor. Ved å innføre dette prinsippet åpner man for et lavere sikkerhetsnivå for å kunne gjennomføre et tiltak som er nyttig for samfunnet. Kompensasjonen for dette ligger i at en utviser økt aktsomhet i prosjektet. Det er derfor viktig at premissene kommuniseres til alle aktører.

5.3 Kvantitativ vurdering av sikkerhetsnivå ved bruk av absolutt materialfaktor og av prosentvis forbedring

Prosentvis forbedring av materialfaktor ved topografiske endringer kan en oppnå ved å redusere de drivende kreftene (motfylling eller graving ved skråningstopp) eller ved å forlenge kritisk skjærflate (steinfylling ved skråningsfot) eller en kombinasjon av disse.

NVE veilederen argumenterer for prinsippet med prosentvis forbedring av en naturlig skråning som står med en materialfaktor på minst 1,0 at dette vil representere en reell (tallfestet) forbedring. Til sammenligning er en beregnet absolutt materialfaktor beheftet med usikkerhet i fasthetsparametrene (+ geometri og beregningsmetode) slik at det reelle sikkerhetsnivået er usikkert.

Fasthetsmargin kontra materialfaktor (Fasthetsmargin = differanse mellom skjærfasthet og likevektsspenninger i kPa)

Minimum sikkerhetsnivå ved bruk av prosentvis forbedring kan kun tallfestes for et tilfelle som i utgangspunktet har en beregningsmessig materialfaktor på 1,0. For et tilfelle med for eksempel beregningsmessig $\gamma_{M0} = 1,15$ vil NVE-krav til vesentlig forbedring kreve $\Delta\gamma_M = 9,4\%$ og endelig γ_M -krav blir 1,244. Dersom den beregnede γ_{M0} er feil, for eksempel ned mot 1,0, vil endelig γ_M blir rundt 1,1. Kan dette skje? I svake kvikke leirsediment er det vanskelig å bestemme skjærfasthet med stor presisjon, om en f.eks. overestimerer en leire med valg av karakteristisk $s_u = 23$ kPa i stedet for 20 kPa oppstår en slik situasjon.

For en $\gamma_{M0} = 1,0$ -situasjon er usikkerheten i fasthet og beregningsmetode av mindre betydning (materialfaktoren er jo minst 1,0), og prinsippet krever 15 % forbedring som skal dekke de øvrige usikkerheter, i hovedsak mulige feil i prosjektering og utførelse.

Er en fasthetsmargin på 2 til 6 kPa stor nok (15 el. 20 % for typiske $s_u = 15$ til 30 kPa)? Dette kommer an på problemet som foreligger; det skal anleggsteknisk mye til å endre likevektsspenningene i en stor skråning mens det i et lokalt område er fort gjort å spise opp marginen. Prinsippet om prosentvis forbedring blir derfor ”dimensjonsavhengig” og **det vil derfor være logisk å heve sikkerhetsnivået for mindre problemstillinger eller lokale deler av et større prosjekt**. Det mest rendyrkede vil da være lokalt å øke kravet til materialfaktor og bruke samme prinsipp for valg av karakteristisk verdi som før.

5.4 Tilsvarende 10–15 %-fasthetsreduksjon fra blokkprøvedata spranget i γ_M fra 1,4 til 1,6?

Prinsippet bør være at man legger til grunn så riktige jorddata som mulig. Det betyr at en reduksjon av fasthet fra blokkprøver eller CPT-tolkninger basert på blokkprøver bør være begrunnet i reell jordoppførsel som forventet i det aktuelle problem, for eksempel tidseffekter. Deretter er det logisk å velge sikkerhetsnivå ut fra konsekvens og fra jordartens potensial for sprøbrudd dersom det er noe slikt potensial igjen etter reduksjonen. Eksempelet fra Onsøy i Figur 4-3 viser at det kan være tilfelle. Med en 10–15 % reduksjon vil alle blokkprøvene fremdeles ha betydelig softeningpotensial igjen.

Dette prinsippet gir at 10–15 %-reduksjonen ikke bør inneholde noen innebygd sikkerhetsfaktor. Det kan medføre at den bør være noe mindre. Dette bør utredes.

5.5 Effektivspenningsanalyse/udrenert analyse

En skråning som over lang tid har ”falt til ro” og ved kryp har fordelt likevektsspennningene utover jordvolumet kan forventes å ha en rimelig god drenert sikkerhet mot brudd og effektivspenningsanalyse vil være normalt å bruke.

Dersom en går inn i en slik skråning med tiltak, kan det tenkes at dette setter i gang en mindre, men udrenert, spenningsendring i jorden som derfor må forholde seg til et s_u -tak og ikke et Coulombtak. I et kontraktant materiale kan dette utløse udrenert poretrykksøkning og jorden kan raskt gå til brudd, kanskje bare under marginalt høyere skjærspenningsnivå enn initialt. Dette er det klassiske utløsningsscenario for skred i kontraktante materialer med tilstrekkelig softening til at skjærsonen utvikles progressivt.

På totalspenningsbasis vil dette vise en lav beregningsmessig materialfaktor. Et udrenert effektivspenningskriterium kan brukes, men setter store krav til at jordmodellen klarer å etterape den virkelige udrenerte oppførselen slik at spenningsstien blir korrekt og man i praksis treffer s_u .

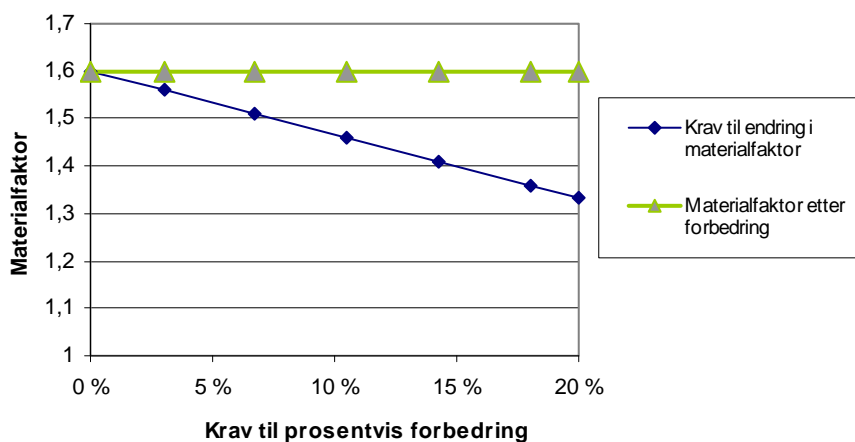
Det er derfor viktig å sette fokus på de mekanismer som kan sette en slik udrenert prosess i gang, vurdere sannsynligheten for dem og, hvis mulig, sørge for at de ikke kan oppstå. Dette vil være et stort bidrag til økt sikkerhet. Som en hovedoppsummering: unngå lokalt udrenert brudd.

6 Forslag til revidert sikkerhetsfilosofi

For å oppnå bedre samsvar mellom NVE veiledningen, Eurokode 7 og HB016 vil vi anbefale følgende sikkerhetsfilosofi i revidert HB016 for materialer med sprøtt/kontraktant brudd:

Alternativ 1 (strengt krav)

- Krav til materialfaktor 1,6
- Absolutt krav til materialfaktor i influensområdet for vegkonstruksjonen (lokal stabilitet ved graving og fylling og der vegfyllinger er drivende for skråningsstabilitet).
- Der stabiliteten av eksisterende skråninger er lav og det er teknisk og/eller økonomisk svært krevende å oppnå det absolutte kravet til materialfaktor kan prinsippet med prosentvis forbedring benyttes. (Her er det behov for kriterier som definerer når et tiltak er for dyrt)
- Kravet til forbedring er minst 20 % dersom materialfaktoren i utgangspunktet er mindre enn 1,33. Kravet avtar lineært fra 20 % ved materialfaktor 1,33 til 0 % ved materialfaktor 1,6. Dette betyr at resulterende krav til materialfaktor er 1,6 for alle tilfeller der materialfaktoren i utgangspunktet er 1,33 eller bedre som vist på Figur 6-1.
- Kravet til resulterende materialfaktor gjelder skråningsstabiliteten totalt sett og ikke for spesifikke flater. Dvs. at kravet gjelder for områdestabiliteten og for de deler av skråningen der vegkonstruksjonen er stabiliserende eller er uten betydning for stabiliteten.



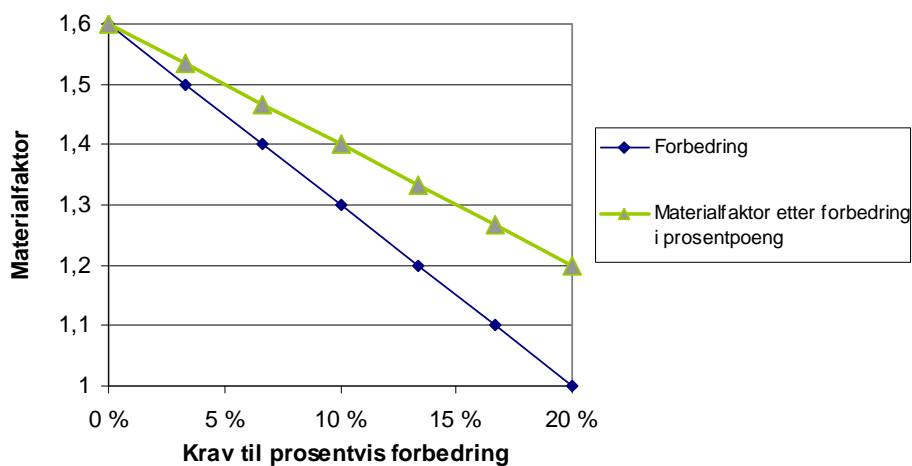
Figur 6-1 Krav til forbedring og resulterende materialfaktor- alternativ 1

Alternativ 2 (krav på linje med NGIs SF3, se vedlegg B)

- Krav til materialfaktor 1,6 for influensområdet for vegkonstruksjonen, 1,4 for områdestabilitet og for bruddmekanismer der vegkonstruksjonen er nøytral eller stabiliserende.
- Der stabiliteten av eksisterende skråninger er lav og det er teknisk og/eller økonomisk svært krevende å oppnå det absolutte kravet til materialfaktor kan prinsippet med prosentvis forbedring benyttes. (Her er det behov for kriterier som definerer når et tiltak er for dyrt)
- Kravet til forbedring er minst 20 % dersom beregnet materialfaktor γ_{M0} i utgangspunktet er 1,0. Kravet avtar lineært fra 20 % ved materialfaktor 1,0 til 0 % ved materialfaktor 1,6. Det betyr at det resulterende kravet øker fra 1,2 til 1,6 som vist på Figur 6-2. Vi oppfatter det som forbedring

i prosentpoeng, dvs. at forbedringskravet skal være et lineært avtakende tillegg til γ_{M0} og at resulterende krav også blir lineært.

- Kravet til resulterende materialfaktor gjelder skråningsstabiliteten totalt sett og ikke for spesifikke flater. Dvs. at kravet gjelder for områdestabilitet og for de deler av skråningen der vegkonstruksjonen er stabiliserende eller er uten betydning for stabiliteten.



Figur 6-2 Krav til forbedring og resulterende materialfaktor. Alternativ 2.

Konklusjon:

Vi vil tilrå at det velges et sikkerhetsprinsipp i tråd med alternativ 2.

I de tilfellene det velges å bruke et prinsipp om prosentvis forbedring vil vi tilrå at det settes økte krav til forundersøkelsen og til oppfølging av anleggsarbeidene.

7 Referanser/ Litteraturliste

Andersen, K. H. et. al. (2008): "Deep Water Geotechnical Engineering", Proc., XXIV Nat. Conf. of the Mexican Soc. of Soil Mechanics, Aguascalientes, 26.–29. Nov. 2008.

Banverket & Vägverket (2009): "Tekniska kravdokument Geo", ISSN 1401-9612

Det Norske Veritas (2007): "Statistical representation of soil data", Recommended practice DNV-RP-C207, April 2007

Duncan, James M. (1996): "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes" Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, Juli 1996 (ASCE).

Karlsruh, K., Lunne, T., Kort, D.A., Strandvik, S. (2005): "CPTU Correlations for Clays", ICSMGE 2005, Osaka, Japan. (NGI-rapport 20041198-1 datert 10. januar 2005)

NVE (2009): "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper", vedlegg 1 til "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag", ISSN 1501-9810

Standard Norge (2008): "Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler", NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

Statens vegvesen (2009): "Geoteknikk i vegbygging", Håndbok 016

Vägverket (2004): "Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion - ATB VÄG 2004", Publikation 2004:111

VEDLEGG A: EKSISTERENDE REGELVERK OG PRAKSIS

Dette vedlegg inneholder en gjennomgang av og utdrag fra følgende regelverk og praksis;

- Eurokode 7 (EN 1997-1) og det norske tillegget, utgitt i hhv. 2004 og 2008.
- Håndbok 016, utgitt av SVV, delvis revidert i 2009.
- Kvikkleireveileder, utgitt av NVE i 2008.
- ATB Väg 2004, utgitt av Vägverket i 2004.
- Tilpasning til EC7 (VVFS 2008:250), utgitt av Vägverket i 2008.
- TK Geo, utgitt av Vägverket og Banverket i 2009.
- Anvisningar för släntstabilitetsutredningar (Rapport 3:95), utgitt av den Svenske skredkommissionen i 1995.

Ordbruk:

NS-EN 1990:2001+NA:2008 (Eurokode 0): ”Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner” innfører begrepet fasthet som: ”*mekanisk egenskap som angir materialets evne til å motstå påvirkning, vanligvis uttrykt som en spenning.*”

Dette medfører at for eksempel skjærstyrke skal erstattes med skjærfasthet. I dette vedlegg refereres det er i stor grad til regelverk og håndbøker som benytter styrke som begrep. Det derfor i teksten benyttet styrke som betegnelse.

A-1 Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008)

Eurokode 7, del 1 (eller EN 1997-1) ble i 2004 fastsatt som Norsk standard NS-EN 1997-1:2004. Den norske oversettelsen ble utgitt i 2008, sammen med et tilhørende norsk nasjonalt tillegg, NA:2008. Den gamle standardserien NS 34XX er pr mars 2010 utfaset, fra dette tidspunkt skal kun Eurokodene benyttes (Standard Norge, 2008).

Nedenfor følger utdrag fra Eurokode 7 som anses å være spesielt relevant innenfor temaet denne rapporten omhandler.

A-1.1 Partialfaktorer for jordparametere

Figur A - 1 viser partialfaktorene for jordparametere som Eurokode 7 anbefales brukt i geotekniske grensetilstander (GEO).

Jordparameter	Symbol	Sett	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_c	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_f	1,0	1,0
^a Denne faktoren gjelder for $\tan \phi'$			

Figur A - 1 Utdrag fra NS-EN 1997-1, Tillegg A, A.3.2, tabell A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ_M)

Partialfaktorsett M1 og M2 skal brukes i kombinasjon med partialfaktorer for laster (A1 og A2) og partialfaktorer for motstand (R1 og R2) i dimensjoneringsmetode 1 – 3 som beskrevet i standardens kapittel 2.4.7.3.4. Eurokode 7 åpner for skjønn ved valg av partialfaktorene som vises i anvendelsesreglene gjengitt i Figur A - 2.

(4) Strengere verdier enn dem som er anbefalt i tillegg A, bør brukes ved unormal risiko eller ved uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

(5) Mindre strenge verdier enn dem som er anbefalt i tillegg A, kan brukes for midlertidige konstruksjoner eller forbigående dimensjonerende situasjoner hvis det kan begrunnes ut fra sannsynlige konsekvenser.

Figur A - 2 Utdrag fra NS-EN 1997-1. Kap. 2.4.7.1 Bruddgrensetilstander - Generelt

A-1.2 Grunnens egenskaper og karakteristiske verdier av geotekniske parametere

(3)P Det skal tas hensyn til mulige forskjeller mellom geotekniske parametere målt ved prøving og grunnens egenskaper som påvirker oppførselen til den geotekniske konstruksjonen.

(4) Forskjellene som er nevnt i 2.4.3(3)P, kan skyldes følgende faktorer:

- mange geotekniske parametere som ikke er virkelige konstanter, men avhenger av spenningsnivå og deformasjonsmåte;
- jord- og bergstrukturer (f.eks. sprekker, lagdeling eller store partikler) som kan spille ulike roller ved prøvingen og i den geotekniske konstruksjonen;
- tidseffekter;
- strømming av vann som reduserer fastheten av jord og berg;
- dynamiske påvirkninger som fører til en reduksjon av fastheten;
- sprøhet og duktilitet av jord og berg;
- måten den geotekniske konstruksjonen er installert på;
- påvirkningen av håndverkmessig arbeid på kunstig plassert eller forbedret grunn;
- virkningen av byggevirkosomhet på grunnens egenskaper.

Figur A - 3 Utdrag fra NS-EN 1997-1 avsnitt 2.4.3 - Grunnens egenskaper

Figur A - 4 viser prinsippene og anvendelsesregler som er definert i EC7 - kap. 2.4.5.2 – ”*Karakteristiske verdier av geotekniske parametere*”. I denne paragrafen åpnes det for bruk av statistiske metoder for å bestemme karakteristiske verdier, samt at det presiseres at karakteristiske verdier bør enten være nedre verdier som er mindre enn de meste sannsynlige verdiene, eller øvre verdier som er større (avhengig av hva som er mest ugunstig i analysen).

I tillegg krever prinsipp (12)P at ”*ved bruk av standardtabeller for karakteristiske verdier for parametere fra grunnundersøkelser skal den karakteristiske verdien velges som et svært forsiktig anslag*”.

2.4.5.2 Karakteristiske verdier av geotekniske parametere

(1)P Valg av karakteristiske verdier av geotekniske parametere skal baseres på resultatene og de utledede verdiene fra laboratorie- og feltprøvinger, samt på godt etablert erfaring.

(2)P Den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for grensetilstanden.

(3)P En større varians av c' sammenlignet med variansen av $\tan\phi'$ skal tas i betraktning når deres karakteristiske verdier bestemmes.

(4)P Ved valg av karakteristiske verdier av geotekniske parametere skal det tas hensyn til følgende:

- geologisk informasjon og annen bakgrunnsinformasjon, slik som data fra tidligere prosjekter;
- variasjon i grunnens målte egenskaper og annen relevant informasjon, f.eks. fra eksisterende kunnskap;
- omfanget av felt- og laboratorieundersøkelser;
- typen og antallet prøver;
- utstrekningen av området i grunnen som er bestemmende for oppførselen til den geotekniske konstruksjonen i den aktuelle grensetilstanden;
- den geotekniske konstruksjonens evne til å overføre laster fra svake til sterke områder i grunnen.

(5) Karakteristiske verdier kan være nedre verdier som er mindre enn de mest sannsynlige verdiene, eller øvre verdier som er større.

(6)P For hver beregning skal den mest ugunstige kombinasjonen av nedre og øvre verdier av uavhengige parametere brukes.

(7) Området i grunnen som er bestemmende for oppførselen til den geotekniske konstruksjonen i en grensetilstand, er vanligvis mye større enn en prøve eller området i grunnen som berøres ved en prøving in situ. Dermed er verdien av den bestemmende parameteren ofte en middelvei av en rekke verdier over en stor overflate eller et stort volum av grunnen. Den karakteristiske verdien bør være et forsiktig anslag av denne middelveien.

(8) Hvis den geotekniske konstruksjonens oppførsel i den aktuelle grensetilstanden bestemmes av den laveste eller høyeste verdien av grunnens egenskap, bør den karakteristiske verdien være et forsiktig anslag av den laveste eller høyeste verdien som forekommer i området som er bestemmende for oppførselen.

(9) Ved valg av området i grunnen som er bestemmende for oppførselen til en geoteknisk konstruksjon i en grensetilstand, bør det tas hensyn til at denne grensetilstanden kan avhenge av oppførselen til den fundamenterte konstruksjonen. For eksempel er den bestemmende parameteren ved vurdering av bruddgrensetilstanden til en bygning som hviler på flere fundamenter, den midlere fastheten over de enkelte områdene i grunnen under hvert fundament hvis bygningen selv ikke kan motstå et lokalt brudd. Hvis bygningen derimot er stiv og sterk nok, kan den bestemmende parameteren være middelveien av disse middelveiene over hele området eller deler av området i grunnen under bygningen.

(10) Hvis statistiske metoder anvendes ved valg av karakteristiske verdier for grunnens egenskaper, bør slike metoder skille mellom lokal og regional prøvetaking og tillate bruk av a priori kunnskaper om sammenlignbare grunnforhold.

(11) Ved bruk av statistiske metoder bør den karakteristiske verdien utledes slik at den beregnede sannsynligheten for en ugunstiger verdi som har betydning for den aktuelle grensetilstanden, ikke er større enn 5 %.

MERKNAD I denne sammenhengen er et forsiktig anslag av middelveien et valg av middelveien av et begrenset sett med verdier av den geotekniske parameteren med et konfidensnivå på 95 %. Der det gjelder et lokalt brudd, er et forsiktig anslag av den lave verdien 5 % -fraktilen.

(12)P Ved bruk av standardtabeller for karakteristiske verdier for parametere fra grunnundersøkelser skal den karakteristiske verdien velges som et svært forsiktig anslag.

Figur A - 4 Utdrag fra NS-EN 1997-1 2.4.5.2 - Karakteristiske verdier av geotekniske parametere

A-1.3 Eurokode 7; Norsk tillegg

A-1.3.1 Dimensjoneringsmetoder og partialfaktorer for jordparametere

Det norske tillegget spesifiserer at ved geoteknisk prosjektering i bruddgrensetilstanden så skal dimensjoneringsmetode 3 anvendes (se Figur A - 5). Denne dimensjoneringsmetoden er definert i selve Eurokode 7 og gjengitt i Figur A - 6. Dette betyr at ved geoteknisk prosjektering (utenom dimensjonering av peler) er bare sett M2 i tabell A.4 (se Figur A - 1) relevant ved valg av partialfaktoren.

NA.2.4.7.3.4.1 Generelt

NA.2.4.7.3.4.1(1)P Ved geoteknisk prosjektering benyttes metode 3 med unntak av ved prosjektering av peler hvor metode 2 benyttes. Metodene benyttes som anvist i NS-EN 1990.

Figur A - 5 Utdrag fra NS-EN 1997-1, Nasjonalt tillegg (NA) NA.2.4.7.3.4.1 - Generelt

2.4.7.3.4.4 Dimensjoneringsmetode 3

(1)P Det skal påvises at en grensetilstand for brudd eller for stor deformasjon ikke vil oppstå hvis følgende kombinasjon av sett med partialfaktorer er brukt:

Kombinasjon: (A1* eller A2[†]) "+" M2 "+" R3

* på konstruksjonslaster

† på geotekniske laster

MERKNAD 1 I denne metoden brukes partialfaktorer på påvirkninger eller på lastvirkninger fra konstruksjonen og på grunnens fasthetsparametere.

MERKNAD 2 For analyser av skråninger og områdestabilitet skal påvirkninger på grunnen (f.eks. konstruksjonslaster og trafikklaster) behandles som geotekniske påvirkninger ved å bruke settet med lastfaktorer betegnet A2.

Figur A - 6 Utdrag fra NS-EN 1997-1 2.4.7.3.4.4 - Dimensjoneringsmetode 3

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	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_{γ}	1,0	1,0

^a Denne faktoren gjelder for $\tan \varphi'$

^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten.

^c Materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

^d Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Figur A - 7 Utdrag fra NS-EN 1997-1, Nasjonalt tillegg (NA) NA.A.3.2, tabell NA.A.4 - Partialfaktorer for jordparametere

Partialfaktorene er også gjengitt i det norske tillegget til Eurokode 7, se Figur A - 7. Selve faktorene er beholdt lik de i Eurokode 7, men det spesifiseres i fotnote c blant annet at ”materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede...”. I fotnote d er tilfeller med lav initial materialfaktor omtalt. Dette gir i Eurokode 7 en åpning for bruk av prinsippet om prosentvis forbedring av materialfaktoren.

A-2 Håndbok 016, kapittel 0 – gammel versjon og revisjonutkast

SVVs håndbok 016 inneholder geotekniske retningslinjer ved veibygging. Utdragene av kapittel 0 som er gjengitt nedenfor stammer fra den 5. utgaven av HB016, datert mai 2009. En ny versjon av kapittel 0 er under utarbeidelse hos Statens Vegvesen, siste utkast er mottatt mai 2010. Det er henvist til denne der hvor dette menes å være relevant.

A-2.1 Karakteristisk styrke

I henhold til gammel HB016 skal målte parametere vurderes med hensyn til pålitelighet, og eventuelt korrigeres i henhold til anerkjente metoder (se Figur A - 8). I tillegg skal karakteristiske parametere velges på en slik måte at sannsynligheten for at det forekommer et ugunstigere materiale er lite. Det er ikke spesifisert hvilke anerkjente metoder det eventuelt skal korrigeres for, eller tallfestet hvor liten denne sannsynligheten skal være. I det nye utkastet til HB016 er andre avsnitt ikke inkludert.

Resultatene av geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser skal vurderes med hensyn til pålitelighet og eventuelt korrigeres i henhold til anerkjente metoder.

Karakteristiske styrke- og deformasjonsparametere for jord og berg skal bestemmes slik at det er liten sannsynlighet for at ugunstigere materiale forekommer i et omfang av betydning for det problem parametrene skal anvendes for.

Ved valg av parametere skal det utvises forsiktighet med å utnytte styrke som er betinget av store deformasjoner. (NS 3480 pkt. 8.1)

Figur A - 8 Utdrag fra gammel HB016, kap. 0.3.2 – karakteristisk styrke

A-2.2 Materialkoeffisient og mobiliseringsgrad

Gammel HB016 angir at det ved valg av materialkoeffisient skal tas hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker og hva som er anerkjent praksis (se Figur A - 9). Avsnittet er nær identisk med fotnote c i Eurokode 7: NA-tabell i Figur A - 7.

Materialkoeffisient skal velges under hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker, og hva som er anerkjent praksis. Den økes når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbrudd materialer anses å være tilstede, og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

Figur A - 9 Utdrag fra gammel HB016, 0.3.5 – Materialkoeffisient og mobiliseringsgrad

I samsvar med tidligere standard NS3480 var gamle HB016s minste materialkoeffisient satt til 1.3 (se Figur A - 10), men som teksten i Figur A - 12 antyder skal denne verdien bare brukes hvis datagrunnlaget er godt. Det anbefales at høyere verdier anvendes både når datagrunnlaget ikke er tilstrekkelig eller hvis undergrunnen består av kontraktante materialer (se både Figur A - 10 og Figur A - 12).

Skadekonsekvens	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
Mindre alvorlig	1,3	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Figur A - 10 Utdrag fra gammel HB016, 0.3.5, tabell 0.1 – Materialkoeffisienter ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser

I den nye versjonen av HB016 er tabell 0.1 oppdatert til å være i henhold til kravene som angitt i Eurokode 7 som krever at γ_M alltid er større enn 1,4 ved totalspenningsanalyser (se Figur A - 11).

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

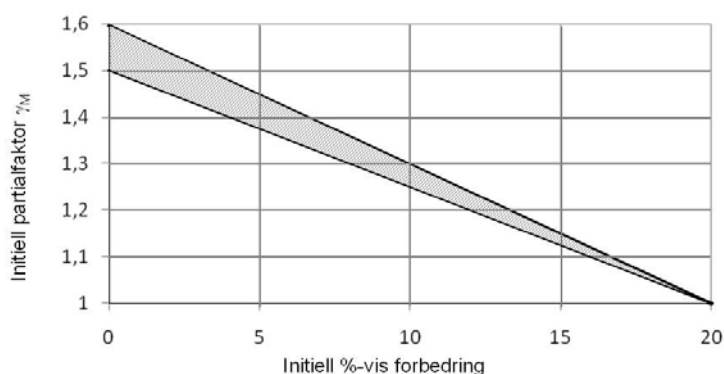
* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur A - 11 Utdrag fra revidert forslag til HB016, 0.3.6, figur 0.3 – Partialfaktorer for γ_M ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser

Gammel HB016 åpner for at det i tilfeller hvor minimumskravet ikke kan tilfredsstilles godtas at stabiliserende tiltak gir en prosentvis forbedring på 20 % fra den tidligere situasjonen, se Figur A - 12.

Ved stabilitetsberegninger vil en kunne akseptere $\gamma_m \geq 1,3$ i henhold til figur 0.1 hvis datagrunnlaget er godt, dvs både de geometriske forhold og jordas egenskaper er godt dokumentert. Høyere verdier må anvendes ved usikkerhet på dette området og hvis undergrunnen består av kontraktante materialer (eks. kvikkleire). Se også kapittel 4.2. Der det er umulig å tilfredsstille minimumskravet ved stabilitetsforbedrende tiltak i en foreliggende kritisk situasjon med beregningsmessig labil likevekt for eksisterende terrengforhold, vil tiltak som fører til en prosentvis forbedring av γ_m på 20 % også kunne aksepteres.

Figur A - 12 Utdrag fra HB016, 0.3.5 – Materialkoeffisient og mobiliseringsgrad



Figur 0.1 Krav til %-vis forbedring av stabilitetsforhold ved totalspenningsanalyse

Figur A - 13 Prosentvis forbedring som foreslått i siste utkast til revidert HB016

Sist oppdaterte forslag (mai 2010) til HB016 kap 0 har tatt inn krav til prosentvis forbedring som vist i Figur A - 13.

A-3 NVEs kvikkleireveileder

A-3.1 Veilederens formål og virkeområde

Kvikkleireveilederen ("Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper") er vedlegg 1 i NVEs (Norges vassdrags- og energidirektorat) "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag". Vedlegget ble utgitt i juli 2008. Formålet og virkeområde til veilederen er gjengitt i Figur A - 14.

Formålet med denne veilederen er å bidra til å forebygge skredulykker i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper, heretter kalt sprøbruddmateriale, ved at det blir tatt nødvendig hensyn til fare for skred i kommunal arealplanlegging og i byggesaker. Veilederen er ment for det geotekniske fagmiljøet i Norge, og skal bidra til en kvalitetsmessig god og mest mulig lik vurdering av stabilitet i disse områdene.

.....

Veilederen gjelder for ny bebyggelse, herunder også ny utbygging i områder med eksisterende bebyggelse, og er utarbeidet med tanke på å tilfredsstille kravet om sikkerhet mot skredfare i plan- og bygningsloven § 68 og Teknisk forskrift til plan- og bygningsloven (TEK).

Figur A - 14 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 1 – Formål/virkeområde og problemstilling

I tillegg presiserer veilederen i kapittel 3 at både Statens Vegvesen og Jernbaneverket har egne retningslinjer. Og for prosjektering av statlige veier og jernbane i områder med sprøbruddmaterialer henvises det til disse (se Figur A - 15).

Statens vegvesen og Jernbaneverket har egne retningslinjer med krav til undersøkelser og sikkerhet. For prosjektering av statlige veier og jernbane i områder med sprøbruddmaterialer, henvises det til disse retningslinjene, ref. /6/ og /27/.

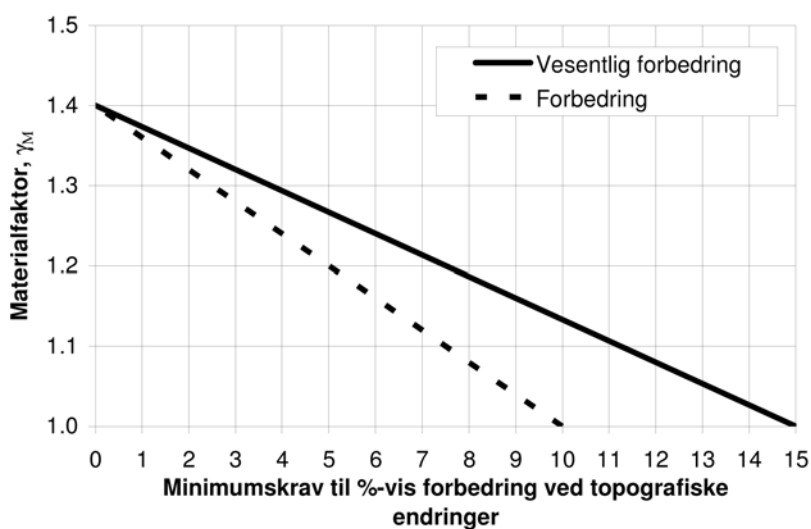
Figur A - 15 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3.1 (side 14)

A-3.2 Krav til sikkerhet

Veilederen angir krav både ut fra tiltakskategori og faregradsklasse for utbygging, dette er gjengitt i Figur A - 16. Et viktig kriterium for krav til sikkerhetsnivå er i hvilken grad tiltaket fører til tilflytting av personer. Fra tabellen ses at absolutt materialfaktor, γ_M , settes til minimum 1,4 for både tiltakskategorier 2 og 3, samt lav, middels og høy faregradsklasse.

Tiltakskategori	Faregradsklasse for utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K1. Små tiltak uten tilflytting av personer. Ingen negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Garasjer, mindre tilbygg, mindre terrenginngrep o.l.	Krav framgår av Veiledning, ref. /11/	Krav framgår av Veiledning, ref. /11/	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) ikke forverring Vanlig kontroll (Prosjektklasse 2, NS 3480)
K2. Tiltak av begrenset omfang uten tilflytting av personer. Negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Private og kommunale veier, grøfter, planeringer, oppfyllinger o.l.	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) ikke forverring Vanlig kontroll (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring Vanlig kontroll (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring Vanlig kontroll (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)
K3. Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker og tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner: Boliger, institusjoner, skoler, næringsbygg, VAR-anlegg, sentralt kraftnett o.l.	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) vesentlig forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)	Faregradevaluering Stabilitetsanalyse: a) $\gamma_M \geq 1,4$ eller b) vesentlig forbedring Skjerpet kontroll (Prosjektklasse 3, NS 3480)

Figur A - 16 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3, tabell 3.1 – Krav til sikkerhetsnivå i områder med fare for skred i sprøbruddmaterialer



Figur A - 17 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3.1, figur 3.1 – Minimumskrav til prosentvis forbedring ved topografiske endringer

I de tilfelle hvor $\gamma_M \geq 1,4$ ikke kan oppnås åpnes det for enten ”ikke forverring”, ”forbedring” eller ”vesentlig forbedring” av materialfaktoren ved topografiske endringer når situasjonen før og etter tiltak sammenlignes.

Hvordan ”forbedring” eller ”vesentlig forbedring” skal tolkes er angitt i figur 3.1 i veilederen, se Figur A - 17. Bakgrunnen for hvorfor det åpnes for denne prosentvise forbedringen er gjengitt fra veilederen i Figur A - 18.

Bakgrunnen for at det åpnes for at kravet til sikkerhet kan tilfredsstilles ved å sørge for en minimum prosentvis forbedring av beregnet materialfaktor ved topografiske endringer, er det faktum at dagens situasjon opplagt har en sikkerhet mot utglidning på minst 1,0, siden skråningen står. Den forbedringen av beregnet sikkerhet man da oppnår ved tiltaket, er dermed reell (i motsetning til den absolutte beregnede sikkerheten, som er beheftet med usikkerhet i de valgte styrkeparametrene).

Figur A - 18 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder 3.1 (side 13) – forklaring til tabell 3.1 (her gjengitt i Figur A - 16)

Videre presiseres det at kravet til prosentvis forbedring gjelder for enhver potensiell glideflate (se Figur A - 19).

Det presiseres at kravet til prosentvis forbedring gjelder for enhver potensiell glideflate. Dette betyr at det ikke er nok å heve beregningsmessig sikkerhet for den glideflaten som var funnet å være kritisk før tiltaket. Man må også se på forbedringen av andre glideflater som beregningsmessig har lavere sikkerhet mot utglidning enn $\gamma_M = 1,4$. Normalt vil det være tilstrekkelig å sammenligne beregnet γ_M før og etter det planlagte tiltaket for glideflatene som er funnet å være kritisk før og etter tiltaket.

Figur A - 19 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 3.1 (side 13-14) – forklaring til tabell 3.1 i Figur A - 16

A-3.3 Materialparametere

Utenom de generelle anbefalingene som er angitt i veilederen ved valg av materialparametere, trekkes spesielt frem utdraget som er gjengitt i Figur A - 20. Her anbefales det blant annet at den målte aktive skjærstyrken basert på uforstyrrede blokkprøver reduseres med 15 %, blant annet pga mulige effekter av sprøbrudd og tidseffekter.

I tillegg presiseres det at korrelasjonen mellom udrenert skjærstyrke og CPTU resultater er basert på resultater fra utforstyrrede blokkprøver (uten 15 % reduksjon), og at det derfor anbefales at den tolkede aktive skjærstyrken reduseres med 15 % i henhold til artikler fra Karlsrud (2003) og Karlsrud m. fl. (2005), se Figur A - 20 og Figur A - 21.

Når man utfører treaksialforsøk på blokkprøver, ser man spesielt på de aktive forsøkene en utpreget sprøbruddoppførsel, selv på lav-sensitive leirer. Udrenert skjærstyrke er dessuten avhengig av belastningshastigheten eller tiden til brudd. Når man legger korrelasjoner mot blokkprøver til grunn for dimensjonering, må det derfor vurderes om mulige effekter av sprøbrudd og tidseffekter bør tas spesielt hensyn til, noe som ikke har vært vanlig når man baserer seg direkte på vanlige 54 mm-prøver. Styrkeparametre bestemt ved den maksimalt målte aktive skjærstyrken ("peak-styrken") fra blokkprøver anbefales derfor normalt redusert med 15 %, ref. /25/.

Ved utledning av udrenert skjærstyrke fra trykksonderinger (CPTU), henvises det til anerkjente korrelasjoner mellom trykksonderinger og laboratorieforsøk på blokkprøver (uten 15 % styrkereduksjon), for eksempel ref. /24/ og ref. /25/. Også her anbefales det at man reduserer den tolkede aktive skjærstyrken med 15 % i meget sensitive/kvikke leirer (sprøbruddmateriale).

Figur A - 20 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder 6.1 – Materialparametere

/24/ Karlsrud, K., Lunne, T. Kort, D.A., Strandvik, S. (2005)
 CPTU Correlations for Clays
 ICSMGE 2005, Osaka, Japan
 NGI-rapport 20041198-1 datert 10. januar 2005

/25/ Karlsrud, Kjell (2003)
 Stabilitetsanalyser av skrån timer, skjæringer og fyllinger
 Skjærstyrkeegenskaper av leire og bruk i stabilitetsanalyser
 Kurs 20. – 22. mai 2003, Rica Hell Hotell

Figur A - 21 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 9 – Referanser

A-3.4 Analysemetoder

Veilederen anbefaler å analysere dagens situasjon for naturlige skrån timer med drenert analyse og udrenert analyse for hendelser som kan medføre udrenert jordoppførsel.

Sikkerheten mot utglidning av en skrån timer skal bestemmes både for dagens situasjon med drenert jordoppførsel, og for hendelser som kan medføre udrenert jordoppførsel og bruddutvikling. Oppfylling, erosjon eller annen utgraving i skrån timer samt ekstrem nedbør er eksempler på hendelser som kan medføre udrenert jordoppførsel og bruddutvikling.

