

# DP3 Videreutvikling av metoder for å begrense skader

Effekter av rammede peler i leire - Litteraturstudie  
og erfaringsrapport

Jenny Langford, Thomas Sandene

BegrensSkade Delrapport nr. 3.3

## Begrensning av skader som følge av grunnarbeider

### Delprosjekt 3: Videreutvikling av metoder for å begrense skader

# Effekter av rammede peler i leire – litteraturstudium og erfaringsrapport

Dato: 2015-05-12

Revisjonsdato:

Revisjonsnr.: 00

Delprosjektleder: Arne Schram Simonsen, Multiconsult

Utarbeidet av: Jenny Langford og Thomas Sandene, NGI

Kontrollert av: Gunvor Baardvik og Kjell Karlsrud, NGI

## Sammendrag

Hensikten med denne rapport er å gi en oversikt av effektene av ramming av peler i leire, med fokus på risiko for skader på nabokonstruksjoner.

Installasjon av massefortrengende peler vil forårsake udrenerte deformasjoner ved heving av terreng og eller sideforskyving, samt poreovertrykksoppbygging. Over tid vil poreovertrykkene dissipere og konsolideringen resulterer ofte i en nettosetning i forhold til terrengnivå før peleinstallasjon. I nærhet av skrånninger kan massefortrengingen gi redusert stabilitet. Effektene av installasjon av fortrenningspeler må vurderes i prosjekteringsfasen for å unngå skader på omkringliggende bebyggelse.

Rapporten inneholder en litteraturstudie av effekter som følge av ramming av peler i leire. Det er presentert metoder for vurdering av terrengheving samt poreovertrykk, som kan brukes ved vurdering av omgivelsespåvirke ved prosjektering av rammede peler. I tillegg er det presentert mulige metoder for å ta hensyn til effekter av ramming ved vurderinger av konsekvenser for stabilitet av skrånninger.

Det foreligger ikke noen felles retningslinjer på hvordan effektene av massefortrengningen skal vurderes, men det finnes teoretiske metoder og erfaringer fra gjennomførte prosjekter som kan benyttes for å vurdere konsekvensene av installasjon. Erfaringene tilsier at det er store variasjoner i størrelse på heving og horisontalforskyvinger, samt poretrykksoppbygging ved peleinstallasjon. Grunnet usikkerheter og variasjon i grunnforhold kreves det robust en prosjektering som tar hensyn til disse usikkerheter.

I rapporten er det også presentert mulige tiltak for å minske effekten av peleramming og risiko for skader i forbindelse med prosjektering, utførelse og kontroll.

Rapporten behandler ikke vibrasjoner og støy som følge av ramming. Rapporten behandler heller ikke komprimeringseffekter ved ramming av peler i friksjonsjord.



*Ramming av peler ved Dronning Eufemias gate, Oslo (bilde fra foredrag av Torbjørn Johansens ved Pelekurs i Tønsberg 2014).*

## *Innhold*

1	Innledning.....	5
2	Ramming av peler i leire.....	5
2.1	Bakgrunn .....	5
2.2	Rapportens hensikt og omfang .....	5
2.3	Problemstillinger .....	6
3	Metoder for å estimere effekter av ramming .....	7
3.1	Enkeltpeler .....	7
3.2	Pelegrupper .....	11
3.3	Teoretiske og empiriske modeller for å vurdere heving .....	11
3.3.1	Sammenstilling av målte poretrykk generert i og rundt pelegrupper .....	23
3.3.2	Rekonsolidering og setning .....	28
4	Vurdering av stabilitet ved peleramming.....	29
4.1	Udrenert analyse med horisontal drivende kraft som følge av massefortrengning .....	30
4.2	Udrenert analyse med reduksjon av leirens skjærstyrke som følge av poretrykksøkning....	31
4.3	Effektivspenningsanalyse med hensyn til poreovertrykk som følge av ramming .....	33
5	Metoder for å begrense effekter av peleramming i leire.....	33
5.1	Vurderinger ved prosjektering av peler og pelegrupepr.....	34
5.1.1	Valg av peletype og pelemetode .....	35
5.1.2	Utforming av pelegrupper .....	35
5.2	Vurderinger knyttet til beskrivelse av pelearbeidene og begrenning av skader .....	36
5.2.1	Naverboring og pølsetrekking .....	36
5.2.2	Dor, grabbing og forgraving .....	38
5.2.3	Massefortrengning langs pel .....	39
5.2.4	Rammerekkefølge .....	39
5.2.5	Stabilitetsforbedring.....	39
5.2.6	Poster i anbudsgrunnlag.....	40
5.3	Overvåking i anleggsfasen .....	41
6	Referanser .....	42

## 1 Innledning

Bakgrunnen for forskningsprosjektet BegrensSkade er at det ofte oppstår uventede og uønskede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur, som følge av grunn- og fundamenteringsarbeider. Det ligger derfor et betydelig potensiale i å utvikle nye metoder og forbedre prosedyrer for å unngå eller begrense slike skader innenfor bygge-, anleggs- og eiendomsbransjen. Forbedret utførelse gir besparelse ved redusert antall skader, raskere gjennomføring, mindre forsinkelser og færre tvistesaker.

BegrensSkade har som mål å utvikle nye utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser, for å begrense skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen. Prosjektet har en bred tilslutning fra den norske BA-bransjen med 23 partnere, med representanter fra alle aktører (bygherrer, entreprenører, underentreprenører, konsulenter, eiendoms- og forsikringselskaper samt forskningsinstitutt og universitet).

Prosjektet ser på hele kjeden av årsaker og forbedringsmuligheter fra prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeider til utførelse og oppfølging. BegrensSkade er delt opp i fem delprosjekter:

DP1+2 Kartlegging av årsaker til skader

DP3 Videreutvikling av metoder for å begrense skader

DP4 Dokumentasjon av nye metoder

DP5 Verktøy for risikovurdering

DP6 Forbedret samhandling i BA-prosessen

## 2 Ramming av peler i leire

### 2.1 Bakgrunn

Det er et kjent fenomen at installasjon av massefortrengende peler forårsaker 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. Denne rapporten behandler effekter av ramming som kan gi skader på tredje manns eiendom: nabobygninger og konstruksjoner, infrastruktur og ledninger.

For å unngå problemer og eventuelle skader som følge av ramming, må størrelsen av deformasjoner og poretrykk vurderes, sammen med eventuelle tiltak for å redusere effektene av massefortrenging.

### 2.2 Rapportens hensikt og omfang

Hensikten med rapporten er å gi en oversikt av effektene av ramming av peler i leire, med hensyn til risiko for skader på nabokonstruksjoner.

Rapporten inneholder en litteraturstudie av effekter som følge av ramming av peler i leire. Det er presentert metoder for vurdering av terrengheving samt poreovertrykk, som kan brukes ved vurdering av omgivelsespåvirke ved prosjektering av rammede peler. I tillegg er det presentert

mulige metoder for å ta hensyn til effekter av ramming ved vurderinger av konsekvenser for stabilitet av skråninger. Til siste er det oppsummert mulige tiltak for å redusere effektene av massefortrengning og poretrykksoppbygging.

Rapporten behandler ikke vibrasjoner og støy som følge av ramming. Rapporten behandler heller ikke komprimeringseffekter ved ramming av peler i friksjonsjord.

### 2.3 Problemstillinger

Installasjon av massefortrengende peler eller spunt i leire leder til massefortrengning samt forstyrrelse av leire. Effekten av massefortrengningen er fremfor alt terrengdeformasjoner (heving samt horisontalforskyvinger), udrenert oppbygging av poreovertrykk, samt omrøring av leiren og redusert skjærstyrke i en sone rundt pelen. Effekter av ramming er godt oppsummert i svenske Pålkommisjonens rapport nr. 95 "*Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning*" (Pålkommisjonen, 1997).

De problemstillinger som fremfor alt må vurderes ved ramming av peler i leire er følgende:

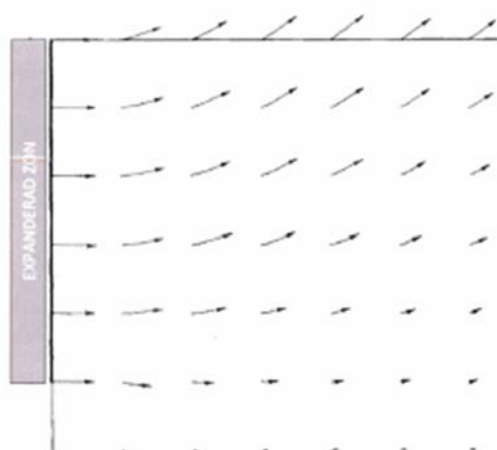
1. Risiko for skadelige deformasjoner på nabofundamenter og konstruksjoner:  
Massefortrengning gir heving av terreng samt horisontal forskyving i jorden. Når forstyrret leire rekonsoliderer oppstår det setninger.
2. Stabilitetsvurderinger ved ramming i eller i nærheten av skråninger:  
Massefortrengningen forårsaker poretrykksoppbygging og horisontaldeformasjoner i jorden rundt de rammede pelene.

#### ***Hva skjer i leiren når en pel blir rammet ned?***

Når en pel rammes ned i leire vil leiren bli trengt unna av volumet som rammes ned. I vannmettet leire og udrenerte forhold vil volumet av leiren som trengs unna tilsvare volumet av rammede peler. Leiren presses opp og utover ([Figur 1](#)) og fortrengningen fører til tøyninger i de omkringliggende massene. Tøyningene genererer en spenningsøkning som genererer et poreovertrykk rundt pelen.

Som nærmere behandlet i kapittel 3.1 vil tøyningene og poreovertrykket være størst nærmest peleoverflaten og de store skjærtøyningene nærmest pelen gjør at leirens styrke under ramming her reduseres til omrørt styrke.

I meget sensitiv leire uten særlig tørrskorpe i toppen, kan omrørt leire bli presset opp til overflaten langs pelen, hvilket kan redusere effekten av massefortrengningen.



Figur 1. Forskyvningsretninger ved som følge av massefortregning ved installasjon av pel, beregnede med FEM (fra Massarsch, 1976).

### **Påvirkning på nærliggende peler**

Ved ramming av nye peler innen en pelegruppe vil eksisterende peler virke armerende og til en viss grad motvirke heving. Men massefortregning kan gi poretrykksøkning eller omrøring av sensitiv leire som gi store "oppdriftskrefter" på nabopeler, som kan heve seg. Det er derfor spesielt viktig med etterramming av spissbærende peler for å sikre bæreevnen. Det kan også være aktuelt med ballastering av rammede peler.

Eksisterende friksjonspeler vil ikke ha noen vesentlig innvirkning på horisontalforskyvingen forårsaket av massefortregning, grunnet at pelene har lav bøyestivhet. For spissbærende peler kan horisontalforskyvingen ved ramming av nabopeler forårsake utbøyning og skader på innspenne peler.

## **3 Metoder for å estimere effekter av ramming**

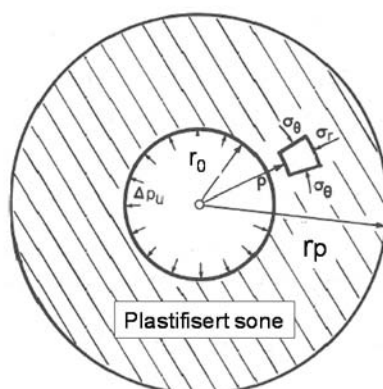
Dette kapitlet oppsummerer de metoder som kan brukes for å vurdere størrelsen på tøyninger og deformasjoner og genererte poreovertrykk som følge av massefortregning når peler installeres i leire. Det er i den sammenheng antatt at leira oppfører seg udrenert under installasjon av pelene.

### **3.1 Enkeltpeler**

Poreovertrykket som genereres er en følge av massefortregningen. Estimat av poreovertrykket som følge av massefortregningen gir grunnlag for vurdering av stabilitet i skrånninger samt rekonsolidering rundt pelen.

Hvordan poreovertrykket kan brukes i stabilitetsvurderinger er diskutert i avsnitt 4.

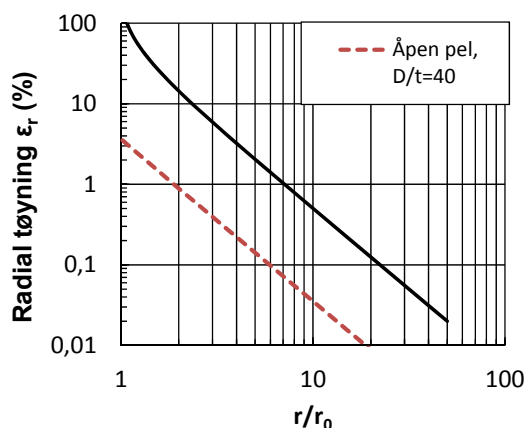
Under rammingen av pelen i jorden oppstår en plastifisert sone i jorden rundt pelen med radius  $r_p$ , Figur 2. Innenfor denne sonen er tøyningene så store at leiras udrenerte styrke er overskredet.



Figur 2. Plastifisert sone rundt rammet pel

Karlsruud (2012 og 2015) gir en ganske utførlig beskrivelse av ulike metoder for beregning av tøyninger og spenningsendringer rundt en slik massefortrengende pel installert i leire, og sammenholder dette mot hva som er målt rundt installerte peler.

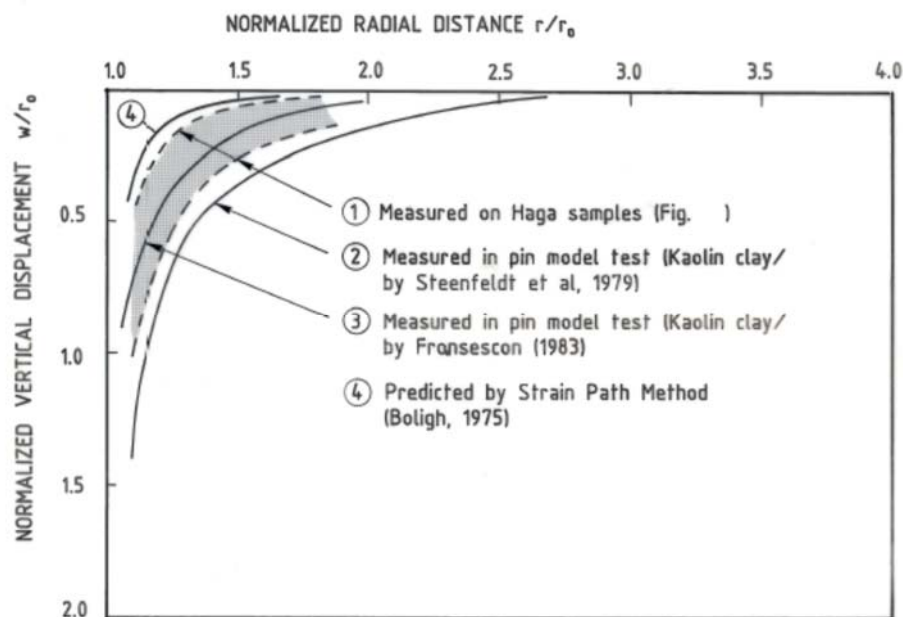
Den enkleste tilnærming til hvilke skjærtøyninger som inntreffer rundt pelen er å betrakte problemet som en ekspansjon av en sylinder nede i bakken (e.g. Hill, 1950). Under udrenerte forhold gir dette en helt unik fordeling av radielle og sylindriske skjærtøyninger i leira. Figur 3 viser eksempelvis radiell tøyning for en lukket (massiv) pel og en åpen stålrørspel med godstykkelse,  $t$ , tilsvarende  $1/40$  av diameteren,  $D$ .



