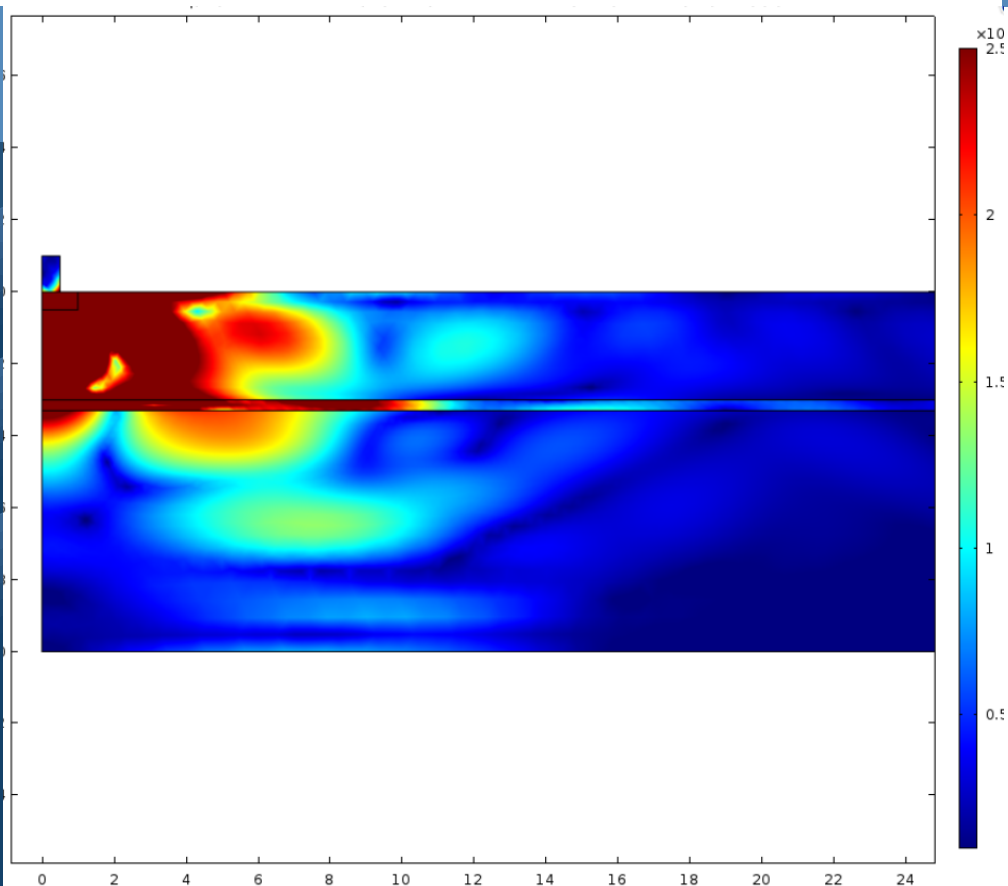




Dynamiske påkjenninger og skredfare

Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire

16
2016



R
A
P
P
O
R
T

Rapport nr 16-2016

Dynamiske påkjenninger og skredfare

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat
Redaktør:
Forfattere: Jean-Sebastien L'Heureux, Jörgen Johansson NGI

Trykk: NVEs hustrykkeri
Opplag: P.O.D
Forsidefoto: Forsidefoto kommer fra en figur i rapporten.
ISBN 978-82-410-1206-8
ISSN 1501-2832

Sammendrag: Rapporten inneholder anbefalte prinsipper for vurdering av skredfare i løsmasseskråninger som følge av vibrasjoner fra anleggsarbeid.

Emneord: Dynamiske påkjenninger, skredfare, vibrasjoner

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

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



RAPPORT

NIFS – N-6.3 Dynamiske påkjenninger og skredfare

STATE-OF-THE-ART RAPPORT OG
ANBEFALINGER

DOK.NR. 20150110-01-R
REV.NR. 02 / 2016-02-24

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

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

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

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



Prosjekt

Prosjekttittel: NIFS N.6.3 Dynamiske påkjenninger og skredfare
Dokumenttittel: State-of-the-art rapport og anbefalinger
Dokumentnr.: 20150110-01-R
Dato: 2015-12-14
Rev.nr. / Rev.dato: 02 / 2016-02-24

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: NIFS
Kontaktperson: Kristian Aunaas
Kontraktreferanse: Oppdragsnummer N-6.3

for NGI

Prosjektleder: Jean-Sebastien L'Heureux
Utarbeidet av: Jean-Sebastien L'Heureux, Jörgen Johansson
Kontrollert av: Christian Madshus, Knut Andersen

Sammendrag

Etatene Statens vegvesen (SVV), Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Jernbaneverket (JBV) har tildelt NGI en rammeavtale under etatssatsningsprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delprosjektet 6 som omhandler temaet kvikkleire. Innenfor denne rammeavtalen er det gjort avrop på en del av oppgave N.6.3 – Dynamiske påkjenninger og skredfare. Denne rapporten er leveranse for avropet.

På bakgrunn av arbeidet som er gjennomført i forbindelse med utredning av teknisk årsakssammenheng av skredet ved Nord-Statland 2014, er det uttrykt behov for å se videre på hvordan rystelser/vibrasjoner fra anleggsarbeid kan utløse skred i løsmasse-skråninger. Hensikten er å tilgjengeliggjøre kunnskap og erfaringer, samt identifisere og synliggjøre de egenskaper/forhold som man bør være observant på. Rapporten er delt opp i 7 kapitler.

Første del av rapporten viser eksempler hvor vibrasjoner fra jordskjelv, sprengning, vibrovals og pelering har ført til skred i leire, silt og eller sand. Eksemplene viser tydelig at skred som oftest utløses i kombinasjon med andre destabiliserende faktorer (f.eks. ugunstige grunnvannsforhold, erosjon og eventuelt andre menneskelige aktiviteter). Erfaring fra tidligere skredhendelser og laboratorieforsøk viser også at tynne silt- og sandlag i leiravsetninger har avgjørende betydning for stabilitet av skråninger som er utsatt for rystelser. Dette understreker viktigheten av å kartlegge tynne lag, og spesielt lagdeling for skråninger utsatt for dynamiske påkjenninger.

Kapittel 3 i rapporten beskriver vibrasjoner fra forskjellige anleggsaktiviteter og identifiserer viktige parametere som amplitude, frekvensinnhold, antall sykler, og resonanseffekter. Det presenteres også empiriske ligninger for å estimere vibrasjonsnivåer og hvordan de avtar med avstanden for rammede og vibrasjonsdrivne pelere, og annen anleggsaktivitet. På bakgrunn av tidligere arbeid med sprengningsrystelser og utredningen av Nord-Statland-skredet, er det viktig å unngå at resonanseffekter opptrer ved komprimering. Basert på numeriske analyser av vibrasjoner fra vibrovals, dynamisk og syklisk oppførsel til lagdeltjord foreslår vi en foreløpig grenseverdi på 10 mm/s uveiet toppverdi. Vider viser beregningene at det er mindre sannsynlig at jorden styrke reduseres grunnet vibrasjoner fra vibrovals på avstander større enn 10 m og dybder over 5 m.

Kapittel 4 fokuserer på hvilke jordtyper som er utsatt for syklisk degradering. Styrkedegraderingsfenomenet er i prinsippet likt for bløt leire og løs lagret sand og silt. Her er det viktig å være klar over at et jordelement som er utsatt for og tåler en statisk last, kan gå til brudd grunnet en syklisk skjærspenning som bygger opp poretrykk og dermed reduserer styrken i jordelementet. Gjennom hele rapporten er det valgt å benytte styrkedegradering i motsetning til det engelske uttrykket "liquefaction", som ofte brukes når man beskriver materialer som kan bli flytende eller utsatt for flyteskred. Kapittelet

presenterer metoder for å vurdere om et material er utsatt for styrkedegradering eller ikke. Metodene er basert på resultater fra lab-forsøk og CPTU-data.

I kapittel 5 er det presentert metoder for valg av syklisk styrke i leire, silt og sand. Vi kan estimere syklisk styrke fra empiriske relasjoner basert på laboratorieforsøk og korrelasjoner med relativ lagringsfasthet, vanninnhold, plastisitetsindeks, og konsolideringsspenning. Det er viktig å være klar over at syklisk skjærfasthet er avhengig av antall sykler og at det må benyttes korreksjonsfaktor hvis det forventes mer enn 10 sykler. Kapitlet presenterer også empiriske likninger basert på CPTU-data og historiske skredhendelser for å estimere syklisk styrke eller residual styrke. Det anbefales å sammenligne resultater fra begge metodene for valg av syklisk og residual fasthet.

I kapittel 6 er det foreslått en fremgangsmåte og et flytskjema for å vurdere skredfaren som følge av dynamiske påkjenninger. Fremgangsmåten er delt opp punktvis i tre etapper. Første trinn består av en detaljert geologisk og geoteknisk vurdering for å se om materialet i skråningen er av en slik art at den kan være utsatt for styrkedegradering grunnet vibrasjoner. Deretter er det anbefalt å utføre en stabilitetsanalyse ved hjelp av syklisk og residual styrke til jordmaterialet utsatt for styrke degradering. Valg av styrke gjøres gjennom korrelasjoner med geotekniske indeksparametere og figurer gjengitt i kapittel 5. Hvis beregnet skråningsstabilitet er under det som er anbefalt i teknisk regelverk, anbefales det å utføre målinger (vibrasjonsamplitude og poretrykk) i forbindelse med komprimeringsarbeid, og holde seg under definerte grenseverdier for vibrasjoner. I tillegg, og for situasjonen hvor skråningsstabilitet ikke er tilfredsstillende for situasjon før arbeidet, kan det være nødvendig med stabiliserende tiltak for å sikre skråningen før komprimeringsarbeidet settes i gang.

På bakgrunn av arbeid utført med utredningen av Nord-Statland-skredet og gjennom denne rapporten, er det til slutt foreslått videre arbeid. Rapporten kan utgjøre grunn for å bygge videre på etableringen av en veiledning for hvordan man bør identifisere og håndtere problemstillingen rundt skråninger som kan være sårbare for vibrasjoner. Informasjonen kan brukes videre i forskjellige myndigheters håndbøker og retningslinjer.

Innhold

1	Innledning	7
2	Historiske skredhendelser forårsaket av vibrasjoner i jord med sprøbruddegenskaper	7
2.1	Skred utløst av jordskjelv	8
2.2	Skred hvor sprengning har vært en medvirkende faktor	9
2.3	Skred hvor vibrovals har vært medvirkende faktor	11
2.4	Skred hvor peleramming har vært medvirkende faktor	13
2.5	Skred hvor trafikk og/eller anleggstransport har vært medvirkende faktor	16
3	Vibrasjoner fra forskjellig anleggsaktiviteter fellestrekk og forskjeller	17
3.1	Sprengningsvibrasjoner	19
3.2	Vibrasjoner fra vibrovals	19
3.3	Rystelser fra vibrasjonsdriving av spunt	22
3.4	Rystelser fra dypvibrering.	23
3.5	Vibrasjoner indusert ved ramming av peler	26
3.6	Empiriske ligninger for å estimere vibrasjoner	26
4	Jordtyper utsatt for styrkedegradering	28
4.1	Potensial for styrkedegradering i sand og silt	31
4.2	Potensial for styrkedegradering i leire	36
4.3	Styrkedegradering i lagdelte avsetninger	38
5	Bestemmelse av syklisk og residual skjærfasthet	44
5.1	Syklisk og residual skjærfasthet i sand og siltig sand fra labforsøk	44
5.2	Syklisk og residual skjærstyrke i leire fra labforsøk	49
5.3	CPTU basert syklisk og residual skjærstyrke i sand og siltig	52
5.4	Rateeffekter på jordstyrke	54
5.5	Kommentar på definisjon av brudd i et jordelement	55
6	Stabilitetsanalyse for skråninger utsatt for vibrasjoner – Framgangsmåte og sjekklister	56
6.1	Geologi og jordtype	56
6.2	Stabilitetsvurdering	57
6.3	Anbefalte tiltak	59
7	Konklusjoner og forslag til videre arbeid	62
7.1	Forslag til videre arbeid	62
8	References	65

Vedlegg

Vedlegg A	Parametrisk studie for å evaluere størrelse av sonen utsatt for styrkedegradering som følge av vibrokomprimering
Vedlegg B	Kvalitative metode for kartlegging av jordtyper utsatt for styrke degradering
Vedlegg C	Eksempel ved vurdering av dynamiske påkjenninger og skredfare

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

Etatene Statens vegvesen (SVV), Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Jernbaneverket (JBV) har tildelt NGI en rammeavtale gjennom etatssatsningsprosjektet Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred (NIFS), delprosjekt 6 som omhandler tema kvikkleire. Et av satsningsområdene til DP6 har vært å "samordne retningslinjer og forbedre verktøy for geoteknisk prosjektering i kvikkleireområder". I 2014 ble NGI engasjert av NIFS i utredning av teknisk årsakssammenheng for skredet ved Nord-Statland 29.01.2014. Skredet førte til en flodbølge som forårsaket store materielle skader. Konklusjonen av utredningen var at skredet med overveiende sannsynlighet ble utløst i området hvor det pågikk anleggsaktivitet, og at virkningen av komprimeringsarbeidene på utlagt fylling med vibrovals kan ha vært betydelige for stabiliteten lokalt. På bakgrunn av det arbeidet ble det klart at det var behov for å se videre på hvordan rystelser /vibrasjoner fra anleggsarbeid kan forstyrre og utløse skred i løsmasseskråninger.

NGI er engasjert av NIFS-etatene for å tilgjengelig gjøre kunnskap og erfaringer, samt identifisere og synliggjøre de egenskaper/forhold som man bør være observant på når det gjelder dynamiske påkjenninger og skredfare. Rapporten kan utgjøre grunn for å bygge videre for etableringen av en veiledning for hvordan man bør identifisere og håndtere problemstillingen rundt skråninger som kan være sårbare for vibrasjoner. Informasjonen kan videre brukes i forskjellige myndigheters håndbøker og retningslinjer.

Rapporten er delt inn som følger: I kapittel 2 gir vi eksempel på vibrasjonsinduserte skred grunnet forskjellige vibrasjonskilder. Kapittel 3 beskriver vibrasjoner fra forskjellige anleggsaktiviteter og identifiserer viktige parametere som amplitude, frekvensinnhold, antall sykler, og resonanseffekter. Kapittel 4 gir eksempler på hvordan man kan identifisere jordtyper som er sårbare for rystelser med hjelp av *in situ* tester og forskjellig laboratorieforsøk. Kapittel 5 presenterer metoder for valg av syklisk og residual styrke i leire, silt og sand. Kapittel 6 gir forslag på hvordan man kan utføre stabilitetsberegninger og tilhørende vurderinger når det planlegges arbeid som innebærer vibrasjoner i eller ved løsmasseskråninger. Et eksempel ved bruk har framgansmetoden presenter i kapittel 6 er gitt i Vedlegg C. Her ble det fokusert på vibrasjoner fra vibrovalser, men prinsippene kan brukes for andre vibrasjonskilder. I kapittel 7 trekker vi konklusjoner og foreslår videre arbeid.

2 Historiske skredhendelser forårsaket av vibrasjoner i jord med sprøbruddegenskaper

Utløsning av skred i sensitiv leire og løst lagrede avsetninger er vanligvis knyttet til naturlige faktorer (f.eks. erosjon og nedbør), menneskelige aktiviteter (f.eks. oppfylling, graving), eller en kombinasjon av begge. I tillegg til dette, er vibrasjoner og last fra jordskjelv, sprenging, vibrokomprimering, peling og anleggstransport kjent for å ha

utløst skred i sensitive leirer og andre løsmasser med sprøbruddegenskaper. Kapitlet gir en kort oversikt over historiske skredhendelser i leire, silt og sand hvor vibrasjoner har vært en medvirkende faktor.

2.1 Skred utløst av jordskjelv

Biscontin mfl. (2004) beskriver tre mekanismer for jordskjelvutløst skred i bløt leire; (i) Skredet oppstår under skjelvet, (ii) etter jordskjelvet som følge av poretrykkfordeling, og (iii) etter jordskjelvet på grunn av krypeffekter. Det siste scenariet krever at betydelige sykliske skjærtøyninger oppstår under jordskjelvet.

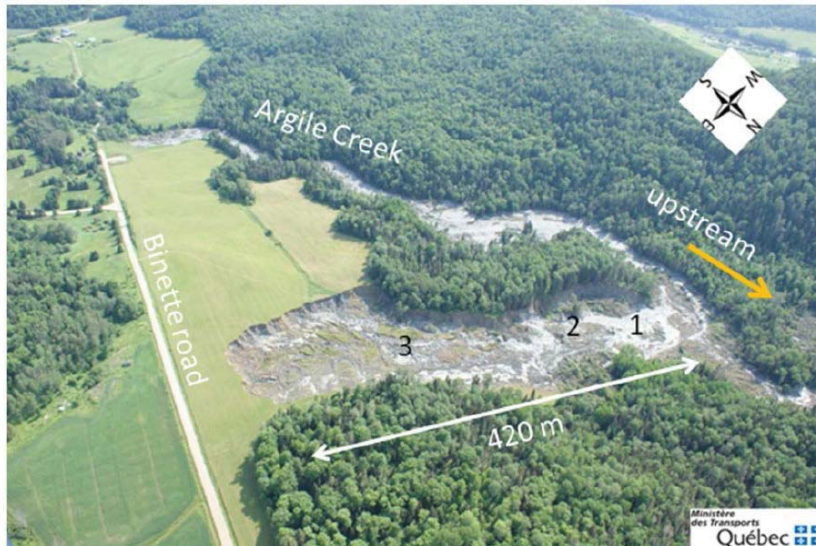
Nadim og Kalsnes (1997) presenter laboratorietestresultater på norske marine leirer som avslørte at hvis sykliske skjærtøyninger er store, kan skråninger gjennomgå ytterligere kryptformasjon etter jordskjelvet, og oppleve en betydelig reduksjon av statisk skjærstyrke. Det ble observert at kryptformasjon og reduksjon av statisk skjærfasthet blir signifikant når jordskjelv-induserte sykliske skjærtøyninger overstiger 1-2%. Andersen (2009) viste at en skråning utsatt for store sykliske belastninger kan oppleve forsinket brudd på grunn av udrenert krypt. Ved å bruke forsøksdata fra lab, demonstrerte han at den permanente skjærtøyningen er en viktig parameter som styrer denne formen for brudd i leireskråninger utsatt for jordskjelv.

Det er svært få rapporterte skred utløst av jordskjelv i sensitiv leire i Norge. Dette kan muligens skyldes den lave til middels seismiske aktiviteten i landet. Tilgjengelige historiske data indikerer at et jordskjelv med størrelse 5 (magnitude på Richters skala, Mw) eller større inntreffer i gjennomsnitt hvert 10 år og en av Mw 6 eller større hvert 100 år. Det største jordskjelvet i historisk tid i Norge skjedde i Rana-regionen den 31. august 1819 (Lurøy jordskjelv; Mw 5.8). Ifølge Furseth (2006), har jordskjelvet i Lurøy utløst flere skred i sensitiv leire i Rana kommunen.

I likhet med observasjoner fra Norge, er de to viktigste utløsende faktorene for store retrogressive skred i det østlige Canada bekkerosjon og menneskelige aktiviteter. Disse to faktorene representerer henholdsvis 65% og 34% av alle tilfeller kartlagt siden 1840. Jordskjelv er også kjent for å ha utløst store leirskred i det østlige Canada. Eldre skred som oppsto tidligere i Holocen alder har et areal på flere kvadratkilometer (Aylsworth et al, 2000, Brooks, 2013). I nyere tid ble "Binette Road"-skredet utløst av et moderat Mw5.0 jordskjelv som rystet Ottawa-regionen den 23. juni 2010 (Figur 2-1). Dette skredet forplantet seg over en avstand på 420 m fra "Argile Creek" (Figur 2-1). Sensitiviteten av leire ved glideplanen er større enn 500 med en omrørt skjærfasthet mindre enn 0,07 kPa.

Øyenvitner indikerte at jordmassene i Binette Road-skredet ikke gled ut under jordskjelvet, men dagen etter, ca. 22 timer etter skjelvet (Perret mfl. 2011). Flere etterskjelv ble registrert i denne perioden. Den sterkeste hadde en Mw 3.3, og det antas at denne genererte en akselerasjon trolig for svak til å ha en effekt på skråningsstabiliteten i området. Perret mfl. (2011) foreslo at hovedskjelvet utløste et initial rotasjonskred langs

bekken og at en forsinket retrogressiv bruddutvikling oppsto deretter. Antagelig kan poretrykk-omfordeling og /eller krypeffekter også ha spilt en rolle i skredprosessen.



Figur 2-1: Flybilde fra "Binette Road"-skredet tatt 26. juni 2010 (fra Perret et al. 2011).

2.2 Skred hvor sprengning har vært en medvirkende faktor

Det synes å være en felles oppfatning i det geotekniske miljøet, særlig i Norge, at vibrasjoner fra sprengning ikke har en høy sannsynlighet for å utløse skred i sensitiv leire. Som presentert i Tabell 2-1, kan flere historiske skred i sensitiv leire være relatert til fjellsprengningsaktivitet. Listen presentert i Tabell 2.1 inkluderer skred eksempeler fra Canada, Norge og Sverige. Det understrekes at sprengningsarbeid i seg selv ofte ikke er den eneste årsaken til et skred. Litteraturgjennomgangen viser at skred som regel utløses gjennom en kombinasjon av destabiliserende forhold (f. eks lav stabilitet før sprengning, ugunstige grunnvannsforhold (dvs. nedbør eller snøsmelting), erosjon, fylling, osv.).

Når man studerer noen av de historiske hendelsene presentert i Tabell 2-1 er det interessant å legge merke til noen likheter. Det store 1973-skredet ved Fröland, Uddevalla i Sverige ble utløst som følge av sykliskstyrkedeградering i tynne sand- og siltlag som følge av vibrasjoner fra sprengning på et tilstøtende steinbrudd (Bjurström og Broms, 1973). Det bør å nevnes at sprengningen kastet steinmasser på skråningen som kan ha bidratt til å utløse skredet. Lignende lag er også funnet i Finneidfjord, Trondheim og Kattmarka. Slike lag er vanlig i marine avsetninger og kan være av stor betydning, selv om de er mye tynnere enn de omkringliggende lag. Som omtalt senere i kapittel 4.3, er disse lagene utsatt for vibrasjoner, og geoteknikere bør være klar over slike lag. I Kattmarka ble det påvist at vibrasjoner ikke var årsaken til skredet, men at en fjellblokk som løsnet grunnet sprengingen førte til omrøring av kvikkleire og initierte en progressiv bruddutvikling (Nordal mfl. 2009).

En annen likhet mellom de historiske skredene i Tabell 2-1 er tidsrammen for de ulike hendelsene. I mange tilfeller har skredene oppstått noe tid etter sprengningen og tidsrammen varierer fra minutter til timer. I likhet med jordskjelvtløste skred, kan årsaken være knyttet til poretrykkfordeling og / eller krypeffekter. I tillegg viser historiske hendelser at tynne sand- eller siltlag i avsetningene kan ha vært avgjørende for skredmekanismen. Dette vil bli nærmere omtalt i kapittel 4.3

Som presentert i Tabell 2.1 har det i den senere tiden vært flere hendelser hvor vibrasjoner fra anleggsvirksomhet kan ha bidratt til å utløse skred i ustabile masser. Det har derfor vært en del fokus på vibrasjoner og skred i kvikkleire de siste årene. I 2014 ble det utgitt en ny norsk standard som berører temaet: NS 8141-3 "Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire". Den norske standarden NS 8141-3 setter en grenseverdi for vibrasjoner fra sprengning, på 25mm/s, målt i kvikkleire. (NS 8141-3 oppgir egentlig en grenseverdi på 45mm/s, men dette er målt som frekvensveid toppverdi. Denne verdien er i realiteten tilbakeregnet fra 25mm/s uveid toppverdi. Vibrasjonene som diskuteres i dette notatet er alle angitt som uveide toppverdier.) Grenseverdien i standarden er satt for å sikre at vibrasjoner fra bergsprengning ikke utløser skred i kvikkleire, der forholdene er slik at et initialt brudd i leira vil kunne utvikle seg til et skred. Det ligger en god sikkerhetsmargin i denne grenseverdien.

Tabell 2-1: Skredeksempler sannsynligvis utløst av sprengning eller hvor sprengning ble registrert før skred.

Lokalitet	Land	Dato	Skred vol (x 10 ⁶ m ³)	Peak vibrasjons- hastighet	Tidsramme	Referanser
Lade, Trondheim	Norge	04.25.1990	6	>20-25 mm/s	3h21	Emdal et al. (1996), L'Heureux et al. (2007)
Finneidfjord	Norge	??.01.1978	0.2	?	?	L'Heureux et al. (2010)
Finneidfjord	Norge	06.20.1996	1	> 9.25 mm/s	2-3 t	NGI (1999), Longva et al. (2003), Haile (2013)
Finneidfjord	Norge	03.11.2006	0.2	?	?	L'Heureux et al. (2010)
Kattmarka	Norge	03.13.2009	0.4	5.2 mm/s	30 s	Nordal et al. (2009)
Sandnessjøen	Norge	01.06.1967	0.3-1	?	Kortid etter sprengning	Karlsrud (1979)
Toulmoustou River, Quebec	Canada	23.05.1962	?	?	Kortid etter sprengning	Conlon (1966)
La Romaine, Quebec	Canada	08.01.2009	~0.5	300 mm/s	?	Locat et al. (2010)

Lokalitet	Land	Dato	Skred vol (x 10 ⁶ m ³)	Peak vibrasjons- hastighet	Tidsramme	Referanser
Uddevalla	Sverige	05.06.1973	?	?	?	Bjurstöm & Broms (1973)
Lödöse	Sverige	2011	?	30 mm/s	< 24 t	Eckström (2012)
Fröland	Sverige	1973	?	?	30-60 s	Bjurstöm (1982)

2.3 Skred hvor vibrovals har vært medvirkende faktor

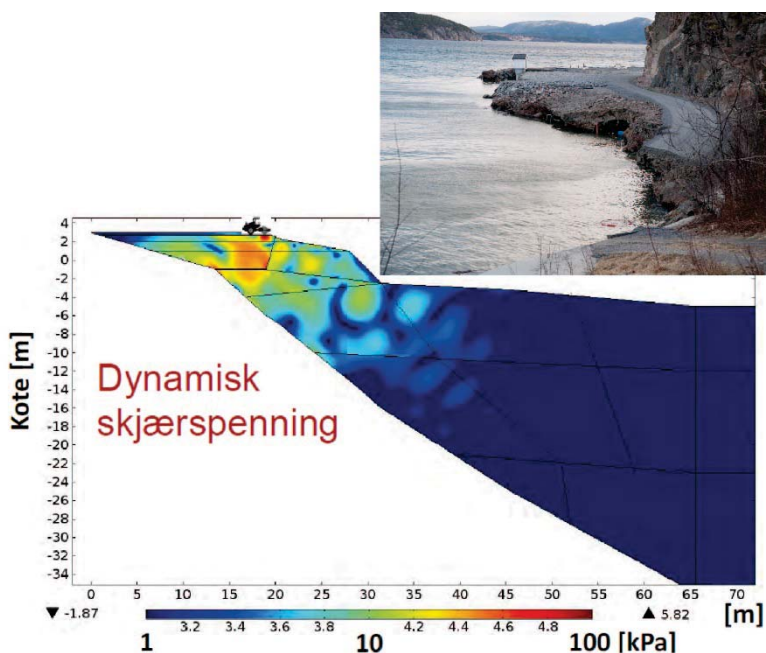
Rystelser og komprimeringsarbeid utført av vibrovals kan medføre sykliske spenninger og tøyninger som i sin tur kan føre til poretrykksoppbygning, syklisk nedbryting og brudd i løsmasser med sprøbruddegenskaper. For høyt vanninnhold i undergrunnen kan også skape vansker for komprimeringsarbeidet. Om man komprimerer på en fylling der slagene fra valsen virker ned til et finkornig undergrunnsmateriale som er mettet av vann, vil det være fare for at komprimeringen øker poretrykket i undergrunns materialet og dermed svekker bæreevnen til dette (SVV 2014).

Undersøkelleskomiteen etter skredet som gikk 29.01.2014 ved Nord-Statland i Namdalseid kommune konkluderte med at skredet med overveiende sannsynlighet ble utløst i området hvor det pågikk anleggsaktivitet, og at virkningen av komprimeringsarbeidene på utlagt fylling med vibrovals kan ha vært betydelige for stabiliteten lokalt (NVE 2014). Vibrovalsen ved Statland var av type Volvo SD115 D6 med vibrasjonsfrekvenser i området 20-23.3 Hz og en dynamisk last på 258 kN (NGI 2014). Resultater fra rystelsesanalyser viste at undergrunnen ned til kote -10 ble svekket på grunn av komprimeringsarbeidet som pågikk rett forut for skredet (ca. 1-1,5 time) (Figur 2-2). Med disse forutsetningene viser beregningene at de sykliske skjærspenningene, på grunn av underliggende fjellgeometri og resonans, overskred den sykliske styrken til materialet i strandsonen ved Statland.

I Sverige er komprimeringsarbeid med vibrovals årsaken til Åsele-skredet som gikk i en veifylling ved RV.351 den 4. oktober 1983 (Ekström og Olofsson, 1985). Skredet ble utløst av 3.3 tonn vals som var dratt bak en traktor mens den utførte reparasjoner av veifyllingen (Figur 2-3). Veifyllingen var delvis under vann og besto av masseoverskudd fra omkringliggende morenemasser.

Den 24 juli 1987 ble et flyteskred utløst i en veifylling langs Lake Ackerman på Highway 94 i Michigan, USA (Hryciw et al. 1990). Skredet ble utløst av seks 22-tonns (196-kN) lastebiler som genererte seismiske signaler for en seismiskrefleksjonsstudie. Veifyllingen var en hydraulisk fylling som besto av løslagret og fin - middels sand. Studier av Hryciw et al. (1990) viser at vibrasjoner fra de seismiske kildene genererte skjærtøyninger opptil 0.055% og en skjærspenningsratio (τ/σ'_v) estimert til 0.12. Hver bil med 2 meters mellomrom produserte minst 25 lastsykler over $\gamma=0.01$ % hver 15.

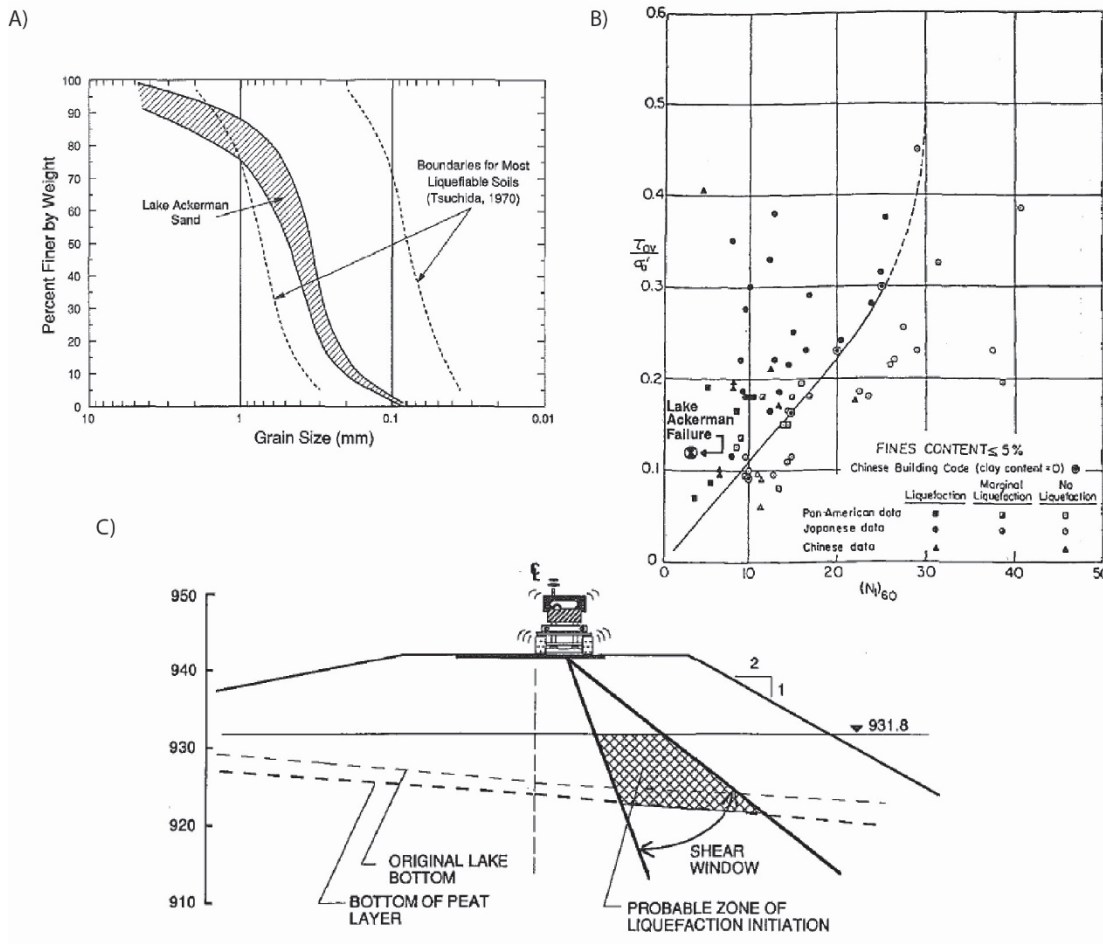
sekund. Resultater fra stabilitetsanalyser viser at den omrørte skjærstyrken i den løslagrede sanden var i størrelsesorden 8-12 kPa.



Figur 2-2: Resultater fra beregninger av sykliske skjærspenninger fra vibrovals komprimering ved Nord-Statland i Namdalseid kommune (etter NGI 2014).



Figur 2-3: Oversikt av skredområdet ved Åsele, Sverige, 4 oktober 1983 (Ekström og Olofsson, 1985).



Figur 2-4: A) Kornfordelingskurve, B) Sykliskspenningsratio mot N-kriteria for styrkedegradering basert på standard penetration test SPT, og C) Sannsynlig sone hvor det oppsto styrkedegradering under veifyllingen ved Lake Ackerman skredet (etter Hryciw et al. 1990).

2.4 Skred hvor peleramming har vært medvirkende faktor

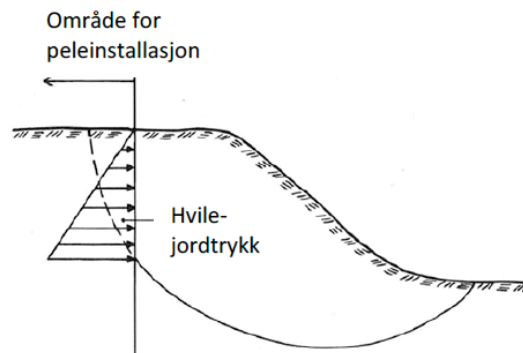
Det er et kjent fenomen at installasjon av massefortrengende peler kan forårsake heving av terreng (vertikal deformasjon), horisontale forskyvinger, samt genererer et poreovertrykk. Massefortrengingen kan også gi stabilitetsproblemer for nærliggende skråninger som følge av økte pådrivende horisontalkrefter, poreovertrykk, samt reduksjon av leirens skjærstyrke. Ramming av peler i områder hvor stabilitet er en utfordring, eller i nærheten av andre konstruksjoner, krever derfor nøye planlegging, ofte i samråd med flere fagområder. En komplett litteraturoversikt av effektene av ramming av peler i leire, med fokus på risiko for skader på nabokonstruksjoner, er presentert i Langford og Sandene (2015).

