

Effekt av vibrasjoner generert ved pelearbeider

komprimeringseffekt i sand/grus

Terje Strømme

Geotechnics and Geohazards

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Steinar Nordal, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport

t



NORGES TEKNISK-
NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET
INSTITUTT FOR BYGG, ANLEGG OG TRANSPORT

Oppgavens tittel: Effekt av vibrasjoner generert ved pelearbeider - komprimeringseffekt i sand/grus	Dato:08.06.2012		
	Antall sider (inkl. bilag): 112		
	Masteroppgave	<input checked="" type="checkbox"/>	Prosjektoppgave
Navn: Stud.techn. Terje Strømme			
Faglærer/veileder: Steinar Nordal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:			

Dette prosjektet tar for seg effekter av peleramming i sand. Fokuset i oppgaven er effektene av vibrasjonene og eventuelle komprimeringer de medfører. Studiet har hatt størst fokus på selve vibrasjonene og i noe mindre grad hvordan vibrasjonene oppstår og hvor store de eventuelt blir som følge av ramming av peler.

Prosjektet er et forprosjekt for å kartlegge utbredelsen av problemet, sammenfatte aktuelle teori samt planlegge og utføre forsøk i sand for å se på effekter av peleramming i sand.

I studiet er det planlagt tre forsøk, hvor to ble utført. Forsøkene dreide seg blant annet om å måle effekter i overflaten når en pel rammes og forsøke å finne en sammenheng mellom vibrasjonsnivå og komprimering i sand. Forsøkene ble utført med varierende vanninnhold og helt tørr sand. De aktuelle forsøkene viste seg å gi fornuftige resultater.

Videre i prosjektet er det samlet sammen og studert noen tilfeller hvor det har oppstått skader i nærliggende konstruksjoner, antagelig som følge av komprimering i sanden.

Resultatene av prosjektet viser flere spennende aspekter vedrørende problemstillingen. Likevel stilles det spørsmål ved utbredelsen av den, da det viste seg at slike tilfeller ikke forekommer så ofte.

Stikkord:

1. Effekter av peleramming
2. Vibrasjoner
3. Komprimering av sand
4. Forsøk

Terje Strømme

TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave vår 2012

Oppgavebeskrivelse for
Terje Strømme

Tittel:

**Effekt av vibrasjoner generert ved pelearbeider -
komprimeringseffekt i sand/grus**

Bakgrunn

Norges Geotekniske Institutt starter i løpet av 2012 et nytt forskningsprosjekt med tittelen ”Begrensning av skade som følge av fundamenteringsarbeider” med støtte fra NFR. Forskningsprosjektet kommer som et resultat at det for ofte inntreffer uønskede setninger og skader på naboeiendommer som følge av ulike former for fundamenteringsarbeider. Den overordnede målsettingen for prosjektet er å identifisere konkrete årsaker til slike skader og å utvikle nye metoder og retningslinjer som kan begrense slike skader i fremtiden.

Et av flere aktuelle temaer i forskningsprosjektet er setninger av og skader på nærliggende konstruksjoner knyttet til komprimering av sand eller grus som følge av vibrasjoner fra ramming av peler. Denne oppgaven er tenkt å være et forprosjekt på denne problemstillingen.

Oppgave

Kandidaten skal innledningsvis sette seg inn i aktuell teori. Dette innebærer teori om vibrasjoner som skapes når peler rammes, hvordan disse forplantes i nærliggende masser og hvorfor og hvordan eventuelle deformasjoner i sanden forekommer.

Videre skal det planlegges og gjennomføre tre forskjellige forsøk i dette studiet:

- (1) I første omgang skal det gjøres enkle forsøk i laboratoriet for å estimere mulige grenseverdier for vibrasjonsnivå og tilhørende deformasjon i sand. Dette skal utføres på helt tørr -, helt mett - og delvis vannfylt sand.
- (2) Deretter skal det planlegges og utføres et modellforsøk hvor en pel 35 mm pel rammes i sand. Her skal porøsiteten til sanden varieres og vanninnholdet veksles mellom helt tørr og helt mett for sand med parallell porøsitet. Resultatet man ønsker å få ut av dette forsøket er å se hvordan vanninnhold og porøsitet påvirker deformasjonene i overflaten. Både horisontale og vertikale bevegelser skal vurderes.
- (3) Sist skal et større forsøk i pelelaboratoriet på NTNU planlegges og utføres. Her skal en pel med mer realistisk størrelse rammes for å se på deformasjoner i sanden. I likhet med tidligere omtalt forsøk skal overflaten måles. I tillegg skal det måles deformasjoner i variable dybder i sanden, samt måle vibrasjonene som oppstår både på pelen og i sanden.

Som en siste del av oppgaven skal det gjøres forsøk på å samle informasjon om byggeprosjekter med setninger på nærliggende konstruksjoner hvor man med rimelig sikkerhet kan anta at dette skyldes vibrasjoner fra ramming av peler som følge av komprimering av sandige eller grusige masser. Det er ønskelig å se på eventuelle sammenhenger mellom grunnforhold og skader som har oppstått fra ramming av peler.

Steinar Nordal
Professor, NTNU

Norges Teknisk Vitenskapelige Universitet
Fakultet for Ingeniørvitenskap og Teknologi
Institutt for Bygg, Anlegg og Transport
Faggruppe for Geoteknikk

Forord

I forbindelse med avslutningen av mastergradutdanningen innen geoteknikk og geohazards på NTNU, våren 2012, er det utarbeidet en teknisk rapport som tar for seg effektene av vibrasjoner generert ved pelearbeider.

Prosjektet er en forstudie for å kartlegge teori og samle inn prosjekter hvor problemstillingen er aktuell. I tillegg er det utført forskjellige forsøk for å se på effektene i sand fra vibrasjoner generert ved ramming av pelar.

Medio 2012 starter Norges Geotekniske institutt et forskningsprosjekt; "Bergrensning av skade som følge av fundamenteringsarbeider". Blant flere temaer som ønskes undersøkt i forskningsprosjektet er forskjellige effekter av peleramming. Blant annet problemstillingen studert i dette prosjektet.

Det ønskes med dette å rette en stor takk til alle som har vært involvert i prosessen med dette prosjektet. Først og fremst rettes en stor takk til professor Steinar Nordal som har vært veileder.

Videre rettes det stor takk til de som har stått på for å finne frem tilfeller hvor skader er oppstått i henhold til problemstillingen; Vidar Gjeldsvik i NGI, Even Øiseth i Rambøll og Grete Tvedt i Statens Vegvesen, samt alle andre som har svart på henvendelser i forbindelse med letningen.

Mye av tiden gått med til å planlegge og gjennomføre forskjellige forsøk knyttet til vibrasjoner og komprimeringer i sand. Dette arbeidet hadde ikke latt seg gjøre uten den gode hjelpen fra de ansatte på faggruppe for geoteknikk på NTNU. Det rettes dermed en stor takk til Einar Husby og Per Østensen som alltid har vært behjelpelige dersom dette har vært nødvendig.

Sammendrag

Dette prosjektet tar for seg effekter av peleramming i sand. Fokuset i oppgaven er effektene av vibrasjonene og eventuelle komprimeringer de medfører. Studiet har hatt størst fokus på selve vibrasjonene og i noe mindre grad hvordan vibrasjonene oppstår og hvor store de eventuelt blir som følge av peleramming.

Prosjektet er et forprosjekt for å kartlegge utbredelsen av problemet, sammenfatte aktuell teori samt planlegge og utføre forsøk i sand for å se på effekter av peleramming i sand.

I studiet er det planlagt tre forsøk, hvorav to ble utført. Forsøkene dreide seg blant annet om å måle effekter i overflaten når en pel rammes og forsøke å finne en sammenheng mellom vibrasjonsnivå og komprimering i sand. Forsøkene ble utført med varierende vanninnhold og helt tørr sand. De aktuelle forsøkene viste seg å gi gode resultater.

Videre i prosjektet er det samlet sammen og studert noen tilfeller hvor det har oppstått skader i nærliggende konstruksjoner, antagelig som følge av komprimering i sanden.

Resultatene av prosjektet viser flere spennende aspekter vedrørende problemstillingen. Likevel stilles det spørsmål ved utbredelsen av den, da det viste seg at slike tilfeller ikke forekommer så ofte.

Abstract

This project addresses the effects of pile driving in sandy materials. It is focused on the effects of vibrations and the risk of compaction in soils. The project is mainly focusing on the vibrations itself and in lesser degree the way they are generated and how big the vibrations get.

The project is a preliminary study for mapping the extent of the problem, sum up relevant theory and carry out different experiments on sand.

Three experiments were planned, of which two were carried out. The experiments dealt with, among other things, measuring the effects in the surface when a pile is driven and to find the relationship between vibration level and compaction in sand. The tests were carried out on sand with different degree of saturation; completely dry, varying saturation and completely saturated. The experiments gave good results.

Next part of this project is to study cases where damage to adjacent construction has occurred as a result of compaction in sands due to vibrations from pile driving.

The result of this project shows several interesting aspects of the problem. Yet one may question the extent of it, as it turned out that such cases do not occur very often, especially in Norway.

Innhold

1 Teori	2
1.1 Vibrasjoner og skader som følge av anleggsarbeider	2
1.2 Ramming av pel med fallodd	4
1.3 Egenskaper ved P-, S- og R-bølger	8
1.4 Fra bølge til vibrasjon.....	11
1.6 Estimere vibrasjoner fra ramming av peler	13
1.7 Ramming med vibrolodd.....	15
1.8 Komprimering av sand som følge av vibrasjoner.....	16
1.8.1 Porøsitet, relativ porøsitet, poretall og relativ densitet	17
1.8.2 Volumendring i friksjonsjordarter.....	18
1.8.3 Volumendringer som følge av vibrasjoner.....	21
1.8.4 Poretrykksoppbygging som følge av vibrasjoner i sand.....	22
1.8.5 Effektivspenninger og motstand mot deformasjoner	23
1.9 Konstruksjonsskader som følge av bølger	24
1.10 Krav i henhold til Norske standarder og andre veiledere	25
2 Forsøk.....	27
2.1 Egenskapene til sanden som benyttes i forsøkene.....	27
2.2 Forsøk 1: Vibrasjoner som deformerer sand	29
2.2.1 Fremgangsmåte	29
2.2.2 Resultater tørr sand	34
2.2.3 Kommentar til forsøket.....	37
2.2.4 Resultater fra forsøk på mett sand.....	38
2.2.5 Kommentar til forsøk utført på helt mett sand.....	41
2.2.6 Resultater fra forsøk med varierende vanninnhold.....	42
2.3 Diskusjon av metode og resultat fra forsøk 1	43
2.4 Forsøk 2: Modellforsøk av peling.....	45
2.4.1 Gjennomføring	45
2.4.2 Resultater	49
2.5 Diskusjon av forsøk 2	56

2.6 Forsøk i pelelaboratorium på NTNU	57
2.6,1 Fremgangsmåte	57
2.6,2 Resultater	59
3 Prosjekter hvor skade har oppstått	61
3.1 Porøsitet i sandlag med stor mektighet.....	61
3.2 Tilfeller fra Drammen.....	64
3.2.1 Dobbeltsporet Brakerøya – Drammen stasjon	64
3.2.2 Ny motorveibru over drammen.....	71
3.2.3 Diskusjon av prosjektene med brubygging over Drammenselva.....	76
3.3 Caser fra Trondheim	78
3.3.1 Byggingen av Olavskvartalet	79
3.3.2 Byggingen av Statens hus i Trondheim	85
3.3.4 Diskusjon av tilfeller fra Trondheim.....	89
3.4 Kommentar til arbeidet med disse tilfellene	91
4. Konklusjon.....	92
5. Videre arbeid.....	93
Bibliografi	94
6. Vedlegg.....	96
6.1 Oppriss motorveibru over Drammenselva	96
6.2 CPT-profiler fra akse 23,25 og 26.....	97
6.3 Fundament S-16 fra bygging av jernbanebru over Drammen	98
6.4 Liste over digitale vedlegg.....	99

Figurliste

Figur 1 Skader som følge av kategori 1 (Massarch, 2000)	2
Figur 2 Skader som følge av kategori 2 (Massarch, 2000)	3
Figur 3 Skader som følge av kategori 3 (Massarch, 2000)	3
Figur 4 Skader som følge av kategori 4 (Massarch, 2000)	3
Figur 5 Konseptet bak fallodd	5
Figur 6 Skjærbølger generert langs skaftet av pelen (Transportation research board, 1997)	6
Figur 7 Bølger generert ved ramming av en pel (Massarch & Fellenius, 2008)	7
Figur 8 Spalting av bølger der jorda endrer karakteristikk	8
Figur 9 P-bølgers bevegelse gjennom et medium	9
Figur 10 Skjærbølger bevegelse gjennom et medium	9
Figur 11 R-bølgers bevegelse gjennom et medium	10
Figur 12 L-bølgers bevegelse gjennom et medium	10
Figur 13 Eksempel på måling gjort i bakken ved pel (Transportation research board, 1997)	12
Figur 14 Måling gjort på pel, et stykke unna arbeidene (Transportation research board, 1997)	12
Figur 15 Estimering av vibrasjoner fra peling (Statens Vegvesen)	14
Figur 16 K-verdi (Fellenius, 2011)	15
Figur 17 Klassifisering av sand i forhold til relativ densitet og relativ porøstitet	18
Figur 18 Kritisk poretall (Verdugo, 1992)	19
Figur 19 "Steady state line" for forskjellig sand (Verdugo, 1992)	20
Figur 20 Kornfordelingskurver med høyt potensiale for likvifaksjon	23
Figur 21 Forsøk på Toyourasand	24
Figur 22 Kornfordelingskurve til sand benyttet i forsøkene	27
Figur 23 Stasjonsnærtilstandslinjer	28
Figur 24 Ters benyttet i forsøket	29
Figur 25 Letteste måte å fylle beholder på	30
Figur 26 De forskjellige tersene benyttet i forsøket	30
Figur 27 Akselerometer med pinne for å stabilisere det	31
Figur 28 Oppsett for forsøk 1	31
Figur 29 Sand før og etter komprimering	32
Figur 30 Måling fra et forsøk. Viser hvordan resultatene ble hentet ut	32
Figur 31 Nærbilde av boks som viser høyden platen slippes fra	33
Figur 32 Resultater fra forsøk på tørr sand, serie 1	34
Figur 33 Resultater fra forsøk på tørr sand, serie 2	35
Figur 34 Endring i poretall fra forsøksereie 2, tørre prøver	36
Figur 35 Resultater fra forsøk på tørr sand, felles	36
Figur 36 Resultater fra forsøk på mett sand, serie 1	38
Figur 37 Resultater fra forsøk på mett sand, serie 2	39
Figur 38 Endring i porøsitet fra serie 2, mett prøve	40
Figur 39 Resultater fra forsøk på mett sand, felles	41
Figur 40 Resultater fra forsøk med varierende vanninnhold	42
Figur 41 Beholder som er benyttet i forsøket	45
Figur 42 Tegning av skive som benyttes i forsøkene	46
Figur 43 Bilde fra måling av overflate	46
Figur 44 Rutenett i overflaten av sanden	47
Figur 45 Pel og oppsett for forsøk	48
Figur 46 Akselerometerets plassering i overflaten	48