Figur 3 Radiell tøyning rundt en enkeltpel (basert Karlsruud, 2012)

Under nedramming av pelen vil imidlertid leira foran pelespissen presses nedover før den skyves ut til siden. Den såkalte "Strain Path Method" (SPM) ble utviklet av Baligh (1975) for å beregne de totale tøyninger som kommer. Ser man bort fra tøyningene lokalt nær pelespiss og nær terreng er de radielle tøyninger etter ferdig installasjon iflg. SPM identisk med CEM beregningen, men i tillegg kommer en permanent vertikal tøyning. Figur 4 sammenlikner de vertikale relative forskyvninger nær en pel som er beregnet med SPM, med hva som er målt ved modellforsøk og for en pel fra NGI's forsøksfelt på Haga. Det tyder på at SPM undervurderer de vertikale tøyningene noe. Merk at det er absolutte normaliserte forskyvninger som er vist i Figur 4, ikke i prosent som i Figur 3. Det viser at de vertikale deformasjoner er minst like store som de radielle nærmest pelen.

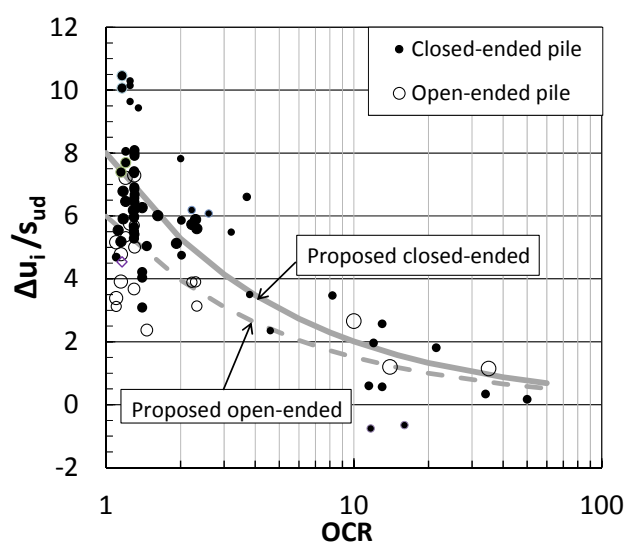




Figur 4 Vertikale tøyninger rundt en lukket som funksjon av normalisert avstand (etter Karlsrud og Haugen, 1985).

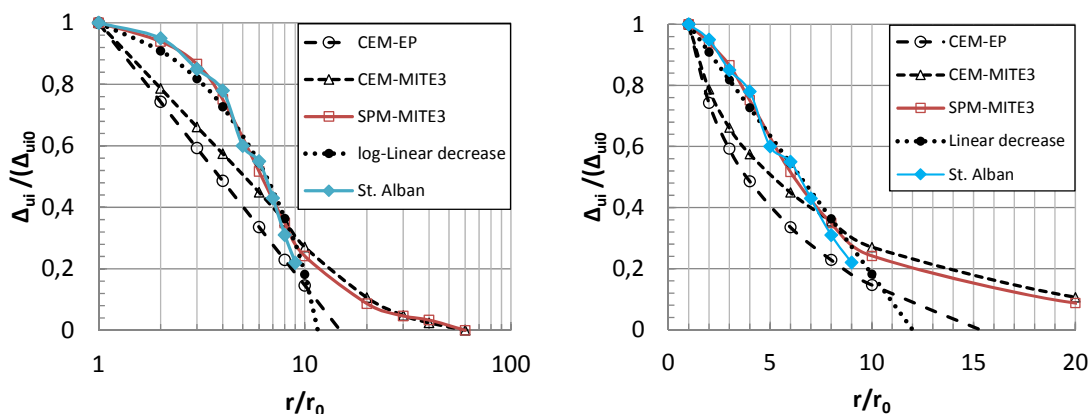
Hvis deformasjonene eller tøyningene rundt pelen er kjent, kan man i prinsippet beregne spenningsendringer ut fra antatte spennings-tøyningsrelasjoner for leira. For en lineært-elastisk-perfekt-plastisk jordmodell er dette forholdsvis enkelt hvis det bare opptrer radielle tøyninger, men blir vesentlig mer komplisert hvis det er ikke-lineær oppførsel (inkludert tap av styrke etter brudd), og det også skal tas inn de vertikale tøyningene. En slik analyse krever FEM beregninger med meget avanserte jordmodeller.

Karlsrud (2012) sammenliknet maksimalt målt poretrykk som genereres rundt en enkelt pel mot ulike beregningsmodeller, og anbefalte en semi-empirisk metode som vist i Figur 5 for å beregne maksimalt normalisert poreovertrykk,  $\Delta u_i/s_{ud}$ , som genereres inntil overflaten av en pel.  $s_{ud}$  er her udrenert styrke bestemt fra DSS forsøk (typisk 0,65-0,7 ganger styrken fra den triaksiale trykk verdien), og forkonsolideringsgraden, OCR.



Figur 5 Empirisk metode for bestemmelse av poretrykk inntil en pel installert i leire (fra Karlsrud, 2012)

Figur 6 viser hvordan poreovertrykket kan antas å avta med avstand fra peleoverflaten. Sammenliknet med målte data fra St.Alban (Roy et al, 1981), gir CEM metoden gir for lave poretrykk normalisert med verdien på peleoverflaten,  $\Delta_{ui} / \Delta_{ui0}$ . Karlsrud (2012, 2015) anbefalte derfor å anta en fordeling som mer følger hva som typisk er beregnet med SPM-MITE3 modellen. Som vist til høyre i Figur 6 viser denne fordelingen et normalisert poretrykk som avtar tilnærmet lineært med normalisert avstand  $r/r_0$  tegnet i lineær skala, inntil  $r/r_0 = 0,2$ , men har en "hale" som strekker seg lengre ut.



Figur 6 Normalisert poretrykk rundt enkeltpel som funksjon av normalisert avstand fra peleoverflate for en lukket. Log skala til venstre, lineær skala til høyre (basert Karlsrud, 2012)

Karlsrud (2012, 2015) har også utviklet en semi-empirisk metode for beregning av tiden det tar for dissipasjon av poreovertrykk rundt en enkeltpel. Metoden er også beskrevet i Peleveiledningen 2012 (NGF, 2012), og vil derfor ikke bli nærmere presentert her. Til orientering viser Tabell 1 tid for 50 og 90 % re-konsolidering for ulike peletyper installert i en typisk norsk leire som er tilnærmet normalkonsolidert.

Tabell 1. Tid for rekonsolidering rundt pel i typisk norsk leire forutsatt  $c_{h,re} = 50 \text{ m}^2/\text{år}$  (Peleveiledningen, 2012)

Peletype	t for U=50% (måneders)	t for U=90 % (måneders)
Betongpel 270x270	0,32	2,4
Betongpel 345x345	0,65	5,1
Åpen rørpel Ø60 cm	0,12	1,0
Åpen rørpel Ø80 cm	0,21	1,8
Lukket rørpel Ø60 cm	2,0	15
Lukket rørpel Ø80 cm	3,5	27

## 3.2 Pelegrupper

Et sentralt spørsmål ved vurdering av effekt av ramming av flere peler nær inntil hverandre er om eller i hvilken grad superposisjonsprinsippet gjelder. Med superposisjonsprinsippet menes i denne sammenheng om man ved å se på hva som vil skje i et gitt punkt kan summere effekten av enkeltpeler som installeres i ulike avstander fra det aktuelle punktet.

Det har vært publisert lite forskning på dette temaet, men med hensyn til genererte poretrykksøkning er det streke indikasjoner på at superposisjonsprinsippet ikke holder, og gir for lave poreovertrykk. Dette kan ha sammenheng med at jorda ikke oppfører seg lineært, noe som antagelig ville vært en forutsetning for at superposisjonsprinsippet skulle vært gyldig. Problemet kompliseres ytterligere hvis det rammes peler i et område hvor omkringliggende terreng ikke er helt flatt. Det etterfølgende tar derfor utgangspunkt i en presentasjon av en del erfaringsdata som kan brukes som støtte for spesifikke vurderinger av poretrykk og deformasjoner som genereres ved installasjon av mange peler i et område. Hvis stabilitetsforholdene antas å kunne være kritiske, må det utføres måling av poretrykk og deformasjoner på representative steder slik at avbøtende tiltak kan iverksettes i tide.

I det etterfølgende avsnittet presenteres noen teoretiske og empiriske modeller for å vurdere effekten ved ramming av pelegrupper.

## 3.3 Teoretiske og empiriske modeller for å vurdere heving

Når leira antas ha udrenert oppførsel vil volumet av terrengheving tilsvarer volumet av installerte peler. Størrelsen av terrengheving kan da grovt estimeres.

Ovenstående gjelder for tilfeller med flatt terreng, men for tilfeller med hellende terreng eller i skråninger hvor sidestøtten er redusert er forholdene mer komplekse, og terrengdeformasjoner er vanskeligere å vurdere.

Dugan & Freed (1984) sammenstilte faktorer som påvirker størrelsen på heving til følge av massefortrengning:

- Volum massefortrengt leire
- Pelelengde
- Om det på forhånd er utført pølsetrekking/naverboring
- Vertikal spenning i leiren og det eventuelt er utført forgraving: hevingen blir størst der hvor vertikalspenningen er minst, minste motstandens lov gjelder. Spesielt viktig å ta hensyn til ved i skråninger samt ved forgraving.
- Pelefrontens retning: allerede rammede peler kan virke noe armerende og reduserer hevingen lokalt, som forplanter horisontalforskyvninger og heving videre i pelefrontens retning (minste motstandens lov).
- Leirens sensitivitet: i kvikkleire kan omrørt leire presses opp langs med pelen og effektene av massefortrengningen blir derfor redusert. Effekten bli tilsvarende som ved pølsetrekking, og gjør at det faktisk er gunstig å lokalt fjerne faste toppmasser som kan forhindre omrørt kvikkleire å trenge opp langs pelen.

Influenssonen ved ramming antas vanligvis være tilnærmet lik pelelengden. Dette er påvist i et flertall studier, blant annet Hagerty & Peck (1971) og Dugan & Freed (1984). Det finnes studier som viser influenssonen er større enn pelelengden, i følge Sagaseta et. al (2001) er influenssonen 1-2 ganger pelelengden. Men i studien er det vurdert at kun 30-40 % av massefortrengningen forårsaker heving på større avstander enn 1-2 pelelengder, og effekten er liten ettersom influensarealet blir stort på denne avstanden.

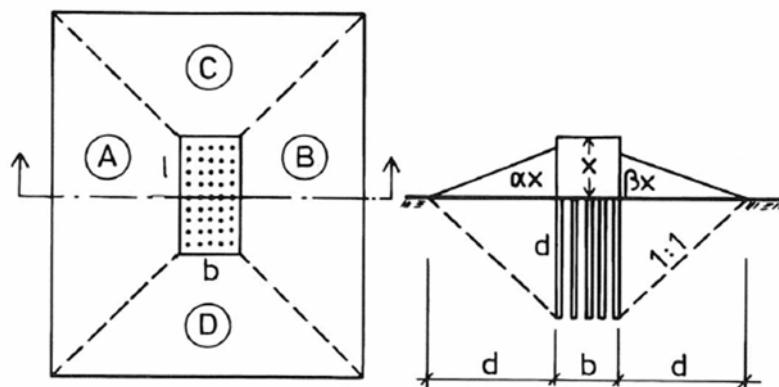
I påfølgende avsnitt oppsummeres modeller som kan brukes for å estimere størrelsen på terrengheving.

### Hellman/Rehnmans metode

I Sverige brukes vanlig en metode utviklet av Hellman (1981), videreutviklet av Rehnman (Olsson & Holm, 1993) for estimat av terrengheving. Metoden utgår i fra at volumet av rammede peler er lik volumet av terrengheving ( $\eta=1$ ), samt at hevingen har formen av en avskåren konus. I metoden er det mulig å ta hensyn til effekt av bygninger med ulik tyngde eller ulik terrengnivå, se Figur 7.

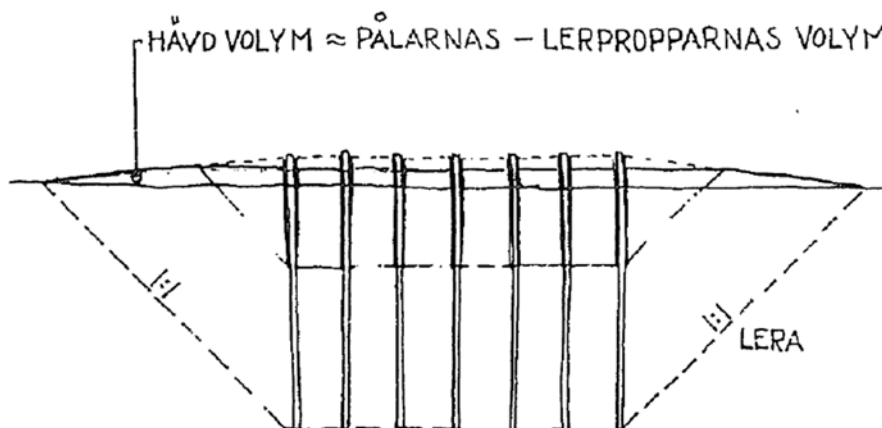
$$x = \frac{\eta(V_{peler} - V_{leirpølser})}{d \left[ (\alpha + \beta) \left( \frac{1}{2} + \frac{d}{3} \right) + (\gamma + \delta) \left( \frac{b}{2} + \frac{d}{3} \right) + \left( \frac{b \cdot l}{d} \right) \right]}$$

hvor	x	=	hevingen innen peleområdet
	$\eta$	=	hevingsfaktor, normalt $\eta=1$ (inkompressibel jord)
	$V_{peler}$	=	volum rammede peler
	$V_{leirpølser}$	=	volum fjernet leire med pølsetaking
	$\alpha$	=	heving av bygning A nærmest peleområde
	$\beta$	=	heving av bygning B
	$\gamma$	=	heving av bygning C
	$\delta$	=	heving av bygning D
			$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ beskriver bygningens relative vekt $0 \leq \alpha, \beta, \gamma, \delta \leq 1$
			tung bygning = 0, lett bygning = 1
	d	=	peledybde under terreng eller traubunn
	b	=	bredde peleområde
	l	=	lengde peleområde



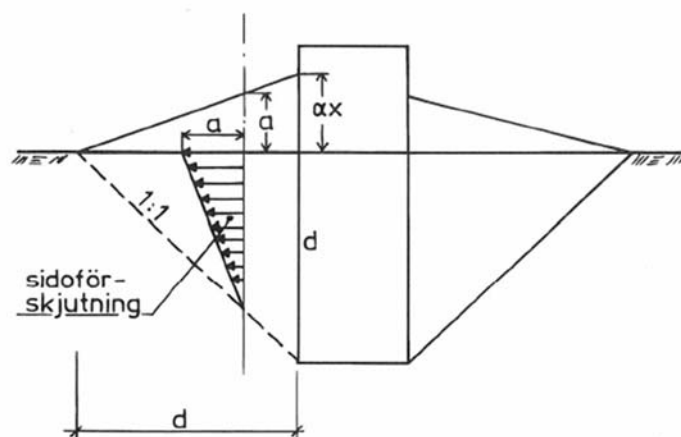
Figur 7. Heving i forbindelse med ramming av peler i leire ved horisontal terreng (fra Olsson & Holm, 1993).

Effekten av forboring eller pølsetaking anbefales betraktet ved å inkludere leirpølsene som negative peler i ligningen, iht. [Figur 8](#). Denne måte å ta hensyn til trekking av leirpølses/forboring innebærer at den ikke får noen effekt på større avstand enn forboringsdybden.



*Figur 8. Hensyn til pølsetaking/forboring før peling (fra Hellman, 1981).*

I metoden antas størrelsen av horisontalforskyvingen i terreng være lik den vertikale terrenghevingen. Fordelingen av horisontaldeformasjoner med dybden er foreslått som i [Figur 9](#).