Dagens drenerte tilstand eller en endring som er kritisk etter lang tid, for eksempel en utgraving, analyseres med en drenert ϕ -analyse, mens udrenert tilstand analyseres med en udrenert s_u -analyse. Den udrenerte tilstanden kan også, i tillegg, analyseres med en udrenert ϕ -analyse. Det må i tilfelle tas behørig hensyn til poretrykksoppbygging for de potensielle bruddtyper, samt tas hensyn til anisotropi og sprøbruddoppførsel, tilsvarende som ved s_u -analysen (jf. kapittel 6.1).

Tørskorpelaget og forvitringssonen skal modelleres som et drenert ϕ -materiale, enten man ser på drenert eller udrenert tilstand. I tørskorpelaget må da et realistisk grunnvannsnivå modelleres, samt at man må vurdere hvorvidt man kan ha vannfylte sprekker.

Figur A - 22 Utdrag fra NVEs kvikkleireveileder kap. 6.3 – Analysemetoder

A-4 Svensk regelverk og praksis

A-4.1 ATB Väg 2004

"Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion" eller ATB Väg ble utgitt av det Svenske Vägverket i 2004. I dokumentet er krav i henhold til VVFS2004:031 ("Vägverkets föreskrifter om bärformåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator") angitt i gule bokser, mens anbefalinger er angitt i blå bokser.

Allmenne forutsetninger er gitt i kapittel A, og retningslinjer i forbindelse med dimensjonering av undergrunnen er angitt i kapittel A5.4, som er gjengitt nedenfor i Figur A - 23.

Fra tabell A5-2 (som vises nederst i Figur A - 23) vises det at Vägverket anbefaler en sikkerhetsfaktor mellom 1,35 og 1,65 for udrenerte analyser, avhengig av sikkerhetsklasse. Som standard skal sikkerhetsklasse 2 benyttes, men i områder hvor det finnes kvikkleire og skrånningen er brattere enn 1:10, eller der hvor brudd berører samfunnsøkonomisk viktige anlegg anvendes sikkerhetsklasse 3.

A5.4.1 Stabilitet och säkerhet mot oppflytning

Vägkonstruktion skall utformas så att den och dess närmaste omgivning får tillfredsstillende stabilitet og betryggende sikkerhet mot oppflytning under såväl bygg- som bruksskedet.

A5.4.1.1 Säkerhetsfaktor mot stabilitetsbrott

Med hänsyn till skadekonsekvens vid brott hänförs konstruktion till någon av följande säkerhetsklasser:

- SK 1 Säkerhetsklass 1 (låg), liten risk för allvarliga personskador.
- SK 2 Säkerhetsklass 2 (normal), någon risk för allvarliga personskador.
- SK 3 Säkerhetsklass 3 (hög), stor risk för allvarliga personskador.

I bruksskedet skall följande säkerhetsklasser tillämpas:

- Säkerhetsklass 2 skall tillämpas om annat inte anges nedan
- Säkerhetsklass 3 skall tillämpas:
 - med avseende på stabilitetsbrott för konstruktion på undergrund av kvicklera där markytan lutar brantare än 1:10.
 - för konstruktion där stabilitetsbrott eller oppflytning berör samhällsekonomiskt viktig anläggning.
- Säkerhetsklass 1 får tillämpas då vägbana inte berörs, t ex för vissa ytterslänter och GC-vägar.

Berör stabilitetsbrott eller oppflytning även annan anläggnings- eller byggnadsdel skall konstruktionen hänföras till lägst samma säkerhetsklass som denna.

I byggskedet får konstruktionen hänföras till närmast lägre säkerhetsklass jämfört med vad som skall gälla i bruksskedet, dock lägst till säkerhetsklass 1. Om säkerhetsklassen för bruksskedet bestäms med hänsyn till annan anläggning eller byggnad får dock inte lägre säkerhetsklass tillämpas under byggskedet.

Lägsta godtagbara säkerhetsfaktor mot stabilitetsbrott för mest sannolika glidyta i jord anges i Tabell A5-2. Säkerhetsfaktorn är kvoten mellan jordens medelskjuvhållfasthet och medelskjuvspänningen längs beräknad glidyta.

Verifiering av att kravet är oppfylt görs enligt kapitel C2.

I de fall risk för progressivt brott föreligger, t ex i lång slänt med deformationsmjuknande jord, skall säkerhetskravet oppfyllas för den mest ansträngda delen av glidytan.

Om odränerad och dränerad analys kombineras i en och samma glidyta skall lägsta godtagbara säkerhetsfaktor bestämmas utifrån delarnas bidrag till skjuvhållfastheten.

Om stabiliteten hos terrängområdet är otillfredsstillande i naturligt tillstånd (före vägens tillkomst) måste oftast totalstabiliteten för stora områden vid sidan av vägområdet undersökas. Totalstabiliteten bör utredas redan vid vägplaneringen.

Tabell A5-2 Lägsta godtagbara värde på säkerhetsfaktorn hos jordkonstruktioner

Säkerhetsklass	Analysmetod	
	Odränerad, F_c	Dränerad, $F_{c\phi}$
SK1	1,35	1,2
SK2	1,5	1,3
SK3	1,65	1,4

Figur A - 23 Utdrag fra ATB Väg 2004, kapittel A5.4 - Undergrund

A-4.2 Tilpasning til EC7 (VVFS 2008:250)

I tillegg til VVFS 2004:031 ("Vägverkets föreskrifter om bærförmåga, stadga og beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar og gator"), har Vägverket også utgitt en forskrift som kalles VVFS 2004:43 ("Vägverkets föreskrifter om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder"). Denne ble i 2008 utvidet med VVFS 2008:250 til å være i overensstemmelse med EC7.

Bilag 5 til forskriften inneholder den Svenske tilpasningen av tabell A.4 (gjengitt i Figur A - 1) i Eurokode 7. Tabell A.4(S) er vist i Figur A - 24.

Jordparameter	Symbol	Uppsättning	
		$M1^b$	$M2$
Friktionsvinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,3
Effektiv kohesion	γ_c	1,0	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1,0	1,5/1,8 ^c
Enaxlig tryckhållfasthet	γ_{qu}	1,0	1,5/1,8 ^c
Tunghet	γ_γ	1,0	1,0

^a Denna koeffisient tillämpas på $\tan \varphi'$
^b Denna uppsättning tillämpas vid dimensionering av pålar genom beräkning och provbelastning
^c Detta högre värdet tillämpas på plattor

Figur A - 24 Utdrag fra VVFS 2008:250, bilag 5, tabell A.4(S) – Partialkoeffisienter for jordparametrar (γ_M) for verifisering av strukturella (STR) og geotekniske (GEO) grunstillstand

A-4.3 TK Geo (2009)

TK Geo ble publisert av det svenske Vägverket og Banverket i juli 2009 og er en teknisk beskrivelse som angir Vägverkets og Banverkets krav og råd ved bygging og forbedring av geotekniske konstruksjoner.

A-4.3.1 Sikkerhetsfaktor

Sikkerhetsfaktorene i TK Geo er avhengig av både sikkerhetsklasse og analysemetode (drenert eller udrenert). Utdraget gjengitt i Figur A - 26 sier at karakteristiske verdier skal anvendes for alle laster og materialparametere, og at sikkerhetsfaktoren mot brudd langs den kritiske skjærflaten skal være minst lik verdiene gitt i tabell 2.4-1 (her gjengitt i Figur A - 27). Høyeste sikkerhetsfaktor er gitt som 1,65 og gjelder for sikkerhetsklasse 3 (for definisjon av sikkerhetsklasse 3, se Figur A - 25)

Sikkerhetsklasse 3 tillämpas med avseende på stabilitetsbrott for konstruksjon på undergrund av kvicklera (sensitivitet ≥ 50) samt for konstruksjon där stabilitetsbrott eller opplyftning berör samhällsekonomsikt viktig anläggning.

Figur A - 25 Utdrag fra TK Geo 2.1 – Sikkerhetsklass

Beräkning med karakteristiska används främst vid dimensionering med numeriska modeller och vid tillståndsbedömning av stabilitetsförhållanden för befintliga vägar och järnvägar.

Sikkerhetsfaktorn mot stabilitetsbrott for den mest sannolika glidyten i jord ska minst oppgå till värden enligt Tabell 2.4-1. Karakteristiska värden ska användas for alla laster og materialparametrar.

Sikkerhetsfaktorn är kvoten mellan medelvärdena av jordens skjuvhållfasthet og mobiliserad skjuvspänning längs den beräknade glidyten.

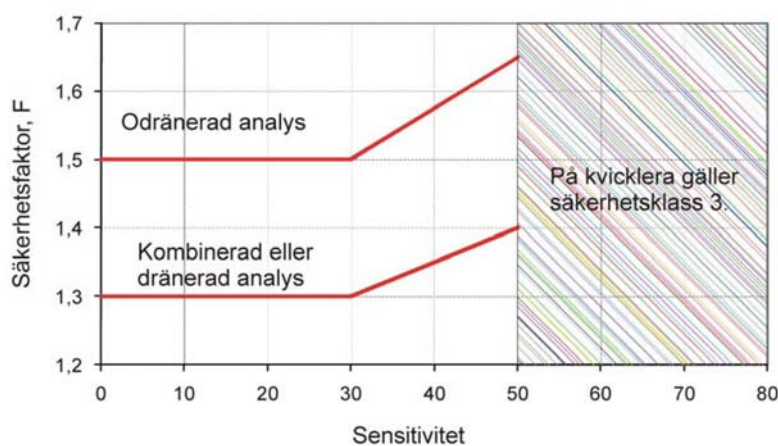
Figur A - 26 Utdrag fra TK Geo 2.4 – Dimensionering med karakteristiska värden

Sikkerhetsklasse	Analysemetode	
	Odrånerad, F_c	Kombinerad eller drånerad, F_{co}
1	1,35	1,20
2 ¹⁾	1,50	1,30
3	1,65	1,40

¹⁾ For geokonstruksjon på undergrund av høysensitiv lera ska sikkerhetsfaktor væljas enligt Figur 2.4-1.

Figur A - 27 Utdrag fra TK Geo 2.4, tabell 2.4-1 – Lågsta godtagbara värde på säkerhetsfaktorn

For høysensitive leirer som faller innenfor sikkerhetsklasse 2 skal sikkerhetsfaktoren lineært økes til sikkerhetsfaktoren for klasse 3 fra sensitivitet (S_t) er lik 30 og frem til S_t lik 50. Dette er vist i figur 2.4-1 i TK Geo (her gitt som Figur A - 28).



Figur A - 28 Utdrag fra TK Geo 2.4, figur 2.4-1 – Lågsta godtagbara värde på säkerhetsfaktor för geokonstruksjoner på lera i säkerhetsklasse 2

A-4.3.2 Karakteristisk styrke

Figur A - 29 viser et utdrag fra TK Geo 5.2.4 – ”Bestämning av karakteristisk värde”. I dette kapitlet angis en prosedyre for fastsettelse av karakteristisk styrke basert på variasjonskoeffisient, middelværdi og antall dataverdier. Som eksempel vil variasjonskoeffisient 0,15 og $N = 10$ dataverdier gi karakteristisk verdi ca $0,95 \cdot$ middel. Se ellers Figur A - 30, Figur A - 31 og Figur A - 32 for anbefalinger for bestemmelse av middelværdien, korreksjonsfaktoren og variasjonskoeffisienten.

En sammanstilling av härledda värden med jämförelse av empiri ska utföras, se även SGI Information 3 (31).

Vid val av karakteristiska värden för en given geokonstruktion ska följande beaktas:

- geologisk och annan bakgrundsinformation, t.ex. data från tidigare projekt
- spridningen hos de uppmätta egenskapsvärdena och annan relevant information, t.ex. empiri
- omfattningen av fält- och laboratorieundersökningar
- hur stor del av den aktuella jordvolymen som påverkar beteendet hos geokonstruktionen i det betraktade gränstillståndet
- geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken.

En parameters karakteristiska värde som är baserat på statistiskt synsätt för en given geokonstruktion, X_k , ska där ett lågt värde är ogynnsamt sättas till:

$$X_k = \eta \cdot \bar{X} \cdot e^{-\frac{V_x}{\sqrt{n}}} \quad 5.2-14$$

Där ett högt värde är ogynnsamt sätts det karakteristiska värdet till:

$$X_k = \eta \cdot \bar{X} \cdot e^{\frac{V_x}{\sqrt{n}}} \quad 5.2-15$$

\bar{X} är medelvärde på egenskapen.

V_x är variationskoefficienten för egenskapen.

n är antal undersøkingspunkter.

η är korrektionsfaktor.

Ekvationerna 5.2-14 och 5.2-15 bygger på att den sökta egenskapen är en medelvärdesbildande process som styrs av variansreduktionen.

Då enbart empirisk framtagna värden enligt avsnitt 5.2.2 används ska dessa anses utgöra det karakteristiska värdet på jordparameteren.

Figur A - 29 Utdrag fra TK Geo 5.2.4 - Bestämning av karakteristisk värde

Medelvärde, \bar{X} , ska beräknas på härledda värden från provtagning, där eventuella värden som inte är representativa för jorden tagits bort.

Figur A - 30 Utdrag fra TK Geo 5.2.4.1 – Medelvärde

Korrektionsfaktorn, η , beaktar typ av brott och den rumsliga variationen av de geotekniska variablerna. Detta kan således innebära att det karakteristiska värdet erhåller olika värden för olika geokonstruktioner i en och samma jordvolym.

.....

För beräkning av stabilitet för väg- och järnvägsbankar, liksom för slänter ska η sättas mellan 0,9 och 1,1. För beräkning av konstruktiv bärförmåga på pålar ska η sättas till 1,0 om inte annat kan påvisas. Vid beräkningar med karakteristiska värden enligt avsnitt 2.4 ska η alltid sättas till 1,0.

Vid val av värden på parameteren η kan råd från IEG:s tillämpningsdokument (53) (54) användas.

Figur A - 31 Utdrag fra TK Geo 5.2.4.2 – Korrektionsfaktor

Variationskoeffisienten, V_x , beskriver egenskapens naturliga variation och får antas i enlighet med Tabell 5.2-5 om inte annat kan påvisas.

Tabell 5.2-5. Godtagbara värden på variationskoeffisienten, V_x , för några geotekniska parametrar.

Parameter	V_x (%)
Odränerad skjuvhållfasthet (c_u)	15
Dränerad skjuvhållfasthet (c' , $\tan \phi'$)	6

Figur A - 32 Utdrag fra TK Geo 5.2.4.3 – Variationskoeffisient

I tillegg til at karakteristisk styrke skal bestemmes basert på variasjonskoeffisient, middelværdi og antall dataverdier, så krever TK Geo at for høysensitive leirer (sensitivitet over 30) skal den dimensjonerende styrke (= karakteristisk styrken delt på materialfaktoren, se Figur A - 33), reduseres med en faktor κ_s (se Figur A - 34).

För geokonstruktion där osäkerhet läggs på materialparametrar ska det dimensionerande värdet på en jordparameter, X_{dim} uttryckas som:

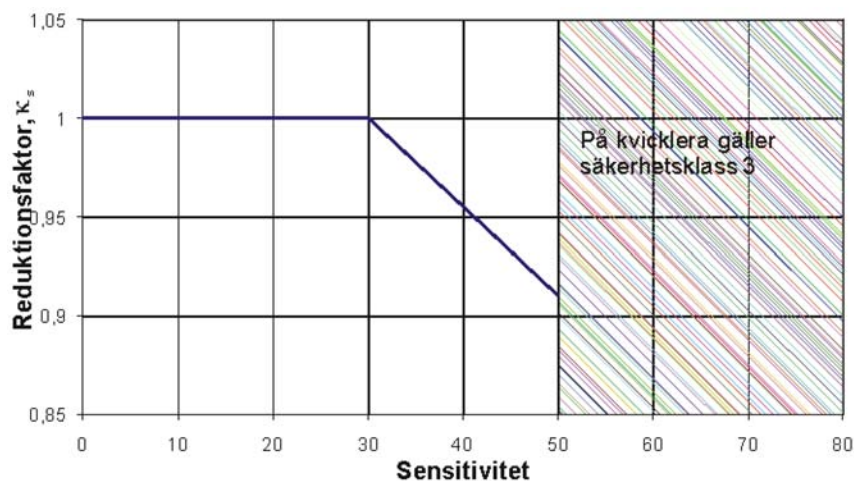
$$X_{dim} = X_k / \gamma_M \quad 2.3-1$$

Figur A - 33 Utdrag fra TK Geo 2.3.1 – Materialparametrar

Vid dimensionering av geokonstruksjoner på høysensitive leror i sikkerhetsklasse 2 ska den dimensionerande hållfastheten reduseras med faktorn κ_s enligt Figur 2.3-1.

Figur A - 34 Utdrag fra TK Geo 2.3.1 – Materialparametrar

Denne reduksjonsfaktoren er angitt i figur 2.3-1 i TK Geo, her gitt i Figur A - 35. For kvikkleirer (sikkerhetsklasse 3) gjelder at den dimensjonerende verdien skal reduseres med 0,92.



Figur A - 35 Utdrag fra TK Geo 2.3.1, figur 2.3-1 – Reduktionsfaktorn κ_s for dimensionering av geokonstruksjoner på leror i sikkerhetsklasse 2

A-4.4 Svensk skredkommission (1995)

”Anvisninger for sl ntstabilitetsutredninger” ble utgitt av den svenske skredkommissionen i 1995. I denne gjennomgås både krav og metoder ifm skråningsstabilitet. Figur A - 36 viser tabell 8:1 fra rapporten som viser anbefalte sikkerhetsfaktorer avhengig av hvilken fase prosjektet befinner seg i og hvor det skal bygges.

Skede	Markanv�ndning			
	Nyexploatering	Befintlig bebyggelse og anl�gning	Annan mark	Naturmark
Geoteknisk besiktning og överslagsberäkning	Minst detaljerad utredning skall utföras	$F_c > 2 +$ $F_{c\phi} > 1,5$	$F_c > 2 +$ $F_{c\phi} > 1,5$	F_c, F_{KOMB} og $F_\phi > 1$ (Under f�ruts�tning att omgivande mark ej påverkas)
Detaljerad utredning	$F_c \geq 1,7 - 1,5 +$ $F_{KOMB} \geq 1,45-1,35$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,7 - 1,5 +$ $F_{KOMB} \geq 1,45-1,35$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,6 - 1,4 +$ $F_{KOMB} \geq 1,4-1,3$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	F_c, F_{KOMB} og $F_\phi > 1$ (Under f�ruts�tning att omgivande mark ej påverkas)
Fördjupad utredning (och kompletterande utredning)	$F_c \geq 1,5 - 1,4 +$ $F_{KOMB} \geq 1,35-1,30$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,4 - 1,3 +$ $F_{KOMB} \geq 1,30-1,20$ $F_\phi \geq 1,3-1,2$ (sand) Under f�ruts�tning att restriksjoner införs.	$F_c \geq 1,3 - 1,2^* +$ $F_{KOMB} \geq 1,2-1,15^*$ $F_\phi \geq 1,2-1,15$ (sand) *) L�gre värden avser befintlig anl�gning av mindre betydelse	F_c, F_{KOMB} og $F_\phi > 1$ (Under f�ruts�tning att omgivande mark ej påverkas)

Figur A - 36 Utdrag fra skredkommissionens rapport 3:95 – Anvisninger for sl ntstabilitetsutredninger, tabell 8:1 – Schematisk tabell for val av erforderlig sikkerhetsfaktor, angivna värden  r riktv rden

VEDLEGG B: Vurdering av innspill fra NGI til SVV ifm RV717

B-1 NGIs innspill til alternative sikkerhetsfilosofier

I forbindelse med prosjekteringen av Rv 717 mellom Sund og Bradden la NGI gjennom prosjektet frem for diskusjon 4 forskjellige sikkerhetsfilosofier for krav til materialfaktor og tolking av prinsippet med prosentvis forbedring. Det gis i det nasjonale tillegget til Eurokode 7 åpning for å innføre prinsippet om forbedring i tilfeller med lav initial materialfaktor. Eurokode 7 gir naturlig nok ingen detaljert beskrivelse for hvordan et slikt prinsipp skal praktiseres. Dette åpner for ulike tolkninger som de ulike sikkerhetsfilosofiene foreslått av NGI er eksempel på.

Sikkerhetsfilosofiene er beskrevet nedenfor og vurdert ut i fra gjeldende krav og retningslinjer.

B-1.1 Sikkerhetsfilosofi 1 (SF1)

Filosofien er basert på gammel HB016 og viktige moment i denne sikkerhetsfilosofien er følgende;

- Materialkoeffisienten skal settes lik 1,6 for sprøtt brudd med meget alvorlig skadekonsekvens
- Der hvor ikke tilfredsstillende sikkerhet kan oppnås, godtas 20 % forbedring av sikkerhet etter tiltak
- Den kritiske skjærflaten før og etter tiltak trenger ikke å være den samme
- Bare den kritiske skjærflaten blir testet mot kravene beskrevet ovenfor

I tillegg praktiserer NGI å redusere skjærfastheten til kvikkleire og sensitive leire med henholdsvis 15 % og 10 % når fasthetsprofilene er basert på blokkprøver eller korrelasjoner basert på slike.

SINTEFs vurdering: Etter denne filosofien er det krav om 20 % forbedring uavhengig av beregnet materialfaktor dersom den er mindre enn kravet. I tillegg er det bare stilt krav til dokumentert forbedring for den flaten som har lavest materialfaktor. Begge disse momentene vil gi en del uheldige utslag. Det vil være urimelig å kreve 20 % for en naturlig skråning med materialfaktor 1,5 samtidig som det vil være rimelig å kreve forbedring av en flate med marginalt bedre materialfaktor enn den kritiske. Den krever heller ikke at minimumskravet til materialkoeffisient må være oppfylt for flater der vegkonstruksjonen er drivende. Med denne filosofien vil det være vanskelig å påvise at kravene i Eurokode 7 er oppfylt.

B-1.2 Sikkerhetsfilosofi 2 (SF2)

Sikkerhetsfilosofi 2 (SF2) skiller seg fra SF1 på følgende punkt;

- Kravene til materialfaktor og prosentvis forbedring gjelder for alle potensielle bruddflater som spesifisert i NVE sin kvikkleireveileder
- Forbedringsprosenten reduseres lineært fra 20 % ved materialkoeffisient lik 1,0 til 0 % ved materialkoeffisient lik 1,6

SINTEFs vurdering: Denne filosofien ligger nær opp til NVE-veiledningen og retter opp en del av svakhetene med SF1. Det kan diskuteres om kravet til prosentvis forbedring bør reduseres lineært fra 20 % ved materialfaktor 1,0 til 0 % ved materialfaktor 1,6. Med dette prinsippet vil relativt store deler av en skråning kunne ha en resulterende materialfaktor som er mindre enn det absolutte kravet. Et alternativ vil være kreve 20 % forbedring for alle flater som gir materialfaktor mindre enn $1,6/1,2 = 1,33$. Det vil redusere andelen av skråningen som har materialfaktor mindre det absolutte kravet til materialfaktor. Denne filosofien krever heller ikke at minimumskravet til materialkoeffisient må være oppfylt for flater der vegkonstruksjonen er drivende. Dette er uheldig fordi materialfaktoren i influenssonen til vegkonstruksjonen også må ta høyde for usikkerhet i prosjektering og utførelse.

B-1.3 Sikkerhetsfilosofi 3 (SF3)

Sikkerhetsfilosofi 3 skiller seg fra SF2 på følgende punkt;

- SF 2 brukes der hvor vegkonstruksjonen trafikklaster er på drivende side, dvs. der hvor vegkonstruksjonen er årsak eller medvirkende årsak til bruddet
- NVEs krav til vesentlig forbedring brukes på naturlige skråninger hvor sikkerhetsøkningen skyldes topografiske endringer (dvs. motfyllingene). For bruddflater med dette sikkerhetskravet er vegkonstruksjonen passiv eller stabiliserende

SINTEFs vurdering: I denne filosofien gjelder kravet om absolutt materialfaktor for skjærflater i influenssonen til vegkonstruksjonen. For flater der vegkonstruksjonen er stabiliserende eller passiv brukes NVEs krav. Etter denne filosofien vil lokalstabiliteten av vegkonstruksjonen oppfylle kravene til absolutt materialfaktor gitt i HB016. Hovedutfordringene med denne filosofien vil være å definere gode kriterier for når prinsippet med prosentvis forbedring skal brukes og hvor stor influenssonen til vegkonstruksjonen skal være.

B-1.4 Sikkerhetsfilosofi 4 (SF4)

Sikkerhetsfilosofi 4 baserer seg på følgende antagelse;

- Økningen i materialkoeffisient fra nøytralt brudd til sprøtt brudd som beskrevet i HB016 tar hensyn til de samme materialeffekter som det tas hensyn til ved å redusere skjærfastheten med henholdsvis 10 og 15 % for sensitive og kvikke leirer.

Sikkerhetsfilosofi 4 (SF4) er dermed basert på følgende;

- Skjærfasthet i kvikkeleire reduseres med 15 %, skjærfastheten i sensitive leirer reduseres med 10 % (som også er gjort der hvor de andre sikkerhetsfilosofiene ble lagt til grunn)
- Kravet til materialkoeffisient settes til verdien som ved nøytralt brudd istedenfor den ved sprøtt brudd
- Dersom beregnet initial materialkoeffisient er 1,0 kreves 20 % forbedring ved topografiske endringer
- Forbedringsprosenten avtar lineært fra 20 % ved materialkoeffisient lik 1,0 til 0 % ved materialkoeffisient ($\gamma_M = 1,4$) lik den for nøytralt brudd

SINTEFs vurdering: I denne filosofien blir kravet HB016 om 1,6 i materialfaktor antatt å skulle ta hensyn til de samme forhold som 10–15 % reduksjon i skjærfasthet som NGI praktiserer for sensitive og kvikke leirer. Kravet til 1,6 for i HB016 er satt ut fra konsekvensklasse og bruddmekanisme. Progressiv bruddutvikling kan medføre stort skadeomfang og det er derfor rimelig med høyere krav til materialfaktor. Dette er på linje både med svensk praksis og Eurokode 7. NGI sin praksis for reduksjon av skjærfastheten for kvikke og sensitive leirer er innført for at skjærfasthet målt med CPTU som er kalibrert mot prøver fra blokkprøvetaking skal justeres til et nivå som er sammenlignbart med prøver fra 54 mm. Dette er effekter som hører hjemme under valg av karakteristisk fasthet og bør ikke blandes sammen med sikkerhetsnivå som er definert ved kravet til materialfaktor.

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P3

Säkerheten för befintliga slänter

Claes Alén v/ Chalmers tekniska högskola, Sverige

Säkerheten för befintliga slänter

Claes Alén, Chalmers tekniska högskola

Innehåll	1
Inledning	2
Jämförelse nya och befintliga slänter ur stabilitetssynpunkt.....	2
Stabilitetsanalys mht kunskapsosäkerhet och genuin osäkerhet	4
Nominell osäkerhet	5
Befintlig slänt.....	6
Sammanställning	7
Befintlig säkerhet.....	7
Förbättrad säkerhet.....	8
Exempel	8
A: Kunskapsosäkerhet och genuin osäkerhet för befintlig slänt.....	8
B: "Procentuell förbättring"	9
C: Göta älv sektion 2/700 - Norge/Vänerbanan	10
Referenser	12

Inledning

I såväl Norge som Sverige finns bestämmelser för stabilitetsberäkningar för slänter med godtagbara säkerhetskrav baserade på en indelning i konsekvens- resp. säkerhetsklasser. Dessa bestämmelser är främst avsedda att användas i samband med nybyggnad, t.ex. utbyggnad av nya vägar. För befintliga vägar finns inte motsvarande bestämmelser även om kravet på säkerhet, t.ex. ur trafikanternas synpunkt, i princip inte borde vara lägre än för nya vägar. Det finns därför anledning att även kunna uppskatta säkerheten för befintliga slänter. För att göra detta kan man behöva använda ett mera nyanserat synsätt, där utgångspunkten är säkerhetsnivån för nybyggnad, men där hänsyn tas till de speciella omständigheter som gäller för en befintlig slänt.

Nedan beskrivs en sådan metodik för att bestämma/beskriva säkerheten för befintliga slänter. Ambitionen är 1) att kunna bedöma säkerheten utifrån resultatet av en traditionell stabilitetsanalys. 2) Vidare att utifall säkerhetsnivån inte är tillfredställande man även skall kunna uppskatta omfattningen av nödvändiga stabilitetshöjande åtgärder.

Rent praktiskt tillgår analysen så att man beräknar säkerhetsfaktorn för två lastfall;

- 1) befintliga, permanenta förhållanden resp .
- 2) med tillskott för variabla lasteffekter.

Med de två beräknade säkerhetsfaktorerna och utifrån genomräknade typfall kan därefter bedömningen av säkerhetsnivån och omfattningen av stabilitetshöjande åtgärder göras. Båda delarna av metodiken baseras på det säkerhetstänkande som finns i Eurokod för "nybyggnadskrav (EN 1990). Den senare delen av kan även beskrivas som en systematisk modell av typen "procentuell förbättring".

Jämförelse nya och befintliga slänter ur stabilitetssynpunkt

Säkerhetsfaktorn används ofta för att beskriva säkerheten för slänter, ju lägre säkerhetsfaktor desto lägre säkerhet. Enbart värdet på säkerhetsfaktorn är emellertid ett ganska trubbigt mått på säkerheten, speciellt för befintliga slänter. Intuitivt har en slänt som har varit stabil länge klart mindre risk för skred jämfört med en ny slänt med samma beräknade säkerhetsfaktor.

Säkerhetsfaktorn är alltså ett mått på säkerheten. Den definieras så att värden mindre än 1 innebär skred. Fanns det inga osäkerheter i beräkningarna så skulle därmed slänter med högre säkerhetsfaktor än 1 aldrig kunna gå till brott. För att kunna bedöma släntsäkerheten krävs det därför, förutom värdet på säkerhetsfaktorn, även att man kan bedöma osäkerheten i beräkningarna.

Vid jämförelse mellan nya och befintliga slänter är det lämpligt att indela osäkerheter i två olika kategorier, genuin osäkerhet och kunskapsosäkerhet. Till den första kategorin räknas osäkerheter kopplade till slumpartade företeelser medan till de senare osäkerheter enbart pga av att vi inte skaffat oss tillräcklig kunskap. Översatt till släntsammanhang är genuina osäkerheter förknippade med avvikelser från ett normalt förlopp, t ex en extrem lågvattennivå, höga portryck pga av en extremt regnig period, en icke förväntad trafiklast etc. Dvs företeelser som varierar slumpmässigt i tiden. Kunskapsosäkerhet däremot är oftast permanenta, åtminstone så länge vi inte vidtar åtgärder för att minska dem. Det mest närliggande exemplet på kunskapsosäkerhet är osäkerhet i jordens skjuvhållfasthet. Har vi gjort en sporadisk geoteknisk undersökning är osäkerheten stor men med en

kompletterande undersökning kan vi minska osäkerheten. Osäkerhet i geometri är ett annat exempel på kunskapsosäkerhet. Uppdelningen i olika typer av osäkerheter är inte alltid invändningsfri och ofta kan det diskuteras till vilken kategori en typ av osäkerhet skall höra.

De två olika typerna av osäkerhet kan konceptuellt kopplas till att det normalt krävs två saker för ett släntskred, 1) att slänten har låg säkerhet mot störningar, 2) att det finns en tillräckligt kraftig utlösande faktor för skred. För att ett skred skall inträffa måste båda dessa förutsättningar vara uppfyllda. Vid en bedömning av skredsäkerheten är det därför den kombinerande effekten av de båda typerna av osäkerheter som måste analyseras. Att göra en indelning av osäkerheter enligt ovan är därför ett praktiskt sätt för en sådan analys eftersom kunskapsosäkerheten är relaterad till den första förutsättningen medan genuin osäkerhet är kopplad till den andra. Speciellt gäller detta om man skall jämföra nya och gamla slänter eftersom analysen blir olika.

Reglerna för säkerhet i Eurokod baseras på, åtminstone ambitionsmässigt, ett sannolikhetstänkande. Utifrån en indelning i olika "Reliability Classes" ges kravet på säkerhet som en formell brottsannolikhet, alternativt ett säkerhetsindex β . Ett centralt begrepp är referenstiden, dvs. den tidsperiod man kopplar brottsannolikheten till. "Normalfallet" för Eurokod, RC2, är en brottsannolikhet på $5 \cdot 10^{-5}$ för referenstiden 50 år, eller ett säkerhetsindex $\beta_T=3,9$. Översatt till en årlig brottsannolikhet motsvarar detta en brottsannolikhet 10^{-6} , eller ett säkerhetsindex $\beta_{1\text{år}}=4,8$. I tabellen nedan ges en sammanfattning av formella brottsannolikheter och säkerhetsindex β utifrån indelningen i "Reliability Classes". Motsvarande värden utifrån den svenska indelningen i säkerhetsklasser visa även.

Tabell 1 Brottsannolikhet/säkerhetsindex β för referenstid 50 år resp. 1år

Reliability class enl Eurokod	Säkerhets-klass Sverige	Referenstid 50 år		Årliga värden	
		Brottsannolikhet	Säkerhetsindex β_{50}	Brottsannolikhet	Säkerhetsindex β_1
RC3		$5 \cdot 10^{-6}$	4,4	10^{-7}	5,2
RC2	SK3	$5 \cdot 10^{-5}$	3,9	10^{-6}	4,8
RC1	SK2	$5 \cdot 10^{-4}$	3,3	10^{-5}	4,3
	SK1	$5 \cdot 10^{-3}$	2,6	10^{-4}	3,7
	"0" ¹	$5 \cdot 10^{-2}$	1,7	10^{-3}	3,1

¹ Tabellen har även utökats med en säkerhetsklass "0", som inte finns formellt.

"Översättningen" från 50 år till årlig brottsannolikhet förutsätter att osäkerheterna är oberoende av varandra från år till år, dvs. genuina osäkerheter. Om vi däremot har ett fall med enbart kunskapsosäkerhet sker ingen förändring över tiden. Antingen får vi ett brott ("omedelbart") eller så händer inget. Normalt har vi naturligtvis inget av de här extremfallen med enbart genuin osäkerhet eller enbart kunskapsosäkerhet utan blandning av de båda. Typiskt för slänter, jämfört med många andra konstruktioner, är dock att kunskapsosäkerheten här oftast är den dominerande jämfört med den genuina osäkerheten. Detta bör man utnyttja när man analyserar slänter eftersom resultatet annars blir onödigt konservativt. För befintliga slänter innebär detta två saker

- 1) Att slänten är befintlig, dvs har en historia, innebär normalt att man har bättre förutsättningar att bedöma vilka typer av störningar den kan utsättas för även framgent. Dvs vi kan göra en uppskattning av relationen kunskapsosäkerhet jämfört med genuin osäkerhet.
- 2) Det faktum att slänten varit stabil under en lång tid innebär i sig att kunskapsosäkerheten är mindre för en befintlig slänt jämfört med ny. Vi vet att säkerhetsfaktorn inte kan vara mindre än 1 för normala omständigheter för i så fall skulle slänten inte stå.

Hur hänsyn till dessa faktorer kan göras beskrivs nedan.

Stabilitetsanalys mht kunskapsosäkerhet och genuin osäkerhet

Rent principiellt kan vi beskriva säkerhetsfaktorn för en slänt som

$$F = N \cdot \frac{c}{P_d} \quad (1)$$

Stabilitetstalet N kan ses som en geometriskformfaktor, dvs den beskriver en potentiell glidkroppens form (släntgeometri och glidyta) och c är den genomsnittliga skjuvhållfastheten längs glidytan. Pådrivande tryck, P_d är ett mått på lasteffekten av olika laster. Dessa senare kan vara såväl permanenta som variabla. Om man vill göra en uppdelning av dessa kan man skriva om P_d som

$$P_d = \gamma H + g + q - (p - \Delta p) \quad (2)$$

är

γH är resulterande effekt av släntens egenvikt,
 g effekt av permanenta yttre laster t ex uppfyllnader, egenvikt konstruktioner etc,
 q effekt av variabla yttre laster, t ex trafiklast
 p effekt av mothållande krafter i passiv zon, t ex av vatten i ett vattendrag och
 Δp är variationer i tiden av denna effekt.

Om man nu gör en uppdelning av osäkerheterna för de olika parametrarna innebär det att

- 1) stabilitetstalet N, skjuvhållfastheten c, egenvikt γ och permanent last g samt vattentryck p är behäftade med kunskapsosäkerhet medan
- 2) variabla laster q, och variationer i mothållande vattentryck Δp , karakteriseras av genuin osäkerhet.

Om man dessutom inför stabilitetshöjande åtgärder, Δg , kan dessa betraktas som permanenta och eventuell osäkerhet räknas till kategorin kunskapsosäkerhet.

Säkerhetsfaktorn kan skrivas

$$F = N \cdot \frac{c}{\gamma H + g - \Delta g + q - (p - \Delta p)} \quad (3)$$

eller ekvivalent som mobiliseringsgraden $f=1/F$

$$f = \frac{\gamma H + g - \Delta g + q - (p - \Delta p)}{N \cdot c} \quad (4)$$

Eller omskrivet

$$f = \frac{\gamma H + g - p}{N \cdot c} + \frac{q + \Delta p}{N \cdot c} - \frac{\Delta g}{N \cdot c} = f_0 + \Delta f_1 - \Delta f_2 \quad (5)$$

där f_0 är mobiliseringsgraden för enbart permanenta förhållanden, Δf_1 tillskottet för variabla lasteffekter och Δf_2 effekten av stabilitetshöjande åtgärder.

Beskrivningen ovan är endast principiell. För att beräkna de tre delarna av mobiliseringsgraden behöver man beräkna tre fall av säkerhetsfaktorn

- 1) F_0 beräknad för befintliga, permanenta förhållanden

$$\frac{1}{F_0} = f_0 \quad (6)$$

- 2) F_1 inklusive inverkan av variabla lasteffekter

$$\frac{1}{F_1} = f_1 = f_0 + \Delta f_1 = \frac{1}{F_0} + \Delta f_1$$

vilket ger

$$\Delta f_1 = \frac{1}{F_1} - \frac{1}{F_0} \quad (7)$$

samt

- 3) F_2 efter stabilitetshöjande åtgärder

$$\frac{1}{F_2} = f_2 = f_1 - \Delta f_2 = \frac{1}{F_1} - \Delta f_2$$

vilket ger

$$\Delta f_2 = \frac{1}{F_1} - \frac{1}{F_2} \quad (8)$$

Utifrån de tre fallen av beräknad säkerhetsfaktor kan man alltså beräkna inverkan på mobiliseringsgraden mht till faktorer behäftade med de olika typerna av osäkerhet.

Nominell osäkerhet

Vid en ren sannolikhetsteoretisk analys måste man uppskatta osäkerheten för olika parametrar. Detta är inte helt trivialt och definitivt inte entydigt. Här föreslås istället att man gör en "generell" uppskattning av osäkerheten baserat på ett traditionellt krav på säkerhetsfaktor och en motsvarande formell brottsannolikhet. Utifrån detta kan man beräkna vilken kunskapsosäkerhet resp genuin

osäkerhet dessa krav motsvarar i form av variationskoefficienter. I tabellen nedan ges resultatet av en sådan analys för krav enligt TK Geo, SK2 ($\beta_T=3,3$).