Figur 47 Snitt A-F, mettet prøve n = 36,5	50
Figur 48 Overflate i kotekart, mettet prøve n = 36,5	50
Figur 49 Snitt A-F, tørr prøve n = 36,5	51
Figur 50 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 36,5	51
Figur 51 Snitt A-F, mettet prøve n = 41	52
Figur 52 Overflate i kotekart, mettet prøve n = 41	52
Figur 53 Snitt A-F, tørr prøve n = 40,9	53
Figur 54 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 40,9	53
Figur 55 Snitt A-F, mettet prøve n = 45	54
Figur 56 Overflate i kotekart mettet prøve n = 45	54
Figur 57 Snitt A-F, tørr prøve, n = 45	55
Figur 58 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 45	55
Figur 59 Forsøk i pelelaboratorium sett ovenfra	57
Figur 60 Setningsmålere	58
Figur 61 Figur over målernes plassering i forhold til pelen	58
Figur 62 Akselerometer	59
Figur 63 Plassering av snitt med relativ porøsitet med dybde (Statens Vegvesen, 2006)	62
Figur 64 Profiler med densitet mot dybde	62
Figur 65 Kartutsnitt fra Drammen. Aktuell strekning er markert med rødt (Google)	64
Figur 66 Bilde av aktuell bru (markert med rødt) (Google)	65
Figur 67 Bru over Strømsø	66
Figur 68 Akse 16 basert på figur 6 i aktuell artikkel	68
Figur 69 Setninger i akse 16, målepunkt 1	68
Figur 70 Akse 11, figurer og målinger av deformasjoner	70
Figur 71 Deformasjoner i de forskjellige aksene	70
Figur 72 Motorveibrua over Drammenselva (gulfarget) (google)	71
Figur 73 Bruprofil med inntegnende lagdelinger (Statens Vegvesen, 2006)	72
Figur 74 Setninger på topp av søyle	73
Figur 75 Setninger nede på søyle	73
Figur 76 Plassering av vibrasjonsmålere ved Holmen	75
Figur 77 Plassering av vibrasjonsmålere ved Strømsø	75
Figur 78 Målinger av vibrasjoner med økende distanse fra pel	76
Figur 79 Profiler fra Trondheim	78
Figur 80 Grunnprofil med inntegnet byggegrop, snitt B-B (Belgium, 1198)	80
Figur 81 Grunnprofil med inntegnet byggegrop, snitt E-E (Belgium, 1198)	80
Figur 82 Sikteanalyse fra området	81
Figur 83 Kvartalet (rød firkant) og forskjellige målepunkter	82
Figur 84 Maksimalt målte vibrasjoner i området rundt kvartalet	83
Figur 85 Plott med setninger fra prosjektet (Enlid)	84
Figur 86 Plassering av spunt	85
Figur 87 Grunnprofil med plassering av spunt, snitt A-A	86
Figur 88 Plassering av spunt, snitt C-C	86
Figur 89 Plassering av målepunkter i området (google)	87
Figur 90 Bygg hvor det ble registrert skader	89

Symbolliste

σ	Totalspenning	[KPa]
σ'	Effektivspenning	[KPa]
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hovedspenninger	[KPa]
u	Poretrykk	[KPa]
ρ	Densitet	[g/cm ³]
e	Poretall	
n	Porøsitet	[%]
D_r	Relativ densitet	
P_r	Relativ porøsitet	
V	Volum	[cm ³]
V_s	Partikkelvolum	[cm ³]
V_p	Porevolum	[cm ³]
ε_v	Volumetrisk tøynning	
ε_1	Tøynning i største hovedspenningsretning	
γ	Skjærtøynning	
c_s	Skjærbølgehastighet	[m/s]
c_p	Trykkbølgehastighet	[m/s]
v	Svingehastighet/partikkelhastighet	[mm/s]
a	Akselerasjon	[m/s ²]
Z	Impedans	[KNs/m]
q	Devatorisk spenning	[KPa]
E	Youngs modul	[KPa]
A	Tverrsnittsareal	[m ²]
τ	Skjærspenning	[KPa]
a	Attraksjon	[KPa]
c	Kohesjon	[KPa]
φ	Friksjonsvinkel	[°]
ν	Poissons tall	
C_u	Graderingstall	

Innledning

I løpet av 2012 starter NGI forskningsprosjektet "Begrensning av skader som følge av fundamenteringsarbeider".

Forskningsprosjektet kommer som et resultat at det ofte inntreffer uønskede setninger og skader på naboeiendommer som følge av ulike former for fundamenteringsarbeider. Den overordnede målsettingen for prosjektet er å finne frem til årsaker til - og begrense omfanget av- slike skader, og utvikle nye metoder og retningslinjer som kan begrense slike skader i fremtiden.

Det er flere temaer som ønskes undersøkt i det aktuelle forskningsprosjektet. Et av disse temaene er effekter av peleramming på nærliggende konstruksjoner. En ønsker å se nærmere på komprimeringseffekter i sand/grus hvor relasjoner mellom vibrasjonsnivå generert av pele- og spuntramming og skadepotensial skal undersøkes.

Denne oppgaven har tre naturlige deler. Første del tar for seg teori som er knyttet opp mot vibrasjoner og deformasjoner generert ved ramming av peler, samt undersøkt hvordan standarder og andre aktuelle veiledere stiller seg til problemstillingen.

Videre er det utviklet, planlagt og gjennomført forsøk på sand:

- Finne sammenheng mellom vibrasjonsnivå og komprimering i sand med forskjellig porøsitet og vanninnhold.
- Gjort et småskalaforsøk av ramming av en pel. Dette for å se på effekter i overflaten som følge av komprimering i sanden. Forsøket er utført på helt mett og helt tørr sand med forskjellig porøsitet.
- Et større forsøk i pelelaboratoriet på NTNU er planlagt. Dessverre lot dette forsøket seg ikke gjennomføre på grunn av omstedigheter med anlegget som undertegnede ikke rår over.

Sist er det funnet frem til og studert tilfeller hvor skader i henhold til problemstillingen har oppstått. Her er det sett på sammenheng mellom grunnforhold og skader for å se om det finnes noen opplagte sammenhenger og kriterier hvor man må være oppmerksom på problemstillingen.

Studiet er ment som et forprosjekt for å kartlegge og undersøke utbredelsen av problemet.

1 Teori

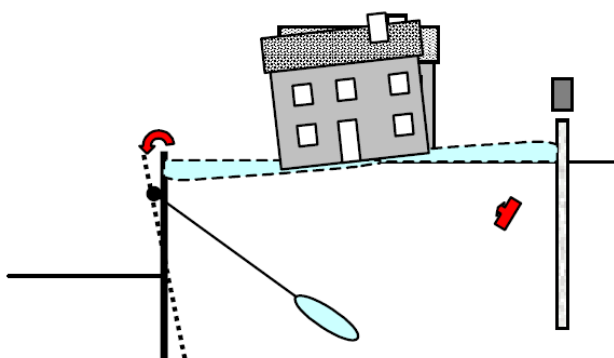
1.1 Vibrasjoner og skader som følge av anleggsarbeider

De aller fleste arbeider på byggeplass genererer vibrasjoner i grunnen. Vibrasjonene kan komme som følge av utgravinger, driving av peler, komprimeringsarbeider og vibrasjoner forårsaket av anleggsmaskiner.

I dag bygges det stadig tettere i byer og samtidig som byggene blir større. Dette fører til store og omfattende fundamenteringsarbeider. Disse arbeidene skaper vibrasjoner og når de er tett på nærliggende konstruksjoner kan vibrasjonene være sjenerende på mennesker, sensitivt materiell i byggene eller i øverste konsekvens å påføre bygninger skader. Disse skadene er enten direkte eller indirekte som følge av deformasjoner.

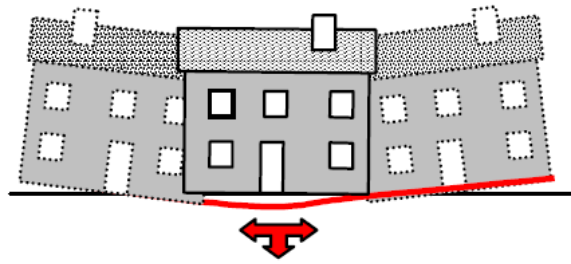
Skader som oppstår som følge av fundamenteringsarbeider kan deles grovt inn i fire kategorier og har forskjellige årsaker (Massarch, 2000):

Kategori 1: Bevegelser i grunnen som følge av statiske forskyvninger slik som heving eller horisontale bevegelser. Mekanismene er godt kjent og veldokumentert i litteraturen. Heving av grunnen oppstår for eksempel i friksjonsmasser når man rammer peler med massefortrengning. Horisontale bevegelser oppstår for eksempel som følge av deformasjoner i spunter og lignende.



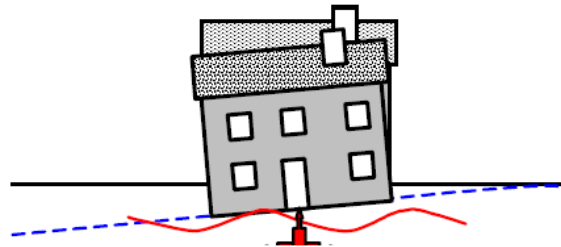
Figur 1 Skader som følge av kategori 1 (Massarch, 2000)

Kategori 2: Dette er skader som oppstår i bygg som følge av bølgebevegelser i grunnen. Bølgene stammer for eksempel fra vibrasjoner som oppstår ved peling eller komprimeringsarbeider i grunnen. Disse bølgene forårsaker nødvendigvis ikke permanente setninger i grunnen, men forårsaker bølgebevegelser i bygget som "bøyer" det frem og tilbake. Bevegelsene kan føre til skader på bygg og kan vise seg som sprekker og lignende i fasaden, uten at det nødvendigvis blir målt setninger. Når det gjelder peling er dette mest aktuelt et stykke unna kilden, hvor vibrasjonene brer seg som overflatebølger.



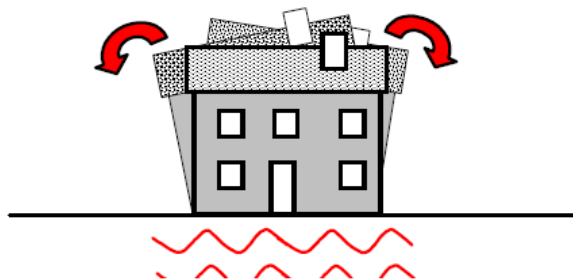
Figur 2 Skader som følge av kategori 2 (Massarch, 2000)

Kategori 3: Skader som er forårsaket av permanente setninger, enten totale - eller skjevsetninger. Setningene oppstår som regel i sand/grus hvor vibrasjoner fra anleggsarbeider fører til at massene komprimeres.



Figur 3 Skader som følge av kategori 3 (Massarch, 2000)

Kategori 4: Dette er skader som oppstår som følge av dynamiske bevegelser i selve konstruksjonen.



Figur 4 Skader som følge av kategori 4 (Massarch, 2000)

Problemstillingen i denne oppgaven tar hovedsakelig for seg skader som følge av mekanismen i kategori 3. Likevel vil noe teori som omhandler de resterende kategoriene også tatt med dersom dette er hensiktsmessig.

Størrelsen på vibrasjonene som oppstår når en pel rammes og eventuelle skader disse påfører er en relativt kompleks affære og er avhengig av flere faktorer. Blant annet er dette faktorer som (Massarch & Fellenius, 2008):

- Forhold vedrørende systemet hammer – pel – omgivelser.
- Egenskaper i jorda knyttet til forplantningsevne av bølger.
- Distanse mellom kilden og eventuelle nærliggende konstruksjoner
- Forhold vedrørende overføringsevne mellom jord og konstruksjon. Det være seg fundamenteringsmetode og lignende. Eventuelt faktorer vedrørende grunnforholdene og hvordan disse reagerer på vibrasjonene de utsettes for.
- Eventuelle skader som kan oppstå som følge av de dynamiske bevegelsene i selve bygget.

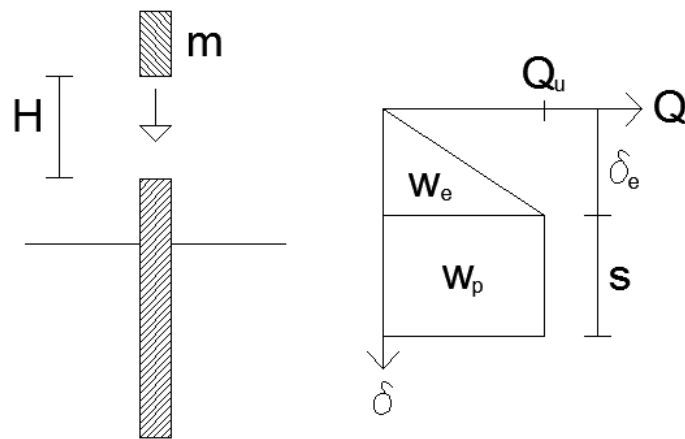
Ramming av peler i sand medfører en betydelig spenningsendring i jorden både på grunn av de fysiske massefortreningene ved ramming av pelen og de vibrasjoner og komprimeringseffekter rammingen medfører (Den norske pelekommité, 2005). Det er disse vibrasjonene og komprimeringseffektene denne rapporten tar for seg.

I dette kapitlet vil bølgene og vibrasjonene som oppstår når man rammer en pel bli sett nærmere på. Det er hovedsakelig to rammemetoder som gir vibrasjoner i grunnen; ramming med fallodd og ramming med vibrolodd. Bølgene som oppstår ved disse to metodene er i utgangspunktet like, men vibrolodd er en noe mer skånsom metode hva gjelder vibrasjoner. Derfor vil det hovedsakelig bli fokusert på effekter fra peling med fallodd. Til slutt er det beskrevet noen spesielle faktorer vedrørende ramming med vibrolodd.

Noe av denne teorien baserer seg på bølgeforplantning i elastiske materialer, det må presiseres at i realiteten er ikke sand særlig elastisk og det som foregår rundt pelen i realiteten er svært komplekst. Likevel er nesten all litteraturen som omhandler temaet direkte basert på nettopp slike elastiske materialer.

1.2 Ramming av pel med fallodd

I praksis foregår ramming av peler med fallodd ved å slippe et lodd ned på toppen av en pel. Energien som genereres av loddet (Q_u) fordeles i pelen som en del elastisk arbeid, W_e og en del plastisk arbeid, W_p . Det elastiske arbeidet gir elastiske deformasjoner og trykker materialet i pelen sammen. Det plastiske arbeidet, derimot, er den delen av energien som gjør at pelen penetrerer jorda og får en permanent setning.

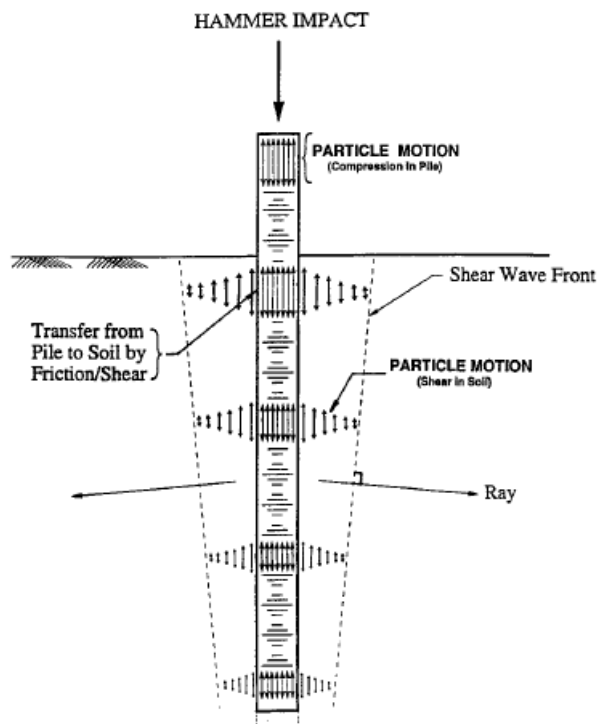


Figur 5 Konseptet bak fallodd

Energien til loddet i det den treffer pelen kan beregnes ved hjelp av den potensielle energien loddet har før det slippes (den totale energien er konstant). En faktor tas med for å redusere energi på grunn av friksjon og andre faktorer vedrørende systemet.