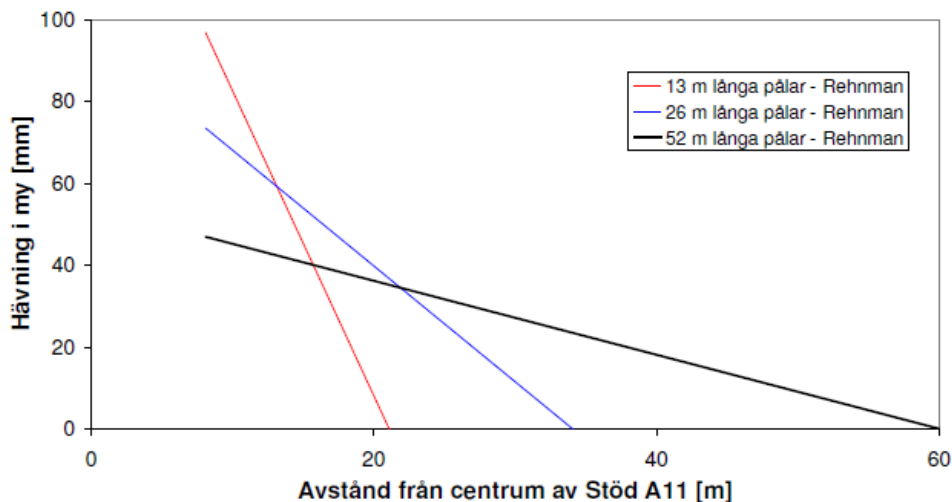


*Figur 9. Horisontal deformasjon i forbindelse med ramming av peler i leire (fra Olsson & Holm, 1993).*

Metoden har noen begrensninger på grunn av forenklingene som ligger til grunn i modellen (Edstam, 2011):

- Beregnet heving og horisontalforskyving avtar linjært med avstanden fra peleområdet.
- Hvis et område med peler deles opp i flere delområder og hevingen beregnes for hvert delområde summeres, blir responsen annerledes enn en beregning av heving for hele peleområdet. Dette betyr at superposisjonsprinsippet ikke gjelder.
- Beregnet maksimal heving i enden av peleområdet, minsker med økt pelelengde, se [Figur 10](#).

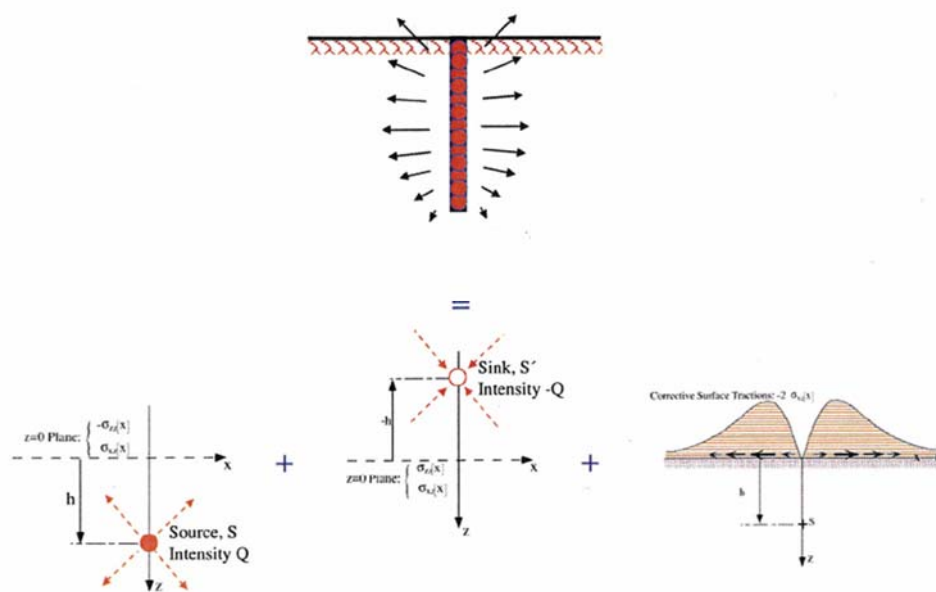
### Beräknade markrörelser i Stöd A11



Figur 10. Beregnet med heving Rehman-metode for brufundament med ulik lengde på peler (fra Edstam, 2011)

### Sagasetas metode

Denne analytiske beregningsmetoden tar utgangspunkt i kontinuumsmekanikk. Installasjonen av en pel i jorden modelleres med en rekke punktkilder som fortrenger volumet for pelen og bevegelsesmønster rundt hver punktkilde beregnes og summeres. Reaksjonene beregnes ut ifra at jorden reagerer som et ikke-viskøst, inkompressibelt, lineærelastisk materiale. For å oppfylle randbetingelsen at det ikke skal oppstå tøyninger i terreng, må installasjonen av pelen modelleres med en "speilbilde" med negativ volumfortrengning (se Figur 11).



Figur 11. Illustrasjon av Sagasetas modellen basert på superposisjonsprinsippet av kilder som modellerer massefortrengning ved ramming av en pel (fra Sagasetas, 1997).

Bevegelser under terreng kan beregnes med numerisk løsning gjengitt i Sagaseta et. al. (1997). For beregning av bevegelser i terrengnivå finnes det en enkel analytisk løsning, hvor den radielle vertikale og horisontale bevegelsen for installasjon av en pel kan estimeres ved:

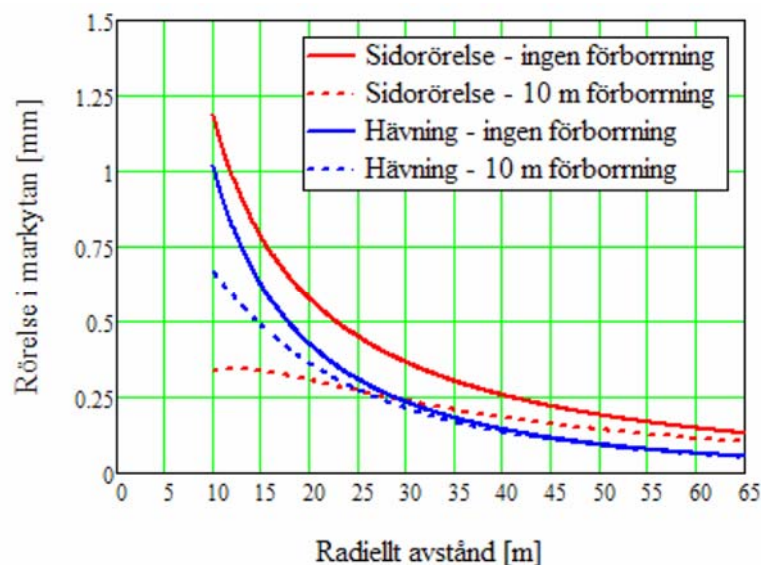
$$\delta_r = \frac{R^2}{2} \cdot \frac{L}{r \cdot \sqrt{r^2 + L^2}}$$

$$\delta_v = -\frac{R^2}{2} \cdot \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + L^2}} \right)$$

hvor  $R$  = radius pel  
 $L$  = lengde pel  
 $r$  = radiell avstand fra pel

Effekten av installasjon av flere peler kan vurderes med superposisjonsprinsippet, ved å summere effekten av samtlige peler. Den analytiske løsningen kan bli tidskrevende å bruke ved beregning av effekten av mange peler. I Edstam (2011) er det brukt beregning med såkalt "superpeler", hvor et rektangulært brufundament med 60 peler er erstattet med tre store peler som tilsammen har tilsvarende volum som de 60 installerte pelene. Forskjellen mellom å beregne effektene av hvert enkelt pel og med de tre superpelene var liten.

Effekt av eventuell pølsetrekking kan modelleres ved inkludere "negative" peler med geometri for de fjernete leirpølsene. Effekten er vurdert i Edstam (2012) hvor det er beregnet vertikale og horisontale bevegelser for en 65 m lang pel med og uten fjerning av 10 m dyp leirpølse, se Figur 12. I modellen er effekten av trekking av leirpølse liten på den beregnede hevingen, men betydelig på beregnet horisontalbevegelse.



Figur 12. Beregning av vertikale og horisontale rørelse i terreng med Sagasetamodellen, antatt 65 m lange peler med ekvivalent radiell tilsvarende pel med dimensjon 275 × 275 mm, med og uten trekking av 10 m dype leirpølseser (fra Edstam, 2012).

### Partihallsforbindelsen, Göteborg (Edstam, 2011, Edstam, 2012, Edstam & Kullingsjö, 2010)

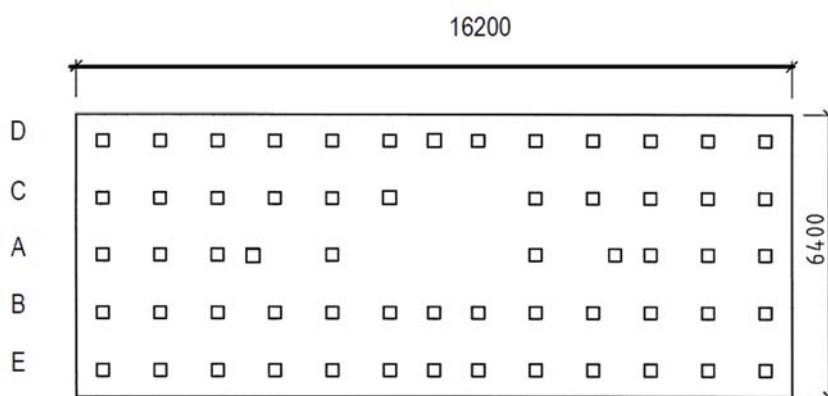
I Sverige har det nylig blitt avsluttet et forskningsprosjekt for å se på effektene av masse fortrenkning ved peleramming. Prosjektet er gjennomført av Skanska og til største del finansiert av SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond). Hovedhensikten med prosjektet var å anbefale bruk av metode for estimering av deformasjoner ved peleinstallasjon. Vurdering av forventet deformasjon er viktig for å velge pelemetode i forhold til byggherrens krav på maksimal deformasjon på nabokonstruksjoner.

I prosjektet ble det installert instrumentering for å måle deformasjoner i forbindelse med prøveramming av peler for et nytt brufundament for ny Partihallsforbindelse i Göteborg. Peler for den nye brua blir rammet nært pelefundamenter for en eksisterende bru. Brufundamentet for prøverammingen består av en pelegruppe på 60 stykk prefabrikkerte betongpeler med dimensjon  $275 \times 275$  mm. Pelene har ca. 52 m lengde og senteravstand på 1,3 m. Flere av pelene er skråpeler. Skjematisk bilde av peleplasseringen er vist i Figur 13.

Pelene ble rammet radvis i rekkefølge A, B, C, D og E, symmetrisk rundt rad A. Hensikten med rammerekkefølgen var å forårsake så stor heving som mulig, da det ikke var konstruksjoner eller bygg å ta hensyn til i området.

Grunnforholdene består av 80-100 m bløt, middels sensitiv leire.

Måleresultater er det vist for tre tidspunkter. Litt forenklet er det ved måletilfelle 1 blitt installert peler i rad A, ved måletilfelle 2 er det installert peler i rad A, B og C, ved måletilfelle 3 er samtlige peler blitt installert.



Figur 13. Skjematisk bilde som viser plassering av peler i brufundamentet (fra Edstam, 2011).

Det ble installert setningsdubber, ekstensometre og inklinometre på et område innen ca. 60 m avstand fra pelegruppen, se plassering i Figur 14. Det ble ikke målt poretrykk.



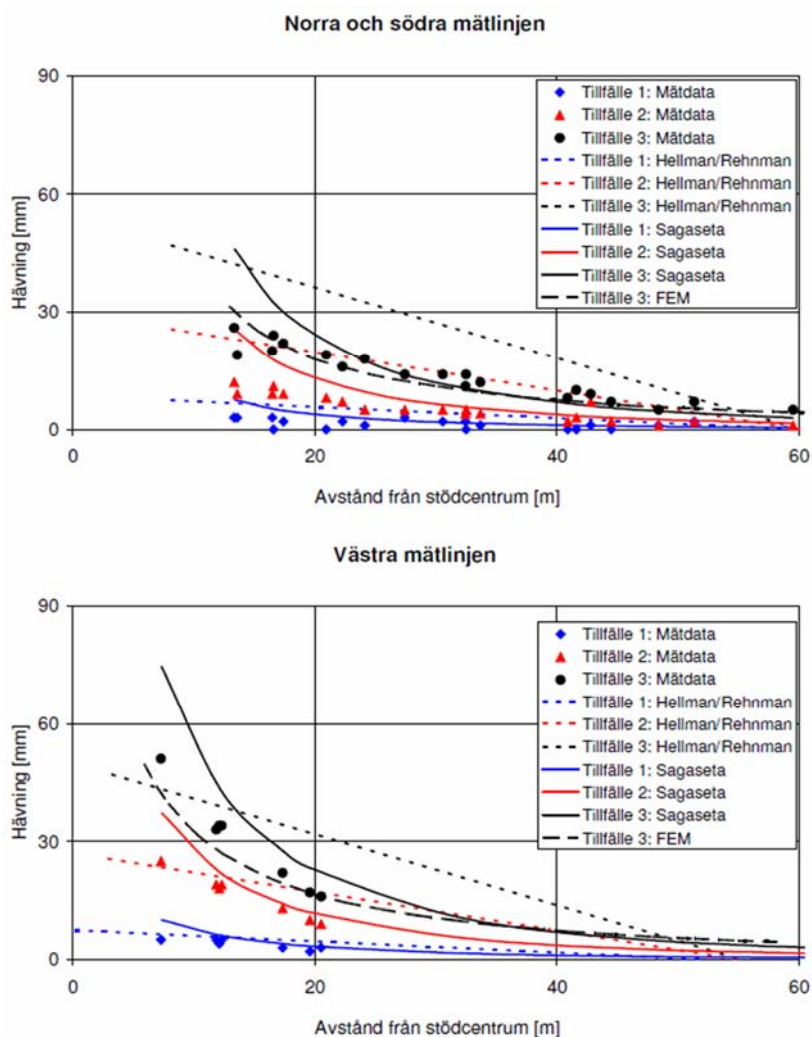


*Figur 14. Instrumentering ved pelegruppe for aktuelt brufundament. Røde firkanter viser plassering av inklinometer, ekstensometer og setningsdobber, blå sirkler viser plassering av setningsdobber (fra Edstam, 2011).*

Heving og horisontalforskyvinger ble estimert i forkant av pelerammingen med Hellman/Rehman-metoden, Sagasetta-metoden samt ved bruk av modellering i FEM (Plaxis-3D). Sammenligning av målte og beregnede deformasjoner er vist i Figur 15 - Figur 17.