Tabell 2 Variationskoefficienten V för olika typer av osäkerhet och analys

Krav på F enl TK Geo 11	Kunskapsosäkerhet	Genuin osäkerhet
Odränerad analys, $F=1,5$	12%	25%
Dränerad analys, $F=1,3$	8%	20%

Analysen är baserad på att osäkerheten antingen är enbart kunskapsosäkerhet, vänstra kolumnen, eller enbart genuin osäkerhet, högra kolumnen. Detta är inte fallet normalt utan osäkerheten är blandad. Detta kan man ta hänsyn till vid en beräkning genom att göra en systemanalys. Slänten betraktas som ett seriesystem, dvs som ett system av länkar där varje år utgör en länk. Varje länk måste "hålla" för att vi inte skall få ett skred. För fallet enbart genuin osäkerhet är länkarna oberoende av varandra, korrelationen mellan olika år är noll. För fallet enbart kunskapsosäkerhet är länkarna identiska från år till år, korrelationen mellan olika år är 1. Normalfallet med blandad osäkerhet utgörs därför av ett seriesystem där korrelationen mellan åren ligger mellan 0 och 1.

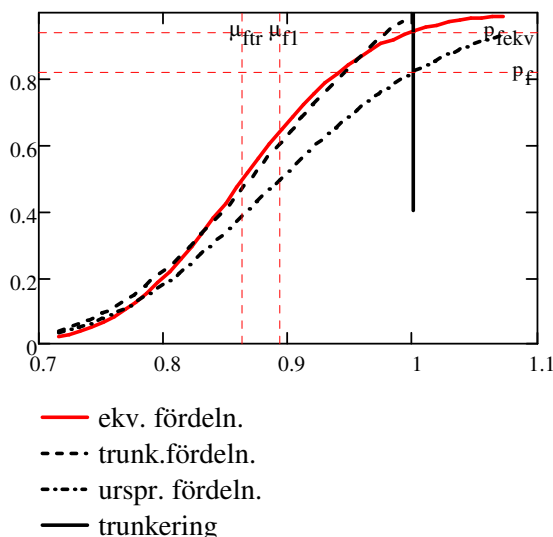
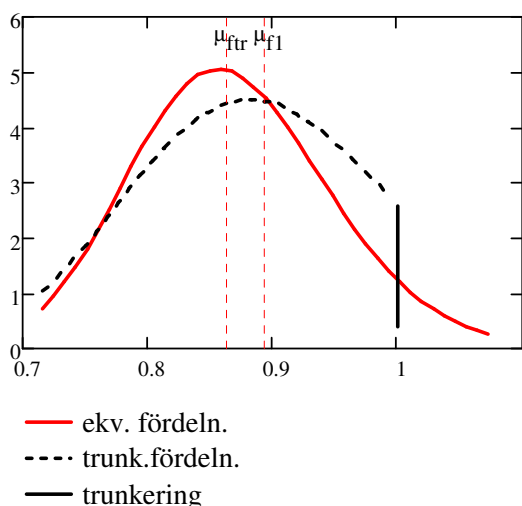
Kommentar

Förändringen i erforderlig säkerhetsfaktor beroende på om man tar hänsyn till olika typer av osäkerheter eller inte är relativt begränsad. Den skall dock kombineras med effekten av den minskning av kunskapsosäkerheten som beror på att slänten har varit stabil under en lång tid. Hur detta kan göras beskrivs i nästa avsnitt.

Befintlig slänt

Ett mycket lågt värde på den beräknade säkerhetsfaktorn indikerar att det är stor risk för skred. Vid dimensionering av nya slänter föranleder detta att man vidtar någon form av åtgärd, i första hand kanske en noggrannare analys eller en utökad geoteknisk undersökning men om detta inte hjälper stabilitetshöjande åtgärder tills man uppfyller kraven för nybyggnad. För en befintlig slänt är detta inte lika självklart. Bara det faktum att slänten står och gjort det under lång tid är en kunskap som indikerar att vår beskrivning av slänten kanske inte är relevant - om kartan inte stämmer med verkligheten är det kartan det är fel på. Hur kan man på ett rationellt sätt hantera en sådan omständighet?

Som sagts tidigare måste säkerhetsfaktorn för normala omständigheter vara större än 1, eller ekvivalent mobiliseringsgraden vara mindre än 1, så länge slänten är stabil. Ett sätt att hantera detta på ett pragmatiskt sätt ur ett sannolikheteoretiskt resonemang är att hantera mobiliseringsgraden som en trunkerad fördelning, dvs mobiliseringsgraden begränsas till 1. Den trunkerade fördelningen kan dock inte användas rakt av i en fortsatt formell analys eftersom trunkeringen i sig i så fall skulle innebära att brottsannolikheten är 0, (eftersom $f \leq 1$). I stället ersätts den med en ekvivalent fördelning med samma typ som den ursprungliga men med samma medelvärde och variationskoefficient som den trunkerade fördelningen, se exempel i figuren nedan.



Täthetsfunktion för mobiliseringsgrad

Fördelningsfunktion för mobiliseringsgrad

Figur 1. Exempel. Jämförelse ekvivalent fördelning och trunkerad fördelning för mobiliseringsgrad.
 μ_{tr} = medelvärde trunkerad och ekvivalent fördelning, μ_{f1} =medelvärde otrunkerad fördelning
 p_{fekv} =skredsannolikhet ekvivalent fördelning, p_f = skredsannolikhet otrunkerad fördelning

Sammanställning

Befintlig säkerhet

I nedanstående tabeller ges uppskattad säkerhetsnivå i form av säkerhetsindex β för en befintlig slänt och odränerad analys. Värdena på säkerhetsindex är framtagna genom att beräkna och analysera de två säkerhetsfaktorerna F_0 och F_1 , varav den senare är "normenlig" säkerhetsfaktor för nya slänter.

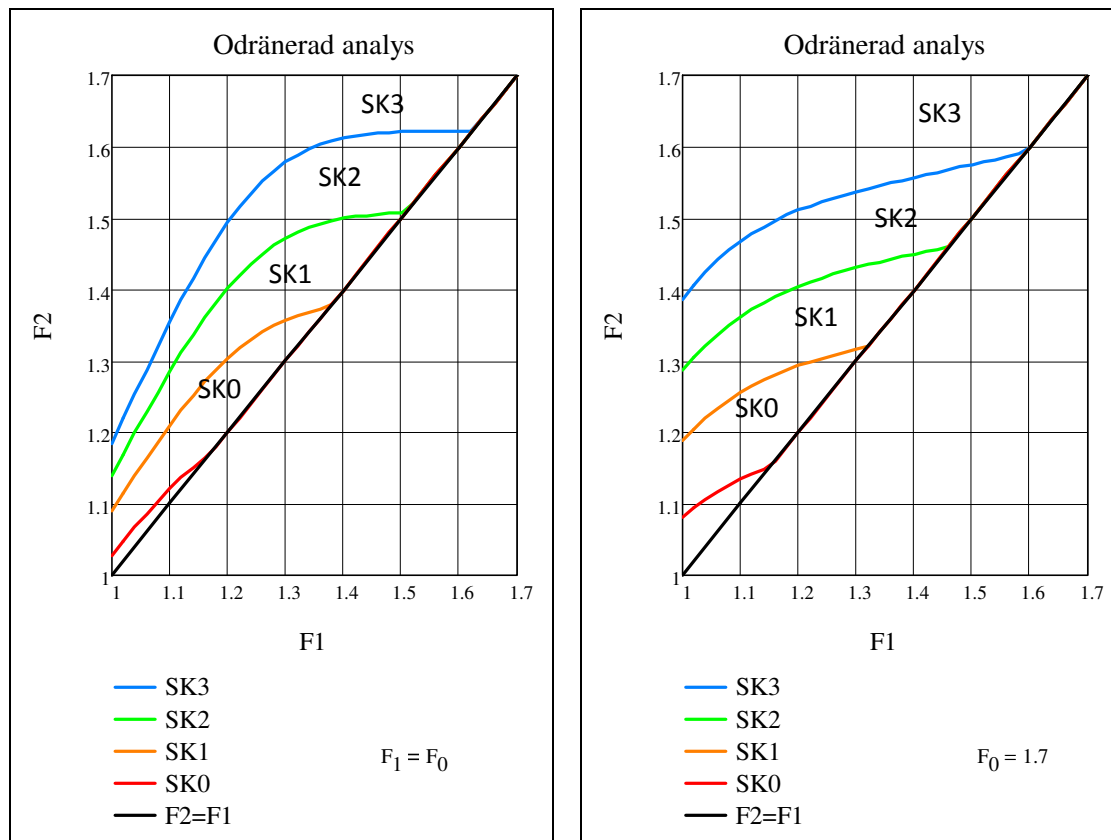
Tabell 3 Uppskattat säkerhetsindex β_T för olika värden på F_1 och F_0 . Referenstid 50 år, odränerad analys (se Tabell 2)

$F_1 \setminus F_0$	1	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
1	1,3	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
1,1		1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
1,15			1,6	1,7	1,6	1,6	1,7	1,7	1,7
1,2				1,8	1,9	1,9	1,9	1,9	2,0
1,3					2,2	2,3	2,4	2,4	2,5
1,4						2,7	2,9	2,9	3,0
1,5							3,3	3,4	3,5
1,6								3,8	3,9
1,7									4,3

Färgerna motsvarar klassindelningen "SK0", SK1-SK3i Tabell 1

Förbättrad säkerhet

I följande diagram ges två exempel på erforderlig säkerhetsfaktor F_2 för olika säkerhetsklasser utifrån beräknade värden på F_1 och F_0 . Diagrammen avser odränerad analys.



Figur 2. Erforderlig säkerhetsfaktor för en förstärkt slant för fallet $F_1 = F_0$ resp. $F_0 = 1,7$

Exempel

A: Kunskapsosäkerhet och genuin osäkerhet för befintlig slänt

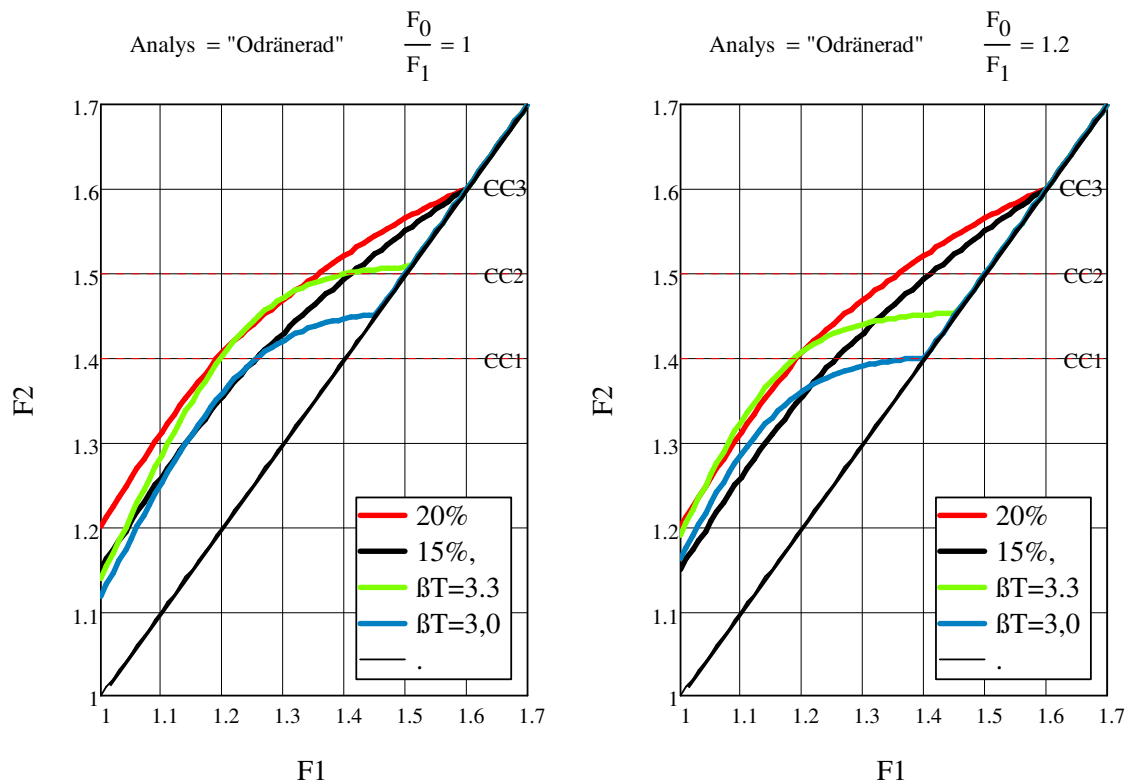
Den ekvivalenta fördelningen enligt avsnitt Befintlig slänt, kombinerat med uppdelningen i typ av osäkerhet, kan därefter användas för att bestämma krav på säkerhetsfaktor. För en slänt med en låg ursprunglig säkerhetsfaktor 1,05 erhålls resultatet enligt tabellen nedan.

Tabell 3: Erforderlig säkerhetsfaktor F_2 för odränerad analys med $F_1 = 1,05$ och $F_0 = 1,2$ resp $1,5$

	SK1	SK2	SK3
Grundkrav TK Geo	1,35	1,5	1,65
$F_0 = 1,2$, $F_1 = 1,05$	1,18	1,25	1,31
$F_0 = 1,5$, $F_1 = 1,05$	1,21	1,30	1,39

B: "Procentuell förbättring"

Som nämnts tidigare innebär den senare delen av den föreslagna metodiken en form av procentuell förbättring. I Statens Vegvesens notat "Prosentvis forbedring...", (Oset & Thakur, 2012) finns två förslag¹ till krav på säkerhet baserat på maximalt 15% resp. 20% förbättring av materialfaktor, γ_{M0} . I Figur 3 nedan görs en jämförelse mellan erforderlig säkerhet för den beskrivna metodiken (i form av säkerhetsindex β_T) och dessa två förslag.



Figur 3. Jämförelse med Statens vegvesens förslag för fallet "enbart permanent last", $F_0=F_1$, resp fallet "15-20% variabel last", $F_0/F_1=1,2$.

Som framgår av figurerna ovan motsvarar ett säkerhetsindex $\beta_T=3,0$ resp $\beta_T=3,3$ i stort sett det norska förslagen, dvs. en årlig brottsannolikhet på 10^{-5} resp $3 \cdot 10^{-5}$. Någon direkt översättning mellan de två olika modellerna låter sig dock inte göras eftersom de norska förslagen inte har någon uppdelning i genuin osäkerhet resp. kunskapsosäkerhet.

¹ Däremot finns i detta notat ingen modell för att klassificera säkerheten för befintliga slänter i de fall de inte uppfyller de formella nybyggnadskraven och man inte vidtar någon förstärkningsåtgärd.

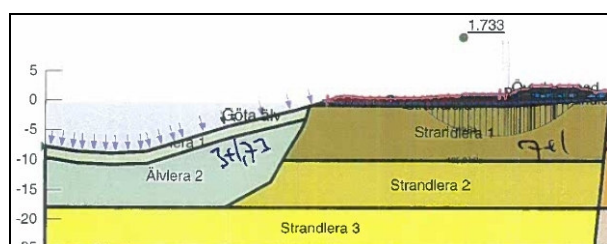
C: Göta älv sektion 2/700 - Norge/Vänerbanan

Som avslutning ett exempel på tillämpning av modellen för utvärdering av säkerhet av en befintlig slänt. Exemplet är taget från en stabilitetsutredning av det pågående projektet med utbyggnad av järnväg Göteborg-Oslo längs med Göta älv.

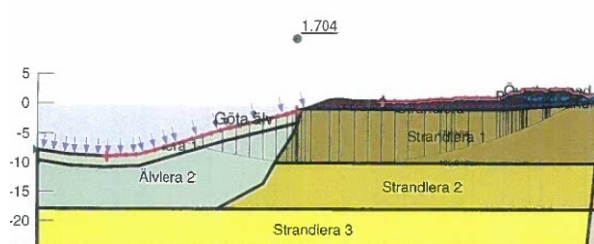
I exemplet betraktas två olika brottmoder, dels en lokal glidyta under järnvägen, dels en större glidyta från järnvägen ned till Göta älv. Variabla laster är trafiklast på järnvägen. I fallet med den långa glidytan har även medtagits variation i lägsta lågvattenyta mellan olika år. I förenklande syfte redovisas i exemplet endast resultat för cirkulära glidytor och odränerad analys.

Traditionell analys

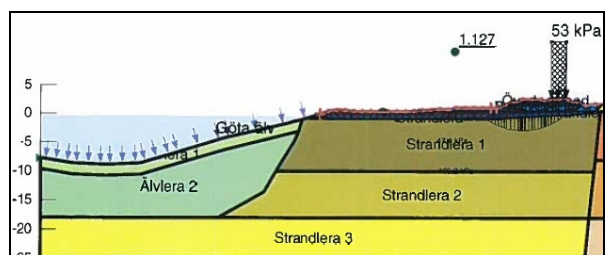
I Figur 4-7 nedan ges ett utdrag ur traditionella stabilitetsberäkningar för de aktuella fallen



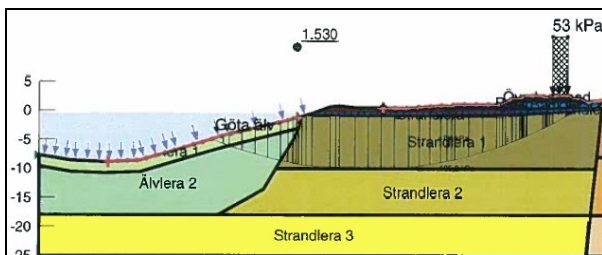
Figur 4. Beräkning av F_0 – Kort glidyta



Figur 5. Beräkning av F_0 – Lång glidyta



Figur 6. Beräkning av F_1 – Kort glidyta



Figur 7. Beräkning av F_1 – Lång glidyta

Analysen sammanfattas i tabellen nedan

Tabell 4: Beräknade säkerhetsfaktorer för cirkulära glidytor

	F_0 – Ingen variabel last+ MLW	F_1 - Trafiklast+ LLW
Kort glidyta	1,73	1,13
Lång glidyta	1,70	1,45

Befintlig säkerhet

Befintlig säkerhet för den aktuella slänten uppskattas med hjälp av tabell 3 i avsnittet Befintlig säkerhet

Tabell 5. Utvärdering av säkerhetsindex β_T (säkerhetsklass) för slänten.

★ = Kort glidyta; ☆ = Lång glidyta

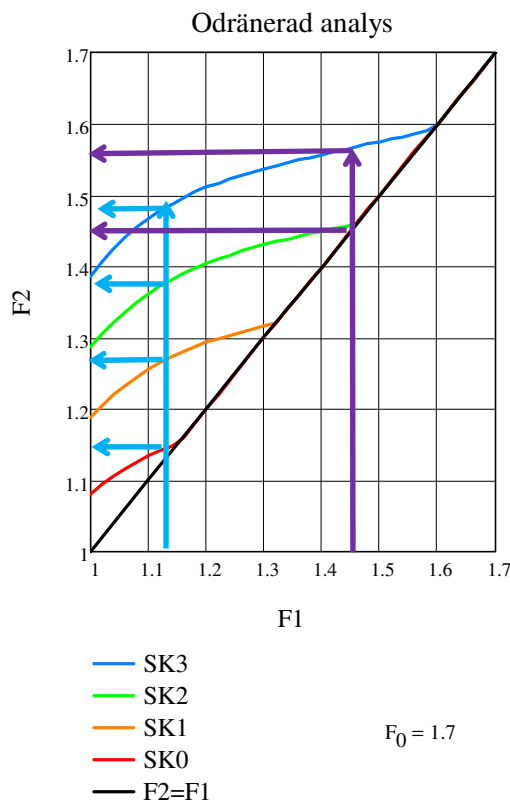
F1 \ F0	1	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
1	1,3	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
1,1		1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4★
1,15			1,6	1,7	1,6	1,6	1,7	1,7	1,7
1,2				1,8	1,9	1,9	1,9	1,9	2,0
1,3					2,2	2,3	2,4	2,4	2,5
1,4						2,7	2,9	2,9	3,0☆
1,5							3,3	3,4	3,5
1,6								3,8	3,9
1,7									4,3

Utvärdering ger en uppskattning av den befintliga säkerheten som för 1) Kort glidyta - $\beta \approx 1,6$; SK0, och 2) Lång glidyta - $\beta \approx 3,3$; SK2. Den korta glidytan ger en klart otillfredställande säkerhet. Den längre har bättre säkerhet, ligger på gränsen mellan säkerhetsklass 1 och 2. Kravet för nybyggnad i det aktuella fallet är dock SK3, varför det krävs en förstärkning även för denna glidyta om man vill uppnå en säkerhet som motsvarar nybyggnadskravet.

Förbättrad säkerhet

Behov av förbättring för den aktuella slänten uppskattas med hjälp av Figur 2, fallet $F_0=1,7$.

→ = Kort glidyta; → = Lång glidyta



Tabell 6. Sammanställning av krav på förbättrad säkerhetsfaktor F_2

	SK3	SK2	SK1
Kort glidyta	1,48	1,38	1,27
Lång glidyta	1,56	$\approx F_1$	--

Figur 8. Utvärdering av krav på förbättrad säkerhet för olika säkerhetsklasser

Referenser

Eurocode, Basis of Design, EN 1990, Annex B och C

Oset & Thakur, Prosentvis förbättring av materielfaktor i sprödbruddmaterialer. Notat Statens vegvesen, 2012

TK Geo 11, Trafikverkets geotekniska bestämmelser, Sverige

Alén, C. Uppskattning av säkerhet för befintliga slänter, Chalmers tekniska högskola, 2012

Berggren, Alén, Bengtsson & Falemo, Metodbeskrivning sannolikhet för skred, Göta Älv-utredningen, delrapport 28, SGI, 2011

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P4

Hvordan og hvorfor gjøre pålitelighetsanalyser i skråningsstabilitet

Maj Gøril G. Bæverfjord v/SINTEF

Hvorfor bør man utføre pålitelighetsanalyser for skråningsstabilitet, og hvordan kan man gjøre det

Maj Gøril G. Bæverfjord ^{*}[†]

Sammendrag

Denne artikkelen drøfter en del utfordringer ved eksisterende rammeverk for beregning av materialfaktor for skråninger og hvorvidt pålitelighetsanalyser kan tilføre geoteknikken nyttig kunnskap om sikkerhetsmarginene til skråninger i prosjektering. Videre gis veiledning til hvordan dette kan utføres i praksis.

1 Introduksjon

Tradisjonelt har stabilitetsanalyser blitt utført deterministisk, med sikkerhetsmarginen definert som en sikkerhetsfaktor, F , beregnet som forholdet mellom tilgjengelig skjærstyrke og skjærspenningen. Det man ikke tar direkte hensyn til ved en slik tilnærming er at geoteknikk er et fagområde preget av store usikkerheter, mye på grunn av de geologiske prosessene som har dannet materialene vi jobber med, slik som leire, silt og sand. Mange andre byggematerialer, for eksempel betong og stål er fabrikkert under (i det minste ideelt sett) kontrollerte forhold, og har dermed mindre usikkerhet knyttet til materialparametrene. I tillegg bidrar begrensede grunnundersøkelelsesprogrammer, uklare bruddmekanismer og tilnærminger og forenklinger i modellene våre til den samlede usikkerheten i geoteknikk.

Siden de tradisjonelle, deterministiske modellene for stabilitetsanalyse ikke kvantifiserer usikkerhet eksplisitt, velger vi som ingeniører ofte konservative parametre og designløsninger. I mange tilfeller fungerer dette greit, i andre tilfeller fører det til unødvendig kostbare og konservative løsninger, og noen ganger til og med til usikre løsninger og i ytterste konsekvens svikt.

For å kunne håndtere usikkerhetene i geoteknisk prosjektering mer effektivt kan det utføres pålitelighetsanalyser. Slike probabilistiske tilnærminger kan utføres for alle tilfeller der man kan etablere en deterministisk ingeniørmodell i grunn, og gir oss et rasjonelt og effektivt rammeverk for å håndtere og kvantifisere usikkerhet og effekten av usikkerhet, presentert som en bruddsannsynlighet eller et mål på pålitelighet. Slike tilnærminger er svært lite brukt i geoteknikk

^{*}SINTEF Byggeforsk, Avdeling for Infrastruktur, NO-7465 Trondheim, Norge

[†]E-post: Maj.G.Baverfjord@sintef.no

per i dag, sannsynligvis på grunn av mangel på erfaring med metodene og forvirring og usikkerhet rundt hva som er et akseptabelt nivå av pålitelighet. I fremtiden vil dette kanskje måtte endre seg, på grunn av økte krav til nettopp kvantifisering av pålitelighet fra standarder, offentlige instanser og almennheten? Et viktig spørsmål blir da hvorvidt vi kan tallfeste hvilke usikkerheter og bruddsannsynligheter vi kan akseptere? Svaret på dette er ikke enkelt, og det blir neppe en lettere diskusjon enn drøftingene rundt hvilke materialfaktorer vi kan akseptere.

2 Usikkerhet

2.1 Hva er usikkerhet

Innen geoteknikk finnes det så langt ingen tradisjon for å behandle usikkerhet kvantitativt, men selv om usikkerhetene ikke er eksplisitt kvantifisert i de deterministiske modellene geotekniske ingeniører anvender i dag, så er usikkerheten i praksis ofte (forsøkt) håndtert ved å velge konservative materialparametre.

Teoriene bak usikkerhet i structural and geotechnical engineering er grundig beskrevet i f.eks Uzielli (2008), Baecher & Christian (2003), Melchers (1999), Ang (2005) og presenteres kort her for å gi et bakgrunnsbilde av hva usikkerhet egentlig er, hvor usikkerhet kommer fra og hvordan usikkerhet kan håndteres.

Usikkerhet er uunngåelig, også innen geoteknikk, spørsmålet er hvordan usikkerhet best kan håndteres. Det finnes flere tilnærminger, blant annet som beskrevet Baecher & Christian (2003):

1. ignorere usikkerheten
2. handle konservativt, f.eks velge styrkeparametere med varsomhet og stille høye krav til materialfaktor
3. bruke observasjonsmetoden under utførelsesfasen
4. kvantifisere usikkerheten

For å kunne kvantifisere usikkerhet, må usikkerheten først identifiseres, og da er det ofte nyttig å klassifisere den først. Usikkerhet kan deles inn i to klasser, aleatorisk usikkerhet og epistemisk usikkerhet. *Aleatorisk usikkerhet* er inherent, og representerer den naturlige, 'iboende' variasjonen¹ til en parameter. Denne kan ikke reduseres eller elimineres. *Epistemisk usikkerhet* representerer usikkerheten som kommer fra mangel om kunnskap om en variabel, og unøyaktigheter i våre målinger og predikeringer av variabelen. Det inkluderer måleusikkerhet, statistisk usikkerhet og modellusikkerhet. Epistemisk usikkerhet kan reduseres, for eksempel ved å øke antallet forsøk (f.eks antall vingeboforsøk for å finne omrørt skjærstyrke for en leire) eller ved å forbedre målemetoden (f.eks utføre korrekt nullpunkt-korrigerings for CPTU-forsøk).

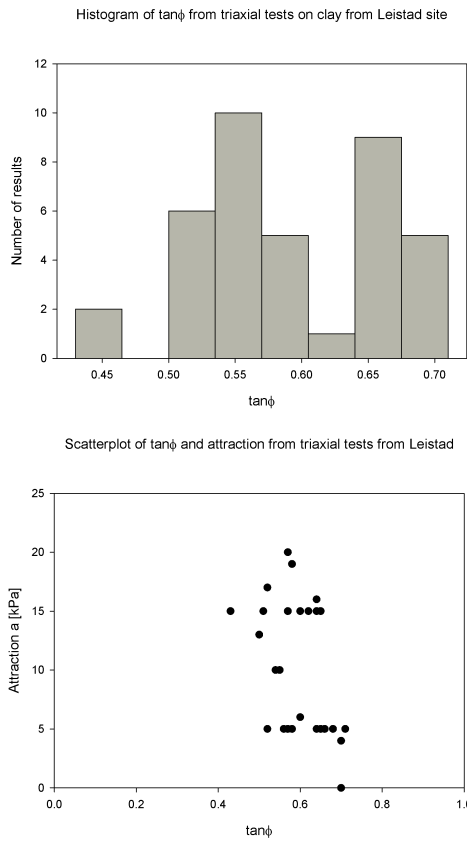
¹randomness, eller tilfeldighet på norsk

Aleatorisk usikkerhet kan også beskrives som å være databasert, mens epistemisk usikkerhet er kunnskapsbasert. I følge Ang (2005) kan også konsekvensene av disse to typene usikkerhet være forskjellig. Effekten av aleatorisk randomness eller 'tilfeldighet' leder til en kalkulert sannsynlighet, mens effekten av epistemisk randomness uttrykker en usikkerhet i den estimerte sannsynligheten.

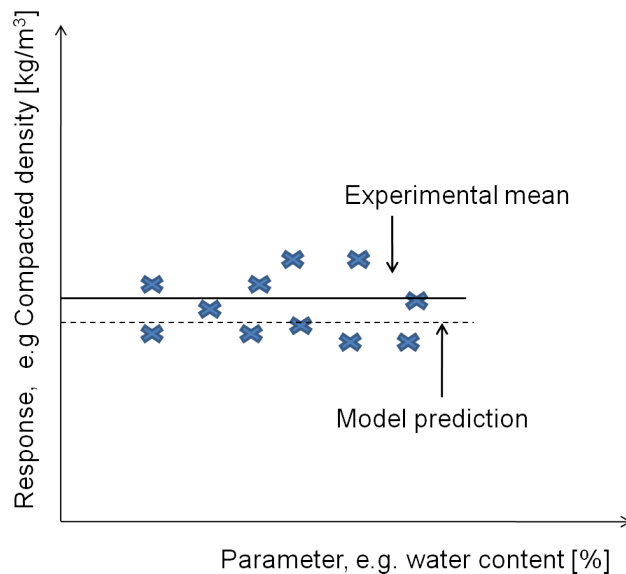
Den iboende variasjonen i data kan visualiseres gjennom histogram eller diagram som viser spredning av data, som et eksempel er styrkedata for leire vist i Figur 1. For dette settet av observasjoner eller utvalget kan man estimere gjennomsnittet og et mål på variansen til utvalget. Sistnevnte er den aleatoriske usikkerheten til utvalget. Gjennomsnittet av $\tan\phi$ vist i Figur 1 er $x = 0.60$ og variansen $s_x^2 = 0.0048$ (standardavviket er $s_x = 0.069$). Standardavviket til utvalget representerer den aleatoriske usikkerheten i $\tan\phi$. Dette er her estimert ut fra et sett på 38 observasjoner og det er også en epistemisk usikkerhet knyttet til den estimerte gjennomsnittsverdien; utvalgsfeilen, eller the sampling error på engelsk. Dette er usikkerheten som ligger under den estimerte gjennomsnittsverdien på 0.6 og utvalgsfeilen er $0.068/\sqrt{38} = 0.011$. Variasjonen, eller randomness, i de observerte dataene holder den aleatoriske usikkerheten mens utvalgsfeilen i estimert gjennomsnittsverdi og standardavvik bidrar til den epistemiske usikkerheten.

Ingeniørfagene, geoteknikk inkludert, er i stor grad basert på bruk av idealiserte modeller. Som ordet *idealisert* indikerer, er ikke disse modellene i stand til å representere virkeligheten perfekt. En konsekvens av dette er at alle resultater basert på slike modeller, enten det er matematiske modeller, laboratorietester eller simuleringer vil være unøyaktige og innholde noe usikkerhet, en usikkerhet som er basert på manglede kunnskap og dermed klassifisert som epistemisk. En stor utfordring når man evaluerer nøyaktigheten av slike modeller, er å kunne si hva som er det korrekte svaret som de andre svarene skal kunne sammenlignes opp mot. For eksempel, når man vurderer nøyaktigheten til metoder for stabilitetsanalyser, enten det er mellom likevektsmetodebetraktninger eller mellom likevektsmetoder og elementmetoder, hvordan vet vi hva som er det 'riktigste' svaret? (Duncan 1996) gir som et eksempel at maksimumforholdet mellom sikkerhetsfaktorer som er beregnet av metoder som tilfredsstiller alle likevektsbetingelser til å være 1.12. Det er med andre ord vanskelig å kvantifisere innflytelsen til modellusikkerhet, for eksempel kvantifisere hvor mye Mohr-Coulomb eller Hardening Soil modeller skiller seg fra reell jordoppførsel. Modellusikkerhet kan evalueres gjennom a) sammenligninger mellom relevante modellforsøk og deterministiske modeller, b)ekspertvurderinger c)relevante case studier av prototyper eller d)informasjon hentet fra publikasjoner (Baecher & Christian 2003). Modellusikkerhet kan inkluderes i en pålitelighetsanalyse gjennom en faktor på de random variablene, X_m definert som forholdet mellom as the den sanne verdien og den predikerte verdien, se Figur 2, representert med en sannsynlighetsfunksjon med en gjennomsnittsverdi og et standardavvik, i analysen eller en faktor på enkelte ledd i grensetilstandsfunksjonen (forklares senere i teksten).

Det kan i denne sammenhengen også nevnes at menneskelig påvirkning også kan sies ha innvirkning på usikkerheten. Det er lagt fram tall på at menneskelige feil er involvert i majoriteten av rapporterte brudd (strukturbrudd rapportert i



Figur 1: Histogram og spredningsplott for treksdata for leire, Bæverfjord (n.d.)



Figur 2: Modelleringsusikkerhet, for storskala ødometerforsøk på glassaggregat (?)

Schneider (1997), Madsen & Egeland (1988). Pålitelighetsanalysene som omtales videre her inkluderer ikke menneskelige feil eller grove utførelsesfeil, noe som kan sies ekvivalent med at strukturene (i vårt tilfelle er det gjerne skråningene) antas korrekt dimensjonert.

3 Pålitelighetsanalyse

3.1 Hva er pålitelighetsanalyse

Vi har slått fast at den tradisjonelle sikkerhetsfaktoren ikke gir oss noen informasjon om de ulike inputparametrenes innflytelse og heller ingen indikerer noe om påliteligheten til skråningen. Pålitelighetsanalyser gir oss derimot et rammeverk for å håndtere usikkerhet og kan gi oss følgende informasjon:

- bruddsannsynligheten
- pålitelighetsindeksen
- den mest sannsynlige parameterkombinasjonen som leder til brudd
- sensitiviteten til resultatet for endringer i inputparametre
- influensfaktorer som indikerer hvor stor del av den totale usikkerheten som er assosiert med usikkerheten i hver variabel

Pålitelighet er definert som sannsynligheten for ikke-brudd ved gitte betingelser, dvs sannsynligheten for tilfredsstillende oppførsel, og er ofte uttrykt ved pålitelighetsindeksen β som er definert som $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$ hvor p_f er bruddsannsynligheten og Φ er standard normalfordelingsfunksjonen.

Det er flere pålitelighetsmetoder som gir disse resultatene listet opp ovenfor, og de kan blant annet deles opp i tre forskjellige nivåer, etter Madsen & Egeland (1988):

Nivå I metoder er i utgangspunktet deterministiske pålitelighetsmetoder som bruker karakteristiske verdier for å håndtere usikkerhet, slik som Load and Resistance Factor metoder.

Nivå II metoder er metoder som bruker to verdier til å beskrive en variabel, som oftest middelverdien og standardavviket. First-Order Second Moment-metoden er en Nivå II metode.

Nivå III metoder er fullt probabilistiske, uten noen forenkling forutsetninger. De benytter simultanfordelingen for alle de stokastiske variablene og gir bruddsannsynligheten som det grunnleggende pålitelighetsmålet, som igjen kan transformeres til en generell pålitelighetsindeks. Nivå III metodene inkluderer First Order Reliability Method FORM, Second Order Reliability Method SORM, Monte Carlo simulering, Directional sampling og andre sampling metoder slik som Stratified Sampling, Quasi-Random Sampling, Importance Sampling (IS), Increased Variance Sampling (IVS) og Latin Hypercube Sampling (LHS). Sampling-metodene er tilnærminger, men konvergerer mot eksakte løsninger for et uendelig antall simuleringer. De overfornevnte pålitelighetsmetodene kan også deles inn i *integrasjon- og simuleringsmetoder* og *second-moments- og transformasjonsmetoder*.

Uttrykkene for sikkerhetsmarginer, uttrykt ved lasten S og motstanden R kan også uttrykkes ved sannsynlighetsfordelingsfunksjonene f_S and f_R . Videre, avhengig av det valgte sikkerhetsuttrykket, kan bruddsannsynligheten uttrykkes ved:

$$p_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right) = P(\ln R - \ln S \leq 0) \quad (3.1)$$

Den generelle formuleringen vil være:

$$= P[G(R, S) \leq 0] = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] \quad (3.2)$$

hvor $G(\cdot)$ er grensetilstandsfunksjonen og \mathbf{X} en vektor av stokastiske variable som inkluderer R og S (og andre relevante variable).

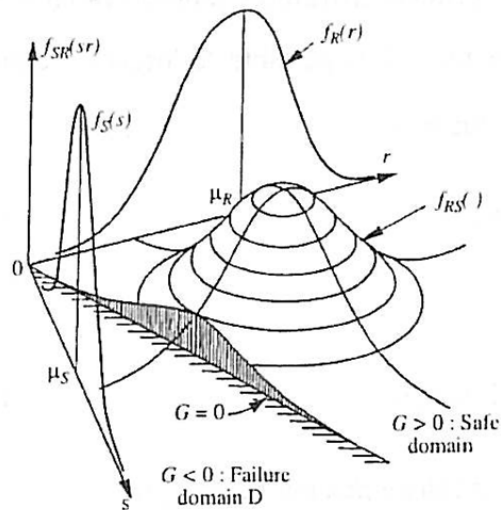
Det neste steget blir å definere hva som konstituerer ikke-tilfredsstillende oppførsel eller brudd, gjennom å definere grensetilstandsfunksjonen $G(\mathbf{X})$ slik at $G(\mathbf{X}) > 0$ betyr tilfredsstillende oppførsel og $G(\mathbf{X}) < 0$ betyr brudd. \mathbf{X} er en vektor av stokastiske variable, og kan innen geoteknikk f.eks inkludere jordparametre, laster, poretrykk, geometri og modelusikkerhet.

Generelle fordelingsfunksjoner f_S og f_R , sammen med simultanfordelingen $f_{R,S}(r, s)$ er vist i Figur 3. Grensetilstandsfunksjonen er definert ved sviktområdet D .

For et gitt infinitesimal element ($\Delta r \Delta s$) representerer ligning 3.2 sannsynligheten for at R tar en verdi mellom r og $r + \Delta r$ og S en verdi mellom s og $s + \Delta s$ når Δr og Δs går mot null. Sviktsannsynligheten blir da:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_D \int f_{RS}(r, s) dr ds \quad (3.3)$$

Integralet over kan kun unntaksvis løses analytisk. De ulike pålitelighetsmetodene som kan benyttes for å løse dette problemet beskrives kun overflatisk i det videre, og den interesserte leseren henvises til Baecher & Christian (2003), Melchers (1999).



Figur 3: Marginalfordelingene f_R og f_S , simultanfordelingen og sviktområdet. Fra Melchers (1999)

3.2 Anvendt pålitelighetsanalyse

En pålitelighetsanalyse involverer veldig forenklet de følgende stegene, etter Baecher & Christian (2003):

- Etablere analytisk deterministisk model for å beregne materialfaktoren. Denne modellen kan inkludere feil, usikkerhet og bias som kan håndteres i pålitelighetsanalysene.
- Etablere statistisk beskrivelse av parametrene.
- Definere grensetilstandsfunksjonen

- Beregne pålitelighetsindeksen og brudds sannsynligheten.