I Norge finnes det flere godt dokumenterte eksempler hvor peleramming har utløst skred. Eksempel fra veiprosjekter er blant annet Fluberg bru ved Randsfjorden, E18 ved Mustadjordet ved Sandvika (Figur 2-5) og Naddum bru ved Aurskog.



Figur 2-5: Utglidning ved E18 ved Mustadjordet i forbindelse med peleramming (bilde fra Statens Vegvesen).

Et annet eksempel er skredet som inntraff den 9. november 1971 under pelerammingen av en ny produksjonshall i Drammen. Grunnforholdene på tomten var 5 m sand og silt over 15-20 m bløt leire. Aas (1976) analyserte årsakene til skred ved Drammenselven, som utløstes i forbindelse med peling. Ved etterregning ble det konkludert med at sikkerheten mot utglidning var redusert fra 1,3 før ramming til 1,0 som følge av rammingen. Effekten av massefortrengning ble tatt hensyn til ved å tilføre en horisontal last lik leirens vertikallast ($K_0=1$), i et vertikalplan langs kanten på peleområdet. Denne horisontale lasten virket på kritisk glideflate, se Figur 2-6. Størrelsen på lasten ble vurdert ut fra oppmålte horisontaldeformasjoner på 40-50 mm, hvilket er vesentlig mindre en deformasjoner for å mobilisere passivt jordtrykk. Deformasjonene er vurdert store nok til å anta at horisontalspenningen er økt tilsvarende hvilejordtrykk med $K_0=1$.



Figur 2-6: Forslag til metode for å analysere skråningstabiliteten ved ramming av peler i leire (hvilejordtrykk $K_0=1$) (fra Langford og Sandene 2015).

Skred som følge av peleramming har også oppstått i sensitive leirer i Canada. Et eksempel er skredet i Rigaud, Quebec, Canada den 3. mai 1978 (Figur 2-7). Rigaud-skredet oppsto i sensitive leirer mens det pågikk ramming av friksjonspeler ved toppen av skråningen langs en bekkedal. To peler hadde blitt rammet i lokalitet A, og skredet oppsto under ramming av pele i punkt B (Figur 2-7). Dette var den bratteste skråningen ned mot bekkedal. I følge arbeiderne var hele skredet gått på under ett minutt.



Figur 2-7: The Rigaud landslide area. The route of the proposed north-south power transmission line and the backscarps of two old landslides are superimposed on the print. The green circles indicate the corners of the pylon sites. The landslide occurred while driving the pile for pylon B (after Carson 1979).

Ramming av prefabrikkerte betongpeler er også i Sverige kjent som utløsende faktor for skred i bløt leire. Et eksempel er skredet i Rävекärr (1971), 10 km sør for Gøteborg, hvor ramming av seks betongpeler for et hus forårsaket en 550 m lang og 0,3 m bred sprekk (c.f. Bernander, 2000). Et annet velkjent eksempel på skred utløst av pele-ramming er Surteskredet i 1950 (Jackobsen 1952, Bernander 2009).

De aller fleste skredulykker som følge av peleramming antas å være knyttet opp mot massefortrengelser, udrenerte deformasjoner ved heving av terreng og/eller sideforskyvning, samt poreovertrykksoppbygging. Ramming kan også føre til vibrasjoner i grunnen når man benytter høy rammeenergi, men det er ofte vanskelig å skille mellom dette og de andre mekanismene nevnt ovenfor.

2.5 Skred hvor trafikk og/eller anleggstransport har vært medvirkende faktor

Når det gjelder trafikk på moderne veger og bruer av høy kvalitet og med god jevnhet har det vært en oppfatning om at de vibrasjonene dette genererer er for svake til å kunne påvirke grunnen. Det viser seg imidlertid at det mangler relevant dokumentasjon på at dette virkelig er tilfellet. For eksempel vil store ujevnheter i vegbanen generelt gi betydelig økning i vibrasjoner fra trafikk.

I forbindelse med skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggestad) som gikk 2. februar 2015, ble det utført vurderinger på hvilken påvirkning trafikkrysteler fra brua kan ha hatt på stabiliteten (NVE 2015). I forbindelse med denne vurderingen ble det derfor utført vibrasjonsmålinger på fundamenter og i bakken ved Gutufossen bru, som ligger på samme vegstrekning og ellers er sammenlignbar med Mofjellbekken bruer med tanke på fundamentering og grunnforhold. I en periode på over ca. to døgn er det registrert små rystelser, tilvarende en påkjenning som ligger en til to tierpotenser lavere enn terskeltøyningen for leira. Ved påkjenninger under terskeltøyningen vil det ikke skje noen irreversible endringer i leira, uansett hvor mange svingninger den blir utsatt for. Dermed var konklusjonene fra undersøkelsesgruppen at vibrasjoner fra vegtrafikken på Mofjellbekken bruer ikke har medvirket til å forårsake utglidningen av skråningen og svikten i brufundamentet (NVE 2015).

I det samme studiet av skredet ved Mofjellbekken ble det vurdert hvilken påvirkning vibrasjoner fra bulldoser, benyttet ved terrengarbeidene i tiden forut skredet, kan ha hatt på skråningsstabiliteten (NVE 2015). Bakkeplanering og masseforflytning foregikk i skråningen under brua, helt frem til skredet gikk. Til arbeidene ble det benyttet en bulldoser av typen CATEPILLAR D6P LPG. Dette er en doser med totalvekt på ca. 200kN. Vibrasjoner fra en Bulldoser vil variere med grunnforhold, kjørehastighet og arbeidsoperasjoner. Brå bevegelser gir erfaringsmessig opphav til de kraftigste vibrasjonene. Vibrasjoner som brer seg ut fra en bulldoser i arbeid vil belaste grunnen i form av dynamiske skjærtøyninger i bakken. Dersom disse er kraftige nok kan de føre til gradvis oppbygging av poretrykk og reduksjon av stivhet og styrke. I nærfeltet omkring bulldoseren vil bakken bli mer direkte påvirket av bulldoserenes vekt, krefter fra belter

og skjær etc. Størrelsen på vibrasjonene vil avta raskt med avstanden til bulldoseren. Etter som bulldoseren beveger seg, er det derfor kun kort tid at hvert jordelement vil bli utsatt for de kraftigste vibrasjonene. Antall svingninger (lastvekslinger) vil derfor være lavt.

Det finnes ikke måledata for vibrasjoner fra aktivitet med bulldosere lik den som arbeidet ved Mofjellbekken. Det nærmeste som finnes i litteraturen av måling av vibrasjoner fra tunge, beltegående gravemaskiner på kvikkleire / bløt leire, er ved Bekkeveien i Bærum. Her er det målt vibrasjoner med toppverdi opp mot 20mm/s. Basert på disse data, samt overslagsberegninger, konkluderte undersøkelsesgruppen at bulldoseren ved Mofjellbekken kan ha påførte leira i skråningen vibrasjoner i størrelsesorden 20 - 25mm/s NVE (2015). Antall lastvekslinger fra en bulldoser som passerer og fra en sprengning anses å være i samme størrelsesorden (se Kap 2.2). Grenseverdien fra NS 8141-3 er dermed også relevant for vibrasjoner fra en bulldoser. På dette grunnlaget har undersøkelsesgruppen for skredet ved Mofjellbekken bruer konkludert med at vibrasjoner fra bulldoseren trolig hadde lite innvirkning på stabilitet (NVE, 2015).

Annen type trafikk, som for eksempel høyhastighetstog har lenge vært kjent som potensielle kilder til vibrasjoner. Områder bestående av organiske leirer og/eller svært bløte leirer kan ha skjærbølgehastigheter så lav som 30-40 m/s (c.f. L'Heureux og Long 2016). Områder med så lave skjærbølgehastigheter er spesielt utsatt for sterke vibrasjoner fra høyhastighetstog. Et eksempel for dette er presentert i Kaynia et al. (2000) for et forsøksområde mellom Göteborg og Malmö i Sverige.

3 Vibrasjoner fra forskjellig anleggsaktiviteter fellestrekk og forskjeller

I dette kapittelet karakteriserer vi vibrasjoner fra forskjellige anleggsaktiviteter og peker på viktige parametere slik amplitude, frekvensinnhold og antall sykler som et jordelement utsettes for. Vibrasjoner fra vibrovals har hatt hovedfokus i studien og er derfor beskrevet i detaljer videre.

SGFs markvibrasjonskommitte (SGF 2012) har sammenstillt en god generell beskrivelse av forskjellige problemstillinger rundt bakkevibrasjoner.

Påkjenningen som et jordelement utsettes for grunnet vibrasjoner er avhengig av amplituden, frekvensinnholdet, varigheten og antall sykler i rystelsene. Vibrasjonsamplituden et jordelement i en skråning utsettes for er avhengig av størrelsen på og avstanden til kilden. I tillegg kan variasjon i jordparametere, lagdeling og berggrunnsgeometri gi opphav til lokal forsterking av vibrasjoner.

Hovedkonklusjonen fra litteraturgjennomgangen, tidligere arbeid med utredningen av Nord-Statlandskredet, og sprengningsinduserte vibrasjoner, er at resonans, dvs. samsvar mellom lastfrekvens og egensvingningsfrekvensen av systemet vibrasjonskilde og jord, kan forårsake forsterking av vibrasjoner også fra annen anleggsaktivitet enn sprengning.

Dermed kan vibrasjonene påføre en syklisk last på jordelementer som kan redusere stabiliteten til skråninger. Man bør altså unngå slike forsterkings effekter, for eksempel gjennom reduksjon av lastamplitude og/eller økning av lastfrekvens.

Forsterking grunnet resonans er avhengig av et antall faktorer, slik som dybde til berg og berggrunnens geometri, vibrasjonenes frekvensinnhold og jordstivhet. Derfor ble det utført et eget numerisk studie på dette i Vedlegg A.

I kapitlene nedenfor har vi gjengitt noen eksempler på tidsforløp og frekvensinnhold fra forskjellige typer anleggsaktiviteter og empiriske ligninger for å estimere vibrasjoner. I Tabell 3-1

Tabell 3-1 har vi sammenstilt parametere som frekvens, vibrasjonsamplitude og typisk antall sykler fra forskjellig anleggsaktiviteter.

Tabell 3-1 Frekvensinnhold, amplitude og antall sykler for forskjellige anleggsaktiviteter.

Anleggsaktivitet	Frekvens [Hz]	Vibrasjonsamplitude på bakkeoverflaten	Typiske antall sykler*
Vibrasjonsdriving av spunt	25-40	5mm/s på 5-10 m avstand. (Guillemet 2012)	10 000 sykler/ spunt
Peleramming	Impuls med bredt spektrum 5-40 Hz (Massarsch og Fellenius 2008), frekvensen avhengig av rammeutstyr, peletype, dynamiske jordparametere og geometri.	16 mm/s på 7.5 m avstand (Caltrans) Ligninger finnes i Caltrans og Massarsch og Fellenius 2014.	Et fåtal sykler per slag. Fler enn 1000 sykler for en 30m lang pel. Antal slag avhengig parameter nevnt under frekvens.
Vibrovals	20-40 Hz	12 mm/s på 7.5 m avstand (FDOT 2013). 5 mm/s på 7.5 m avstand (Caltrans, 2013)	Overslagsberegninger utført og beskrevet i forbindelse med utredningen av skredet i Nord-Statland (NGI, 2014) resulterte i 300 sykler på 6 m dybde. Jo dypere et jordelement desto større er området på bakkeoverflaten som kan bidra til antall sykler. Dvs antall sykler øker med dybden, men amplituden avtar også med dybden.
Dypvibrering	10- 20 Hz, resonansfrekvens ved komprimering 30-40 Hz ved neddriving og opptak av vibrasjonssonde	15-20 mm/s ved 4 m avstand. (Massarsch og Fellenius 2005)	

Anleggsaktivitet	Frekvens [Hz]	Vibrasjonsamplitude på bakkeoverflaten	Typiske antall sykler*
Sprengningsvibrasjoner i løsmasser	20-40 Hz	Amplitude avhengig av bland annet avstand og størrelse til lading. Frekvensveiet grenseverdi satt til 45 mm/s i NS 8141:3	10-100

* se tekst for hvordan antall sykler er estimert

3.1 Sprengningsvibrasjoner

Typisk tidshistorier for sprengningsvibrasjoner er vist i Figur 3-3. Vibrasjoner fra tunnelsprengninger varer omtrent 6 sekunder, og påhuggsprengninger eller sprengninger i skjæringer varer omtrent 1,5 sekunder. Frekvensinnholdet fra målte sprengningsvibrasjonene i løsmasser er vist i Figur 3-4. De største vibrasjonsamplitudene opptrer for frekvenser mellom 20 og 40 Hz. Basert på feltmålinger og numeriske beregninger av sprengningsinduserte vibrasjoner i løsmasser (NGI, 2013), inneholder et typisk sprengningstidsforløp 3-5 tøyningssyklar, og for et område som kan være følsomt for rystelser bør man regne med 10-100 sykler avhengig av sprengningsarbeidenes størrelse.

3.2 Vibrasjoner fra vibrovals

Et jordelement utsettes for et stort antall vibrasjonssyklar grunnet komprimering med vibrovals. Vibrovalser har oftest vibrasjonsfrekvenser mellom 20-40 Hz og både kraft og frekvens kan ofte variere avhengig av materialet og tykkelsen på laget som skal komprimeres. Ofte komprimeres et område gjennom at vibrovalsen kjører frem og tilbake med krav på opptil 8 (NS 3458) passeringer over samme sted, hvilket innebærer at et jordelement utsettes for et stort antall lastsyklar. For Nord-Statlandskredet (NVE 2014, NGI 2014) ble det konservativt estimert over 300-800 lastsyklar.

Vibrasjonenes størrelse er avhengig av vibrovalsen dynamiske oppførsel under komprimeringen (Adam and Kopf 2004, 2006). Det finnes forskjellige vibrasjonsmoder som varierer mellom full kontakttrommel og underlaget, til en kaotisk hoppende valstrommel. Hoppingen skjer for større lastamplituder, hvilket kan forårsake økte vibrasjonsamplituder. Automatiske systemer (AFC) kan bidra til å unngå slikt hopping gjennom å forandre trommelens vibrasjonsamplitude og/eller frekvens.

Vibrasjoner i bakken fra vibrovals kan bygge opp poretrykk og redusere jordens styrke i vibrasjonsfølsomme jordarter som løst lagret silt og sand. En slik styrkereduksjon bør vurderes når man utfører anleggsarbeid nær skråninger med slike jordarter. Vedlegg A presenterer resultater fra en forenklet FE-model og parametriskstudie for å vurdere størrelsen av et jordvolum som kan bli utsatt for styrkedeградering under vibro-komprimering. I modellen er vibrovalsen modellert med en stiv blokk som er plassert i øvre venstre hjørne til modellen og vibrerer i vertikal retning (Figur 3-1). Modellen er aksi-

symmetrisk for å kunne ta hensyn til reduksjon i rystelsesamplitude grunnet geometrisk spredning.

Vi har definert et influensområde som det området som utsettes før en skjærtøyning som er større enn en så kalt terskeltøyning. Ved påkjenninger under terskeltøyningen vil det ikke skje noen irreversible endringer i leira, uansett hvor mange svingninger den blir utsatt for. Vi har valgt å benytte en terskelskjærtøyningsverdi på 0.025% (Vucetic, 1994); (se avsnitt A3 i Vedlegg A for mer info om valg av terskelskjærtøyning).

Influensområdets størrelse er vurdert for flere beregningstilfeller med forskjellige lastnivåer, lagtykkelse, konstant og økende jordstivhet med dybden, og med eller uten et mykt tynt lag. Figur 3-1 nedenfor viser skjærtøyningsfordeling for et 10 m tykt jordlag med konstant stivhet og med et tynt mykt lag ved 3 m dybde. Med et tynt lag på for eksempel 9m dybde er det trolig at skjærtøyningen hadde vært større enn terskeltøyningen.

I vedlegg A er det vist typiske jordprofiler fra forskjellige steder i Norge (NGI 2015). Det fremgår at jordstivheten øker med dybden. Når man tar hensyn til en slik økning i stivhet i de numeriske analysene så reduseres forsterkingseffekter grunnet refleksjon ved bergoverflaten betydelig (se Figur 3-2). Det er altså trolig at forsterkingseffekter observert i analyser med konstant stivhetsprofil ikke blir så markante i virkelige jordprofiler hvor stivheten øker med dybden.

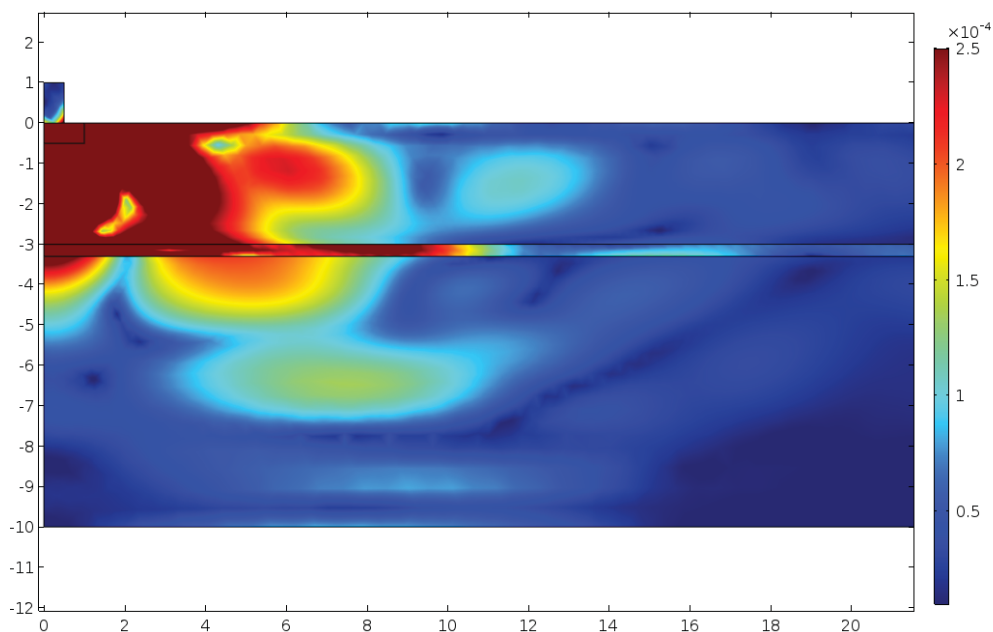
Resultatene fra beregningene viser at størrelsen på sonen som utsatt for en viss grad av styrkedegradering kan konservativt antas å være mindre enn 10 m lang (horisontal-avstand) og opptil 5 m dyp (vertikal) fra vibrasjonskilde (0,0 punktet).

Siden vi har vært konservative ved beregningen av størrelsen på influensområdet er det lite trolig at jordens styrke reduseres til residualstyrke ved randen av influensområdet. Å benytte seg av en residual styrke i hele influensområdet i en stabilitetsberegning er derfor konservativt.

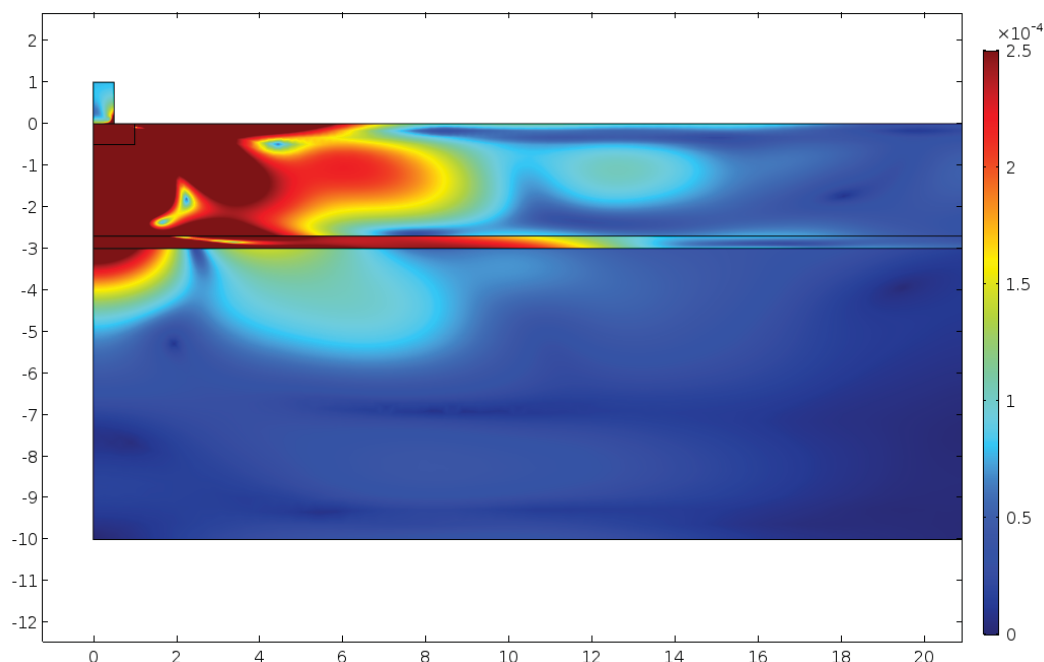
Resultatene viser at for en jordprofil med konstant skjærbølgehastighet på 100 m/s med et mykt tynnt lag med en skjærbølgehastighet på 50 m/s er tøyningene 4 ganger større enn hva vibrasjonsamplituden på bakkeoverflaten tilsier. På det avstand hvor skjærtøyningen i det myke laget er større enn terskeltøyningen (0.025%), er vibrasjonsamplituden på overflaten 6 mm/s.

Tøyningene avtar generelt med dybden og avstanden til vibrasjonskilen, men grunnet refleksjoner, kan det på visse dybder og avstander opptre større tøyninger. Siden man på forhånd ikke kjenner plassering av tynne bløte lag, hvor stor forskjell det er i stivhet mellom tynne lag og omkringliggende jord, og at jorden utsettes for et stort antall sykler, er det fornuftig med en lavere grenseverdie enn for eksempel grenseverdien for sprengningsrystelser nær skråninger med sensitive jordarter (NS 8141-3).

Vi forslår derfor å benytte en grenseverdi på 10 mm/s (uveid toppverdi) målt på bakkeoverflaten for å unngå overskridelse av terskeltøyningen i bløte lag. Dette tilsvarer skjærtøyninger i et tynt lag med en skjærbølgehastighet på 70 m/s på 0,02% for en jordprofil med skjærbølgehastighet med 100 m/s og 0.03% for det samme laget i en jordprofil med 150 m/s.



Figur 3-1: Skjærtøyningsfordeling grunnet vibrovalsinduserte rystelser i jord med konstant stivhet. Soner i mørkrød farge overskrider terskeltøyningen på 0.025%. Med et tynt lag på for eksempel 9m dybde er det trolig at skjærtøyningen hadde vært større enn terskeltøyningen.



Figur 3-2: Skjærtøyningfordeling grunnet vibrovalsinduserte rystelser i jordlag med økende stivhet med dybden. Soner i mørkrød farge overskrider terskeltøyningen på 0.025%. Mykt tynnt lag på 3m dybde forsterker tøyningene. Forsterkings effekter er redusert grunnet økende stivhet.

3.3 Rystelser fra vibrasjonsdriving av spunt

Rammeutstyr for å installere spunt opererer med forskjellige frekvenser opp til 50Hz. Tor Erik Frydenlund (personlig kommunikasjon 2011) har sammenstilt frekvensdata (se i Figur 3-5) som viser at de fleste rammeutstyr opererer med frekvenser mellom 10-30 Hz.

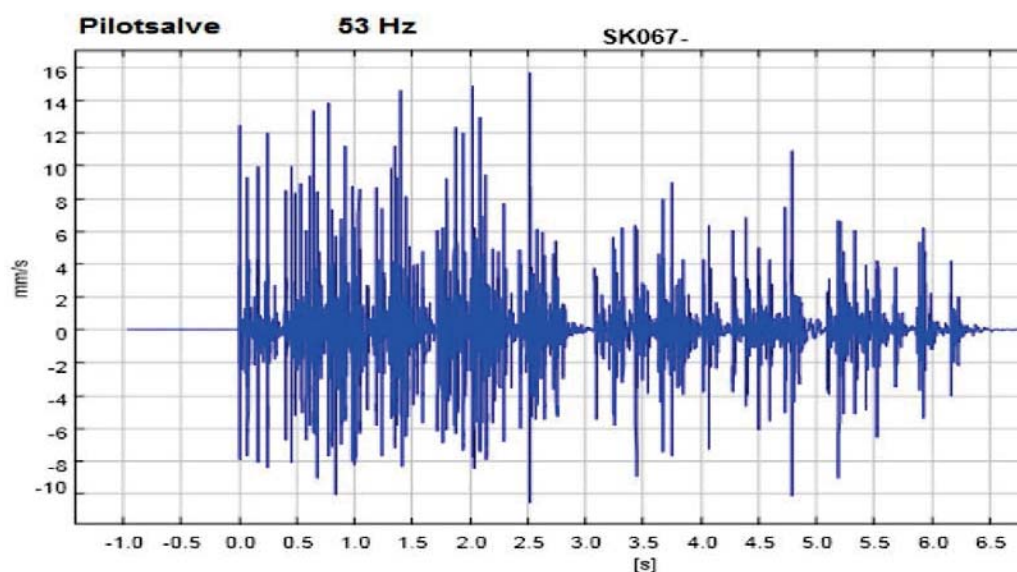
Ved økende motstand i jorden ved spuntdriving, øker grunnens vibrasjonsamplitude og penetrasjonshastigheten synker. Dette innebærer at antall sykler for å drive ned spunt øker og at jordpåkjenningen øker. Spuntdriving i sterke jordmaterialer som er nær eller under vibrasjonsfølsomme jordtyper bør derfor vurderes nøye. Et eksempel på tidsforløp og frekvensinnhold ved vibrodriving av spunt i sterke jordmaterialer er gitt av Whenham (2011) og vist i Figur 3-6. Resultat fra feltforsøk rapportert av Guillemet (2012) viser vertikale og horisontale vibrasjonsnivåer på 5mm/s respektive 3 mm/s på 6 m avstand fra spunt.

Et stort antall vibrasjonssykler er forårsaket av vibrodriving av spunt. For eksempel trengs i størrelsesorden av 7500 sykler for driving av en 5 meter lang spunt.

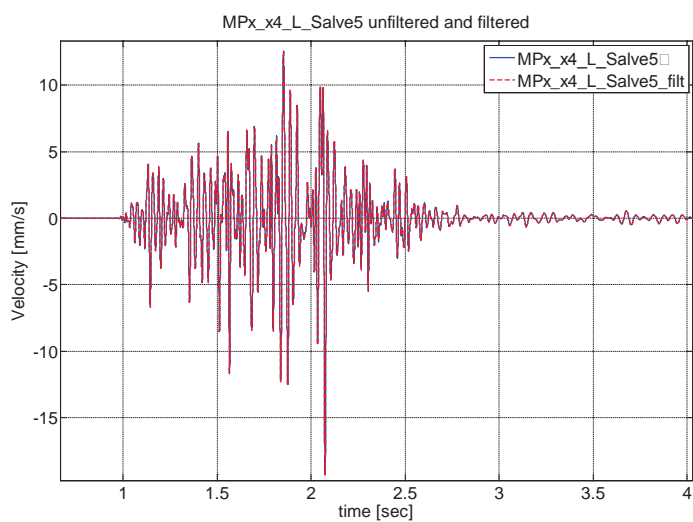
Resonans i rammeutstyr-spunt-jord-systemet kan føre til høye vibrasjonsamplituder og man bør unngå å drive ned spuntene ved de frekvensene. Fra erfaring ligger disse frekvensene ofte mellom 10-20 Hz (Massarsch, 2000). Vibrasjonsdriving i leire er ofte mer effektivt ved lavere frekvenser og større forskyvningsamplituder. Det innebærer at det er mer trolig at det oppstår resonans ved driving i leire.

3.4 Rystelser fra dypvibrering.

Ved dypvibrering (SVV HB V221, Massarsch 2005) induseres rystelser i jorden med en lang sonde som vibreres ned i jorden med høy frekvens. For å oppnå komprimering til store dybder er komprimeringen basert på at vibrosonden og omkringliggende jord vibrerer i resonans, hvilket leder til store vibrasjonsamplituder. Resonansen skjer oftest ved frekvenser mellom 10-20 Hz. Massarsch (2005) gir et eksempel som viser rystelsesamplituder, ved resonans, på 15mm/s målt på bakkeoverflaten på 4 m avstand fra sonden.

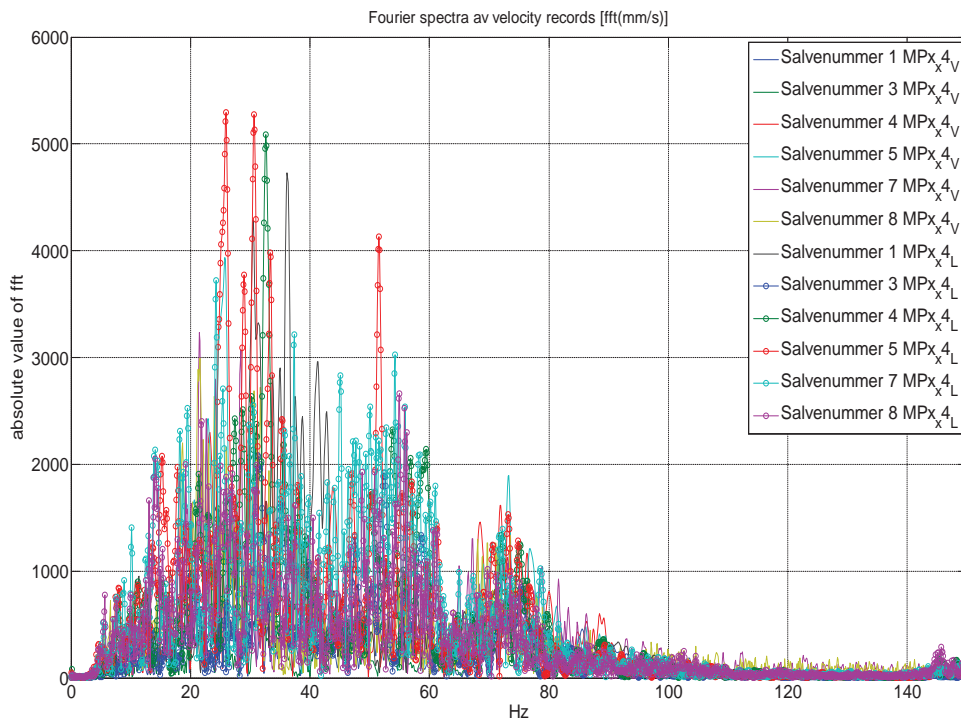


a)

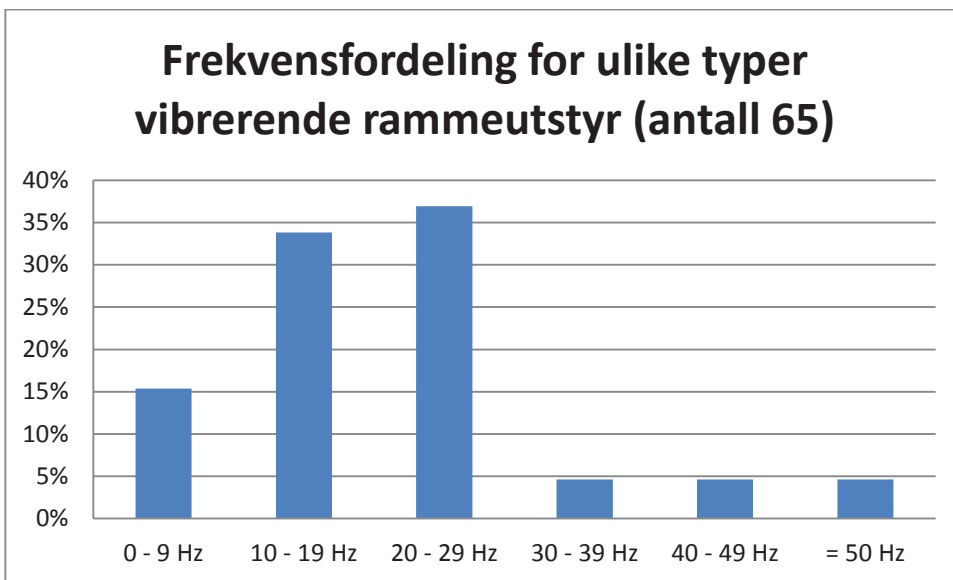


b)

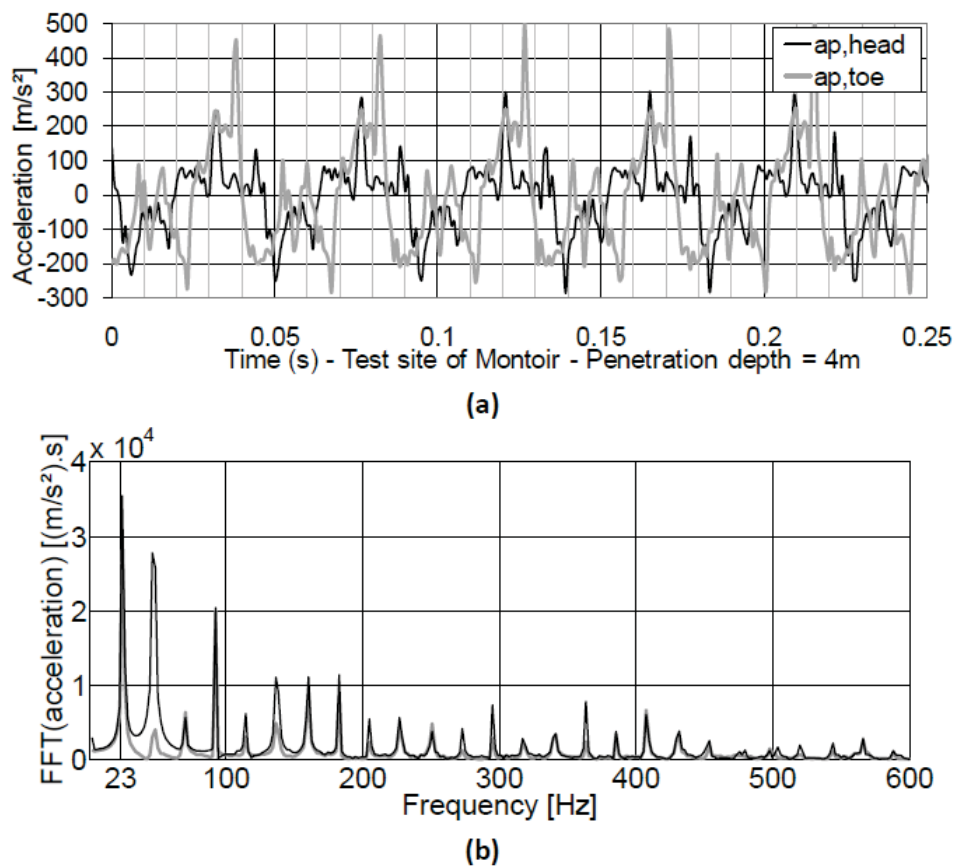
Figur 3-3 *Typiske tidshistorier for sprengningsvibrasjoner a) påhugg ved Snekkestad, Holmestrandtunnelen, og b) sprengning for Strindberg tunnelen*



Figur 3-4 *Fourierspektra som viser frekvensinnholdet i sprengningsvibrasjoner i løsmasser*



Figur 3-5 *Frekvensfordeling for ulike vibrerende rammeutstyr for spuntinstallasjon (sammenstilt av Tor Erik Frydenlund, personlig kommunikasjon 2011).*



Figur 3-6 Tidsforløp og frekvensspektra, ved vibrodriving av spunt i sterke jordmaterialer. (etter Whenham 2011).