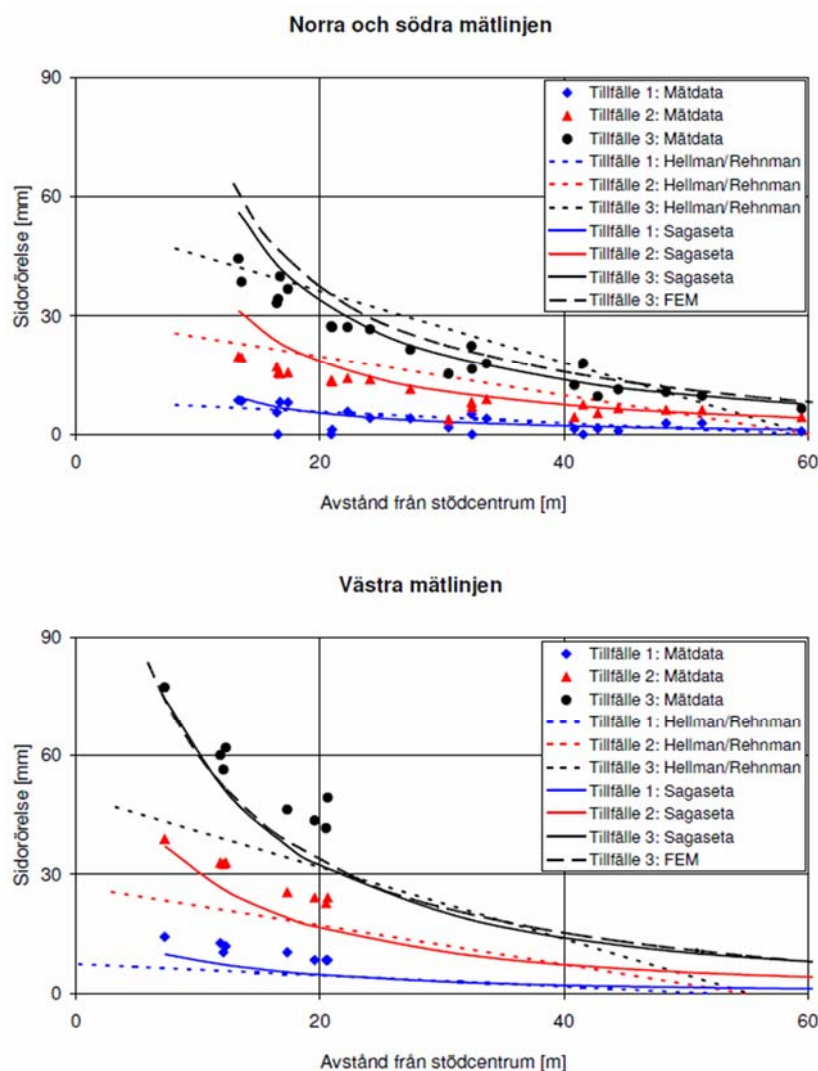
I FEM-modellen er det brukt et prinsipp med "superpeler", hvor pelergruppen er erstattet med 3 enkeltpeler med tilsvarende volum som de 60 installerte pelene. Det er også brukt tre superpeler i beregningen med Sagasetta-modellen.

I Figur 15 er beregnet heving sammenlignet med målt heving ved de tre ulike tilfellene, for instrumenteringen plassert i forlengelsen med pelegruppens langside (norra og södra mätlinjen) og kortsiden (västra mätlinjen).



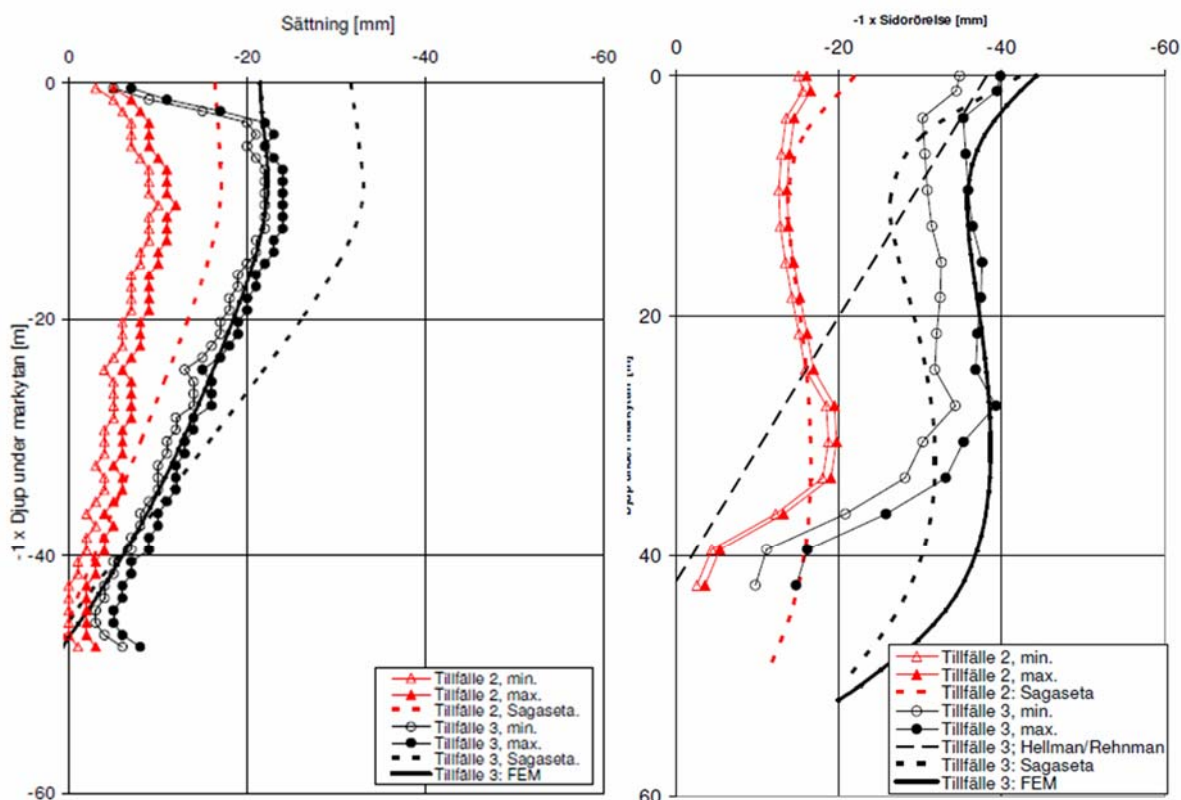
Figur 15. Målt heving sammenlignet med beregnet heving med Hellman/Rehman metode samt Sagaseta metode og FEM for tre måletilfeller (fra Edstam, 2011). På y-aksen er det vist avstand fra senter av pelegruppen.

I Figur 16 er beregnet horisontalforskyving sammenlignet med målt horisontalforskyving ved de tre ulike tilfellene, for instrumenteringen plassert i forlengelsen med pelegruppens langside (norra og södra mätlinjen) og kortsida (västra mätlinjen).



Figur 16. Målt horisontalforskyving sammenlignet med beregnet horisontalforskyving med Hellman/Rehman metode samt Sagaseta metode og FEM for tre måletilfeller (fra Edstam, 2011).

I Figur 17 er beregnet heving og horisontalforskyving i ulike dybder sammenlignet med måleresultater fra ekstensometre og inklinometre, i et punkt ca. 18 m nord for senter av pelegruppen.



Figur 17. Målt heving og horisontalforskyving sammenlignet med beregnet heving og horisontalforskyving med Hellman/Rehman metode samt Sagaseta metode og FEM for tre måletilfeller (fra Edstam, 2011).

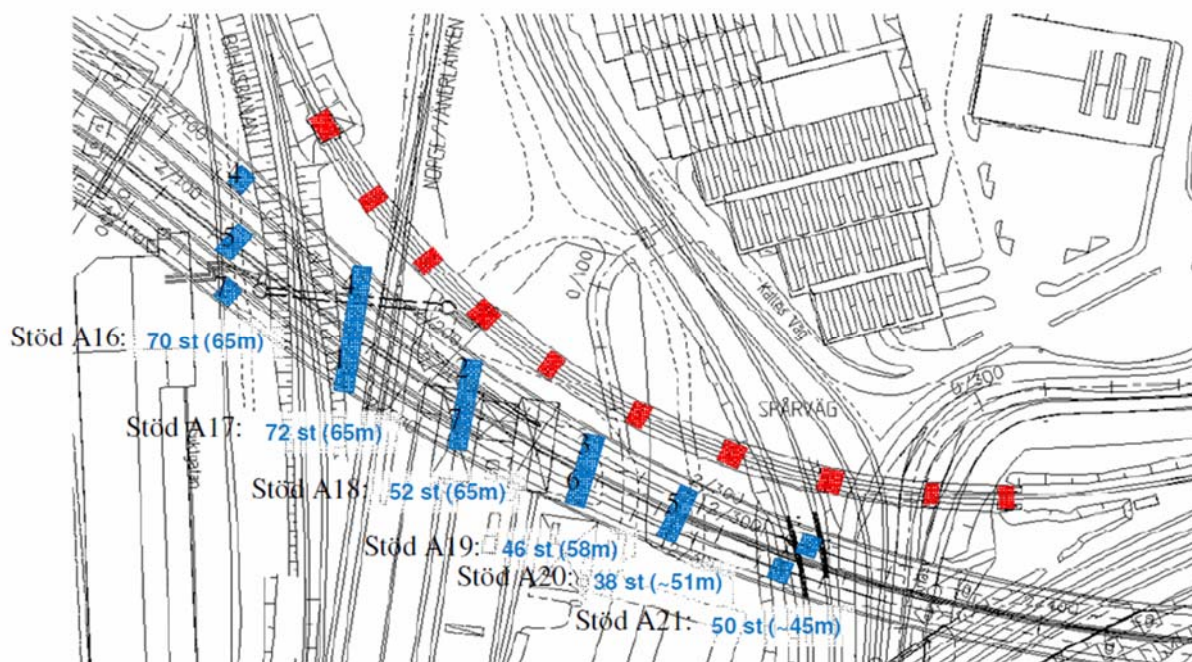
De viktigste konklusjonene fra prosjektet er:

- Horisontaldeforrasjonen er større en hevingen i alle målepunkter.
- Terrengbevegelsen strekker seg lengre ut enn en pelelengde fra peleområdet ytre kant.
- Horisontal og vertikaldeforrasjon varierer ikke-lineært med avstanden fra peleområdet.
- Bevegelsen i målepunktene foran området langsiden er større enn foran området kortsiden.
- Volumet av hevingen ser ut til at tilsvare volumet av installerte peler.

Konklusjonene ved sammenligning mellom beregnede og målte deforrasjoner er følgende:

- Hellman/Rehman-metoden bør kun benyttes til grove estimat av forventet heving
- Sagaseta metoden bør benyttes for mer nøyaktig vurdering av terrengbevegelser
- FEM-analyser gir best vurdering av bevegelser i og under terreng. Men hvis det er relativ enkle forhold (horisontal terreng, homogene grunnforhold, etc.) er det tvilsomt om tidsbruken ved modelleringen gir en besparelse i forhold til vurderinger med Sagaseta-metoden.

I en fortsettelse på FoU-prosjektet ble eksisterende Skåranbro instrumentert for å følge opp deforrasjoner av brua ved ramming av peler for ny Partihallsbro. I Figur 18 er det vist en oversikt over eksisterende og nye pelegrupper, korteste avstanden mellom pelegrupperne er 10 m. Totalt ble det installert 330 betongpeler med 45-65 m lengde og dimensjon 275 × 275 mm.

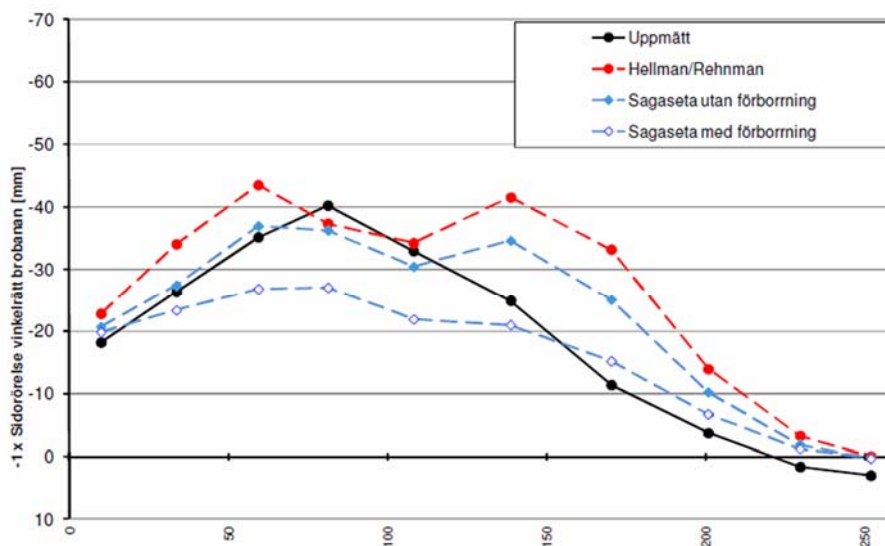


Figur 18. Pelegrupper for ny Partihallsbru (blå skravur) og pelefundamenter for eksisterende Skåranbron (rød skravur). Antall peler og pelelengder for de nye brufundamentene er vist i blå tekst.

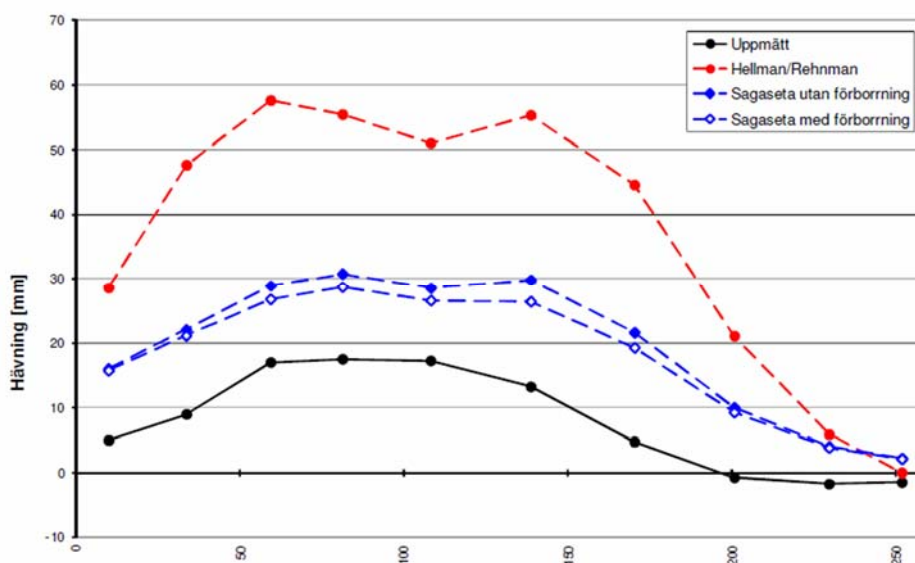
Det ble utført forboring med Auger  $\varnothing 320$  mm (se Figur 32), for å prøve å redusere effektene av massefortrengningen. Forboringen utførtes til ca. 10 m dybde med enkle eller doble hull for pelepunktene, alternativt i slisser mot eksisterende fundamenter. Det var vanskelig å vurdere hvor mye leire som ble trukket opp ved forboringen, på grunn av at leire festet seg til på naverskruen. Det ble vurdert at innerstangen målte ca.  $\varnothing 200$  mm inkludert leire.

Deformasjoner fra pelearbeidet ble estimert med Hellman/Rehman-modellen og Sagasetta-modellen. Det ble i tillegg utført FEM-beregninger for deler av brua (Nenonen & Ruul, 2011).

Resultater av beregnet og målt heving og horisontalforskyving av eksisterende brufundamenter fundamentert på lange friksjonspeler er vist i Figur 19 og Figur 20.



Figur 19. Målt og beregnet horisontalbevegelse vinkelrett eksisterende bru, x-aksen viser lengderetningen på eksisterende bru.



Figur 20. Målt og beregnet heving av eksisterende bru, x-aksen viser lengderetningen på eksisterende bru..

Det ble trukket følgende konklusjoner (Edstam, 2012):

- Det var vanskelig å vurdere omfang av forboring (volum) samt tolke effekten av forboringen
- Horisontalbevegelser fra Hellman/Rehman- og Sagaseta-modellene er i samme størrelse som målte verdier. Forboringen er noe overvurdert i Sagaseta-modellen men undervurdert i Hellman/Rehman-modellen.

- Beregnede hevinger i Sagasetta- og Helman/Rehman-modellene overvurderer størrelsen på hevingen. Henholdsvis er den beregnede hevingen 2-3 og 4-6 ganger større for de to modellene. Trolig er årsaken at modellene ikke tar hensyn til at den eksisterende bru er fundamentert på lange friksjonspeler.
- Beregnede bevegelser (heving og horisontaldeformasjon) i FEM-modellen stemmer vel overens med målte verdier, trolig ettersom denne tar hensyn til eksisterende peler. I modellen har også påkjenningen i eksisterende peler blitt vurdert. Trolig er størrelsen på beregnede spenningene og moment overvurdert grunnet for høy stivhet i betongpelene (det er forutsatt sprekkefri betong).
- I FEM-modellen hadde forboringen liten effekt på beregnet heving, men horisontalbevegelser ble redusert ned til ca. 20-25 m dybde.