Motstanden mot penetrasjon er summen av sidefriksjon og spissmotstand i jorda. Mesteparten av energien som overføres fra loddet konsumeres av penetrasjonen, men noe av energien overføres til bakken hvor den brer seg som bølger. For eksempel; når loddet treffer pelehodet brer energi seg nedover i pelen. Noe av denne energien overføres til omgivelsene på grunn av friksjonen som oppstår når pelen får en bevegelse i forhold til jorda. Videre oppstår det bølger i pelespissen på grunn av motstanden mot penetrasjon. Desto større motstand, desto større blir vibrasjonene generert ved pelespissen. Disse bølgene brer seg i jorda eller i overflaten av jorda (Massarch & Fellenius, 2008).

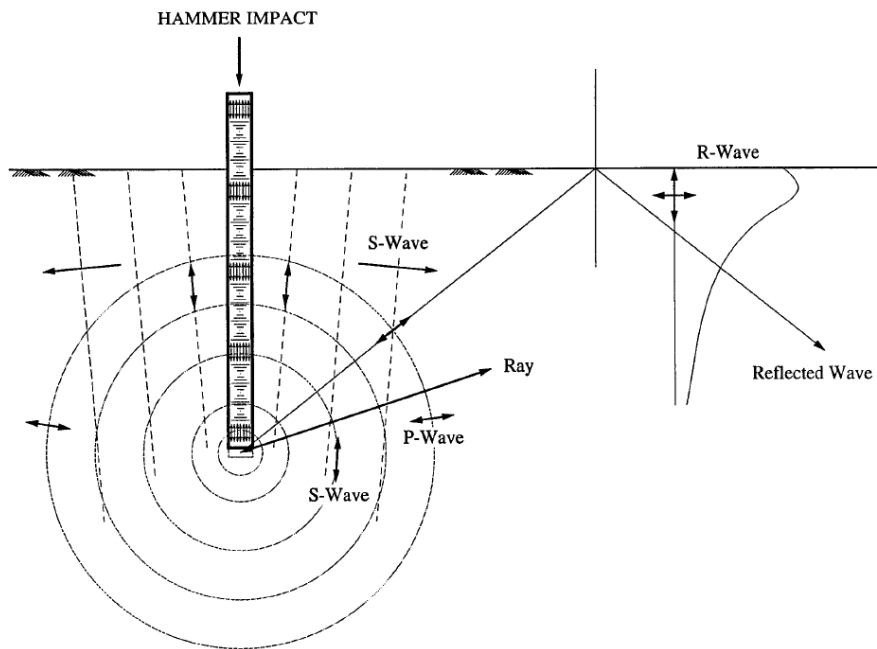
Skjærbølger (S-bølger) dannes langs skaftet av pelen og skyldes den relative bevegelsen mellom jord og pel. Disse bølgene brer seg som sylindriske bølger, med en liten vinkel i forhold til pelen. Denne vinkelen skyldes tidsforskjellen mellom når bølgen fra hammeren har beveget seg fra toppen til bunnen av pelen og reagert med jorda langs siden av pelen. For normale forhold er denne tidsforskjellen så liten at man for de fleste praktiske tilfeller ser bort fra denne vinkelen (Transportation research board, 1997).



Figur 6 Skjærbølger generert langs skaftet av pelen (Transportation research board, 1997)

Bølgefronten til disse bølgene brer seg sirkulært vekk fra pelen og størrelsen på bølgefronten blir stadig større. Energien i bølgene fordeler seg på en stadig større front og energitettheten minker med en faktor proporsjonalt med roten av distansen fra pelen (Transportation research board, 1997). Selve bølgebevegelsen skjer vinkelrett på denne fronten, jamfør "ray" i figur 6. Senere i kapitlet vil faktorer vedrørende disse bølgene bli studert nærmere.

For at pelen skal penetrere lengre ned i bakken må det skje en massefortrengning av massene ved pelespissen. Desto større motstanden er, desto mer av energien fra pelen går over til bakken som bølger. I spissen av pelen skapes både P- og S-bølger, hvor P-bølger er komprimeringsbølger og S-bølger er som tidligere beskrevet skjærbølger. I noen tilfeller omtales de forskjellige bølgene fra pelespissen som primær (P-bølge) og sekundærbølge (S-bølge). Bølgene brer seg i jorda som sfæriske bølger og i likhet med bølgene som oppstår langs skaftet, svekkes også disse bølgene med økende avstand fra kilden.



Figur 7 Bølger generert ved ramming av en pel (Massarch & Fellenius, 2008)

Når de sfæriske bølgene som oppstår ved pelespissen treffer en fri overflate (som regel terrengnivå) vil de enten reflekteres eller spaltes over til overflatebølgen som Rayleigh bølger (R-bølger). Denne spaltingen skjer kun ved en gitt vinkel som er avhengig av faktorer vedførende hastigheten til S- og P-bølgen i det gitte materialet. Resterende deler av den sfæriske bølgen reflekteres ned i bakken igjen som rombølger (S- og P-bølger). Den kritiske vinkelen kan estimeres ved hjelp av følgende formel (Massarch & Fellenius, 2008):

$$\theta_{crit} = \arcsin \frac{c_s}{c_p}$$

c_s = S-bølge hastighet

c_p = P-bølge hastighet

θ = Kritisk vinkel mellom pelespiss og overflate hvor R-bølger dannes

Videre kan distansen, hvor R-bølger dannes overslagsmessig beregnes ved følgende funksjon:

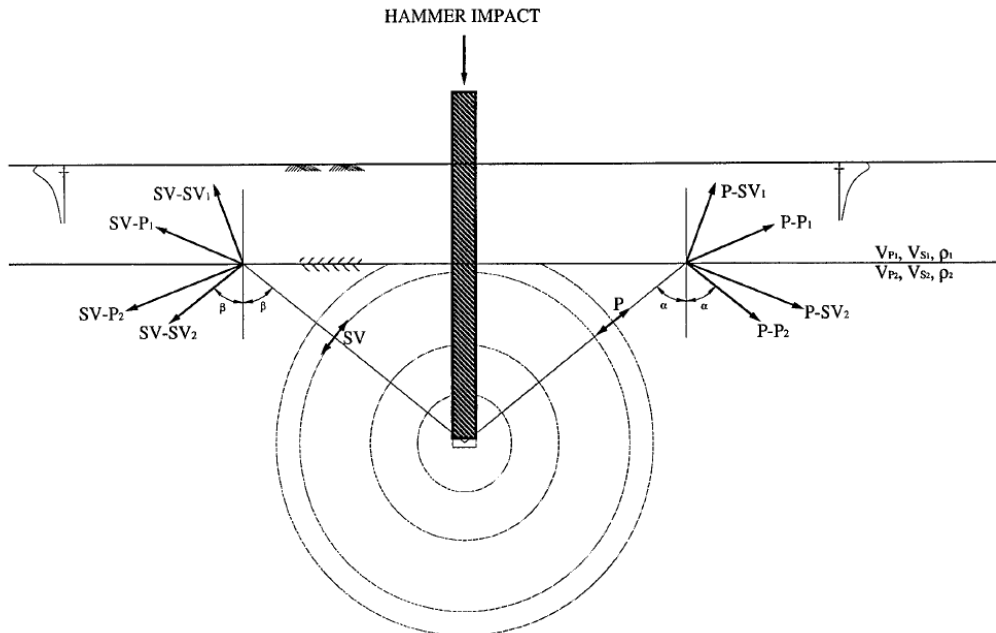
$$r_{crit} = \tan(\theta_{crit}) \times D$$

$r_{R-bølge}$ = Avstand fra pel hvor overflatebølger dannes.

D = Pelens penetrerte dybde

I målinger ved overflaten kan man altså i noen tilfeller måle alle tre bølgene. Overslagsmessig sier man at utenfor en distanse av 1-2 ganger pelens penetrerte dybde, vil de gjenstående bølgene bare bestå av overflatebølger (Massarch & Fellenius, 2008). Ved denne distansen vil energitetheten til P- og S-bølgenes front være så liten at de kan regnes som ubetydelige. Størrelsen på amplituden til bølgene fra peling er avhengig flere sammensatte egenskaper vedrørende jorda og pelen. For eksempel hvor lang pelen har penetrert jorda, ensartethet i massene og faktorer vedrørende pelen og loddet.

I tilfeller hvor grunnen består av tydelige lagdelinger eller av andre årsaker ikke er ensartet blir saken raskt mye mer kompleks. Hver gang en bølge støtet på jord med en annen karakteristik splittes de opp i fire deler; to spaltede deler som fortsetter opp i det ”nye” laget og to deler som reflekteres ned igjen. Dette skjer både for S- og P-bølgene (Transportation research board, 1997).



Figur 8 Spalting av bølger der jorda endrer karakteristik

På samme måte som i masser hvor grunnen hovedsakelig er ensartet vil de spaltede delene av de opprinnelige S- og P- bølgene kun spaltes videre til overflatebølger der disse bølgene når den frie flaten med en viss vinkel.

Det blir altså fort svært kaotisk, man kan se for seg ramming gjennom masser hvor det er flere lagdelinger. Kanskje er det i tillegg egenskaper ved noen av disse lagene som gjør at bølgene endres også innad i laget, eventuelt ikke forplanter seg osv.

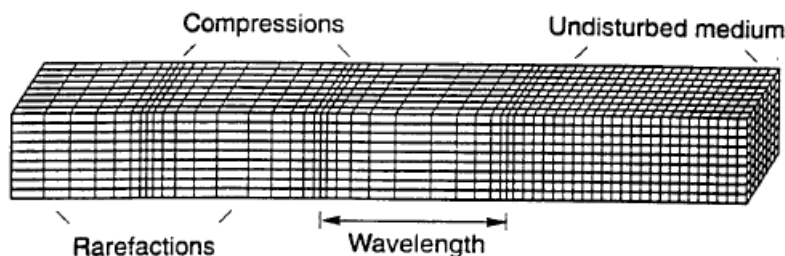
I litteraturen finnes det eksempler på metoder for å estimere størrelsen på eventuelle bølger eller vibrasjoner. Det er ikke hensikten i denne oppgaven å gjøre eller vurdere slike beregninger, derfor blir dette ikke omtalt. Det henvises til til for eksempel (Massarch & Fellenius, 2008).

1.3 Egenskaper ved P-, S- og R-bølger

I denne delen vil hver enkel av bølgene som oppstår når en pel rammes bli beskrevet. Spesielt med fokus på hver enkel bølges egenskaper. I utgangspunktet er disse bølgene helt like de bølgene som oppstår som følge av jordskjelv. Selvfølgelig vil det være forskjell i intensiteten, men teorien er lik i de to tilfellene.

Bølgene fra peling kan deles inn i to kategorier; overflatebølger (R-bølger) og rombølger (P- og S-bølger). Disse bølgene har fundamentalt forskjellige egenskaper.

P-bølger er trykkbølger som brer seg svært raskt i massene og påfører massene de brer seg gjennom volumendringer (komprimeringer). Bølgene har samme karakteristikk som lydbølger; partiklene beveger seg parallelt med retningen til bølgen, altså er svingebevegelsen i samme retning som bølgens bevegelse. P-bølgene kan bre seg både i faste stoffer og væsker. Siden geologiske materialer er stivere i trykk enn strekk gjør dette at P-bølger beveger seg mye raskere i mediet enn andre seismiske bølger (Kramer, 1996).



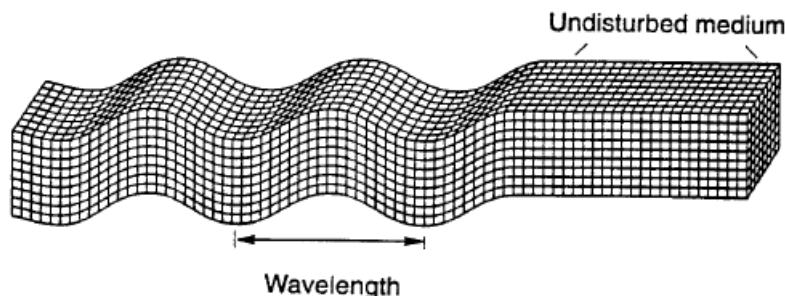
Figur 9 P-bølgers bevegelse gjennom et medium

S-bølger påfører skjær i mediet de brer seg gjennom. Bevegelesene til en partikkel er vinkelrett på retningen til bølgen og gir svinginger på tvers av bevegelsesretningen til bølgen. En forutsetning for at disse bølgene kan bre seg er at mediet de farer igjennom har en skjærstyrke. I for eksempel vann, som ikke har noen skjærstyrke, vil ikke slike bølger kunne bre seg (Kramer, 1996).

Normalt påvirkes ikke skjærbølgene i jord av hvorvidt porene i strukturen er vannfylt eller ei. Men, når man rammer en pel kan man få en poretrykksoppbygging i en sone rundt pelen. Av klassisk geoteknisk teori vet vi at skjærstyrken er gitt som:

$$\tau = (\sigma' + a) \tan \varphi$$

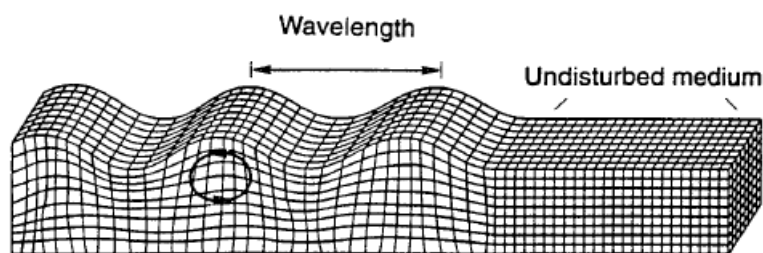
Effektivspenningene er differansen mellom totalspenninger og poretrykket. Når poretrykket øker synker effektivspenningene. Desto høyere poretrykket øker i forhold til totalspenningene desto lavere blir skjærstyrken. Eventuell oppbygging av poretrykk rundt en pel vil altså ha en dempende effekt på hastigheten til S-bølgen.



Figur 10 Skjærbølger bevegelse gjennom et medium

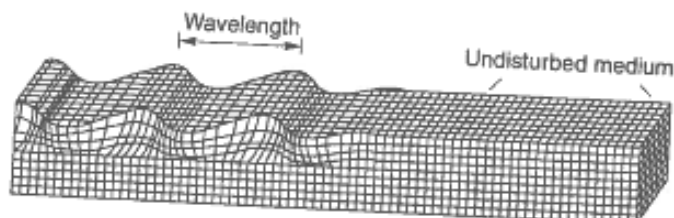
Overflatebølger kommer som et resultat av reaksjonen mellom rombølger og terrengoverflaten. Disse beveger seg i overflaten og springer ut et stykke vekk fra kilden. Tidligere er S-bølger beskrevet, disse kan deles inn i vertikale og horisontale komponenter i forhold til overflaten. Når P-bølgen og den vertikale komponenten av S-bølgen treffer

overflaten slik at overflatebølger dannes får vi Rayleighbølger. R-bølger får partiklene langs overflaten til å bevege seg i en vertikal oval bevegelse på langs av bevegelsesretningen til bølgen (Kramer, 1996).