3.3 Å etablere den deterministiske modellen

Det kan etableres en pålitelighetsanalyse for alle problemer der det eksisterer en deterministisk model. Hva slags deterministisk model som velges vil påvirke hvilke metoder for pålitelighetsanalyse som er rasjonelt og teknisk tilgjengelig for prosjekteringsbruk. Både tradisjonelle likevektsmetodebetraktninger og nyere elementmetodeanalyser kan brukes i pålitelighetsanalyser, det samme gjelder og ADP-, effektivspenning- og totalspenningsanalyser. Når man velger PLAXIS og f.eks en Mohr-Coulomb-jordmodell kan stabiliteten evalueres gjennom en $c - \phi$ -reduksjonsprosedyre. $c - \phi$ -reduksjon er relativt tidkrevende, og vil derfor vanskeligere kunne kombineres med Monte Carlo-simuleringer, rent komputasjonskapasitetsmessig.

Det ligger for oss som ingeniører en stor gevinst i å kunne bruke de avanserte jordmodeller som er tilgjengelig i elementmetodene sammen med pålitelighetsanalyser der man kan kvantifisere de til dels store usikkerhetene som man må håndtere innen geoteknikk. Når man bruker disse jordmodellene er det hensiktsmessig og beskrive materialparametrene så riktig så mulig, og ikke nødvendigvis velge konservative verdier, og da er nyttig å kunne kvantifisere usikkerheten eksplisitt.

3.4 Å etablere statistisk representasjon av parametrene

Alle geotekniske ingeniører vet hvor utfordrende det kan være å bestemme de riktige verdiene for inputparametrene. Skal materialparametrene være så representative som mulig, eller skal de velges med en viss varsomhet? Hvordan håndterer vi strain-softening materialer? Og om dette er en utfordring, hvordan etablerer vi representative gjennomsnittsverdier, standardavvik og 'scale of fluctuations' for materialparametrene? Er det alltid verdifullt med flest mulig datapunkter? Hvordan bestemmer du hva som er de meste pålitelige dataene? Hvordan vektet du de ulike dataene? Hva kommuniserer de tradisjonelle sampleplottene over alle målte skjærstyrkeverdier for et borhull, uavhengig av hvordan disse skjærstyrkeverdiene er målt og kvaliteten på prøvene og usikkerhetene i måle metodene og de modellene, og hva kan det eventuelt brukes til? Er dataene korrelerte?

En av de viktigste reglene når man evaluerer usikkerhet knyttet til en materialparameter, er å være sikker på at man ser på konsistente datasett. Er dataene ikke konsistente, dvs. at man sammenligner jordparametre som egentlig kommer fra forskjellige lag, jar opplevd ulike spenningstilstander eller har blitt testet med forskjellige metoder, tilfører man ekstra usikkerhet til analysene Lacasse & Nadim (1996). Det er finnes flere artikler om viktigheten av riktig stokastiske modellering av geotekniske materialparametre, f.eks Cherubini (1993), Becker (1996), Lacasse & Nadim (1996), Orr & Farrell (1999), Phoon & Kulhawy (1999a,b), Orr (2000), Rackwitz (2001), El-Ramly et al. (2002). Det

kan også være nyttig med et sitat fra Baecher & Christian (2003) ; '...it is reasonable, simple and conservative to assume that F is normally distributed unless demonstrated otherwise' .

Det foreligger sjelden nok data for å utføre en full statistisk analyse for vanlige geotekniske prosjekter. Likevel kan mye gjøres ved å kjøre enkle statistiske analyser.

For praktisk veiledning i valg av representative statistiske parametre innen geoteknikk anbefales DNV (2002). Også i de tilfellene der man ikke kjører pålitelighetsanalyser, kan det være nyttig og se på datasettene sine med et 'statistisk' blikk. Hva er gjennomsnittet, hva er spredningen i dataene mine? Har jeg noen outliers, og hvorfor? Er dataene mine normalfordelt? Hva betyr det å sette karakteristisk verdi med 95% konfidens?

3.5 Å definere en grensetilstandsfunksjon

For å kunne utføre en pålitelighetsanalyse på man først definere en grensetilstandsfunksjon², slik at $G(X) \geq 0$ betyr tilfredsstillende oppførsel og $G(X) < 0$ betyr uttilfredsstillende oppførsel (svikt). Grensetilstanden hører til bruddområdet. X er en vektor av basic random variables, for eksempel laster og styrkeparametre, geometriparametre, modellusikkerhet og lignende. Grensetilstandsfunksjoner er grundig omtalt i Melchers (1999).

Det bør noteres at ulike pålitelighetsmetoder har ulik sensitivitet for valg av grensetilstandsfunksjon. Waarts (2000) testet Nivå II og Nivå III metoder og fant blant annet at FORM-ARS, dvs First-Order Reliability Method med Adaptive Response Surfaces var robust.

Et eksempel på en grenselikevektsfunksjon som kan brukes for pålitelighetsanalyser av stabilitet kan være på formen $G(X) = F - 1$.

3.6 Å beregne påliteligheten og bruddsannsynligheten

I det siste steget skal altså alt dette kombineres. I praksis kan dette gjøres gjennom flere tilnæringer, men som påpekt over vil valg av pålitelighetsmetode og verktøy avhenge av valgene som er tatt i de foregående stegene. Noen tilnæringer presenteres videre: Monte Carlo analysis med SLIDE Rocscience (2011), First-Order Second-Moment-analysis med Excel, First -and Second Order Reliability Methods (FORM and SORM) Melchers (1999) med PLAXIS PLAXIS (2011) og pålitelighetsverktøyet Prob2B TNO (2011), FORM med Response Surfaces Myers & Montgomery (2002) og Monte Carlo simulering med PLAXIS og Prob2B.

3.6.1 Kommersielt tilgjengelig likevektsmetodekoder med Monte Carlo-simuleringer for pålitelighetsvurderinger

Her er det tatt utgangspunkt i SLIDE Rocscience (2011), men tilsvarende muligheter finnes i GEO/SLOPE.

²på engelsk: limit state function eller performance function

Når man utfører en deterministisk analyse i SLIDE bruker man representative verdier for inputparametrene og eventuelt et gitt poretrykksregime, og det utføres et automatisk søk etter den mest kritiske glidesirkelen. Hvordan dette søket utføres avhenger av brukerens spesifikasjoner.

For en gitt leirskråning gir SLIDE med Morgenstern-Price en materialfaktor $F = 1.325$ (og PLAXIS $F = 1.23$ for samme geometri og materialparametre). Resultatene av andre likevektsmetoder er presentert i Tabell 1, ³, noe som viser variasjonen i resultater som kommer fra de ulike forutsetningene til de ulike likevektsmetodene. Resultatene varierer med 8%, når alle inputparametrene og geometrien er identiske. PLAXIS-resultatet og Morgenstern-Price-resultatet varierer med 7.7%.

Probabilistiske analyser i SLIDE med Monte Carlo simuleringer utføres på to måter: Når analysetypen er satt til *global minimum* er den probabilistiske analysen utført på den kritiske glideflaten fra den deterministiske stabilitetsanalysen, Sikkerhetsfaktoren beregnes N ganger for den kritiske glideflate, hver gang med et sett av random genererte inputvariabler.

Sviktsansynligheten, PF, tilsvarer antallet analyser med sikkerhetsfaktor mindre enn 1, dividert på det totale antallet simuleringer:

$$PF = \frac{\text{antallsimuleringertilsvikt}}{\text{totalantallsimuleringer}} \cdot 100\% \quad (3.4)$$

Den andre muligheten SLIDE tilbyr er *Overall Slope method* hvor søket for den kritiske skjærflaten gjentas N ganger, hver gang med et nytt sett variabler.

Monte Carlo-analyse er altså repeterte simuleringer av et problem med tilfeldig valgte verdier for inputvariablene (i henhold til statistisk karakterisering). Disse verdiene brukes til å beregne verdier for grensetilstandsfunksjonenn $G(X)$ og dens fordeling. Monte Carlo-simuleringer kan benyttes for alle problemstillinger, men krever et høyt antall simuleringer for å oppnå pålitelige estimater ved svært små sviktsansynligheter.

En probabilistisk analyse i SLIDE med standardinnstillinger gir $F = 1,325$ og $p_f = 0,0007$ (Global minimum, Monte-Carlo simulering med half sine interslice function), med Morgenstern-Price. Resultater fra flere LE-metoder er vist i Tabell 1.

Resultatene over, for sviktsansynlighet, er i området 0.0001 to 0.0009, med et unntak for Janbumetoden Janbu (1957). SLIDE gir også mulighet for å utføre sensitivitetsanalyser, se Figur 4.

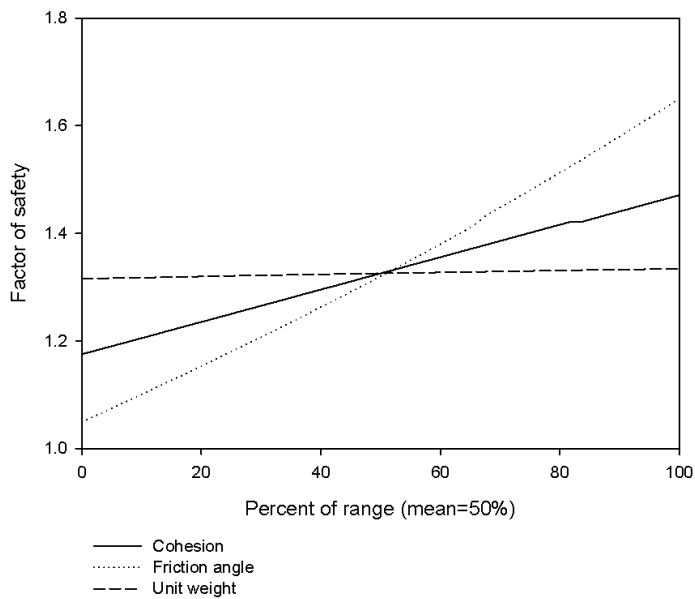
Slike analyser er nyttige for å fortelle oss noe om hvor følsomme analysene våre er for usikkerheten i de ulike parametrene, men bør samtidig nyttes med forsiktighet. Det er viktig å utføre et høyt nok antall simuleringer.

³Janbu S: Janbu Simlified Method, Janbu C: Janbu Corrected Method, CE1: Corps of Engineers Method 1, CE2: Corps of Engineers Method 2, LK: Lowe-Karafiath Method, MP: Morgenstern-Price Method.

Tabell 1: Eksempler på resultater fra Monte Carlo simuleringer i SLIDE

	Bishop	Ordinary	Janbu S	Janbu C	Spencer	CE1	MP
F_{det}	1.32	1.283	1.187	1.278	1.324	1.361	1.325
F_{mean}	1.323	1.286	1.19	1.281	1.328	1.365	1.327
p_f	9.00E-04	2.10E-04	2.57E-02	2.8E-03	7.0E-04	1.0E-04	7.0E-04
β	2.91	2.635	1.901	2.61	2.945	3.195	2.929

Sensitivity plot from Monte Carlo simulation from SLIDE for Sande case



Figur 4: Sensitivitetsplott fra Monte Carlo-analyse i SLIDE

3.6.2 First-Order Second-Moment-analysis med Excel

First Order Second Moment (FOSM) er opprinnelig beskrevet i Cornell (1969) og kan gi oss analytiske tilnærminger for gjennomsnitt og standardavvik av sikkerhetsfaktoren som en funksjon av gjennomsnittsverdiene og standardavvikene til inputvariablene (og eventuelle korrelasjoner). For å estimere sviktsansynligheten må fordelingsfunksjonen til sikkerhetsfaktoren defineres på forhånd. Det FOSM baserer seg på er at når gjennomsnittet og standardavviket til variablene som inngår i grensetilstandsfunksjonen $G(X)$ er kjent, så kan gjennomsnittet og variansen av $G(X)$ estimeres gjennom de første leddene i en Taylorrekke. Dette kan f.eks utføres med enkelhet i Excel, og med de deterministiske analysene i PLAXIS (eller en annen programvare for skråningsstabilitete). Sikkerhetsfaktorene finnes med å variere de N variablene $2 \cdot N$ ganger, se Figur 5.

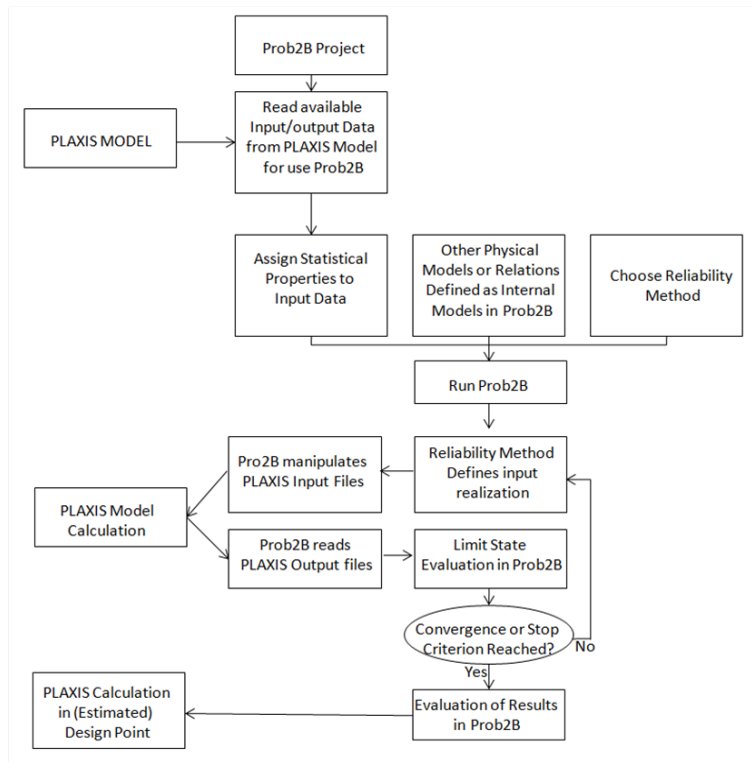
Simplified slope		F from PLAXIS		F normally distributed					
Material Name	Property	X^*	Standard deviation	ΔX	$X^* + \Delta X$	$X^* - \Delta X$	$\delta F / \delta X X^*$	$(dF/dX X^*)^2 \cdot \sigma_X^2$	
Silty clay	Cohesion	14	1.4	0.14	14.14	13.86	0.111	0.0242	
Silty clay	Friction	29	2.9	0.29	29.29	28.71	0.029	0.0071	
Silty clay	Unit Weight	20	0.5	0.05	20.05	19.95	0.058	0.0008	σ_F
								0.0322	0.1793
Mean F		1.2774							
$X^* \pm \Delta X$	F_{coarse}							Standard deviation F	Mean F
14.14	1.2846	$\delta F / \delta c_{c1} c_{c1}$		0.111				0.1793	1.277
13.86	1.2535								
29.29	1.2907	$\delta F / \delta \phi_{c1} \phi_{c1}$		0.029					
28.71	1.2738								
20.05	1.2839	$\delta F / \delta \gamma_{c1} \gamma_{c1}$		0.058				Prob(F<1)	0.061
19.95	1.2781							β	1.547
									6 %

Figur 5: FOSM, F er antatt normalfordelt, basert på PLAXIS-analyser

En slik tilnærming gir et lett tilgjengelig bilde av hvordan usikkerhetene i inputparametrene påvirker usikkerheten i resultat, og det kan også utledes sensitivitsfaktorer.

3.6.3 Å bruke kommersielt tilgjengelig elementmetodekoder for pålitelighetsvurderinger

Det er både mulig og nyttig og utføre pålitelighetsanalyser med bruk av kommersielt tilgjengelig elementmetodeprogramvare, slik som PLAXIS. En måte er å koble PLAXIS direkte mot kommersielle pålitelighetsverktøy, som Prob2B TNO (2011). På denne måten defineres en tradisjonell PLAXIS-modell, som bruker middelveidene av parametrene som inngår som stokastiske variabler. Prob2B leser input og output-filene til PLAXIS, og i Prob2B defineres de statistiske fordelingene til variablene. Når man kobler PLAXIS og Prob2B defineres en grensetilstandsfunksjon som baseres på inputvariablene, og for skråningsstabilitet kan dette være variabelen for Total Multiplier for $c - \phi$ reduksjon i PLAXIS tilsvarende MSF, eller sikkerhetsfaktoren. Grensetilstandsfunksjonen vil da skrives $G(X) = p1drained-MultPhiC@Phase2 - 1$. Videre må en pålitelighetsmetode spesifiseres, og Prob2B kjører en beregningsloop, se Figur 6, der input



Figur 6: Koblingskjema for pålitelighetsanalyse med Prob2B og PLAXIS Essien (2008)

for hver PLAXIS-simulering er et parametersett som er gitt ut fra den valgte pålitelighetsmetoden. Inputfilene endres, og en ny simulering kjøres. Relevant outputdata trekkes ut og grensetilstandsfunksjonen evalueres på bakgrunn av denne. Om konvergenzkriteriet nås, presenteres resultatene, om ikke, kjøres simuleringen videre.

Dette kan utføres som en Monte Carlo-simulering, men de relativt lave sviktsannsynlighetene gjør at det kreves svært mange simuleringer, og siden $c - \phi$ -reduksjon er ganske tidkrevende, vil dette være en kostbar løsning i form av tid og datakapasitet, og heller ikke særlig stabilt. First-Order Reliability Method-analyser viser seg langt mer hensiktsmessig for pålitelighetsanalyser utført på denne måten for denne typen problemstillinger.

FORM er basert på Hasofer & Lind (1974) som foreslo en invariant definisjon på pålitelighetsindeksen. I FORM transformeres vektoren for de random variablene, X , til standard normal space, U , og hvor $G(U)$ er en lineær grensetilstandsfunksjon, Baecher & Christian (2003), Melchers (1999), Madsen & Ege-land (1988). Sviktsannsynligheten er da:

$$p_f = P[G(U) < 0] = P\left[\sum_{i=1}^n \alpha_i U_i - \beta < 0\right] = \Phi(-\beta) \quad (3.5)$$

Eksempler på bruk av FORM for pålitelighetsanalyser av skråningsstabilitet kan leses i Leynaud et al. (2004), Low & Tang (2004), Low (2007), Cho (2007), Möllmann (n.d., 2011).

Som en analytisk metode som gir en eksakt løsning for første ordens tilnærming av grensetilstandsfunksjonen i designpunktet, involverer FORM:

- transformere en random vektor til en standard normalvektor
- lokalisere punktet med 'maximum probability density', dvs designpunktet, eller ganske enkelt β -punktet i sviktområdet og
- evaluere sviktsansynligheten

FORM-analyser kan også kobles mot elementmetodeanalyser ved bruk av Response Surface teknikker. Dette går kort ut på å koble en Response Surface-tilnærming med deterministiske PLAXIS-analyser.

Ideen bak Response Surface metoden er å erstatte den reelle grensetilstandsfunksjonen med en tilnærming, den såkalte response surface, som er lettere håndterbar. Tilnærmingen kan f.eks være basert på laboratorieresultater eller resultater fra numeriske analyser. Det etableres et forhold mellom modellparametrene x_1, x_2, \dots, x_n og outputdataene $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Et slikt forhold gjør at vi kan erstatte en numerisk prosedyre med et enklere analytisk forhold, som gjør det mulig å predikere responsen til den analyserte modellen Puła & Bauer (2007). Tilnærmingen er grundig beskrevet i Myers & Montgomery (2002) og Bucher & Bourgund (1990).

En fremgangsmåte for slike analyser for pålitelighetsanalyse kan være

1. Numerisk analyse med c og ϕ . Resulterer i MSF, sikkerhetsfaktor.
2. Finne Response Surface, med et polynomial som i Bucher & Bourgund (1990):

$$\begin{aligned} g(x) &= MSf - 1 + err \\ &= a_1 + \sum_{i=1}^n (b_i X_i + \sum_{i=1}^n c_i X_i^2) - 1 + err \end{aligned} \quad (3.6)$$

3. Finne designpunktet for Response Surface
4. Kontrollere designpunktet med numerisk analyse
5. $MSf \approx 1$? Nytt designpunkt = Forrige designpunkt? Om ikke, utfør numerisk analyse rundt designpunktet og gå tilbake til punkt 2
6. Om ja, evaluer pålitelighetsindeksen og sviktsansynligheten med FORM

Begge tilnærmingene som beskrevet over gjør det mulig og kombinere avanserte jordmodeller og elementmetodeevalueringer med pålitelighetsmetoder som kvantifiserer usikkerhet på en robust og tilgjengelig måte.

3.6.4 Probabilistisk modellering av kvikkleire

Det finnes lite litteratur på eksplisitt probabilistisk modellering av kvikkleire. Det kan nevnes at den progressive reduksjonen i skjærstyrke har blitt evaluert som en residualfaktor og behandlet som en av flere random variabler av Chowdhury & Bhattacharaya (2011), og denne residualfaktoren har vært definert som sett i 3.7.

$$R = \frac{\text{peakstrength} - \text{currentstrength}}{\text{peakstrength} - \text{residualstrength}} \quad (3.7)$$

4 Konklusjon

Det vil være svært nyttig for geoteknikkmiljøet og kunne håndtere usikkerhet kvantitativt og mer rasjonelt i fremtiden. Pålitelighetsanalyser vil kunne være et nyttig supplement til tradisjonelle stabilitetsanalyser og materialfaktorer, og vil kunne synliggjøre hvor usikkerhetene i prosjektene og løsningene våre ligger og også hva god kvalitet på grunnundersøkelsene våre betyr i form av tall.

Det ligger for oss som ingeniører en stor gevinst i å kunne bruke de avanserte jordmodeller som er tilgjengelig i elementmetodene sammen med pålitelighetsanalyser der man kan kvantifisere de til dels store usikkerhetene som man må håndtere innen geoteknikk.

Referanser

- Ang, A. A. H. S. (2005), *Probability concepts in engineering planning and design*.
- Baecher, G. B. & Christian, J. T. (2003), *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley and Sons Ltd.
- Bæverfjord, M. G. (n.d.), Reliability analysis in geotechnical slope stability analysis, PhD thesis. Unpublished manuscript.
- Becker, D. E. (1996), 'Eighteenth canadian geotechnical colloquium: Limit states design for foundations .1. an overview of the foundation design process', *Canadian Geotechnical Journal* **33**(6), 956–983.
- Bucher, C. & Bourgund, U. (1990), 'A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems.', *Structural Safety* **7**, 57–66.
- Cherubini, C. (1993), 'The coefficients of variation of some geotechnical parameters', *Probabilistic methods in geotechnical engineering* pp. 179–183.

- Cho, S. E. (2007), 'Effects of spatial variability of soil properties on slope stability', *Engineering Geology* **92**(3-4), 97–109.
- Chowdhury, R. N. & Bhattacharaya, G. (2011), 'Reliability analysis of strain-softening slopes'.
- Cornell, C. (1969), 'A probability based structural code', *Journal of Structural Division, ASCE* **93**, 171–200.
- DNV (2002), 'Dnv-rp-c207'.
- Duncan, J. (1996), 'State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes', *Journal of Geotechnical Engineering* **122**(7), 577–593.
- El-Ramly, H., Morgenstern, N. & Cruden, D. (2002), 'Probabilistic slope stability analysis for practice', *Canadian Geotechnical Journal* **39**, 665–683.
- Essien, S. (2008), Reliability Analysis with Deterministic Finite Elements, Msc-thesis.
- Hasofer, A. & Lind, N. (1974), 'Exact and invariant second-moment code format', *Journal of the Engineering Mechanics Division* **100**, 111–121.
- Janbu, N. (1957), Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices, in 'Proc. 4th Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.'.
- Lacasse, S. & Nadim, F. (1996), 'Uncertainties in characterising soil properties', *Geotechnical Special Publ.* **58**(1), 49–75.
- Leynaud, D., Mienert, J. & Nadim, F. (2004), 'Slope stability assessment of the helland hansen area offshore the mid-norwegian margin', *COSTA - Cintinental Slope Stability Marine Geology* **213**(1-4), 457–480.
- Low, B. K. (2007), 'Efficient spreadsheet algorithm for first-order reliability method', *Journal of Engineering Mechanics* **133**(12), 1378–1387.
- Low, B. & Tang, W. (2004), 'Reliability analysis using object-oriented constrained optimization', *Structural Safety* **26**, 69–89.
- Madsen, H. O. & Egeland, T. (1988), *Structural reliability: models and applications*, Oslo.
- Melchers, R. E. (1999), *Structural reliability: analysis and prediction*, Wiley, Chichester. 2nd ed.
- Möllmann, A. (2011), 'A probabilistic finite element analysis of embankment stability under transient seepage conditions', *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* **5**(2), 110–119.
- Möllmann, A. (n.d.), Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode, PhD thesis, Universität Stuttgart.

- Myers, R. H. & Montgomery, D. C. (2002), *Response surface methodology: process and product optimization using designed experiments*, Wiley, New York.
- Orr, T. & Farrell, E. (1999), *Geotechnical Design to Eurocode 7*, Springer, Berlin.
- Orr, T. L. L. (2000), 'Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to eurocode 7', *Computers and Geotechnics* **26**(3-4), 263–279.
- Phoon, K, K.-K. & Kulhawy, F. H. (1999a), 'Characterization of geotechnical variability', *Canadian Geotechnical Journal* **36**(4), 612–624.
- Phoon, K, K.-K. & Kulhawy, F. H. (1999b), 'Evaluation of geotechnical property variability', *Canadian Geotechnical Journal* **36**(4), 625–639.
- PLAXIS (2011), 'Plaxis 2d'.
- Puła, W. & Bauer, J. (2007), *Application of the response surface method.*, Vol. 491 of *CISM Courses and Lectures*, Springer Vienna, pp. 147–168.
- Rackwitz, R. (2001), 'Reliability analysis-a review and some perspective', *Structural Safety* **23**(4), 365–395.
- Rocscience (2011), 'Slide'.
- Schneider, J. (1997), *Introduction to Safety and Reliability of Structures*, Vol. 5 of *Structural Engineering Document*, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zurich.
- TNO (2011), 'Prob2b'.
- Uzielli, M. (2008), 'Statistical analysis of geotechnical data', *Geotechnical and Geophysical Site Characterization* pp. 173–193.
- Waarts, P. H. (2000), *Structural Reliability using Finite Element Methods.*, PhD thesis.

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P5

Kvikkleireskredet ved Esp i Byneset i 2012

Einar Lyche v/NVE

Kvikkleireskred ved Esp, Byneset i Trondheim

På morgenen søndag 1. januar 2012 gikk det et kvikkleireskred ved Esp på Byneset, like utenfor Trondheim. Skredet var ca. 150 m bredt og 450 m langt. Skredmassene utløpt ca. 870 m.

NVE har utarbeidet en rapport om Kvikkleireskred ved Esp, Byneset i Trondheim som kan finnes på nettet :

<http://www.nve.no/Global/Publikasjoner/Publikasjoner%202012/Forel%c3%b8pig%20rapport%201-2012%20Kvikkleireskredet%20p%c3%a5%20Esp%20kl%2016.pdf>

Foredraget om skredet fra Einar Lyche v/NVE er tilgjengelig på www.vegvesen.no

En liten diskusjon på Bynesetskredet er presentert i artikkelen «utbredelse av skred i områder med sensitive leirer» i denne rapporten.

Skrevet av : Vikas Thakur 26.09.12

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P6

**Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i
områder med kvikkleire**

Hans Petter Jostad v/NGI

EFFEKT AV ”SOFTENING” VED BRUDDANALYSER I SENSITIVE LEIRER

H. P. Jostad og P. Fornes (NGI)

SAMMENDRAG

Denne artikkelen kvantifiserer effekten av ”strain-softening” i forbindelse med geoteknisk prosjektering av vegfyllinger i svakt hellende terreng med sensitiv leire ved hjelp av elementmetodeanalyser. En reduksjon av den udrenerte skjærstyrken ved økende skjærtøyning (her kalt ”softening”) vil føre til lavere sikkerhet enn for perfekt plastiske materialer hvor skjærstyrken er antatt uavhengig av skjærtøyningen. Effekten av ”softening” er beregnet ved hjelp av elementmetodeprogrammet Plaxis og en spesial versjon av den anisotrope totalspenningsmodellen NGI-ADP som inkluderer reduksjonen i skjærstyrken etter maksverdien. For å unngå det karakteristiske problemet med nettavhengige resultater i forbindelse med elementberegninger av softeningmaterialer er det benyttet en ”ikke-lokal” tøyingsformulering. Dermed kan man ved hjelp av input parametere kontrollere sprøheten til materialet i områdene som ”softner”. Input data er her basert på informasjon i NGIs blokkprøvedatabase. Effekten av ”softening” er presentert som en skaleringsfaktor $F_{\text{softening}}$ som er benyttet til å redusere den maksimale udrenerte skjærstyrken s_u slik at beregnet kapasitet blir den samme i analyser med og uten modellering av ”softening”.

1. INNLEDNING

Resultatene i denne artikkelen er basert på resultater fra en av aktivitetene i et samarbeidsprosjekt mellom Statens Vegvesen Vegdirektoratet (VD), Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE) og NGI. Prosjektet med tittelen ”Effekt av progressiv bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire” startet i 2010 og er planlagt avsluttet i år.

Prosjektet består av følgende hovedaktiviteter:

- Videreutvikle en robust materialmodell for udrenert oppførsel til sensitive leirer
- Tilbakeregning av kvikkleireskred
- Sensitivitetsanalyse
- Sannsynlighetsanalyse
- Kalibrering av sikkerhetsfaktorer
- Implementering av ny kunnskap

2. GEOTEKNISK PROSJEKTERING I OMRÅDER MED SENSITIV OG KVIKK LEIRE

I forbindelse med geoteknisk prosjektering i områder med sensitiv og kvikk leire er det meget viktig å ta hensyn til at kapasiteten normalt overestimeres dersom denne beregnes ved hjelp av konvensjonelle grenselikevektsmetoder og maksimum udrenert anisotrop skjærstyrke bestemt fra udrenerte treaksial- og DSS-tester på ”uforstyrrede” leirprøver konsolidert til riktige in-situ markspenninger. Basert på tidligere erfaring ved NGI antas denne å være ca. 10-15% for spesielt ugunstige forhold med siltige, normalkonsoliderte, kvikke leirer.

2.1. NGIs interne retningslinjer

NGIs interne anbefaling (i hovedsak basert på anbefalinger av Karlsrud) ved dimensjonering i områder med sensitiv og kvikk leire er at de udrenerte skjærstyrkene baseres direkte eller indirekte på resultater fra aktive, passive og DSS forsøk på ”uforstyrrede” prøver, det vil si høykvalitets blokkprøver. For å ta hensyn til effekten av sprøbrudd anbefales det å redusere maks skjærstyrke med faktorene gitt i tabell 1.

Tabell 1 Anbefalt reduksjon av maks udrenert skjærstyrke oppnådd på blokkprøver

Type forsøk	Kvikk/meget sensitiv, $S_t > 15$	Lite/middels sensitiv leire, $S_t < 15$
Aktivt	10 – 15%	0 – 10%
DSS	5 – 10%	0 - 5 %
Passivt	0 – 5%	0

Det anbefales å benytte de laveste verdiene i tabellen over for leirer med høyt leirinnhold, høyt vanninnhold og omrørt konus større enn 1-2 kPa. For de mest sensitive, lav-plastiske leirene med lavt leirinnhold, lavt vanninnhold (plastisitet) og omrørt konusstyrke under 0.5-1 kPa velges de høyeste verdiene i tabellen.

2.2. NVEs Veileder

I NVEs Veileder: ”Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper” er kravet til sikkerhet normalt en materialfaktor $\gamma_M > 1.4$ for tiltak som gir en forverring i eksisterende stabilitetsforhold.

Beregnet gjennomsnittelig mobilisert skjærspenning τ langs kritisk skjærflate i område hvor tiltaket har redusert den eksisterende stabiliteten, må dermed være mindre enn karakteristisk skjærstyrke dividert på γ_M .

Videre er det et krav til en forenklet tøyningskompatibilitet: Målte styrker fra aktive og passive triaksialforsøk samt eventuelle direkte skjærforsøk DSS tas ut ved samme tøying for samtlige jordlag, det vil si den tøyingen som gir den høyeste gjennomsnittsverdien av aktive, passive og DSS-forsøk.

Dersom skjærstyrkedata er basert på resultater fra tester på blokkprøver som viser en utpreget sprøbruddoppførsel må det vurderes om mulige effekter av sprøbrudd bør tas hensyn til. Spesielt anbefales det at den maksimale aktive skjærstyrken s_u^A dersom den direkte eller indirekte er basert på resultater fra tester på blokkprøver, normalt bør reduseres med 15%.

I tillegg er det et gitt krav til prosentvis forbedring av sikkerheten ved å endre områdets topografi som avhenger av sikkerheten til området før endringen.

Sprøbruddmaterialer er her definert som jordarter med betydelig reduksjon i styrke ved tøying ut over tøyingen ved maksimal styrke, det vil si sensitivitet $S_t > 15$ og omrørt styrke < 2 kPa.

2.3. Håndbok 016

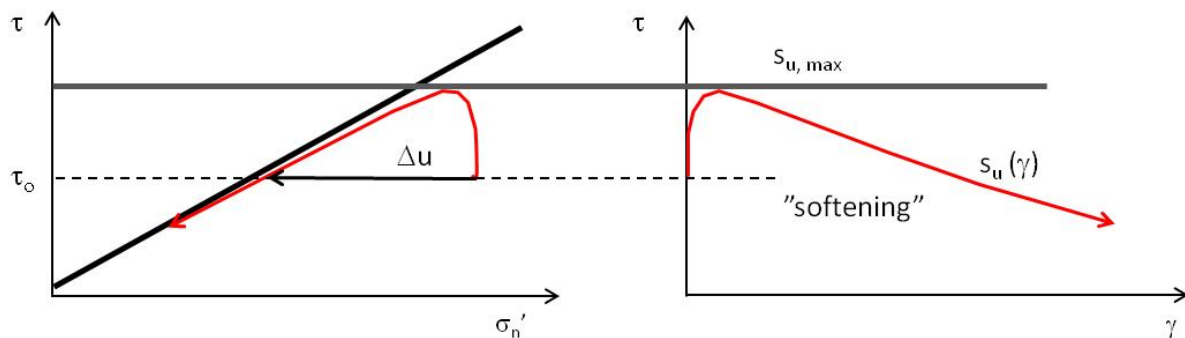
I Statens vegvesenets Håndbok 016 er effekten av sprøbruddoppførsel i sensitive leirer tatt hensyn til ved et krav om en økt materialfaktor γ_M fra 1.4 til 1.5 eller fra 1.5 til 1.6 (det vil si ca. 7% økning i γ_M) avhengig av om konsekvensen av brudd er alvorlig eller meget alvorlig. Det betyr at dersom konsekvensen ved brudd endrer seg fra alvorlig til meget alvorlig, er prosentvis økning ca. 14%.

Det er her ikke tatt hensyn til effekten av større styrke og større sprøhet for tester på materiale fra blokkprøver i forhold til prøver fra normale prøvetakere.

Kravet til prosentvis forbedring på grunn av terrengendringer er større i Håndbok 016 enn i NVEs veileder.

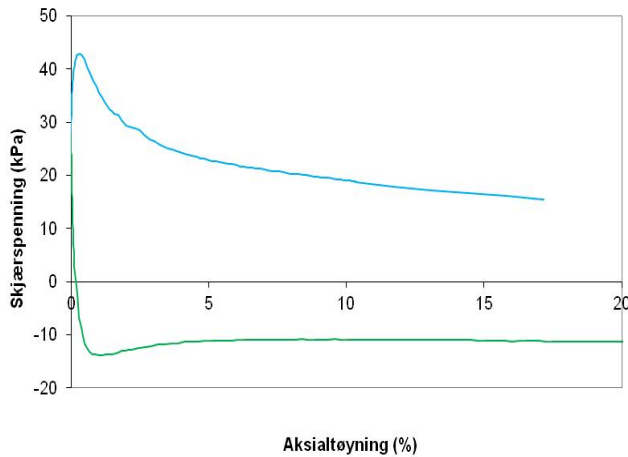
3. KARAKTERISTISK OPPFØRSEL TIL SENSITIVE BLØTE LEIRER

En karakteristisk egenskap til norske sensitive og kvikke bløte leirer er at de har en ustabil struktur slik at de under økende skjærdeformasjon kontrakterer. Det vil si for en drenert tilstand reduseres porevolumet. På grunn av leiras lave permeabilitet vil denne tendensen til volumendring, ved relativt rask skjærdeformasjon føre til at effektivspenningene i kornskjellettet gradvis blir overført til økt poretrykk. Ved en kritisk skjærtøyning, som er avhengig av typen leire, vil denne reduksjonen i effektivspenningene føre til at skjærmotstanden også reduseres. Det betyr at leira har en ikke-lineær (udrenert) skjærspenning-tøyningskurve (τ - γ) som først øker til sin maksimale skjærspenning $s_{u,max}$ for deretter og gradvis reduseres mot en residualverdi ved meget store skjærtøyninger. Dette er illustrert i figur 1 for et idealisert skjærforsøk.



Figur 1 Illustrasjon av "softening"-oppførsel under udrenert skjærdeformasjon av en sensitiv leire. Figuren til venstre: Effektivspenningssti (τ - σ'_n) for et kontraktant materiale. Figuren til høyre: Skjærspenning mot skjærtøyning (τ - γ) for samme materiale

Mer generelt avhenger den ikke-lineære τ - γ -oppførselen også av deformasjonsretningen. Oppførselen er forskjellig i udrenerte aktive (økt aksialtøyning) og passive (økt horisontaltøyning) treaksialforsøk. Resultater fra tester på en blokkprøve fra Drammen er vist i figur 2. Oppførselen er også avhengig av tøyningshastigheten.