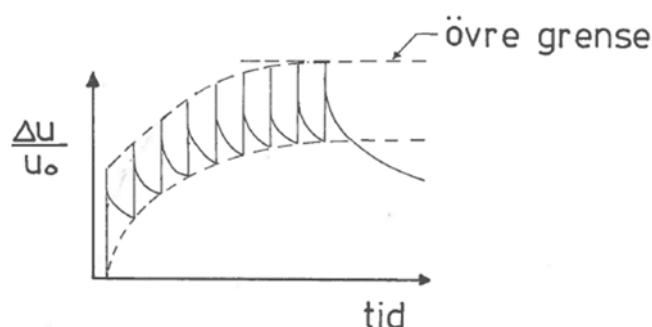
### **Götaleden, Göteborg (Jonsson & Kristiansson, 2004)**

Det er også utført oppfølging av pelearbeider ved tre entrepriser ved Götaleden-tunnelen samt Skandiahammen i Göteborg. Samtlige prosjekter har klart å styre hevingen bort fra nabobygg gjennom planlegging installasjonsrekkefølgen. Data er presentert i masteroppgave fra Chalmers tekniske høyskole (Jonsson & Kristiansson, 2004).

#### *3.3.1 Sammenstilling av målte poretrykk generert i og rundt pelegrupper*

### **Berg-Knudsen (1986) og Hoem (1975)**

Hoem (1975) har i en hovedoppgave ved NTNU samlet og bearbeidet poretrykksmålinger fra syv forskjellige prosjekter hvor det er utført ramming av peler i pelegrupper. Ved ramming av flere peler i en pelegruppe øker poretrykket gradvis ved ramming for hvert pel, opp til et maksimalt nivå. [Figur 21](#) viser en skisse på poretrykksøkningen over tid ved ramming av en pelegruppe.



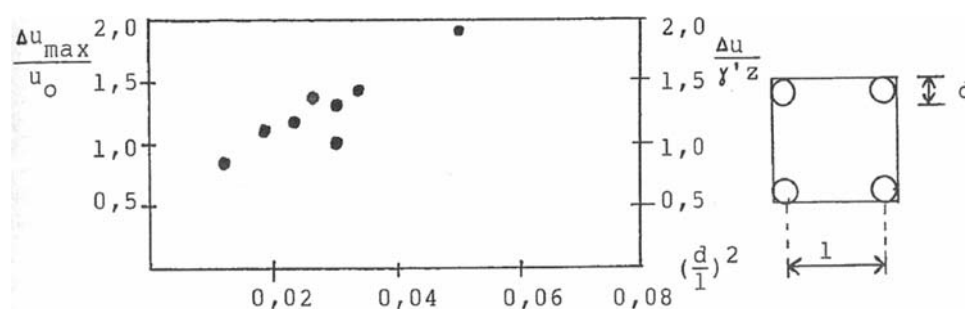
*Figur 21. Skissert poretrykksoppbygging ved ramming ved ramming av pelegruppe (fra Hoem, 1975).*

I hovedoppgave ved NTNU har Berg-Knudsen (1986) utviklet en metode for vurdering av poreovertrykk ved ramming av en pelegruppe. Denne viser god overensstemmelse med målte

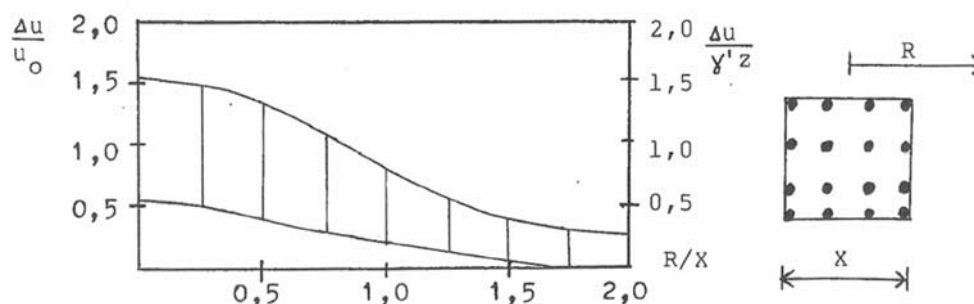
poreovertrykk presentert i Hoem (1975). I dette avsnitt er det derfor tatt utgangspunkt i Hoems figurer.

I Figur 22 er maksimalt målt poreovertrykk i en pelegruppe vist i forhold til volum massefortrengning. Det er som forventet en klar tendens til at poreovertrykket øker med økt massefortrengning. Poretrykket etter peleramming har vært målt til i størrelsen to ganger in-situ poretrykk, hvilket gir at poretrykk ofte overskrider totalt overlagingstrykk.

I Figur 23 er det presentert resultater av målte poreovertrykk i forhold til in-situ poretrykk eller effektivspenning, på ulike avstander fra senter pelegruppe. Poreovertrykket avtar raskt utenfor pelegruppen og på en avstand lik to ganger pelegruppens bredde er poreovertrykket ubetydelig.



Figur 22. Maksimalt poreovertrykk i pelegruppe som funksjon av massefortrengning (fra Hoem, 1975).



Figur 23. Målt poretrykk i og utenfor pelegruppe (fra Hoem, 1975).

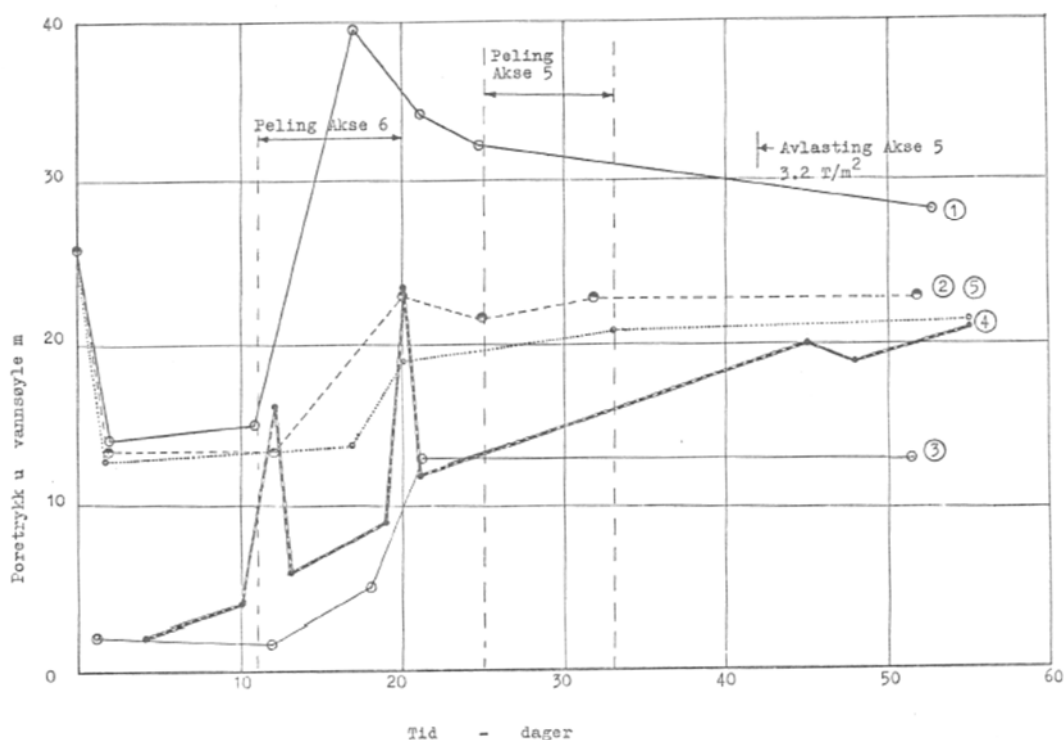
### Skibakk bru, Kløfta (Statens vegvesen, intern rapport nr. 830, 1978)

Ved bygging for ny bru i Kløftakrysset på E6, ble det i 1978 satt ned poretrykksmålere i gitte avstander fra brufundamenter for å se på effekten av poretrykksoppbygging ved peleramming og tilhørende massefortrengning. Massene er beskrevet som leire, med til dels lav fasthet.

Pelene er svevende og består av kombinerte peler med total lengde 25 m. Det ble satt poretrykksmålere midt i et av fundamentene og videre i avstand 10 og 14 m fra fundamentet. Måleren sto 18 m under terreng i fundamentet. I avstand 10 m fra fundamentet ble det målt i dybde 10m, 18m og 25 m. Konklusjonen på målingene var at det var en økning i poretrykk på opptil tre ganger av poretrykket før peleramming (måler nr. 1). Økning i poretrykket avtok med avstanden fra



fundamentet og avtok med tiden. Det ble også registrert poretrykksøkning med tidsforsinkelse i målere som var plassert 10 og 14 m fra fundamentet. Det ble utført målinger over fire år etter rammingen og målingene tyder på at poretrykket innstilte seg på et høyere nivå enn det opprinnelige.



Figur 24. Poretrykksutvikling med tid etter ramming i akse 6, Skibakk bru. Måler 1 står i senter av fundamentet, måler 2, 3 og 4 står 10 m fra fundamentet i dybde hhv. 10 m, 18 m og 25 m. Måler 5 står 14 m fra fundamentet i 18 m dybde.

Målingene kan tolkes til at omrøringen av leire på grunn av rammingen forstyrrer og endrer leirens konsolideringsegenskaper og eventuelle lagdeling som kan drenere ut poreovertrykket. Alternativt kan det slutes at konsolideringsforløpet er veldig langt.

### Bruer Vestfoldbanen, Sande (Larsen, 1999 og Føyn, 2001)

I forbindelse med hovedoppgave ved NTNU ble pelearbeider ved to bruer for Vestfoldbanen ved Sande fulgt opp. Grunnen bestod av bløt siltig leire, som til stor del var kvikk. Opprinnelig var det prosjektert stabiliserende tiltak ved kalksementstabilisering av skråninger, før oppstart av pelearbeidene. Men det ble i stedet valgt å følge opp poretrykkene nøye i forbindelse med rammingen med kriterier for maksimal tillatt poretrykksnivåer ble bestemt og stabilitetsvurderinger utført underveis. Poretrykket ble målt i 15 piezometre og det ble lagt opp til å stoppe ramming ved overskridelse av kritiske nivåer. I tillegg ble det masseutskiftet med lettklinker og utgravd lokalt for fundamenter i områdene for pelegruppene.

Det ble registrert poretrykksøkning på inntil 3 ganger overlagringstrykket ved ramming. Det ble også registrert en poretrykksøkning for hver pelegruppe under ca. en måneds tid etter avsluttet ramming. I de områder hvor poretrykkene steg mer enn oppsatte grenseverdier ble det skovlet flere hull for å

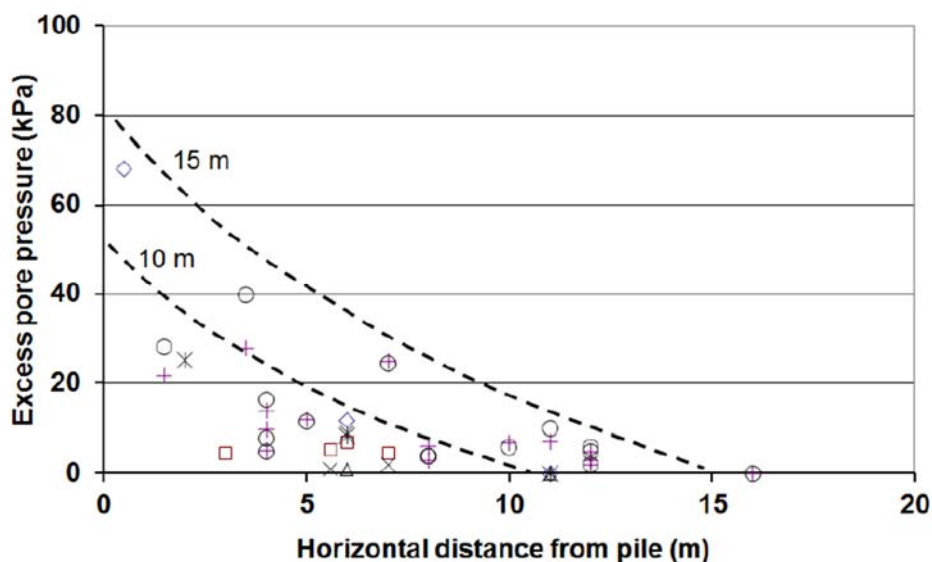
drenerer ut trykkene, hvilket var vellykket. Det var fra starten planlagt boring med stålkjernepeler i noen fundamenter som var spesielt kritiske mht. skråningsstabilitet. Det var lagt opp til bruk av flere stålkjernepeler hvis poretrykkene ikke dissiperte.

Det ble trukket pølser og skovlet i deler av området. Men likevel ble det registret betydelig poretrykkøkning også i disse områdene. Det er ikke mulig å vurdere nøyaktig hvilken effekt forboringen og pølsetrekkingen hadde. Det ble konkludert med at poreovertrykkoppbyggingen utenfor hver pelegruppe sannsynligvis ikke ble påvirket av hulltakingen, men at poreovertrykket innenfor hver gruppe ble lavere enn hvis det ikke blitt utført pølsetrekking/forboring (Larsen, 1999).

### Øvre Sund bru, Drammen (Tvedt & Tefera, 2009)

Ved bygging av Øvre Sund bru i Drammen var skråningsstabilitet av elvebreddene på begge sider ansett for kritisk med hensyn til oppbygging av poretrykk ved ramming av peler. Grunnen bestod av et øvre lag med fyllmasser over 10-15 m bløt leire (stedvis kvikkleire) ned til et morenelag på fjell. Det ble prosjektert totalt 300 betongpeler med dimensjon 270 × 270 mm for fundamentering av de to landkarene.

Ved oppfølging av poretrykkene ble det målt poretrykkøkning i radius inntil 12 m fra pelene (Tvedt & Tefera, 2009). Noen poretrykksmålere var plassert i morenelaget under leire, men det ble ikke målt noe poretrykkøkning i dette laget. I Figur 25 er data presentert over målt poretrykk for varierende avstand fra installerte peler.



Figur 25. Sammenstilling av målt poretrykkøkning for henholdsvis 10 og 15 m lange peler, per rammet pel, med avstand fra rammet pel (fra Tefera et. al, 2014).

### E16 Vøyen bru, sikring mot oppdrift av peler i kvikkleire

Ny E16 over Isielva i Bærum er fundamentert på lukkede stålrørspeler  $\varnothing 800$  mm. Grunnforholdene består av en sandig toppmasse i ca 11 m. Massene går gradvis over i finere leire som er sensitiv og kvikk fra 11 til 44 m ved berg. Pelene er ca. 44 + 2 m lange. Hule, lukkede stålrørspeler har ofte lavere vekt enn massen som fortreges. Ved peleberegningene ble massefortregning vurdert og behov for ballastering av pelene beregnet. For å øke vekten på pelene, ble de rammet vannfylte og pelelengden

ble økt med 2 m for å få større vekt fra både stål og vann. I tillegg ble det beskrevet 5 tonn i ballast, for å sikre kontakten med berg når pelene skulle lenses for vann og støpes ut. Ved beregning av oppdrift med hydrostatisk poretrykk, ville pelen hatt en sikkerhet mot oppdrift lik 1,6.

Det var rammet betongpeler for fylling på peler inn mot brua i forkant av at stålørpelerne skulle rammes. Det ble ikke målt poretrykk i forbindelse med pelearbeidene. Det ble imidlertid ikke observert terrengheving som følge av pelerammingen. Nærmeste betongpel sto 6 m fra stålørpelerne ved rammingen.