Figur 11 R-bølgers bevegelse gjennom et medium

Det er fremdeles en komponent igjen av S-bølgen – den horisontale. Denne reagerer med overflaten og kan skape en type bølge som ikke tidligere er omtalt i denne rapporten; Love-bølger (L-bølger). Denne bølgen gir bare en horisontal bevegelse i partiklene langs retningen den brer seg i (Kramer, 1996).



Figur 12 L-bølgers bevegelse gjennom et medium

Under er noen typiske verdier for bølgehastigheten til P- og S-bølgene gjennom noen utvalgte relevante materialer ved små tøyninger ($>10^{-3}$ %) (Massarch & Fellenius, 2008). Merk at i realiteten vil hastighetene til disse bølgene avhengig av flere faktorer vedrørende jorda, dette være seg effektivspenninger, porøsitet, eventuell prekonsolidering osv.

	P-bølgefart, c_p [m/s]	S-bølgefart c_s [m/s]
Vann	1 450	0
Morene	600 - 1800	300 - 600
Tørr grus	500 - 1000	250 - 400
Mettet grus	1 450	300 - 400
Tørr sand	300-600	150 - 200
Mettet sand	1 450	150 - 250
Silt og stiv leire	1 450	100 - 200
Myk/plastisk leire	1 450	50 - 100
Organiske jordarter	1 450	30 - 50

Hastigheten til S-bølgene er ikke så avhengig av hvorvidt materialet er mettet eller ei som i P-bølgene. P-bølgene er svært avhengig av hvorvidt de brer seg i materialer som er mettet av

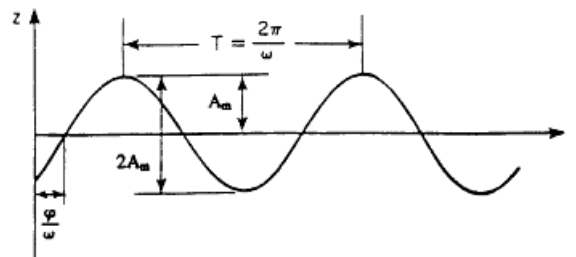
vann. Dette impliserer at P-bølgene brer seg i vannet og ikke i kornene i mettede materialer, da hastigheten varierer i forhold til hverandre dersom de er tørre.

Hastigheten til overflatebølgen vil vær tilnærmet lik skjærbølgehastigheten for samme materiale (Statens Vegvesen).

1.4 Fra bølge til vibrasjon

Til nå er bare bølgene som oppstår ved ramming av en pel beskrevet. En bølge kan defineres som er forstyrrelse som beveger seg gjennom et medium fra et sted til et annet. Når disse bølgene farer forbi en partikkel vil bølgene skape dynamiske svingninger– det oppstår tøyninger. I fysikken sier man bølgen fører partiklene vekk fra sin hvileposisjon. Avhengig av størrelsen på disse tøyningene og egenskaper i forhold til elastisiteten til materialer kan materialet enten ”sprette” tilbake i den opprinnelige posisjonen eller skape permanente deformasjoner. Det er når energien i bølgene fører partiklene vekk fra sin hvileposisjon vi opplever rystelser.

I denne rapporten er det hittil presentert en del begreper hva gjelder svinginger. For å klargjøre litt hva de forskjellige uttrykkene er kan man se for seg deformasjonene fra en harmonisk svinging slik som i figuren under (Transportation research board, 1997).



z = forskyvning

ω = vinkelhasatighet (radianer/sekund)

A_m = forskyvningsamplitude

t = tid

T = periode

λ = Bølgelengde

Den inverse av perioden er lik frekvensen. Altså $f = 1/T$.

Forskyvningen kan da beregnes ved følgende funksjon:

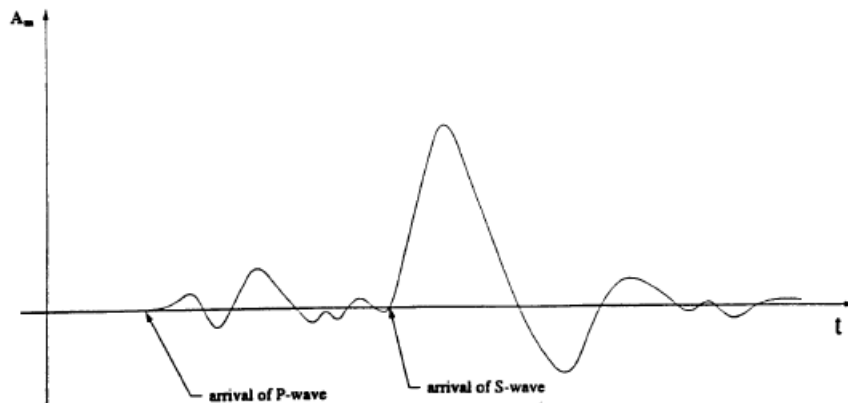
$$z = A_m \sin \omega t$$

Deriveres funksjonen med hensyn på tiden får man partikkelhastigheten og gjentas derivasjonen finner man akselerasjonen:

$$v = A_m \omega \cos \omega t$$

$$a = A_m \omega^2 \sin \omega t$$

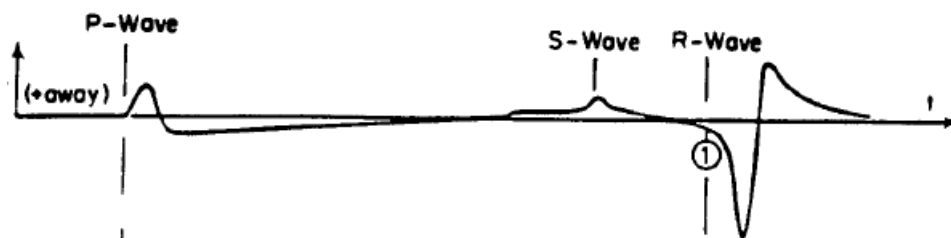
Det må presiseres at bølgene som oppstår fra rammingen av en pel med fallodd ikke gir en harmonisk svingning. Hvis man måler vibrasjonene fra rammingen av en pel vil man få et utslag fra hvert slag på pelen, dette dør ut før neste slag kommer. Svingninger fra ramming med vibrolodd kan være mer harmoniske, da man får kontinuerlige svingninger (Svinkin, 2004).



Figur 13 Eksempel på måling gjort i bakken ved pel (Transportation research board, 1997)

Figuren over viser et eksempel på en typisk måling utført i bakken rett ved en pel som rammes. Man ser at deformasjonsamplituden fra P-bølgen er mye mindre enn fra S-bølgen. Dette skyldes at geologiske materialer har relativ stor motstand mot trykk sammenlignet med skjær og vil derfor få større deformasjoner ved skjær.

Dersom man derimot måler i overflaten, et lite stykke unna arbeidene, vil målingene forløpe som figuren under:



Figur 14 Måling gjort på pel, et stykke unna arbeidene (Transportation research board, 1997)

Her ser man tydelig at overflatebølgen har blitt generert og brer seg utover. P- og S- bølgene er relativ små, da disse treffer overflaten og reflekteres ned i jorda igjen.

Partikkelhastigheten, eller svingehastigheten, må ikke forveksles med bølgehastigheten. Bølgehastigheten er farten bølgen forplanter seg i mediet med mens partikkelhastigheten er hastigheten en partikkel svinger rundt sin hvileposisjon i. I litteraturen brukes ofte et maritimt eksempel for å skille de to fra hverandre. Man ser for seg en båt som ligger i vannet og en bølge farer forbi. Den horisontale hastigheten bølgen farer forbi båten med er bølgehastigheten og hastigheten båten blir løftet i som følge av energien i bølgen er partikkelhastigheten.

Forskyvningsamplituden er altså hvor mye en partikkel forskyver seg. Partikkelhastigheten eller svingehastigheten er hvor fort denne bevegelsen skjer og frekvensen er hvor ofte det skjer.

I de fleste sammenhenger hva gjelder vibrasjoner fra anleggsarbeid er det svingehastigheten som benyttes for å beskrive vibrasjonene. NS 8141 definerer følgende rystelsesnivå og hvordan disse føles for mennesker:

Vertikal svingehastighet på 0,3 – 0,5 mm/s er merkbart for mennesker

Vertikal svingehastighet på 3-4 mm/s er ubehagelig for mennesker

Vertikal svingehastighet på 12-15 mm/s skader bygg

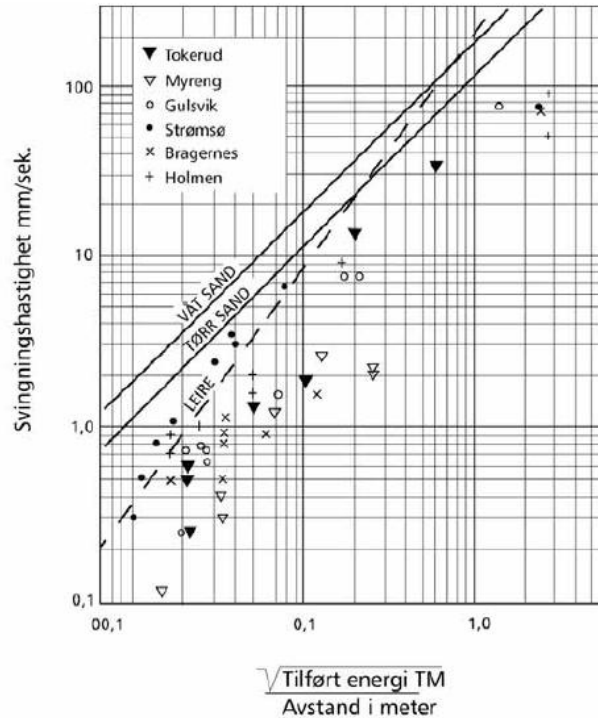
Tidligere har det blitt beskrevet hvordan og hvorfor rystelsene raskt dempes med økende distanse fra kilden. Delvis skyldes dette det man med en fellesbetegnelse kan beskrive som indre friksjon i materialet. Likevel kommer det største bidraget av dempningen som følge av at energien i bølgene fordeles på en stadig større bølgefront. Når bølgene brer seg radielt ut fra kilde, blir omkretsen av bølgefronten raskt mye større. Energien fra kilden blir derfor fordelt jevnt utover en stadig større front og derfor blir synker konsentrasjonen av energi raskt. Dette kaller man en geometrisk dempning (Statens Vegvesen) og bidrar til at partikkelhastigheten ved ramming av peler minker raskt med økende avstand fra pelen.

1.6 Estimere vibrasjoner fra ramming av peler

Når peler drives vil motstanden mot deformasjon være avgjørende for genereringen av vibrasjoner. I for eksempel løst lagrede masser vil mesteparten av energien gå med til å penetrere pelen siden motstanden er liten. Hvis man derimot rammer i fast lagrede masser vil motstanden mot deformering i bakken være større. Man får mindre deformasjon per slag og en større del av energien fra loddet går med til elastiske deformasjoner i jorda – det blir mer rystelser. Det vil altså bli større rystelser desto større motstanden mot penetrering er. Dette kan sammenlignes med å slå på en gjenstand kontra det å skyve den, førstnevnte gir vibrasjoner.

I litteraturen er det mange måter å estimere svingehastigheten som oppstår fra ramming av peler. Disse baseres i all hovedsak på empiriske metoder og erfaringstall. Derfor må disse brukes med omhu og mest for å gi et estimat på eventuelle vibrasjoner. To av disse vil bli presentert i dette kapitlet.

I håndbok 016 fra Statens Vegvesen er det presentert en graf hvor man kan estimere eventuelle vibrasjoner i tørr sand, våt sand og leire. Her har de også plottet inn vibrasjoner som oppstod i forskjellige prosjekter de har utført:



Figur 15 Estimering av vibrasjoner fra peling (Statens Vegvesen)

Neste metode krever at det introduseres et nytt begrep; impedans.

I det hammeren treffer pelehodet, vil den kinetiske energien hammeren har opparbeidet seg i fallet skape en impuls i pelen og overføre mye av sin energi til pelen. Evnen pelen har til å ta imot en slik impuls fra loddet avhenger av impedansen til pelen. Impedansen til en gjenstand kan beregnes ved en av følgende funksjoner (Massarch & Fellenius, 2008):

$$Z = \frac{E A}{c_p} = \rho c_p A$$

Videre beskrives en generell funksjon for spenningene som oppstår som følge av at loddet treffer pelehodet. I denne sammenheng er v hastigheten til loddet akkurat i støtet.

$$\sigma = \frac{E}{c_{p, pel}} v$$

Dersom det ikke er noen pute eller lignende som demper støtet mellom pel og lodd vil partikkelhastigheten i toppen av pelen være lik hastigheten loddet hadde rett før det traff pelehodet, dette regnes ut ved å kombinere likningene for kinetisk og potensiell energi:

$$v = \sqrt{2gh}$$

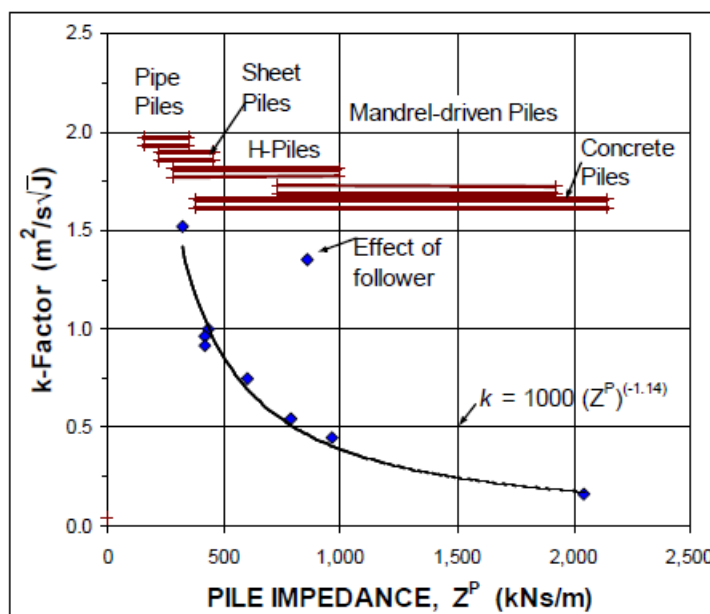
Kraft er lik spenning gange areal. En kombinasjon av funksjonene for spenning og impedans gir kraften som oppstår i toppen av pelen akkurat i det hammeren treffer toppen av pelen:

$$\sigma A = F = Zv$$

Dersom denne kraften er større enn motstanden i jorda, penetrer pelen jorda og det oppstår eventuelle vibrasjoner avhengig av motstanden mot penetrasjon.

I (Fellenius, 2011) er det presentert en metode hvor man kan estimere vibrasjonene, på nesten samme måte som i eksempelet over. Med utgangspunkt i impedansen til pelen som rammes, en faktor som beskriver overføringen av energi fra støtet mellom pel og lodd kan partikkelhastigheten estimeres i en distanse fra pelen estimeres:

$$v = K \sqrt{\frac{\text{Tilført energi}}{\text{Distanse fra pel}}}$$



Figur 16 K-verdi (Fellenius, 2011)

Det må igjen presiseres at slike metoder bare må brukes til forsiktig estimering av vibrasjonene som oppstår. I realiteten genereringen av vibrasjoner fra ramming av peler meget kompleks og avhenger av flere faktorer vedrørende jorda og pelen.