Figur 2 Aktivt og passivt udrenert triaksialforsøk på blokkprøve fra Drammen

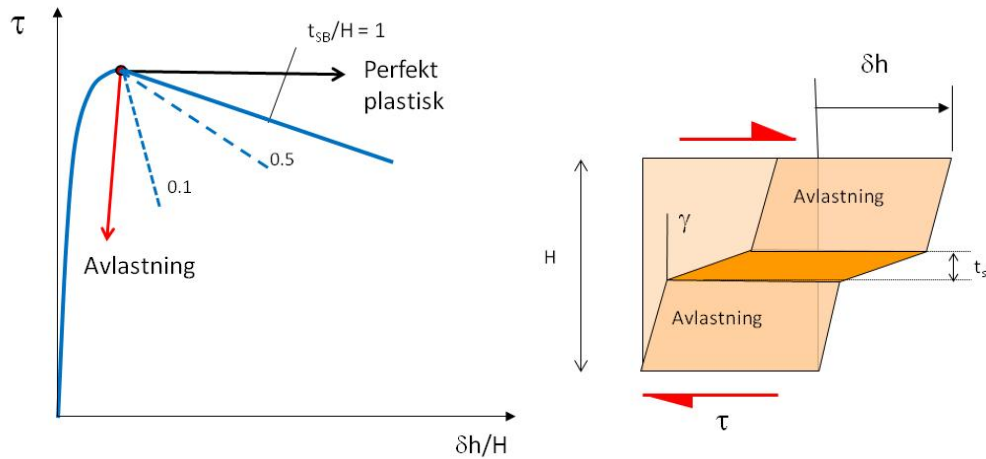
3.1. Skjærbåndtykkelse

En konsekvens av ”softening” er at deformasjonen innen et gitt jordvolum ikke lenger er unik. Idet den maksimale udrenerte skjærstyrken $s_{u, \max}$ er mobilisert vil videre skjærdeformasjon føre til en reduksjon i skjærmotstanden (som vist i figur 3), det vil si en reduksjon i τ . Et element med høyde H som får en uniform skjærdeformasjon vil for eksempel få en softeningkurve som gitt av den heltrukket blå linjen. Men dersom deformasjonen er styrt av en forskyvning δh på toppen av elementet kan denne forskyvningen fordeles forskjellig over høyden H . Det vil si forskjellige kombinasjoner av videre plastisk deformasjon i et skjærbånd med tykkelse t_{sb} og elastisk avlastning i materialet utenfor. Den totale forskyvningen δh over høyden H er da gitt av bruddtøyningen γ_f ved maks s_u (hvor tøyningen fremdeles er uniform), den elastiske skjærtøyningen γ_e som er gitt av avlastningsmodulen G_o , og helningen på softeningkurven S (som her er en sekantverdi fra $s_{u, \max}$ til aktuell redusert skjærstyrke $s_u(\gamma)$):

$$\delta h = \delta h_f - \delta h_e + \delta h_s = \gamma_f \cdot H - \frac{s_u - s_u(\gamma)}{G_o} \cdot H + \frac{s_u - s_u(\gamma)}{S} \cdot t_{sb}$$

Fra ligningen over og figur 3 ser en at den effektive oppførselen τ mot $\delta h/H$ til elementet blir mer og mer sprøtt når skjærbåndtykkelse t_{sb} minker. Det er derfor like viktig å kontrollere aktuell skjærbåndtykkelse t_{sb} som målt ”softening”-helning S . I tillegg må man være sikker på at prøven deformeres homogent når en bestemmer S , slik at effekten av lokalisering ikke inkluderes to ganger (Andresen, Jostad og Høeg, 2002).

”Softening”-oppførselen kompliseres videre av effekter som lokal drenasje og tøyningshastighet (Jostad, Andresen og Thakur, 2006 og Gylland med flere, 2012).



Figur 3 Illustrasjon av effekten av skjærbåndtykkelsen t_{sb} for et element med høyde H og "softening"-oppførsel

4. NUMERISK METODE

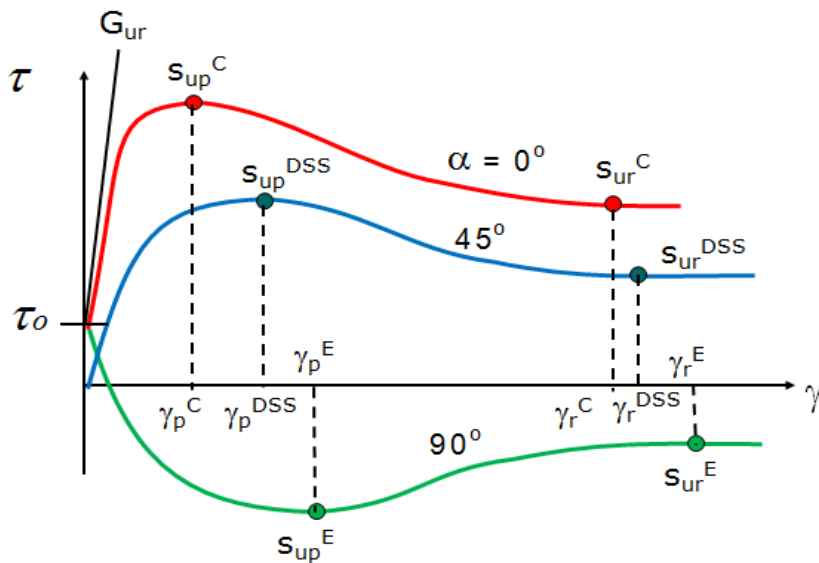
4.1. Elementmetoden

Elementmetoden er velegnet for å regne på kapasitetsproblemer av leire med og uten softening-oppførsel, fordi metoden gir automatisk:

- Kompatibilitet mellom forskyvninger og tøyninger
- Spenninger som funksjon av tøyninger og tøyningshistorie. Dette er her gitt av materialmodellen NGI-ADPSoft implementert som en egendefinert modell i Plaxis (www.Plaxis.nl)
- Likevekt mellom drivende krefter og stabiliserende spenninger

4.2. Kort beskrivelse av NGI-ADPSoft

NGI-ADPSoft (Grimstad & Jostad, 2010 og 2011) er en totalspenningsbasert materialmodell som tar hensyn til anisotropi under udrenert belastning avhengig av deformasjonsretningen. Modellen benytter input fra treaks trykkforsøk ($s_{u,p}^A, s_{u,r}^A, \gamma_p^A, \gamma_r^A$), direkte skjærforsøk ($s_{u,p}^{DSS}, s_{u,r}^{DSS}, \gamma_p^{DSS}, \gamma_r^{DSS}$) og treaks strekkforsøk ($s_{u,p}^P, s_{u,r}^P, \gamma_p^P, \gamma_r^P$). Hvor s_u står for udrenert skjærstyrke, p for "peak", r for "residual", γ for skjærtøyning, A for "aktiv", DSS for "direkte simpel skjær" og P for "passiv". I tillegg er initial og avlastingsstivheten gitt av skjærmodulen G_0 , og initial skjærspenningstilstand gitt av τ_0 . Disse input parametrene er definert i figur 4.



Figur 4 Modellparametre til NGI-ADPSoft. α er orienteringen av største hovedspenning i forhold til vertikalt

Den initielle skjærmobiliseringen vil normalt være gitt av den faktiske initielle maksimale skjærspenningen under forutsetning av vertikal sedimentasjon på horisontal grunn, gitt ved $\tau_0 = (\sigma_{v0} - \sigma_{h0})/2 = 1/2 \cdot (1 - K_0) \cdot \sigma_{v0}$.

Som en ser fra figur 4 er modellen i stand til å beskrive en ikke-lineær oppførsel opp til den maksimale udrenerte skjærstyrken, deretter en gradvis reduksjon ("softening") av skjærstyrken mot en residual skjærstyrke. Oppførselen er avhengig av deformasjonsretningen (anisotrop oppførsel).

4.3. Kort om "ikke-lokal" tøyning

Ideen med såkalt "ikke-lokal tøyning" er at det plastiske (permanente) tøyningssinkrementet i et materialpunkt er erstattet med en "ikke-lokal tøyning" hvor tøyningssinkrementene i et område rundt det aktuelle punktet er vektet inn. Det betyr at tøyningen er bestemt av deformasjonen i et definert område i stede for å være avhengig av elementstørrelsen benyttet i elementanalysen. Denne vektingen er typisk gjort med en *Gauss* funksjon.

Input av en indre lengden l kan dermed benyttes til å kontrollere skjærbåndtykkelsen t_{sb} . Graden av "softening" (helningen på skjærspenning-skjærtøyningskurven) sammen med effektiv skjærbåndtykkelse er med på å bestemme sprøheten til materialet som vist i figur 3.

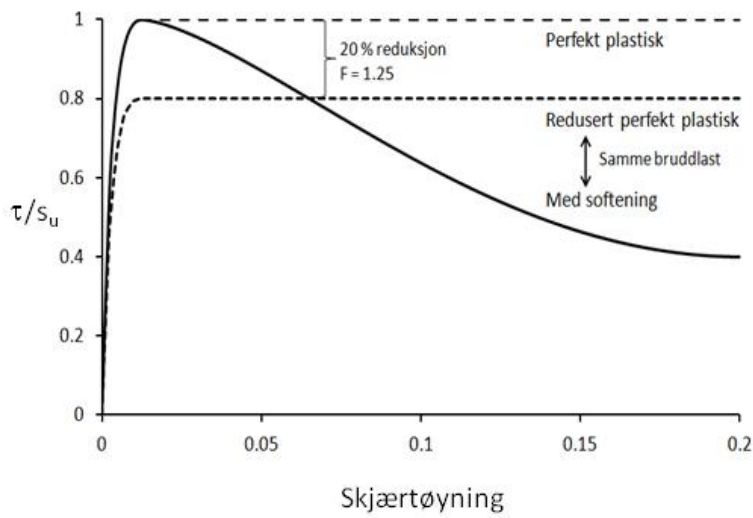
5. BEREGNINGSMETODIKK

Følgende framgangsmåte (se figur 5) er benyttet for å finne softeningfaktoren $F_{softening}$:

1. Kjøre en analyse med "softening" til global bruddlast (maks last).

2. Laste opp til samme bruddlast i en analyse uten ”softening”.
3. Benytte c/ϕ -reduksjon i analysen uten softening for å finne redusert udrenert skjærstyrke $s_u/F_{\text{softening}}$, som gir brudd under den gitte lasten funnet i 1.

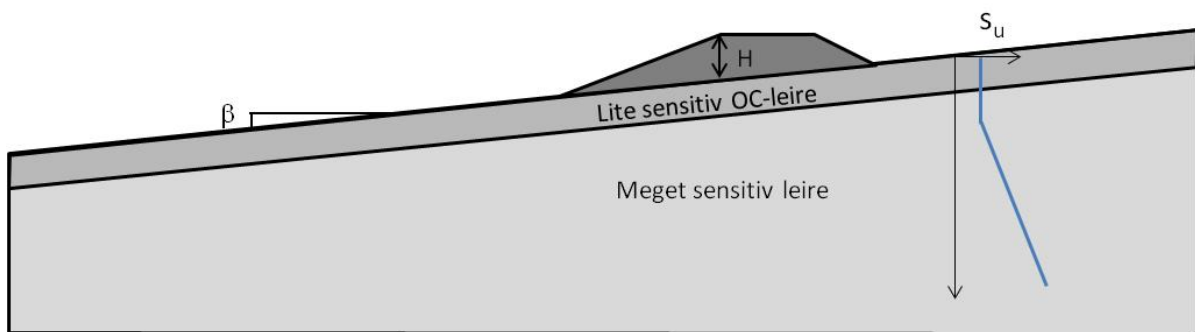
Bruddlasten i en analyse med ”softening” definerer en ustabil tilstand hvor en progressiv bruddutvikling har blitt initiert. Bruddmoden er enda ikke definert, men lasten kan ikke økes mer fordi reduksjonen i motstanden i områdene som ”softner” nå blir større enn den økte motstanden i områdene som enda ikke er mobilisert til brudd. Analysene må derfor kjøres lenger for å bestemme endelig bruddmekanisme.



Figur 5 Softeningkurve og perfekt plastisk materialkurve som gir samme bruddlast for et gitt kapasitetsproblem

6. ANALYSER AV VEGFYLLINGER I SVAKT HELLENDE TERRENG

Denne artikkelen presenterer resultatene fra et stort parameterstudie hvor effekten av ”softening” er kvantifisert ved beregning av maksimal høyde på en typisk vegfylling i et svakt hellene terreng (se figur 6). Bredden på toppen av fyllingen er 8 m. Grunnforholdene er normalt konsolidert sensitiv leire under et lag med mindre sensitiv overkonsolidert leire.



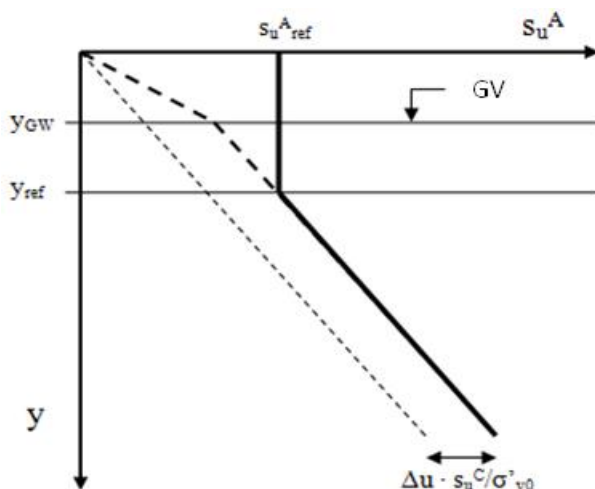
Figur 6 Vegfylling

6.1. Skjærstyrkeprofiler

Skjærstyrkeprofilen er definert ved en idealisert fordeling av den udrenerte aktive skjærstyrken s_u^A med dybden. I dette studiet er profilet gitt av en konstant skjærstyrke $s_{u,ref}^A$ ned til en dybde y_{ref} under terrengoverflaten, og deretter en lineært økende skjærstyrke $s_{u,inc}^A$, som vist i figur 7. Disse 3 parameterne ($s_{u,ref}^A$, y_{ref} , $s_{u,inc}^A$) er dermed variert innenfor typiske verdier for områder med sensitive leirer, se tabell 2.

Siden den udrenerte aktive skjærstyrken s_u^A er bestemt ut fra s_u^A/σ_{v0}' -forholdet, øker s_u^A med økt dybde til grunnvannstanden, y_{GV} (det vil si pga økt vertikal effektivspenning σ_{v0}').

Det er i hovedsak skjærstyrkeprofilen som bestemmer den maksimale høyden på fyllingen.



Figur 7 Skjærstyrkeprofil s_u^A i analysene

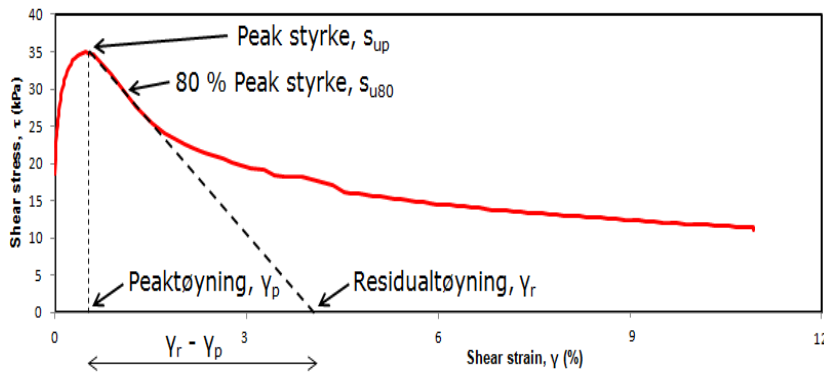
6.2. ”Softening” oppførselen

Som diskutert i seksjon 3.1 er ”softening”-oppførselen gitt av helningen S på τ - γ -kurven etter maks s_u , skjærbåndtykkelsen t_{sb} , og grad av lokal poretrykksdissipasjon fra skjærbåndet til materialet utenfor. I tillegg er både S og graden av poretrykksdissipasjon hastighetsavhengig. ”Softening” oppførselen blir sprøere ved økende deformasjonshastighet (Gylland med flere, 2012).

I sensitivitetsanalysene er effekten av tøyningshastighet og grad av lokal dissipasjon indirekte tatt hensyn til ved et udrenert skjærbånd med varierende tykkelsen t_{sb} . Det betyr at t_{sb} er benyttet til å variere sprøheten til materialet.

Basert på erfaringer fra tilsvarende analyser er tøyningene idet progressivt brudd initieres, ikke tilstrekkelig store til at den udrenerte skjærstyrken er totalt omrørt. Det er først og fremst den delen av ”softening”-kurven som man får fra standard skjærforsøk som er av interesse.

For lettere å kunne sammenligne resultatene etterpå er det benyttet en sekantverdi for S , se figur 8. Basert på NGIs blokkprøvedatabase (NGI, 2011) er størrelsen på S for en aktiv bruddtilstand variert som gitt i tabell 2.



Figur 8 Bruk av input residualtøyning γ_r til å styre softeningmodulen S

6.3. Korrelasjoner

For å unngå uheldige kombinasjoner er noen av input parametrene gitt som funksjon av andre input parametere. For eksempel er maksimum udrenert DSS styrke gitt som:

$$s_u^{DSS} = \zeta \cdot (s_u^P + s_u^A) / 2$$

hvor skaleringsparameteren ζ , basert på blokkprøvedatabasen, er valgt å variere mellom 0.8 og 1.2.

Tilsvarende korrelasjoner er benyttet for å kontrollere variasjonene i de anisotrope τ - γ -kurvene.

6.4. Parameter studie

De viktigste parameter variasjonene er gitt i tabell 2.

Tabell 2 Variasjonsområde benyttet i sensitivitetsstudiet

Parameter	Beskrivelse	Min. verdi	Maks. verdi
$s_{u\ ref}^A$ (kPa)	Udrenert aktiv skjærstyrke i toppen	5.1	42
$s_{u\ inc}^A$ (kPa/m)	Økningen i udrenert aktiv skjærstyrke med dyden under y_{ref}	2.3	9.3
y_{ref} (m)	Dybde med konstant udrenert aktiv skjærstyrke $s_{u\ ref}^A$	1.0	5.0
$1/(S^A / s_u^A)$ (%)	Invers av normalisert aktiv sekant "softening" modul, $\gamma_r^A - \gamma_f^A$	2.2	57.2
t_{sb} (m)	Ekvivalent udrenert skjærbåndtykkelse	0.1	1.2
β (°)	Terrenghelning	4	8

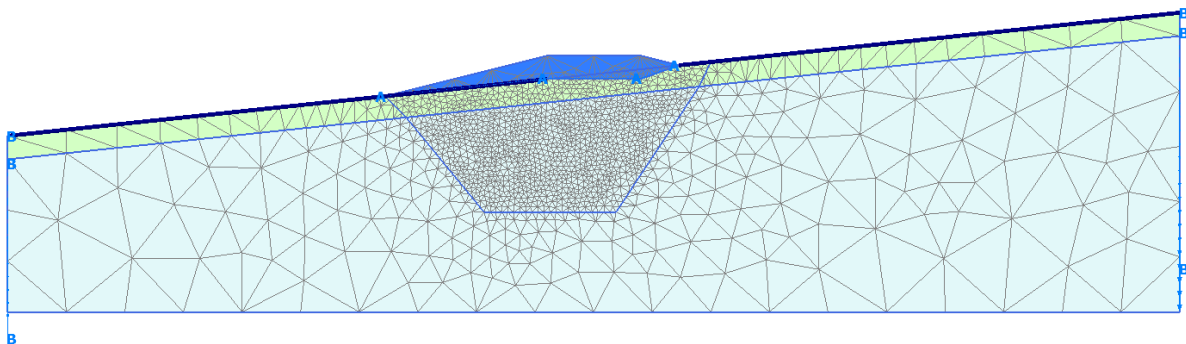
I tillegg er alle de andre materialparametere variert innenfor realistiske grenser.

6.5. Parameterstudie basert på Monte Carlo-metoden

For et relativt komplekst problem, som analysert i dette tilfellet, med veldig mange ukjente kreves det en enormt stor regnekraft for å analysere alle mulige kombinasjoner. Det er derfor valgt å studere effekten av forskjellige kombinasjoner ved hjelp av Monte Carlo-metoden (Metropolis, 1949). For å øke antall tilfeller med de mest sannsynlige kombinasjonene har noen av parametrene fått en sannsynlighetsfordeling.

6.6. Plaxis-modell

Plaxis-modellene som er benyttet i analysene er 200 m bred, med konstant helning β varierende fra 4 til 8 °, se Figur 9. Skråningen er delt i to lag, en overkonsolidert lite sensitivt (tørrskorpe) over et tykt sensitivt leirelag. Tykkelsen på det øverste laget er variert mellom 2 og 4 m.



Figur 9 Plaxis-modell for helning $\beta = 6^\circ$

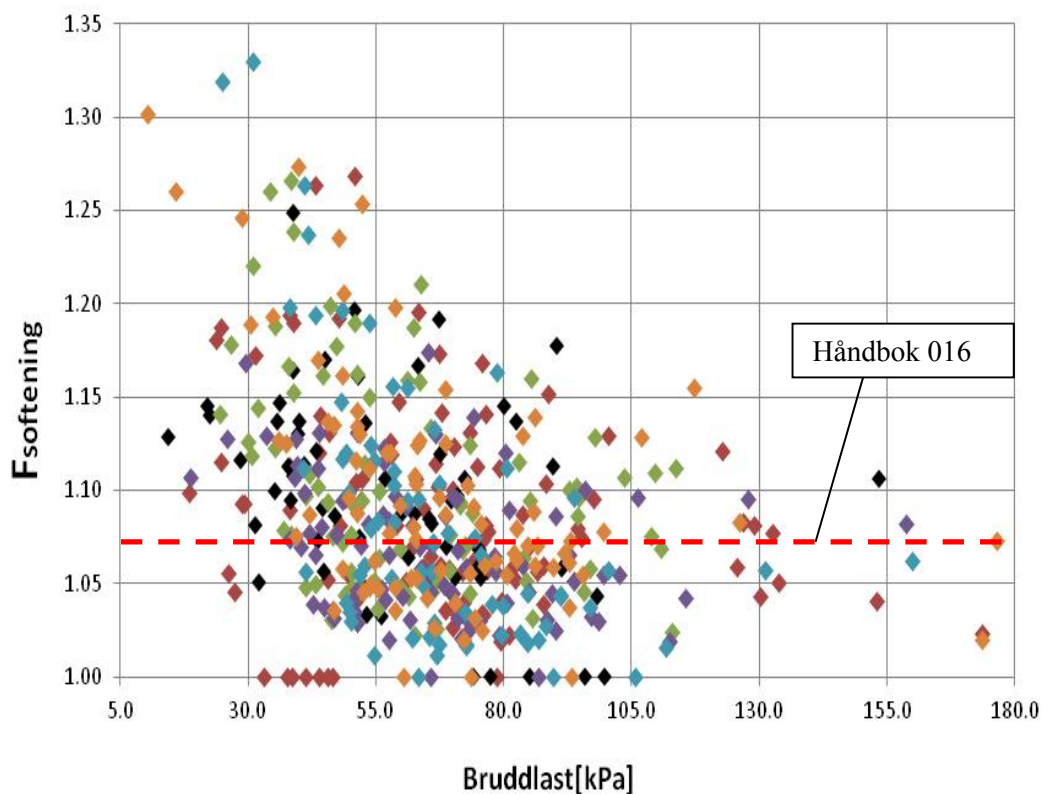
For å redusere regnetiden er elementmodellen kun forfinet i aktuelt område under fyllingen. I analysene er det benyttet et 15-knutepunktstrekantelement.

7. RESULTATER

Figur 10 viser resultatet fra alle de (ca. 500) vellykkede kjøringene. Resultatet er gitt som reduksjonsfaktoren $F_{\text{softening}}$ mot maks bruddlast fra analysene med ”softening” materiale. Maks bruddlast gir maks fyllingshøyde multiplisert med romvekten av fyllingen, $H\gamma$. De tilfellene med størst effekt av ”softening” ($F_{\text{softening}} > 1.3$) har sannsynligvis for sprø ”softening” oppførsel.

Som en ser av figuren minsker effekten av ”softening” med økende bruddlast. Noe av grunnen til dette er at bruddlasten er beregnet med ”softening” og er dermed påvirket av de samme parameterne som påvirker $F_{\text{softening}}$. Disse parameterne er i hovedsak:

- Graden av sprøhet (softeningsmodulen)
- Initiell skjærmobilisering (skjærstyrkeprofil/maks skjærstyrke og initiell skjærspenning gitt av helningen β og K_0)



Figur 10 Beregnet effekt av "softening" (skaleringfaktor $F_{softening}$) mot bruddlast fra alle kjøringene som gikk i gjennom. Til sammenligning er kravet til økt sikkerhet i Håndbok 016 for sprøbruddmaterialer vist som en stiplet linje

I det videre arbeidet vil effekten av de forskjellige parameterne bli studert nærmere og resultatet vil bli sammenlignet med alternative forenklete modeller som:

- Forenklet tøyingskompatibilitet
- Anisotrop skjærspenningsreduksjon (Karlsrud, 2012)
- Plastisk flytning ("first yield")

REFERANSER

Andresen A., Jostad, H.P. og Høeg, K., (2002): "Numerical Procedure for Assessing the Capacity of Anisotropic and Strain-Softening Clay", Proc. 5th World Congr. Comp. Mech. –WCCM V, Wien, Østerrike

Andresen A., og Jostad, H.P., (2004): "Analyses of progressive failure in long natural slopes", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 9, NUMOG IX. Ottawa, Canada, 2004. Proceedings, side: 603-608.

Andresen A., og Jostad, H.P., (2007): "Numerical modelling of failure mechanisms in sensitive soft clay - application to offshore geohazards", Offshore Technology Conference, 37. Houston 2007. Proceedings paper 18650.

Grimstad, G., og Jostad, H.P. (2010): "Undrained capacity analyses of sensitive clays using the nonlocal strain approach", 9th HSTAM International Congress on Mechanics Vardoulakis mini-symposia, Limassol, Kypros, 12. – 14. juli, 2010

Gylland, A.S., Jostad, H.P. & Nordal, S. (2012), Experimental study of strain localization in sensitive clay, Submitted to Acta Geotechnica

Jostad, H.P. og Andresen A, (2004): "Modeling of shear band propagation in clays using interface elements with finite thickness ", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 9, NUMOG IX. Ottawa , Canada, 2004.

Jostad, H.P., Andresen, L og Thakur, V., (2006): "Calculation of shear band thickness in sensitive clays". European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 6. Graz, Østerrike 2006. Proceedings, side: 27-32.

Jostad, H. P. og Grimstad, G., (2011): "Comparison of distribution functions for the nonlocal strain approach", Proc. 2nd International Symposium on Computational Geomechanics, Cavtat-Dubrovnik, Kroatia.

Karlsrud, K. (2010): "Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk", Bjerrums foredrag, Geoteknikkdagen 2010, Oslo

Ladd, C. C., and Foot, R. (1974): "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, juli, side: 763-786.

Metropolis, N.; Ulam, S. (1949): "The Monte Carlo Method". Journal of the American Statistical Association, **44**(247) side: 335–341

NVE (2011): "Veileder: Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper", Vedlegg 1 til NVEs retningslinjer: Flom- og skredfare i arealplaner

SSV (2010): "Handbok 016 – Geoteknikk i vegbygging", vegvesen.no, 6. utgave

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P7

**Resistivitetstmålinger i kvikkleire, eksempler fra
strandsonen langs Botn i Rissa**

Inger-Lise Solberg v/NGU

RESISTIVITETSMÅLINGER I KVIKKLEIRE, EKSEMPLER FRA STRANDSONEN LANGS BOTN I RISSA

Inger-Lise Solberg

Norges geologiske undersøkelse, NGU

SAMMENDRAG

Ved Botn i Rissa, Sør-Trøndelag, er det fra 2009-2011 målt til sammen 25 2D resistivetsprofiler. Data er samlet inn i forbindelse med ulike prosjekter, og sammenlignet med tilgjengelige geotekniske data. Resistivetsdata er også sammenholdt med data fra innsjøbunnen til Botn. I hovedsak ligger resistivetsverdiene for geoteknisk indikert eller påvist kvikkleire ved lokalitetene i Rissa innenfor intervallet 10-100 Ω m. Ved lokalitet "Rein kirke" er det et nettverk av sytten resistivetsprofiler på knappe 1 km². Dette er de mest omfattende målingene som er foretatt med resistivitet for kvikkleirekartlegging i Norge. Her viser data en kompleks geologi med undulerende fjelloverflate under sedimentene, stedvis sand og grus i overflata, og endel relativt store soner med både utvasket leire og saltholdig leire. Utbredelsen av kvikkleirefaresonen "Reins kirke" kan potensielt justeres på bakgrunn av de omfattende undersøkelsene. Forholdene ved de to andre lokalitetene, "Rissaraset" og "Sørbotn", er mindre komplekse, og gir gode indikasjoner på lagdeling/sedimentfordeling. Kvikkleirefaresonen "Selvika" i Sørbotn krysses av to 2D resistivetsprofiler, og sonen har gjennomgått en ny, multidisiplinær vurdering for forsøksvis å supplere den opprinnelige evalueringen. 2D resistivetsprofilene viser også potensielle barrierer mot skred eller skredutvidelser for de ulike lokalitetene, blant annet ved Sørbotn hvor det er spor etter undersjøiske skred.

INNLEDNING

Forekomst og konsekvenser av skred i strandsonen i Norge er velkjent (f.eks. Rissa 1978 (Gregersen 1981); Finneidfjord 1996 (Longva et al. 2003) og Kattmarka 2009 (Nordal et al. 2009)). Disse områdene er ofte bebodd og i mange tilfeller har undersjøiske skred forplantet seg inn på land og førte til tap av menneskeliv. Slike skred kan bli spesielt ødeleggende dersom det er kvikkleire involvert. I tillegg kan skred i strandsonen utløse flodbølger med ødeleggende virkning på land. Dette understreker at forholdene både under og over dagens havnivå kan ha avgjørende betydning for stabiliteten og sikkerheten i strandsonen.

Strandsonen er som regel definert som de land- og sjøområder som står i innbyrdes direkte samspill økologisk og/eller bruksmessig. Av dette følger at strandsonen kan ha ulik utstrekning og variasjon både når det gjelder terreng, økologi og menneskelige bruksmåter. Det samme gjelder strandsonen sett i skred- og naturfaresammenheng. Strandsonen vil dermed ha forskjellige utstrekning avhengig terreng, geologi og sedimentsegenskaper, og vil inkludere både land- og sjøområder (L'Heureux et al. in prep).

Resistivetsmålinger brukes primært på land, for å kartlegge sedimenter og fjell. Dataene kan vise potensielt skredfarlig materiale, f.eks. mulig kvikkeleire, og kan antyde dens tykkelse, helning og plassering i undergrunnen. Ved måling parallelt sjø/innsjø med salt- eller brakkvann, vil strømbanen påvirkes og en kan få feilmålinger. Profilene viser da ofte godt ledende (lav resistivitet) i de nedre delene av profilene. De øvre delene av profilene ser likevel ut til å gi reelle resistivetsverdier, og metoden er derfor også egnet i strandsonen (Solberg et al. 2011a, 2012c; L'Heureux et al. in prep).

Ved Botn i Rissa, Sør-Trøndelag, er det fra 2009-2011 målt til sammen 25 2D resistivetsprofiler, og den følgende teksten er en sammenstilling av arbeid rapportert i

Solberg et al. (2010b, 2012a,c). Data er samlet inn i forbindelse med ulike prosjekter, og sammenlignet med tilgjengelige geotekniske data. Resistivitetsdata er også sammenholdt med data fra innsjøbunnen i Botn (L'Heureux et al. 2011). Målingene er utført for å kartlegge sedimentfordelingen i undergrunnen, og indikere utbredelse av utvasket leire - som kan være kvikk. Der resistivitetsprofilene krysser faresoner for potensielle kvikkleireskred, er data benyttet for å vurdere utbredelsen av sonene. Som en del av et utviklingsarbeid har også en av faresonene gjennomgått en ny, multidisiplinær vurdering for forsøksvis å supplere den opprinnelige evalueringen. I tillegg vurderes det om det finnes potensielle barrierer mot skred eller skredutvidelser for de ulike lokalitetene.

LOKALITETER

Studieområdet ligger ved innsjøen Botn i Rissa kommune i Sør-Trøndelag om omfattes av lokalitetene (fig. 1):

- Rein kirke – i vestenden av Botn
- Rissaraset – i sørenden av Botn
- Sørbotn – langs sørøstsida av Botn fra Fallin i sørvest til Spæla i nordøst

Botn ligger like over havnivået. Straumen knytter Botn til Trondheimsfjorden, hvor tidevannet fører med seg saltvann som gjør innsjøen brakk.

Området ved Rein kirke og Rissaraset ligger på et $\pm 1,5$ km bredt landområde mellom Trondheimsfjorden i vest og innsjøen Botn i øst. Her er det relativt flatt. Fylkesveg 717 går gjennom området. Gjennom Sørbotn går fylkesveg 142, og langs vegen er terrenget nokså flatt. Her er området for øvrig småkupert og stedvis nokså bratt ned mot Botn. Sørøst for lokalitetene ligger det en rekke åser (fig.1).

Marin grense for Rissa er ca. 160 m over dagens havnivå (Reite 1987). Sedimentene i studieområdet består hovedsakelig av hav- og fjordavsetninger, marine strandavsetninger i vest, og ellers fjellblotninger og myr (fig. 1). Langs Sørbotn er det nokså grove masser iblandet leira (Solberg et al. 2012c). Det er spor etter skredaktivitet på lokalitetene, med Rissaraset (1978) som den mest kjente hendelsen (Gregersen 1981; L'Heureux et al. 2012).

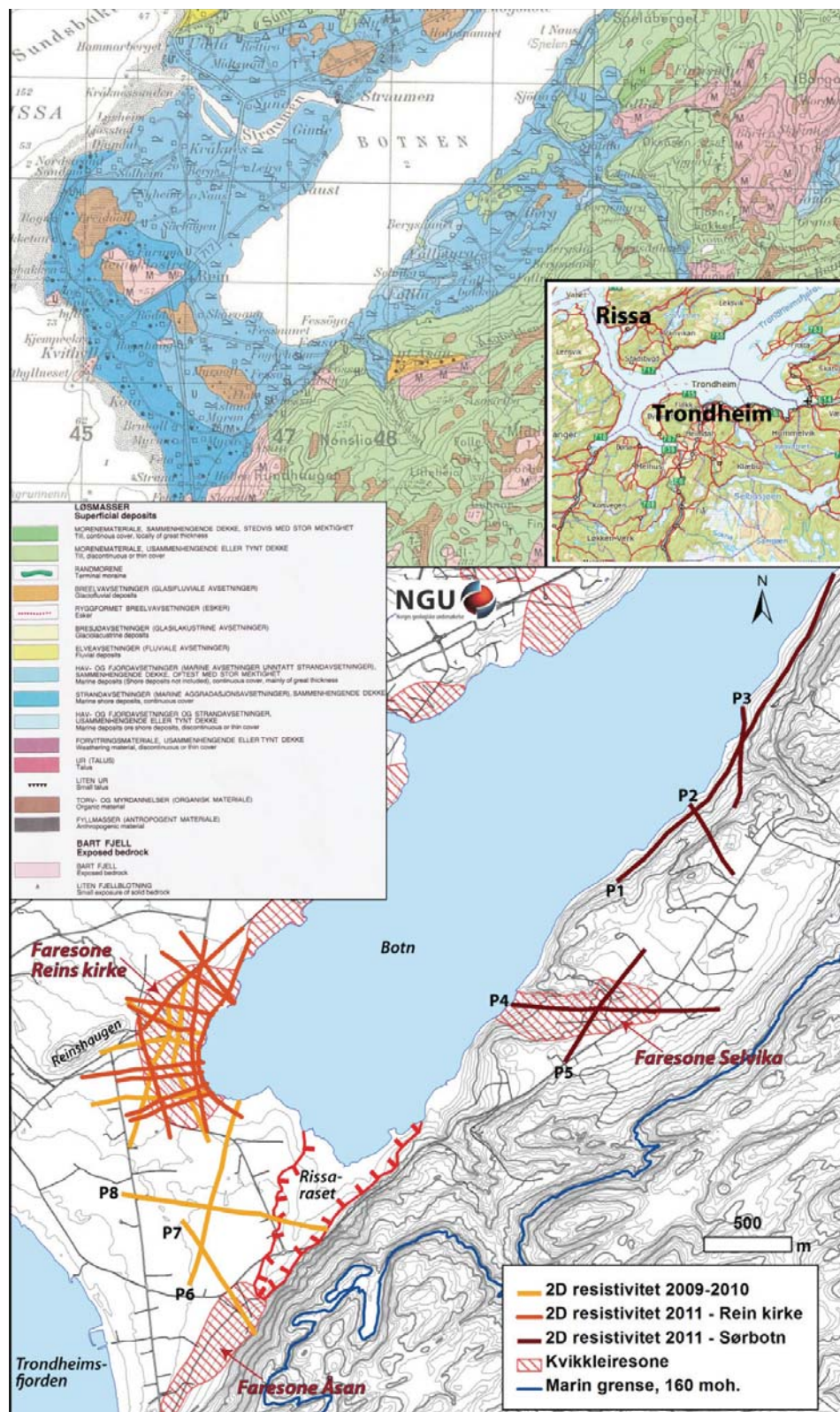
I følge berggrunnskart er det i området grønnstein og grønnskifer med innslag av kvarts (Wolff 1976, 1978). I tillegg finnes det linser/lag av krystallinsk kalkstein og glimmerskifer. Observasjoner indikerer at det kan finnes prekkesoner (i skifer) og/eller oppløsningshorisonter/karst (i kalkstein) parallelt med båndingen i den begravde berggrunnen under løsmassene ved Botn (Solberg et al. 2010b).

METODER OG KLASSIFISERING

2D resistivitetmålinger

Resistivitetmålinger i to dimensjoner (2D) utføres ved å legge ut kabler på bakken og knytte elektroder til disse. Når utlegget er etablert startes en automatisk styrt måleprosess der forskjellig elektrodepar benyttes som strømelektroder mens den oppsatte elektriske spenningen måles mellom to andre elektroder. Den elektriske motstanden kan dermed beregnes (Ohms lov). Resistivitet (Ωm) fås ved å multiplisere den elektriske motstanden med en geometrisk faktor. Når elektrodekonfigurasjonen vandrer langs kabelutlegget kartlegges resistiviteten lateralt. Etterhvert som elektrodeavstanden økes, trenger strømmen dypere ned i bakken. Da kan resistiviteten kartlegges mot dypet.

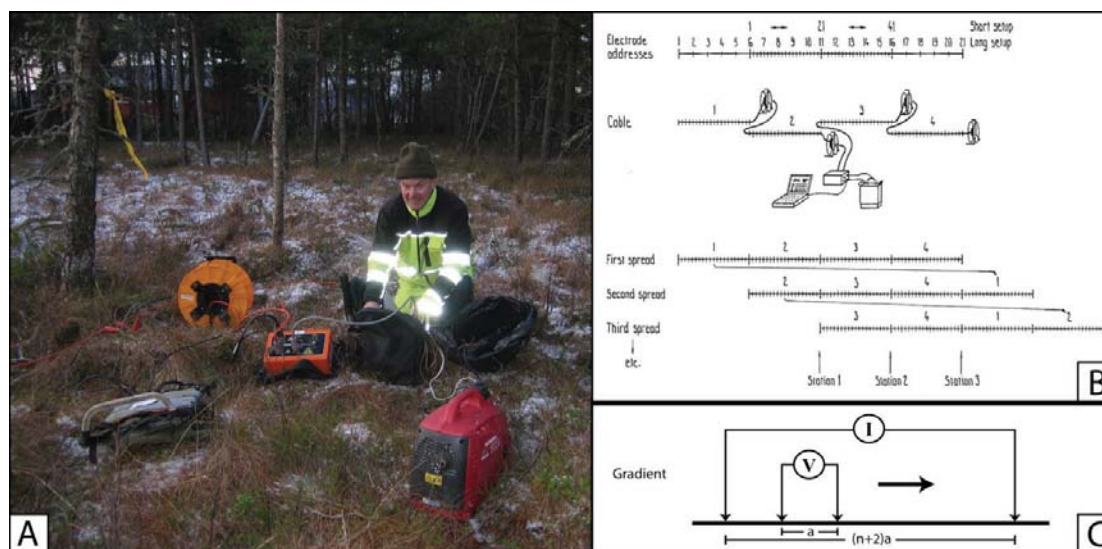
Resistivetsmålinger i kvikkleire, eksempler fra strandsonen langs Botn i Rissa. NGU.