3.5 Vibrasjoner induisert ved ramming av peler

Det finnes mye litteratur om vibrasjoner fra rammede peler. Det er utenfor omfanget på denne rapporten å gå igjennom den. Som beskrevet i seksjon 2.4 er stabilitetsproblemer i relasjon til ramming av peler oftest forårsaket av massefortrengning og poretrykksoppbygging rundt pelen og ikke grunnet vibrasjoner.

Frydenlund (1970) rapporterer vibrasjonsmålinger som er blitt utført i Norge og trolig er mindre kjent utenlands. Massarsch og Fellenius (2008, 2014) har utviklet ligninger for teoretisk beregning vibrasjonsamplituder og setninger fra pelede rammer.

3.6 Empiriske ligninger for å estimere vibrasjoner

Californias transportdepartement har etter en gjennomgang av stor del av tilgjengelig litteratur med måledata fra forskjellige pelehammere og anleggsutstyr (se referanser i Caltrans 2013), foreslått empiriske ligninger for å estimere vibrasjonsnivåer og hvordan de avtar med avstanden for rammede og vibrasjonsdrivne peler, og annen anleggsaktivitet. Ligningene er gjengitt i kapittel 3.6.1-3.6.3. I en rapport (FLDOT, 2013) finnes

det også en ligning for induuerte vibrasjoner fra forskjellige vibrovalser basert på feltmålinger i et stort veiprojekt.

I ligningene nedenfor inngår det en avstandsparameter n . Typiske verdier for avstandsparameteren ligger mellom 1,1 til 1,5. Det er en del usikkerhet i de i empiriske ligningene nedfor og selv med en bra grunnundersøkelse kan det være vanskelig å forutsi vibrasjonsnivåer. Hvis ligningene gir verdier som er nær satte grenseverdier bør man utføre kontrollmålinger.

3.6.1 Vibrasjonsamplitude fra Peleramming

For peleramming kan følgende ligning benyttes for å estimere hvordan vibrasjonsamplituden i [tomme/s].

$$PPV_{peleramming} = PPV_{ref}(25/D)^n (E_{utstyr}/E_{ref})^2 \quad Eq. (3.2)$$

hvor PPV_{ref} er 0.65 tomme/s for en referanse pelehemmer på en avstand på 7.5m, D er avstand til pelen i fot, $n = 1.1$ er en tilpasningsparameter som kontrollerer for raskt vibrasjonene avtar med avstanden, E_{ref} er 36,000 fotpund (energi for en referanse pelehammers ytelsesgrad) og E_{utstyr} er ytelsesgradsenergien i fotpund.

3.6.2 Vibrasjonsamplitude fra vibrasjonsdriving av peler

Vibrasjonsamplituder fra vibrodriving av peler kan estimeres med følgende ligning

$$PPV_{peleramming} = PPV_{ref}(25/D)^n \quad Eq. (3.3)$$

hvor PPV_{ref} er 0.65 tomme/s for en referanse pelehemmer på en avstand på 7.5m, D er avstand til pelen i fot, $n = 1.1$ er en tilpasningsparameter som kontrollerer hvor raskt vibrasjonene avtar med avstanden.

3.6.3 Vibrasjoner fra andre anleggsaktiviteter

Vibrasjonsamplituder fra andre anleggsaktiviteter kan bli estimert med likning 3.3 med PPV_{ref} i følge Tabell 3-2 nedenfor.

Tabell 3-2 Referansvibrasjonsamplituder på avstand av 7.5 m.

Anleggsutstyr	PPV _{ref} , Partikelhastighetsamplitude på avstand av 25 foot (~7.5m) [mm/s]
Vibrovals	5
Stor bulldoser	2
Senkkasse boring	2
Lastebil	2
Luftdrevne borhammer	1
Liten bulldoser	0.1
"Crack-and-seat operations"	60

Kilder (etter Caltrans): Federal Transit Administration 1995 (bortsett fra Hanson 2001 for vibrovals) og Caltrans 2000 for "crack-and seat-operations".

4 Jordtyper utsatt for styrkedegradering

Syklisk belastning vil generelt bryte ned jordstrukturen og forårsake volumetrisk kompresjon for løst lagrede jordtyper. Hvis jordelementet er mettet, og forholdene er udrenert, vil volumforandringer bli forhindret ved kompressibiliteten av vann, som er lav i forhold til den til jordskjelettet. Deler av spenningene som bæres av jordskjelettet vil således bli overført til porevannet, og de effektive spenningene i jorda vil avta tilsvarende. Dette illustreres med spenningstiene for en bløt leire utsatt for statisk og syklisk belastning i Figur 4-1. Ved statisk forsøk viser leire en peak styrke etterfulgt av en softening effekt og spenningsstien følger deretter bruddlinjen. Leiren i sykliske forsøk er lastet med en maksimal skjærspenning som er mindre enn peak styrke. Belastningen sykler med et enkelt amplitude, τ_{cy} , rundt en konstant skjærspenning, τ_a . Under den første syklusen danner spenningsstien en sløyfe som ender opp til venstre for initial effektiv spenning, som tilsvarer et permanent poreovertrykk. Hver syklus gir et ekstra inkrement av poretrykk, og etter noen sykluser vil spenningsstien nå brudd kriteria.

Løst lagret sand og silt kan også under udrenert vibrasjonsinduserte spenningsendringer gå til syklisk brudd for en lavere skjærspenning enn ved statisk pålastning til brudd som vist på Figur 4-2 (direkte fra A-E i stedet for A – B – E). Etter at jordmaterialet har gått til syklisk brudd vil skjærmotstanden reduseres til en residualverdi eller "liquified" styrke ($s_{u(LIQ)}$) i pkt. C; Figur 4-2). Styrkedegraderingsfenomenet er i prinsippet likt for bløt leire og løs lagret sand og silt.

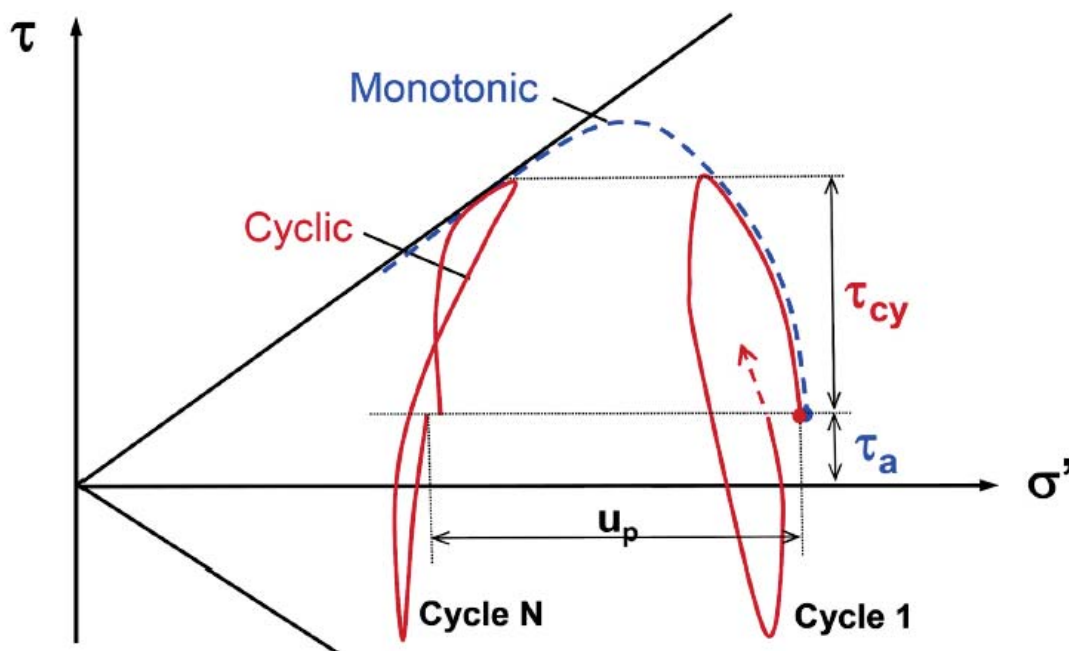
En ting man må være klar over er at det finnes forskjellige terminologier og måter å beskrive styrkedegraderingsfenomenet i jordmaterialer med sprøbruddegenskaper. Ordet "liquefaction" er ofte brukt på engelsk og man snakker ofte om at materialet blir

"flytende" på norsk. I denne rapporten vil vi referere til styrkedeградering og ikke "liquefaction".

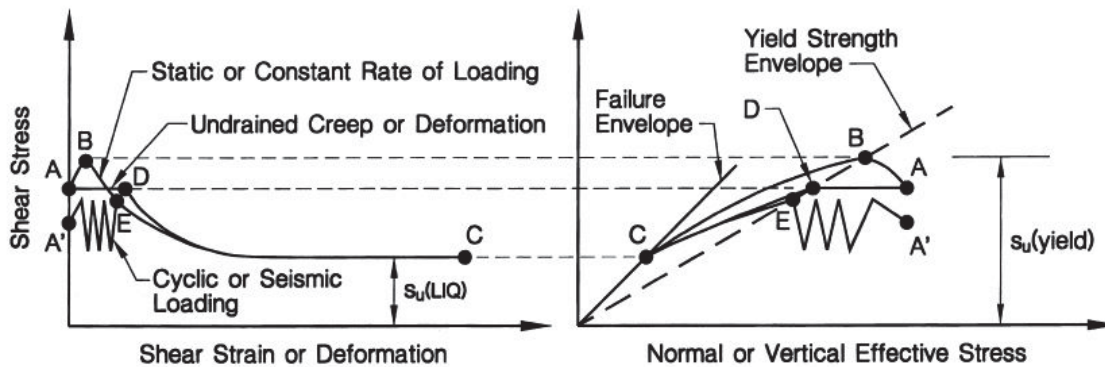
Første trinnet i analysen av en skråning utsatt for vibrasjoner består i å bestemme om jorda er utsatt for styrkedeградering eller ikke. Analysen må avgjøre om jordmaterialet har en kontraktiv eller dilatativ oppførsel (dvs. sprøbruddrespons i udrenert tilstand). I litteraturen er det flere dokumenterte aktsomhetsmetoder for kartlegging av områder utsatt for styrkedeградering (dvs. "*regional-scale liquefaction susceptibility mapping*") som følge av sterke vibrasjoner fra for eksempel jordskjelv, vibrovals og eller sprengning. Metodene er basert på type avsetning, alder på avsetningen, landformer, sannsynlighet for lav eller høyt grunnvannstand, osv. En kort oversikt over metodene er gitt i Vedlegg B.

Tabell 4-1 gir et forslag til sannsynlighetsklasser for styrkedeградering som følge av jordskjelv, sprengning og eller vibrokomprimering for norske forhold. Tabellen kan brukes tidlig i planleggingsfasen av et byggeprosjekt for å evaluere sannsynligheten for at grunnforholdene kan være utsatt for styrkedeградering.

I kapittel 4.1, 4.2 og 4.3 presenterer vi mer detaljerte metoder for å vurdere om jordmaterialer er utsatt for styrkedeградering. Metodene er presentert for i) ren sand og siltavsetninger, ii) leiravsetninger og iii) lagdelte avsetninger i Norge.



Figur 4-1: Effektiv spenningssti for udrenert forsøk med monoton (statisk) og syklisk belastning i sprøbruddmateriale (fra Andersen 2015).



Figur 4-2: Prinsippkisse for udrenert oppførsel av kontraktivt sandig materiale (Olson and Stark 2003)

Tabell 4-1: Forslag på sannsynlighetsklasser for styrkedegradering som følge av jordskjelv, sprengning og eller vibrokomprimering for norske forhold. (For detaljer - se vedlegg B)

Type avsetning	Alder ¹	Sannsynlighet for styrke degradering	Type terreng (fra kvartærkart)
Delta- og elv	Y-H	Høy	Fluviale avsetninger fra overflate, eller under tynt dekke med myr / fyllmasser, eller undervann f. eks. i strandsonen.
Innsjø, bresjø	Y	Høy	Innsjøavsetninger ved eller under vann
	H	Middels	Innsjøavsetninger på overflate eller under tynt dekke med myr / fyllmasse osv.
Vindavsetning	Y-H	H	Vindavsetning fra overflate eller under tynt dekke med myr / fyllmasser
Marin strandavsetning	Y	Høy	Marin strandavsetninger fra overflate i strandsonen eller undervann
	H	Middels	Eldre marin strandavsetninger fra overflate på land, og eller under tynt dekke med fyllmasser
Hav- og fjord	Y	Høy	Hav-avsetninger fra overflate i strandsonen, i en dal eller undervann
	H	Middels til lav	Eldre hav-avsetninger nært marin grense
Morene	Y-H	Lav	Morene fra overflate eller under tynt dekke med
Skredmateriale	Y-H	Lav	Skredmateriale fra overflate eller under et tynt dekke med fyllmasser eller torv
Torv og myr	Y	Høy – lav	Myrområder med uspesifisert underliggende material
Forvittringsmateriale	Y-H	Lav	Tynt dekke med forvittringsmateriale over fjell
Fyllmasser	Y	Høy – lav	Menneskeskapt
Fjell	–	Ingen	Fjellgrunn eller tynt torv/myr dekke over fjell

1- Y= Yngre eller moderne avsetninger (<8,000 år), H= Eldre Holosen avsetning (8,000 – 12,000 år).

4.1 Potensial for styrkedegradering i sand og silt

Sand og siltavsetninger er stort sett funnet i fluviale, delta, eller strandavsetninger i Norge. Karakteristiske trekk som beskriver sand- og siltoppførsel er presentert som følge av Boulanger og Idriss (2004):

- Spenning og tøyning oppførsel er sterkt avhengig av lagringsfasthet (D_R) og *in situ* spenningstilstand.
- Sand har vanligvis liten kompressibilitet slik at D_R ikke varierer betydelig med vertikal effektiv spenning.
- For sand er det ingen unik relasjon mellom D_R (eller porettall) og spenningshistorie. Snarere er relativ lagringsfasthet for sand nærmere bestemt av avsetningsprosessen og andre faktorer som f. eks. seismisk lasthistorie.

Det finnes to måter å vurdere om slike avsetninger er utsatt for styrkedegradering fra syklisk belastning: (1) Gjennom forsøk på uforstyrrede prøver, eller 2) gjennom empiriske relasjoner basert på korrelasjoner med *in situ* felldata og historiske observasjoner. Laboratorieforsøk er komplisert grunnet usikkerhetene forbundet med prøveforstyrrelse under både prøvetaking og rekonsolidering av friksjonsmasser. Det er også vanskelig og kostbart å utføre høy kvalitet syklisk skjærforsøk. Bruken av *in situ* forsøk er den anbefalte tilnærmingen i vanlig ingeniørpraksis. Som oppsummert i en state-of-the-art artikkel (Youd mfl. 2001), har fire *in situ* metoder nå nådd et nivå med tilstrekkelig modenhet til å kunne brukes i slike analyser. Disse er (1) standard penetrasjonstest (SPT), (2) trykksondering (CPTU), (3) måling av *in situ* skjærbølg hastighet (V_s), og (4) Becker penetrasjonsforsøk (BPT). I Norge er den mest brukte av disse CPTU-metoden, og CPTU-baserte metoder vil bli presentert nedenfor. De viktigste aspektene som bør identifiseres i et jordlag for å vurdere faren for styrkedegradering er jordoppførsel (soil behaviour type) og relativ lagringsfasthet (D_R).

4.1.1 Potensial for styrkedegradering basert på CPTU data og historiske hendelser

Sand og siltige blandinger kan vise en dilatativ eller kontraktiv oppførsel. Dilative materialer er tettere og gir høyere spissmotstand (q_t), lav poretrykksrespons (u_2) og er mindre utsatt for styrkedegradering. Kontraktiv materiale er løsere med lavere spissmotstand, høyt dynamisk poretrykk (u_2) og utsatt for styrkedegradering. CPTU-data er rimelig følsomme for variasjoner i sandens lagringsfasthet og andre egenskaper, slik at disse CPTU-dataene kan korreleres til ulik sandoppførsel (for eksempel fra drenert effektive friksjon vinkler til udrenerte sykliske styrkeforhold).

Figur 4-3 viser potensielle for styrkedegradering basert på CPTU-relasjoner utarbeidet av Olson og Starks (2003). Figuren er basert på 37 historiske hendelser av flyteskred hvor styrkedegradering oppsto i sand og siltige masser som følge av enten statisk, dynamisk og/eller jordskjelvlaster. 12 av disse 33 hendelsene oppsto som følge av statisk belastning (kun tyngdekraft), 4 etter dynamisk belastning (vibrokomprimering eller

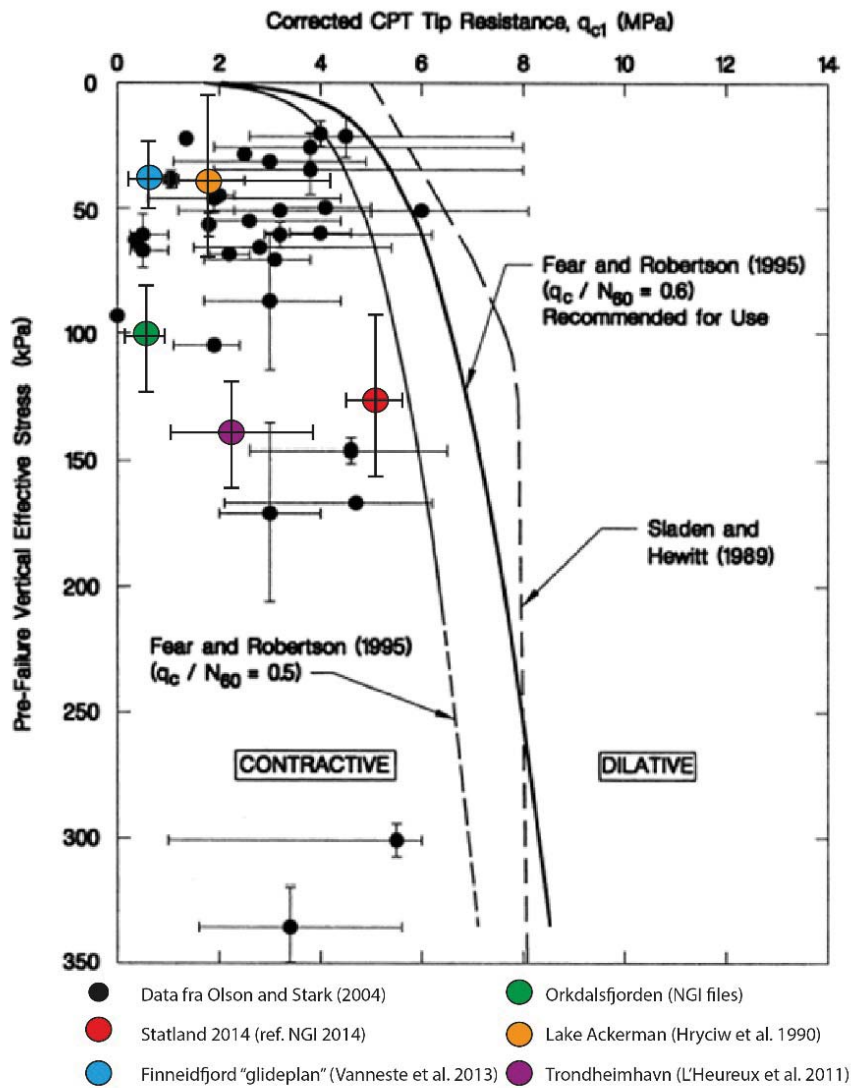
sprengring), mens resten oppsto som følge av jordskjelv. Vertikal effektiv spenning før brudd (σ'_{v0}) langs y-aksen på denne figuren representerer et snitt av effektiv spenning langs en kritiske skjærflate. Normalisert CPTU spissmotstand q_{c1} langs x-aksen er definert som følge:

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \quad \text{Eq. (4.1)}$$

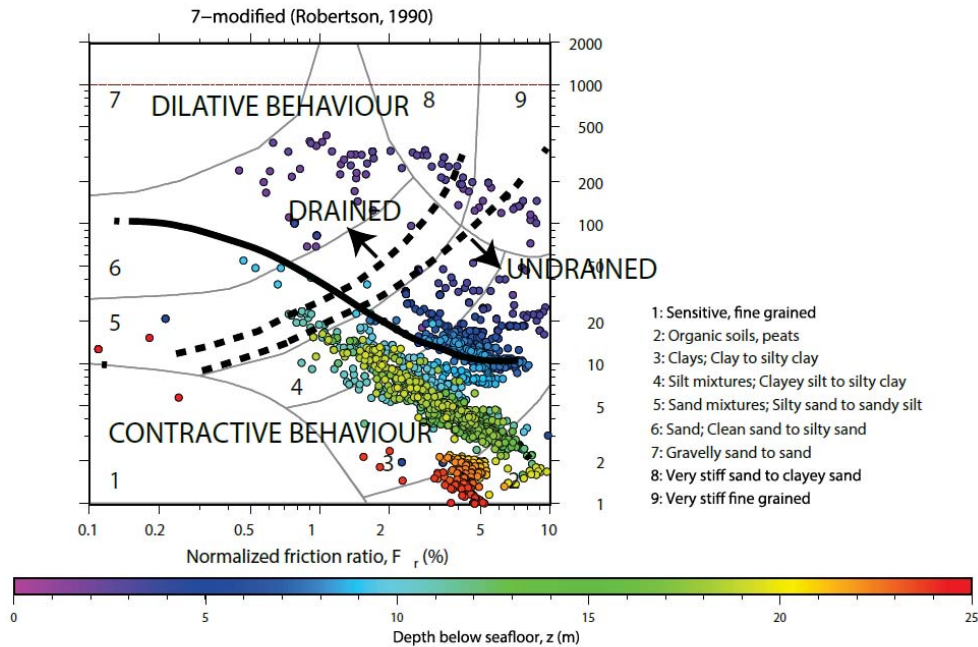
Hvor p_a er atmosfæretrykk, q_c er malt spissmotstand og σ'_{v0} er vertikal effektiv spenning. Olson og Stark (2003) anbefaler ikke korreksjoner for finstoffinnhold i Figur 4-3. Imidlertid bør q_c korrigeres for ulike arealeffekter og poretrykk (dvs. korrigert til q_t) for bruk i likning 4.1. Fear og Robertson (1995) brukte "critical state soil mechanics" og laboratoriedata presenteres for å definere en grense mellom jordart utsatt for styrkedegradering eller ikke (Figur 4-3). Basert på teori, laboratorieresultater og data fra historiske hendelser, anbefalte Fear og Robertson (1995) en grenselinje for i praksis bestemme om forholdene i felt ligger til rette for styrkedegradering. Denne linjen er i stor grad styrt av historiske hendelser (dvs. av flyteskred utløst av jordskjelv), mens skred utløst av andre mekanismer ofte viser mye lavere spissmotstand og lavere D_R . Fear og Robertsons (1995) kriterier vil dermed være konservativt for norske forhold og bør med fordel justeres i framtiden.

Robertson (2010) har utviklet CPTU-klassifiseringskart (eller *Soil Behavioural Type; SBT*) med en forventet materialoppførsel som kan brukes for vurdere om materialet er kontraktivt eller dilatant. En kontraktant material kan være mer utsatt for styrkedegradering. Et eksempel på SBT-kart basert på Robertson (2010) er presentert i Figur 4-4 for CPTU fra Statland i Namdalseid.

Forsøksresultater fra Polito og Martin (2003, 2001) har vist at sand oppnår lavest syklisk styrke ved et optimal siltinnhold i størrelsesorden 20-50%, avhengig av relativ lagringsfasthet. Andersen (2015) viser at syklisk styrke reduseres med økende siltinnhold opptil 30%, noe som støtter konklusjonene til Polito og Martin. Forsøkene med lavest syklisk styrke rapportert av Andersen (2015) hadde et leirinnhold på 9%.



Figur 4-3: Anbefalt relasjoner for å skille mellom kontraktant og dilativ jordoppførsel i sand basert på historiske flyteskred og CPTU-resultater.



Figur 4-4: CPTU klassifiseringskart (eller Soil Behavioural Type; SBT) med en forventet material oppførsel for CPTU-7 ved Statland i Namdalseid.

4.1.2 Potensial for styrkedegradering basert på relativ lagringsfasthet (D_R)

Det er vanlig i internasjonal sammenheng å vurdere relativ lagringsfasthet (D_R) for å vurdere om en sand- eller et siltelement er utsatt for styrkedegradering (Jefferies and Been 2006; Robertson 2009, 2010).

Relativ lagringsfasthet (D_R) er definerer som:

$$D_R = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad \text{Eq. (4.2)}$$

der (e_{\max}) og e_{\min} er poretallet ved løseste og fasteste lagring, mens e = in situ poretall. Tabell 4-2 gir en beskrivelse av lagringsfasthet etter NGF (1963), og Lambe og Withman (2008). Sand- og siltblandinger med $D_R < 35\%$ anses å være utsatt for styrkedegradering som følge av rystelser. Slike avsetninger er vanlig i yngre (dvs. Holosen) marine eller elveavsetninger under grunnvannsnivået og ellers i relativt ferske avsetninger langs norske fjorder.

Tabell 4-2: Beskrivelse av relativ lagringstetthet etter Lambe og Whitman (2008) og NGF (1963).

Beskrivelse av lagring fasthet (D _R)		Dr (%) Lambe og Whitman (2008)	Dr (%) NGF (1963)	Utsatt for styrke degradering?	
Veldig løs lagring	løs	0-15	< 30	Lagdelte avsetninger	Homogen avsetninger
Løs lagring		15-35			
Middels lagring	fast	35-65	30-80		
Fast lagring		65-85	> 80		
Veldig lagring	fast	85-100			

CPTU data kan brukes for å evaluere D_R i silt og sand. Basert på omfattende forsøk på Ticino sand, Baldi mfl. (1986) foreslo følgende ligning til å estimere D_R:

$$D_R = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{q_c}{C_0 (\sigma'_m)^{C_1}} \right) \quad \text{Eq. (4.3)}$$

Hvor C₀, C₁ og C₂ er konstant, σ_m' er gjennomsnitt effektivspenning (kPa) og q_c er CPTU spissmotstand (kPa). For normal- og overkonsolidert sand kan man bruke C₀=181, C₁=0.55 og C₂=2.61.

Kulhawy og Mayne (1990) foreslo en enklere formel for tolkning av D_R:

$$D_R = \frac{q_{c1}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} \quad \text{Eq. (4.4)}$$

Hvor q_{c1} er en normalisert CPTU spissmotstand (-) (se likning 4.1), Q_c er en kompressibilitetsfaktor (0.91<Q_c<1.09), Q_{OCR} er overkonsolideringsfaktor (OCR^{0.18}) og Q_A er aldringsfaktor. Kulhawy og Mayne (1990) foreslo følgende for Q_c:

- 0.91 – Lav kompressibilitet, kvartssand, runde korn og lite finstoff.
- 1.00 – Middels kompressibilitet, kvartssand med feldpar og/eller noe finstoff.
- 1.09 – Høy kompressibilitet, høy prosent finstoff, mika og eller andre mineraler.

Basert på erfaringsverdier har Kulhawy og Mayne (1990) også foreslått følgende for aldringsfaktor (Q_A):

$$Q_A = 1.2 + 0.05 \log(t/100) \quad \text{Eq. (4.5)}$$

Hvor t er alderen til avsetningen.

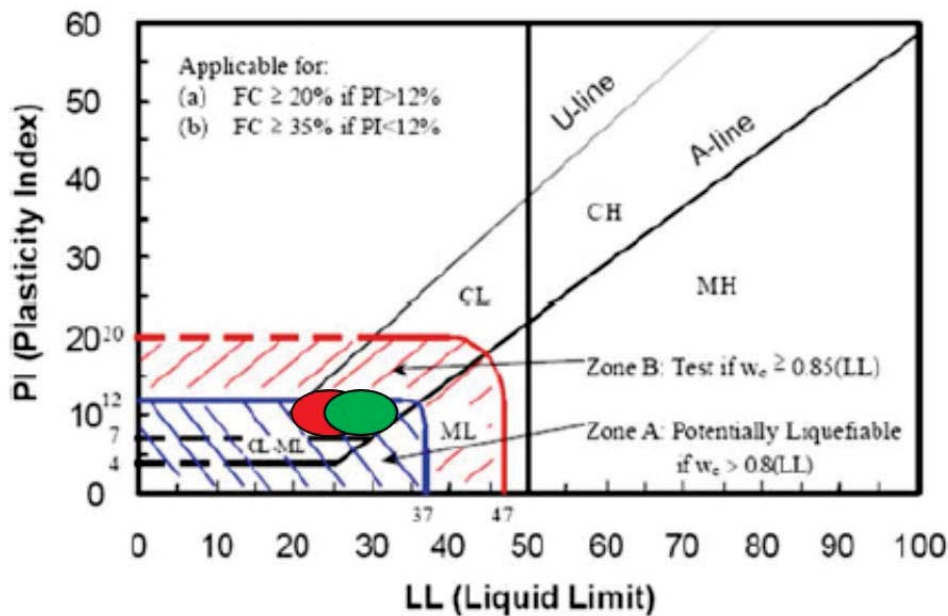
Man bør være forsiktig med tolkning av D_R i silt og sand, spesielt i lagdelte avsetninger hvor spissmotstand ikke nødvendigvis har nådd sin fulle verdi. Ligningene ovenfor er basert på fersk, ren, fin til middels og ensartet silika sand. Flere faktorer i naturen som f.eks. aldring, finstoffinnhold, og kornfordeling kan resultere i en økning eller reduksjon av kompressibilitet. Man bør derfor være oppmerksom på dette og bruke flest mulige korrelasjoner for å få et mest riktig bilde av lagringsfasthet.

4.2 Potensial for styrkedegradering i leire

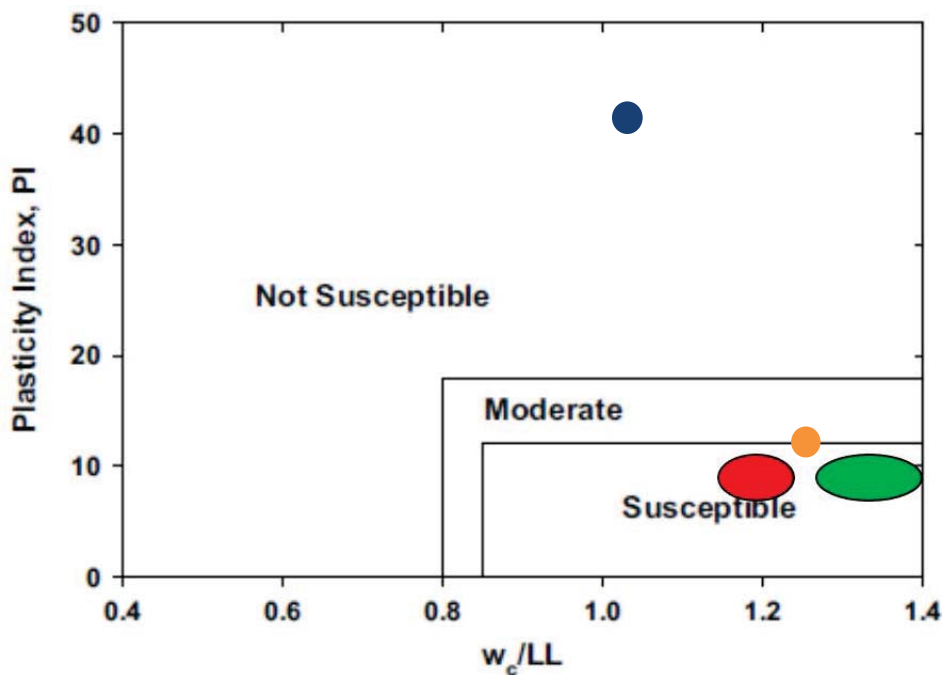
Store områder på Østlandet og i Trøndelag er dekket med leire av marin eller glacialmarin opprinnelse. Disse sedimentene ble fraktet til fjordene og havet av elver og breer mot slutten av siste istid og gjennom Holosen-perioden. De kom opp fra havet som følge av landheving og relativ fall av havnivået. De geotekniske egenskapene til disse leirene avhenger i stor grad av kildematerialet, avsetnings- og post-avsetningsprosesser (f.eks. utvasking). Generelt er disse leirene normalt til litt overkonsolidert med plastisitetindeks fra 5 til 45%.

I motsetning til enighet om styrkedegradering i ren sand, har styrkedegradering som følge av jordskjelvrystelser vært en kontroversiell og mye diskutert problemstilling i litteraturen. Seed og Idriss (1982) foreslo et kriterium for å vurdere faren for styrkedegradering i leire på grunnlag av Wangs (1979) database og konklusjoner. Disse kriteriene er blitt brukt med noen modifikasjoner av flere (Finn et al. 1994; Perlea 2000; Andrews and Martin 2000). Nylig har skredene som følge av jordskjelv ved Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Adapazari 1999 og Chi-Chi resultert i en oppdatering av disse relasjonene for leirholdige avsetninger. Eksemplene fra de historiske hendelsene understreker at styrken i lav plastisk silt og leire kan avta eller degradere betydelig som følge av vibrasjoner, noe som igjen kan føre til skred og skader på infrastruktur. Basert på dette har Seed (2003) anbefalt nyere kriterier basert på historiske hendelser og resultater fra sykliske forsøk på uforstyrrede leireprøver. Metoden presentert i Figur 4-5, tar i bruk flytegrense (eller liquid limit; LL) og plastisitetsindeksen for å vurdere om leire er utsatt for styrkedegradering. Leire og silt med $I_p \leq 12$ og $LL \leq 37$ antas å være utsatt for styrke degradering hvis vanninnholdet er større enn 80% av flytegrense.