1.7 Ramming med vibrolodd

Til nå er det fokusert på ramming av peler med fallodd. Bølgene som oppstår langs skaftet og i spissen av en pel som rammes ved hjelp av vibrasjon er i utgangspunktet helt like og brer seg på samme måte som ved bruk av fallodd. Langs skaftet oppstår det S-bølger og fra spissen får man både P- og S-bølger (Athanasopoulos & Pelekis, 2000).

I stedet for å slippe et lodd ned på pelehodet, foregår peling med vibrolodd ved at loddet hele tiden er festet til toppen av pelen. Vibrasjonene skapes ved at en hydraulisk motor roterer en masse og skaper en sentrifugalkraft og vibrer pelen ned i bakken.

Ramming med vibrolodd regnes som en mye mer skånsom rammemetode. Dette skyldes at i stede for få og kraftige støt mot pelehodet, har vibrolodd svært mange lette ”støt”. Dette gjør

at bølgene som oppstår i jorda har enkeltvis mindre energi enn ved for eksempel ramming med fallodd, men svingene fra vibrolodd er mer kontinuertlige.

For de fleste tilfeller betyr dette at denne metoden er mye mer skånsom. På grunn av den geometriske dempingen (og indre friksjon) gjør dette at energien generelt brer seg mye kortere og med enkeltvis mindre energi enn fallodd. Et potensielt problem er derimot resonans.

Resonans kan oppstå i tre forskjellige deler av hele systemet; to som angår egenskaper i jorda og en som angår pelen og loddet (Transportation research board, 1997).

- Resonans som oppstår mellom pel og vibrator og skaper størst mulig partikkelhastighet i peletoppen. Dette er heldig da det skaper det største mulige relative bevegelsen mellom pel og jord. Så lenge frekvensen som skaper denne resonansen ikke sammenfaller med noen av de nærliggende massene eller konstruksjonene vil man ikke få større vibrasjoner enn ved ramming med andre frekvenser.
- Resonans mellom pel, vibrator og tilstøtende jord. Dersom det oppstår resonans i dette systemet vil først og fremst pelen slutte å penetrere jorda, siden de ikke beveger seg i forhold til hverandre. Altså vil jorda og pelen begynne å vibrere sammen. Den tilstøtende jorda vil dermed oppleve store vibrasjoner og eventuelle komprimeringer vil ved en slik frekvens være størst mulig ved den aktuelle kraften til vibrasjonsloddet. Den aktuelle frekvensen varierer med varierende egenskaper i jorda.
- Siste kilde til resonans kan oppstå når pelen penetrerer jorda. Dersom frekvensen til svingingene som brer seg i jorda skaper resonans vil det oppstå relativt store dynamiske bevegelser. Vibrasjoner vil da forplante seg relativt langt av gårde og kan påvirke nærliggende jord eller konstruksjoner. Frekvensen som forsterker eventuelle vibrasjoner som følge av denne type resonans er avhengig av tykkelsen på laget de kan bre seg i og bølgefarten til P- og S-bølgene.

De aller fleste moderne vibrolodd benytter hydrauliske motorer til å skape vibrasjoner. Det er derfor fullt mulig å variere frekvensen til vibrasjonene i pelen etter hvert som man peler og derfor unngå de uønskede frekvensene som skaper resonans. Ser man bort fra "faren" for resonans fra vibrasjonene er vibrolodd generelt en mye mer skånsom metode enn ramming ved hjelp av fallodd hva gjelder vibrasjoner og eventuelle komprimeringer av masser.

1.8 Komprimering av sand som følge av vibrasjoner

Til nå er det hovedsakelig blitt diskutert hvordan vibrasjoner oppstår og brer seg i jorda som følge av ramming av peler. I dette kapitlet det diskuteres hvordan sand reagerer på slike vibrasjoner.

Sand hører inn under betegnelsen friksjonsjordarter, det vil si at kornene har liten evne til å henge sammen - attraksjonen er lik null. Videre kan sand defineres som fritt drenerende, det vil si at eventuelle poretrykk ikke i stor grad ville kunne bygge seg opp da vannet i porene svært lett kan disipere. Et materiale defineres som ren sand dersom kornene i materialet har en diameter mellom 0,06 mm og 2 mm. Finere materialer klassifiseres som silt og grovere er

grus. Som alle andre jordarter består in-situ sand av mineraler, vann og luft. Innholdet av de forskjellige elementene er høyst relevant i forhold til hvordan sanden reagerer på ytre påvirkninger.

1.8.1 Porøsitet, relativ porøsitet, poretall og relativ densitet

Når man beskriver sand, snakker man om porøsitet, poretall, relativ densitet og/eller relativ porøsitet.

Porøsiteten, n , til et materiale er forholdet mellom volumet av porer i forhold til det totale volumet, porøsitet oppgis som prosent:

$$n \frac{V_p}{V} \% = \frac{V - V_s}{V} \%$$

Porøsiteten alene til et materiale sier i utgangspunktet ikke særlig mye i forhold til hva man kan forvente av egenskaper. Derfor relateres ofte porøsiteten til en prøve til den tetteste, n_{\max} , og løseste mulige lagringen, n_{\min} . Løsest og fastest lagring bestemmes ved hjelp av standardiserte metoder i laboratorium. Relativ porøsitet beregnes på følgende måte (Sandven):

$$P_r = \frac{n - n_{\min}}{n_{\max} - n_{\min}}$$

Relativ densitet varierer mellom 0 og 1. Når sanden er lagret løsest mulig er P_r lik 1 og fastest mulig lagring gir P_r lik 0.

I Norge brukes for det meste porøsiteten og relativ porøsitet til å beskrive lagringstettheten til en sand. Internasjonalt brukes derimot poretallet, e , og relativ densitet for å beskrive lagringen. Poretallet er forholdet mellom volumet av porer og volumet av mineralene, V_s :

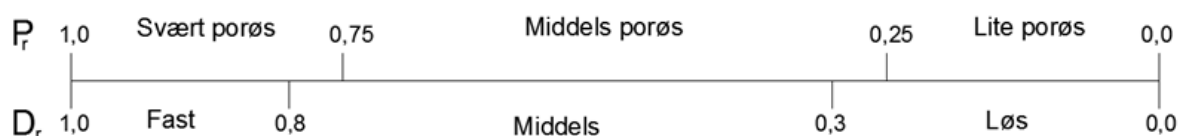
$$e = \frac{V_p}{V_s}$$

Slik som for porøsitet, må også poretallet relateres til noe for å gi mening. Man snakker da om relativ densitet, D_r (Sandven):

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Den relative densiteten varierer også mellom 0 og 1. Men i forhold til relativ porøsitet er denne skalaen motsatt – løsest mulig lagring gir en relativ densitet lik 0 og fastest mulig lagring gir en relativ densitet lik 1.

Den relative densiteten og relative porøsiteten benyttes til å klassifisere det aktuelle materialet i forhold til lagringstetthet. Skalaene går motsatt av hverandre. I figuren under er relativ porøsitet på oversiden av skalaen og relativ densitet på undersiden.



Figur 17 Klassifisering av sand i forhold til relativ densitet og relativ porøstitet

Siden porettall og porøstitet egentlig er to sider av samme sak er det forholdsvis lett å beregne seg fra porøstitet til porettall og omvendt (Sandven):

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

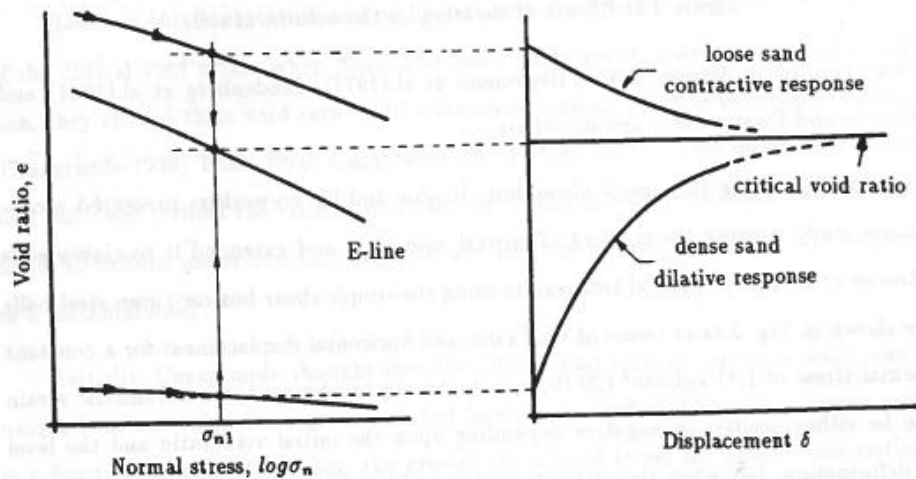
1.8.2 Volumendring i friksjonsjordarter

Når sand og andre friksjonsjordarter utsettes for ytre påkjenninger i drenert tilstand som for eksempel skjær, vil porøstiteten eller porettallet være avgjørende for hvordan massene reagerer. Det er hovedsakelig to reaksjonsmønstre; dersom påvirkningene er store nok vil løst lagret sand komprimeres og fast lagret sand dilatere. Dersom sanden komprimeres minkes volumet og dersom sanden dilaterer øker volumet.

Man kan se for seg et enkelt forsøk på løs sand, sanden påføres for eksempel sykliske belastninger som vibrasjoner. Siden det er snakk om løst lagret sand vil denne komprimeres. Kornene faller ned i porene, kontraktant oppførsel. Dersom man forsetter å utsette sanden for store nok vibrasjoner vil denne sanden komprimeres til et punkt hvor det ikke skjer noen ting. Porøstiteten man da har oppnådd er det man kaller det kritiske porettallet.

Dersom man gjentar forsøket, men denne gangen utfører det på sand som er fast lagret og påfører sanden for eksempel vibrasjoner, vil man oppleve det motsatte. Sanden vil kornene i sanden "klatre" over hverandre, altså dilatere. Dette fører til en volumøkning av prøven. På samme måte som i det tidligere forsøket vil denne sanden etter hvert slutte å deformere seg ved et gitt porettall – ved det kritiske porettallet.

Den endelige porøstiteten i de to forsøkene vil i teorien være den samme, dersom man bruker den samme sanden. Man sier at sanden har nådd sin kritiske porøstitet eller porettall. Generelt sier man at sand som deformeres søker mot denne porøstiteten i for av komprimering eller dilatans. Den kritiske densiteten til et materiale er ikke konstant, men vil variere med varierende normalspenninger. Desto høyere normalspenninger, desto lavere vil det kritiske porettallet eller porøstiteten være. I diagrammet under er dette vist. I tillegg viser det generelt hvordan spenningsnivået påvirker høyeste og laveste mulige lagring i sand (Verdugo, 1992).



Figur 18 Kritisk porettall (Verdugo, 1992)

Dette diagrammet kan også benyttes til å vurdere eventuelle masser vil dilatere eller komprimeres, dersom et punkt ligger over den midtre linja vil det komprimeres og dersom det ligger under vil det dilatere. Legg for øvrig merke til at normalspenningene her er logaritmiske og derfor skal det relativt store utslag i normalspenningene for å få en merkbar endring i de kritiske porettallene.

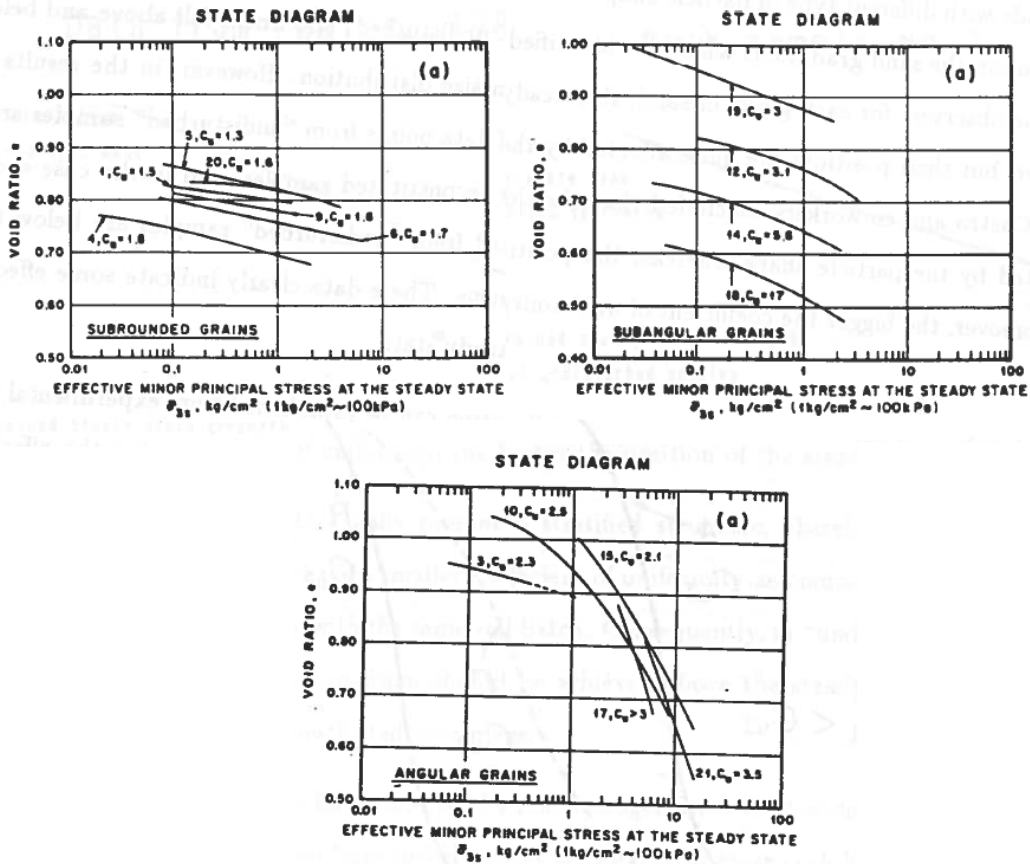
Oppførselen til friksjonsjordarter som sand er altså ikke som alle andre materialer. Reaksjonen er ikke som i væsker eller faste stoffer, men vil variere fra å reagere som væsker (løst lagret) eller som faste stoffer (fast lagret) avhengig av porettallet, spenninger osv (Verdugo, 1992). I tilfeller hvor man opplever små tøyninger, slik som man får fra vibrasjoner fra ramming av peler, vil disse tøyningene være avgjørende for eventuelle deformasjoner. En liten økning i tøyninger kan gi store utslag i de totale deformasjonene.

Når en sand deformeres til det kritiske porettallet sier man at sanden har nå stasjonærtilstanden eller "steady state". Stasjonærtilstanden og det kritiske porettallet er det samme, det er altså et punkt hvor for eksempel sanden ikke lengre lar seg påvirke av ytre belastninger i form av deformasjoner selv om spenningene øker (Verdugo, 1992).

I figuren over representerer den midterste streken i den venstre delen det man kaller en "steady state line". Denne linjen varierer naturligvis med flere faktorer vedrørende sanden og dens kornfordeling og kornform. Små differanser i kornfordelingskurven gir relativt store utslag på denne "steady state line", lavere graderingstall gir høyere plassering av linjen i et $e-\sigma_3$ diagram (Verdugo, 1992).

Graderingstallet beskriver hvordan kornfordelingen er i en prøve. Tallet regnes ut ved å ta forholdet mellom diameteren for 60 % gjennomfall og 10 % gjennomfall. C_u lik 1 er altså for materialer hvor alle kornene er helt identiske. Desto høyere C_u desto mer velgradert er prøven, ved C_u lik 15 eller større har man en svært velgradert prøve (Sandven).