Figur 1. Lokalitetene i Rissa hvor resistivetsmålingene er utført ligger knapt 3 mil (luftlinje) nordvest for Trondheim. Det kvartærgeologiske kartet (øverst) viser sedimentfordelingen i overflata (etter Reite 1987). Det nederste kartet viser hvor resistivetsmålingene er utført, og hvor faresonene er lokalisert.

I Rissa ble måledata innsamlet med LUND kabelsystem (Dahlin 1993), som består av en reléboks (Electrode Selector ES10-64C), fire multi-elektrode kabler og måleinstrumentene ABEM Terrameter SAS 4000 og ABEM LS (ABEM 1999) (fig. 2). Det ble benyttet kabler med 5 m elektrodeavstand som har maksimal dybderekkevidde ca. 60 m, og Gradient elektrodekonfigurasjon. Strømstyrken var 200 mA for stort sett alle målingene.

Alle registreringer representerer et veid middel av resistiviteten til alle jordarter som faller innenfor influensvolumet for en måling. Dette betyr at måleverdiene gir en tilsynelatende resistivitet (ρ_a), og måledata må inverteres for å finne spesifikk resistivitet (ρ) for undergrunnen. Da er det mulig å finne frem til en fysisk modell av resistivitetsforholdene i bakken som kan forklare de målte data. Resistivitetsdata i Rissa ble invertert ved bruk av dataprogrammet Res2DInv (Loke 2010). For mer informasjon om målingene fra de tre lokalitetene, se Solberg et al. (2010b, 2012a,c).



Figur 2. A: 2D resistivitetmålinger i Rissa (Foto: IL Solberg). B: Utleggsprinsipp for måling av 2D resistivitet (Kontinuerlig vertikal elektrisk sondering, CVES) (Dahlin 1993). C: Gradient elektrodekonfigurasjon ble brukt i Rissa. Figur fra Solberg et al. (2010a).

Klassifisering av sedimenter fra resistivitetsverdier

Tabell 1 og figur 3 viser klassifisering av sedimenter fra resistivitetsverdier, som er benyttet som *utgangspunkt* for tolkningen av 2D resistivitetsprofilene. Denne klassifiseringen er basert på erfaring fra en rekke lokaliteter i Norge, og også fra studier i Sverige (se mer om dette i Solberg et al. 2011b, 2012d). Det er viktig å være klar over at det er gradvise overganger mellom klassene, slik det gjerne også er i sedimentene selv. Det kan også være lokale variasjoner avhengig av f.eks. porevannskjemi, metningsgrad, kornfordeling, mineralsammensetning og romlig geologi. Etter supplerende undersøkelser/sammenligning med geotekniske data, vil grensene for den aktuelle lokaliteten kunne bli justert.

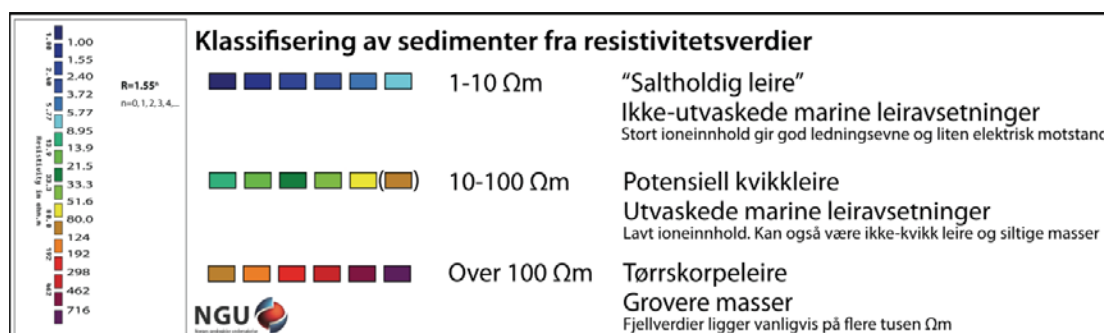
Resistivitetsverdier fra ca. 1-10 Ωm representerer materiale med god ledningsevne, som saltholdig leire. Verdier fra 10 Ωm og opp til 90-100 Ωm kan være kvikkleire, men økningen i resistivitet kan også skyldes innslag av grovere masser som silt/sand. Tørrskorpeleiras resistivitet er vanligvis mellom 100 Ωm og 200 Ωm . Fargeskalaen valgt slik at antatt intakt marin leire er indikert med blå farge på figurene, mens områder med grønn/gul farge kan representere kvikkleire. Overgangen til rød og spesielt lilla farge (over 200 Ωm) kan skyldes fjell, men disse fargene kan også representere morene og sand-/grusavsetninger. Ved

invertering av data vil skarpe overganger i geologisk materiale (f.eks. leire over fjell) framkomme som en gradvis overgang, ikke som et tydelig hopp i resistivitetsverdier. Det ser ut til at når sedimenter med lave resistivitetsverdier ligger over fjell, blir verdiene i fjell generelt lavere enn de reelle fjellverdiene, og fjelldypet forskjøvet nedover i profilet (metodisk svakhet, se Reiser et al. 2010).

Oppløsning og nøyaktighet er størst i øvre og midtre deler av et resistivitetsprofil. Tolkning i ytterkantene og dypere del av profilene må derfor gjøres med forsiktighet. Eksakt avstand til dyptliggende lag må verifiseres med andre metoder. For mer detaljer om resistivitetsmetoden, mulige anvendelser og usikkerheter knyttet til kvikkleirekartlegging, henvises det til Solberg et al. (2011b, 2012d).

Tabell 1. Utgangspunkt for løsmasseklassifisering fra resistivitetsverdier. Merk at det er gradvise overganger mellom klassene, og at det kan være lokale variasjoner avhengig av f.eks. porevannskjemi, metningsgrad, kornfordeling og mineralsammensetning. Fargekoden benyttes i NGUs kvikkleire-relaterte prosjekter (basert på bl.a. Solberg et al. 2008, 2011b, 2012d).

Resistivitetsverdier	Materiale	Fargekode	Beskrivelse
1-10 Ωm	Ikke-utvaskede marine leiravsetninger (Saltholdig leire)	Blå	Leira har vært lite utsatt for utvasking etter avsetning. Porevannet inneholder fremdeles mye ioner som stabiliserer strukturen og gir god ledningsevne og dermed lave resistivitetsverdier. Godt ledende mineraler som sulfider og grafitt, og andre sedimenter mettet med ionerikt vann kan også gi lave resistivitetsverdier.
10-100 Ωm	Utvaskede marine leiravsetninger (Mulig kvikkleire)	Grønn, gul	Utvasking av leire fører til færre ioner i porevannet og ved et saltinnhold på mindre enn ca. 5 g/l kan kvikkleire dannes. Resistivitetsverdiene er fremdeles lave, men høyere enn for ikke-utvasket leire. Utvasket, men ikke-kvikk leire, leirig morene og siltige sedimenter kan også ligge i dette intervallet.
>100 Ωm	Tørskorpeleire	(Gul), Orange	Tørskorpeleire, leirskredmasser, sand og grus vil generelt ha høyere resistivitetsverdier. Vanninnhold i sedimentene vil ha betydning for ledningsevnen. Berggrunnen har som regel resistivitetsverdier på flere tusen ohmm, men oppsprukket fjell og malmrike bergarter kan ha betydelig lavere resistivitet.
50-150 Ωm	Siltige masser	Gul, orange	
>150 Ωm	Sand, grus, morene	Orange, rød, mot lilla	
>1000 Ωm	Fjell	(Rød), Lilla	



Figur 3. Fargeskala som brukes i NGU-prosjekter knyttet til kartlegging av potensiell kvikkleire (modifisert fra Solberg et al. 2011b).

Andre undersøkelser

Det er utført en rekke geotekniske undersøkelser av ulike firma i området, de fleste i forbindelse med prosjektering av ny veg (Fv. 717 Sund - Bradden), men også i etterkant av Rissaraset i 1978. I tillegg finnes det noen geotekniske undersøkelser knyttet til faresonekartlegging for potensielle kvikkleireskred (Gregersen & Korbøl 1989). Ved Rein

kirke og til dels ved Rissaraset er det store mengder geotekniske data, mens det er svært få langs Sørbotn.

Ved lokalitetene Rein kirke og Rissaraset er det også utført RCPTU. Dette er resistivitet målt endimensjonalt i sonderingshull ved å koble en spesialsonde til konvensjonelt CPT-utstyr, se mer beskrivelse i Aasland (2010) og Solberg et al. (2010a). 2D resistivetsprofilene er sammenlignet med geotekniske data, og tolkningene som er vist i figurene er en sammenstilling av disse data.

I 2010 ble sjøbunnen i Botn kartlagt i høy oppløsning med interferometrisk sonar og refleksjonsseismikk (L'Heureux et al. 2011). De batymetriske data viste utglidninger, skredmasser og pockmarks flere steder i Botn. Refleksjonsseismikken ble brukt for å kartlegge dybden til fjell med høy oppløsning.

ANVENDELSE MED EKSEMPLER FRA RISSA

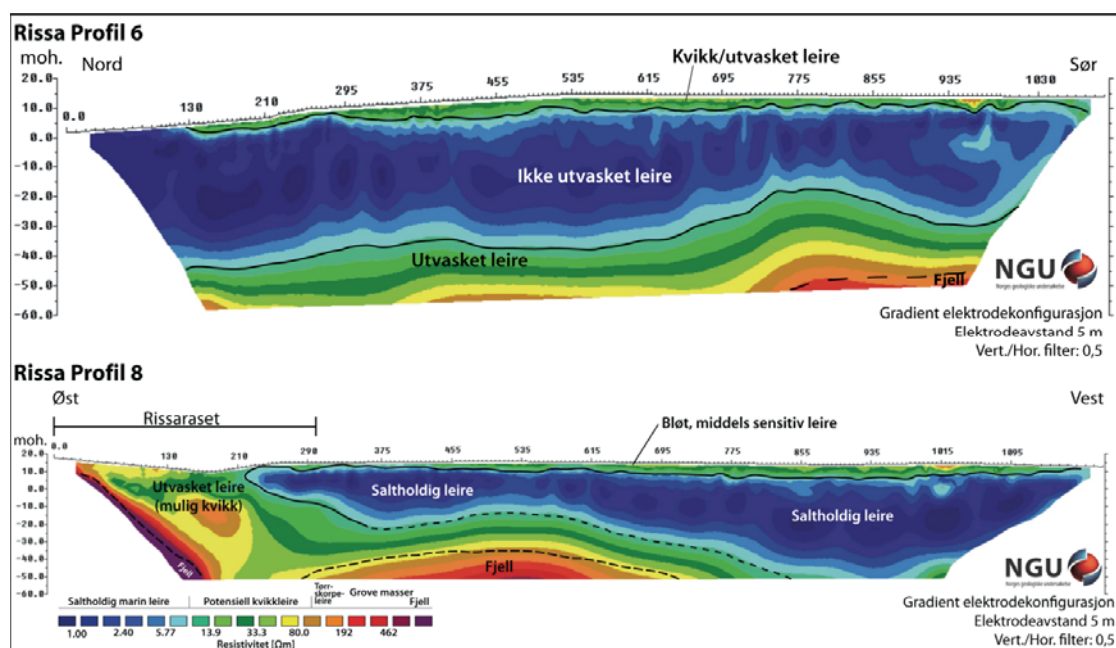
Ved Botn i Rissa er det målt til sammen 25 2D resistivetsprofiler (fig. 1). Ved Rein kirke er det et nettverk av sytten resistivetsprofiler på knappe 1 km². Ved Rissaraset er det tre profiler, og langs Sørbotn fem profiler.

Kvikkleirekartlegging

Resistivetsmålingene ved *Rein kirke* viser en kompleks geologi med undulerende fjelloverflate under sedimentene, sand og grus i overflata øst og sørøst for Reinshaugen, og endel relativt store soner med både utvasket leire og saltholdig leire. Sammenligning med geotekniske data viser at den utvaskede leira noen steder er kvikk. Det tette nettverket med resistivetsprofiler gir et godt grunnlag for tolkning av fjelloverflata, og resultatene samsvarer med undersøkelser i innsjøen Botn. Største fjelldyp er antydning til å være ca. 75 m. Nedenfor Rein kirke ligger utvasket leire nær overflata og i øvre deler av skråningen, over saltholdig leire og/eller fjell. Sondering og prøvetaking viser at leira stedvis er kvikk, men som regel i tynne lag. I sammenligning med 2D-resistivetsverdier ligger de fleste kvikkleireforekomstene innenfor intervallet 10-100 Ωm. Kvikkleire er ikke påvist under 10 Ωm, men det finnes noen kvikkleirepartier med nokså høye resistivetsverdier (opp mot 200 Ωm). RCPTU-målingene ved Rein kirke viser kvikkleire i intervallet 13-80 Ωm (Aasland 2010, Solberg et al. 2010a).

I området ved *Rissaraset* er forholdene mer homogene enn ved Rein kirke, og figur 4 viser to av resistivetsprofilene herfra. Profil 8 krysser skredgropa etter Rissaraset, og viser at sedimentene er helt utvasket under skredgropa. Dette er naturlig siden dette er nær bratt fjell hvor det trolig er god tilgang på grunnvann med store gradienter. Videre mot vest er leira mindre utvasket, bortsett fra en sone nær overflata. Denne sone sees også tydelig på Profil 6 som ligger parallelt skredgropa. Mellom saltholdig leire og fjell kan det også være utvasket leire.

Sedimenttykkelsen i sør- og vestenden av Botn er generelt større enn langs *Sørbotn* hvor resistivetsprofilene antyder at den er opptil 30 m, men vanligvis endel mindre. Profilene her viser at det ikke finnes intakt, saltholdig leire i området. Sedimentene som er tolket som leire er derfor utvasket, og kan potensielt være kvikke. Resistivetsverdiene for utvasket leire er for det meste over 50 Ωm, og nord i området som regel over 80 Ωm. Det er lite geotekniske undersøkelser i Sørbotn, men påvist kvikkleire i ett borepunkt har resistivetsverdi ±100 Ωm. Høye resistivetsverdier i leira kan skyldes at den er noe uttørket, men kan stedvis også komme av høyt innslag av grove masser (sand, grus, stein).



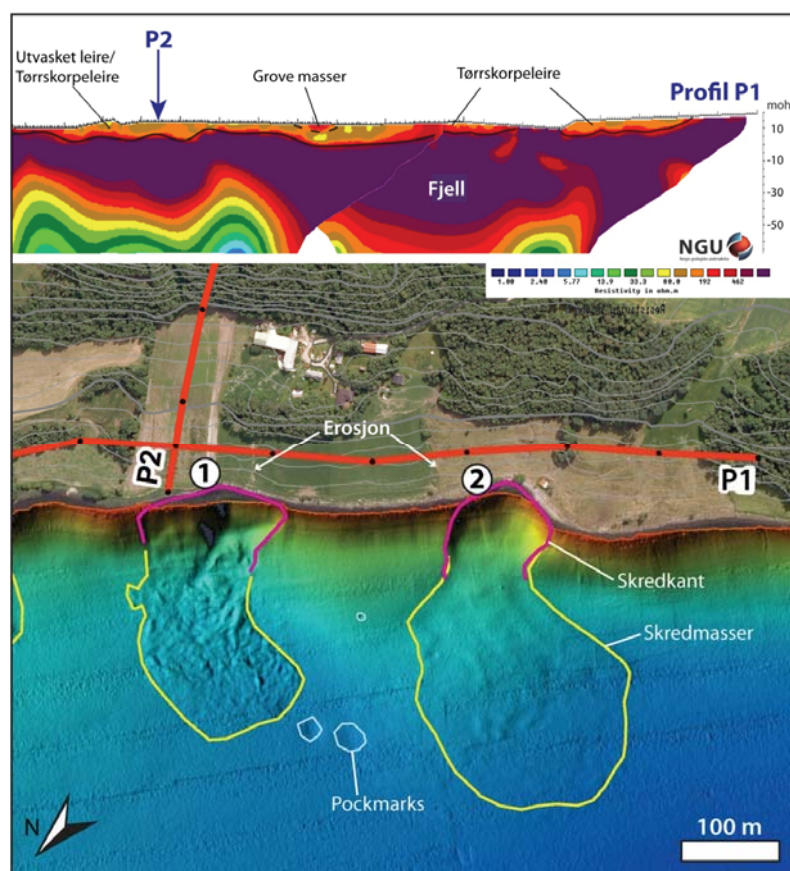
Figur 4. 2D resistivetsprofiler ved Rissaraset. Profil 6 ligger parallelt skredgropa, og Profil 8 krysser den. Se fig. 1 for plassering. Tolkningen er basert på resistivetsverdier og geotekniske data i området (modifisert fra Solberg et al. 2010b).

Skredutbredelse

Resistivetsprofiler kan potensielt gi informasjon om skredutbredelse, som f.eks. om sedimentene er skredfarlige eller om det finnes materiale som vil kunne opptre som barrierer mot skred (f.eks. Solberg et al 2012b,d). Data fra innsjøbunnen i Botn viser skredavsetninger og spor etter utglidninger langs land. 2D resistivetsmålinger ble derfor benyttet for å undersøke forholdene på land langs sjøkanten i Sørbotn. Profilene her viste at de kartlagte skredhendelsene på sjøbunnen grenser mot fjell, grove masser eller utvasket leire på land.

Figur 5 er fra Sørbotn og viser skredgroper i Botn utenfor den sørligste delen av resistivetsprofil P1 som går langs innsjøen (fig. 1). Utenfor skredgrop 1 vises skredmassene nokså tydelig, og hendelsen er derfor trolig yngre enn hendelsen i skredgrop 2. Skredene har trolig gått i kvikk leire/silt siden de har den klassiske pæreformen til kvikkleireskred. I følge resistivetsprofilen er sedimenttykkelsen ca. 5-10 m på land innenfor skredgrop 1 (fig. 5). Leira er utvasket, men har høy resistivitet så det er usikkert hvor sensitiv den er. Den høye resistiviteten kan også komme av grus/stein iblandet leira. Profil P2 går opp skråningen fra Botn ovenfor skredgrop 1 (fig. 1, 5), og viser at det trolig er fjell nær dagen i strandkanten på østsiden av skredets bakkant, noe som vil forhindre en eventuell forplantning av skredgropas bakkant mot øst. For skredgrop 2 indikerer resistivetsprofil P1 fjell og grove masser (evt. tørreskorpeleire) i bakkant av skredgropa, noe som vil fungere som en barriere mot videre skredutvikling.

Lenger inn på land viser også resistivetsprofilene mulige barrierer mot skredhendelser og/eller skredutbredelse. Dette kan være saltholdig, stabil leire (Rein kirke og Rissaraset), grove masser (Sørbotn, Rein kirke) og fjell (Sørbotn, Rein kirke).



Figur 5. Deler av profil P1 i Sørbotn som går langs innsjøen og ovenfor to skredgroper i strandsonen. På land er det registrert erosjon i overflata (L'Heureux et al. 2011). Resistivetsprofil P1 viser at sedimenttykkelsen i bakkant av skredgrop 1 er 5-10 m. Et kryssende profil (P2) indikerer fjell i strandkanten, slik at skredgropa trolig ikke vil forplante seg mot øst. For skredgrop 2 indikerer resistivetsprofil P1 fjell og grove masser (evt. tørskorpeleire) i bakkant av skredgropa. Figur fra Solberg et al. 2012c.

Faresone

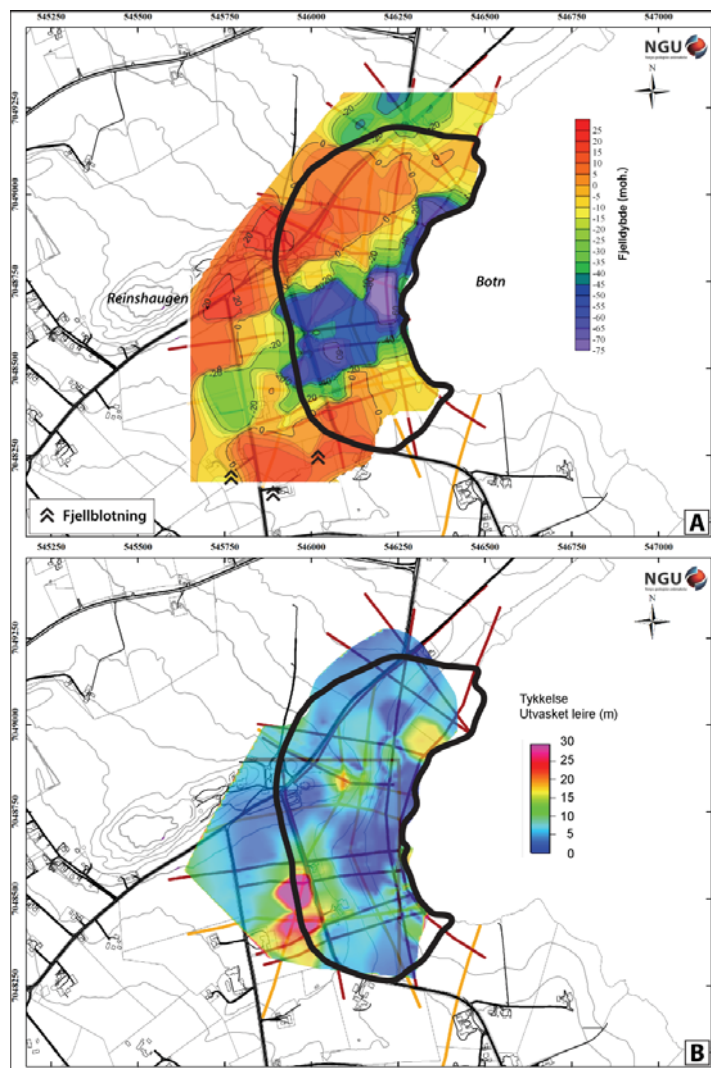
I tillegg til å indikere om sedimentene kan være kvikke, kan 2D resistivetsprofiler gir informasjon om mulig utstrekning av faresoner og barrierer mot skred. Resistivetsprofilene i Rissa berører tre faresoner for potensielle kvikkleireskred: Reins kirke (Middels faregrad), Åsan (Lav faregrad) og Selvika (Middels faregrad) (fig. 1) (Gregersen & Korbøl 1989; Vernang et al. 2006).

Resistivetsprofilene ved faresone *Reins kirke* ligger både innenfor og strekker seg ut over faresona (Solberg et al. 2010a, 2012a). Ut fra resistivetsdata og geotekniske data kan utbredelsen av sona potensielt endres. Figur 6 viser to fjellrygger går gjennom sona, i NV-SØ retning. Den nordligste ryggen henger sammen med Reinshaugen, og også den sørligste ryggen har fjellblotninger. Mellom ryggene er det dypt til fjell, og sedimentene består av både utvasket og saltholdig leire.

For faresone *Åsan* krysser kun ett 2D resistivetsprofil (P7, fig. 1) (Solberg et al. 2010a). Avgrensningen av sonen i øst stemmer nokså godt overens med resistivetsprofilet. For øvrig kan det nevnes at resten av dette profilet (P7), i tillegg til de to andre profilene ved Rissaraset (P6 og P8), viser et opp til 8 m tykt lag bløt/sensitivt topplag over saltholdig leire i hele området mellom de to faresonene. Dette er bekreftet av geotekniske data.

To resistivetsprofiler går gjennom faresone *Selvika* (fig. 1). Data viser at faresona kunne vært noe forlenget mot øst og nordøst. I sørvest kunne sona potensielt vært noe redusert. Nede ved innsjøen antyder resistivetsverdiene en oppstikkende fjellrygg/ knaus, og denne vil kunne fungere som en barriere mot skred/erosjon – spesielt hvis den går parallelt strandlinja. Her viser også det kvartærgeologiske kartet at sedimenttykkelsen er liten. Som en del av et utviklingsarbeid har faresone Selvika gjennomgått en ny, multidisiplinær evaluering (Solberg

et al 2012c). Resistivetsdata, innsjødata, befaring, og tidligere geotekniske data er sammenstilt for forsøksvis å supplere den opprinnelige evalueringen. Dette gir en mer helhetlig vurdering av området, og den nye informasjon om enkelte faktorer viser at faregraden muligens kan oppjusteres fra "middels" til "høy". Det understrekes at denne vurderingen skal sees som en del av et utviklingsarbeid, og at den tidligere definerte faregraden fremdeles er den som gjelder. Imidlertid tilsier disse undersøkelsene at prosedyrene for faresonevurderinger bør revideres slik at det tas hensyn til mulighetene i nye tilgjengelige metoder.



Figur 6. Eksisterende faresone "Reins kirke" (tykk, svart linje) lagt over tolkning av fjelldyp (A) og tykkelse av utvasket leire (B). Tolkningene er basert på 2D resistivetsdata og geotekniske data. Data viser at utbredelsen av faresona kunne vært justert. Modifisert fra Solberg et al. (2012a).

SLUTTORD

Kartlegging av kvikkleireforekomster er viktig for å kunne forebygge kvikkleireskred. Det er vesentlig å ha informasjon om tykkelse, lateral utbredelse og helning til forekomsten, i tillegg til kvikkleiras geotekniske egenskaper. I løpet av de siste ti årene har NGU utført en rekke prosjekter med bruk av 2D resistivetsmålinger for å kartlegge kvikkleire og andre sedimenter, også i strandsonen. I Rissa har målingene foregått fra 2009-2011, og det er kartlagt områder med både kompleks geologi (Rein kirke) og mer homogene forhold (Rissaraset og

Sørbotn). 2D resistivitetsdata er sammenholdt både med geotekniske data og innsjødata, og gir et godt helhetlig bilde av grunnforholdene på lokalitetene. Der resistivitetsprofilene krysser faresoner for potensielle kvikkleireskred, er data benyttet for å vurdere utbredelsen av sonene. I tillegg har faresone "Selvika" gjennomgått en ny, multidisiplinær vurdering for forsøksvis å supplere den opprinnelige evalueringen. Det er også vurdert om det finnes potensielle barrierer mot skred eller skredutvidelser for de ulike lokalitetene.

I all hovedsak er resultatene fra disse undersøkelsene i Rissa i samsvar med NGU sin tolkningsmodell for karakterisering av leire, med unntak noen kvikkleirepartier med nokså høye resistivitetsverdier (opp mot 200 Ω m). Det er ikke påvist kvikkleire med resistivitetsverdier under 10 Ω m.

REFERANSER

- Aasland, R. 2010: Kartlegging av kvikkleire med 2D resistivitet og RCPT i Rissa. Masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU
- ABEM 1999: ABEM Terrameter SAS 4000/SAS 1000. Instruction Manual. ABEM Printed Matter 93101. ABEM, Sverige
- Dahlin, T. 1993: On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications. Dr. Thesis, Department of Engineering Geology, Lund Institute of Technology, Lund University. ISBN 91-628-1032-4
- Gregersen, O. 1981: The quick clay landslide in Rissa, Norway. NGI Publikasjon 135: 1-6
- Gregersen, O. & Korbøl, B. 1989: Kartlegging av områder med potensiell fare for kvikkleireskred. Kartblad Rissa M 1:50 000. NGI Rapport 86054-1 og Rapport 86054-2 (datarapport)
- L'Heureux, J.S., Eilertsen, R.S., Hansen, L. & Sletten, K. 2011: Morfologi og skredkartlegging i Botn ved Rissa, Sør-Trøndelag. NGU Rapport 2011.037 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- L'Heureux, J.S., Eilertsen, R.S., Glimstad, S., Issler, D., Solberg, I.-L., Harbitz, C.B. 2012: The 1978 quick clay landslide at Rissa, mid-Norway: subaqueous morphology and tsunami simulations. I: Y. Yamada et al. (eds.), Submarine Mass Movements and Their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research 31, Springer Science+Business Media B.V. DOI 10.1007/978-94-007-2162-3_45
- L'Heureux, J.S., Hansen, L., Solberg, I.L. & Longva, O. (under utarbeidelse): Oppsummering, erfaring og anbefaling for kartlegging av skredfaren i strandsonen. NGU Rapport 2012.046.
- Loke, M.H. 2010: Res2DInv ver. 3.59.102. Geoelectrical Imaging 2D and 3D. Instruction Manual. Geotomo Software, www.geoelectrical.com
- Longva, O., Janbu, N., Blikra, L.H. & Bøe, R. 2003: The 1996 Finneidfjord slide: seafloor failure and slide dynamics. I: Locat, J. & Mienert, J. (red.): Submarine Mass Movements and Their Consequences. Kluwer academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, s. 531-538.
- Nordal, S., Alén, C., Emdal, A., Jendeby, L. Lyche, E. & Madshus, C. 2009: Skredet i Kattmarkvegen i Namsos 13. mars 2009. Rapport fra undersøkelsesgruppe satt ned av Samferdselsdepartementet. Institutt for bygg, anlegg og transport, faggruppe for geoteknikk, NTNU.
- Reiser, F., Dahlin, T., Rønning, J.S. & Solberg, I.L. 2010: Resistivity modelling for clay layer characterization, possibilities and limitations. NGU Rapport 2010.047 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Reite, A.J. 1987: Rissa. Kvartærgeologisk kart 1522 II - M 1:50 000. Beskrivelse. NGU Skrifter 82
- Solberg, I.L., Aasland, R., Dalsegg, E., Hansen, L., L'Heureux, J.S. & Rønning, J.S. 2010a: Kvikkleireproblematikk i Rissa - bruk av resistivitetmålinger. Artikkel for Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, Oslo 25.-26.11.2010, 37
- Solberg, I.L., Dalsegg, E. & Hansen, L. 2010b: Geofysiske målinger for løsmassekartlegging i Rissa, Sør-Trøndelag. NGU Rapport 2010.045 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Solberg, I.L., Dalsegg, E. & Hansen, L. 2011a: Geofysiske målinger for løsmassekartlegging i Namsos, Nord-Trøndelag. Data og tolkninger. NGU Rapport 2010.046 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Solberg, I.L., Dalsegg, E. & L'Heureux, J.S. 2012a: Resistivitetmålinger for løsmassekartlegging ved Rein kirke i Rissa, Sør-Trøndelag. Data og tolkninger. NGU Rapport 2012.018 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Solberg, I.L., Dalsegg, E., L'Heureux, J.S. Rønning, J.S. 2012b: Resistivitetmålinger for løsmassekartlegging ved skredgrop på Byneset, Sør-Trøndelag. NGU Rapport 2012.004 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Solberg, I.L., Dalsegg, E., L'Heureux, J.S. & Rønning, J.S. 2012c: Resistivitetmålinger for løsmasseutbredelse og skredproblematikk langs strandsonen ved Sørbotn i Rissa, Sør-Trøndelag. NGU Rapport 2012.025 (kan lastes ned fra www.ngu.no)

Resistivitetsmålinger i kvikkleire, eksempler fra strandsonen langs Botn i Rissa. NGU.

- Solberg, I.L., Hansen, L., Rønning, J.S. & Dalsegg, E. 2011b: Veileder for bruk av resistivitetsmålinger i potensielle kvikkleireområder. Versjon 1.0. NGU Rapport 2010.048 (kan lastes ned fra www.ngu.no)
- Solberg, I.L., Hansen, L., Rønning, J.S., Haugen, E.D., Dalsegg, E. & Tønnesen, J.F. 2012d: Combined geophysical and geotechnical approach for ground investigations and hazard zonation of a quick-clay area, Mid Norway. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Published, Vol. 71(1): 119-133, DOI: 10.1007/s10064-011-0363-x
- Solberg, I.L., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Hansen, L., Rokoengen, K. & Sandven, R. 2008: Resistivity measurements as a tool for outlining quick clay extents and valley fill stratigraphy: feasibility study from Buvika, Central Norway. *Canadian Geotechnical Journal* 45: 210-225
- Vernang, T., Høydal, Ø.A. & Paulsen, E.M. 2006: Program for økt sikkerhet mot leirskred. Evaluering av risiko for kvikkleireskred Rissa kommune. NGI Rapport 20001008-30, 5. januar 2006
- Wolff, F.C. 1976: Geologisk kart over Norge, berggrunnskart Trondheim 1:250 000. Norges geologiske undersøkelse.
- Wolff, F.C. 1978: Rissa, berggrunnsgeologisk kart 1522 II, M 1:50 000. Norges geologiske undersøkelse.

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P8

Utbredelse av skred i områder med sensitive leirer

Vikas Thakur v/Vegdirektoratet

Utbredelse av skred i områder med sensitive leirer

Vikas Thakur, Samson A Degago, Statens vegvesen

Sammendrag

Sensitive leirer blir ofte presentert som jordmaterialer som blir flytende når de blir omrørt. Slike leirer blir derfor ansett for å utgjøre en stor risiko for nærliggende infrastruktur, fordi de er tilbøyelige til å danne store skred. Et viktig spørsmål er derfor hvorvidt alle typer sensitive leire har det samme potensialet til å danne store skred, og betydningen av omrørt skjærstyrke (c_{ur}) for at skred skal oppstå. Denne studien angir et grunnlag for hvorfor skredsfang og utløpsdistanse for skredmassen ikke kan bedømmes ved å se på topografi, sensitivitet (S_t), c_{ur} og skjærtøyninger (γ) hver for seg. Jordegenskapene kan motvirke hverandre i omrøringsprosessen i sensitiveleirer. På basis av denne foreløpige studien er det mulig å fastslå at $c_{ur} > 1,0$ kPa synes å være en grenseverdi, der utbredelsen av retrogresjon i et jordskred begrenses til initialskredet.

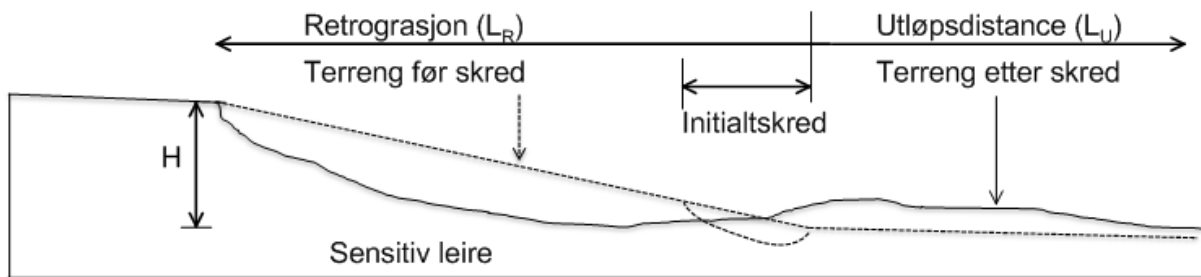
INNLEDNING

Initialskred i sensitiveleire kan utløse en rask og omfattende retrogressiv prosess, som igjen kan omfatte massive jordbevegelser (L_U) og store retrogresjonsdistanser (L_R), se prinsippskissen i figur 1 og en illustrasjon av Bynesetskredet i 2012 i figur 2. En liste over utvalgte (sensitiv)leireskred som har skjedd i Norge er gitt i tabell 1.

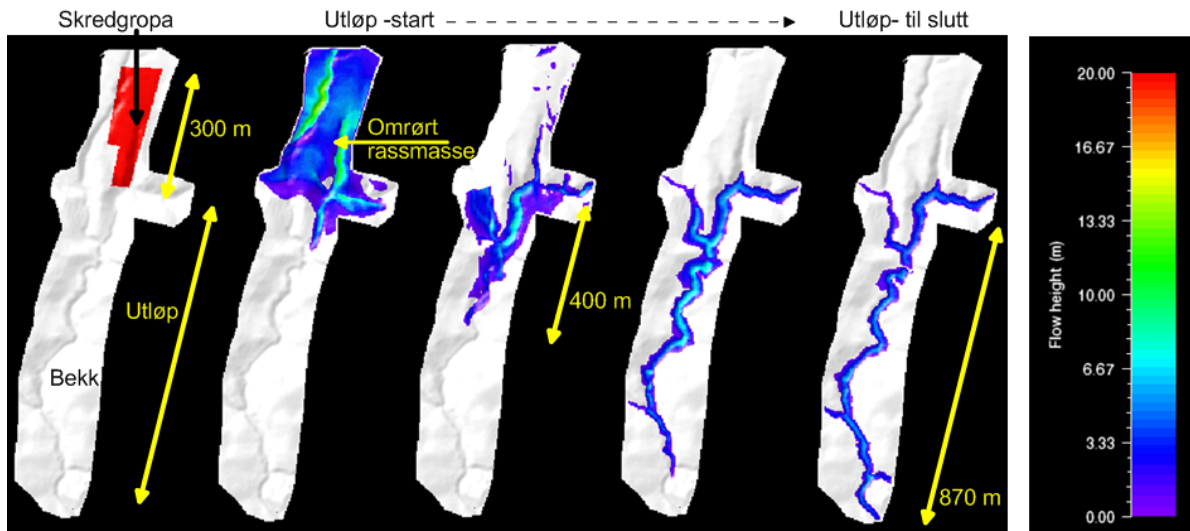
Tabell 1. En liste over utvalgte, større sensitiveleireskred i Norge*

Nr.	År	Skred	L_R	L_U	c_{ur}	S_t	I_L	I_P	Kilde
			[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[%]	
1	2012	Byneset	400	870	0.12	120	3.8	4.8	NPRA (2012)
2	2010	Lyngen	230	420	0.35	50	1.5	12	NPRA (1994)
3	2009	Kattmarka	300	350	0.24	63	2.9	8	Nordal et al. (2009)
4	2002	Leistad	250	25	0.15	110	1.5	6	NPRA (2002)
5	1980	Fredrikstad	45	22	0.5	30	1	20	Karlsrud (1983)
6	1978	Rissa	1200	800	0.24	100	2.2	6	Gregersen (1981)
7	1974	Baastad	230	700	0.53	35	1.8	8	Gregersen & Løken (1979)
8	1967	Hekseberg	700	300	0.25	100	2.4	4	Drury (1968)
9	1965	Selnes	140	300	0.35	100	2.3	7	Kenney (1967)
10	1963	Skjelstadmarka	600	2200	0.83	48	1.6	10	Aas (1979)
11	1959	Furre	215	117	0.2	85	1.3	6	Hutchinson (1961)
12	1959	Vibstad	250	250	4	8	0.2	17	Hutchinson (1961)
13	1955	Drammen	45	--	2.5	4	1.1	11	Bjerrum & Kjarnsli (1957)
14	1953	Bekkelaget	145	20	0.2	130	2.4	9	Eide & Bjerrum (1954)
15	1953	Borgen	165	---	0.7	100	1.2	20	Trak & Lacasse (1996)
16	1953	Ullensaker	250	---	0.35	42	1.9	6.7	Bjerrum (1957)
17	1893	Verdalen	2000	5000	0.2	300	2.2	5	Trak & Lacasse (1996)

* L_R = retrograsjon(skredlengde); L_U = utløpsdistanse; c_{ur} = omrørt skjærstyrke; I_L = flyteindeks; I_P = plastisitetsindeks



Figur 1: Prinsippskissen av skred i sensitive leirer



Figur 2: En illustrasjon fra simuleringen av Bynesetskredet i jan. 2012 i Trondheim. Skredet var 150 m i bredde og 300 m i lengde. Skredmassene løp ut ca. 870 m ut fra skredkanten langs bekken. Modelleringen var utført av Nigussie (2012) som en del av hans sommerjobb hos Statens vegvesen Vegdirektoratet. RAMMS programmet var brukt i simuleringen.