Den første av to stålørpeler som skulle rammes i akse 2, ble det ikke observert heving på. Da pel nr. to i akse 2 ble rammet til berg, kom den opp 3m umiddelbart etter at loddet ble fjernet fra pelen. Deretter sto pelen natten over med loddet på. Da loddet ble fjernet neste morgen, steg pelen opp på nytt. Da hadde også den første pelen hevet seg 3 cm.



Figur 26 Eksempel på overhøyde og tilleggsballast på lukkede stålørpeler rammet i kvikkeleire (Foto NGI)

Reberegning viste ved å anta sikkerhet lik 1 ved oppdrift, ville omrørt leire rundt pelen hatt en skjærfasthet lik  $0,35 \text{ kN/m}^2$ .

Oppdrift av pel ble kontrollert etter formelen:

$$W_{\text{oppdrift}} = \gamma_{\text{leire}} \cdot H \cdot A_{\text{stål}}$$

$A_{\text{stål}} = \pi r^2$  og H er peledybden i jord

Sikkerhet mot oppdrift ble beregnet slik:

$$\gamma_m = \frac{W_{stål} + W_{vann} + R1 + R2}{W_{oppdrift}}$$

Hvor  $W_{stål}$  er vekt av stål i røret og pelespissen

R1 er pelens sidefriksjon i sandlaget beregnet etter peleveiledningen

R2 er pelens sidefriksjon i omrørt leire beregnet etter peleveiledningen,  $c_{ur} \leq 0,5 \text{ kN/m}^2$

Vekten av nødvendig ballast  $W_b$ , ble iterert etter formelen:

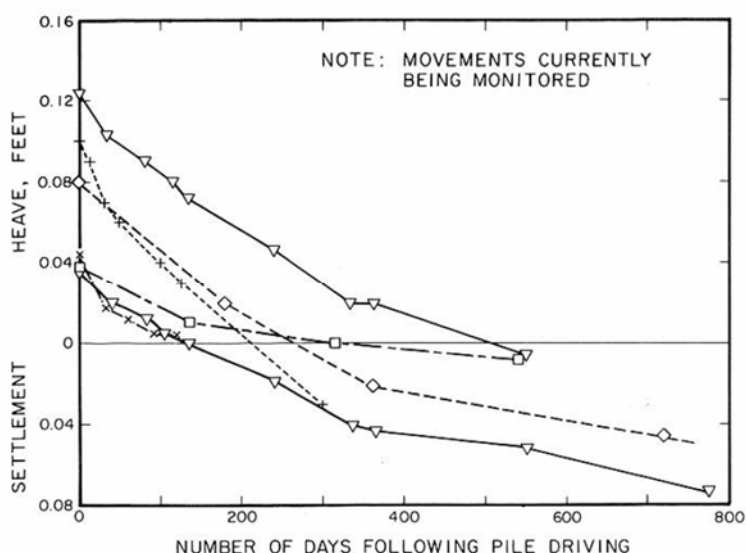
$$\gamma_m = \frac{W_{stål} + W_{vann} + W_{ballast} + R1 + R2}{W_{oppdrift}}$$

Når pelen er lenset og klar for tørrstøp, er vekten av vann lik 0. For pelene på Vøyen bru, ble beregnet ballast økt fra 5 tonn til hhv. 10 og 12 tonn for lenset pel, avhengig av godstykkelsen på pelen, som i dette tilfellet var 18 og 16 mm. Det var også nødvendig å ballastere pelene umiddelbart etter ramming, og ikke bare like før de ble lenset for vann, slik det var beskrevet.

### 3.3.2 Rekonsolidering og setning

Etter poreovertrykksoppbyggingen og omrøringen som følge av massefortrengningen følger rekonsolidering av leiren. Tiden for konsolideringen er til stor del styrt av forekomst av drenerende lag og ofte vanskelig å estimere. For dype homogene leirlag er konsolideringstiden lang.

Etter avsluttet konsolidering er resulterende deformasjon vanligvis en nettosetning, som følge av forstyrrelse av leiren i forbindelse med pelingen (Johansson & Jenedby, 1998). Figur 27 viser målt vertikaldeformasjon for enkelte prosjekter i Boston-området (Dugan & Freed, 1984).



Figur 27. Konsolideringsforløp med netto setning etter ramming av peler i Boston USA (fra Dugan & Freed, 1984).

Måling av poretrykk over tid ved installasjon av peler viser at poretrykket et stykke utenfor pelegruppen vil øke den første tiden etter ramming (Hoem, 1975). Konsolideringsforløpet tar vanligvis lang tid og det er i noen tilfeller målt i lang tid (år) uten at poretrykksnivåer er sunket til nivåer som forelå før ramming (se bland annet resultater fra Skibakk bru SVV, 1978). Målinger i

Sande i Vestfold viser også at poretrykksdissipasjonen etter peleramming ikke var avsluttet 4 måneder etter avsluttet ramming (Larsen, 1999).

Det bør også nevnes at det i tillegg til rekonsolidering av leiren også må inkluderes setningsbidrag fra eventuell komprimering av topplag ved pelerammingen. Et eksempel på dokumentasjon av setninger som følge av komprimering er presentert i artikkel som dokumenterer deformasjoner i forbindelse med spuntinstallasjon for utvidelse av Oslo lufthavn Gardemoen (Aamodt, 2013). Det ble registrert skader på eksisterende fundament ved ramming av Z-spunt.

## 4 Vurdering av stabilitet ved peleramming

Det finnes mange godt dokumenterte eksempler hvor peleramming har utløst skred. Eksempel fra veiprojekter er blant annet Fluberg bru ved Randsfjorden, E18 ved Mustadjordet ved Sandvika (se bilde Figur 28) og Naddum bru ved Aurskog



Figur 28. Utglidning ved E18 ved Mustadjordet i forbindelse med peleramming (bilde fra Statens vegvesen).

I geoteknikermiljøet finnes det ikke noen generelt vedtatt anbefaling av hvordan det bør tas hensyn til effekter av poretrykksøkning eller redusert styrke i leire ved vurdering av stabiliteten av skråninger.

Det finnes lite dokumentasjon over hvordan leirens skjærstyrke påvirkes ved peleinntallasjon og dermed heller ikke noen generelt vedtatt metode for å vurdere kritiske poretrykksnivåer i en skråning ved ramming av peler. I en rapport av Johansson & Jendeby (1998) er det gjennomført en teoretisk analyse av hvordan poretrykksoppbygging påvirker drenert og udrenert styrke. I tillegg er det utført feltmålinger og laboratorieforsøk for å studere spenningsforandringer ved ramming.

Noen av hovedkonklusjonene fra rapporten er følgende (Johansson & Jendeby, 1998):

- Totalspenningsøkning ved ramming er midlertidig og har vesentlig kortere varighet enn poretrykksoppbyggingen. Totalspenningsøkningen som følge av massefortrengingen skal derfor ikke medregnes i vurdering av effektivspenningen etter ramming.

- Effektivspenningen i drenerende sjikt kan bli redusert til null og for disse er det viktig å å beregne skjærstyrken på effektivspenningsbasis.
- For en "normal" svensk normalkonsolidert leire ( $w_L=60\%$ ,  $K_0=0,7$ ,  $c'=0$  og  $\phi'=30^\circ$ ) kan reduksjon av effektivspenningene på ca. 50% som følge av økt poretrykk aksepteres uten vesentlig reduksjon av den udrenerte eller drenerte skjærstyrken.

I dette avsnittet er det beskrevet tre ulike analysemetoder, alternativt filosofier, om hvordan stabiliteten kan vurderes i forbindelse med ramming av peler. Inntil det finnes en generelt vedtatt metode er det opp til hver enkelt rådgivere å vurdere valg av analysemetode og skjærfasthet for hvert enkelt prosjekt.

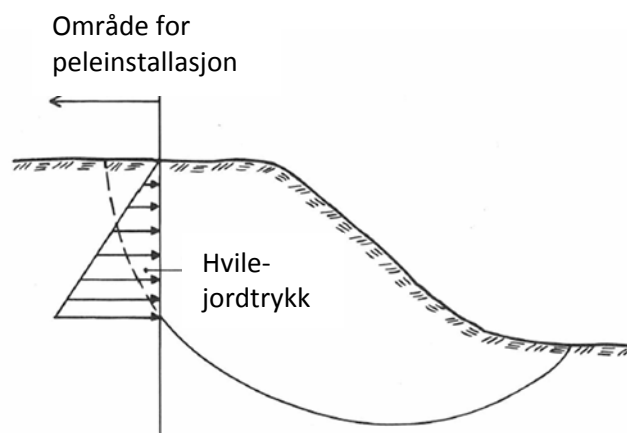
Hensyn til reduisering av sikkerheten mot utglidning ved ramming må vurderes både ved ramming i topp og bunn av en skråning.

#### 4.1 Udrenert analyse med horisontal drivende kraft som følge av massefortrengning

##### **Union fabrikker, Drammen (Aas, 1979)**

Under peleramming for en produksjonshall inntraff en utglidning på ca. 1000 m<sup>3</sup> ned i Drammenselven. Grunnforholdene på tomten var 5 m sand og silt over 15-20 m bløt leire. Aas (1975) analyserte årsakene til skred ved Drammenselven, som utløstes i forbindelse med peling. Ved etterregning ble det konkludert 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 vertikallplan langs kanten på peleområdet. Denne horisontale last virket på kritisk glideflate, se Figur 29. Størrelsen på lasten ble vurdert utfra 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 29. Forslag til metode for å analysere effekt på skråningsstabilitet ved ramming av peler i leire (hvilejordtrykk  $K_0=1$ ).

## 4.2 Udrenert analyse med reduksjon av leirens skjærstyrke som følge av poretrykksøkning

### Øvre Sund bru, Drammen (Tvedt & Tefera, 2009 og Kirkebø et al., 2008)

Sikkerheten mot utglidning for eksisterende skråninger ved Øvre Sund bru var marginal før arbeider med etablering av landkar og brufundamenter over Drammenselven startet. For å kunne gjennomføre arbeidene ble det først utført avlastning av terreng som beregningsmessig gav en økning av sikkerheten med 20 %.

Det ble tatt utgangspunkt i udrenert analyse for vurdering av kritiske poretrykksnivåer ved rammingen. Leirens udrenerte skjærstyrke ble redusert som følge av poretrykksøkningen ved ramming i henhold til Shansep-prinsippet (Ladd & Foot, 1977). Prinsippet resulterer i følgende ligning (Kirkebø et al., 2008):

$$(s_u)_{OC} = \left(\frac{s_{u0}}{p'_0}\right)_{NC} \cdot OCR^m \cdot (p'_0)_{OC} = \left(\frac{s_{u0}}{p'_0}\right)_{NC} \cdot \left(\frac{p'_0}{p'_0 - \Delta u}\right)^{\frac{0.85-0.2I_p}{100}} \cdot (p'_0 - \Delta u)$$

hvor	$s_{u0}$	=	leirens udrenerte skjærstyrke før peleramming
	$(s_u)_{OC}$	=	leirens udrenerte skjærstyrke etter peleramming
	$p'_0$	=	effektivspenning før peleramming
	$u_0$	=	poretrykk før peleramming
	$\Delta u$	=	poreovertrykk som følge av peleramming
	$I_p$	=	leirens plastisitetsindeks
	$m$	=	"ageing"-faktor for SHANSEP-modell (Ladd et al, 1977)

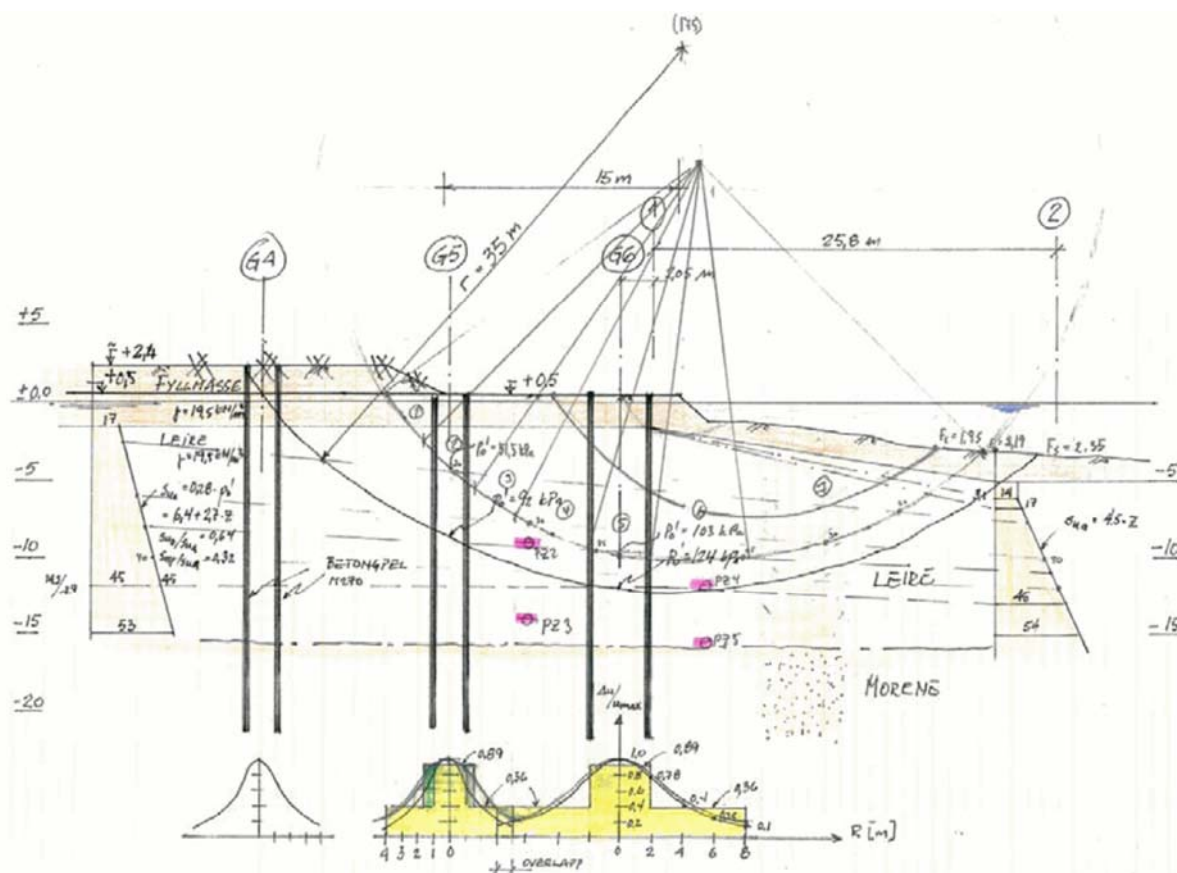
Poreovertrykk som følge av rammingen ble estimert basert på empiriske sammenstillinger (Hoem, 1975) i Figur 22, hvor det ble antatt et maksimalt poretrykk tilsvarende:

$$\frac{\Delta u}{p'_0} = 30 \cdot \left(\frac{d}{l}\right)^2 + 0.5$$

hvor	$d$	=	pelediameter
	$l$	=	senteravstand mellom peler

Spredningen av poreovertrykket utenfor pelegruppen ble antatt fra Figur 23 og brukt i stabilitetsvurderingen (Figur 30).

Den reduserte skjærstyrken ble deretter lagt til grunn for vurdering av stabiliteten ved rammingen. Kritiske poretrykksnivåer ble på forhånd bestemt i stabilitetsberegninger, og disse dannet grunnlag for å sette alarmgrenser i totalt 22 poretrykksmåler som ble følget opp under rammingen. Ved oppdatering av stabilitetsberegningene med målte poretrykksnivåer under rammingen ble det mulig å vurdere sikkerheten i anleggsfasen.



Figur 30. Vurdering av poretrykk fra peleramming og utbredelse langs glideflaten (fra Kirkebø et. al, 2008).