En modifisert form av av kriteriet fra Seed (2003) ble presentert av Bray og Sancio (2006). Dette er basert på resultater fra sykliske forsøk utført på uforstyrrede leireprøver fra Sakarya, i Tyrkia, og er oppsummert i Figur 4-6. Kriteriet tar i bruk plastisitetsindeksen og forholdet mellom vanninnhold (w) og flytegrense (LL eller w_L). Leire med $PI \leq 12$ anses som utsatt for styrkedegradering hvis vanninnholdet er større enn 85% av w_L . Slike kriterier er enkle å bruke i praksis, men det er viktig å understreke at de ofte kan være veldig konservative. Data fra Kattmarka, Statland, Onsøy og Møllenberg er vist i Figur 4-5 og Figur 4-6.



Figur 4-5: Kriterier foreslått av Seed mfl. (2003) for å vurdere sannsynlighet for styrke degradering i leirholdige materialer. Den røde og grønne sirkelen representerer henholdsvis PI og LL verdier for Statland og Kattmarka.



Figur 4-6: Kriterier foreslått av Bray og Sancio (2006) for å vurdere sannsynligheten for styrkedegradering i leirholdige materialer. Rød, grønn og oransje sirkel representerer henholdsvis PI og LL verdier for Statland, Kattmarka og Møllenberg i Trondheim. Onføyleire, som har vesentlig mindre reduksjon i styrke grunnet syklisk last, er vist med blå sirkel.

4.3 Styrkedegradering i lagdelte avsetninger

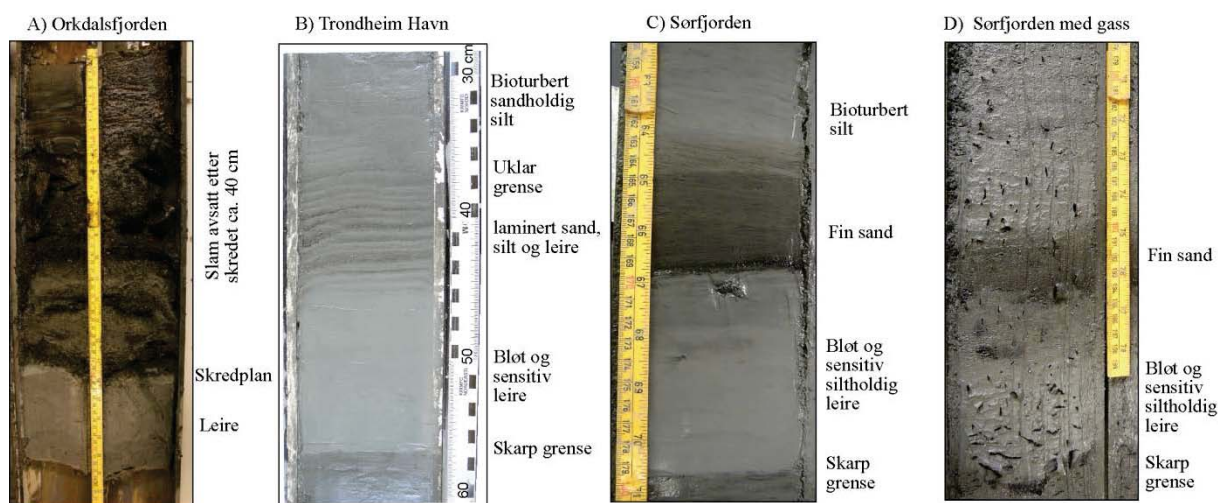
Det har lenge vært enighet i litteraturen om at "rene" sandholdige materialer, med begrenset silt/leirinnhold, er potensielt utsatt for vibrasjonsindusert styrkedegradering og eventuelt skred. Laboratorie- og modellforsøk viser likevel at det er usannsynlig at skråninger som inneholder homogen og ren sand med lagringsfasthet D_R så lavt som 20% vil være utsatt for flyteskred (Kulasingam et al. 2004, Seid-Karbasi and Byrne 2007). Slike skråninger kan gjennomgå store setninger på grunn av styrkedegradering, men styrken er vanligvis stor nok til å forhindre flyteskred. Hvis skråningen imidlertid er lagdelt med lag av leire eller silt, kan skråningen være mer utsatt for skred som følge av vibrasjoner. De tynne lagene hindrer drenering fra poreovertrykk og kan medføre stort styrketap i materialet og eventuelt flyteskred.

Erfaring fra tidligere skredhendelser og laboratorieforsøk viser at tynne silt- og sandlag i leiravsetninger kan ha avgjørende betydning for stabiliteten av en skråning som er utsatt for rystelser (e.g. Fiegel and Kutter 1994, Kokusho 2003, L'Heureux et al. 2010a, 2010b, 2012, Nordal et al. 2012). Dette kapitlet beskriver først noen av de sedimentologiske prosessene som fører til lagdeling i marine avsetninger og gir noen innspill til hvor det er sannsynlig å finne lagdeltavsetninger. Deretter beskriver vi mekanismer som kan lede til skråningsbrudd og flyteskred i lagdelte avsetninger.

4.3.1 Hvor og hvorfor oppstår det lagdeling?

Fjord-marine, marine og glacimarine avsetningssystemer er komplekse, og det er svært sjelden man finner tykke homogene avsetninger. Sedimentasjonsprosessene er i stor grad påvirket av dynamikk i elver og deltasystemer (f. eks. flom og skred), smeltevann fra isbreer og så videre. Resultatet fra slike prosesser er at de marine avsetningene inneholder lagdeling med innslag av grovere og finere materialer (Figur 4-7).

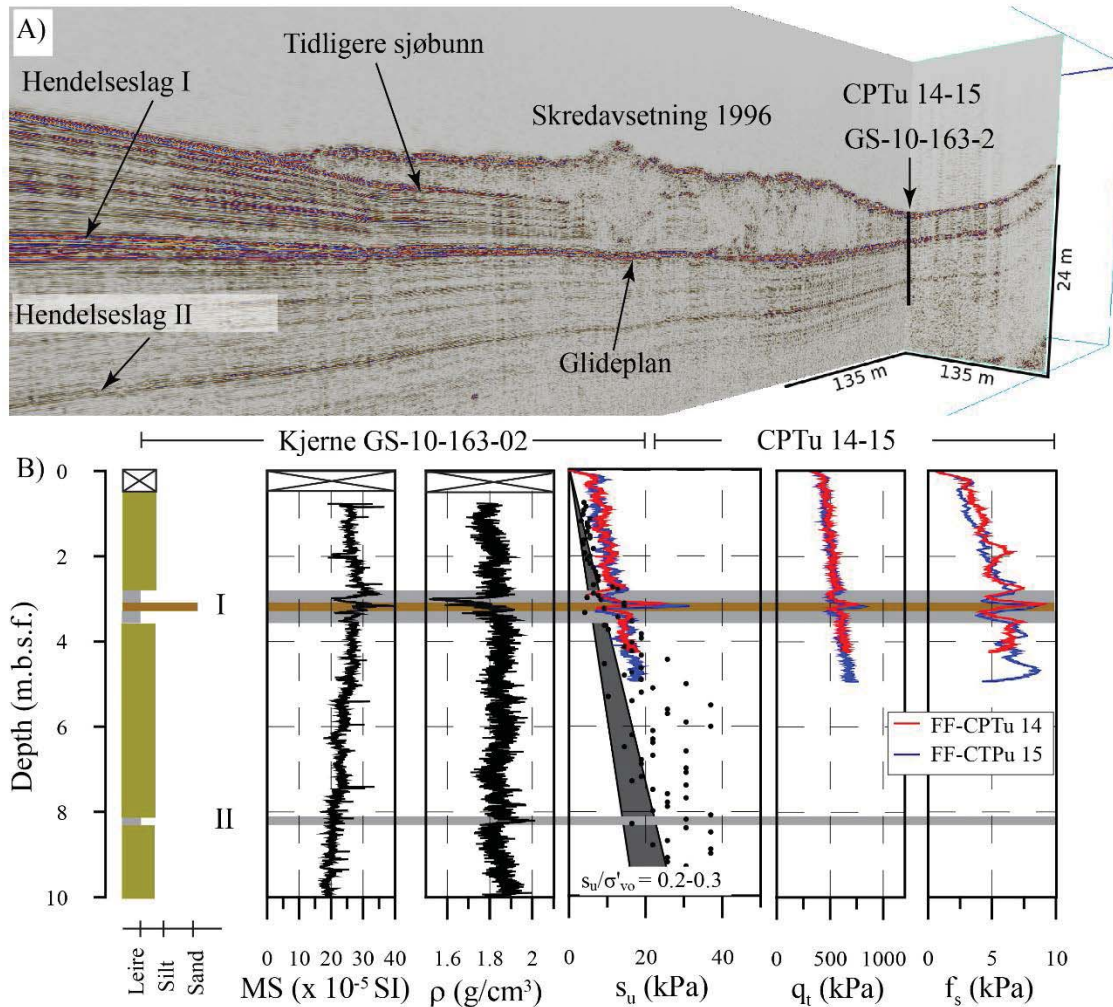
De marine avsetningene kan inneholde hendelseslag ("event beds") som inneholder permeable silt, sand- og gruslag med tykkelser fra noen millimeter til meter. Disse lagene, som kan påvises med borer eller geofysiske metoder (f.eks. refleksjonsseismikk), finnes vanligvis i tilknytning til deltaer, elvemunninger og mindre flombekker. Hendelseslagene representerer flomlag og/eller skredlag fra den gangen deltaene ble dannet. Sammenliknet med de omkringliggende og mer normale leiravsetningene, har disse lagene blitt avsatt relativt fort. De har dermed hatt mindre tid til å konsolidere og er som regel ikke påvirket av bioturbasjon. Konsekvensen på de geotekniske egenskapene er at disse lagene som regel har en mer åpen struktur, høyere vanninnhold, lavere udrenert styrke og er mer sensitive enn de omkringliggende sedimentene. I slike hendelseslag kan det stå grunnvann under trykk (artesiske vann), som kan forårsake ugunstig stabilitetsforhold og grunnvannserosjon om lagene punkteres i forbindelse med f. eks. grunnundersøkelser, rystelser, gravearbeider, osv.



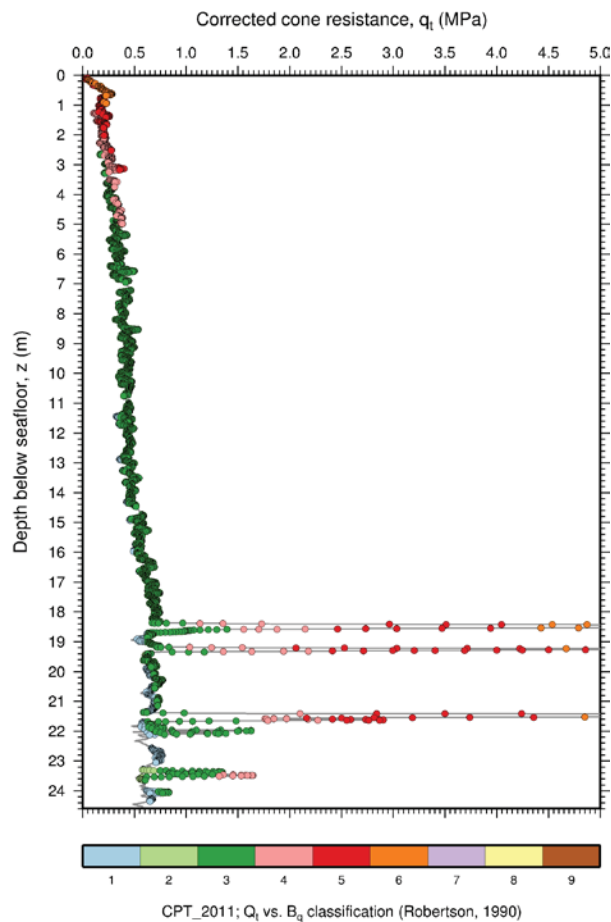
Figur 4-7: Sammenligning av leirlagene og lagdelingen funnet i Holocen fjordmarin avsetninger og ved glideplanet for skredene ved A) Orkdalsfjorden, B) TrondheimHavn og C) Finneidfjord. D) Leirlag fra Finneidfjord med gass. (fra L'Heureux mfl. 2010b).

Figur 4-8 viser et eksempel på et hendelseslag som fungerte som glideplan for 1996 skredet i Finneidfjord. På denne figuren ligger glideplanen på 3 meters dyp. Den relativ store kontrasten i geotekniske egenskaper gjør det mulig å kartlegge glideplanen og hendelseslaget med geofysiske metoder (f. eks. refleksjonsseismikk). Det er også mulig å identifisere hendelseslaget gjennom prøvetaking (se Figur 4-7) og CPTU-data (Figur 4-8). CPTU klassifiseringskart (eller *Soil Behavioural Type; SBT*) kan også brukes for å identifisere lagdeling i en gitt avsetning (e.g. Robertson, 1990; Ramsey 2002). Eksempel på dette er presentert i Figur 4-9 for CPTU-data samlet inn i Finneidfjord.

Det er imidlertid viktig å poengtere at hendelseslaget og glideplanet for 1996-skredet i Finneidfjord kun er 30-40 cm tykk. Dermed kan det i praksis være vanskelig å oppdage slike lag hvis man kun har tilgang til «lange» CPTU-sonderinger, og/eller dårlig oppløsning på CPTU-sonden. Det er derfor anbefalt å bruke flere metoder for å kartlegge skredfarlig lag og helst med høy oppløsning.



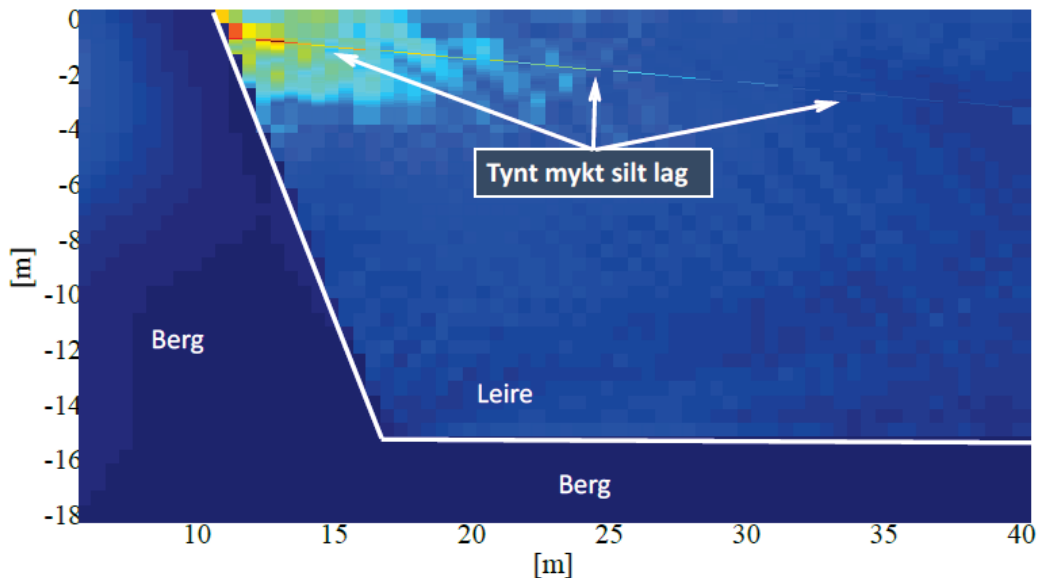
Figur 4-8: A) Refleksjonseismisk data som viser skredavsetninger og glideplan for 1996 skredet i Finneidfjord. B) Resultater fra høyopløst kjernelogging og trykksoneering (CPTU) for å kartlegge glideplan og hendelseslaget i Finneidfjord (fra L'Heureux et al. 2012).



Figur 4-9: Tolkning av lagdeling fra CPTU-resultater fra Finneidfjord basert på klassifiseringskart fra Robertson (1990). CPTU-resultatene er fra samme lokalitet som de presentert i Figur 4-8.

4.3.2 Styrkedegradering i lagdelte avsetninger

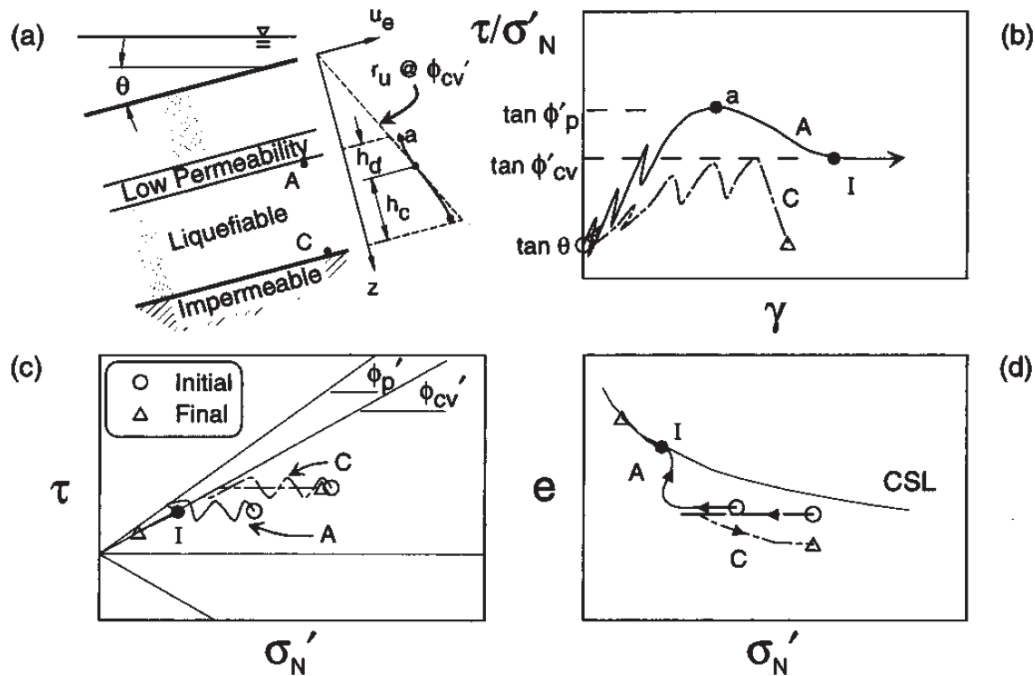
Som nevnt ovenfor inneholder de fleste marine- og fjord-marine avsetninger lagdeling som kan være viktig med tanke på skredprosesser. Numeriske simuleringer gjort ved NGI viser at skjærtøyninger fra vibrasjoner i tynn løslagrete sand og/eller siltlag avtar langsommere med avstand enn skjærtøyningene i homogene løsmasser (Figur 4-10). Vibrasjonsoverføring fra berg til sensitiv leire avtar relativt raskt utover i leira og er redusert med 75% 5 meter etter punktet med høyest vibrasjoner. Denne avstandsdempningen, som i realiteten er avhengig av blant annet geometrien på bergoverflaten og løsmassene, kan variere. Forholdet i skjærtøyninger mellom det løse laget og de homogene massene omkring er avhengig av forholdet i skjærstivhet mellom det myke laget og de homogene massene. Skjærtøyningene i laget forsterkes hvis laget er mykere enn massene omkring.



Figur 4-10: Numeriske resultater viser at skjærtøyninger i løslagrete sand og siltlag avtar langsommere med avstand enn skjærtøyningene i homogene løsmasser. (ref. NGI 2012)

I flere tilfeller har man lagt merke til at skred, eller brudd i lagdelte skrånninger, har oppstått noe tid etter påførte rystelser. Norske eksempler av dette er presentert i Tabell 2-1. Forsinket skred er også blitt observert i Japan etter Niigatajordskjelv (Kawakami and Asada 1966; Hamada 1992). Lower San Fernando Dammen gikk også til brudd over 1 min etter endte rystninger fra jordskjelv (Seed 1987). I Ny Zealand resulterte et skred i fundamenteringsgrunnen til en brukollaps ca. 1 time etter et jordskjelv (Berrill et al. 1997). Et fellestrekk for disse eksemplene er at det er blitt påvist lagdelte grunnforhold.

Mekanismen som brukes for å forklare skredforsinkelse i lagdelte skrånninger kalles porevannsomfordelingsteori ("*void redistribution*") og er beskrevet i Figur 4-11 (se også Whitman 1985). Eksempelet på denne figuren viser et løslagret sandlag som ligger mellom to «tette» leirlag. Som følge av rystelser vil den nedre delen av sandlaget komprimeres og kontraheres, noe som resulterer i poreovertrykk. Som følge av dette vil vannet sige fra sonen med høyt poreovertrykk til sonen med mindre poreovertrykk (dvs. oppover i systemet). Hvis det tette leirlaget forhindrer gjennomstrømming ut av sandlaget vil dette resultere i økt vanninnhold og dilatans i den øverste delen av sandlaget. I verste fall vil dilatansen forårsake styrketap, mulighet for skjærlokalisering og til og med dannelse av et vannlag rett under det "tette laget". Potensialet for porevannsomfordeling er blitt demonstrert i laboratoriet med søyleforsøk ("*column tests*") (e.g. Kokusho 1999), vibrerende bord (Liu and Quiao 1984; Kokusho 1999), og sentrifugeforsøk (e.g. Dobry and Liu 1992; Fiegel and Kutter 1994; Kulasingam et al. 2004; Malvick et al. 2004) hvorav forsinket skråningsbrudd, skjærlokalisering og vannlag er blitt observert mellom likvifisert sand og det øverste tette laget.



Figur 4-11: Illustrasjon av mekanismen for porevannsomfordeling med spenningssti for elementer nær topp og bunn av et løs lagret sandlag med et lag av lavere permeabilitet ovenfor.

Tykkelsen på den dilaterende skjærsonen i forhold til tykkelsen av det konsoliderende laget er en viktig faktor som påvirker mulighetene for skråningsbrudd som følge av porevannsomfordeling. Et eksempel hvor tykkelsen av den dilaterende sonen er likt tykkelsen av en eventuelt lokaliseringssone [f.eks. i størrelsesorden $10D_{50}$ (Roscoe 1970)] kan virke skremmende. Forutsette en endelig skråning med 1 m sand mellom to tette leirlag. Hvis den gitte sanden har en D_{50} på 1 mm og gjennomgår 1% volumetrisk tøyning som følge av rystelser, vil 10 mm av vann (1% av 1 m) komme ut fra det konsoliderende laget. Dette vil kunne medføre 100% volumetrisk ekspansjon av den 10 mm tykke dilaterendesone ($10D_{50} = 10 \text{ mm}$). Slik volumetrisk tøyning vil kunne være nok til å redusere skjærstyrke til verdier mye lavere enn vanligvis antatt for sand, og man kan fort tenke at til og med slake lagdelte skråninger kan være utsatt for skred. Imidlertid, og med støtte i at mange lagdelte skråninger forblir stabile til og med under jordskjelv, tyder dette på at det er andre faktorer enn kun partikkelstørrelse som kontrollerer tykkelsen av den dilaterende skjærsonen og eventuelt dannelse av vannlag. Studier har vist at tykkelsen av denne sonen påvirkes av initial lagringsfasthet ($D_{R,0}$), skråningsgeometri, lagdeling og kontrast i permeabilitet, vibrasjonsintensitet, varighet og vibrasjonshistorie (e.g. Malvick et al. 2003; Kulasingam 2003, Kulasingam et al. 2004). De samme studiene har også pekt på at potensialet for lokalisering og dannelse av vannlag minsker raskt med økende $D_{R,0}$ fordi det samtidig:

- i) Øker kapasitet for den dilaterende sonen til å imøtekomme vanntilsig,
- ii) Reduserer volumet av vann som kommer ut fra den kontraktive sone,
- iii) Øker motstanden til oppbygning av poreovertrykk fra vibrasjoner og rystelser

Erfaring fra historiske skredhendelser viser at lagdeling spiller en viktig rolle for stabilitet av skråninger utsatt for vibrasjoner. Porevannsomfordelingsteori kan ved flere tilfeller forklare slike skredhendelser og det er derfor nødvendig å kartlegge både lagdelingen og relativ lagringsfasthet i områder utsatt for vibrasjoner eller der hvor rystelser kan oppstå som følge av spunting, vibrovals, sprengning osv. Bruk av prefabrikkerte vertikale dren gjennom de tette lagene har vist gode resultater for å redusere lokalisering samt dannelse av vannlag (Seid-Karbasi and Byrne 2007).

5 Bestemmelse av syklisk og residual skjærfasthet

Syklisk styrke må bestemmes for bruk i stabilitetsanalyser beskrevet i kapittel 6. Sykliske labforsøk viser at syklisk oppførsel for jord er avhengig av den statiske skjærspenningen den er utsatt for før syklisk last. Ved beregning av skråningsstabilitet med antakelsen av en uendelig lang skråning (for eksempel for jordskjelvlaster) så kan man ta hensyn til den statiske drenerte skjærspenningen (Andersen 2015). Ved beregning av skråningsstabilitet grunnet dynamisk last, fra for eksempel vibrovalser, er vibrasjonskilden lokal, og innvirkningen på skråningen skjer innen et område av størrelsesorden ca. 10 m (horisontalt) ganger 5 m (dyp) (Se Vedlegg A). Vi tenker da at skråningsstabiliteten er avhengig av et progressivt brudd som utvikler seg fra en del av skråningen til hele skråningen for eksempel gjennom en refordeling av statiske skjærspenninger og poretrykk. Alternativt kan anleggsaktiviteter forårsake en mindre utglidning grunnet lokalt brudd som gjør at skråningen mister statisk støtte i bunnen eller at utsklidde masser øker skjærspenninger på andre deler av skråningen. Figurene i de følgende kapitlene kan brukes til å bestemme den sykliske styrken som bør benyttes ved stabilitetsberegninger. Disse tar hensyn til dynamisk last på progressiv bruddutvikling eller lokalt brudd.

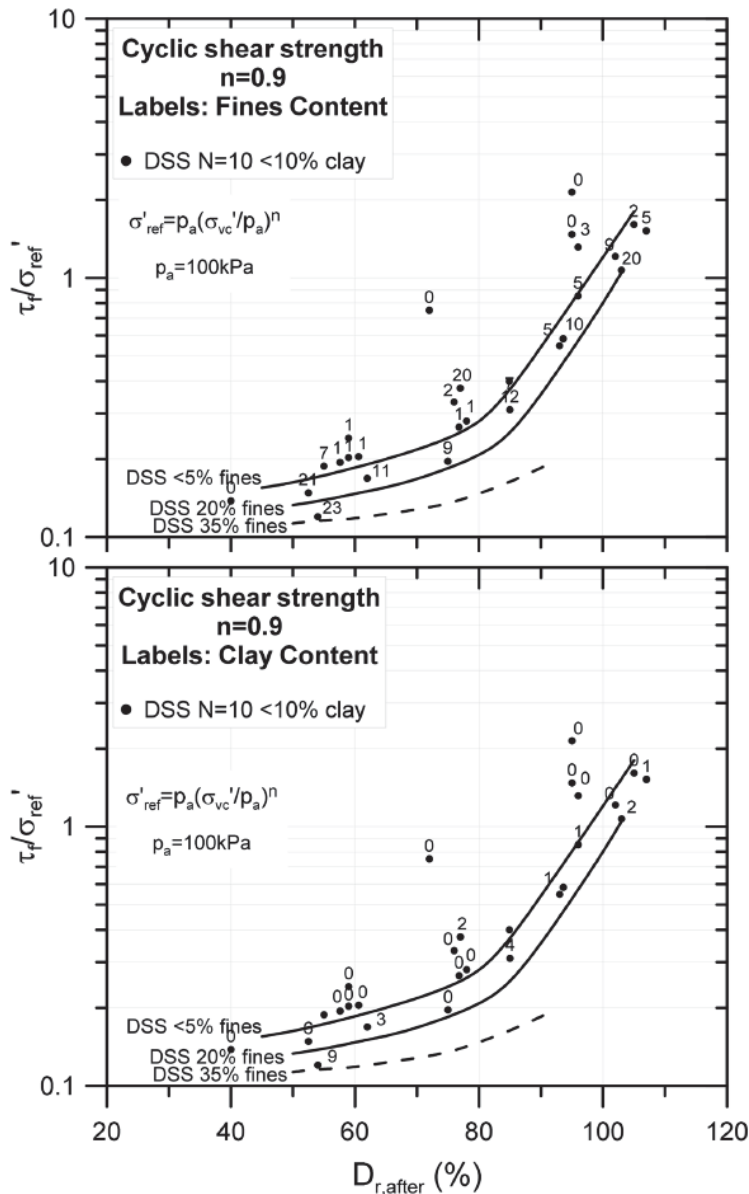
5.1 Syklisk og residual skjærfasthet i sand og siltig sand fra labforsøk

På NGI er det utført sykliske treaksial- og direkte skjærforsøk (DSS) for å bestemme syklisk skjærfasthet (pkt. E i Figur 4-2) i sand og siltig sand. Data for syklisk skjærfasthet er normalisert mht. effektivspenning og korrelert blant annet mot relativ densitet D_R og vanninnhold (w) (Figur 5-1 og 5.2). Disse figurene viser at et jordelement med sand og silt med $D_R < 35\%$ og et vanninnhold på 30-35% går til brudd etter 10 sykler dersom det utsettes for syklisk skjærspenning normalisert på vertikal effektiv spenning på 0,1-0,2 (τ_{cy} / σ'_{vc}). Brudd er definert som når skjærtøyningen blir 15%.

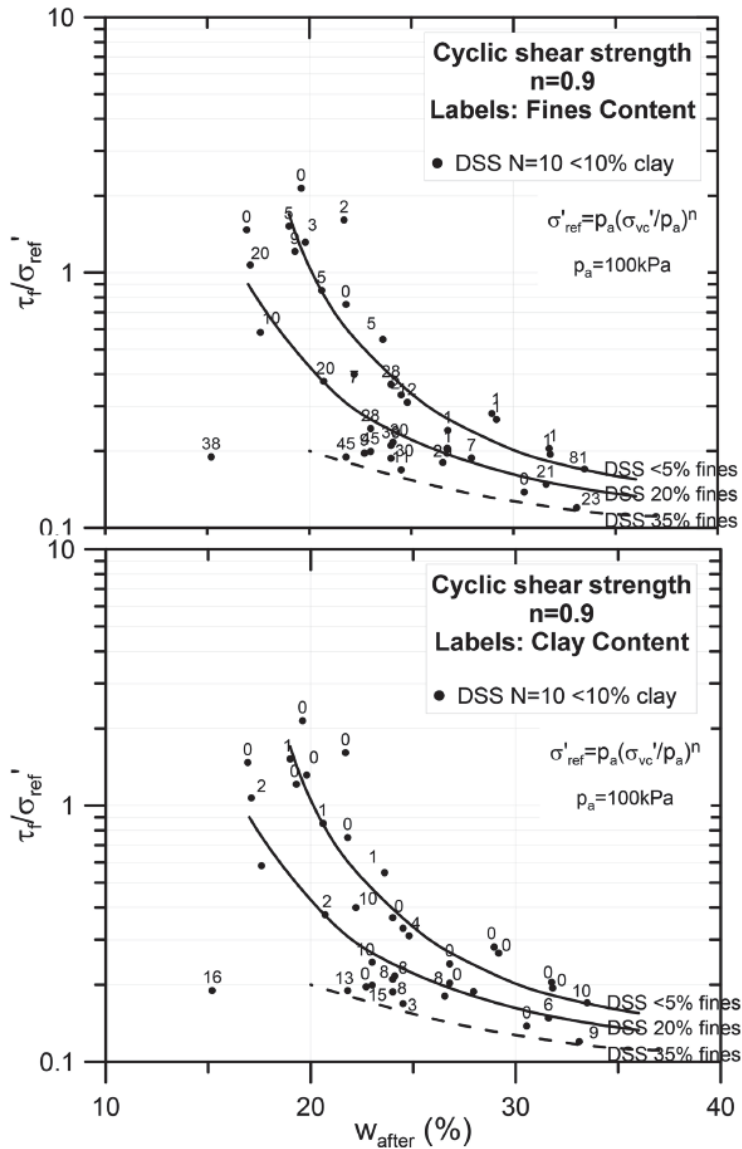
Laboratorieforsøkene viser at syklisk skjærfasthet avtar med antall sykler jordmaterialet utsettes for. Resultatene presentert i Figur 5-3 kan benyttes for å redusere syklisk

skjærfasthet for antall sykler over 10. For 1000 sykler kan reduksjonen i syklisk styrke være 50%. Vi foreslår å benytte den blå kurven i Figur 5-3 til å skalere den sykliske styrken ved 10 sykler til sykliske styrker ved forskjellig antall sykler.

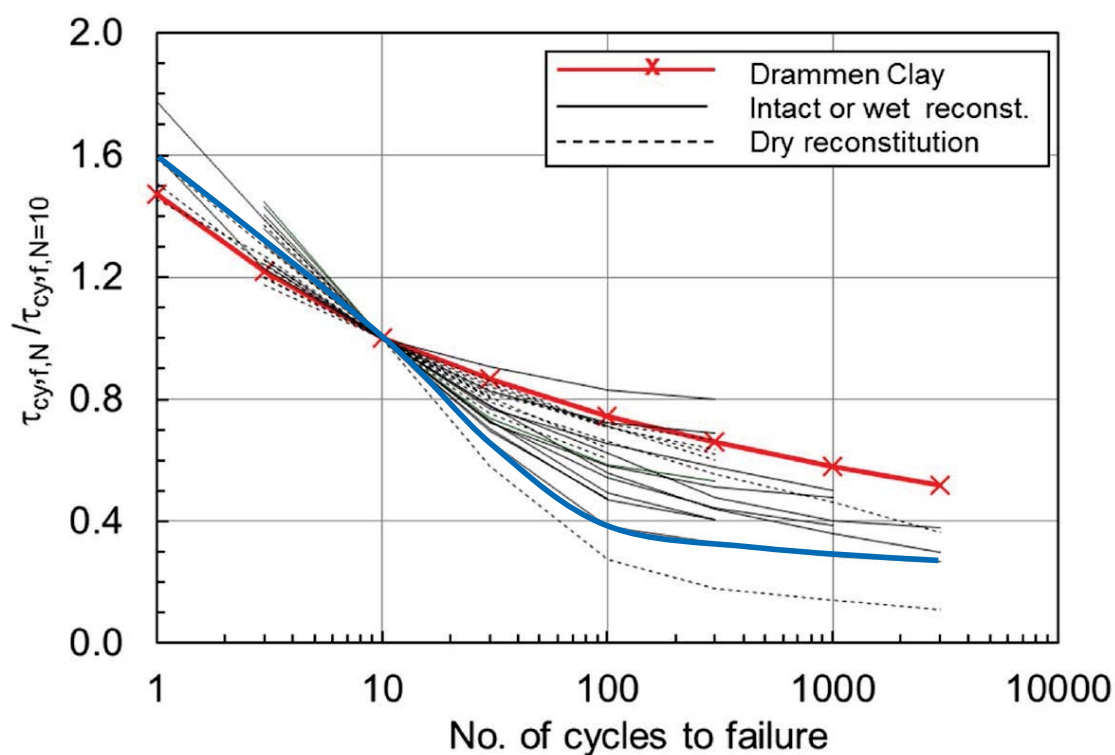
Lignende forsøk er blitt utført i treaksapparat og resultater er vist i Figur 5-4 og Figur 5-5.