Utbredelse av sensitive leireskred er avhengig av geometri, grenser og belastningsforhold. For at store sensitiveleirskred skal oppstå etter et initialskred, er det imidlertid viktig at minst de to følgende kriteriene er oppfylt (Mitchell and Markell, 1974; Lebluis og Rissmann, 1979; Tavenas *et al.*, 1983; Karlsrud *et al.*, 1984; Thakur *et al.*, 2012; Thakur og Degago, 2012):

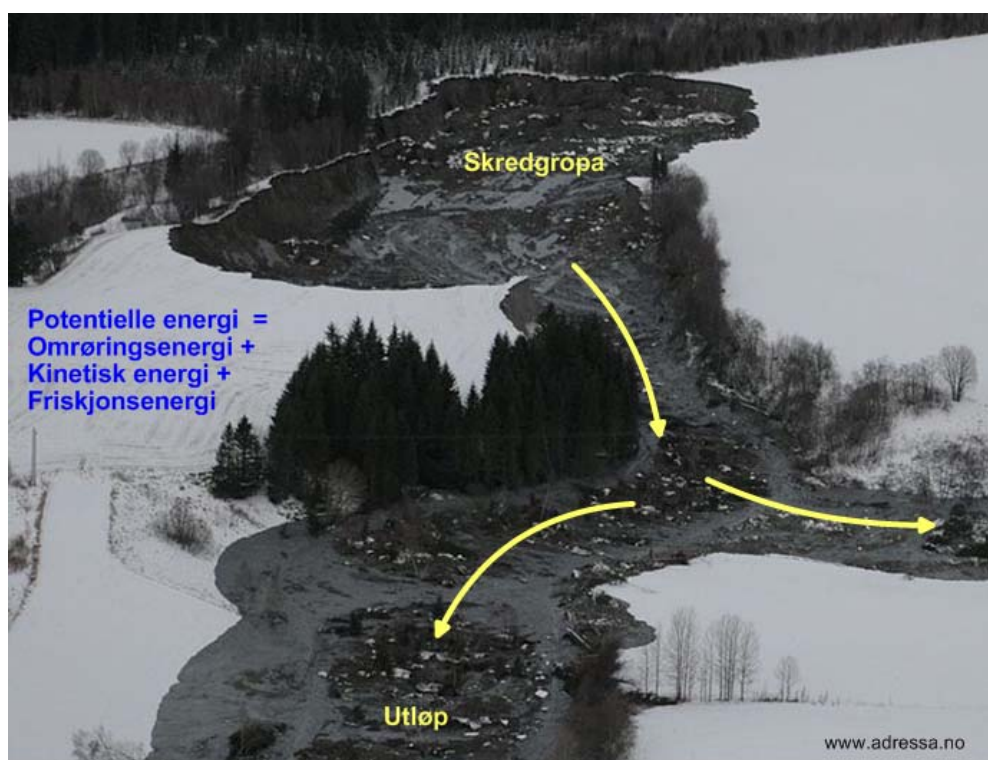
1. Skredmassene må være fullstendig omrørt.
2. Skredmassene må kunne strømmes ut av skredområdet hvis de blir omrørt.

Tilleggsfaktorer som f.eks. topografien og stabiliteten i området bak det initiale skredområdet kan også påvirke L_R . Dersom de to kriteriene nevnt ovenfor ikke er oppfylt, er det imidlertid liten sannsynlighet for at store skred, slik som de som er beskrevet i tabell 1, vil kunne skje. I denne artikkelen presenterer vi ulike aspekter knyttet til disse to overnevnte kriteriene. Artikkelen viser hvordan helt grunnleggende egenskaper av sensitiveleirer som uomrørt skjærstyrke (c_{ui}), omrørt skjærstyrke (c_{ur}), skjærtøyning (γ) i intakt (γ_i) og omrørt tilstand (γ_r), sensitivitet (S_i) og stivhetsparameterne påvirker utbredelse av et sensitiveleirskred.

Skredmassene må være fullstendig omrørt

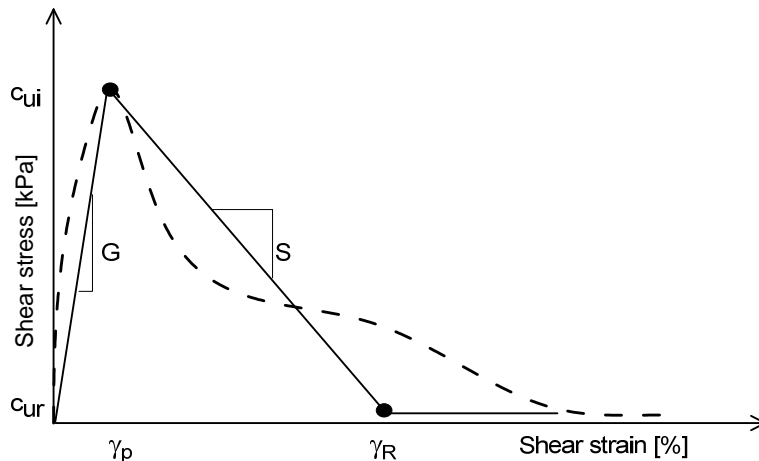
Like før brudd, er det en likevekt mellom de eksterne og interne krefter i skråningen. Ved brudd, er reaksjonen av den stabiliserende/støttende masse, integralet av skjærspenninger langs glidesonen, lik vekten av masse pluss mulige eksterne statiske og dynamiske laster. I nettopp dette øyeblikket, har skråningen sikkerhetsfaktor lik 1; men skråninger beveger seg ikke. Hvis eksterne krefter øker eller støttende krefter reduseres enten pga økt poretrykk, ved reduksjon i kohesjonen eller friksjonsvinkelen i sensitiveleirer, blir rasmassene involvert i brudd og de begynner å bevege seg. Når rasmassene starter å bevege seg, vil den tilgjengelig potensielle energien i skråning omdannes til energi som kreves for å overvinne den interne deformasjon av rasmassene og til kinetisk energi som er nødvendig for bevegelse av rasmassene selv. Videre utløp stopper når all potensiell energi har blitt brukt til omrøring av rasmassene og den resterende kinetiske energien har blitt lik null.

I skredprosessen desintegrerer den sensitive leiren fra en fast til en viskøs masse. Desintegrasjon av sensitiveleire spiller en viktig rolle i omfang av skredets utbredelse og bevegelser (Flon, 1982; Tavenas *et al.*, 1983; Karlsrud *et al.*, 1985; Leroueil *et al.*, 1996; Leroueil 2001; Venaut, 2002; Locat *et al.*, 2008; Quinn *et al.*, 2011). En lengre utløpsdistanse av skredmasser er forbundet med mindre bruk av energi til omrøring av sensitiv leire, og at mer av energien derfor er tilgjengelig for skredbevegelsen i form av kinetisk energi. En tilnærming basert på begrepet «omrøringsenergi» i sensitiv leire kan hjelpe oss å forstå hvilke sensitiveleirer har potensiale for store skredbevegelser (L_U og L_R).



Figur 3: Utbredelse av Bynesetskredet. Bildet viser at sensitiveleiren som var involvert i skredet var helt omrørt. Erfaringer viser at det er mye lettere for sensitive leirer å bevege seg fra skredgropa når leira er desintegrert fra en fast til en viskøs masse og området har et «gunstig» topografisk utløpsområde som et bekkeløp.

En nærmere undersøkelse av begrepet omrøringsenergi gir en forståelse av den mekaniske oppførselen i en sensitiv leire. Omrøringsenergi kan enkelt defineres som den tøyningsenergien som er nødvendig for å desintegre et materiale. Sensitiv leire oppviser en kompleks og ikke-lineær skjærspenning- og tøyningsrespons (τ - γ kurve), og en forenklet tilnærming er derfor lagt til grunn i denne studien. Bruk av en leire som oppviser en lineær elastisk herding og en lineær softening under belastning kan τ - γ kurven illustreres som vist i figur 4.



Figur 4: Omrøringsenergi i sensitive leirer. Den realistiske atferden er vist som en brutt linje, mens den heltrukne og forenklete linje er lagt til grunn i denne studien

I figur 4 er G sekantens skjærmodul. Softeningsmodulen er representert av parameteren S . Området som er dekket av kurven τ - γ representerer annenordens arbeid eller den tøyningsenergien som blir frigjort under deformeringsprosessen, dvs. den nødvendige omrøringsenergi. Nedenfor foreslår vi en analytisk løsning for beregning av nødvendig omrøringsenergi pr. volumenhet av sensitiv leire.

$$\text{Omrøringsenergi} = c_{ur} \times \gamma_r - \frac{c_{ur}}{2G} + \frac{1}{2} [(S_t - 1) \times c_{ur}]^2 \times \left[\frac{1}{G} + \frac{1}{S} \right] \quad (1)$$

I denne ligningen er omrøringsenergi den nødvendige omrøringsenergien pr. volumenhet. Effekten av den andre termen i ligningen blir ubetydelig og $S_t - 1 \approx S_t$ slik at ligning 1 kan videre forenkles til følgende ligning:

$$\text{Omrøringsenergi} = c_{ur} \times \gamma_r + \frac{1}{2} [S_t \times c_{ur}]^2 \times \left[\frac{1}{G} + \frac{1}{S} \right] \quad (2)$$

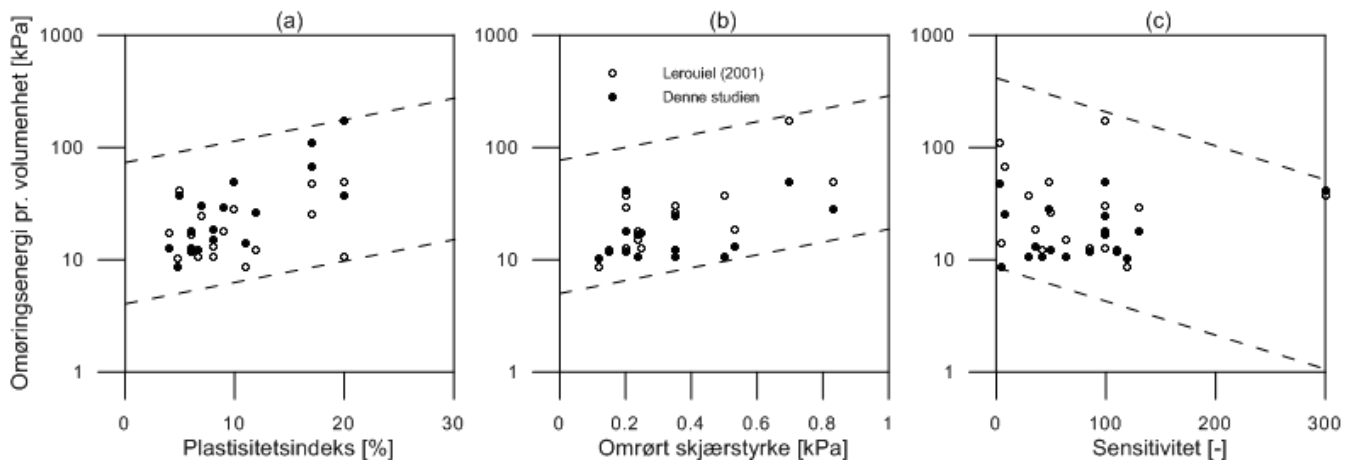
Det er interessant å se at nødvendig omrøringsenergi for et materiale kan avledes indirekte uten verdier for c_{ui} , mens den er direkte avhengig av c_{ur} , S_t og skjærtøyningen ved en omrørt tilstand (γ_r). Et nærmere studium av ligning 2 viser at den første termen i ligningen er relatert til et residual styrke og tøyningsnivå i sensitivleire, mens den andre termen er relatert til S_t og stivhetsparameterne (G og S). Ligning 1 og 2 og figur 4 viser tydelig at nødvendig omrøringsenergi er mindre for sensitive leirer med en lavere c_{ur} . Disse typene av leire er mer tilbøyelige til å gi opphav til store skred. Ligning 1 og 2 kan angi et grunnlag for hvorfor

retrogresjon og utløpsdistanse for skredmassen ikke kan bedømmes ved bare å se på topografi, S_t , c_u og γ hver for seg. Jordegenskapene kan motvirke hverandre i desintegrasjonsprosessen hos sensitive leirer. I tillegg bør man ha et sterkere fokus på tøyningsparameterne i sensitive leirer, fordi nødvendig omrøringsenergi ikke kan beregnes uten nøyaktig kunnskap om γ_r . Flere studier har rapportert tøyningsnivåer tilsvarende c_{ui} , mens tøyningsnivået som tilsvarer c_{ur} blir sjelden rapportert. Thakur *et al.* (2012) har studert tre forskjellige scenarieene basert på ligning 1 og 2. I studien drøftet ovenfor kan det antydes at desintegrasjon av sensitive leire ikke kan bestemmes adekvat ved å studere egenskapene S_t og c_u hver for seg. For å forstå dette fenomenet må man ta den generelle oppførselen til materialet i betraktning ved bruk av begrepet omrøringsenergi.

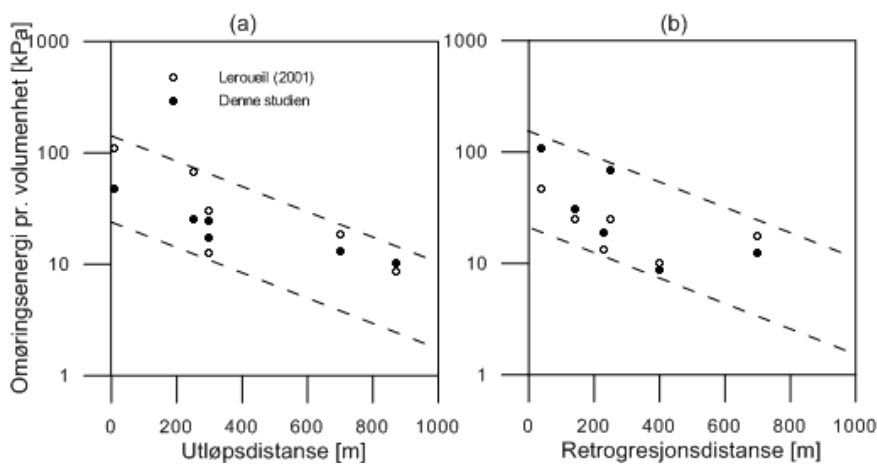
Omrøringsenergi for sensitive leirer involvert i 17 ulike jordskred i Norge, se tabell 1, er blitt beregnet ved hjelp av ligning 1, og også ved bruk av ligningen ($= 12.5 c_u I_p$) av Leroueil (2001). Det må merke til at ligningen til Leroueil (2001) tilsvarer til 75 % av omrøringsenergien. Resultatene er vist i tabell 1, sammen med sentrale skreddata. På basis av laboratorietester på en prøve av høy kvalitet, utført av Berre *et al.* (2006) og Lunne *et al.* (2007), antas γ_p å være 0,5 %, mens G antas å være $150 \cdot c_{ui}$. Verdien av γ_p antas å være 300 % i forhold til resultatene fra vingebor utført på kvikkleire i Tiller av Gylland *et al.* (2012). Det bør fremheves at ideen bak dette arbeidet ikke består i å kvantifisere nødvendig omrøringsenergi, men i det å vise hvordan ulike jordegenskaper påvirker omrøring av sensitive leirer.

Den resulterende omrøringsenergien for skredene er korrelert med I_p , c_{ur} og S_t , se figur 5. Resultatene viser at ligning 1 og løsningen til Leroueil (2001) passer til hverandre, spesielt for sensitivleirer med lav plastisitet ($I_p < 10\%$), se figur 5. Noe variasjon i resultatene kan observeres på grunn av de tilnærmede antagelsene. Det er klare indikasjoner på at omrøringsenergi er positivt korrelert med I_p og c_{ur} , se figur 5 (a) og (b). Omrøringsenergi syntes imidlertid å være negativt korrelert med S_t , noe som igjen er logisk. Sensitive leirer med høyere I_p og c_{ur} og lav S_t vil kreve en høy omrøringsenergi. Disse observasjonene for norske skred er på linje med Leroueil *et al.* (1996) og Leroueil (2001). Fra figur 5, kan man si at norske sensitive leirer trenger mellom 10 – 100 kPa i omrøringsenergi pr. volumenhet for å oppnå 75% omrøring. Dette er 4-10 ganger mindre enn hva er sett i kanadiske leirer. (Tavenas *et al.* 1983; Lerouil, 2001).

Utløpsdistansen for et skred vil avhenge av en rekke faktorer, inkludert tykkelsen på tørrskorpen og tykkelsen på det sensitive leirelaget, grenseforhold og de topografiske aspektene som kan tillate sensitive leire å “unnslippe” fra skredveggen. Fem av 17 nesten identiske sensitive leirskred har derfor blitt valgt ut for å relatere omrøringsenergi til utløpsdistanse (L_U) og retrogresjon distanse (L_R). Disse skredene er Byneset-skredet (2012), Baastad-skredet (1974), Hekseberg-skredet (1967), Selnes-skredet (1965) og Lodalen-skredet (1954). Nødvendig omrøringsenergi og L_U er negativt korrelert, Se figur 6 (a). Denne observasjonen fra skreddata støtter den tidligere drøftingen av at en større utløpsdistanse er forbundet med mindre frigjøring av energi i desintegrasjonen av sensitivleire, og at mer energi derfor er tilgjengelig for selve skredbevegelsen. Utstrekningen av skredets retrogresjon avhenger også av sekundære faktorer, slik som topografien og stabiliteten i området bak initialskredsonen. Evnen til å desintegrere og bevege ut av skredområdet vil imidlertid hovedsakelig bestemme utstrekningen av retrogresjonen. Omrøringsenergi kan derfor også korreleres med utstrekningen av skredets retrogresjon. Figur 6 (b) viser at utstrekningen av retrogresjon avtar med økende omrøringsenergi for de fem utvalgte jordskredene.



Figur 5: Korrelasjon mellom omrøringsenergien for skredene og I_p , c_{ur} og S_t .



Figur 6: Korrelasjon mellom omrøringsenergi, L_U og L_R

Skredmassene må kunne bevege seg ut av området.

Skredbevegelser i kvikkleire ($c_{ur} < 0.5$ kPa) oftest er store pga kvikkleire kan bli flytende når den blir omrørt, se figure 7. Det er mye lettere for «en slik suppe» å bevege seg tilstrekkelig utover til å gi muligheter for å utvikle skred videre bakover. Ellers vil skredet være begrenset til kun et initialbrudd, og rasbevegelsen stopper opp av seg selv.

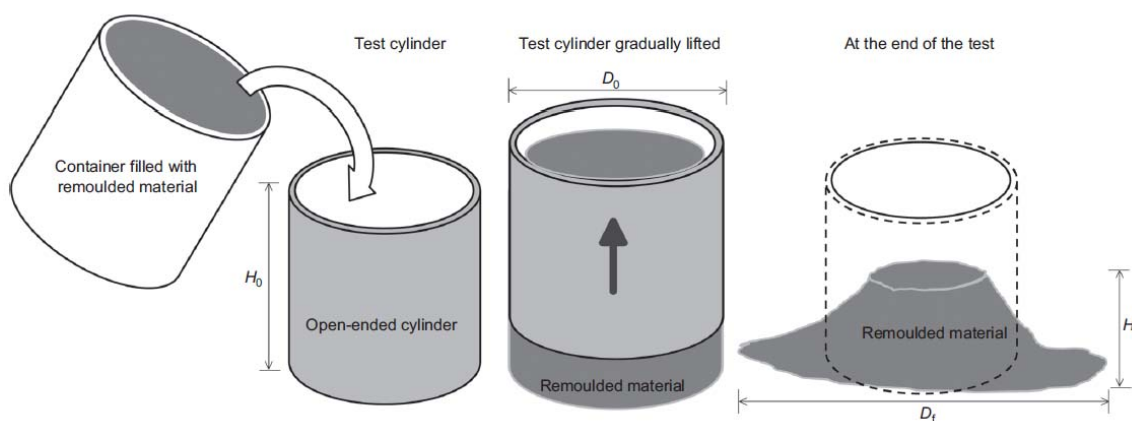


Figur 7: Omrørt kvikkleire ($c_{ur} = 0.1$ kPa) [kilde: Henriette E Busterud, (Vegen og vi)]

Ifølge retningslinjene fra Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) blir sensitive leirer, som har en $S_t \geq 15$ og en $c_{ur} \leq 2,0$ kPa, behandlet som kvikkleire. Ifølge retningslinjene må områdestabiliteten undersøkes i områder som består av slikt sprøbruddmateriale. Denne generelle stabilitetsvurderingen omfatter områder der det er et potensiale for retrogressive og/eller progressive jordskred. Sammenlignet med lokal eller global skråningsstabilitet, gir kravene til områdestabiliteten derfor et større perspektiv på stabiliteten, og gir behov for vurderinger av et svært omfattende område. Det er viktig å merke seg at skred, enten initialt eller globalt, kan forekomme i alle typer løssmasser, uavhengig av deres verdier for S_t og c_{ur} . Erfaringer har vist at kvikkleire med lave verdier for c_{ur} og høye verdier for S_t kan gi opphav til svært ødeleggende kvikkleireskred, slik som skredene i Verdalen (1893) og Rissa (1978). Det finnes imidlertid lite dokumentert informasjon om store jordskred i sensitive leire ($1,0$ kPa $< c_{ur} < 2,0$ kPa). En mulig forklaring på dette fenomenet kan være at sensitive leirer med relative høye verdier for c_{ur} , men mindre enn 2 kPa, ikke er like tilbøyelige til å danne skred som man tidligere har antatt.

Dette reiser derfor et viktig spørsmål: Har leire med en $c_{ur} > 1$ kPa et potensial for å gi et retrogressivt skred, slik man ofte ser for kvikkleire? Disse aspektene blir drøftet i det følgende.

Basert på data fra 60 ulike borer fra ulike deler av området ved Champlain-sjøen rapportert antyder Lebuis *et al.* (1983) og Mitchell og Markell (1974) at de skredene som hadde en sensitive leirer med $c_{ur} < 1,0$ kPa omfattet lange retrogresjonsdistanser. Konklusjonene til Lebuis *et al.* (1983) at skred med størrelsen på over 100 meter kan forventes for materiale med $S_t > 25$ og $c_{ur} < 1.0$ kPa. Lebuis *et al.* (1983) antyder videre at det er tilstrekkelig å vite verdien for c_{ur} for å avgjøre hvorvidt et terreng er tilbøyelig til store skred.



Figur 8: Kvikkhetsforsøk (Thakur og Degago, 2012)

Thakur *et al.* (2012) og Thakur og Degago (2012) har utviklet en testprosedyre som heter kvikketstesten for å studere den flytende oppførselen av omrørte sensitive leirer. Kvikketstesten er en enkel test som utføres ved å fylle en sylinder med åpne ender med et grundig og homogent omrørt materiale, se figur 8. Deretter løftes sylindren langsomt opp og man lar materialet flyte utover av sin egen vekt. Tiden fra omrøringen av materialet til sylindren løftes blir gjort så kort som mulig for å unngå at materialet skiller seg og for å hindre vanntap. Den endelige deformeringshøyden (H_f) og lateral spredning (D_f) blir målt. I

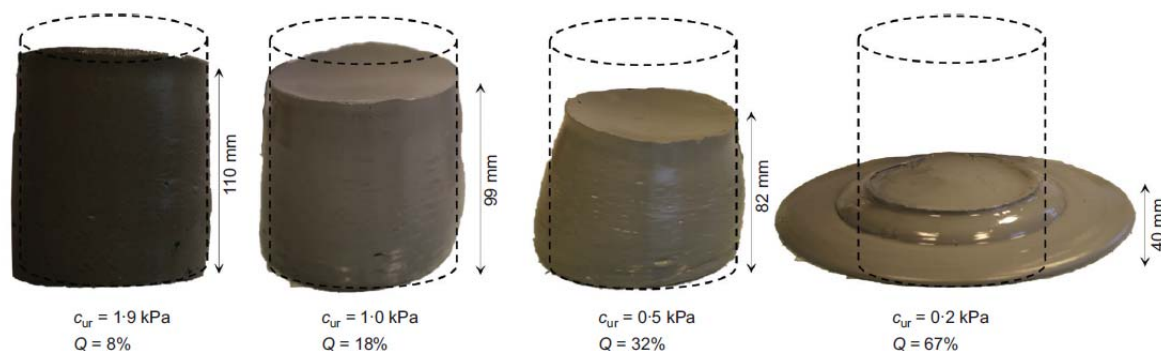
kvikkhetstesten noteres høydeforskjellen mellom sylindere og det sammensunkne materialet ($H_0 - H_f$) for å definere kvikkhet, Q [%], av en omrørt leire ved forholdstallet $(H_0 - H_f)/H_0$. En $Q = 100$ % angir følgelig en total sammensynking/kollaps, mens $Q = 0$ % angir ingen visuell deformering. Testkonseptet ligner slumptesten for betong, som benyttes til å måle konsistensen på en fersk betongblanding.

Det ble foretatt kvikkhetstester på flere prøver av sensitive leire fra tre steder i Trøndelag. (1) området ved Lersbakkenskedet i Trondheim, (2) ved Bynesetskedet i Trondheim og ved (3) Olsøyskedet i Nord-Trøndelag. Disse områdene har blitt omfattende studert med hensyn på skredfare. Jordegenskaper i materialprøvene er vist i tabell 2. Flytegrensen (w_L), c_{ui} og c_{ur} i det testede materialet ble målt med et konusforsøk.

Tabell 2. Jordegenskaper

Properties	Lersbakken	Byneset	Olsøy
Prøvedybde (H) [m]	6 – 10	4 – 12	4 – 15
Leireinnhold ($< 2 \mu\text{m}$) [%]	30	30 – 55	50 – 65
vanninnhold (w) [%]	22 – 34	27 – 48	28 – 38
Plastisitetsindeks (P_L) [%]	5 – 7	3 – 15	3 – 10
Flyteindeks (I_L) [-]	0,7 – 2,0	0,9 – 5,4	0,6 – 3
Uomrørt skjærstyrke (c_{ui}) [kPa]	12 – 58	5,2 – 72	60 – 100
Omrørt skjærstyrke (c_{ur}) [kPa]	0 – 2	0 – 3	0 – 2,1
Sensitivity (S_t) [-]	16 – 29	4 – 400	30 – 100
Over consolidation ratio (OCR) [-]	1.8 – 2.0	1,1 – 3,3	2 – 4

Det ble foretatt 60 kvikkhetstester på prøvemateriale fra de tre lokalitetene. En sensitiv leire med en $c_{ur} < 0,2$ kPa så mer ut som en «suppe», som rapportert av Mitchell og Soga (2004), mens en sensitiv leire med en $c_{ur} \approx 0,5$ kPa var ikke så flytende som man opprinnelig forestilte seg. Halvfast atferd ble observert når leiren hadde en $0,5 \text{ kPa} < c_{ur} < 1,0$ kPa. Den registrerte kollapser av det omrørte materialet var ubetydelig når den sensitive leiren hadde en $c_{ur} > 1,0$ kPa. Kollaps og spredning av fire ulike prøver fra skredsområdet ved Lersbakken med ulik c_{ur} er vist i figur 9. Figur 10 viser kollapsen og spredningen under kvikkhetsforsøket (fra starten til slutt) i to omrørte sensitiveleirer fra området ved Byneset.



Figur 9: Kollaps og utflytning i omrørte sensitive leirer observert fra kvikkhetsforsøk med en prøvesylinder på 100 mm diameter og 120 mm høyde (Thakur og Degago, 2012)

Figur 11 viser Q versus c_{ur} i alle tre sensitive leirer for to ulike sylindrestørrelser, 100 mm x 120 mm og 65 mm x 45 mm, der den største sylindere har et volum som er mer enn seks ganger større enn den minste sylindere. Den observerte spredningen for svært lave verdier av c_{ur} skyldes antageligvis størrelsen på sylindrene - skalaeffekter. For det området som var av størst interesse, $c_{ur} > 1,0$ kPa, ble det imidlertid ikke registrert materialflyt uavhengig av

størrelsen på sylindrene. Denne studien anbefaler bruk av en sylindrestørrelse på 100 mm x 120 mm som er har den samme størrelsen som Standard Procter prøvesylinder.

Både c_{ur} og Q beskriver i prinsippet de samme jordegenskapene gjennom ulike testprosedyrer. Konusforsøk er en punktspesifikk metode som er kalibrert mot udrenert skjærstyrke av jordsmonn i intakt og ikke-omrørt tilstand, mens kvikkhetstesten gir en verdi som er representativ for den jordmassen som er testet i omrørt tilstand. Sammenlignet med konusforsøket har kvikkhetstesten den ekstra fordelen at den gir en kvantitativ beskrivelse som kan gi en bedre visualisering med henblikk på å forstå materialoppførsel ved sensitive leirskred.

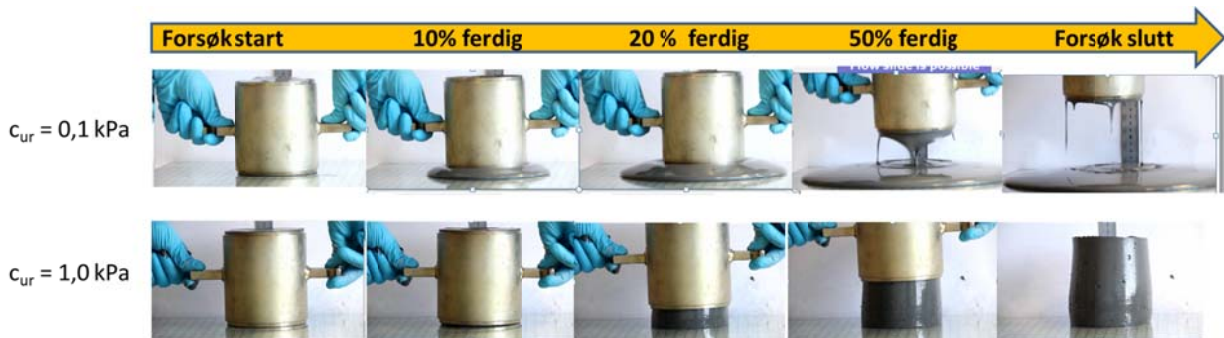
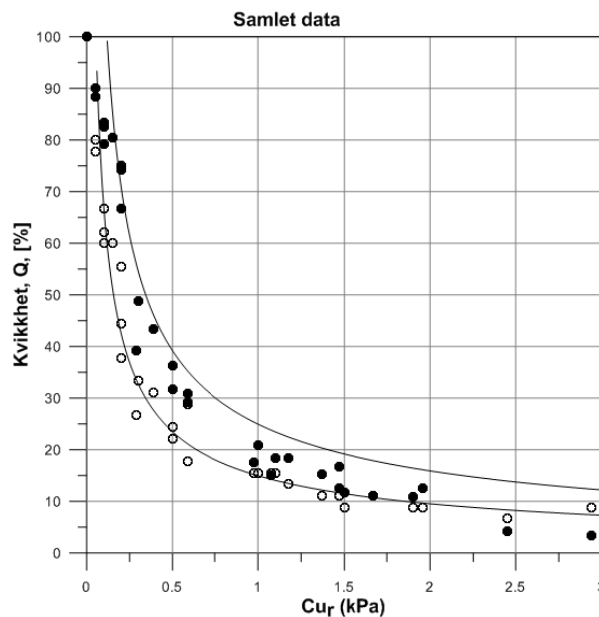


Fig. 10: Kollaps og spredningen under kvikkhetsforsøk med en sylinder på 100 mm diameter og 120 mm høyde på to omrørte sensitive leirer fra rasområdet ved Byneset. Forsøkene tok mellom 2 til 4 sekunder



Figur 11: Korrelasjon mellom kvikkhet og c_{ur} . Her er de svarte sirklene er data fra forsøk på 100 x 120 mm sylinder og de åpne sirklene er data oppnådd fra 45x 65 mm prøvesylinder.

Det er vanskelig å tolke fluiditeten i sensitive leirer utelukkende på grunnlag av små numeriske verdier av c_{ur} , fordi tilsynelatende små endringer kan innebære betydelige forskjeller i jordsmonnets atferd. For eksempel er det observert en dramatisk endring i omrørt atferd i den sensitiveleiren selv for en liten endring av c_{ur} , dvs. fra 0,5 til 0,2 kPa (figur 9). I dette tilfellet ble den betydelige endringen i atferd reflektert både visuelt og numerisk av kvikkhetstesten, ved at Q varierer fra 32 % til 67 %. Ved kun se på verdier av c_{ur} er det derfor vanskelig å forklare hvorfor flyteskred ikke oppstår i sensitive leirer med en $c_{ur} > 1,0$ kPa (se

figur 9 og 10). Kvikkhetstesten gir imidlertid en mulighet til å forstørre den smale variasjonsbredden i c_{ur} , dvs. fra 0 to 2,0 kPa, til en skala som varierer fra 0 til 100 %, og gir dermed en bedre visualisering av at flytningi sensitive leirer hvor små verdier av c_{ur} har store implikasjoner.

Den videre betydningen av Q ble vurdert i forhold til den rollen flyteindeksen (I_L) spiller for vurdering av retrogresjonspotensialet, der det har blitt antydnet en $I_L > 1,2$ for å definere forekomst av flomskred (Lebuis and Rissmann, 1979; Lebuis *et al.*, 1983; Leroueil *et al.*, 1983; Karlsrud *et al.*, 1985; Locat and Demers, 1988; Trak and Lacasse, 1996). Fra denne litteraturen og tabell 1 kan man se at $I_L > 1,2$ bare er mulig når $c_{ur} < 1,0$ kPa. De betingelsene som er avdekket i disse studiene er derfor i god overensstemmelse med vår studie, som angir en modifisert betingelse for flomskred ved bruk av kvikkhet, dvs. $Q > 15$ %. Til tross for denne overensstemmelsen mener vi at kvikkhet er en mer anvendelig parameter, fordi den er uavhengig sammenlignet med tilsvarende I_L , som krever bestemmelse av tre parametere a priori, nemlig w_L , w_p og w . Spesielt har den konvensjonelle trådmetoden for bestemmelse av w_p en betydelig ulempe ved at den lett kan påvirkes av subjektive bedømmelser (Whyte, 1982; Feng, 2000; Sivakumar *et al.*, 2009). På denne måten er Q mer pålitelig, ved at bedømmelsen skjer mer objektivt.

Konklusjoner

Denne studien angir et grunnlag for hvorfor retrogresjon og utløpsdistanse for skredmassen ikke kan bedømmes ved å se på topografi, S_b , c_u og γ hver for seg. Jordegenskapene kan motvirke hverandre i desintegrasjonsprosessen hos sensitive leirer. Den foreslåtte analytiske løsningen for omrøringsenergi av sensitive leirer er i god overensstemmelse med litteraturen og skreddata fra Norge. Det bør gjøres videre arbeid for å validere ligningen ved hjelp laboratorie- og felteksperimenter også med norske sensitive leirer. Norske skreddata som er tilgjengelige i litteraturen viste at store skred ikke oppstår i sensitivleire med en $c_{ur} > 1,0$ kPa. Denne artikkelen presenterer en laboratorieprosedyre som fokuserer på omrørt oppførsel i sensitive leirer, uttrykt i form av en numerisk verdi kalt kvikkhet (Q). Kvikkhetstesten ble benyttet for å vise hvorfor sensitive leirer med en $c_{ur} > 1,0$ kPa ikke er tilbøyelige til å danne flyteskred eller store sensitive leireskred. På basis av denne foreløpige studien er det mulig å fastslå at $Q < 15\%$ eller $c_{ur} > 1,0$ kPa synes å være en grenseverdi, der utbredelsen av retrogresjon i et jordskred begrenses til initialskredet.

Anerkjennelse

Det arbeidet som presenteres i denne artikkelen er en del av et nasjonalt forskningsprogram med tittelen *Naturfare: Infrastruktur, flom og skred (NIFS)*, som gjennomføres i nært samarbeid med Jernbaneverket (JBV), Norges vassdrag- og energidirektoratet (NVE) og Statens Vegvesen (SV). I dette arbeidet ble det lagt vekt på å fremskaffe kunnskap om disse forholdene på grunnlag av data fra dokumenterte jordskred i Norge og en rekke laboratorieforsøk. Studiens hovedmål er å starte en kritisk drøfting blant relevante forskere, prosjekterende geoteknikere og myndigheter, med sikte på å komme frem til en veldokumentert definisjon av sprøbruddmateriale.

Kvikkhetsforsøk var utført i et tett samarbeid med Olga Lapkovski v/ Statens vegvesen Region midt. Jeg takker Per Olav Berg v/ Statens vegvesen Region midt for et godt samarbeid og ikke minst for å supplere prøver fra Lersbakken, Byneset og Olsøy.

Referanser

1. Aas, G. (1979). Quick clay slide. Lecture at NIF-course "Skredfare og planlegging", Lofthus Hardanger, Norway.
2. Bjerrum, L. & Kjærnsli, B. (1957). Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes. *Géotechnique* 7, 1–16.
3. Drury, P. (1968). The Hekseberg landslide, March 1967. NGI publication 75, 27–31.
4. Eide, O. & Bjerrum, L. (1955). The slide at Bekkelaget. *Géotechnique* 5, 88–100.
5. Feng, T. W. (2000). Fall cone penetration and water content relationship of clays. *Géotechnique* 50, 181–187.
6. Gregersen, O. & Løken T. (1979). The quick-clay slide at Båstad, Norway, 1974. *Engineering Geology* 14, 183–196.
7. Gregersen, O. (1981). The quick clay landslide in Rissa, Norway. Norwegian Geotechnical Institute (NGI) Publication 135, 1–6.
8. Hutchinson, D.J. (1961). A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, central Norway. *Geotechnique* 11, 69–94.
9. Karlsrud, K. (1983). Analysis of a small slide in sensitive clay in Fredrikstad, Norway. In Proceedings of the Symposium Slopes on Soft Clays, Linköping, Sweden, 8-10 March 1982. Swedish Geotechnical Institute (SGI) Report 17, 175–184.
10. Karlsrud, K., Aas G. & Gregersen, O. (1985). Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experience. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 158.
11. Kenney, T. C. (1967). Slide behaviour and shear resistance of a quick clay determined from a study of the landslide at Selnes, Norway. NGI publication 76, 57–64.
12. Lebuis, J. & Rissmann, P. (1979). Les coulées argileuses dans la région de Québec et de Shawinigan. In: *Argiles sensibles, pentes instables, mesures correctives et coulées des régions de Québec et Shawinigan*, Geological Association of Canada Guidebook. St Johns, Newfoundland: Geological Association of Canada, pp. 19–40.
13. Lebuis, J., Robert, J.-M. & Rissmann, P. (1983). Regional mapping of landslide hazard in Quebec. In Proceedings of the Symposium Slopes on Soft Clays, Linköping, Sweden, 8-10 March 1982. Swedish Geotechnical Institute (SGI) Report 17, 205–262.
14. Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique* 51(3), pp.197-243.
15. Leroueil, S., Locat, J., Vaunat, J., Picarelli, L., Lee, H., & Faure, R. (1996). Geotechnical characterisation of slope movements. Seventh International Symposium on Landslides, Trondheim, 53–74.
16. Leroueil, S., Locat, J., Vaunat, J., Picarelli, L., Lee, H. & Faure, R. (1996). Geotechnical characterisation of slope movements. Proc. 7th Int. Symp. Landslides, Trondheim 1, pp. 53–74.
17. Leroueil, S., Tavenas, F. & Le Bihan, J. P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada.
18. Leroueil, S., Tavenas, F. & Le Bihan, J.P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Canadian Geotechnical Journal* 20, 681–705.
19. Locat, J. & Demers, D. (1988). Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal* 25, 799–806.
20. Locat, J. & Demers, D. (1988). Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. *Canad. Geotech. J.* 25, No. 4, 799–806.
21. Locat, P., Leroueil S., Locat J. (2008). Remaniement et mobilité des bedris de glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'est du Canada. In: J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers et S. Leroueil, (2008). *Comptes rendus de la 4e Conférence canadienne sur les géorisques: des causes à la gestion*. Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management. Presse de l'Université Laval, Québec, 594 p.
22. Longva, O., Janbu, N., Blikra, L. H. & Bøe, R. (2003). The 1996 Finneidfjord Slide: seafloor failure and slide dynamics. Submarine Mass Movements and their Consequences. Proceedings First International Submarine mass movements and their consequences: proceedings of the 1st international Symposium (Locat & Mienert (eds)). Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 531–538.
23. Mitchell, J. K. & Soga, K. (2004). *Fundamentals of soil behaviour*. 3rd ed. John Wiley & Sons.
24. Mitchell, J. K. & Soga, K. *Fundamentals of soil behaviour*, 3rd edn. Chichester: Wiley.
25. Mitchell, R. J. & Markell, A. R. (1974). Flow slides in sensitive soils. *Canad. Geotech. J.* 11, No. 1, 11–31.
26. Mitchell, R. J. & Markell, A. R. (1974). Flowslides in sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal* 11, 11–31.
27. NGI (1988). Quick clay mapping. NGI report 81074.
28. Nordal, S., Alen, C., Emdal, A., Jendeby, L., Lyche, E. & Madshus, C. (2009). Landslide in Kattamrkavegen in Namsos 13. march 2009. A report to the transportation Ministry of Norway, ISBN 978 82-92506-71-4 (paper version) and ISBN 978-82-92506-72-1 (electronic version).
29. Niggusie D (2012). Sommerjobb - Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
30. NPRA. (2012). Byneset internal report. (under preparation)
31. NPRASVV report. (2002). Geotechnical Investigation report- E6 Leistad. The Norwegian Public Roads Administration (Statens vegvesen) internal NPRA report-Ud837A.
32. NPRASVV report. (2009). Geotechnical Investigation report- Lyngen. The Norwegian Public Roads Administration (Statens vegvesen) internal NPRA report.
33. Quinn, P.E., Diederichs, M.S., Rowe, R.K. & Hutchison, D. J. (2011). A new model for large landslides in sensitive clay using a fracture mechanics approach. *Canadian Geotechnical Journal* 48, 1151-1162.
34. Sivakumar, V., Glynn, D., Crains, P & Black, J.A. (2009). A new method of measuring plastic limit of fine materials. *Géotechnique* 59, 813–823.
35. Tavenas, F., Flon, P., Lerouil, S. & Lebuis, J. (1983). Remolding energy and risk of slide retrogression in sensitive clays Proc. Symp. Slopes on Soft Clays, Linköping, Swedish Geotechnical Institute (SGI) Report 17, 423 – 454.