Tilbake til faktorer som påvirker plasseringen av "steady state line" vil også kornformen i materialet være helt avgjørende for linja. Desto rundere kornene er desto flattere og mer lineær blir linja langs den vertikale akse. For prøver hvor kornene er svært kantete blir linja mindre lineær og brattere.



Figur 19 "Steady state line" for forskjellig sand (Verdugo, 1992)

Figuren over viser resultater fra forsøk som er utført på forskjellig sand med forskjellig graderingstall og kornform. Diagrammene viser porettall mot σ_3 . Kornformen varierer fra sirkulær i grafen oppe til venstre, til mindre sirkulær oppe til høyre og helt kantete til under. De forskjellige strekene representerer forskjellige kornfordelinger i forsøkene. Desto lavere graderingstall, desto høyere opp ligger linja i diagrammet.

Veien en sand har til stasjonært tilstanden vil være avhengig av flere faktorer vedrørende de initielle spenningene og den initielle porøsiteten. Hvis man har en sand som ligger høyt over linja vil den være helt kontraktant oppførsel frem til den når sin stasjonært tilstand. Hvis den påføres belastninger vil den få positive volumetriske tøyninger og dermed deformeres helt til den eventuelt når stasjonært tilstanden. I drenerte tilfeller vil ikke poretrykket bygges opp, men i stede disipere.

Dersom det er i drenert tilstand vil få komprimeringer og dersom det er udrenert får man økt poretrykk. I motsatt tilfelle, hvor sanden ligger langt under en slik linje, vil denne oppføre seg helt dilatant. Den får negative volumetriske tøyninger og øke sitt volum helt til den når stasjonært tilstanden. Dersom materialet er i udrenert tilstand vil eventuelle poretrykksoppbygginger bli negative og gi sugende effekter. (Verdugo, 1992) og dermed øke sin skjærstyrke.

Men, dersom man har et punkt som ligger svært tett inntil den kritiske linja vil reaksjonen være noe annerledes. Da vil sanden oppføre seg både kontraktant og dilatant. Ved belastning vil prøven til å begynne med oppføre seg kontraktant og få positive volumetriske tøyninger –

sanden komprimeres. Deretter vil prøven krysse linja litt og begynne og dilatere og negative volumetriske tøyninger. Poretrykket vil også variere mellom henholdsvis positivt (komprimeringen) og negativ (dilateringen). Det endelige poretrykket vil tilsvare prøvens posisjon før belastningen. Dersom prøven er på oversiden (positivt) eller negativt (undersiden) (Verdugo, 1992).

1.8.3 Volumendringer som følge av vibrasjoner

Når det gjelder deformasjoner i sand som følge av vibrasjoner er disse naturligvis svært avhengig av porøsiteten til materialet og de sykliske belastningene fra vibrasjonene. I tillegg til dette vil vanninnhold være avgjørende for både deformasjonene og mekanismen som forårsaker disse.

Skjærtøyningene, de vertikale tøyningene og skjærspenningene som oppstår fra vibrasjonene kan beregnes hvis partikkelhastigheten, skjærbølg hastigheten og Poissons tall er kjent (Massarch R. , 2000) (Statens Vegvesen). Merk at disse funksjonene baseres på elastiske materialer og vil da være noe unøyaktig i visse sammenhenger.

$$\gamma = \frac{v}{C_s}$$

$$\varepsilon = \gamma(1 + \nu)$$

Merk at ν er Poissons tall i funksjonen for ε .

De overstående funksjonene ikke vil være direkte anvendbare ved nøyaktig analyse av eventuelle tøyninger som oppstår fra vibrasjoner. Men de viser at tøyningene, og dermed eventuelle deformasjoner, i stor grad er avhengig av bølg hastighet og partikkelhastighet til bølgene og vibrasjonene.

I helt tørr sand er motstanden mot deformasjoner priggitt porøsiteten og andre faktorer vedrørende kornstrukturen som for eksempel kornform, effektivspenninger, friksjonsvinkel og eventuelle bindinger mellom kornene. Man kan se for seg en sand som er løst lagret og blir utsatt for vibrasjoner, dersom disse vibrasjonene skaper tøyninger som er store nok til at strukturen bryter sammen eller omorganisere seg får man en komprimering. Desto lavere porøsitet sanden har, desto større må tøyningene være for å omorganisere kornene. Dette skyldes at det må en større forstyrrelse av strukturen for at den skal reorganisere seg enn ved løs lagring hvor kornene lett kan "falle" ned i porene.

Når det gjelder sand som ikke er fullstendig mettet, altså at porene bare er delvis fulle av vann, vil man kunne oppleve noe som kalles tilsynelatende kohesjon (Aarhaug, 2004). I utgangspunktet har sand en attraksjon lik 0, men på grunn av overflatespenninger i porevannet kan føre til at sanden nettopp får en tilsynelatende attraksjon eller kohesjon. Dette gjelder bare i sand hvor det er en blanding av vann og luft i porene, da dette er avgjørende for at det skapes overflatespenninger i vannet. Slik sand vil være mer motstandsdyktig mot vibrasjonene enn tørr sand med samme porøsitet. Den tilsynelatende kohesjonen gjør at det må større vibrasjoner til for at kornene i sanden med tilsynelatende kohesjon omorganiserer seg enn i tørr sand.

Tidligere er det blitt beskrevet at porestrukturen i sanden er av en slik karakteristikk at eventuelle poretrykk ikke nødvendigvis lar seg bygge opp, men i stede lett kan disipere. Dette gjør at tørr og helt mettet vann i utgangspunktet reagerer forholdsvis likt hva gjelder vibrasjoner dersom eventuelle poretrykk ikke bygges opp.

Hvis man tar for seg tidligere likninger for skjærtøyning og volumetrisk tøyning ser man at dersom våt og tørr sand utsettes for samme vibrasjoner (altså samme partikkelhastighet) vil tøyningene som oppstår i den våte prøven være lavere på grunn av at bølgene beveger seg fortere igjennom prøver med vann.

Altså er motstanden mot deformasjoner høyere i mettet sand enn i tørr sand ved samme vibrasjonsnivå.

1.8.4 Poretrykksoppbygging som følge av vibrasjoner i sand

Dersom det er faktorer vedrørende sanden, eller vibrasjonene kommer med høy frekvens, kan det også i sand bygges opp et poretrykk som ikke kan eller rekker og disipere før neste belastning kommer. Skjærstyrken til kohesjonsløse materialer er hovedsakelig avhengig av friksjonsvinkel og effektivspenning:

$$\begin{aligned}\tau &= \sigma' \tan \varphi \\ \sigma' &= \sigma - u\end{aligned}$$

Det oppbygde poretrykket vil føre til at effektivspenningene minker og skjærstyrken til materialet reduseres dersom materialet er kontraktant og gjør at kornene lettere kan reorganisere seg. Dersom sanden er tettpakket vil den dilatante oppførselen føre til at det oppstår negative poretrykk som fører til at det oppstår en sugende effekt. Dette gjør at skjærstyrken til materialet øker.

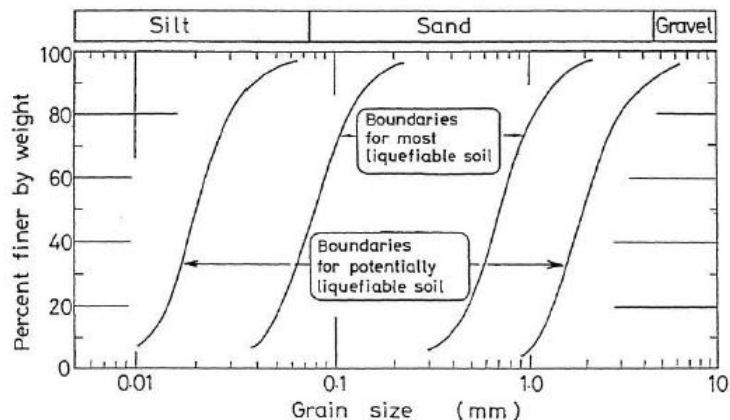
I jordskjelvsammenheng snakker man om et fenomen som kalles likvifaksjon. Dette fenomenet oppstår når vibrasjonene er så kraftige og så vedvarende at effektivspenningene går mot null og sanden blir helt flytende. Dette har ofte store konsekvenser i form av massive ødeleggelser områder med stor utstrekning.

Likvifaksjon kan under gitte tilfeller også oppstå delvis ved ramming av peler. Man sier delvis siden effektivspenningene får en relativt stor endring, men sanden blir ikke nødvendigvis helt flytende. Ved ramming av peler er dette mest aktuelt rett i nærheten av pelen hvor vibrasjonene er kraftigst. Fenomenet viser seg ved at det gir relativt store setninger og at det strømmer porevann opp til overflaten.

I litteraturen er det skrevet mye om hvilke faktorer vedrørende sanden som er nødvendig for at poretrykket kan bygges opp og likvifaksjon kan forekomme. Dette må derfor kunne beregnes å være rimelig overførbart til vibrasjoner fra ramming og gir noen karakteristikk av materialer hvor risikoen for setninger er stor (Geotechnical engineering bureau, 2007).

Først og fremst vil dette fenomenet bare oppstå i materialer uten kohesjon eller attraksjon, altså i materialer hvor det bare er friksjonen mellom kornene som skaper motstand mot å deformere slik som i sand.

Videre vil kornfordelingskurven til materialet gi god indikasjon på eventuell risiko for likvifaksjon.



Figur 20 Kornfordelingskurver med høyt potensiale for likvifaksjon

Området mellom de to innerste kurvene viser kornfordelingen til materialer med lav motstand mot likvifaksjon; sand og siltig sand. Et materiale med en kornfordeling som faller mellom de indre og ytre grensene har fortsatt en risiko for likvifaksjon, men den er noe lavere.

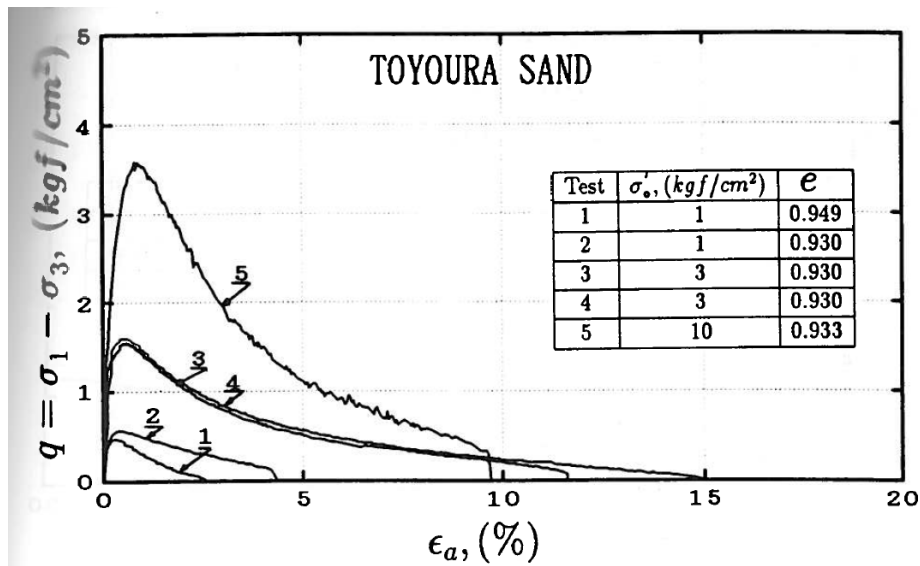
På venstre siden av den ytre grensen for sannsynlig likvifaksjon vil finstoffer minke sannsynligheten for en eventuell komprimering. På motsatt side vil porevannet for lett kunne disipere, noe som vanskeliggjør en eventuell poretrykksoppbygging. Det skal likevel understrekes at denne figuren ikke er absolutt, da det har forekommet eksempler på likvifaksjon utenfor de skisserte grensene.

Tidligere er viktigheten av poretall og eventuelle volumendringer beskrevet. Dette gjelder naturligvis også i tilfeller hvor likvifaksjon er et tema. Som en tommelfingerregel vil fenomenet bare oppstå i masser med en relativ densitet på under 0,50, altså i løse og middels lagrede masser.

Det er ikke slik at komprimeringer ikke oppstår dersom disse kriteriene ikke oppfylles, men man skal være oppmerksom på problemstillingen dersom man rammer peler i materialer som passer overens med de overnevnte punktene, da dette vil være en indikasjon på større risiko for komprimeringer enn ellers i mettede materialer.

1.8.5 Effektivspenninger og motstand mot deformasjoner

Figuren under viser et forsøk utført på sand hvor poretallet holdes neste konstant, mens celletrykket varierer betydelig. Husk at 1 kg/cm^2 tilsvarer 100 KPa (Verdugo, 1992).



Figur 21 Forsøk på Toyourasand

Disse resultatene viser noe som er relevant for denne oppgaven. Til tross for at celletrykket varierte betydelig varierer tøyningene hvor forholdsvis lite ved brudd. Bruddpunktet varierer mellom en vertikal volumetrisk tøyning mellom 0,5 og 1 % tøyning i alle forsøkene. Merk at ϵ_a i figuren over tilsvarer ϵ_1 i resterende deler av denne rapporten.

Dette indikerer at selv om effektivspenningene varierer, vil ikke motstanden mot deformasjoner som følge av vibrasjoner øke i like høy grad dersom poretalet er tilnærmet konstant.

1.9 Konstruksjonsskader som følge av bølger

Til nå er det hovedsakelig blitt diskutert hvordan sanden i seg selv komprimeres som følge av sykliske belastninger fra vibrasjoner – noe som er i tråd med denne oppgavens tema og kategori 3 i kapittel 1.1.

I samme kapittel blir også to andre skademekanisme omtalt; kategori 2 og 4. Disse skadene oppstår i konstruksjonen enten som følge av midlertidige bevegelser i grunnen som følge av bølgene eller at den skades i seg selv som følge av vibrasjoner.

Kategori 2-skader påvirkes vil i stor grad avhenge av bølgelengden til denne bølgen. Et klassisk eksempel på denne mekanismen er å se for seg en fiskebåt som ligger i sjøen. Dersom bølgelengden er svært mye større enn lengden av båten, vil båten bevege seg lite i forhold til de omkringliggende massene. Skroget til båten vil ikke oppleve store påkjenninger (Statens Vegvesen).

Dersom båten dimensjon er i samme størrelsesorden som bølgelengden vil man derimot oppleve store påkjenninger på båtskroget. Når båten løftes opp av bølgen vil deler av båten ”henge” i luften og det oppstår strekkrefter i båten.

Hvis båten lengde er markant større enn bølgelengden vil ikke båten bevege seg særlig i forhold til vannmassene selv om båten utsettes for stedvis store påkjenninger.

Disse mekanismene er direkte overførbare til konstruksjoner som står i nærheten av for eksempel en pel som rammes og utsettes for en overflatebølge. Bevegelsene på konstruksjonen vil kunne forårsake sprekke-dannelser og lignende, selv om det ikke blir påvist noen permanente setninger fra vibrasjonene.

Videre er det i kategori 4 beskrevet skader som oppstår direkte av at en bygning rister.

I prosjekter hvor man måler vibrasjonsnivå i omkringliggende konstruksjoner blir dette ofte utført i eller på byggene. Da skal man være klar over at de målte vibrasjonsnivåene kan være noe avvikende i forhold til det som faktisk er i jorda. I jordskjelvssammenheng snakker man om noe som kalles kinematisk interaksjon. Dette er læren om hvordan bølgene endrer sin karakteristikk når de møter et medium med en annen tetthet eller elastisitet som for eksempel fra bakken til et fundament. Den kinematiske interaksjonen påvirkes av konstruksjonens geometri, dybde av fundament, bølgenes angrepvinkel og bølgetype (Kramer, 1996). Hvordan bølgene til slutt gir svinginger i konstruksjonen er ganske omfattende og kan nesten regnes som et eget fagfelt. Dette vil derfor ikke bli videre diskutert i denne oppgaven.