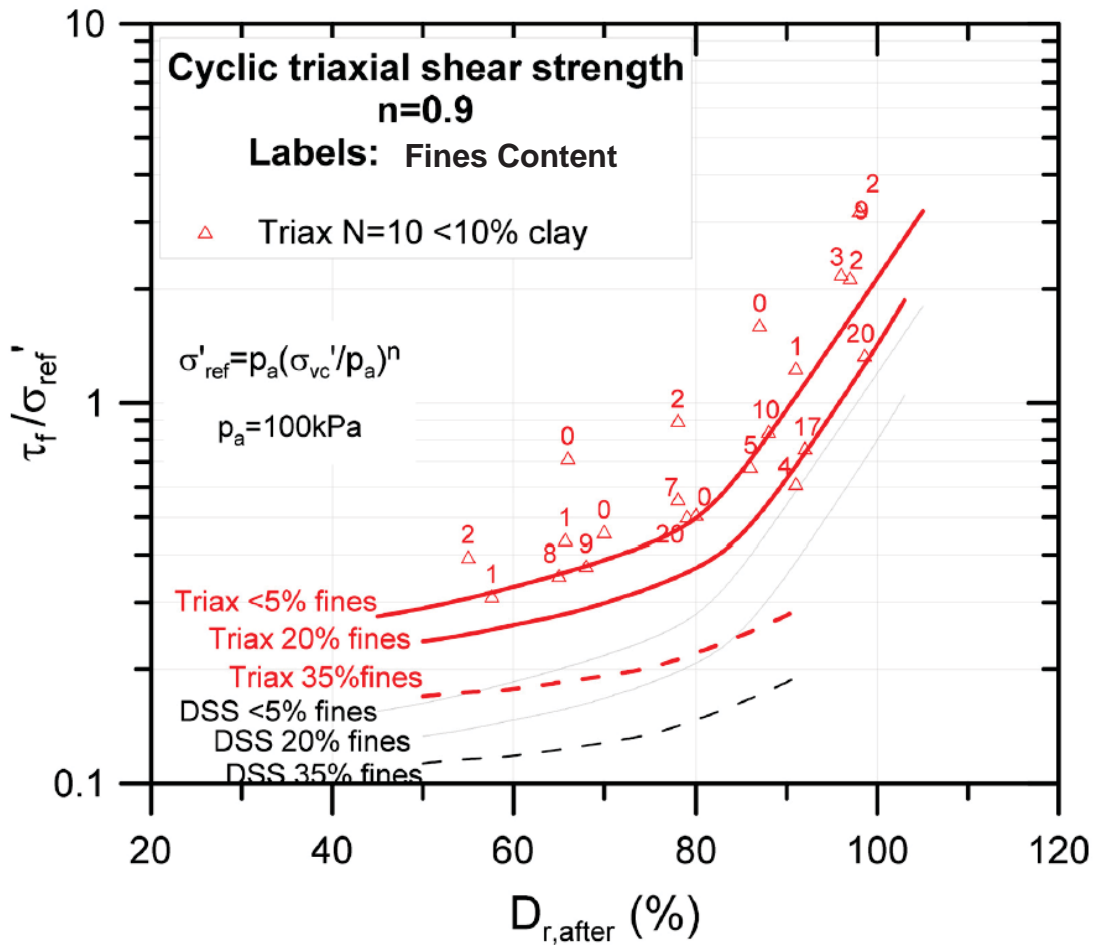
Figur 5-1: Sammenheng mellom relativ lagringstetthet (D_r) for sand og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 lastsykler i DSS forsøk (Andersen 2015). Etikettene på figuren øverst viser finstoffinnhold, mens etikettene på figuren nederst viser leirinnhold.



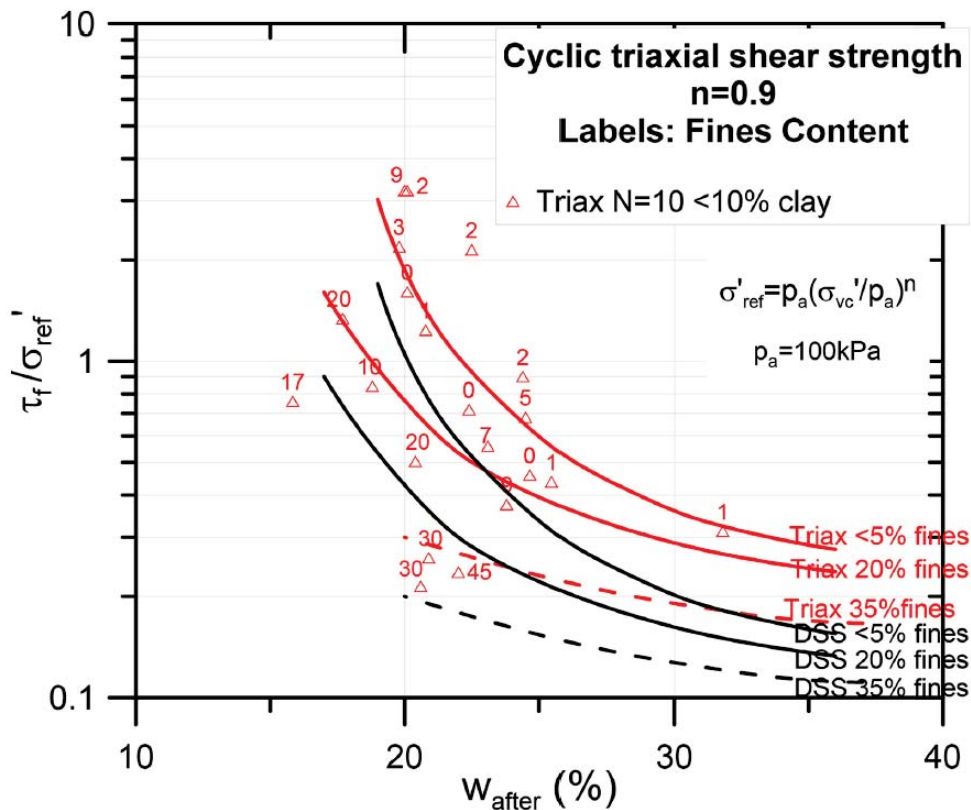
Figur 5-2: Sammenheng mellom vanninnhold og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 lastsykler med konstant skjærspenning i DSS forsøk (Andersen 2015). Etikettene på figuren øverst viser finstoffinnhold, mens etikettene på figuren nederst viser leirinnhold.



Figur 5-3: Sammenheng mellom normalisert syklisk skjærstyrke i DSS forsøk og antall sykler (Andersen 2015). Den blå kurven kan benyttes til å skalere den sykliske styrken for sand og silt ved 10 sykler til sykliske styrker ved forskjellig antall sykler. Den røde kurven kan benyttes for skalering av syklisk styrke for leirer for forskjellig antall sykler, hvis man ikke kjenner sensitivitetsindeks (se også kapittel 5.2).



Figur 5-4: Sammenheng mellom relativ lagringstetthet for sand og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 lastsykler i triaksforsøk (Andersen 2015).

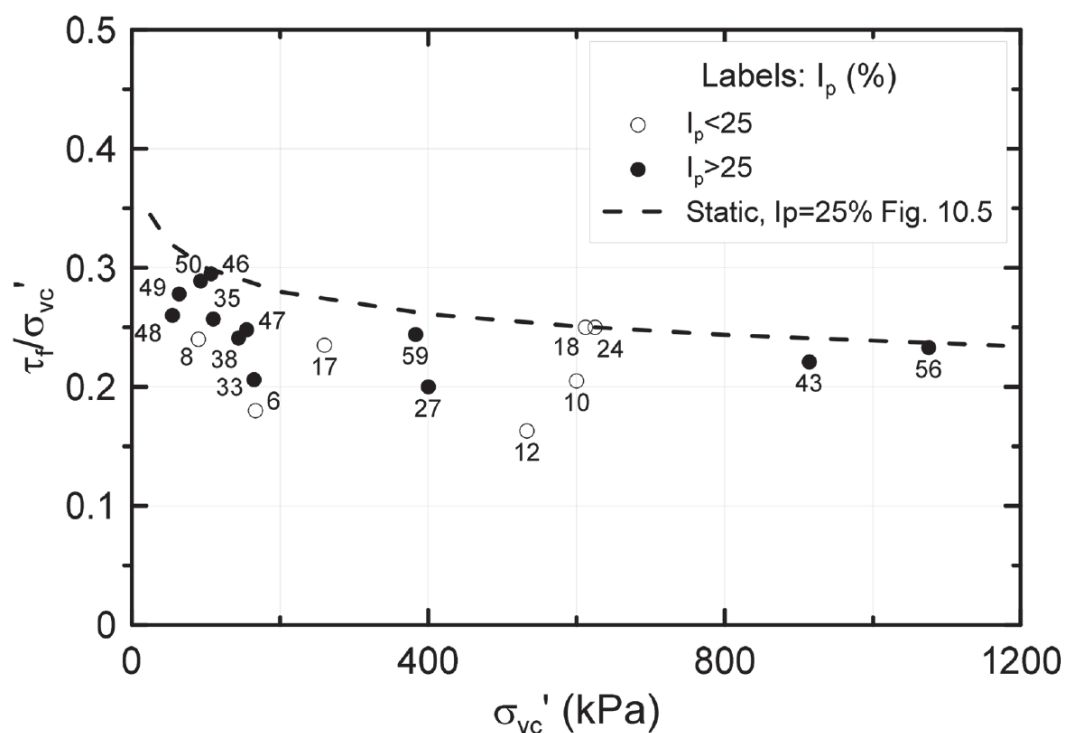


Figur 5-5: Sammenheng mellom relativ lagringstetthet for sand og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 lastsykler i triaksforsøk (Andersen 2015). Triaksforsøket er anisotrop konsolidert med statisk skjærspenning, DSS er konsolidert med ekstern skjærlast lik null.

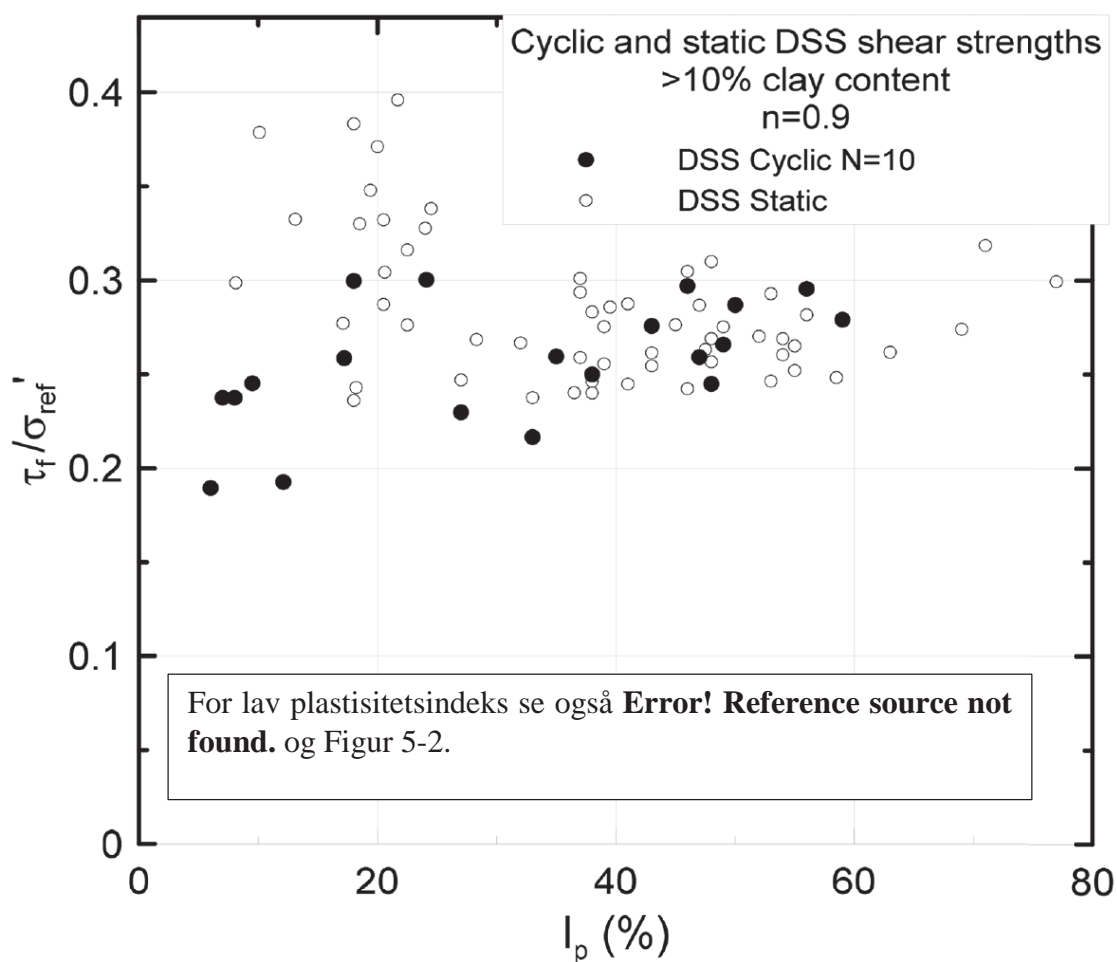
5.2 Syklisk og residual skjærstyrke i leire fra labforsøk

Syklisk styrke for leire vist i Figur 5-6 – 5.8 er presentert som funksjon av effektiv konsolideringspenning og plastisitetsindeks. Figurene er fra Andersen 2015.

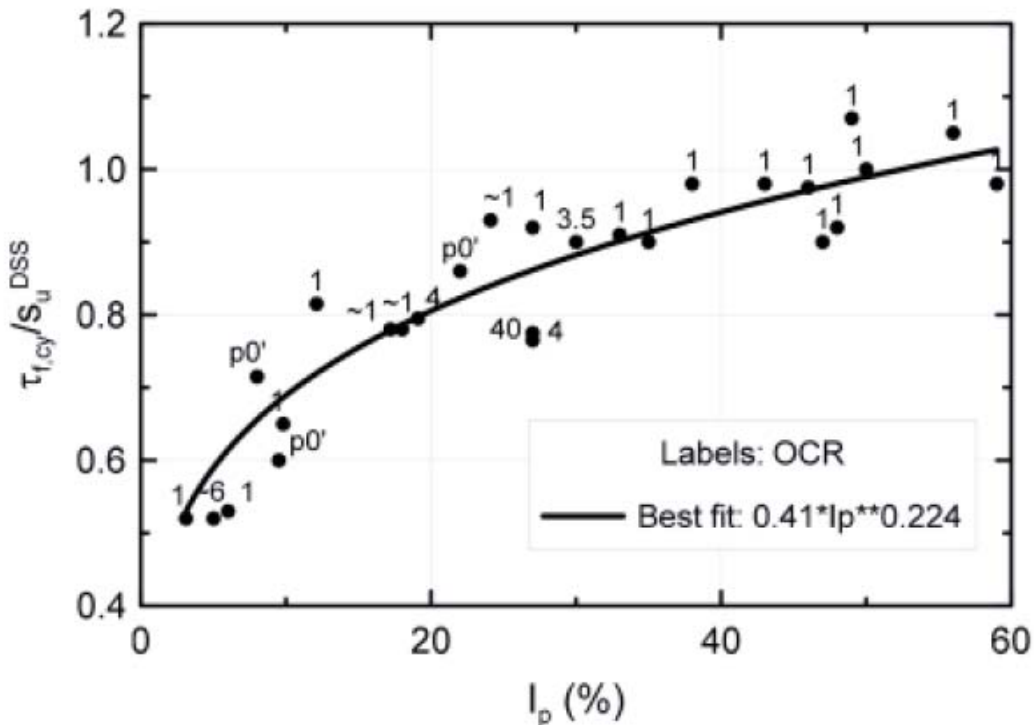
Når antallet sykler i påkjenningen øker, så minker den sykliske styrken og nærmer seg den asymptotisk residualstyrken (Andersen 2015). For å bestemme residualstyrken i leire kan man basere seg på sensitivitetsindeks og statisk styrke, alternativt hvis man ikke kjenner sensitivitetsindeks kan man benytte seg av den røde kurven for Drammensleire i Figur 5.3.



Figur 5-6 Sammenheng mellom vertikaleffektiv konsolideringsspenning og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 syklener i DSS-forsøk med symmetrisk last for leire. Leirinnhold >10%. (Andersen 2015). Etikettene ved datapunkter er plastisitetsindeks i prosent.



Figur 5-7 Sammenheng mellom plastisitetsindeks og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 sykler i DSS-forsøk med symmetrisk last for leire. Leirinnhold >10%. (Andersen 2015).



Figur 5-8: Sammenheng mellom plastisitetsindeks og normalisert syklisk skjærstyrke som gir brudd etter 10 sykler i DSS-forsøk med symmetrisk last for leire. Leirinnhold >10%. (Andersen 2015).

5.3 CPTU basert syklisk og residual skjærstyrke i sand og siltig

Unge silt og sandavsetninger ved sjøen, elva eller i strandsonen viser ofte høy porøsitet og lav lagringsfasthet ($Dr < 35\%$). I laboratoriet derimot, er det svært vanskelig å bygge silt- og sandprøver med $Dr < 35\%$. For slike tilfeller er det derfor vanskelig å benytte seg av figurene presentert i Kapittel 5.1 for å bestemme syklisk skjærfasthet. Til dette formål kan man benytte metoder basert på resultater fra trykksondering (dvs. CPTU).

Basert på historiske skredtilfeller har Olson og Stark (2003) foreslått følgende ligning for å estimere syklisk styrke fra CPTU-data:

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0143(q_{c1}) \pm 0.04 \quad \text{for } q_{c1} \leq 6.5 \text{ MPa} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

Hvor q_{c1} er CPTU spissmotstand. Siden denne ligningen er basert på skredtilfeller er det tatt hensyn til forskjellige effekter, blant annet rateeffekter. Ligningen gir resultater

i samsvar med resultat basert på labforsøk vist i Figur 5-1 og 5.2, for et lav antall lastsykler (dvs. $N < 10$).

Etter at jordmaterialet har gått til syklisk brudd vil skjærmotstanden reduseres til en residualverdi eller "*liquified*" styrke ($s_{u(LIQ)}$ i pkt. C; Figur 4-2). Residualverdien er den laveste styrke en fullstendig flytende sand/silt vil oppnå. Baziar og Dobry (1995) og Olson og Stark (2002) har, på bakgrunn av 33 historiske skredhendelser, evaluert residualstyrken for sand og silt ved flyteskred. Resultatene presentert i Figur 5-9 viser at residualstyrken varierer mellom $0.05\sigma'_{v0} \leq \tau_{res} \leq 0.12 \sigma'_{v0}$. Dette støttes også av andre studier (f. eks. Idriss og Boulanger, 2008; Robertson, 2010). Basert på beregninger av flyteskred og på CPTU-resultatene har Olson og Stark (2002) foreslått følgende empiriske relasjon for å estimere residualstyrken i silt og sand:

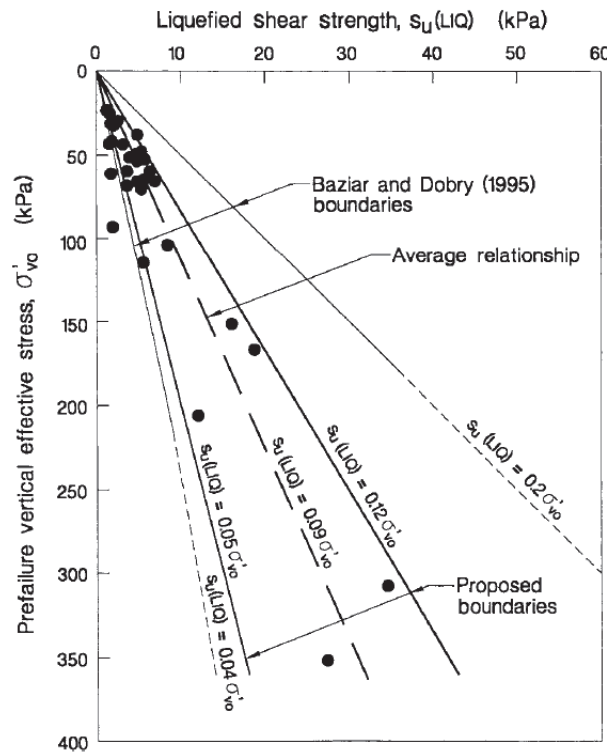
$$\frac{\tau_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143(q_{c1}) \pm 0.03 \quad \text{for } q_{c1} \leq 6.5 \text{ MPa} \quad \text{Eq. (5.2)}$$

hvor q_{c1} er den normalisert spissmotstand (-) som beskrevet i likning [4.1].

Figur 5-3 viser at sammenhengen mellom normalisert syklisk skjærfasthet og antall sykler til brudd avtar etter ca. 1000-10,000 sykler. Dette kan forklares med at jordelementet som er utsatt for så mange sykler nærmer seg sin residualstyrke eller "*liquified*" styrke ($s_{u(LIQ)}$ i pkt. C; Figur 4-2). I grove trekk kan man derfor bruke likning [5.2] for å evaluere residual skjærfasthet i silt og sand.

La oss anta en sand med $D_R < 35\%$ og et vanninnhold på 30-35%. Figur 5-1 viser at sanden går til brudd etter 10 sykler dersom den utsettes for syklisk skjærspenning normalisert på vertikal effektiv spenning på 0,1-0,2 ($\tau_{cy-10} / \sigma'_{vc}$). For 1000 sykler kan reduksjonen i syklisk styrke ($\tau_{cy, f, N} / \tau_{cy, f, N=10}$) være 30% (Figur 5-3). Dette vil si at den sykliske styrke ved 1000 sykler er lik $\tau_{cy, f, N=1000} / \sigma'_{vc} = 0,05-0,10$. Dermed er verdien av $\tau_{cy-1000} / \sigma'_{vc}$ i samme størrelsesorden som verdiene av $\tau_{res} / \sigma'_{vc}$ fra historiske hendelser og presentert i Figur 5-9.

Syklisk og residualstyrken tilbakeregnet fra historiske hendelser gir et gjennomsnittsbilde av styrken langs bruddflaten. En slik verdi inkluderer også mulige porevannsomfordelingseffekter og/eller dannelse av vannlag som følge av lagdeling som beskrevet i kapittel 4.3.2 og rateeffekter.

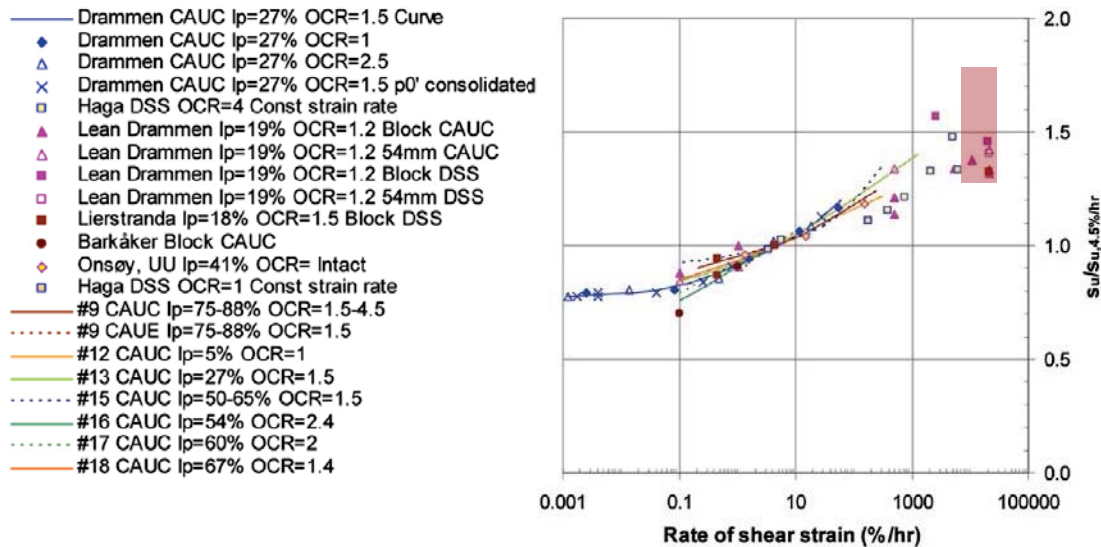


Figur 5-9: Residualstyrke normalisert på effektiv spenning før skred for flere historiske flyteskred (Olson and Stark 2002). På denne figuren er $\tau_{res} = s_u(LIQ)$.

5.4 Rateeffekter på jordstyrke

Labforsøk på leire viser at skjærstyrken øker med tøyingsraten. Figur 5-10 viser skjærstyrken som funksjon av normalisert skjærtøyingsrate normalisert med skjærstyrken ved standardrate. Tøyingsrater som et jordelement utsettes for ved komprimering med vibrovals eller under sprengning er meget høye. Antar man en syklisk skjærtøyning på 0.25% og en vibrasjonsfrekvens på 20 Hz så tilsvarer det 18000 %/hr, hvilket er omtrent i midten av det røde rektangelet i Figur 5-10. Dette indikerer at den sykliske styrken kan være 35-70% høyere enn statisk styrke. Nadim og Kalsnes (1997) rapporter syklisk styrke som 60-80% større enn statisk styrke. Disse rateeffektene er for leire. Det er også rateeffekter på sand og silt, men effekten er ikke så stor som for leire.

Det foreligger mange usikkerheter ved bestemmelse av styrke ved høye tøyingsrater. Resultatene vist i Figur 5-10 er basert på labforsøk. Det er også vanskelig å bruke slike resultater direkte i stabilitetsvurderinger fordi det er vanskelig å anslå om bruddet vil oppstå under den påførte sykliske belastningen eller som følge av kryp eller porevannsomfordeling. For å være på den konservative siden anbefaler vi derfor å ikke bruke noe korreksjon grunnet rateeffekt i stabilitetsanalyser. Resultat for syklisk styrke tilbakeregnet fra skredhendelser forårsaket av jordskjelv eller dynamisk last inneholder rateeffekter og bør ikke korrigeres.



Figur 5-10 Skjærstyrke i leire forskjellige skjærtøyningsrater basert på labforsøk. Rødt rektangel indikerer tøyningsrater fra rystelser fra vibrovals og sprengning (Lunne og Andersen 2007).

5.5 Kommentar på definisjon av brudd i et jordelement

Ved tolkning av bruddstyrker i forskjellige dokumenter er det viktig å være observant på at forskjellige forfattere definerer brudd på forskjellig måter. For eksempel Andersen (2015) definerer brudd som den normaliserte skjærspenningen som gir 15% skjærtøyninger. For å sammenligne sykliske styrker er det viktig å være bevisst på at definisjoner før «brudd» varierer fra rapport til rapport.

6 Stabilitetsanalyse for skråninger utsatt for vibrasjoner – Framgangsmåte og sjekkliste

I dette kapitlet er det foreslått en framgangsmåte for å vurdere om en gitt skråning kan være utsatt for skredfare grunnet vibrasjoner. Kapitlet er delt i tre hovedpunkter som er oppsummert i Figur 6-3 og punktvis herunder. Metoden kan anses som et supplement til dagens regelverk for å vurdere behov for tiltak. Et eksempel ved bruk av metoden er gitt i Vedlegg C for vilkårlige skråninger.

Fremgangsmåte:

1. **Kap. 6.1 – Geologi og jordtype:** Først gjøres en detaljert geologisk og geoteknisk vurdering for å se om materialet i skråningen er av en slik art at den kan være utsatt for styrkedegradering grunnet vibrasjoner.
2. **Kap. 6.2 – Stabilitetsvurdering:** Beregning av skråningsstabilitet med hjelp av syklisk styrke eller residualstyrke til jordmaterialet utsatt for styrkedegradering. Valg av styrke gjøres gjennom bruk av geoteknisk indeksparametere og figurer/empiriske relasjoner gjengitt i kapittel 5.
3. **Kap. 6.3 – Tiltak:** Hvis beregnet skråningsstabilitet er under det anbefalte i teknisk regelverk anbefales det å utføre målinger i forbindelse med komprimeringsarbeid og holde seg under definerte grenseverdier for vibrasjoner. Alternativt kan man velge en løsning hvor stabiliteten er ivaretatt før komprimeringsarbeidet påbegynnes.

6.1 Geologi og jordtype

For å avgjøre om området som det skal utføres arbeider i er utsatt for skred grunnet vibrasjoner bør følgende faktorer vurderes/besvares.

1. Hvilke typer avsetninger finnes i planområdet og i nærheten av planområdet? Bruk Tabell 4.1 for å vurdere sannsynlighet for styrkedegradering basert på landform og kvartærgeologi. Ligger området innenfor eller nær en eksisterende skredfasesone?
2. For å vurdere om leiravsetningene er utsatt for styrkedegradering grunnet vibrasjoner er det anbefalt å bruke Figur 4-5 og Figur 4-6 for vurderingen. For sand og siltige masser anbefaler vi bruk av Figur 4-3 og Figur 4-4. Vurder også lagringsfasthet D_R for silt og sand mhp likning 4.3 og 4.4, og bruk Tabell 4-2 for vurderingen. Det er også viktig å undersøke om avsetningen er homogen eller lagdelt. Lagdelte avsetninger er mest utsatt for styrkedegradering som følge av vibrasjoner. Det er mest sannsynlig å finne slike lag i fjord-marine og fluviale avsetninger, i strandsonen og spesielt ved deltaer, utosen av bekker/elver og i bukter. (Se også kap. 4.3.)

Hvis planområdet ligger i nærheten av en faresone, eller hvis konklusjoner fra trinn 1-2 ovenfor tilsier at vibrasjoner fra anleggsarbeidene kan resultere i økt skredfare, anbefales det å utføre en stabilitetsanalyse før jorda påføres rystelser. Dette er steg 2 presentert i Kap. 6.2.

6.2 Stabilitetsvurdering

Etter at man har funnet at en gitt skråning kan være utsatt for styrkedegradering på grunn av vibrasjoner, er det anbefalt å beregne stabiliteten til den gitte skråningen for å se om det er fare for at den går til brudd under anleggsarbeider. Metoden under fokuserer på anleggsarbeid med vibro-komprimering og er tiltenkt for lokalstabilitet. Det er flere numeriske metoder som kan brukes for slike stabilitetsanalyser, men det er valgt å fokusere på bruk av lamellemetoden (Limit Equilibrium Method) siden denne er mest brukt i praksis. Eksempler av programmer som kan benyttes er GeoSuite Stability og Slope/W – GeoSlope. Metoden i punktene 1-7 under forutsetter at man i utgangspunktet har en beregnet sikkerhet som er lavere enn det teknisk regelverk tilsier i området hvor det planlegges vibro-komprimering. Er stabiliteten før vibro-komprimering tilsvarende eller bedre enn teknisk regelverk, er det først og fremst anbefalt å måle vibrasjonshastighet ved hjelp av målere installert i grunnen eller på overflaten for å følge med utviklingen under anleggsarbeidet (se kap. 6.3).

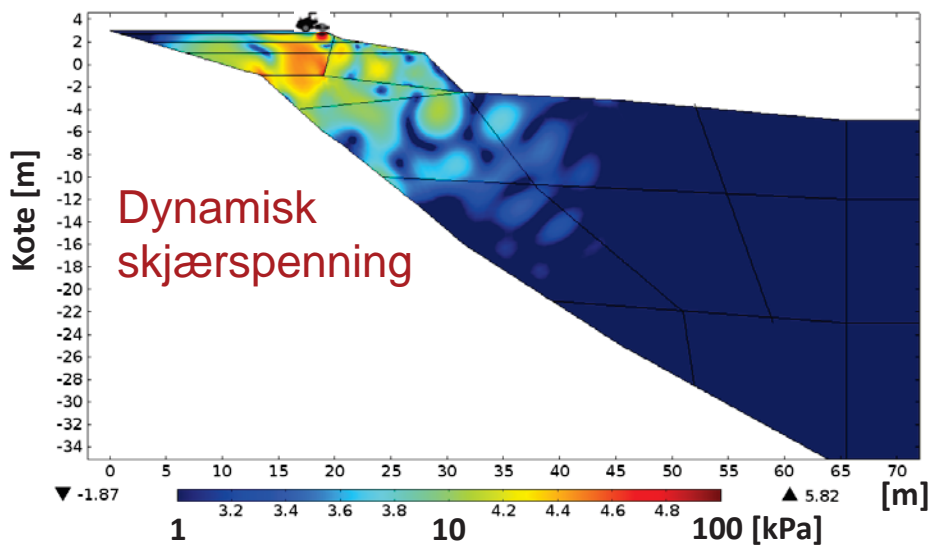
1. Første steg i stabilitetsanalyse er å identifisere kritiske profiler. Dette baseres på lagdeling, skråningsgeometri, fjellgeometri, avstand til vibrasjonskilde, osv.
2. Sonen utsatt for styrke degradering kan konservativt antas å være 10 m lang (horisontalavstand) og opptil 5 m dyp (vertikal) fra vibrasjonskilde (0,0 punktet). Dette er basert på resultat fra numeriske beregninger vist i Vedlegg A. Se også eksempel i Figur 6-1.
3. Velg residual styrke for sonen utsatt for styrkedegradering. Valg av styrke gjøres ved hjelp av figurene presentert i Kap. 5, avhengig av type material. Syklisk-styrke er avhengig av antall sykler og denne kan være i størrelsesorden $N=300$ til 1000 for vibrokomprimering. Benytt Figur 5-3 for valg av korreksjonsfaktor. Det anbefales å velge $N=1000$ ved mangel på dokumentasjon. Valg av residual styrke bør også sammenliknes med resultater fra empiriske relasjoner ved hjelp av likning 5.2.
4. Valg av drenert eller udrenert styrke for andre lag ikke utsatt for styrkedegradering gjøres som i vanlig praksis.
5. Utfør stabilitetsanalysen for å vurdere sikkerhetsfaktor under anleggsperioden. Resultatene bør sammenliknes med stabilitet før anleggsarbeid for å se på forverringseffekten.

6. Sammenlign resultatene med krav til stabilitet i gjeldende regelverk for å vurdere om skråningen oppnår kravene i forhold til bruddmekanisme og konsekvensklasser.
7. Dersom stabilitetsvurderinger, basert på konservative og relativt enkle bestemmelser av residual styrke, viser for *lav sikkerhet*¹, skal det enten utføres mer detaljerte analyser av sikkerheten mot utglidning eller utføres tiltak for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det understrekes at den foreslåtte metoden er basert på stor grad av konservatisme. Som følge av dette er metoden lett å bruke i praksis. Mer nøyaktige metoder krever resultater fra avanserte sykliske laboratorieforsøk og dynamiske analyser. Slikt krever tid og ressurser som ikke alltid er tilgjengelig i vanlige prosjekter. En stor antagelse i metoden er at brudd skjer etter at anleggsaktiviteten som påfører den sykliske last på skråningen er avsluttet. Denne lasten kan være viktig i nærheten av vibrasjonskilde, men er ikke enkel å vurdere siden den avhenger av mange forskjellige faktorer. Ved å også neglisjere effekten av tøyingsraten og ved å velge en konservativ verdi for sykliskstyrke anser vi likevel analysen som veldig konservativ.