36. Thakur V and Degago S A (2012). Quickness of sensitive clays. *Géotechnique Letters*. Vol. 2, pp. 87-95.
37. Thakur, V, Oset, F., Degago S., Aaboe R. and Watn A (2012) Infrastructures on soft sensitive clays: some essential aspects and examples. Second International Conference on Transportation Infrastructure, Sapporo, Japan. pp. 836-842.
38. Thakur, V., Oset, F., Aabøe, R., Berg, P. O., Degago, S. A., Wiig, T., Lyche, E., Haugen, E. E. D., Saeter, M. B. & Røbsrud, A. (2012). A critical appraisal of the definition of Brittle clays (Sprøbruddmateriale). Proceedings of the 16th Nordic Geotechnical Meeting Copenhagen, 9-12 May 2012, Vol. 1, 451-462.
39. Trak, B. & Lacasse, S. (1996). Soils susceptible to flow slides and associated mechanisms. Proceedings of the Seventh Inter-national Symposium on Landslides, Trondheim, Norway (Senneset, K. (ed)), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 497--506.
40. Vaunat, J. 2002. Contributions à l'élaboration d'un système à base de connaissance pour la prévision des risques liés aux mouvements de terrains. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval.
41. Vaunat, J., et Leroueil, S. 2002. Analysis of post-failure slope movements within the framework of hazard and risk analysis. *Natural Hazards*, 26, pp. 83-109.
42. Whyte, I. L.(1982). Soil plasticity and strength: a new approach using extrusion. *Ground Engineering* 15, No. 1, 16--24.

Kvikkleireworkshop
En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder

P9

Saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire

Tonje Eide Helle v/Vegdirektoratet og NTNU

Saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire – litteraturstudium og innleiande laborieforsøk

Tonje Eide Helle^{1,3}, Ingelin Gjengedal^{2,3} og Arnfinn Emdal³

¹ Statens Vegvesen Vegdirektoratet, ² Norconsult, ³ NTNU, faggruppe for geoteknikk

Samandrag

Det blei utført laborieforsøk og feltforsøk på 60- og 70-talet for å undersøke effekten av tilsett salt på geotekniske styrkeegenskapar i kvikkleire. Det blei funne at tilsetjing av salt auka uomrørtd og omrørtd skjærstyrke, flytegrensa så vel som forkonsolideringsspenninga. Utrullingsgrensa blei påverka i mindre grad. Våren 2012 blei det utført laborieforsøk for å undersøke diffusjonen av KCl i leirer frå to ulike lokalitetar, og kva effekt dette hadde på dei geotekniske styrkeegenskapane. Metodane som blei brukt inneheld mange feilkjelder, men det er likevel tydeleg at leira endrar seg frå ei svært sensitiv, lågplastisk kvikkleire til ei meget plastisk leire med låg sensitivitet.

Innleiing

I kvikkleireområder med låg berekna stabilitet kan grunnforsterking ved tilsetjing av salt vere eit godt alternativ til tradisjonelle metodar. Norges Geotekniske Institutt utførte fleire studiar på 60-, 70- og 80-talet for å finne porevasskjemien og effekten ulike salttilsetjingar hadde på eigenskapane til marint avsette leirer. Installasjon av saltbrønner blei utført i felt med gode resultat. Spreiing av salt i leire er ein tidkrevjande prosess, og leira vil ikkje oppnå full styrke før etter fleire år avhengig av materialeigenskapane til leira og strøymingsforholda.

Dette foredraget gir ei kort oppsummering av arbeidet utført så langt i delaktivitet 6.8 «Stabilisering av leire» i etatsprogrammet «Naturfare – infrastruktur, flom og skred». Litteraturstudiet er utført med delfinansiering frå Norges Geotekniske Foreining. Laborieforsøket er utført i samband med masteroppgåva til Ingelin Gjengedal ved NTNU, faggruppe for geoteknikk.

Porevasskjemi og innverknaden denne har på leirer

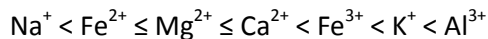
Det er velkjent at saltinnhaldet i kvikkleirer er langt lågare enn det var i avsetjingsmiljøet. Det har vore gjort fleire forsøk på å definere ei nedre grense for saltinnhald der leire går over i kvikk tilstand. Tidlege definisjonar av Rosenqvist (1954) og Bjerrum (1954) hevda at saltinnhald lågare enn 10 g/l ville kunne medføre kvikkleiredanning. Metodane for måling av saltinnhaldet har endra seg sidan den gong, noko som kan ha resultert i høgare konsentrasjonar i desse tidlege funna enn det ein måler i dag. På 70-talet utførte Moum et al. (1971) og Torrance (1974, 1979) forsøk der dei fann at saltinnhald så lågt som henholdsvis 1g/l og 2 g/l var tilstrekkeleg for å utvikle kvikkleire som blir flytande ved omrøring. Det er imidlertid gjort funn både i Noreg og Sverige der kvikkleirene har høgare saltinnhald enn dette; 4,1 g/l (Helle et al. 2009) og 5,6 g/l (Andersson-Sköld et al. 2005).

Torrance (1983) påpeiker imidlertid at det er fleire faktorar enn saltinnhaldet som avgjer om kvikkleire kan dannast eller ikkje. I tillegg til utvasking av salt frå den marine leira, må mineral med låg aktivitet dominere sedimentet (illitt og kloritt), og konsolidering etter avsetjing må vere så liten at

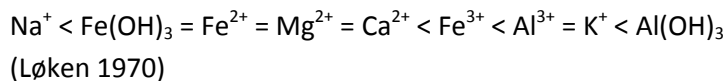
det naturlege vassinnhaldet fortsatt er høgt. Ein kan dermed ikkje fastsetje ei nedre grense for saltinnhaldet i kvikkleira. Ionesamansetjinga i porevatnet har vist seg å ha vel så stor innverknad på om leira blir kvikk eller ikkje i tillegg til faktorane som Torrance (1983) påpeikar.

Porevatnet er samansatt av ei rekke kation. Na^+ dominerar, medan det er mindre mengder av Mg^{2+} , og enda mindre Ca^{2+} og K^+ . Fe^{2+} og Al^{3+} er tilstades i svært små mengder. I dei adsorberte posisjonane på leirmineralet er det imidlertid Mg^{2+} og Ca^{2+} som dominerar. Kva ion som er adsorbirt på mineraloverflata har vist seg å vere avgjerande for dei geotekniske eigenskapane.

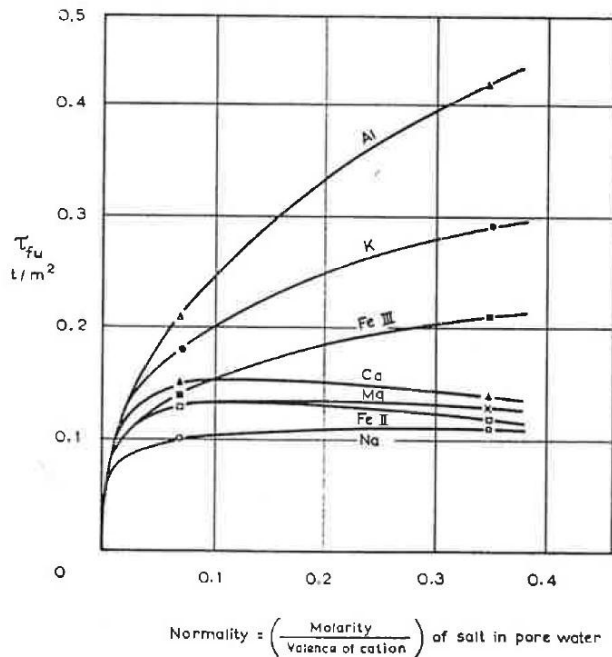
I følgje Løken (1968) er evna kationa har til å auke skjerstyrken gitt i følgjande rekkefølge:



Flyte- og utrullingsgrensene blir også påverka ved tilsetjing av salt av ulike samansetjingar. Ionane aukar Atterberg's grenser i følgjande rekkefølge:



KCl er i følgje Moum et al. (1968) lett løyseleg i vassfasen og har dobbelt så stor effekt på den omrørde skjerstyrken som NaCl. Ved å tilsetje KCl vil ionekonsentrasjonen i porevatnet auke, det elektriske dobbeltlaget reduserast og følgjeleg dei fråstøytande kreftene mellom leirpartiklane avta. Figur 1 viser resultat frå forsøk der ulike salt blei rørt inn i omrørtd kvikkleire. Aluminiumsalt har den største effekten på auke av den udrenerte skjerstyrken. Deretter salt med kalium og treverdige jern. Sjølv om AlCl_3 har større effekt enn KCl på omrørtd skjerstyrke, grunngjer Moum et al. (1968) dette med at AlCl_3 er berre delvis løyseleg i vassfasen ved pH-verdiar som normalt opptrer i norske marine leirer (pH \approx 8). Dermed vil AlCl_3 bli utfelt som hydroksid og auke skjertyrken ved sementering i tillegg til å redusere det elektriske dobbeltlaget. I motsetjing til aluminium og jern, er kalium lettoppløyseleg i vassfasen, og reduserar dei fråstøytande kreftene mellom leirminerala ved å redusere utbreiinga av det elektriske dobbeltlaget. Laboratorieforsøk viste også at K^+ hadde størst effektiv diffusjonslengde. Det vil seie i den avstanden kalium spreidde seg ved ein slik konsentrasjon at dei geotekniske eigenskapane endra seg betrakteleg. Nødvendig konsentrasjon av K^+ for å auke styrkeegenskapane blei målt til 0,5 g K^+ /l porevatn.



Figur 1 Effekten ulike salt som klorid har på den omrørd udrenerte skjærstyrken i korittisk-illitisk kvikkleire. Frå Moun et al. 1968.

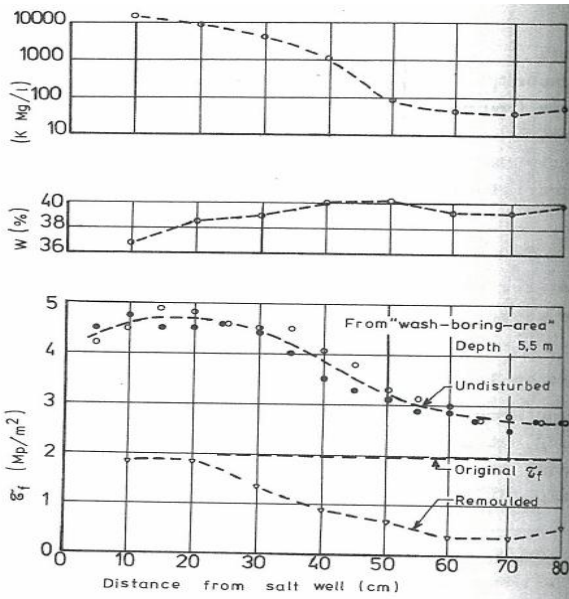
Feltforsøk med saltbrønner

Eggestad og Sem (1976) brukte saltdiffusjon som grunnforsterking av kvikkleire før utgraving. Utgravinga skulle gjerast i samband med eit vegprosjekt der det skulle gravast 3-4 m for å senke eksisterande hovudveg. I tillegg skulle det leggest ut store fyllingar for nye påkøyringsramper i samband med ei ny bru. Dette forårsaka stabilitetsproblem sidan det var svært sensitiv, blaut marin leire i grunnen. 2630 brønner blei installert over eit område på 6000 m². Det blei brukt ca. 640 tonn KCl. Dvs ca. 240 kg KCl per brønn. Brønnane hadde ein diameter på 15 cm og senteravstand ca. 1,5 m. Brønnane blei installert med ramboring og spyleboring.

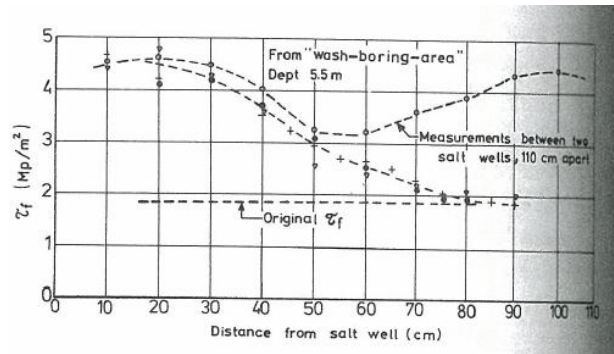
Etter 10 månadar hadde diffusjonen gått ca. 50 cm ut frå brønnane. Fire månadar seinare hadde saltet spreidd seg til 60 cm. Etter 18 månadar begynte anleggsarbeidet i området, og etter 21 månadar blei dei djupaste utgravingane utført. Skjærstyrken ca. 15 cm frå brønnen hadde då auka med ein faktor på ca. 2,3, medan 80 cm frå brønnen hadde den auka med ein faktor på ca. 1,4 (sjå Figur 2).

Etter 24 månadar blei det utført målingar mellom to brønner med senteravstand 110 cm. I tillegg blei det utført målingar i ei retning der leira ikkje blei påverka av diffusjon frå nabobrønner. Ut frå dette ser ein at diffusjonen har spreidd seg 80 cm på 24 månadar. I tillegg er det tydeleg at effekten blir større mellom brønnane (Figur 3).

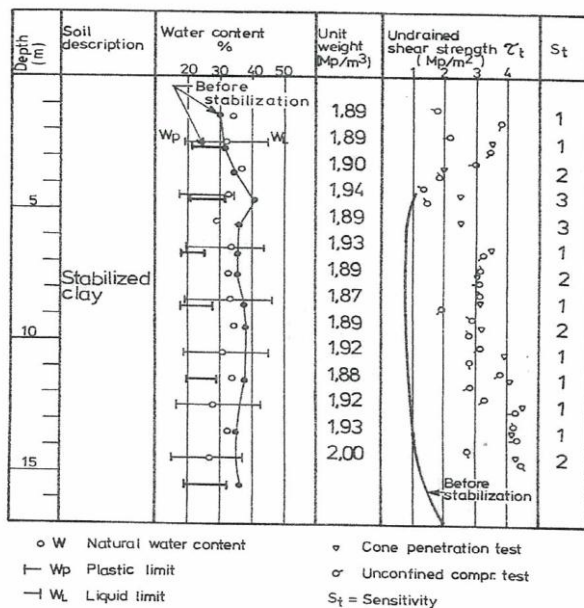
Uforstyrta prøvar tatt opp i området med stabilisert leire etter 22 månadar viste ei klar endring av dei geotekniske eigenskapane (Figur 4). Flytegrensa har auka til godt over det naturlege vassinnhaldet. Det naturlege vassinnhaldet har også auka litt. Den uomrørde skjærstyrken har auka med ein faktor på 3 gjennom kvikkleira, 4 i dei djupaste prøvane. Eggestad og Sem (1976) konkluderte med at etter 3 år har den gjennomsnittlege skjærstyrken auka med 200 % (Figur 5).



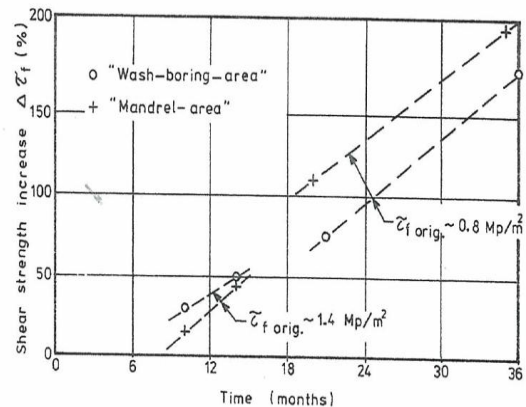
Figur 2 Resultat 21 månadar etter installasjon (spyleboring). Målingane er utført i overgangen mellom leire og kvikkleire. Eggestad og Sem (1976).



Figur 3 Resultat 24 månadar etter installasjon (spyleboring). Målingane er utført i overgangen mellom leire og kvikkleire. Eggestad og Sem (1976).



Figur 4 Resultat frå uforstyrta prøvar frå område installert med ramboring etter 22 månadar. Eggestad og Sem (1976).



Figur 5 Auke i skjærstyrken over tid. Eggestad og Sem (1976).

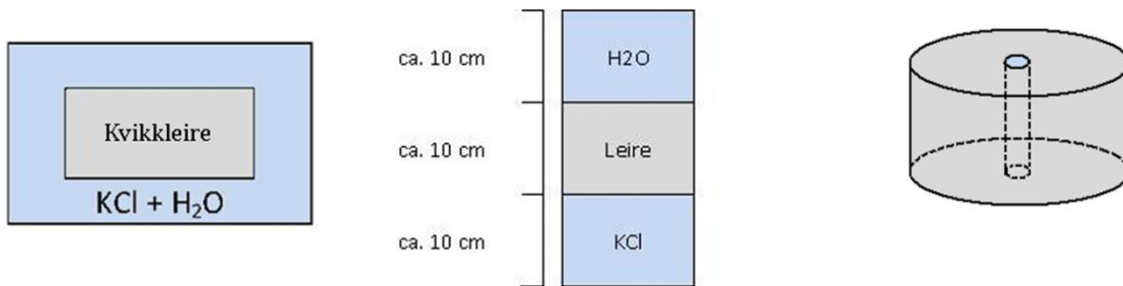
Laboratorieforsøk våren 2012

Med bakgrunn i funna frå tidlegare forsøk blei det våren 2012 utført laboratorieforsøk for å studere effekten av tilsatt KCl på dei geotekniske eigenskapane i marint avsette leirer med lågt saltinnhald.

Tre forsøksmetodar blei brukt for å studere diffusjon av kaliumklorid i to ulike leirer (Figur 6). Leirprøvar blei lagt i beger med saltløsning ved ulike konsentrasjonar over ulike tidsrom for å

undersøke om dei geotekniske eigenskapane endra seg som forventa, og då særskilt den omrørde skjerstyrken. Det blei i tillegg laga enkle diffusjonsceller der det blei skore inn ein 10 cm høg leirprøve. Nedre del av prøven var i kontakt med saltløysing, medan øvre del av prøven var i kontakt med destillert ionefiltrert vatn. Det blei også laga eit modellforsøk der det blei bora ein saltbrønn i ein halv blokkprøve for å undersøke effekten av radiell spreing av salt. Alle prøvane og forsøka blei utført i laboratorium med temperatur på 7 °C.

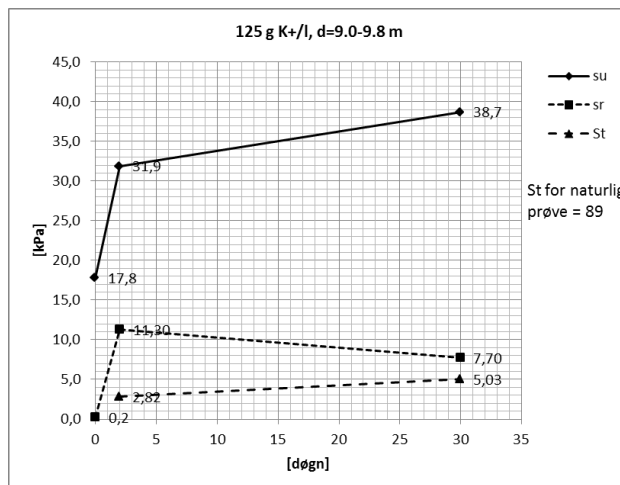
Leirer frå to ulike lokalitetar blei undersøkt. Mineralogien for leirene var om lag den same, medan saltinnhald og geotekniske styrkeegenskapar var ulike.



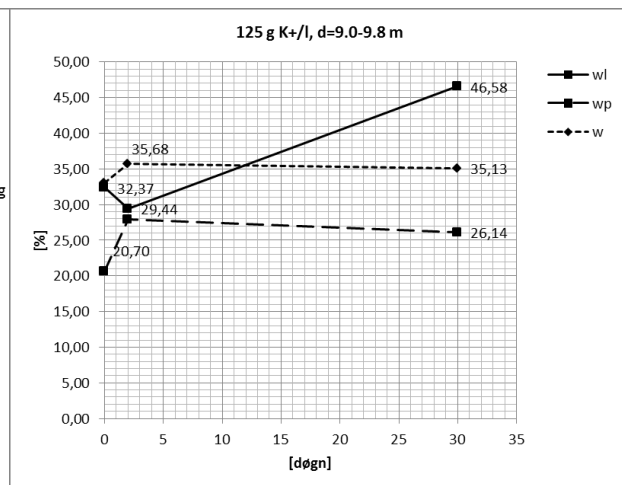
a) b) c)
 Figur 6 Tre ulike typar diffusjonsforsøk: a) leirprøvar i saltbad b)enkle diffusjonsceller c) mini-saltbrønn i blokkprøve. Illustrasjonar henta frå Gjengedal (2012).

Hovudresultat frå diffusjonsforsøk

Både den uomrørde og omrørde skjerstyrken (Figur 7) frå konusforsøk auka med tida for prøvane lagt i beger. Flytegrensa auka betrakteleg (Figur 8). Prøvane lagt i beger inneheld store feilkjelder i og med at prøvane hadde moglegheit til å swelle.



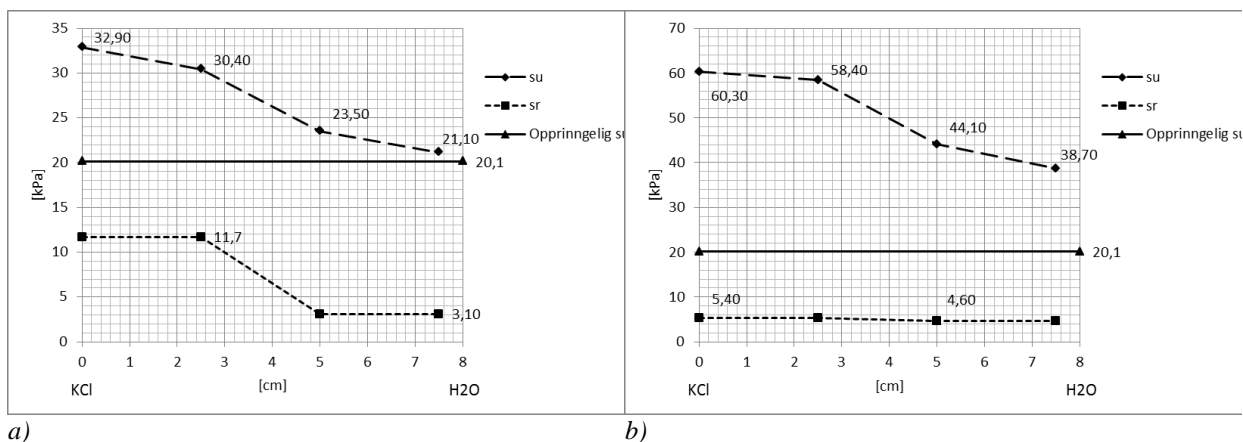
Figur 7 Uomrørtd og omrørtd konus skjerstyrke over tid for leirprøvar i saltlake. 125 g K+/l. Frå Gjengedal 2012.



Figur 8 Vassinnhald, utrullings- og flytegrense over tid for leirprøvar i saltlake. 125 g K+/l. Frå Gjengedal 2012.

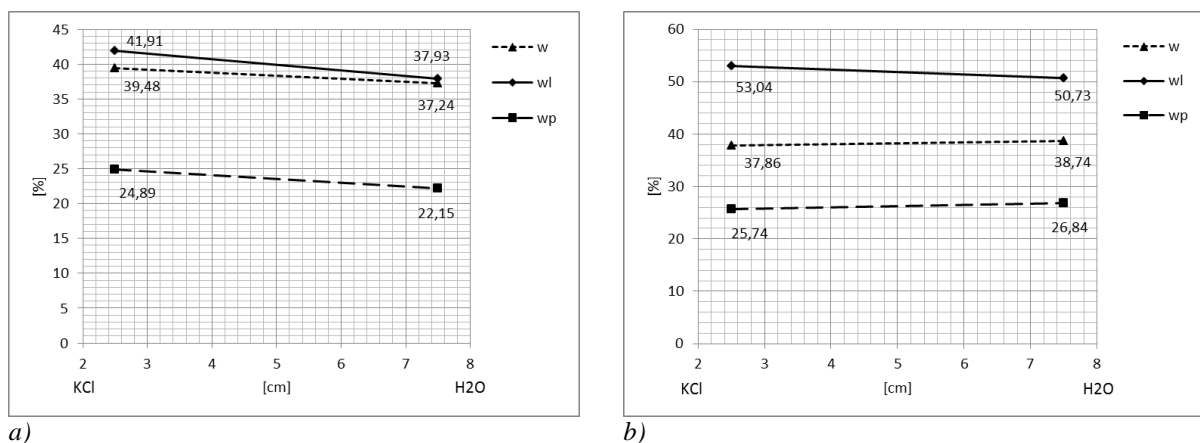
Dei enkle diffusjonscellene inneheld også feilkjelder grunna manglande understøtte av prøven og trykk i diffusjonscella. Fleire av prøvane sprakk opp. Likevel var det tydeleg at molekylær diffusjon av KCl fann stad og at dette hadde innverknad på styrkeegenskapane til leira i ulik grad med aukande avstand frå saltreservoaret. Figur 9 viser auken i uomrørtd og omrørtd konus skjerstyrke gjennom

prøven etter 5 døgn (a) og 32 døgn (b) i diffusjonscelle. Allereie etter 5 døgn hadde den uomrørde og omrørde skjærstyrken auka gjennom heile den 10 cm lange prøven. Omrørd skjærstyrke var opprinneleg 0,1-0,2 kPa.



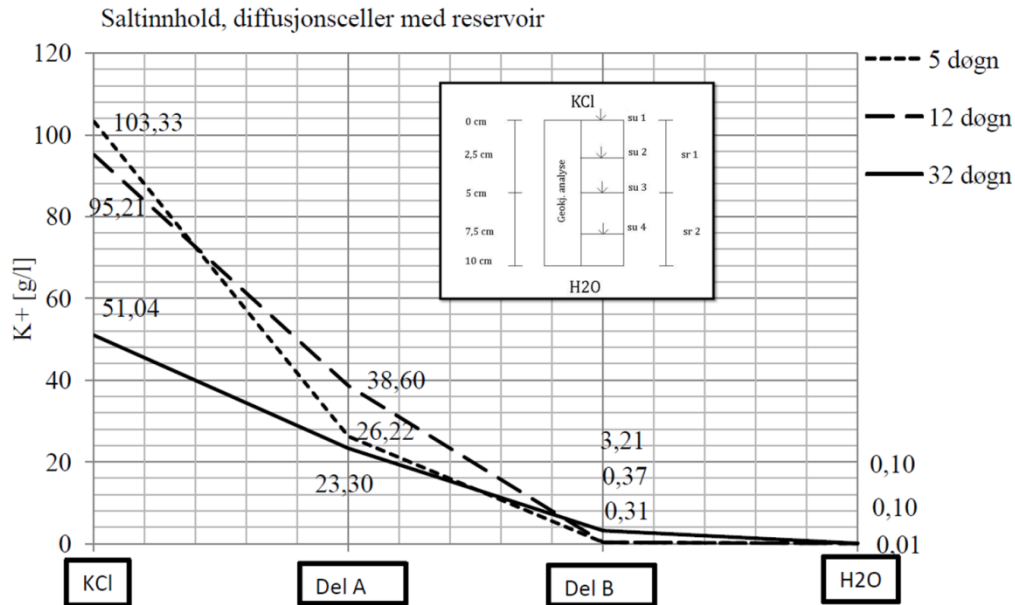
a) b)
 Figur 9 Uomrørd og omrørd skjærstyrke etter a) 5 døgn og b) 32 døgn i diffusjonscelle. Konsentrasjon 125 g K+l. 0 cm er nærmast KCl-reservoaret og 10 cm er nærmast vassreservoaret. Frå Gjengedal 2012.

Figur 10 viser at det naturlege vassinnhaldet blei påverka i liten grad. Utrullingsgrensa auka frå 20,7 % og flytegrensa frå ca. 30 %.



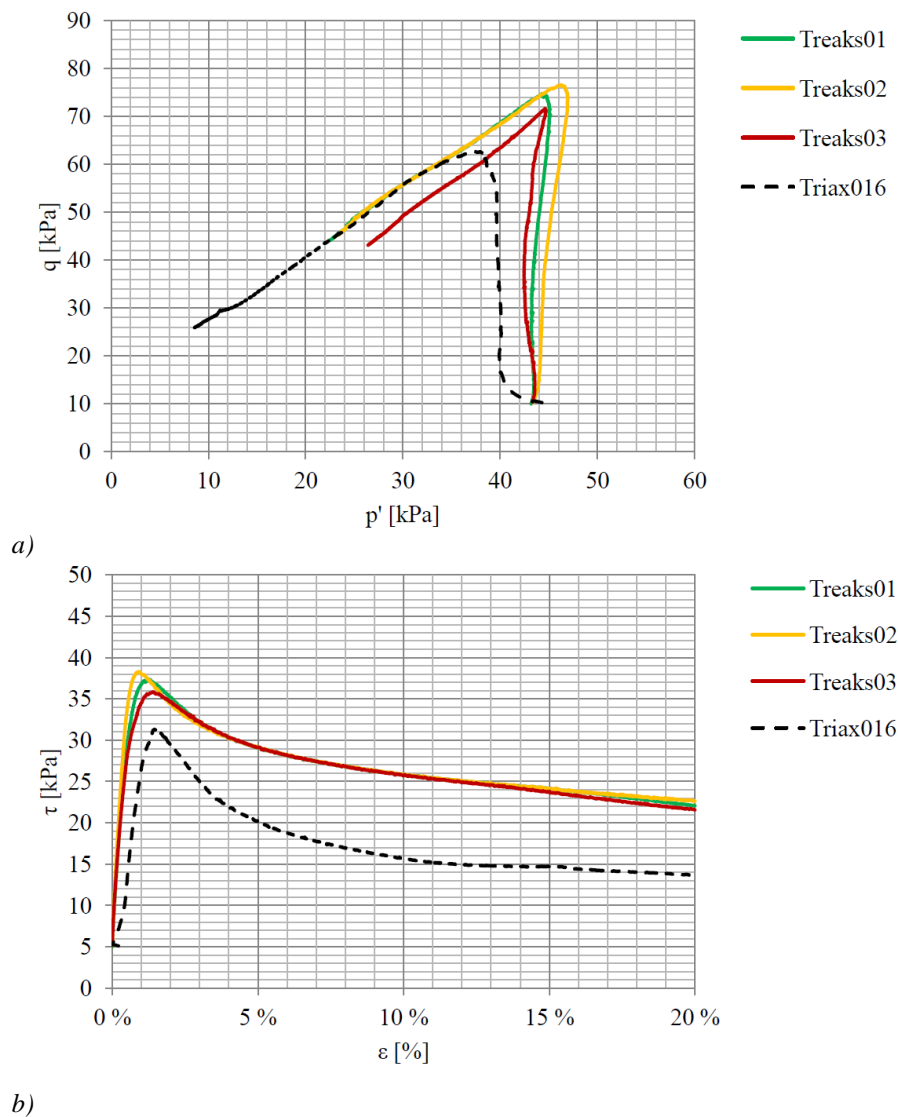
a) b)
 Figur 10 Vassinnhald og utrullings- og flytegrense etter a) 5 døgn og b) 32 døgn i diffusjonscelle. Konsentrasjon 125 g K+l. 0 cm er nærmast KCl-reservoaret og 10 cm er nærmast vassreservoaret. Frå Gjengedal 2012.

Figur 11 viser at det totale saltinnhaldet i KCl-reservoaret sank med tida. KCl-konsentrasjonen auka gjennom heile leirprøven over tid. Etter 32 døgn er K^+ -konsentrasjonen i del A (leirprøve nærmast KCl-reservoaret) lågare enn den målte konsentrasjonen etter 5 døgn. Kva dette skuldast er uvisst, men det kan vere teikn på at kaliumfronten bevegar seg vidare gjennom prøven, eller at det blir forsøkt å oppretthalde likevekt mellom konsentrasjonen i reservoaret og leira.



Figur 11 Utvikling av total saltinnhold i KCl-reservoar, leire og vassreservoar. 125 g K⁺/l. Frå Gjengedal 2012.

«Mini-saltbrønnen» viste også tilsvarende resultat. Tre aksialforsøka som blei utført viser auke i den udrenerte skjerstyrken (Figur 12). Tøynings-spenningsplotet (b) viser at reduksjonen av skjerstyrken etter brot er mindre samanlikna med naturleg prøve. Brønnen var imidlertid tom då prøven blei opna, og diffusjonsprosessen hadde såleis stoppa opp. Kaliumkonsentrasjonane i leira var langt lågare enn oppnådde konsentrasjonar frå diffusjonscellene. Dersom det hadde vore mogleg å hatt kontroll med brønnen undervegs, og etterfylt med KCl ved behov ville ein kunne oppnådd langt høgare s_u enn i dette forsøket. I tillegg hadde leira inn mot den tomme brønnen hatt moglegheit til å svulle og forvitne som følgje av oksygentilgang. Resultata kan såleis også ha blitt påverka som følgje av lagring av prøven.



Figur 12 Treaksialforsøk på blokkprøve med «mini-saltbrønn». Triax016 er utført på naturleg materiale. a) q - p' -plot b) tøyning-spenningsplot. Frå Gjengedal 2012.

Konklusjonar

Til tross for store feilkjelder i forsøksmetodane kan ein ut frå dei innleiande laboratorieresultata konkludere med at leire etter behandling med salt har heilt andre eigenskapar enn den naturlege. Både den uomrørde og den omrørde skjerstyrken auka betrakteleg, og også plastisitetsgrensene auka. Over tid og med nok tilgang på salt gjekk leira frå å vere ei svært sensitiv, lågplastisk kvikkleire, til ei meget plastisk leire med låg sensitivitet.

Metoden ved bruk av salt som grunnforsterking i kvikkleire har potensiale, og vil bli undersøkt vidare dei nærmaste åra gjennom pågåande PhD-arbeid ved NTNU.

Referansar

Andersson-Sköld, Y., Torrance, J.K., Lind, B., Odén, K., Stevens, R.L. og Rankka, K. (2005). Quick clay – A case study of chemical perspective in Southwest Sweden. *Engineering Geology*, volume 82, issue 2, pp. 107-118.

Bjerrum, L. (1954). Norske marine leirers geotekniske egenskaper. NGI publikasjon nr. 7.

Eggestad, A. & Sem, H. (1976). Stability of excavations improved by salt diffusion from deep wells. European conference on soil mechanics and foundation engineering, 6, Vienna, March 1976. Proceedings, Vol 1.1. pp. 211-216

Gjengedal, I. (2012). Laboratoriestudie av saltdiffusjon i kvikkleire. Masteroppgåve ved NTNU, Fakultet for Ingeniørvitenskap og teknologi, Instiutt for bygg, anlegg og transport.

Løken, T. (1970). Recent research at the Norwegian Geotechnical Institute concerning the influence of chemical additions on quick clay. *Geologiska Föreningen i Stockholm Förhandlingar*, Volum 92, del 2, Stockholm 1970.

Løken, T. (1968). Kvikkleiredannelse og kjemisk forvitring I norske leirer. Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon nr. 75.

Moum, J., Løken, T. og Torrance, J.K. (1971). A geochemical investigation of the sensitivity of a normally-consolidated clay from Drammen, Norway. *Geotechnique* 21, 329-340.

Moum, J., Sopp, O.I. & Løken, T. (1968). Stabilization of undisturbed quick clay by salt wells. *Väg- og vattenbyggaren*, 1968, no 8. pp 98-103

Rankka, K., Andersson-Sköld, Y., Hultén, C., Larsson, R., Leroux, V. og Dahlin, T. (2004). Quick Clay in Sweden. Statens Geotekniska Institut, Report 65.

Rosenqvist, I.Th. (1954). Fysikalsk-kjemisk-mineralogisk undersøkelser over norske leir-jordarter. Nordic Geotechnical meeting in Oslo, 24-26 May 1954.

Sveian, H., Janbu, N., Nestvold, J., Røe, Ø. og Skjelstad, L. (2002). Leirras sett fra en geologisk og geoteknisk synsvinkel. *Bygda og raset – Leirras i Skjelstadmark og Hegra*. Hegra Historielag.

Torrance, J.K. (1974). A laboratory investigation of the effect of leaching on the compressibility and shear strength of Norwegian marine clays. *Geotechnique* Vol. 24, No. 2, pp. 155-173.

Torrance, J.K. (1979). Post-depositional changes in the pore water chemistry of the sensitive marine clays of the Ottawa area, eastern Canada. *Engineering Geology* 114, 135-147.

Torrance, J.K. (1983). Towards a general model of quick clay development. *Sedimentology*, volume 30, pp 547-555.



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