I de opprinnelige stabilitetsvurderingen var det antatt at poretrykkene langs hele glideflaten ble påvirket samtidig. Etter at betongpeler for ene kaia var rammet ble det konkludert at poretrykkene kun ble påvirket lokalt, da poreovertrykk kun ble registrert innen 12 m fra rammede peler. Etter avsluttet ramming sank poreovertrykkene raskt. Etter revurdering ble det tillatt overskridelse av alarmgrense lokalt i noen punkter.

Etter at poretrykket ble rapportert inn og sammenstilt (se Figur 25) ble det også satt et krav til minimumsavstand mellom peler som ble rammet samme dag. Dette medførte mer flytting for entreprenøren, men også at man kunne unngå å utføre optrekking av leirpølses samt unngå å stanse anleggsarbeidene pga. overskridelse av alarmgrenser for poretrykkene. Entreprenøren kunne flytte rundt mellom peleakser og det ble stort sett ingen stopp i anleggsarbeidene. Prosjektet er sett på som meget vellykket, med vesentlige besparelser i kostnader som følge av at det var mulig unngå ventetid for anleggsarbeidene.



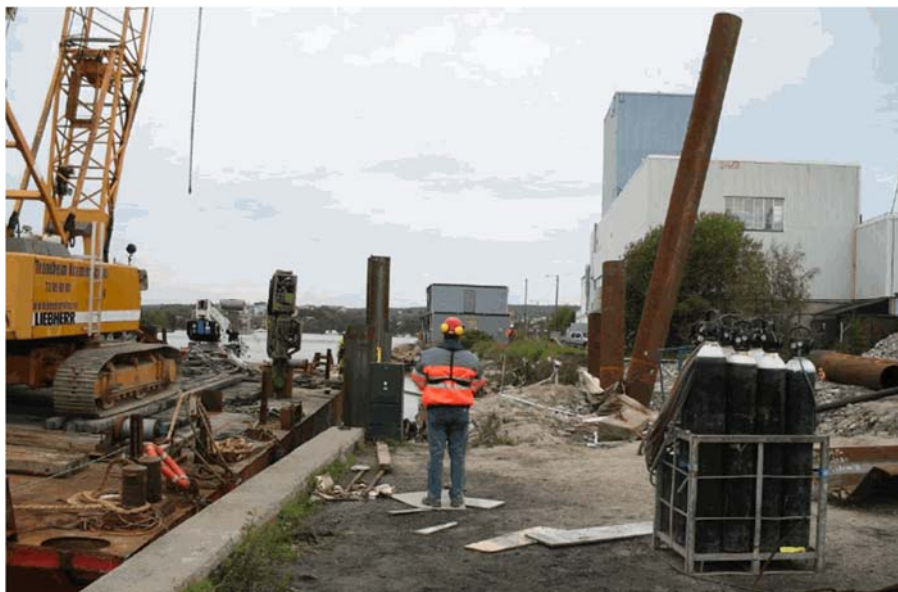
### 4.3 Effektivspenningsanalyse med hensyn til poreovertrykk som følge av ramming

#### **Klaffebru, Fredrikstad (Geovita, 2013)**

Poreovertrykksoppbyggingen ved ramming av åtte  $\varnothing 813$  mm stålrørspeler til landkar for ny Klaffebru i Fredrikstad ble vurdert med samme metode som for Øvre Sund bru (Kirkebø et al., 2008). Men det ble brukt effektivspenningsanalyse for beregning av sikkerhet mot utglidning, og reduksjon av drenert styrke fra redusert effektivspenning som følge av poreovertrykk.

Under ramming av pelene ble poretrykkene fulgt opp med kontinuerlige målinger i tre poretrykksmålere samt en inklinometerkanal. Det ble definert poretrykksnivåer med grenseverdier for varsel signal (poretrykk tilsvarende en sikkerhet på 1,5 og geoteknikere varsles for vurdering) samt alarmsignal (poretrykk tilsvarende en sikkerhet på 1,2 og arbeidene stopper). I forbindelse med rammingen oppsto det deformasjoner i grunnen og installerte peler ble forskjøvet. Årsaken var at avlesning av poretrykk kun skjedde to ganger i døgnet og varsel signal ikke ble sendt ut i tide. Poretrykksnivåer målt ved tidspunktet tilsier at beregnet sikkerhet av skråningen var lavere enn 1,0.

Prosjektet illustrerer viktigheten av å måle poretrykk i situasjoner hvor poretrykksoppbygging er kritisk for stabiliteten.



*Figur 31. Situasjon etter at grunnen har seget og peler har forskjøvet seg etter ramming av 5 peler (fra Geovita, 2013).*

## **5 Metoder for å begrense effekter av peleramming i leire**

Ved vurdering av peleløsning må foruten grunnforholdene også avstand og egenskaper av nærliggende konstruksjoner (midlertidige og permanente), bygninger og infrastruktur kartlegges.

I tillegg må det vurderes om terrenget i området for rammingen tilsier at stabiliteten kan være kritisk som følge av rammingen. Ved beregning av stabiliteten kan kritisk poretrykksnivå estimeres og det kan utformes et måleprogram for oppfølging av poretrykksnivåer under rammingen.

Peling bak spuntkonstruksjon gir økt horisontal belastning mot spuntveggen og redusert skjærstyrke bak spunten, hvilket må vurderes ved dimensjonering av spunten.

## 5.1 Vurderinger ved prosjektering av peler og pelegrupepr

Grunnforholdene, dybden til fjell, størrelsen på laster, anleggsmessige forhold samt krav til støy, rystelser og deformasjoner setter krav til hvilken type peler som kan benyttes. Fordeler og ulemper med ulike peletyper er for eksempel presentert i kurs i Anleggsgeoteknikk (Tvedt, 2012). I Peleveiledningen er det også presentert rettingslinjer for når ulike peler egner seg, vist i **Tabell 2**.

I tillegg bør det vurderes risiko for punktering av lag med artesiske trykk og risiko for drenering langs rammede peler, med poretrykksreduksjon og konsolidering av leire som følge.

Tabell 2. Oversikt over når ulike peletyper egner seg, oppsummering fra Peleveiledningen 2012.

Betongpeler	Stålpeler	Rammede stålørspeler	Borede stålørspeler	Stålkjernepeler	Plasstøpte peler (pillarer)
<ul style="list-style-type: none"> <li>Moderate fundamentlaster</li> <li>Moderate bergdybder</li> <li>Ikke vanskelige bergforhold</li> <li>Ikke grove steinmasser</li> <li>Peling fra land</li> <li>Ikke stabilitetsproblemer*</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Store laster</li> <li>Ramming gjennom fylling og grove steinmasser</li> <li>Stabilitetsproblemer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Store laster</li> <li>Ramming gjennom fylling og grove steinmasser</li> <li>Store bergdybder</li> <li>Ikke stabilitetsproblemer*</li> <li>Peling fra flåte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Store laster til berg</li> <li>Blokker, fyllmasser</li> <li>Skrått berg, vanskelig berg</li> <li>Behov for strekkkapasitet</li> <li>Lite støy og vibrasjoner under installasjon</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Trange forhold for peling</li> <li>Blokker, fyllmasser</li> <li>Samtidighet i utførelse</li> <li>Skrått berg, vanskelig berg</li> <li>Lite sidestøtte over berg</li> <li>Behov for strekkkapasitet</li> <li>Stenge støykrav</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Store konsentrerte laster til store dyp</li> <li>Stabilitetsproblemer</li> <li>Lite støy og vibrasjoner under installasjon</li> </ul>

\* Tiltak for å øke eller opprettholde stabiliteten kan utføres i tillegg.

I Peleveiledningen er det lite fokus på omgivelsepåvirkning og begrenning av skader ved peleramming. Det bør legges et større fokus på redusert skjærstyrke og økt poretrykk ved ramming.

### Prøveramming

Hvis grunnforholdene er komplekse (lagdelt profil), samt om poretrykksoppbygging er kritisk for prosjektets fremdrift eller sikkerhet, kan det være nødvendig å gjennomføre en prøveramming for å måle poreovertrykksoppbygging ved ramming. Under prøverammingen bør man måle poretrykk på forskjellige avstander fra pelene, samt i kritiske lag i jordprofilet. Det bør også testes effekt av redusert fallhøyde på lodd (Pålkommissionen, 1997) og virkning av økt loddvekt.

CPTU-sondering kan detektere tynne drenerende lag og det kan derfor være nyttig å utføre denne type sondering i forkant av en prøveramming.

### *5.1.1 Valg av peletype og pelemetode*

Hvis naboforholdene tilsier at massefortrengning ved peleramming kan bli et problem som årsaker deformasjoner på nabobygninger, fundamenter eller ledninger og kabler, eller fører til horisontalforskyvinger eller poreovertrykk som kan gi stabilitetsproblemer må peletypen vurderes. Da bør det velges peletyper med liten tverrsnittsareal som gir liten massefortrengning, for eksempel rammede stålpeler. Stålrørspeler kan også rammes åpne for å redusere poretrykkoppbygging. Men det er risiko for at de propper seg under rammingen og pelen oppfører seg da som en lukket pel. Dette oppstår sjelden, og bare hvis det er tykke lag av faste masser i toppen. Plugging kan unngås ved fjerning av masser inne i pelen ved tendens til plugging. Utskifting av faste masser i toppen bør også vurderes. Det forutsettes også tett oppfølging av rammingen. Slike tiltak ble eksempelvis iverksatt ved ramming av stålrørspeler for Drammensbrua (SVV, 2006).

Ved ramming av peler er det viktig å vurdere størrelse på lodd samt fallhøyde. For en gitt rammeenergi gir et større lodd med en mindre fallhøyde en effektivere neddriving av pelen. Som følge av dette går energien til større del til å ramme ned pelen og sideeffekter som vibrasjoner og komprimering av eventuelt topplag blir mindre. Valg av loddtyper er behandlet i egen rapport i BegrensSkade-prosjektet.

Hvis den massefortrengende effekten ved ramming er kritisk mht. naboforhold kan det isteden brukes borede peler, for eksempel borede stålrørspeler eller stålkjernepeler. Disse metoder har andre potensielle problemer med skader knyttet til utførelsen. Skader som følge av boring av peler og stag er behandlet i egne rapporter i BegrensSkade-prosjektet.

Ved valg av peletype og pelemetode må også totalkostnaden for løsningen vurderes. I denne vurderingen med det foruten grunnforhold og laster også tas hensyn til anleggsteknikk, plassforhold, fremdrift/tidsforbruk, sikkerhet for gjennomføring samt setninger på nabokonstruksjoner (Peleveiledningen 2012). Generelt sett så er det mest gunstig å velge den peletype som det er mest konkurranse om å utføre (Peleveiledningen 2012).

I tillegg må anleggsgjennomføringen planlegges med hensyn til adkomst for maskiner og utstyr. Avhengig av valgt metode stilles ulike krav til plassbehov og bærelag for rigger. Til sist må det vurderes krav til maksimal støy og vibrasjoner, i forhold til valgt metode.

### *5.1.2 Utforming av pelegrupper*

Valg av peletype og pelegruppens utforming påvirker massefortrengning og oppbygging av poretrykk. Færre peler gir mindre fortrengning enn mange, og full utnyttelse av kapasitet er derfor viktig, også med tanke på massefortrengningen.

Peleveiledningen anbefaler at man velger den peletypen som gir lavest poretrykkpåvirkning i situasjoner hvor stabiliteten er anstrengt. Vekt av rigg, rystelser ved ramming og økt trykk på grunn av boring med vann eller luft bør også estimeres og tas inn i stabilitetsvurderingen. Resultatene av Hoems undersøkelser indikerer at dersom man har mulighet til å velge, kan det være gunstigere med mindre pelegrupper og heller flere pelegrupper.

Det er viktig at prosjektering av pelegrupper skjer i tett samarbeid med byggetekniker.

## 5.2 Vurderinger knyttet til beskrivelse av pelearbeidene og begrensnings av skader

### 5.2.1 Naverboring og pølsetrekking

For å redusere massefortrengingsvolumet kan det utføres pølsetrekking eller forboring med skovl/auger-skrue for å fjerne masser før pelerammingen starter. I begge metodene fjernes materiale tilsvarende pelediameteren før pelen rammes ned i grunnen.

Forboring med Auger utføres med separat boremaskin, eventuelt med utstyr for å montere naverbor på peleriggen. Hvis forboringen utføres med separat maskin er det vanlig å arbeide suksessivt med augerboring og nedsetting av peler for å unngå kollaps av borhull.

Forboring med Auger, som vist i [Figur 32](#), er lite brukt i Norge, men det ble brukt ved bygging av bruer for Vestfoldbanen i Sande (Føyn, 2001). I dette prosjekt ble det brukt skrue med diameter 300 mm før ramming av betongpeler med dimensjon 270 × 270 mm. Rigger klarte å bore hull til 8 m dybde.

Det ble også brukt forboring med Auger i Partihallsforbindelsen, som er beskrevet i avsnitt 3.3. Auger må tilpasses peledimensjon og kan utføres til begrenset dybde (5-10 m). Augerboring utføres med separat riggi takt med peleinstallasjonen.

Pølsetrekking utføres med pelerigg, ved at et kvadratisk pølserør med åpen luke i bunn slås ned. Når røret trekkes opp slår luken igjen og massene trekkes opp med røret ([Figur 33](#)). Erfaringene med pølsetrekking varierer med grunnforholdene. Hvis det er spesielt bløte masser kan det være vanskelig å holde på dem i røret. Et annet problem som kan oppstå er at pølserøret suger seg fast og det er vanskelig å trekke det opp. I tillegg vil opptrekket skape sugekrefter som kan forårsake at hullet kolliderer. Det må derfor være med en slange som tilfører luft eller vann for å prøve å unngå at hullet klapper sammen. Pølsetrekkingen er foreløpig begrenset til 12 m dybde og kvadratisk rør med største dimensjon 345 × 345 mm.

Det ble også brukt pølsetrekking ved bygging av bruer for Vestfoldbanen i Sande. Pølserøret var kvadratisk med diameter 300 mm, men den øverste del av røret var sylindrisk med diameter 250 mm. Innsnevringen kan ha forårsaket at man hadde problemer med proppdannelse. Dette ble løst ved at man forboret gjennom de faste toppmassene før røret ble brukt (Føyn, 2001).

Det er begrensninger av dybde, avhengig av grunnforhold. Kritisk dybde for pølsetrekking kan estimeres (Massarsch, 1976):

$$z_{kr} = s_u \cdot \frac{1 + \ln \frac{G}{3s_u}}{(6,5K_0 + 10)}$$

Hvor	$z_{kr}$	=	kritisk dybde for stabilt borhull
	$K_0$	=	hvilejordtrykkskoeffisienten in-situ
	$G$	=	leirens skjærmodul
	$s_u$	=	leirens udrenerte skjærstyrke

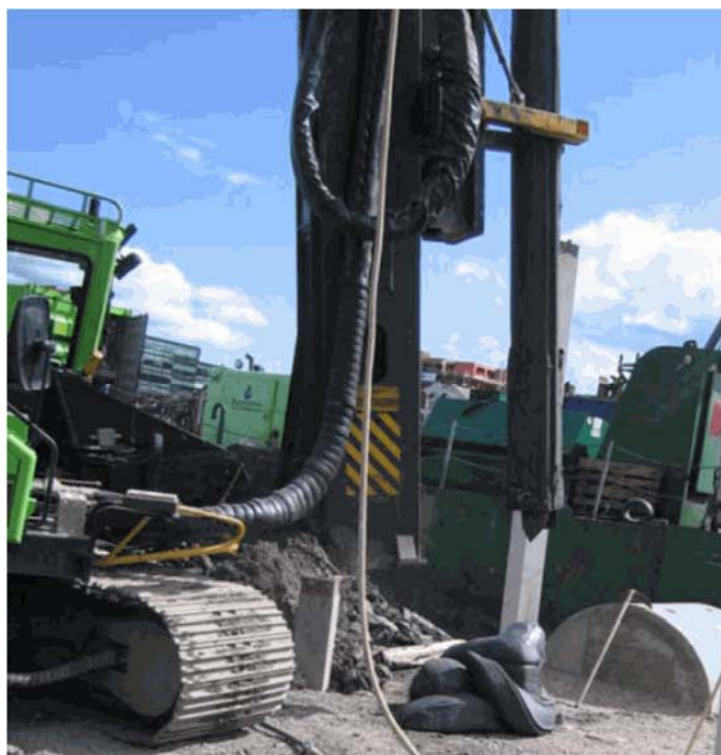
Det er mulig å øke dybden ved bruk av støttevæske.