Et eksempel på bruk av metoden beskrevet ovenfor er presentert i Vedlegg C. Generelt viser resultatene at sonen utsatt for styrkedegradering har lite påvirkning på lokalstabilitet. Dette vil i praksis sier at en skråning som har god stabilitet i utgangspunktet ikke vil stå i fare for skred som følge av vibrasjoner fra vibro komprimering. Samtidig, en skråning som har lav stabilitet vil være mer utsatt for brudd som følge av dynamiske påkjenninger. Det viktigste med metoden er at den fører til økt fokus på stabilitet i leireområder utenfor definert kvikkleiresoner og i områder med løs lagrede avsetninger.

¹ Stabilitetsanalyser med bruk av residualsikkerhetsfaktor er veldig konservative og vil i mange tilfeller føre til lav sikkerhetsfaktor. Det vil i så måte være vanskelig å tilfredsstille kravene i dagens regelverk. Det trengs en diskusjon mellom etatene for å bestemme hva som er akseptable, midlertidig, lav sikkerhet. Det bør også være opp til prosjekterende å vurdere hva som er akseptable lav sikkerhet basert på situasjon man er i.

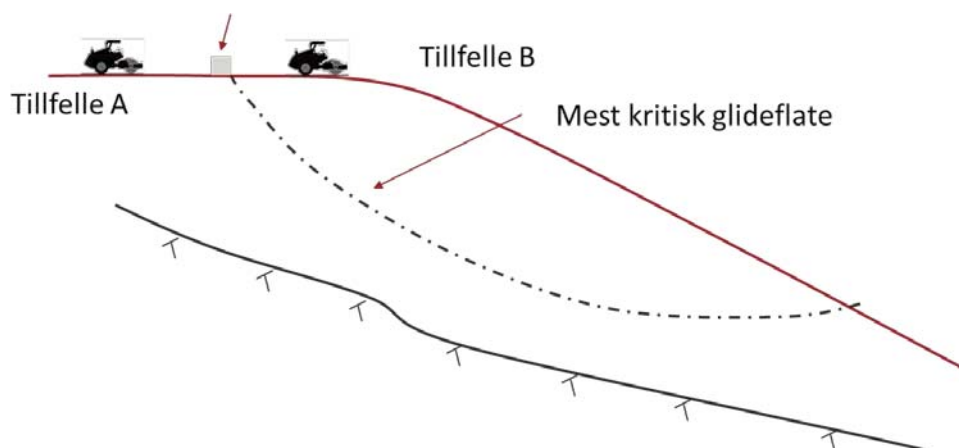


Figur 6-1: Sykliske skjærspenninger i logaritmisk fargeskala, hvor overflaten utsatt for dynamisk last er indikert med vibrovalsen (ref. NGI 2014).

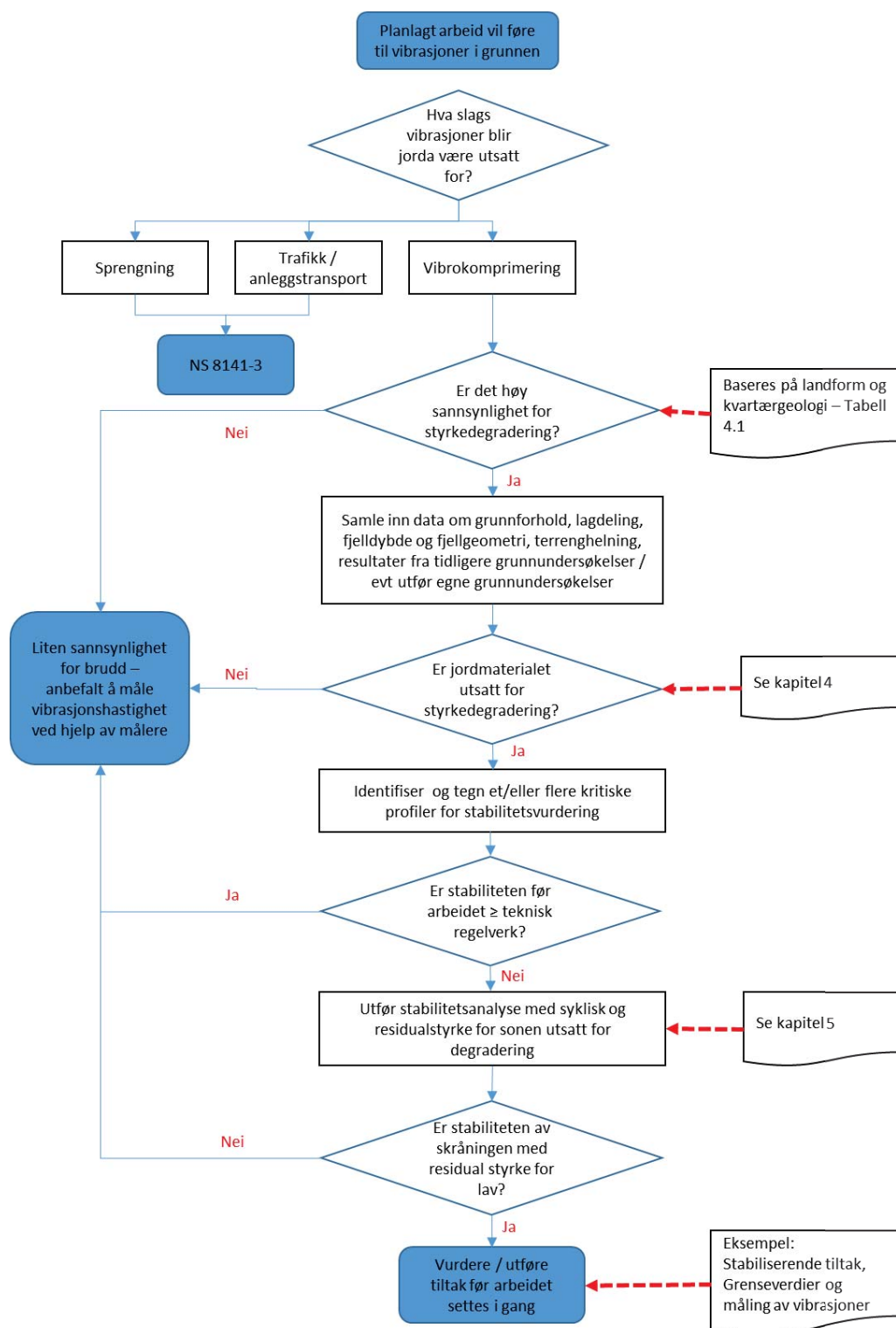
6.3 Anbefalte tiltak

Dersom analysene viser at det er behov for stabiliserende tiltak er det flere muligheter som kan være aktuelle. Tiltak kan være stabiliserende fyllinger, heving av elve/bekkeleie, bakkeplanering, utslaking av bratte partier, drenering i bratte skråninger, grunnforsterkning og lignende. Det er også anbefalt å installere måleinstrumenter for å måle vibrasjonshastighet under arbeidet. Foreløpig er det anbefalt å benytte en grenseverdi på 10 mm/s på målere plassert med 5, 10 og 15 m avstand fra vibrasjonskilden. Som presentert i Kap. 7 er det i fremtiden anbefalt å revidere disse grenseverdiene for komprimeringsarbeider med vibrovals. Det må være opp til den prosjekterende å vurdere behov for målere avhengig av situasjonen som vist i Figur 6-2.

Det anbefales også å sette inn piezometer for å følge med utviklingen i sonen som er utsatt for styrkedeградering. Helst bør det installeres piezometer i to dybder. Et annet tiltak under anleggsarbeidet kan være å bruke prefabrikkerte vertikale dren for å redusere faren for lokalisering samt dannelse av vannlag i jord utsatt for porevannomfordeling (Seid-Karbasi and Byrne 2007). Det må være opp til den prosjekterende å vurdere sikringstiltak for lokal/områdestabilitet, basert på situasjonen man er i. Videre må den prosjekterende finne løsninger på hvordan man skal håndtere en «midlertidig» redusert skjærfasthet.



Figur 6-2: Eksempel for kontroll av vibrasjoner fra vibrovals. I tilfelle A står valsen utenfor området med kritisk glideflate (mer enn 10 m) og sikkerheten tilfredsstillende kravene i teknisk regelverket. Det er ikke nødvendig med måling av vibrasjoner. I tilfelle B anbefales det å måle vibrasjonshastighet siden arbeidet planlegges i et område med kritiske glideflate.



Figur 6-3: Forslag til flytskjema for å vurdere om skråninger kan bli utsatt for flyteskred som følge av rystelser.

7 Konklusjoner og forslag til videre arbeid

Litteraturgjennomgangen presentert i denne rapporten viser at skred kan utløses av dynamiske påkjenninger, men dette er som regel i kombinasjon med andre destabiliserende forhold (f.eks. lav stabilitet før dynamisk påkjenning, ugunstige grunnvannsforhold (dvs. nedbør eller snøsmelting), erosjon, fylling, osv.). Dermed er det for de skredtilfeller som er gjennomgått vanskelig å isolere ut vibrasjoner som en enkel årsak til skredutløsningen. Resultater fra historiske hendelser viser at tynne sand- eller siltlag i avsetningene ofte er avgjørende for skredmekanismen. Dette understreker viktigheten av å kartlegge tynne, svake lag og er en utfordring til geoteknikerne i å forbedre tolkningen av lagdeling, særlig når skråninger er utsatt for dynamiske påkjenninger. Hovedkonklusjonen fra litteraturgjennomgangen og tidligere arbeid med utredningen av Nord-Statlandskredet og sprengningsindusert vibrasjoner er at uten forsterking av vibrasjoner er det lite trolig at vibrasjoner fra annen anleggsaktivitet enn sprengning kan utløse skred. Forsterking av vibrasjoner skjer når lastfrekvensen er nær den naturlige vibrasjonsfrekvensen til vibrasjonskilde-jord systemet. Den naturlige vibrasjonsfrekvensen er avhengig av jordstivhet, vibrasjonskildens geometri og masse, og lastamplitude. Vibrasjonsamplituden kan reduseres gjennom å redusere lastamplituden og gjennom å unngå forsterking ved hjelp av å øke lastfrekvensen.

Basert på erfaringer og empiriske relasjoner fra historiske hendelser, CPTU-data og laboratorie-data foreslår vi en fremgangsmåte for å vurdere stabilitet av skråninger utsatt for dynamiske påkjenninger. Metoden er delt opp punktvis i tre etapper og fokuserer først og fremst på dynamiske påkjenninger fra vibrovalser. Metoden og flytskjema er tenkt som et supplement til dagens regelverk og som hjelpemiddel til geoteknikere. Generelt vil metoden føre til økt fokus og sannsynligvis flere vurderinger av stabilitet i leirområder utenfor kvikkleiresoner og i områder med løst lagrede avsetninger. Metoden bør uttestes før bruk og vil senere kunne danne grunnlag til revidering av håndbøker og veiledninger.

Herunder foreslås det videre arbeid for å kunne forbedre vurderingsmetoden og flytskjema i nær framtid.

7.1 Forslag til videre arbeid

7.1.1 Regelverk og sikkerhetsprinsipper

Stabilitetsanalyser med bruk av residualskjærfasthet vil i mange tilfeller føre til lav sikkerhetsfaktorer for en skråning. Det vil i så måte være vanskelig å tilfredsstille kravene i dagens regelverk. Konsekvens er at dette vil kreve store stabiliseringstiltak og dermed praktiske og økonomiske utfordringer for mange prosjekter. Spørsmålet er om dette er nødvendig. I realitet vil sikkerhetsfaktoren være lav kun en kort periode (timer – dager) under og etter dynamiske påkjenninger, før materialet som har opplevd styrkedegradering begynner å konsolidere og oppnå styrke lik eller bedre enn utgangspunktet. Det trengs en diskusjon mellom etatene for å bestemme hva som er akseptable,

midlertidig, lav sikkerhet (eksempel $F_c \geq 1,0$ eller 1,1?). Det bør også være opp til prosjekterende å vurdere hva som er akseptable lav sikkerhet basert på situasjon man er i. Det bør eksistere en mulighet for at et tiltak kan gjennomføres med uendret eller økt materialfaktor (prosentvis forbedring). Det bør være en diskusjon mellom etatene om hvilken krav til prosentvis forbedring det skal brukes for dimensjonering under anleggsfasen for området stabilitet. For å belyse dette punktet er det en ide å utføre en parametrisk studie for å vurdere effekten av residualstyrke på stabiliteten for flere type skråninger. En slik studie vil hjelpe å velge fornuftige krav til prosentvis forbedring under dynamiske påkjenninger.

I følge standardene skal kravene til lokalstabilitet ivaretas og vurderes for alle faser av utbyggingen. Problemet er at bruken av residualstyrke vil føre til veldig lav lokalstabilitet, mens i praksis er det mer en bæreevne- eller deformasjonsproblematikk. Det kan oppstå større deformasjoner enn planlagt i jorda under vegfyllingen, men dette løses fort med ekstra fyllmasser som legges lagvis, og rekonsolideringen av jorda kort tid etter dynamiske påkjenninger. Det trengs dermed en diskusjon på hvordan man skal ivareta midlertidig lokalstabilitet og dokumentere stabilitet under dynamiske påkjenninger.

7.1.2 Revidering/vurdering av grenseverdier for komprimeringsarbeider

Påkjenningen som et jordelement utsettes for grunnet vibrasjoner er avhengig av amplituden, frekvensinnholdet, varigheten og antall sykler i rystelsene. Vibrasjonsamplituden i et jordelementet en skråning utsettes for er avhengig av størrelsen av og avstand til kilden. I tillegg kan variasjon i jordparametere, lagdeling og berggrunnsgeometri gi opphav til lokal forsterking av vibrasjoner.

Foreløpig er det anbefalt å benytte en grenseverdie på 10 mm/s for komprimeringsarbeid ved vibrovals. Det anbefales å revidere/teste disse grenseverdiene i framtiden ved hjelp av direkte målinger i felt.

7.1.3 Kobling mellom komprimeringskontroll og materialoppførsel og grenseverdier for vibrasjoner

Det eksisterer en rekke studier for å effektivisere komprimeringskontroll og forbedre kvaliteten til bærelag i vegbygninger (for eksempel Fladvad, 2012, Hellman 2011, NCHRP 2010).

Hellman skriver om kvalitetsproblemer på nybygde veier i Sverige. Trafikverket peker spesielt på at dette er et problem når underliggende jordlag består av løst lagret silt og leir med høyt vanninnhold. Slike materialer som beskrevet i kapittel 5 ovenfor, er følsomme for vibrasjoner og det er mulig at komprimeringsarbeider har bidratt til økt poretrykk i slike materialer med etterfølgende setninger.

Et utbytte av informasjon mellom forskjellige parter som arbeider med komprimeringskontroll og dynamisk oppførsel av fyll- og jordmaterialer vil være nyttig. Gjennom dette

vil man kunne bevisstgjøre de som er involvert med komprimeringsarbeid angående mulige innvirke på skråningsstabilitet.

For eksempel kan man forsøke etablere grenseverdier for måling av vibrovals-induserte vibrasjoner mht. skråningsstabilitet, med hjelp av systemer som allerede eksisterer for kontinuerlig komprimeringskontroll.

En bedre forståelse hvordan komprimering bidrar til økt poretrykk i jorda under vegfyllingen, kan også gi bedre retningslinjer for hvordan man bør komprimere for å unngå poretrykksoppbygging i underliggende lag, men samtidig oppnår god komprimering av fyllmaterialen.

8 References

Aas, G. (1976) Skred som følge av peleramming i bløt leire. NGI publikasjon 110. pp 49-54

Andersen, K. H. (2015) Cyclic soil parameters for offshore foundation design, *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, Ed. Meyer V., ISBN: 978-1-138-02848-7.

Andersen KH (2009) Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. *Can Geotech J* 46 (5):513–535

Andersen, K.H. (2004), Invited Keynote Lecture: International Conf. on "Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena", CBS04, Bochum, Germany. 2004. Proc. p. 371 – 387, A.A.Balkema Publishers, Ed Th. Triantafyllidis.

Aylsworth, J.M., Lawrence, D.E. and Guertin, J., 2000. Did two massive earthquakes in the Holocene induce widespread landsliding and near-surface deformation in part of the Ottawa Valley, Canada? *Geology*, v. 28, p. 903-906.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Pasqualini, E. 1986. Interpretation of CPT's and CPTU's. Part 2, drained penetration of sands. 4th International Geotechnical Seminar, Field Instrumentation and In Situ Measurements, Singapore, pp. 143-156.

Bernander, S. (2000). Progressive Landslides in Long Natural Slopes. Formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils. Licentiate Thesis 2000:16, Luleå University of Technology, ISSN: 1402 – 1757. 16+104+17 pp. Available at <http://epubl.ltu.se/1402-1757/2000/16/index.html>

Bernander, S. (2009). Down-hill progressive landslides in soft clays: Triggering disturbance agents, Slide Propagation over horizontal or gently sloping ground, Sensitivity related to geometry.

Biscontin G, Pestana JM, Nadim F (2004) Seismic triggering of submarine slides in soft cohesive soil deposits. *Mar Geol* 203(3 & 4):341–354

Brooks, G. R. (2013). A massive sensitive clay landslide, Quyon Valley, southwestern Quebec, Canada, and evidence for a paleoearthquake triggering mechanism. *Quaternary Research*, 80(3), 425-434.

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays, report no. *Ucd/cgm*, 4(01).

Caltrans, Transportation and Construction Vibration Guidance Manual, California Department of Transportation, Division of Environmental Analysis Environmental Engineering, Hazardous Waste, Air, Noise, Paleontology Office, September 2013.

Conlon, R. J. (1966). Landslide on the toulmoustou river, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(3), 113-144.

Cummins DI (eds) Deglacial history of the Champlain Sea basin and implications for urbanization. Joint annual meeting GAC-MAC-SEG-SGA, Ottawa, Ontario, May 25–27, 2011, Field Guide Book, pp 72–74. Geological Survey of Canada, Open File 6947

Deckner, F. Viking, K., Guillemet, c., and Hintze, S. Instrumentation System for Ground Vibration Analysis During Sheet Pile Driving, GTJ, Nov. 2015.

Ekström, A., & Olofsson, T. (1985). Water and frost-stability risks for embankments of fine-grained soils. In From Proceedings of the Symposium on Failures in Earthworks, organized by the Institution of Civil Engineers, held in London, March 6-7, 1985.

Fiegel, G. L., & Kutter, B. L. (1994). Liquefaction mechanism for layered soils. *Journal of geotechnical engineering*, 120(4), 737-755.

Fladvad, Marit, Kontinuerlig komprimeringskontroll, NTNU 2012, <http://ntnu.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A566901&dswid=-8523>

Frydenlund, T.E., 1970. Vibrasjon i jord : virkning av vegtrafikk og peleramming

Bayraktar, Kang, Svinking, Florida Dept of Transportation report, Evaluation Of Vibration Limits And Mitigation Techniques For Urban Construction, October 2013, http://www.dot.state.fl.us/research-center/Completed_Proj/Summary_STR/FDOT-BDK80-977-22-rpt.pdf

Furseth, A. (2006). Skredulykker i Norge. Tun Forlag, Oslo. pp 207.

Hellman, Fredrik, Packning av obundet material i vägkonstruksjoner, VTI notat 7-2011, <http://www.vti.se/sv/publikationer/packning-av-obundet-material-i-vagkonstruksjoner/>.

Hryciw, R., Vitton, S., and Thomann, T. (1990). "Liquefaction and Flow Failure During Seismic Exploration." *J. Geotech. Engrg.*, 116(12), 1881–1899.

ISO/TS 14837-32:2015 Mechanical vibration – Ground borne noise and vibration arising from rail systems – Part 32: Measurement of dynamic properties of the ground.

Jakobson, B. (1952). The Landslide at Surte on the Göta River, September 29, 1950. Haeggströms.

Johansson J., Løvolt F., Andersen K. H., Madshus C., Aabøe R. (2013) Impact of blast vibrations on the release of quick clay slides. In: Proceedings of 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, ICSMGE, Paris

Karlsruud 1979. Naturlige skråninger: Undersjøske utglidninger og skred. NGI report 52200-1.

Kaynia, A., Madshus, C., and Zackrisson, P. (2000). "Ground Vibration from High-Speed Trains: Prediction and Countermeasure." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:6(531), 531-537.

Kokusho, T. _1999. "Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125_10_, 817–826.

Kokusho, T. (2003). Current state of research on flow failure considering void redistribution in liquefied deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(7), 585-603.

Kulasingam, R. (2003). "Effects of void redistribution on liquefaction-induced deformations." PhD dissertation, Univ. of California, Davis, Calif.

Kulasingam, R., Malvick, E. J., Boulanger, R. W., & Kutter, B. L. (2004). Strength loss and localization at silt interlayers in slopes of liquefied sand. *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1192-1202.

Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. *Report EL-6800*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (2008). *Soil mechanics SI version*. John Wiley & Sons.

Langford, J., Sandene, T. (2015). Effekter av rammede peler i leire – Litteraturstudie og erfaringsrapport. DP3- Videreutvikling av metoder for å begrense skader, Begrensskade delrapport nr. 3.

Liu, H., and Qiao, T. 1984. "Liquefaction potential of saturated sand deposits underlying foundation of structure." *Proc., 8th World Conf. Earthquake Engineering*, Vol. III, San Francisco, Int. Association for Earthquake Engineerng _IAEE_, 199–206.

L'Heureux, J.S., Long M. 2016. Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays. NGM 2016. Reykjavik, Iceland.

L'Heureux, J.S., Longva, O., Steiner, A., Hansen, L., Vardy, M.E., Vanneste, M., Haflidason, H., Brendryen, J., Kvalstad, T.J., Forsberg, C.F., Chand, S., Kopf, A. (2012). Identification of weak layers and their role for the stability of slopes at Finneidfjord,

northern Norway. In: *Y. Yamada et al. (eds). Submarine Mass Movements and Their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research, 29*, Springer, Dordrecht (The Netherlands). 321-330.

L'Heureux J.S, Hansen L, Longva O, Emdal A, Grande L (2010a). A multidisciplinary study of submarine landslides at the Nidelva fjord delta, Central Norway–Implications for geohazards assessments. *Norw J Geol* 90:1–20

L'Heureux, J.S., Longva, O., Hansen, L. (2010b). Ny kunnskap om skredmekanisme langs norske fjorder: Eksempler fra Trondheimsfjorden og Sørfjørden I Hemnes. *Fjellsprenningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk*, Oslo 25-26 Nov. 2010. pp.20.1-20.15. ISBN 978-82-8208-021-7

L'Heureux, J. S., Glimsdal, S., Longva, O., Hansen, L., & Harbitz, C. B. (2011). The 1888 shoreline landslide and tsunami in Trondheimsfjorden, central Norway. *Marine Geophysical Research*, 32(1-2), 313-329.

Lunne, T. and Andersen, Knut H., " Soft Clay Shear Strength Parameters For Deepwater Geotechnical Design", Proceedings of the 6th International Off shore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, 11–13 September 2007, London, UK

Malvick, E. J., Kulasingam, R., Boulanger, R. W., and Kutter, B. L. (2003). “Analysis of a void redistribution mechanism in liquefied soil.” *Proc., 12th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* Vol. 2, Cambridge, Mass., 955–961.

Massarsch, K. R. & Fellenius, B, Ground Vibrations Induced by Impact Pile Driving. Proceedings of the 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, August 11-16, 2008.

Massarsch, K. R. & Fellenius, B. Vibrationer vid slagning av pålar och spont. *Bygg & Teknik* 1/2014.

Massarsch, K. R. & Wersäll C.. Horisontell jordundranngning vid pålslagning i lera. *Bygg & Teknik* 1/2014.

Massarsch, K.R. and Fellenius, B.H., 2005. Deep vibratory compaction of granular soils. Chapter 19 in *Ground Improvement-Case Histories*, Elsevier publishers, B. Indranatna and C. Jian, Editors, pp. 633 - 658.

Nadim F, Kalsnes B (1997) Evaluation of clay strength for seismic slope stability analysis. In: *Proceedings XIV ICSMFE, Hamburg*, vol 1, pp 377–379, 6–12 Sept 1997.

NCHRP Report 676, Intelligent Soil Compaction Systems, 2010, http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_676.pdf

Norges Geotekniske Institutt (NGI). (2014) Notat 20140347-03-TN «NIFS NN-6.7.1. Utredning av skredteknisk årsak til skredet ved Nord – Statland 29.01.2014. Vurdering av innvirke av rystelser fra vibrokomprimering og sprengning på skråningsstabilitet.» Datert 4.12.2014

Norges Geotekniske Institutt (NGI). (2014) Notat 20140347-04-TN «NIFS NN-6.7.1. Utredning av skredteknisk årsak til skredet ved Nord – Statland 29.01.2014. Stabilitetsberegninger inkl. parametertolkning.» Datert 4.12.2014

NGI, Virkning av sprengning av på sensitive løsmasser, 20120700-01-R, august 2013.

NGI, SP8-GEODIP, Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays, 20150030-04-R, 2015-11-02.

Nordal, S., Alen, C., Emdal, A., Jendeby, L., Lyche, E. & Madshus, C. (2009). Landslide in Kattamrkavegen in Namsos 13. March 2009. Oslo: Transportation Ministry, Oslo, Report ISBN 978-82-92506-71-4 and ISBN 978-82-92506-72-1.

NVE (2015) Skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggestadskredet). Rapport 2015_53. ISBN 9788241011009

NVE (2014) Skredet ved Nord – Statland. Utredning av teknisk årsakssammenheng. Rapport nr. 93-2014. ISBN-nr. 978-82-410-1042-2

Olson, S. M., & Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 629-647.

Olson, S. M., & Stark, T. D. (2003). Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1164-1184.

Perret D, Mompin R, Bossé F, Demers D (2011) Stop 2-5B: the Binette road earth flow induced by the June 23rd, 2010 Val-des-Bois earthquake. In: Russell HAJ, Brooks GR,

J. Pistor, F. Kopf, D. Adam, S. Villwock, and W. Völkel, "Ambient vibration of oscillating and vibrating rollers", Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013) C. Adam, R. Heuer, W. Lenhardt & C. Schranz (eds) 28-30 August 2013, Vienna, Austria Paper No. 167.

Polito, C. and Martin II, J. (2001). "Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(5), 408–415.

Rinehart, R. V., Mooney, M.A. , Measurement depth of vibratory roller-measured soil stiffness, *Géotechnique* 59(7):609-619 · Jan. 2009

Roscoe, K. H. (1970). "Tenth Rankine lecture: The influence of strains in soil mechanics." *Geotechnique* 35(3), 299–317.

SGF, Markvibrationskommitten, "Markvibrationer", SGF Informationskrift, 2012.

Seid-Karbasi, M., and Byrne, P. M. (2007). "Seismic liquefaction, lateral spreading, and flow slides: A numerical investigation into void redistribution." *Can. Geotech. J.*, 44(7), 873–890.

Statens Vegvesen (2014) Planlegging og utførelse av komprimeringsarbeid. Varige vegger 2011-2014. SVV rapporter nr 284.

van Susante, P. and Mooney, M. (2008). "Capturing Nonlinear Vibratory Roller Compactor Behavior through Lumped Parameter Modeling." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(2008)134:8(684), 684-693.

Vanneste, M., Longva, O., L'Heureux, J.-S., Vardy, M., Morgan, E., Forsberg, C.-F., Kvalstad, T.-J., Strout, J., Brendryen, J., Haflidason, H., Lecomte, I., Steiner, A., Kopf, A., Mörz, T., Kretier, S. 2013. Finneidfjord, a Field Laboratory for Integrated Submarine Slope Stability Assessments and Characterization of Landslide-Prone Sediments: A Review. Offshore Technology Conference held in Houston, Texas, USA, 6–9 May 2013.

Vucetic, M. (1994). "Cyclic Threshold Shear Strains in Soils." *J. Geotech. Engrg.*, 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2208), 2208-2228.

Whitman, R. V. (1985, August). On liquefaction. In *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Calif (pp. 12-16).

Wersäll, C. et. al., "Frequency Variable Surface Compaction of Sand Using Rotating Mass Oscillators," *ASTM geotechnical testing journal*, vol. 38, no. 2, pp. 198-207, 2015.

Youd TL, Idriss IM, Andrus RD, Arango I, Castro G, Christian JT, Dobry R, Finn WDL, Harder LF Jr, Hynes ME, Ishihara K, Koester JP, Liao SC, Marcuson WF, Martin GR, Mitchell JK, Moriwaki Y, Power MS, Robertson PK, Seed RB, Stokoe KH (2001) Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *J Geotech Geoenviron Eng*, ASCE 127(10):817–833

Vedlegg A

EVALUATION OF VIBRATION INFLUENCE AREA OF VIBROCOMPACTOR

Innhold

A1	Introduction	2
A2	Model description and material properties	2
	A2.1 Soil properties	4
A3	Vibration susceptibility and Vibration criteria	5
A4	Analyses description	6
A5	Results	7
	A5.1 Results from basic case Run11	8
	A5.2 Results for the thin weak layer case Run22	11
	A5.3 Results for the inclined bedrock cases Run24a, Run24b and Run24c	13
	A5.4 Estimation of strains in thin soft layers	15
A6	Discussion	16
	A6.1 Effect of Young's modulus	16
	A6.2 Effect of rock depth	16
	A6.3 Effect of stiff layer	16
	A6.4 Effect of thin weak layer	16
	A6.5 Effect of inclined bedrock location	16
	A6.6 Effect of static load distribution under the drum	17
A7	Conclusion and recommendations	17
A8	References	17

A1 Introduction

Vibratory rollers are commonly used to improve geotechnical properties such as strength and stiffness of soil deposits. The interaction between the roller and the soil is a highly non-linear system. Soil compaction with vibrorollers causes vibrations at some distance from the roller and such vibrations may be large enough to reduce the strength of soils and thereby the stability of nearby slopes. This appendix describes a numerical analysis of vibrations induced by vibratory rollers. This work was performed and written by Sarah Bouchard, a PhD candidate visiting NGI during the fall of 2015.

When compacting soil on or near slopes the vibrations may reduce the stability of the slope if there are vibration susceptible soils present. To account for the vibratory effects on the stability of a slope one could reduce the soil strength in a zone that is influenced by the vibrations. Based on the numerical analysis described below we have estimated the size of the influence zone.

The objectives of the analysis is to calculate the amplitude of the vibrations that are generated from vibratory roller compactor in a soil deposit, to determine the zone of influence based on a certain strain threshold, and to understand the effect of different soil parameters and bedrock depth on the vibration amplitudes and the size influence zone.

A2 Model description and material properties

The effect of vibratory roller vibrations is studied in a clayey deposit. Different cases are analysed in an axi-symmetric model with the software COMSOL Multiphysics and the NGI in-house code Laysac. All the analyses are performed in the frequency domain for a range between 0,01 Hz to 40 Hz. A perfectly matched layer (PML) is modelled at a radial distance of 100 m to avoid reflection of waves. An example of the model for a 10 m depth case is shown in Figure 2.1.

The geometry is simplified: the soil surface is flat, the bedrock is modelled as a fixed boundary and the drum is modelled as a stiff block with properties given in Table 1. The soil properties are described in section A2.1.

The vibratory load generated by the drum are modelled as vertical load applied on the boundary between the block and the soil. The analysis was performed for 3 different load amplitudes, 50, 100, and 200 kN, based on examples given in the literature (see Figure 2.2). The 200 kN was later deemed to be large and the cases with 100 kN loads were used for establishing zone of vibration influence.

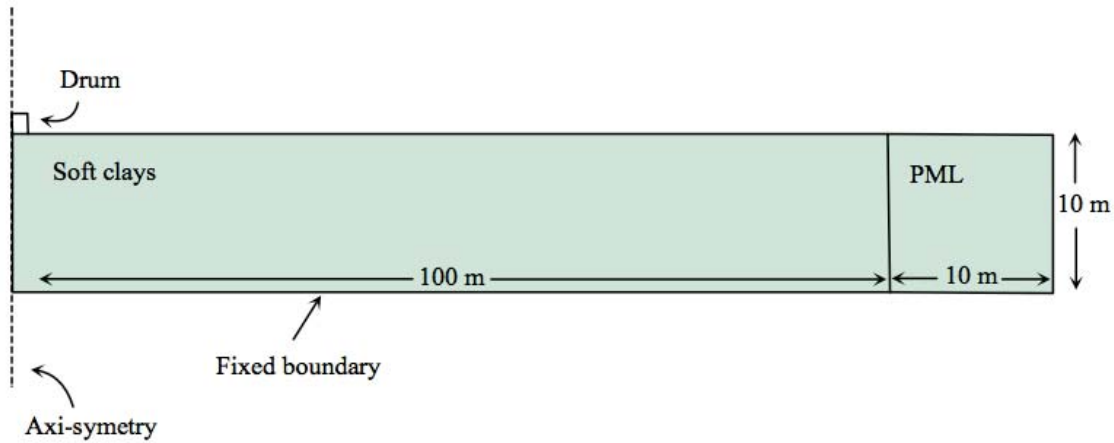


Figure 2.1: General model from Run10a: deposit, drum and the PML

Table 1: Properties of block representing the drum and contact force

Dynamic mass of drum	2827 kg
Length	0.5 m
Height	1 m
Young's modulus	2.1 GPa
Operating frequency	20 to 40 Hz
Boundary load	
Contact force	50 kN, 100 kN, (200 kN)

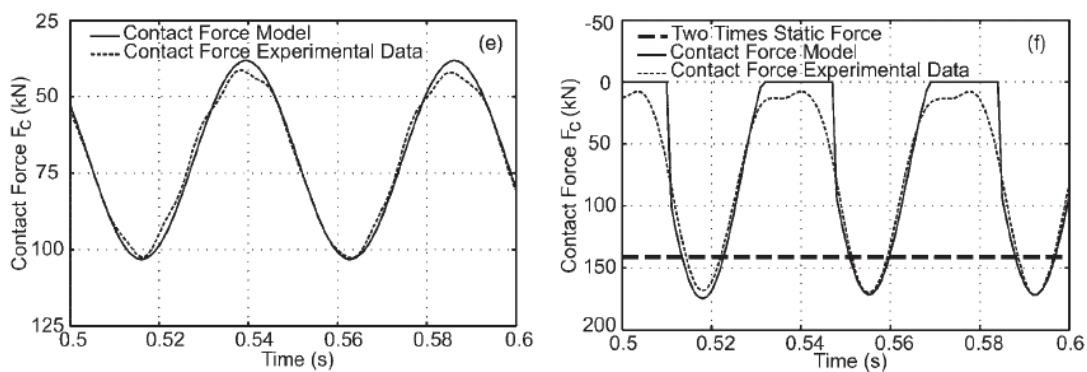


Figure 2.2 Example of contact force between drum and soil as observed in field and numerical model (after /1/)

A2.1 Soil properties

The soil properties are presented in Table 2 and are representative of a typical clayey deposit. A soil profile with constant soil stiffness (Young's modulus) and increasing stiffness with depth were used in the analysis. The profile with increasing stiffness was based on the lower bound, shown with grey dots in Figure 2.3, established in a study of the shear wave velocity variation with depth at 28 Norwegian sites /2/.

Another important parameter considered in this study is the presence of a thin soft layers in the deposit. Such layers may sustain larger strains if their shear stiffness is lower than the surrounding material stiffness. For this study, a weak layer at 3 m depth is included in some cases. The shear wave velocity of the layer is half of the shear wave velocity of the surrounding soils.