1.10 Krav i henhold til Norske standarder og andre veiledere

Svært tidlig i arbeidet med dette prosjektet ble det undersøkt hvordan norske standarder og andre veiledere stiller seg i forhold til denne oppgavens problemstilling.

I Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering er problemet omtalt i generelle ordelag ved flere anledninger:

I kapittel 2.4.2 "Påvirkninger ved geoteknisk prosjektering" står det blant annet;

*Ved geoteknisk prosjektering bør det vurderes om følgende påvirkninger skal inngå:
- bevegelser og akselerasjoner forårsaket av jordskjelv, eksplosjoner, vibrasjoner og dynamiske laster.*

Videre henvises det i kapittel 7.4.2 "Hensyn ved dimensjonering" flere ganger til problemstillingen:

Punkt 4:

Ved valg av peletype, inklusive kvaliteten av pelematerialet og installasjonsmetoden, skal det tas hensyn til:

- Virkingen av peleinstallasjonen på tilstøtende bygninger.

Punkt 5:

Ved vurdering av overnevnte aspekter bør følgende punkter vies oppmerksomhet:

- Forskyvning eller vibrasjoner av nærliggende byggverk forårsaket av peleinstallasjon.

I kapittel 7.5 Beskrives det at det skal utføres prøvebelastning av peler der det ikke finnes sammenlignbar erfaring for å si hvordan pelen og området rundt vil reagere på peletype eller installasjonsmetode.

NS-EN 12699: Utførelse av spesielle geotekniske arbeider, peler med massefortrengning. Omtales også problemstillingen, i nesten like generelle ordlag som i Eurokode 7; i kapittel 9.2.3 er det beskrevet at man skal kontrollere virkningen av peling i nærheten av sensitive bygg eller mulig ustabile skråninger. Det skal kontrolleres for vibrasjoner, poretrykk, deformasjoner og helninger. Målingene bør sammenlignes med kriterier for akseptabel ytelse.

NS 8141: Vibrasjoner og støt, måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skader på byggverk. Tar i utgangspunktet for seg problemstillingen. Her er det presentert en metode for å regne ut grenseverdi for toppverdi av vibrasjoner fra grunnarbeider, riving og anleggstrafikk. Beregningen tar utgangspunkt i en partikkelhastighet på 20 mm/s og reduseres ved hjelp av faktorer som bestemmes ut fra grunnforhold, byggverksfaktor, avstandsfaktor og en kildefaktor.

Problemet med denne standarden er at den bare tar for seg risiko for rene vibrasjonsskader og ikke skader fra deformasjoner/setninger i grunnen på grunn av vibrasjoner. Denne standarden tar altså bare for seg skader som tilsvarende kategori 3 og 4 i kapittel 1.1.

I peleveilederen fra 2005 er problemstillingen nevnt i blant annet punkt 12.6 ”Avstander til konstruksjoner for ramming av peler”. Her anbefales det ikke å ramme en pel nærmere enn 500 mm. For stålrør større enn 500 mm bør maksimal avstand til nærmeste bygg økes lineært med økende diameter på stålrøret. Dersom stålrøret er 600 mm bør man ikke ramme nærmere enn 600 mm unna osv. Noe som umiddelbart virker vel optimistisk når målet er å unngå eventuelle komprimeringer av massene under for eksempel fundamenter etc.

Utover det som er sitert over, har det ikke latt seg gjøre å finne noen andre standarder, veiledere eller håndbøker som tar for seg den aktuelle problemstillingen direkte. Noe som umiddelbart virker litt rart, med tanke på hvor mye peler som rammes og skadepotensialet ved slike komprimeringer.

2 Forsøk

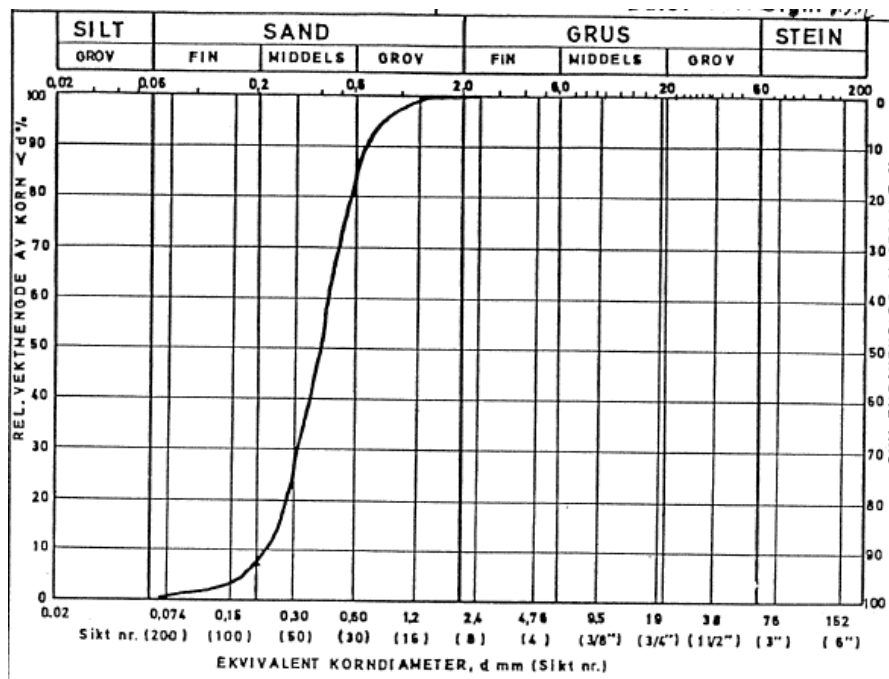
Videre i dette studiet skal det utføres forskjellige forsøk på sand. Sanden som benyttes i forsøkene er sand hentet fra pelelaboratoriet på NTNU. Sandens geotekniske egenskaper er godt dokumentert og relevante data vil presenteres her. Alle rutineundersøkelser er gjort i henhold til de aktuelle metodene som benyttes på NTNU.

2.1 Egenskapene til sanden som benyttes i forsøkene

Sanden har følgende egenskaper som er av relevans for denne oppgaven (Faggruppe for geoteknikk på NTNU, 1978):

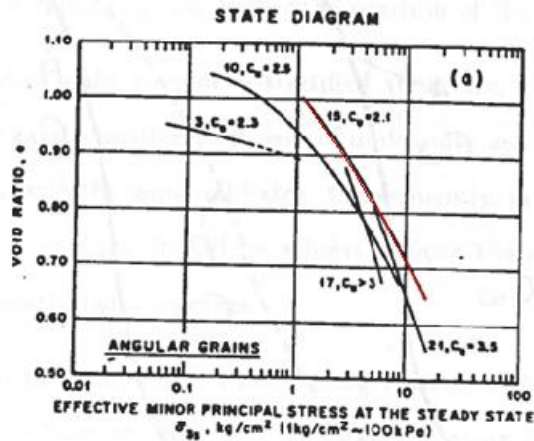
Romvekt av fast stoff [g/cm ³]	Porøsitet n_{\min}/n_{\max} [%]	Poretall e_{\min}/e_{\max}	Graderingstall C_u	Kornform
2,712	36,4/48,7	0,572/0,949	2,04	Skarpkantet/kubisk

Siktekurven viser at sanden hovedsakelig ligger i området "middels sand".



Figur 22 Kornfordelingskurve til sand benyttet i forsøkene

Jamfør figur 19 (steady state line), vil denne sanden kunne plasseres inn i diagrammet for kantete korn. Sanden som er benyttet i dette forsøket har et graderingstall på 2,04, det er grunn til å tro at dette ikke vil avvike veldig i forhold til sanden med graderingstall 2,1 (markert med rød strek).



Figur 23 Stasjonsnærtilstandslinjer

Dessverre stopper den aktuelle linja når $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^3 = 100 \text{ KPa}$, dette er et godt stykke utenfor de horisontale spenningene det opereres med i forsøkene i dette studiet. Disse varierer fra under 0,01 til ca. $0,4 \text{ kg/cm}^3$. Det stilles også spørsmål og hvorvidt sanden som benyttes i dette forsøket kan sammenlignes med sanden som ble benyttet i arbeidet med de overstående linjene.

I dette studiet planlegges det tre forskjellige forsøk. Forsøkene er utviklet i forbindelse med dette studiet, derfor legges det en del vekt på hvordan de gjennomføres – i tillegg til resultatene de gir.

De tre forsøkene er som følger:

Forsøk 1: Forsøke å finne grenseverdier for vibrasjoner som skaper komprimering i sand med forskjellig porøsitet.

Forsøk 2: Modellforsøk av peling. Både vertikale og horisontale bevegelser måles i overflaten. I tillegg måles også vibrasjonene på pelen og i sanden.

Forsøk 3: Ramme en pel i pelelaboratoriet på NTNU. Her skal det i tillegg til måling av overflaten, også måles vertikale bevegelser ved forskjellige dybder og avstander fra pelen. Vibrasjonene vil også bli målt i forskjellige dybder.

Under blir hvert enkelt forsøk beskrevet mer detaljert.

2.2 Forsøk 1: Vibrasjoner som deformerer sand

2.2.1 Fremgangsmåte

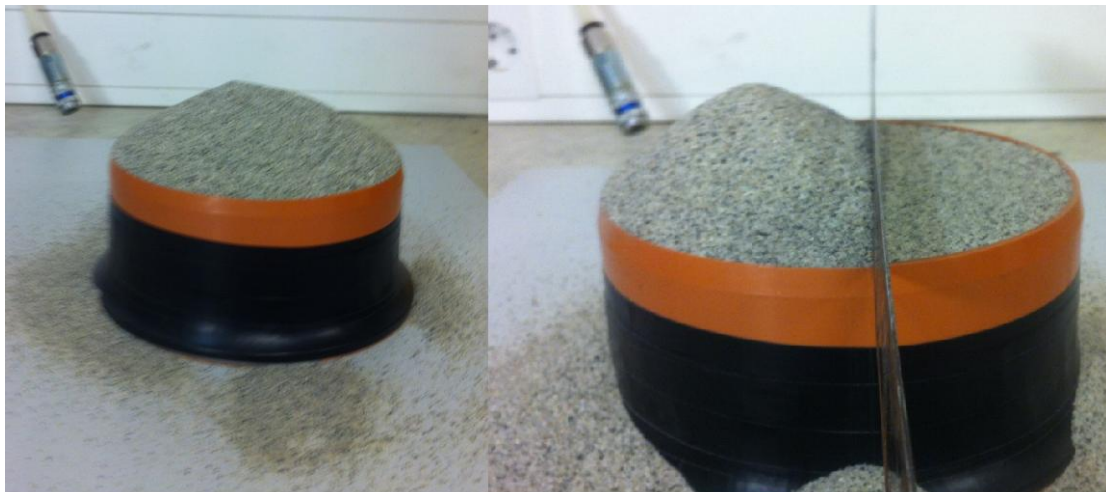
Hensikten med dette forsøket er å finne grenseverdier for vibrasjoner som skaper deformering av sand med forskjellig porøsitet. Forsøkene utføres i tre deler; sand som er tørr, mettet sand og sand med varierende vanninnhold. Hver forsøksdel inneholder mange forsøk på varierende porøsitet.

Utgangspunktet for forsøkene er forholdsvis enkelt. En tradisjonell 160 mm ters med indre diameter 152 mm og høyde 76 mm, fylles med sand.



Figur 24 Ters benyttet i forsøket

Beholderen fylles slik at sanden ligger med en helt jevn overflate og kant i kant med beholderen. På denne måten kan en lett se når sanden har blitt deformert. Den enkleste måten å fylle beholderen er å toppe den med sand, for så å skrape den overfløydige sanden av.





Figur 25 Letteste måte å fylle beholder på

For å kunne beregne porøsiteten til sanden i beholderen, ble all den overflødige sanden samlet opp slik at den nøyaktige mengden sand i beholderen er kjent. I utgangspunktet var det en kant i overgangen vegg-gulv på tersen, denne ble dekt til med teip slik at sanden lettest mulig sklir vekk og man sørger for å samle sammen all sanden som ikke er i beholderen.

I forsøkene ble det brukt tre forskjellige terser, da to av disse ble tilpasset for å utføre forsøkene som innebar vann. Modifiseringen var forholdsvis lik i begge tilfellene; en 4 mm plastslange ble festet i bunn av beholderne. For å sikre at vannet strømmer jevnt utover i sanden ble det stukket flere små hull langs slangen. I beholderen hvor de mettede forsøkene utføres ble slangen ført over kantet. Kanten er skåret til slik at overflaten på beholderen er helt jevn.

I forsøket med varierende vanninnhold ble slangen ført ut i bunn av beholderen. Sanden ble først fylt helt opp, deretter ble så mye av vannet som mulig tatt ut igjen ved hjelp av hevertprinsippet. Vannmengden i disse forsøkene varierte mellom 18-25 %, avhengig av porøsiteten til prøven.



Figur 26 De forskjellige tersene benyttet i forsøket

Vibrasjonene påføres sanden ved å slippe en plate ned på beholderen. Ved å variere høyden platen slippes fra, varieres den kinetiske energien som påføres systemet og videre vibrasjonene i sanden.

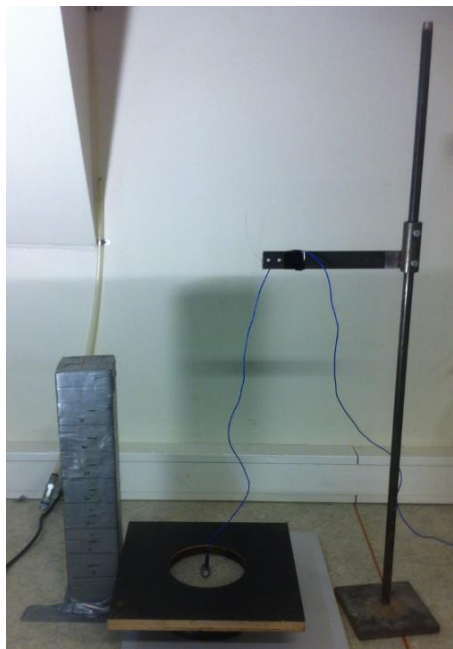
Platen som er benyttet i disse forsøkene er 32x32 cm og har en masse på 1173,4 gram. For å få plass til akselerometeret og å kunne se eventuelle komprimeringer er det skåret et sirkulært hull i midten av platen. Hullet har en diameter på 14 cm.

Vibrasjonene ble målt av et akselerometer som er plassert omtrent midt i beholderen. For å stabilisere akselerometeret ble en kort pinne festet til det. Pinnen ble stukket ned i sanden slik at akselerometeret lå i ro og hviler på toppen av sanden. Lengden på denne pinnen er ca. 40 mm.



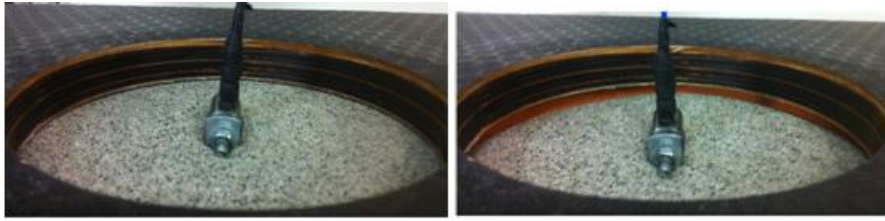
Figur 27 Akselerometer med pinne for å stabilisere det

Ledingen til akselerometeret ble hengt opp for å unngå eventuelle påvirkninger fra omgivelsene. Bildet under viser hvordan oppsettet for forsøket er. Den grå boksen til venstre for sanden ble satt opp for å måle høyden platen slippes fra, slik at man systematisk kan øke høyden og videre vibrasjonene i sanden.