Pølsetaking/skovling kan utføres som forboring i pelepunktet eller mellom peler for å styre massefortrengningen til utgravn volum. Det er også mulig å lage vertikale hull med auger/naverbor

for å drenerer ut vann fra poretrykksoppbygging. Denne metode er bland annet brukt vellykket ved bygging av jernbanebruer for Vestfoldbanen (Larsen, 1999).



*Figur 32. Forboring med naver før peleramming (fra Edstam, 2012)*



*Figur 33. Pølsetrekking ved Øvre Sund bru før ramming av betongpeler (fra Tefera et. al, 2011)*

Erfaringer fra prosjekter hvor det er utført pølsetrekking viser at det er fullt mulig å utføre. Men arbeidene må følges opp og det kan være behov for noe tilpasninger underveis. Som for opptak av prøve med sylinderprøvetaker kan det kreves litt ventetid til å få leirpølsen til å feste seg i pølserøret.

### *5.2.2 Dor, grabbing og forgraving*

Betongpeler egner seg ikke for ramming gjennom grove fyllmasser i toppen. I tillegg kan de faste laget virke som et lokk og øke de negative effektene av ramming, ved at massefortrengningen og poreovertrykkoppbyggingen påvirker et større område. Det er derfor nyttig med forgraving og eventuelt masseutskifting av fastere topplag eller grove fyllmasser.

Ved forgraving av et større areal konsentreres hevingen som følge av massefortrengningen ved peling til forgravd areal, ettersom massene presse opp etter minste motstandens lov.

Det er også mulighet å benytte en dor, hvilket betyr at et foringsrør med innvendig spiss rammes ned med pelemaskinen og lager et hull for planlagt pel ved massefortrengning. Deretter rammes pelen ned i det utgravde hullet. Maksimal tykkelse for bruk av dor i fyllmasser er erfaringsmessig 3-4 m.

Et alternativ til doring er bruk av grabbing. Med denne metoden rammes et åpent stålrør ned gjennom fyllmassen, som deretter graves ut, før pelen rammes i det forgravde hullet. Denne metode ble brukt vellykket ved peling for ny Drammensbru, for å unngå propping av åpne stålrørspeler, [Figur 34](#) (SVV, 2006).

Ytterligere en fordel med forboring i tilfeller med fastere topplag er at det medfører en reduksjon av rystelsene som følge av rammingen (Statens vegvesen, 1992).



*Figur 34. Dor brukt ved installasjon av rammet stålrør ved bygging av nye Drammensbrua fra, SVV (2006).*

### *5.2.3 Massefortrengning langs pel*

Massefortrengning opp langs peler kan i utgangspunktet virke som en gunstig ventil som reduserer poretrykksøkningen knyttet til ramming. Massefortrengning av denne typen skjer i sensitiv/kvikk leire hvor leiren flyter opp langs pelen og effektene av massefortrengningen blir liten. Ulempen er at vi ikke kan kontrollere denne situasjonen, og det økte trykket i bakken kan også bidra til å presse ut mere masse enn det pelene teoretisk fortrenger. Da kan det oppstå en omlagring av all masse nær pelegruppen, med påfølgende deformasjoner som tar lang tid å konsolidere.

Hvor mye masse som kommer opp, ser ut til å avhenge av tykkelsen på toppmassene, og hvor sensitiv leira er. Det har i flere tilfeller vist seg å være vanskelig å anslå på forhånd, og det er gunstig å ha med poster for pølsing (kontrollert fjerning), doring av topplag samt fjerning og borttransport av bløte masser under pelearbeidene.

### *5.2.4 Rammerekkefølge*

Ved risiko for setninger på nabobygg/konstruksjoner eller ved risiko for redusert stabilitet ved ramming av peler nært en skråning er det mulig å planlegge rammerekkefølgen for å redusere effektene av rammingen.

Peler i nærhet av nabokonstruksjoner bør rammes i retning vekk fra byggene, for å styre hevingsfronten i retning bort fra byggene.

Ved en skråning bør pelene rammes i retning bort fra skråningen for å minske oppbygging av horisontaldeformasjoner mot skråningssiden. Men dette kan medføre at pelene nærmest skråningskanten for økt horisontalforskyving, hvis sidestøtten er mindre en for peler lengre unna. Ved ramming av peler i bunn av en skråning vil økte poretrykk gi redusert sikkerhet mot utglidning for skråningen.

Teoretisk er det mulig å bestemme rammerekkefølgen, men faktiske forhold kan gi begrensninger.

Adkomsten kan være begrenset grunnet størrelse og vekt på peleriggen.

For pelegrupper i ujevnt berg eller der man kjenner bergoverflaten dårlig, kan det være vanskelig å beregne eksakt pelelengde før ramming. Peler kan derfor bli stående i svært varierende høyde over fundamentflaten, noe som kan gjøre det vanskelig for peleriggen å komme til ved etterramming. Etterramming skal utføres, men er særlig viktig i tilfeller med poreovertrykk og fare for oppdriftsproblemer med pelene. Oppdrift kan medføre tapt fjellkontakt etter innmeisling, med påfølgende setninger i fundamentet når lastene kommer på.

Krav til effektiv drift og tidsforbruk reduserer frihetsgraden man teoretisk kunne hatt ved å optimalisere pelerekkefølgen. Skråningen må tåle alt og rekkefølgen må tåle misforståelser.

### *5.2.5 Stabilitetsforbedring*

I prosjekter hvor stabiliteten ved ramming er ansett som kritisk er det ofte et krav at det skal gjennomføres stabilitetsforbedrende tiltak før ramming kan utføres. Mulige stabilitetsforbedrende tiltak kan være:

- Utskifting av fast topplag
- Avlastning
- Motfylling

- Uttak av leirpropper (eventuelt med støttevæske)
  - Vertikaldrenering på eller mellom peler
  - Kalksementstabilisering
  - Avbrudd i pelearbeidet
  - Tidsopphold
- Velge peler med liten tverrsnittsareal - ramming av åpne peler

Ved Øvre Sund bru i Drammen ble det gjennomført stabilitetsforbedring tilsvarende en økning av beregnet sikkerhet på 20% ved avlastning/masseutskifting av terreng før ramming startet.

Vertikaldren har bland annet blitt installert på peler ved Øvre sund bru (se Figur 35) og ved bygging av sykkelbru i forbindelse med ny Lysaker stasjon



Figur 35. Vertikaldren montert på stålrørspel ved Øvre Sund bru (fra Tefera et. al, 2011)

### 5.2.6 Poster i anbudsgrunnlag

Det kan inkluderes poster for ventetid i beskrivelsen av peleinntallasjon, men flertallet prosjekter viser at poretrykksdissipasjonene etter ramming kan ta lang tid. I tillegg til at ventetiden kan bli lang er det også risiko for at peler "gror fast" og etterramming med tilgjengelig utstyr kan være vanskelig å få utført.

Alternativer til ventetid er flytting mellom pelegrupper for å ha muligheten å ha kontroll på poretrykksoppbyggingen, dette ble bland annet gjennomført vellykket ved Øvre Sund bru.

Andre arbeider som kan være aktuelle er ballastering av peler samt fjerning av masser i forbindelse med massefortrengningen.

Det må også tas høyde for at det i perioder etter pelerammingen vil være områder med redusert skjærstyrke, hvor det er begrenset med muligheter å få utført arbeider som medfører terrengbelastinger. Dette må vurderes i faseplaner for de arbeider som er planlagt på byggeplassen.



### 5.3 Overvåking i anleggsfasen

Det er nødvendig med overvåking av bygninger og konstruksjoner i forbindelse med peleramming på nær avstand. Det er vanlig å installere setningsdubber på konstruksjoner, i tillegg kan det brukes slangsetningsmåler for å måle setninger langsgående nært terrengoverflaten. Det er også fult mulig å bruke Lidar-målinger med stor nøyaktighet for å se deformasjoner på bygningsoverflater.

Poretrykksmålere er nødvendige hvis det er vesentlig å følge opp konsolideringstiden for et profil etter ramming.

I tilfeller hvor skråningsstabiliteten er kritisk i forbindelse med peleinstallasjon er det aktuelt å installere helningskanaler for å følge opp horisontalforskyvinger, samt poretrykksmålinger for å vurdere stabiliteten. Ved installasjon av poretrykksmålere må det utføres kontinuerlige målinger med korte intervaller i forbindelse med pelearbeidene. Se erfaringer fra prosjektet med Klaffebru i Fredrikstad. I dette prosjektet var det lagt inn to alarmgrenser: et nivå for varsling til geotekniker og vurdering av stopp og et nivå for umiddelbar stopp i arbeidene.

Hvis det er grenseverdier som setter begrensninger på fremdriften for pelearbeidene må konsolideringstiden og tiden for dissipasjon av poreovertrykk vurderes. Som tidligere avsnitt har vist finnes det erfaringer av at konsolideringstiden for områder innen pelegrupper kan være svært lang. Det må derfor vurderes om det er hensiktsmessig å planlegge for ventetid for entreprenøren. Hvis fremdriften er kritisk og det er risiko for at ventetiden kan bli lang og kostbar er det en mulighet å installere vertikaldren på eller mellom pelene som skal installeres. Dette har vært gjennomført vellykket i flere prosjekter.

I tillegg er det risiko for at peler "gror fast" ved lang ventetid. Etterramming av peler kan da bli et problem å få utført med planlagt utstyr.

## 6 Referanser

- Aamodt, A. (2013). Oslo lufthavn Gardemoen. Utvidelse av terminal. Geotekniske erfaringer. Bergmekanikk- og geoteknikkdagen 2013.
- Aas, G. (1975). Skred som følge av peleramming i bløt leire. Nordisk Geoteknikkermøte i København.
- Baligh, M.M. (1975). Theory of deep static cone penetration resistance. Publication No. R75-56. Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Berg-Knutsen, P. (1986). Poretrykk i leirige jordarter på grunn av peleramming. Hovedoppgave. NTH. Institutt for geoteknikk.
- Dugan, J.P. Jr. & Freed, D.L. (1984). International conference on case histories in geotechnical engineering, St. Louis.
- Edstam T. & Kullingsjö A. (2010). Ground displacements due to pile driving in Gothenburg clay. Numerical methods in geotechnical engineering, 625-630.
- Edstam T (2011). Massundranngning i samband med påslagning i lera. SBUF-rapport prosjekt 12133.
- Edstam T (2012). Skäranbrons rörelser vid påslagning för den närliggande Partihallsbron. SBUF-rapport prosjekt 12422.
- Føyn, T. (2001). Pelefundamentering i praksis. Foredrag NGF-kurs, Sarpsborg.
- Geovita (2013). Bysiden. Sig i massene som følge av peleramming. Vurdering av årsak.
- Hagerty, J.D. & Peck, R. B. (1971). Heave and lateral movement due to pile driving. Journal of the Soil mechanics and foundations division. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations division.
- Hill, R. (1950). The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press, London. 356p.
- Hoem, O.I. (1975). Endring i poretrykk og stabilitet ved ramming av peler i skråninger. Hovedoppgave. NTH. Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære.
- Johansson B. & Jendeby L. (1998). Portrycksökningar till följd av påslagning och dess betydelse för stabiliteten. Institutionen för geoteknik. Chalmers tekniska högskola. Rapport B 1998:4.
- Portrycksökningar till följd av påslagning och dess betydelse för stabiliteten, rapport B 1998:4, Institutionen för geoteknik Chalmers.
- Jonsson, J. & Kristiansson, A. (2004). Massundranngning i samband med pålning i lera. Examensarbete 2004:18. Institutionen för geologi och geoteknik. Chalmers tekniska högskola.
- Karlsruud, K. (2012). Prediction of load-displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on interpretation of load test results. Thesis for the degree of Doctor Philosophiae. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. ISBN 978-82-471.
- Karlsruud, K. (2015). Measured and calculated soil stresses, pore pressures and time for re-consolidation for driven piles in clay. Canadian geotechnical journal. In press.

Karlsrud, K. & Haugen, T. (1984), Cyclic loading of piles and pile anchors – field model tests – Phase II. Final report. Summary evaluation of test results computational models. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Report 40018-11.

Kirkebø, S., Athanasu C. & Tvedt G. (2008). Stabilitetsmessige utfordringer i forbindelse med peleramming langs trange elveløp. Nordisk geoteknikermøte, NGM, 15, Sandefjord, Norge.

Ladd, C.C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.G.(1977). Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-art report. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.

Larsen, T. (1999). Poretrykksoppbygging og dissipasjon ved peling i naturlige skrånninger. Hovedoppgave. NTNU. Institutt for geoteknikk.

Larsson, R. & Mulabdic´, M. (1991). Shear moduli in Scandinavian clays. Swedish Geotechnical Institute. Rapport 40. Linköping, Sverige.

Lo, K. Y. (1968). Discussion of: Effects of pile driving on soil properties, by Orrje and Broms. ASCE Journal of Soil mechanics and Foundation division.

Massarsch, K. R. (1976). Soil movements caused by pile driving in clay. Ingenjörsvetenskapsakademien. Pålkommisionen rapport 51. Doktorsavhandling KTH, Stockholm.

Massarsch, K. R. & Broms, B. (1981). Piledriving in clay slopes. Proceedings of the 10<sup>th</sup> International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm.

Massarsch, K. R. & Wersäll C. (2014). Horisontell jordundranträngning vid påslagning i lera. Bygg & Teknik 1/2014.

Nenonen, P. & Ruul, J. (2011). Environmentatl impact of pile driving. An FE-analysis of the displacement of the Skäran bridge. Division of GeoEngineering. Chalmers university of technology. Master thesis 2011:38.

Peleveiledningen 2102. Norsk peleförening og Norsk geoteknisk forening.

Pålkommisionen (1997). Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning. Rapport 95.

Vesic, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. ASCE Journal of Soil mechanics and Foundation division.

Sagaseta, C., Whittle, A. J. & Santanaga M. (1997). Deformation analysis of shallow penetration in clay. International Journal of Numerical and Analytical methods in Geomechanics, Vol. 21. No. 10.

Sagaseta, C. & Whittle, A.J. (2001). Prediction of ground movements due to pile driving in clay. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.

Statens Vegvesen (2006). E18 ny motorvegbru i Drammen. Erfaringer fra fundamentering på stålpeler. Teknologirapport Nr. 2453.

Statens vegvesen (1992). E6 – omkjøringsvegen Klæbuvegen-Brøsetvegen. Erfaringsrapport geoteknikk. Ud 325A rapport 6. Datert 1992-07-03.

Statens vegvesen (1978). Utvikling av poretrykk i grunnen under og etter ramming av peler. Veglaboratoriet. Intern rapport 830.

---

Tvedt G. (2012). Pelearbeider – innledning. Anleggsgteoteknikk – praktisk utførelse, dokumentasjon og kontroll. Tekna/NGF kurs 12.-13. september 2012.

Tefera, T., Tvedt, G. & Oset F. (2011). Excess pore pressure during pile driving in soft sensitive clay". XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens.

Tvedt G. & Tefera, T. H. (2009). Øvre Sund bru erfaringer med poretrykk under peleramming på Grønland. Notat SVV 2006/035635-075.