After the vibratory compactor have run several times over the fill material, it becomes stiffer. The effect on the vibration amplitude of a stiffer compacted layer over the loose material was evaluated by placing a 1 meter thick stiff layer over the softer clay. The material properties of the compacted layer are given in Table 2. The shear wave velocity is assumed to be twice as large as the natural material.

Table 2: Soils properties

Soft clay or loose sand	Density, ρ	1 800 kg/m ³
	Damping, ξ	0.04
	Young modulus, E	53.4e6 MPa (for constant modulus case), 53.4e6-z*8.06e6 MPa (for increasing modulus case)
	Shear wave velocity, V_s	100 m/s (for constant modulus case) 100 m/s to 200 m/s (for increasing modulus case)
	Poisson ratio, ν	0.49
Compacted layer	Density, ρ	1 800 kg/m ³
	Thickness	1 m
	Damping, ξ	0.04
	Young modulus, E	214.4 MPa
	Shear wave velocity, V_s	200 m/s
	Poisson ratio, ν	0.49
Thin weak layer	Density, ρ	1 800 kg/m ³
	Thickness	0,3 m
	Damping, ξ	0.04
	Young modulus, E	14 MPa
	Shear wave velocity, V_s	50 m/s
	Poisson ratio, ν	0.49

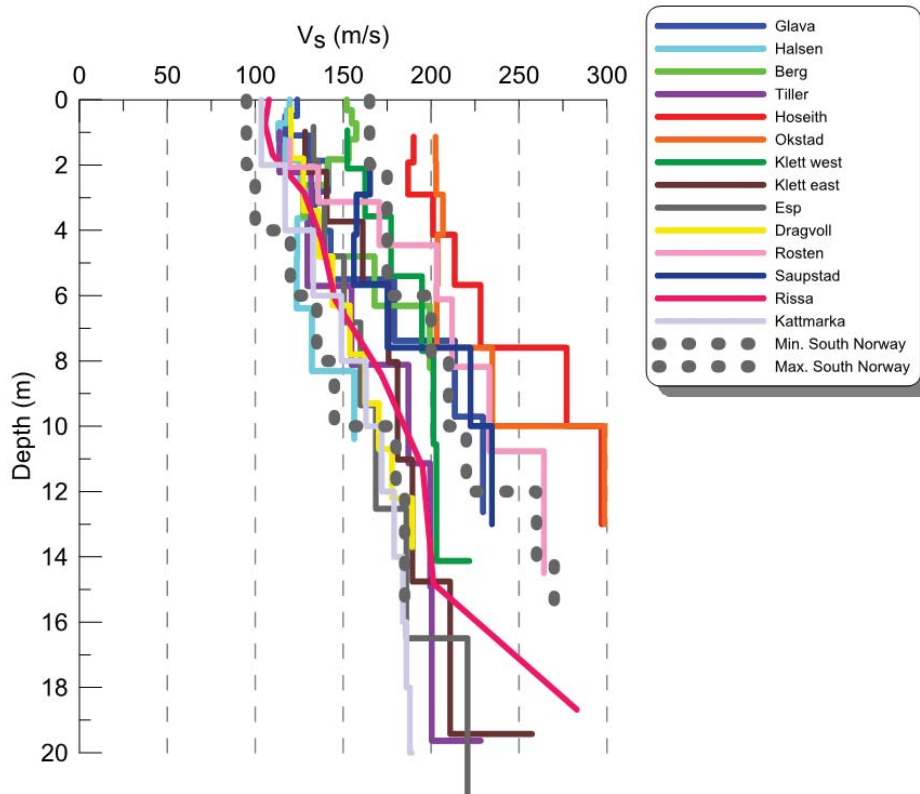


Figure 2.3: In situ shear wave velocity profile for Norwegian sites (from /2/)

A3 Vibration susceptibility and Vibration criteria

The vibration susceptibility can be defined in terms of the threshold cyclic shear strain amplitude necessary to cause a reduction in shear modulus and/or pore pressure build up. Vucetic (1994) presented threshold values of cyclic shear strains as a function of soil plasticity index as shown in Figure 3.1. Based on this figure and the fact that plasticity indices of sand/silts and Norwegian quick clays often are below 15%, we selected a threshold strain of 0.025% (2.5×10^{-4}) to determine the vibration influence area.

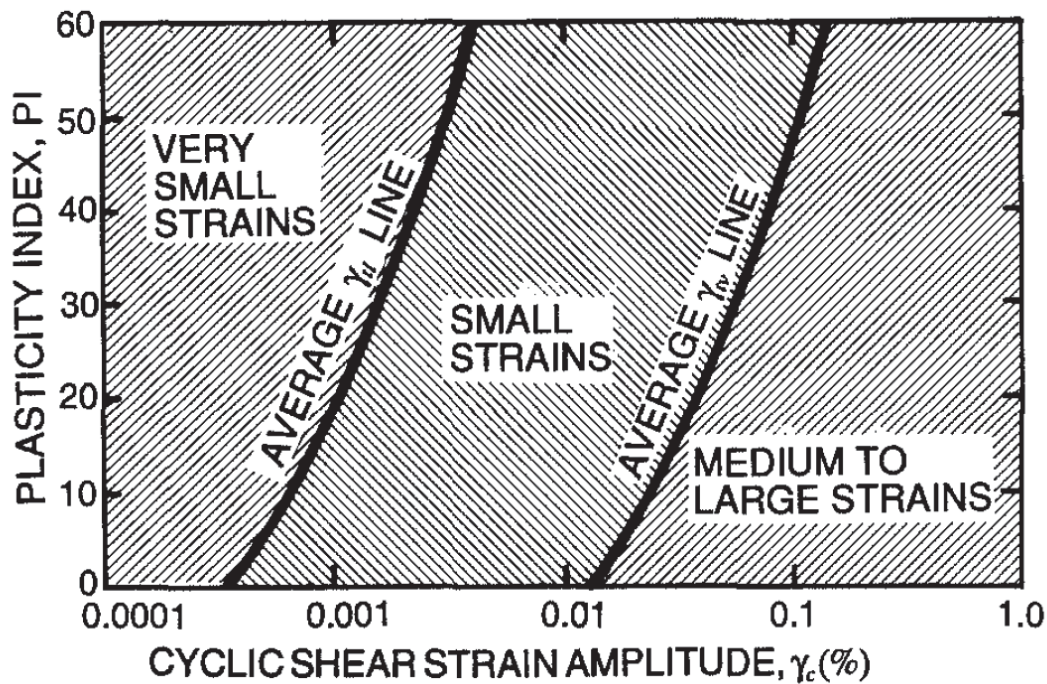


Figure 3.1 Threshold cyclic shear strain amplitudes vs. plasticity index (after /3/)

A4 Analyses description

The analysis focuses on six parameters assumed to have an effect on the site response: i) the young's modulus, ii) the layer thickness (depth to bedrock), iii) the presence of denser layer on top of the deposit, iv) the presence of a thin weak layer in the deposit, v) inclined bedrock and its location from the drum and finally vi) the effect of dip direction of the bedrock. They are described below in Table 3 with their corresponding models.

Table 3: Influence of different parameters

Effect of modulus	Constant Increasing	Run14 (E constant) Run11 (E increasing)
Effect of roc depth	10 m 20 m	Run10a (10m) Run14 (20 m)
Effect of stiff layer	1 m thick 200 m/s	Run11 (without denser layer) Run12 (with denser layer)
Effect of thin weak layer	0.3 m thick weak layer	Run10a (without thin layer) Run22 (with thin layer)
Effect of bedrock to surface location (2H:1V)	Bedrock outcrop at 20, 30 and 40 m from vibrocompactor	Run24 and 10a (E constant) Run24a, Run24b and Run24c (E increasing)
Effect of dip direction of rock (2H:1V)	Inclined bedrock to surface or plunging under the vibrocompactor	Run24c and 25a (E increasing)

A5 Results

The main results for the different runs are presented in Table 4. The response of the system is observed from the displacement at the interface between the drum and soil, the resonant frequency, the depth and radial distance affected by vibrations. The affected zone is delimited by a threshold value set to $2.5e^{-4}$ m strain. That means that the zone with shear strains above $2.5e^{-4}$ m is considered affected by the vibration and the soil's modulus may decrease if those strains are reached. The next sub-section presents some figures from the analysis: for a basic case (Run11), for the case with a weak layer (Run22) and for a case with an inclined bedrock (Run24 a, b, c).

Table 4: Results from analysis for the 100 kN load case

Runs	Thickness (m)	Young Modulus	Resonant frequency (Hz)	Static Disp. (m)	Disp. at resonant frequency (m)	Depth affected (m)	Radial distance (m)
Run10a	10	Constant	21	1,3E-03	1,9E-03	4	6
Run11	20	Increasing	22	1,2E-03	2,0E-03	3,5	4
Run12	20	Increasing*+ denser	40*	6,6E-04		3,5	4
Run14	20	Constant	21	1,3E-03	2,0E-03	4	5
Run22	10	Constant +thin layer	24	1,3E-03	2,0E-03	4,5	10,5
Run24	10	Constant+roc	23	1,3E-03	2,5E-03	6	10
Run24a	10	Increasing+ roc at 20 m	21	1,2E-03	2,5E-03	4	7,5
Run24b	10	Increasing+ roc at 30 m	23	1,2E-03	2,1E-03	4	6
Run24c	10	Increasing+ roc at 40 m	24	1,2E-03	2,1E-03	3,5	5
Run25a	15	Increasing+ other inclinaison	25	1,2E-03	2,0E-03	3,5	5

A5.1 Results from basic case Run11

The shear strains distribution from Run11 is shown in Figures 5.1, 5.2 and 5.3 for different loads (50 kN, 100 kN and 200 kN). They are computed at the resonant frequency of the system.

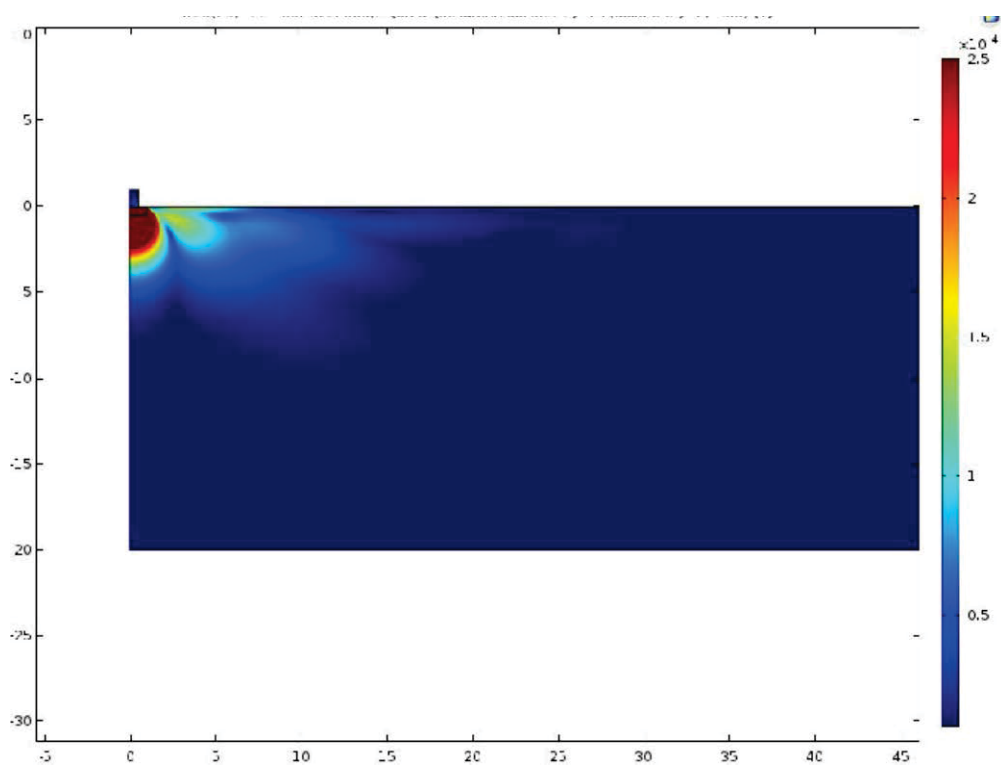


Figure 5.1: Shear strains distribution Run11 for 50 kN load at resonant frequency (21Hz)

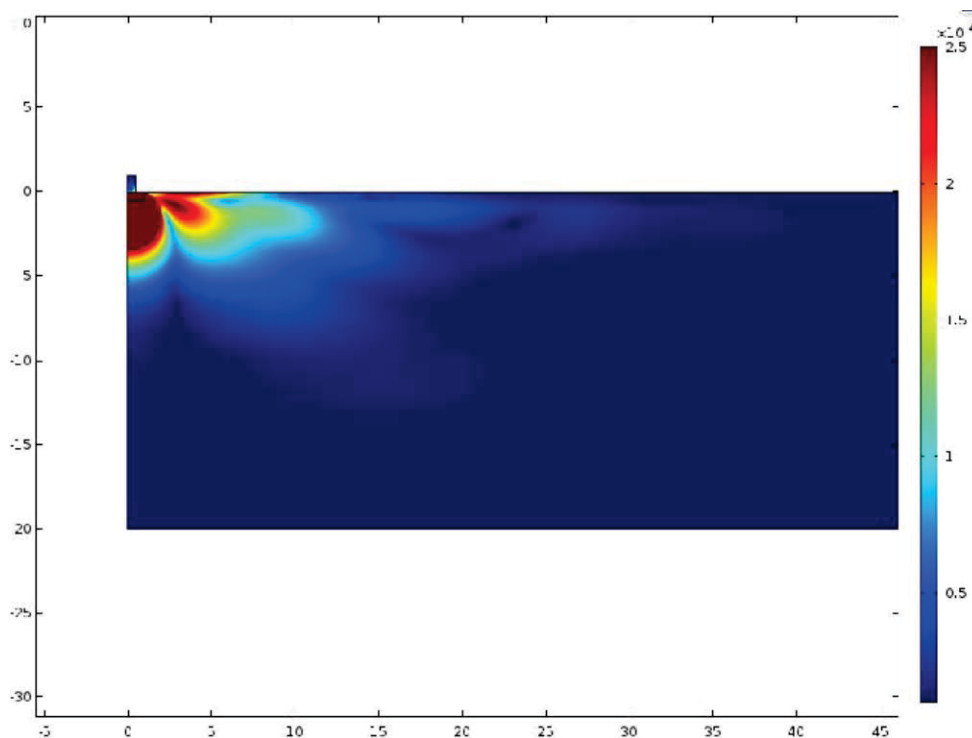


Figure 5.2: Shear strains distribution Run11 for 100 kN load at resonant frequency (21 Hz)

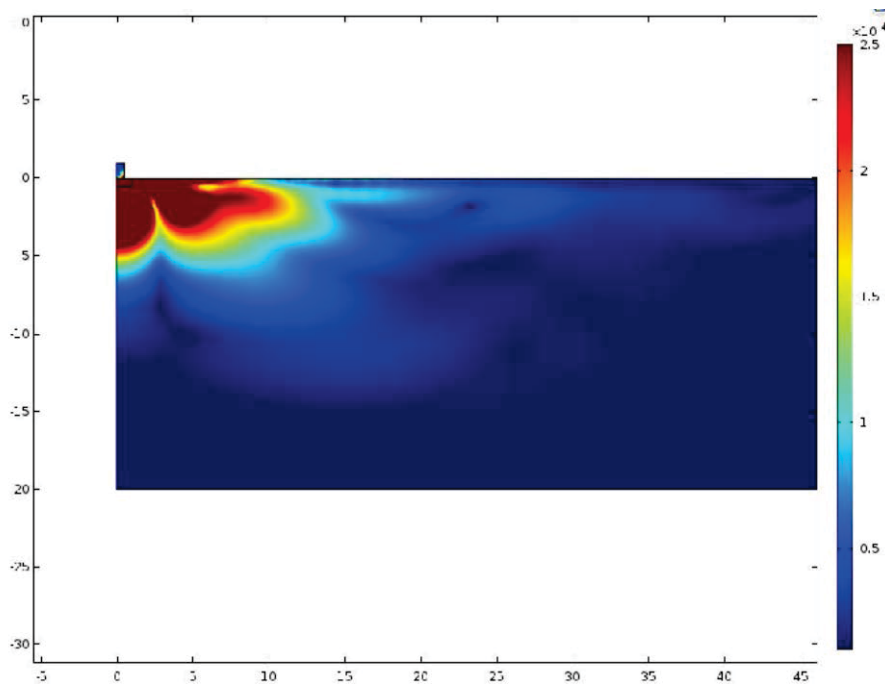


Figure 5.3: Shear strains distribution Run11 for 200 kN load at resonant frequency (21 Hz)

Figure 5.4 presents the location of the vertical cross sections lines used to plot the displacement at different distance from the drum and how it decreases with depth. Figure 5.5 shows the displacement (m) along those cross sections.

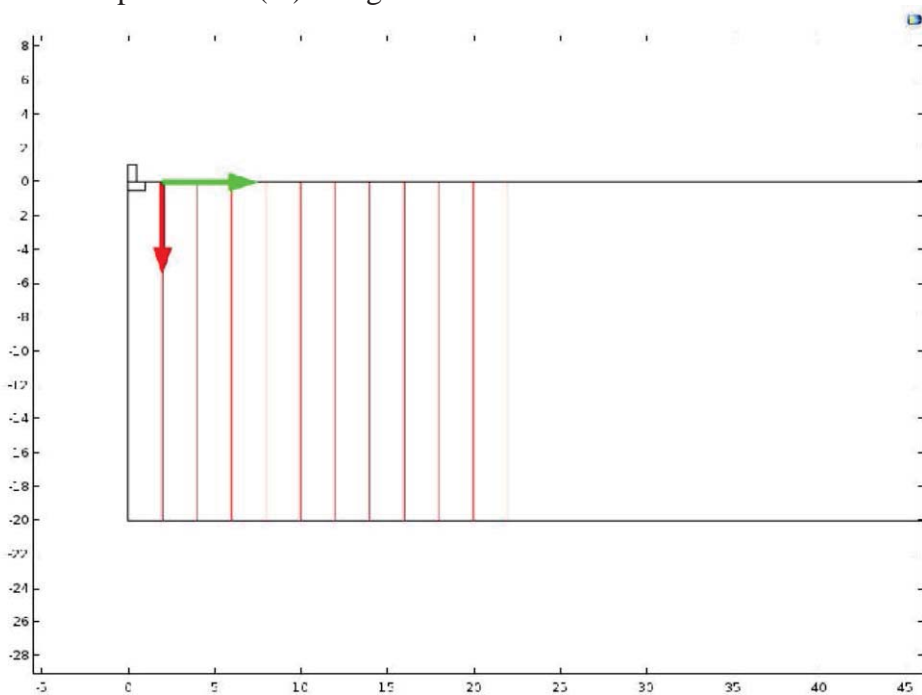


Figure 5.4: Cross sections location for displacement graph for Run11 (21 Hz)

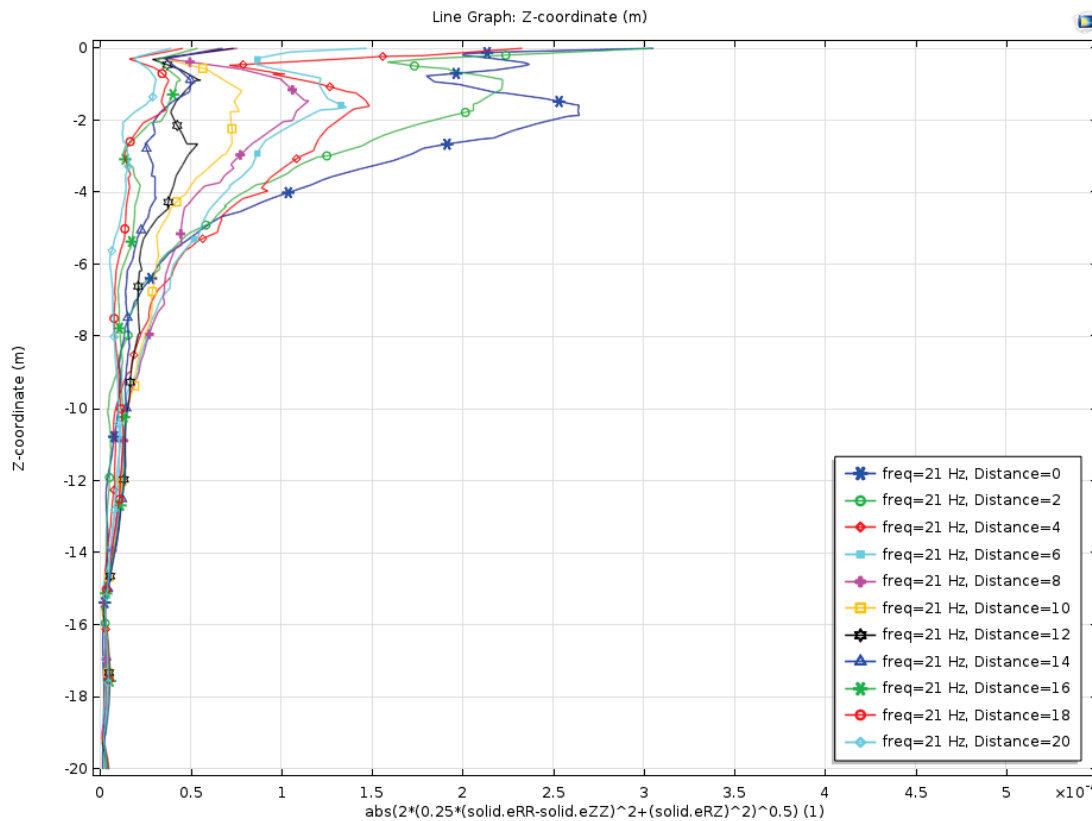


Figure 5.5: Maximum shear strains versus depth for cross sections from figure 4 for Run11 at resonant frequency (21 Hz), note that distance=0 represents the distance at 2 m from the drum

A5.2 Results for the thin weak layer case Run22

From Table 4, the case with the larger displacements to expect and the largest zone affected by the vibrations is the one that contains a weak layer. Shear strains distribution is presented in Figure 5.6 for the Run22 with 100 kN load. Figure 5.7 presents the peak particle velocities at surface and Figure 5.8 shows the displacements with depth for different vertical cross-sections.

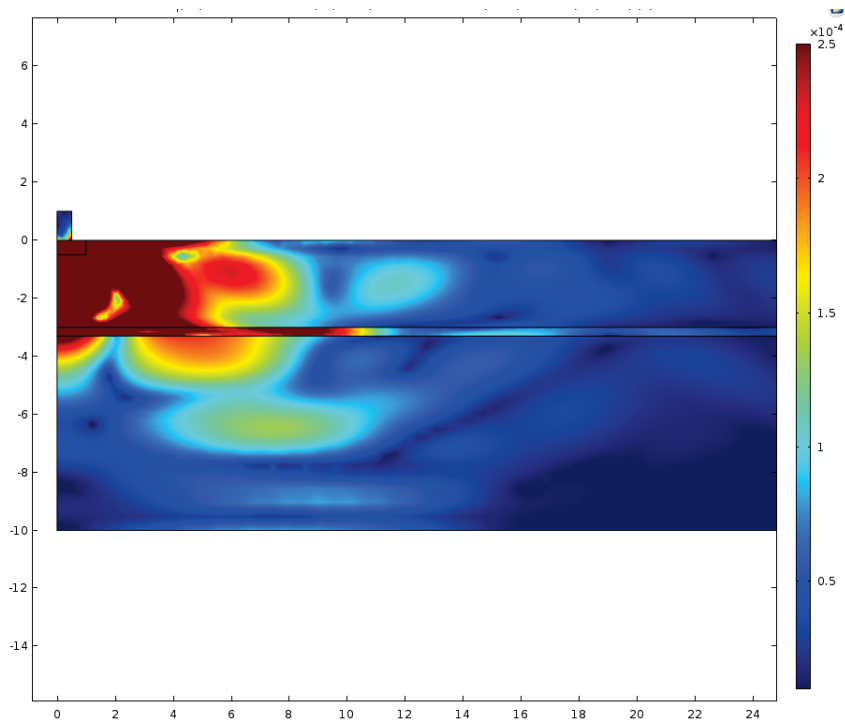


Figure 5.6: Shear strains distribution for the case with thin weak layer (Run22) with the 100 kN load at resonant frequency 24 Hz

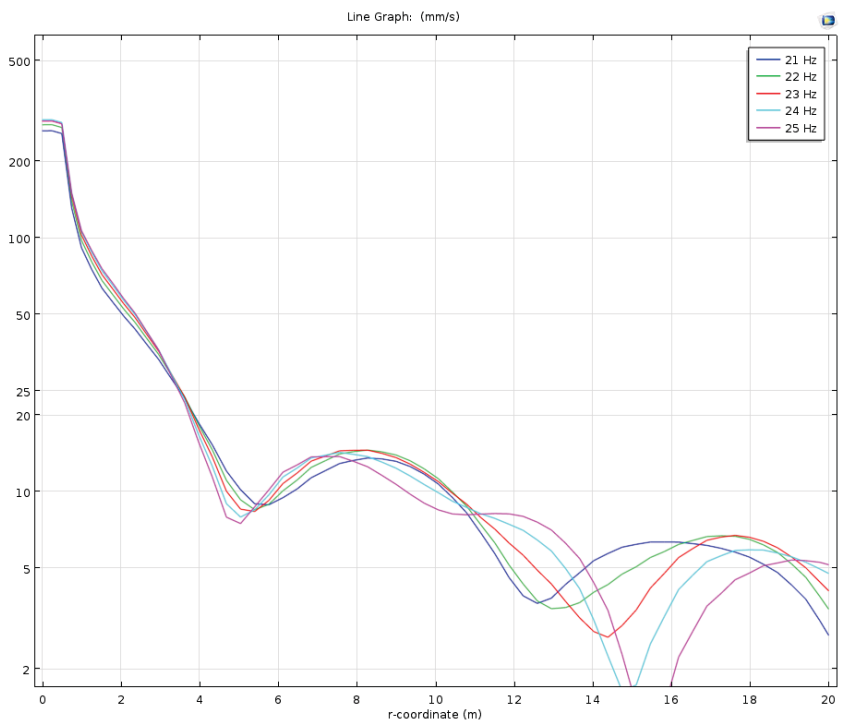


Figure 5.7: Peak particle velocities at surface for frequency range of 21 Hz to 25 Hz for the weak layer case (Run22)

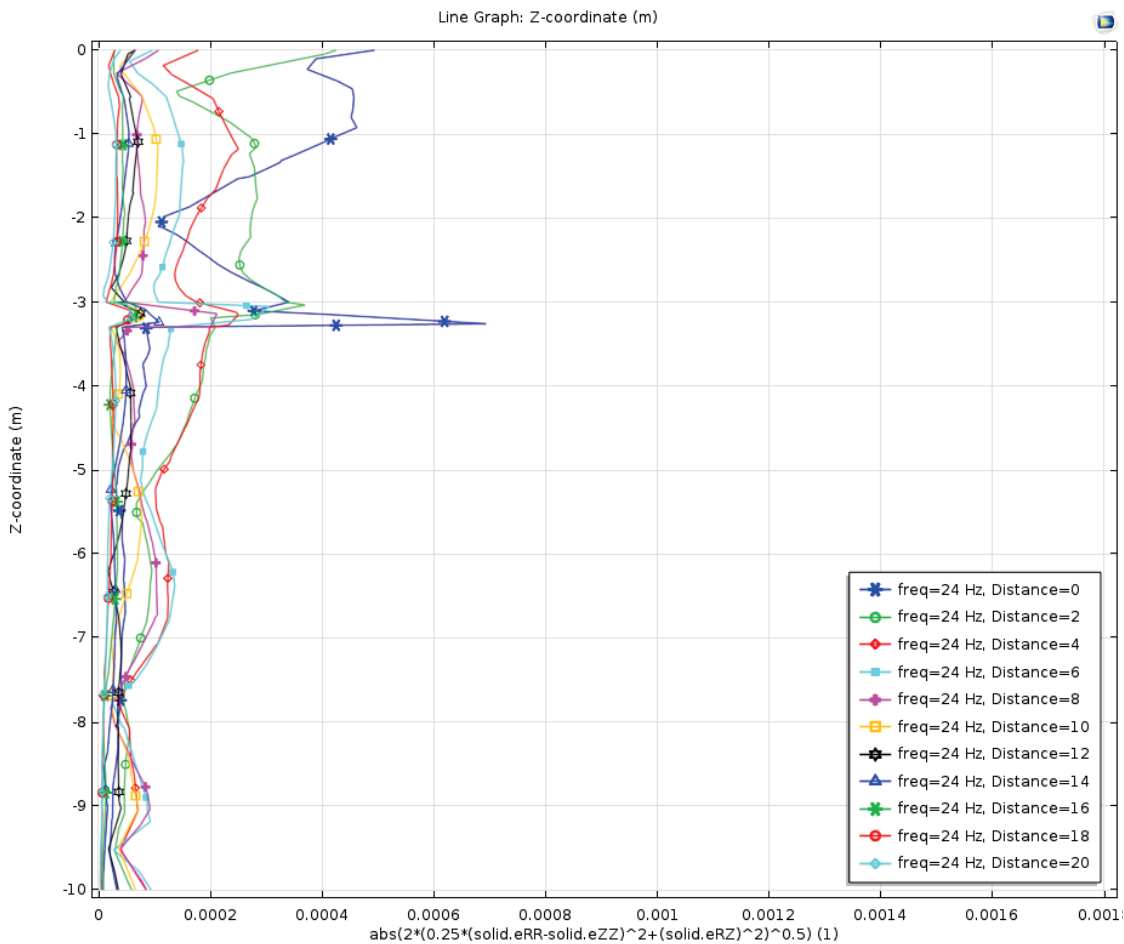


Figure 5.8: Maximum shear strains versus depth for cross sections from figure 4 for Run22 at resonant frequency (24 Hz), note that distance=0 represents the distance at 2 m from the drum

A5.3 Results for the inclined bedrock cases Run24a, Run24b and Run24c

The effect of inclined bedrock is considered in three different models. The inclination of the bedrock remains constant for simplification (2H:1V). The models differ with the location of the outcrop: 20 m from the drum, 30 m from the drum or 40 m from the drum. The case with the largest shear strains is the one with the bedrock that outcrops at 20 m from the drum and the results from this analysis are presented below. The shear strains distribution is shown in Figure 5.9. Figure 5.10 presents the peak particle velocities at different frequencies. The displacements under the plate for a load of 100 kN are presented in Figure 5.11.

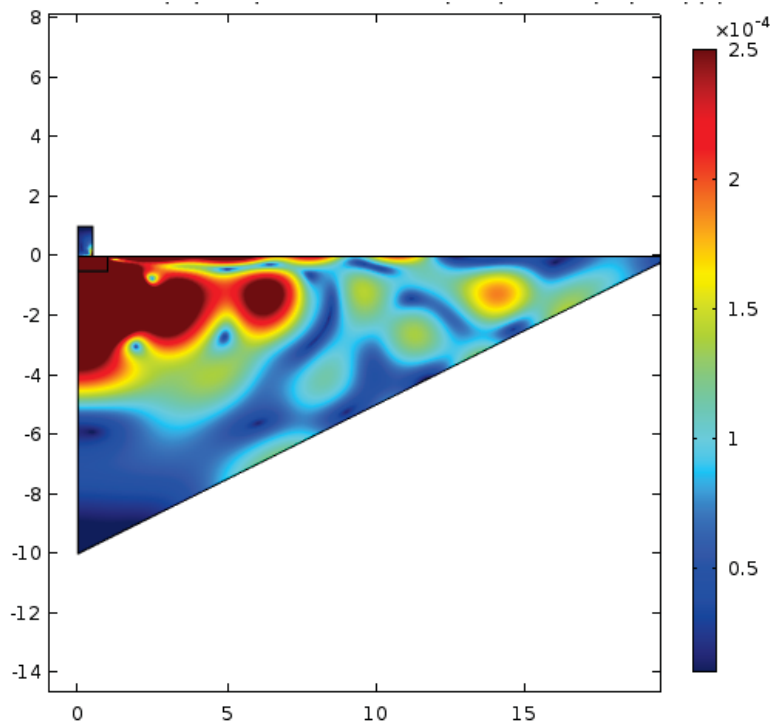


Figure 5.9: shear strains distribution for Run24a with the rock outcrop at 20 m from the drum for 100 kN load at resonant frequency 21 Hz

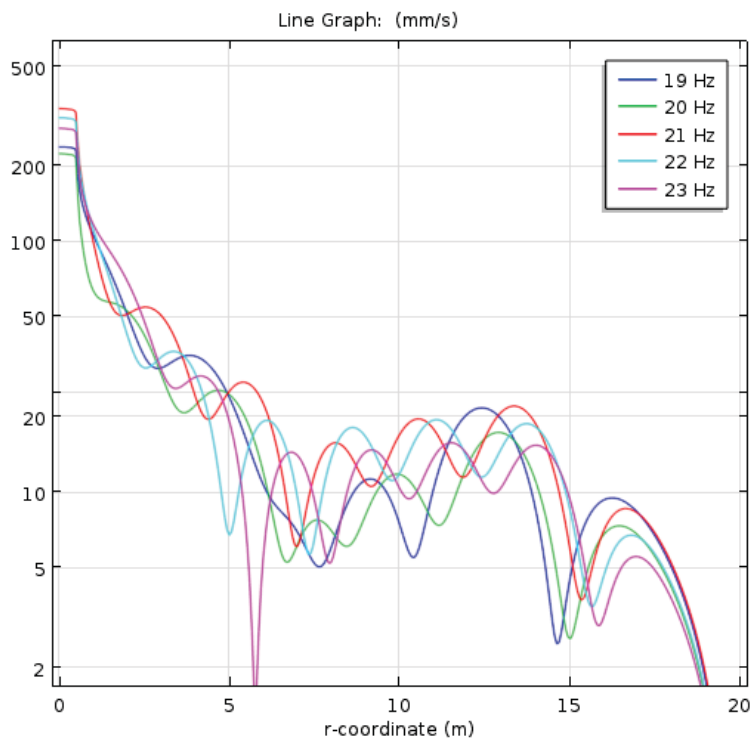


Figure 5.10: Peak particle velocities at surface for Run24a

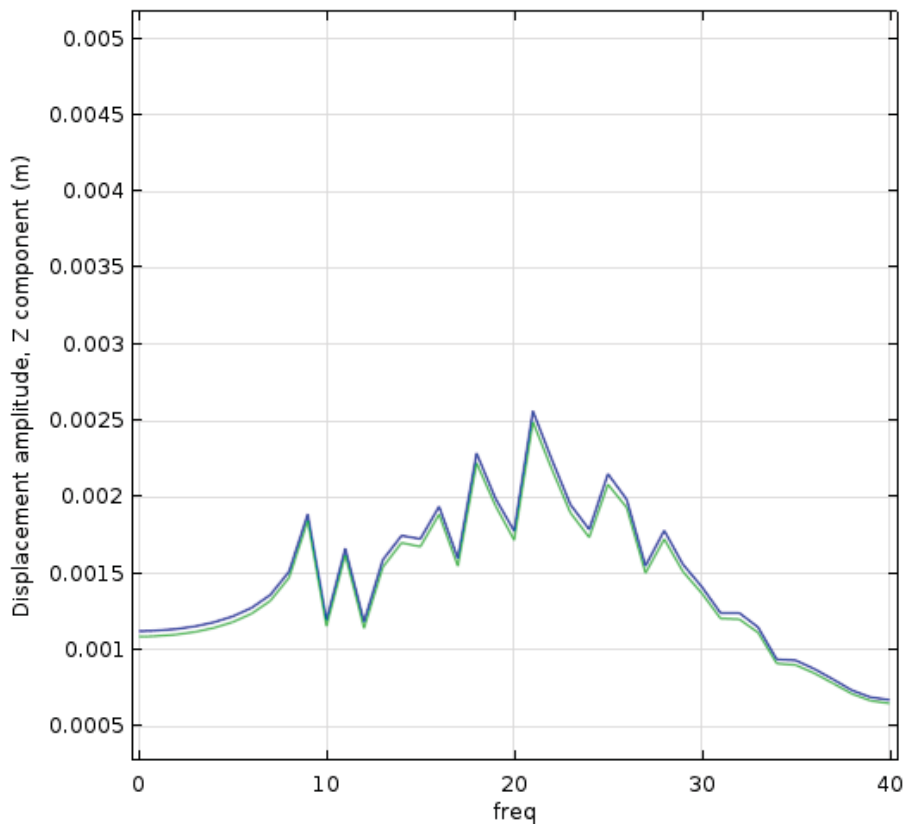


Figure 5.11: Displacements under the plate for Run24a for a 100 kN load

A5.4 Estimation of strains in thin soft layers

The results show that for a soil profile with a constant shear wave velocity of 100 m/s with a thin soft layer with a shear wave velocity of 50 m/s the shear strain is four times larger than the vibration amplitude at the ground surface implies. At the distance where the shear strain in the soft layer is greater than threshold shear strain (0.025%), the amplitude of vibration on the surface 6 mm/s.

The cyclic shear strain, γ_{cy} , in the thin layer can be estimated with the help of equation (3.1). v is the vibration velocity amplitude in [m/s] and c_s is shear wave speed [m/s]. For a soft layer, one multiplies the cyclic shear strain with the shear stiffness ratio between the soil outside the layer and the soil in the layer.

$$\gamma_{cy} = \frac{v}{c_{s,utenfor\ lag}} \left(\frac{c_{s,i\ lag}}{c_{s,utenfor\ lag}} \right)^2 \quad \text{Eq. 3.1}$$

A6 Discussion

A6.1 Effect of Young's modulus

The effect of Young's modulus is observed by comparing the Run11 and Run14 (Table 3). Run14 is performed with a constant modulus (100 m/s) and Run11 is performed with an increasing modulus (from 100 m/s to 200 m/s). The results show that the affected area is wider for the case with a constant modulus. As the soil becomes stiffer with depth, this has the effect to reduce the amplitude of strains. The area is reduced 0.5 m depth and 1 m radial distance from the case with a constant modulus from an increasing one.

A6.2 Effect of rock depth

The comparison of Run10a (rock at 10m) with Run14 (rock at 20m) shows that the depths of the affected zones are the same for both cases (4 m). The radial distance is a bit larger for the 10 m depth case (6 m compared to 5 m). The resonant frequency remains the same and the displacement under the vibrocompactor at resonance is larger for the shallow rock model.

A6.3 Effect of stiff layer

A 1 m stiff layer is added to the analysis to model the response of the soil after its compaction (Run12). It is important to note that shear strains at surface for this case are much lower than when the soil is not compacted. Larger strains are expected under the stiffer layer. By comparing Run11 to Run12, it is possible to notice that the affected area under the layer at 1 m depth is almost the same for both cases.

A6.4 Effect of thin weak layer

The presence of a weak layer has a large influence on the shear strain distribution in the deposit. Radial distance reached by shear strains above the threshold value in the weak layer is twice as large as the surrounding materials. In fact, shear strains above $2.5E^{-4}$ m are observed until 10 m radial distance compared to 5 m above and under the weak layer.

A6.5 Effect of inclined bedrock location

The effect of inclined bedrock is studied in Run24a, Run24b and Run24c. It can be noted that for all those cases with inclined bedrock, there is a high response for a larger range of frequencies than for other cases. Effectively, the displacements are high for different frequency values. It is possible to observe this response in Figure 5.11 where the displacements are plotted under the plate. This high frequency range response could be explained by the multiple reflections of the waves on the rock boundary.

A6.6 Effect of static load distribution under the drum

The static load of the drum creates an addition of vertical stress in the soils. The effect of this increase was tested in one analysis by considering a small zone beneath the plate with a higher modulus than the surrounding soils. The result from this analysis showed that the increase of the modulus in a small zone beneath the drum doesn't affect the entire response of the system.

A7 Conclusion and recommendations

A numerical and parametric study was performed to study the impact of vibrations from a vibro compactor on the volume of soil beneath. The model was simple with a flat topography, homogenous deposit and rock underneath. The effect of rock depth, increasing or constant modulus and the distance of rock outcrop from the vibrocompactor are the parameters that were studied in the analyses. A thin weak layer inside the deposit and a denser layer at the top of deposit were added in the stratigraphy to understand their influence in dynamic response. The analyses showed that the maximum zone of influence of vibrocompactors is approximately 10 m horizontally and 5 m in depth. Further outside this zone, the shear strains remain low and degradation of soils is not expected.

In the future it is recommended to perform some vibration and pore pressure measurements close to a vibro compactor to test, control and validate the numerical results obtained herein.

A8 References

- /1/ van Susante, P. and Mooney, M. (2008). "Capturing Nonlinear Vibratory Roller Compactor Behavior through Lumped Parameter Modeling." J. Eng. Mech., 10.1061/(ASCE)0733-9399(2008)134:8(684), 684-693.
- /2/ NGI, SP8-GEODIP, Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays, 20150030-04-R, 2015-11-02.
- /3/ Vucetic, M. (1994). "Cyclic Threshold Shear Strains in Soils." J. Geotech. Engrg., 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2208), 2208-2228.

Vedlegg B

KVALITATIVE METODER FOR KARTLEGGING AV JORDTYPER UTSATT FOR STYRKEDEGRADERING

Innhold

B1	Innledning	2
B2	Youd og Perkins (1978)	2
B3	Iwasaki mfl. (1982)	3
B4	Norsk forslag	4
	Referanser	6

B1 Innledning

I litteraturen er det flere dokumenterte aktsomhetsmetoder for kartlegging av områder utsatt for styrkedegradering (dvs. "*regional-scale liquefaction susceptibility mapping*") som følge av sterke vibrasjoner fra jordskjelv. Metodene er basert på flere faktorer, som for eksempel, type avsetning, alder på avsetningen, land former, sannsynlighet for lav eller høyt grunnvannstand, osv. En oversikt over metodene er gitt i Quinn mfl. (2015). En kort oppsummering av de viktigste metodene er presentert herunder, samt et forslag til en metode for norske forhold. Metodene er basert på vibrasjoner fra jordskjelv, men kan også brukes som et konservativ aktsomhetsmetode grunnet andre type vibrasjoner (f. eks. sprengning, vibrokomprimering, osv.).

B2 Youd og Perkins (1978)

Metoden foreslått av Youd og Perkins (1978) er et av de mest brukt for aktsomhets- og regionalkartlegging av områder utsatt for styrkedegradering. I deres arbeid er sannsynlighet for styrkedegradering basert på type og alderen til avsetningen. Landformer, og type avsetning, styrer sannsynlighet for at løs, friksjonsmasser kan være til stede. Alderen på avsetningen påvirke sannsynlighet for at mettede friksjonsmasser kan være utsatt for styrkedegradering under tilstrekkelig seismisk pålastning eller andre vibrasjoner, gitt at motstand til styrkedegradering øker med prosesser slik som f. eks. konsolidering og sementering. Youd og Perkins (1978) aktsomhetsmetoden, gjengitte i Tabell 1, forutsetter at jorda er full mettet (dvs. høyt grunnvannstand).

Tabell 1: Sannsynlighet for styrke degradering av forskjellige type avsetninger under seismiske vibrasjoner; fra Youd og Perkins (1978).

Type of deposit	General distribution of cohesionless sediments in deposits	Likelihood that cohesionless sediments when saturated would be susceptible to liquefaction			
		< 500 yr	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Continental deposits					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Flood plain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan and plain	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terraces and plains	Widespread	---	Low	Very low	Very low
Delta and fan-delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial Till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Sabkha	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Coastal Zone					
Delta	Widespread	Very high	High	Low	Very low
Estuarine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Beach - High wave energy	Widespread	Moderate	Low	Very low	Very low
Beach - Low wave energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lagoonal	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Foreshore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Artificial fills					
Uncompacted fill	Variable	Very high	---	---	---
Compacted fill	Variable	Low	---	---	---

B3 Iwasaki mfl. (1982)

Iwasaki mfl (1982) beskriver sannsynlighet for styrkedegradering basert på topografiske forhold. I deres klassifisering skjemaet (Tabell 2), grunnvannsnivået betraktes i alle klassene; dvs. lavere liggende terreng er mer sannsynlig til å være mettet enn høyere liggende terreng.

Tabell 2: Sannsynlighet for styrkedegradering basert på topografiske kriterier (fra Iwasaki mfl. 1982).

Topography	Susceptibility
Present river bed, old river bed, swamp, reclaimed land, interdune lowland	Likely
Fan, natural levee, sand dune, flood plain, beach, other plains	Possible
Terrace, hill, mountain	Unlikely

Tabell 3: Sannsynlighet for styrkedegradering for løsmasseavsetninger under jordskjelv i Chilliwack region, British Columbia, Canada. Fra Levson mfl. (1996).

Surficial Geology	Age	Distribution	Sediment Type	Water Table	Liquefaction Susceptibility
River channel	Very recent	Along rivers and streams	Sand and gravel	At surface	High to very high
Fraser alluvium	Holocene	Widespread on flood plain	Sand, silt, and gravel	Near surface	Moderate to high
Sandy alluvial fan	Holocene	Lower Vedder River fan	Sand, silty sand, and gravelly silty sand	Variable	Moderate to high
Gravelly alluvial fan	Holocene	At mouth of mountain streams	Gravel, sand, and silty sand	Variable	Low to moderate
Alluvium with near surface fines	Holocene	Abandoned channels and other lows on flood plain	Silt, clay, and organics over sand and gravel	At surface	Low to moderate
Bog	Holocene	Widespread	Peat and organic silts	At surface	Nil at surface
Lacustrine deposits	Holocene/Late Pleistocene	Sumas Valley, Vedder Canal area	Sand, silt, and/or clay	Near surface	Low to high
Eolian	Holocene	Small areas, Ryder Upland	Silt and sand	Variable	Low to high
Till	Pleistocene	Ryder Upland	Diamicton	Variable	Very low
Glaciofluvial	Pleistocene	Ryder Upland	Gravel and sand	Variable	Very low
Bedrock	Pre-Pleistocene	Mountainous areas	Rock	Variable	None

B4 Norsk forslag

Basert på metodene presentert ovenfor og historiske hendelser (se kap. 2 i rapporten) er det i Tabell 4 foreslått en klassifiseringsmetode for å beskrive sannsynlighet for styrke degradering basert på vibrasjoner fra jordskjelv, vibrovals og eller sprengning. Terreng med høy sannsynlighet for styrkedegradering inkluderer:

Tabell 4: Forslag til sannsynlighetsklasser for styrkedegradering som følge av jordskjelv, sprengning og eller vibrokomprimering for Norske forhold.

Type avsetning	Alder ¹	Sannsynlighet for styrke degradering	Type terreng
Delta- og elv	Y-H	Høy	Fluviale avsetninger fra overflate, eller under tynt dekke med myr / fyllmasser, eller undervann f. eks. i strandsonen.
Innsjø, bresjø	Y	Høy	Innsjøavsetninger ved eller under vann
	H	Middels	Innsjøavsetninger på overflate eller under tynt dekke med myr / fyllmasse osv.
Vindavsetning	Y-H	H	Vindavsetning fra overflate eller under tynt dekke med myr / fyllmasser
Marin strandavsetning	Y	Høy	Marin strandavsetninger fra overflate i strandsonen eller undervann
	H	Middels	Eldre marin strandavsetninger fra overflate på land, og eller under tynt dekke med fyllmasser
Hav- og fjord	Y	Høy	Hav-avsetninger fra overflate i strandsonen, i en dal eller undervann
	H	Middels til lav	Eldre hav-avsetninger nært marin grense
Morene	Y-H	Lav	Morene fra overflate eller under tynt dekke med
Skredmateriale	Y-H	Lav	Skredmateriale fra overflate eller under et tynt dekke med fyllmasser eller torv
Torv og myr	Y	Høy – lav	Myrområder med uspesifisert underliggende material
Forvittringsmateriale	Y-H	Lav	Tynt dekke med forvittringsmateriale over fjell
Fyllmasser	Y	Høy – lav	Menneskeskapt
Fjell	–	Ingen	Fjellgrunn eller tynt torv/myr dekke over fjell

1- Y= Yngre eller moderne avsetninger, H= Eldre Holosen avsetning

Referanser

Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., and Sato, H. 1982. Microzonation for soil liquefaction using simplified methods. Proceedings, 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, 3: 1319-1330.

Levson, V.M., Monahan, P.A., Meldrum, D.G., Watts, B.D., Sy, A., and Yan, L. 1996. Seismic microzonation in the Pacific Northwest, with an example of earthquake hazard mapping in southwest British Columbia. In *A Paradox of Power: Voices of Warning and Reason in the Geosciences*. Edited by C.W. Welby and M.E. Gowan. Geological Society of America, *Reviews in Engineering Geology*, 12: 75-88.

Quinn, P., Zaleski, M., Mayfield, R., Karimian, H., Waddington, B. 2015. Liquefaction susceptibility mapping derived from terrain mapping; experience on a linear project in British Columbia, Canada. 68th Canadian Geotechnical Conference - GEOQuébec 2015. Paper nr. 561.

Youd, T.L., and Perkins, D.M. 1978. Mapping of liquefaction induced ground failure potential. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4): 433-446.

Vedlegg C

EKSEMPEL VED VURDERING AV DYNAMISKE PÅKJENNINGER OG SKREDFARE

Innhold

C1	Innledning	2
C2	Geologi og jordtype	2
	C2.1 Hvilken type avsetninger finnes i planområdet og i nærheten av planområdet?	3
	C2.2 Er jordmaterialet innenfor de valgte områder utsatt for styrke degradering?	3
C3	Stabilitetsvurdering	5
	C3.1 Identifiser kritiske profil	5
	C3.2 Velg størrelsen og omfang av lagene utsatt for styrke degradering.	6
	C3.3 Stabilitetsanalyse	7
C4	Anbefaling av tiltak	8

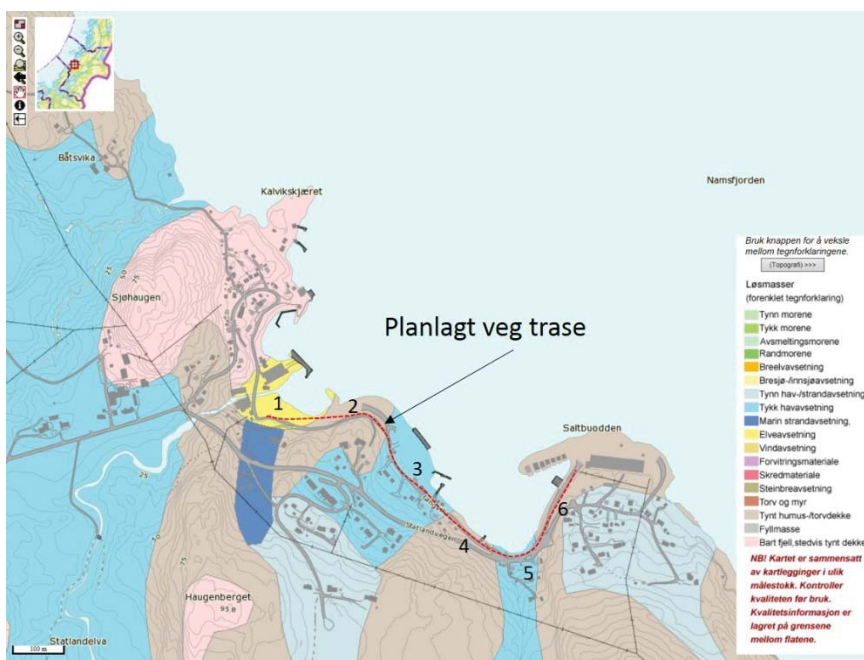
C1 Innledning

Det presenteres her et eksempel ved bruk av framgangsmåte foreslått i kap. 6 for vurdering av skråninger utsatt for vibrasjoner. I eksempelet planlegges det en veiutbygging hvor det er tenkt å utføre vibrokomprimering. Eksempelet er fiktiv og sikter mot å dekke ulike scenarier. Veitraseen som planlegges i eksempelet er vist på Figur 2-1.

C2 Geologi og jordtype

For å avgjøre om området som det skal utføres arbeider i er utsatt for skred grunnet vibrasjoner må vi vurdere punktene i C2.1-C2.3.

Planområdet er vist på Figur 2-1. Hele området ligger utenfor tidligere kartlagt skred-faresoner, men det kan likevel være fare for skred som følge av styrkedeградering under dynamiske påkjenninger i området.



Figur 2-1: Oversikt over planområdet med løsmassekart og planlagt veg trase (rød linje).

C2.1 Hvilken type avsetninger finnes i planområdet og i nærheten av planområdet?

Løsmassekartet er vist i bakgrunn på Figur 2-1. Basert på løsmassekartet kan vegtraseen deles i 6 strekninger. Tabell 4-1 fra hovedrapport brukes for å vurdere sannsynlighet for styrkedeградering basert på landform og kvartærgeologi. Tabell 2-1 under viser at man bør videre fokusere på strekning nummer 1, 3 og 5.

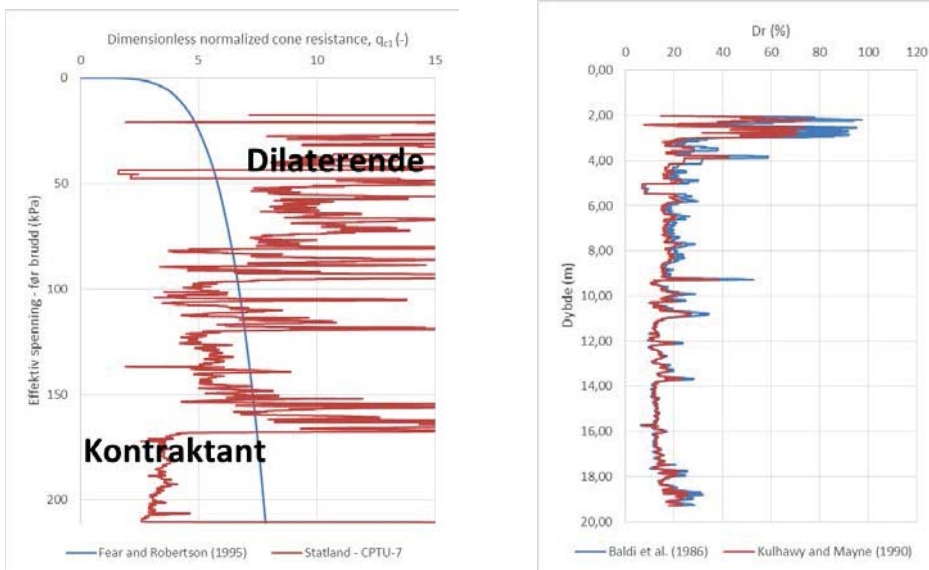
Tabell 2-1: Type avsetning funnet i planområdet per veg strekning (se Figur 2-1)

Område nr.	Type løsmasse/terreng	Tas med videre i vurderingen?
1	Yngre elveavsetninger i strandsonen	Ja
2	Tynt humus/torv over fjell	Nei
3	Tykk havavsetning i strandsonen	Ja
4	Tynt humus/torv over fjell	Nei
5	Tykk havavsetning i strandsonen	Ja
6	Tynt humus/torv over fjell	Nei

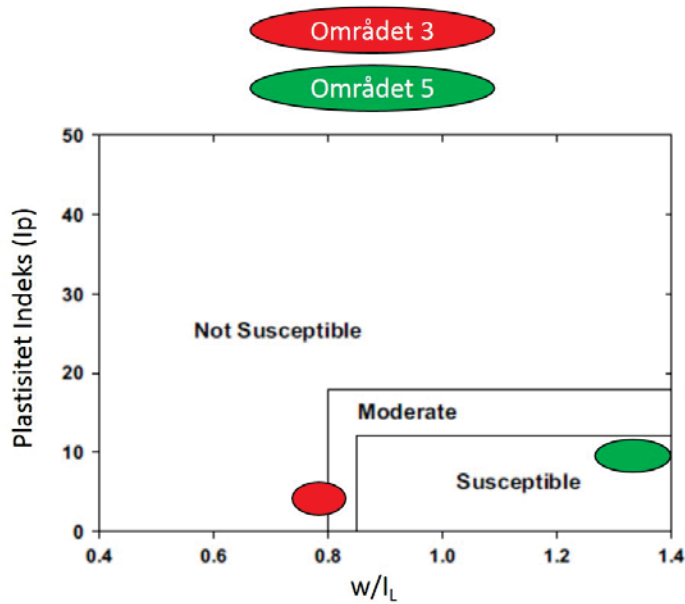
C2.2 Er jordmaterialet innenfor de valgte områder utsatt for styrke degradering?

Området 1 består for det meste av lagdelt silt og sand. Bruk av CPTU resultater viser at materialet er løslagret med $Dr < 30\%$ og kontraktiv (Figur 2-2). Dermed kan avsetningen være utsatt for styrkedeградering fra dynamiske påkjenninger.

Grunnundersøkelser fra områdene 3 og 5 viser at grunnforholdene på disse vegstrekningene består for det meste av leire. Ved hjelp av indeks parameterne kan vi se at området 3 er sannsynligvis ikke utsatt for styrkedeградering, mens området 5 kan være utsatt. Området 3 klareres i dette eksempelet.



Figur 2-2: (Venstre) CPTU resultater fra vegstrekning nr. 1 plottet over anbefalte relasjoner for å skille mellom kontraktant og dilatativ jordoppførsel i sand. (Høyre) Tolket relativ lagringsfasthet fra CPTU resultater på vegstrekning nr. 1.



Figur 2-3: Sannsynlighet for styrkedegradering i leirematerialet funnet ved områdene 3 og 5.

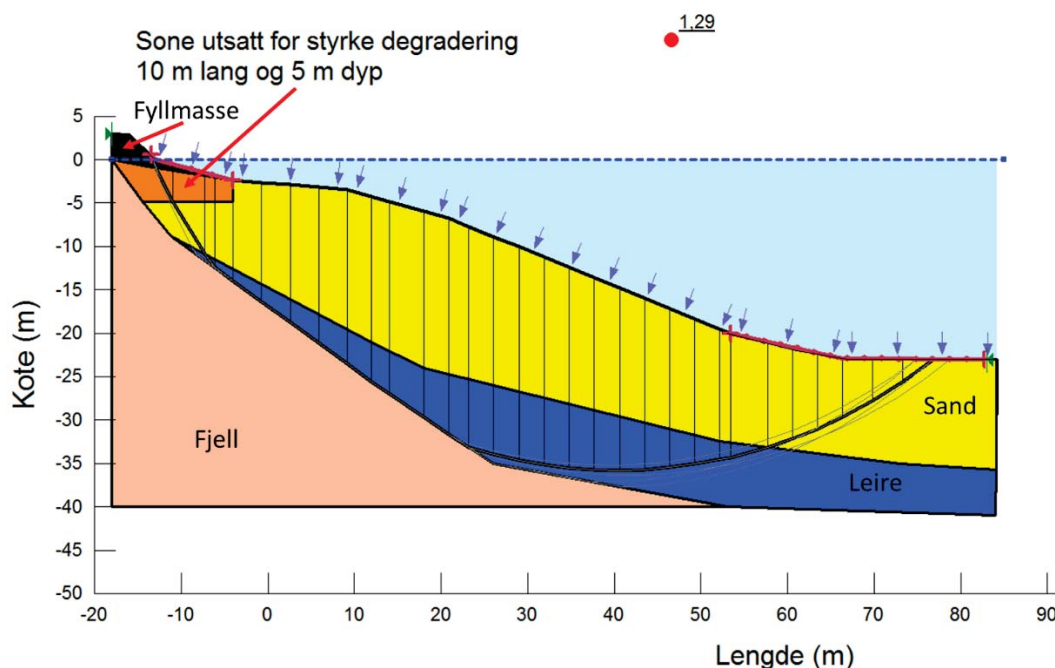
C3 Stabilitetsvurdering

I dette eksempelet har vi nå funnet ut at områdene 1 og 5 kan være utsatt for styrke degradering. Områdene tas derfor videre for vurdering av stabilitet. Vi antar at begge områdene blir utsatt for vibro komprimering med ca. 1000 last sykler.

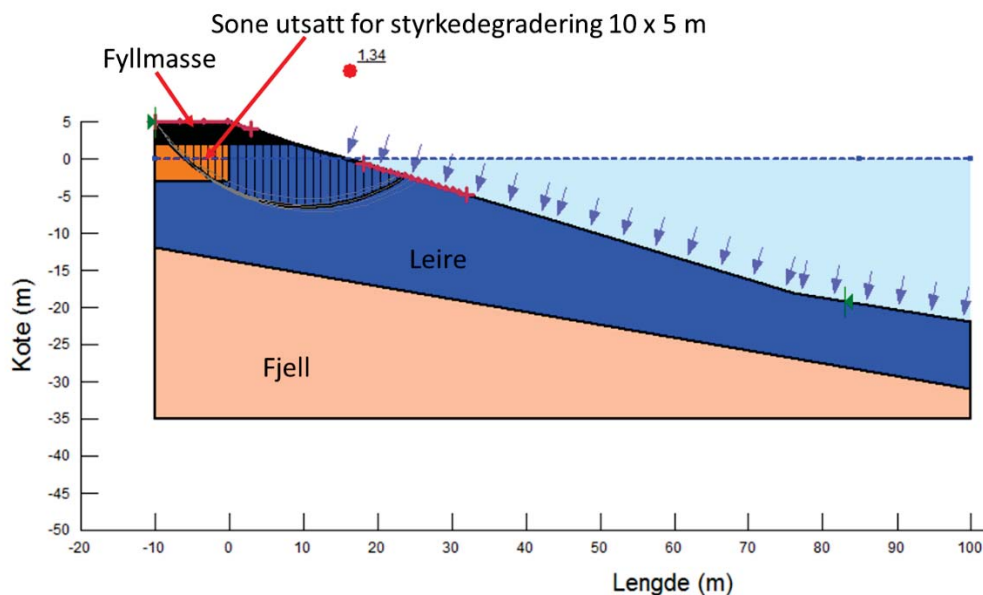
C3.1 Identifiser kritiske profil

Først steg i analysen består av å identifisere kritiske snitt og tegne lagdeling. Dette baseres på terrengmodell og resultater fra grunnundersøkelser. Kritiske snitt for området 1 er presentert i Figur 3-1. Skråningen i strandsonen er ca. 80 m lang, ca. 24 m høy og opptil 18 grader bratt. Deler av skråningen er under vann. Det registrert 15-20 m med løs lagret sand og silt og under denne er det påvist opptil 10 m med bøtt leire. På land er det registrert grus og fyllmasser fra kote -1.

Et eksempel av kritiske snitt og lagdeling for området 5 er vist i Figur 3-2. Her består profilen av et 10-15 m tykt leiravsetning over fjell. Over leire er det ca. 4 m grus / fyllmasse i strandkanten og på land.



Figur 3-1: Lagdeling og eksempel av stabilitetsanalyse utført for området 1. Sonen utsatt for styrkedegradering er vist i oransje.



Figur 3-2: Lagdeling og eksempel av stabilitetsanalyse utført for området 5. Sonen utsatt for styrkedegradering er vist i oransje.

C3.2 Velg størrelsen og omfang av lagene utsatt for styrke degradering.

For både området 1 og 5 er størrelsen på sonen utsatt for styrke degradering satt til ca. 10 m lang og 5 m dyp under veifyllingen (se Fig. 3-1 og 3-2). Valg av residual skjærfasthet for denne sonen er beskrevet under for hver soner:

Området 1:

Lagringsfasthet for de første 5 m av sandavsetningen i området 1 ligger mellom 20-40% (Figur 2-2). Ved å benytte Figur 5.1 (i hovedrapporten) kan man anta en syklisk skjærfasthet for 10 lastsykler ($\tau_{(f, N=10)} / \sigma'_{ref}$) likt 0.18. Sykliskskjærfasthet kan også velges på vanninnhold og resultater fra CPTU som vist i Tabell 3-1. Deretter må sykliske skjærfasthet korrigeres for 1000 last sykler ved hjelp av Figur 5-3 (blå linje). Den normalisert syklisk skjærfasthet for 1000 last sykler antas å ligge i området 0.05-0.09. Vi bruker en konservativ verdi i stabilitetsanalyse (dvs $\tau_{(f, N=1000)} / \sigma'_{ref} = 0.05$).

Tabell 3-1: Valg av syklisk og residual skjærfasthet for området 1 basert på metodene presentert i kap 5 av hovedrapporten.

Metode	$\tau_{(f, N=10)} / \sigma'_{ref}$	$\tau_{(f, N=10)} / \tau_{(f, N=1000)}$ Fig. 5-3 (blå linje)	$\tau_{(f, N=1000)} / \sigma'_{ref}$
Figur 5-1; Dr = 20-40%	0.18	0.3	0.05
Figur 5-2; w = 30%	0.20	0.3	0.06
Lik 5.1 $q_{c1} = 4,5$ MPa	0.22-0.31	0.3	0.07-0.09

Området 5:

I området 5 er det påvist lav plastisk leire til 10-15 m dyp. Ved å benytte Figur 5.6 og 5.7 (i hovedrapporten) kan man anta en normalisert syklisk skjærfasthet for 10 lastsykler basert på I_p og vertikal effektiv konsolideringsspenning. Resultatene er presentert i Tabell 3-3. Deretter må sykliske skjærfasthet korrigeres for 1000 last sykler ved hjelp av Figur 5-3 (rød linje). Den normalisert syklisk skjærfasthet for 1000 last sykler i antas å ligge i området 0.13-0.14. Vi bruker en konservativ verdi i stabilitetsanalyse (dvs $\tau_{(f, N=1000)} / \sigma'_{ref} = 0.13$).

Tabell 3-2: Valg av syklisk og residual skjærfasthet for området 5 basert på metodene presentert i kap 5 av hovedrapporten.

Metode	$\tau_{(f, N=10)} / \sigma'_{ref}$	$\tau_{(f, N=10)} / \tau_{(f, N=1000)}$ Fig. 5-3 (rød linje)	$\tau_{(f, N=1000)} / \sigma'_{ref}$
Figur 5-7; $I_p=10$	0.21	0.6	0.13
Figur 5-6; $\sigma'_{vc} = 100-150$ kPa, $I_p < 25$	0.23	0.6	0.14

C3.3 Stabilitetsanalyse

En oversikt over styrkeparametere brukt i stabilitetsanalyser er gitt i Tabell 3-3. Det er utført analyser for både udrenert og drenert tilstand, for situasjonen før og etter vibro komprimering. Resultatene fra stabilitetsanalyser for områder 1 og 5 er oppsummert i Tabell 3-4.

Tabell 3-3: Styrkeparametere for materialene brukt i stabilitetsanalyse av området 1 og 5.

Material	γ (kN/m ³)	Drenert parametere		Udrenert
		ϕ (°)	c' (kPa)	c_u profil
Fyllmasse	19,0	35	0	—
Sand (siltig)	18,5	33	4	—
Leire	20,1	28	5	$c_u = 30 + 2,4 \cdot z$

Tabell 3-4: Resultat fra stabilitetsanalyser ved område 1 og 5.

Området	Uten styrkedeградering (dagens stabilitet)		Med styrkedeградering (etter vibrokomprimering)	
	Drenert	Udrenert	Drenert	Udrenert
1	1,9	1,29	1,89	1,28
5	1,51	1,63	1,34	1,46

C4 Anbefaling av tiltak

La oss anta en krav til materialfaktor $\geq 1,5$ for dette eksempelet.

Resultatene i Tabell 3-4 viser at skråningen i udrenert situasjon for området 1 ikke tilfredsstiller sikkerhetskravene for situasjonen før og etter vibrokomprimeringen. For en slik skråning bør det dermed anbefales sikringstiltak (mot fylling) for å forbedre stabiliteten. Det bør også utføres måling av vibrasjoner under utførelse. Forverring av stabilitet pga vibro komprimering beregnes til å være $< 1\%$ for skråningen i området 1.

Resultatene i Tabell 3-4 viser at skråningen i området 5 tilfredsstiller sikkerhetskravene før vibro komprimering settes i gang. Under dynamiske påkjenninger viser analysene at stabiliteten avtar og er noe under sikkerhetskravene, både i drenert og udrenert situasjon. Siden residualstyrken brukt i analysen kun er representativ for en kort tidsperiode er det ikke anbefalt å utføre større sikringstiltak på denne skråningen. Med tid (dager/uker) vil sonen utsatt for styrkedeградering konsolidere og oppnå en styrke tilsvarende eller høyere det som ble målt opprinnelig. I dette tilfelle er det aktuelt å sette opp vibrasjonsmålere for å sikre at vibrasjonshastigheter ikke overskrider grenseverdien foreløpig spesifisert i hovedrapporten. Disse grensene bør på et senere tidspunkt også revideres for vibrokomprimering.

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title State-of-the-art rapport og anbefalinger		Dokumentnr./Document no. 20150110-01-R
Dokumenttype/Type of document Rapport / Report	Distribusjon/Distribution Fri/Unlimited	Dato/Date 2015-12-14
		Rev.nr.&dato/Rev.no.&date 02 / 2016-02-24
Oppdragsgiver/Client NIFS		
Emneord/Keywords Skredfare, vibrasjoner, dynamiske påkjenninger, stabilitet, styrkede gradering, skjærfasthet		

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

Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/Self review by:	Sidemanns-kontroll av/Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/Inter-disciplinary review by:
0	Originaldokument	2015-12-14 Jean-Sebastien L'Heureux Jörgen Johansson	2015-12-14 Christian Madshus		
01	Revisjon 01 – Språk korrektur og revisjon etter kommentarer fra SVV	2016-02-05 Jean-Sebastien L'Heureux Jörgen Johansson	2016-02-05 Christian Madshus		
02	Endringer etter kommentarer fra SVV	2016-02-24 Jean-Sebastien L'Heureux Jörgen Johansson	2016-02-24 Christian Madshus		

Dokument godkjent for utsendelse/Document approved for release	Dato/Date 24. februar 2016	Prosjektleder/Project Manager Jean-Sebastien L'Heureux
---	--------------------------------------	--

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

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

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

www.ngi.no

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

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

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

www.ngi.no



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