Figur 28 Oppsett for forsøk 1

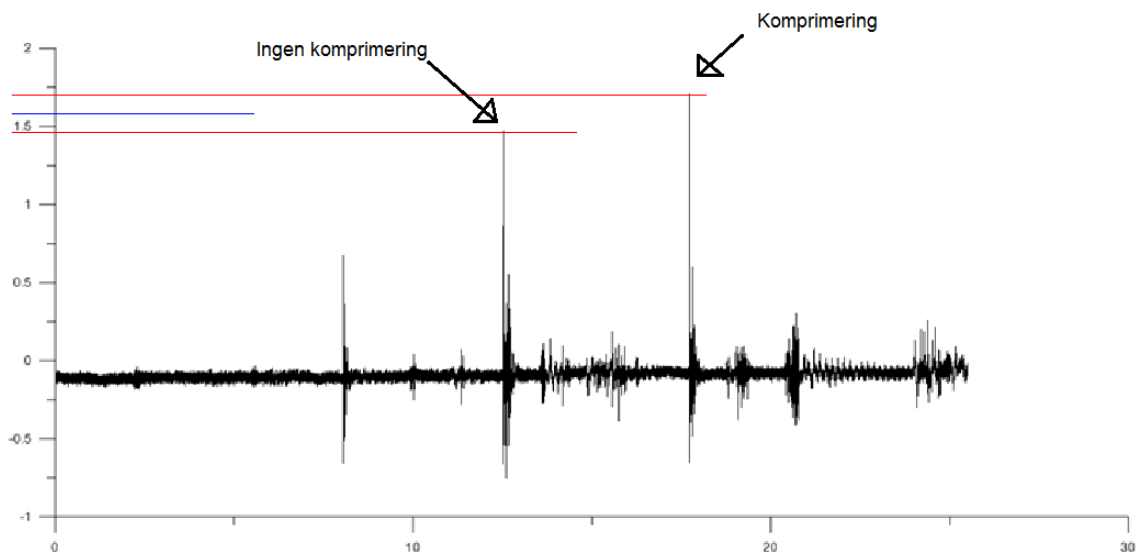
Platen slippes gradvis høyere, frem til man får en tydelig deformasjon av sanden i området hvor akselerometeret står. Den oransje fargen på beholderen og den rette platen gjør at eventuelle deformasjoner lett blir synlige.



Figur 29 Sand før og etter komprimering

For å registrere målingene fra akselerometeret er det laget et lite program i programmet LABview. Frekvensen på hvor ofte programmet skal registrere og lagre målingene kan justeres, for disse forsøkene ble dette satt til 10 000 målinger i sekundet. Akselerometeret måler naturlig nok akselerasjonen, det er mer hensiktsmessig å måle slike resultater med partikkelhastighet. Med god hjelp fra medstudent Martin Holst ble det skrevet et annet lite program som omregner alle målingene fra akselerasjon til partikkelhastighet. Dette programmet bruker trapesmetoden til å integrere verdiene fra akselerasjon til partikkelhastighet. Se vedlegg på CD for programmene.

Grenseverdien for partikkelhastighet ble funnet ved å finne midtpunktet mellom siste måling som ikke deformerte sanden og målingen som deformerte sanden. Desto tettere de to målingene er, desto mindre avvik blir det i resultatene. Forsøkene ble utført på mange forskjellige porøsiteter, slik at man kunne få en sammenheng mellom porøsitet og vibrasjon som skaper deformasjoner i helt tørr, delvis vannfylt og helt mettet prøve.



Figur 30 Måling fra et forsøk. Viser hvordan resultatene ble hentet ut

Resterende målinger fra disse forsøkene er vedlagt rapporten digitalt.

De tørre og helt mettede forsøkene ble utført i to serier, mens forsøkene hvor vanninnholdet varierte ble gjort en gang.

Ved andre gjennomføring av forsøkene ble høyden platen slippes fra noe mer systematisert. Disse forsøkene ble utført ved å slippe platen med en gradvis økning av høyde på 1,25 cm.



Figur 31 Nærbilde av boks som viser høyden platen slippes fra

Forsøkene fra den første serien ble også utført med en gradvis øking av høyden platen slippes fra, men første punkt platen ble sluppet fra ble i mye større grad tilpasset porøsiteten. Videre ble platen også i mye større grad styrt ned mot beholderen i første serie av forsøk. Forsøkene på prøvene med lavest porøsitet ble platen i de første forsøksseriene slått ned på beholderen slik at mest mulig av kraften ble overført til sanden.

Problemet med å slippe platen fullstendig, slik som i andre forsøksserie, er at platen da har en tendens til å sprette rundt på beholderen når den slippes fra litt høyde. Dette fører til at energien ikke like effektivt overføres slik som når platen styres eller slås ned på beholderen. Dersom dette forsøket skal gjentas, anbefales det derfor å ha en skinne eller lignende som styrer platen jevnt ned mot beholderen. Eventuelt kan platen slippes fra en relativt lav høyde hver gang og i stede variere vekten av platen for å endre energien.

I forsøkene fra andre forsøksserie ble det utført målinger av deformasjonene, slik at porøsiteten etter deformasjonen kan beregnes. Målingene ble utført i så nære akselerometeret som mulig, da det spesielt i de tørre forsøkene ble forskjell i deformasjonen ut mot kantene i forhold til på midten. Dette var oftere et ”problem” i de tørre forsøkene i forhold til forsøkene på mettede prøver.

Generelt ble det regnet som en deformasjon først når sanden rett rundt der akselerometeret var plassert fikk tydelige deformasjoner.

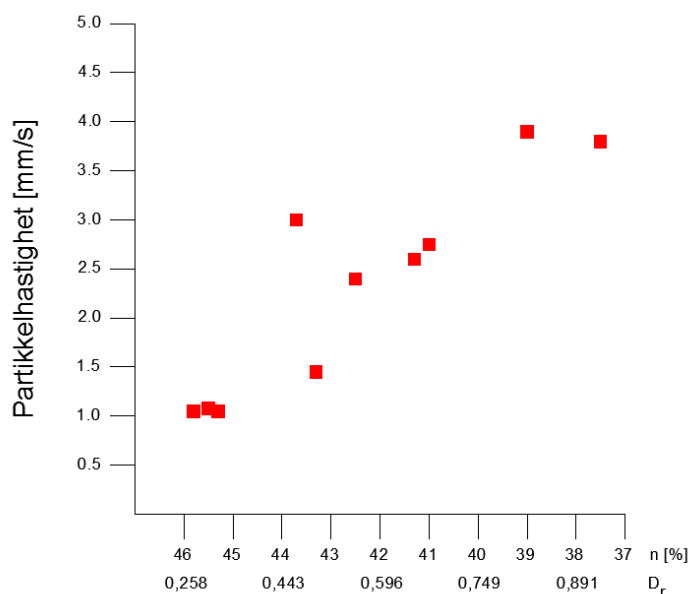
2.2.2 Resultater tørr sand

Forsøksserie 1

I tabellene under er resultatene fra forsøket presentert.

Porøsitet [%]	Dr [-]	v [mm/s]
45,8	0,276	1,05
45,5	0,302	1,08
45,3	0,320	1,05
43,7	0,458	3,0
43,3	0,491	1,45
42,5	0,556	2,4
41,3	0,651	2,6
41	0,674	2,75
39	0,821	3,9
37,5	0,926	3,8

I vedleggene er målingene fra akselerometeret fremstilt grafisk. Det presiseres at verdien som oppgis her er middelverdien mellom siste måling som ikke ga komprimering og målingen som ga deformasjon.



Figur 32 Resultater fra forsøk på tørr sand, serie 1

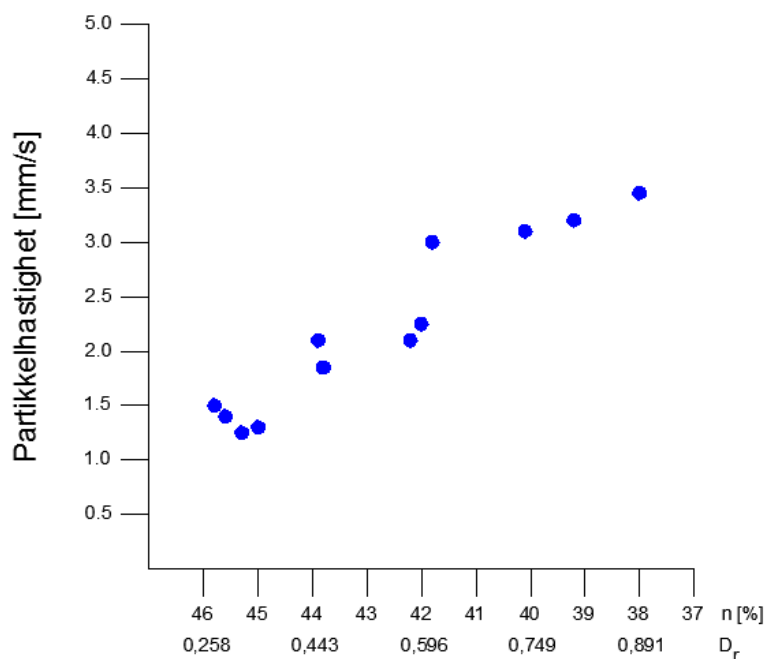
Det er et punkt som avviker en del fra resterende punkter i dette forsøket. Dette gjelder forsøket som ble utført på sand med porøsitet lik 43,7 % og viser en nødvendig svingehastighet på 3,0 mm/s for å skape deformasjon. Grunnen til at denne verdien er såpass høy antagelig at differansen mellom siste støt som ikke ga deformasjon og støtet som ga deformasjon varierte en del. Derfor blir dette punktet noe misvisende.

Forsøksserie 2

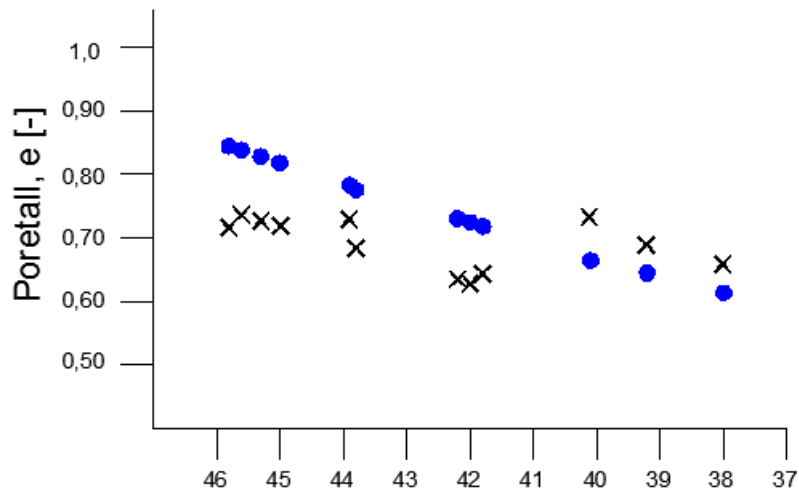
I tabellen under er resultatene fra andre forsøksserie presentert.

Porøsitet [%]	D_r [-]	v [mm/s]	Def. [mm]	Ny porøsitet [mm]
45,8	0,276	1,5	5	41,8
45,6	0,294	1,4	4	42,4
45,3	0,320	1,25	5	42,2
45,0	0,347	1,3	3	42,6
43,9	0,441	2,1	4	40,6
43,8	0,445	1,85	5	39,6
42,2	0,580	2,1	6	38,8
42,0	0,596	2,25	4	38,6
41,8	0,612	3	3	39,2
40,1	0,741	3,1	-3	42,5
39,2	0,807	3,2	-2	40,8
38,0	0,891	3,45	-2	39,7

Under viser plott med porøsitet og grenseverdien for partikkelhastighet. Videre er det et plott som viser de samme forsøkene med endring i porettall fra før komprimering og etter komprimering. I grafene er både porøsitet og relativ porøsitet vist.



Figur 33 Resultater fra forsøk på tørr sand, serie 2

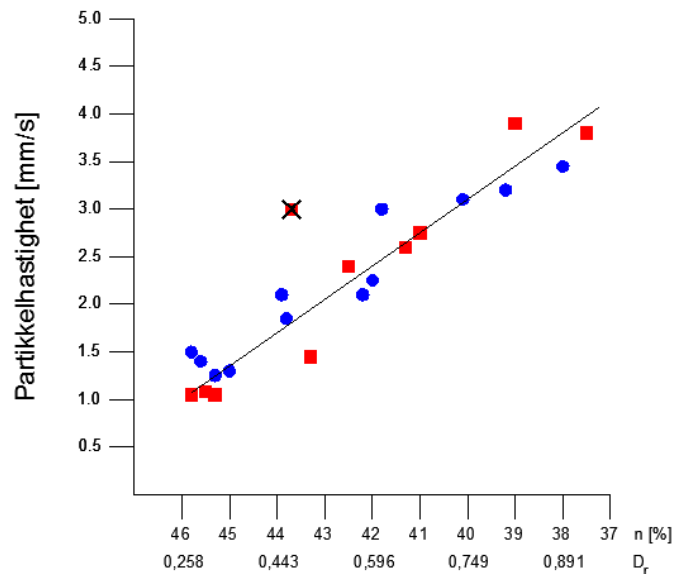


Figur 34 Endring i porettall fra forsøksreihe 2, tørre prøver

Skal man tro resultatene fra grafen over er det grunn til å tro at stasjonærtilstanden for denne sanden ligger ved ca. 0,67 (n = 40,1 %), en del lavere enn hva diagrammene i figur 18 indikerer.

Resultater fra tørre forsøk, felles

Under er resultatene fra de to forsøksseriene lagt inn i samme figur. De to forsøkene har en del avvik, men viser likevel en trend hva gjelder grenseverdier for vibrasjoner. Streken gjennom punktene representerer et forslag for grenseverdien for vibrasjon som gir deformasjon i denne sanden.



Figur 35 Resultater fra forsøk på tørr sand, felles

2.2.3 Kommentar til forsøket

I disse forsøkene ble det utført målinger av deformasjoner på helt tørr sand med varierende porøsitet som følge av vibrasjoner. Resultatene viser en tydelig trend, men de viser større avvik enn forsøkene som ble utført på for eksempel helt mettet sand.

Grunnen til dette er fraværet av vann og hvordan dette påvirker bølgeforplantningen i sanden. Den tørre sanden må påføres kraftige støt for at bølgen skal forplante seg den korte veien frem til akselerometeret, men at det krever lavere partikkelhastighet for komprimering enn senere forsøk viser.

Ved forsøkene på tørr sand var det tydelig differanser mellom deformasjonene langs kanten og inn mot midten av beholderen. Som tidligere beskrevet ble det først regnet som et resultat når sanden rundt akselerometeret ble deformert.

Siden det i dette tilfelle krevdes relativ store støt for å registrere noen partikkelhastighet av betydning inn mot midten, fører dette også til at det er vanskeligere å kontrollere differansen i vibrasjon mellom ikke deformasjon og deformasjon. Støtene blir etter hvert så kraftige uansett og derfor litt vanskelig å kontrollere dette slik som i forsøk som krever mindre støt for å få målbare vibrasjoner.

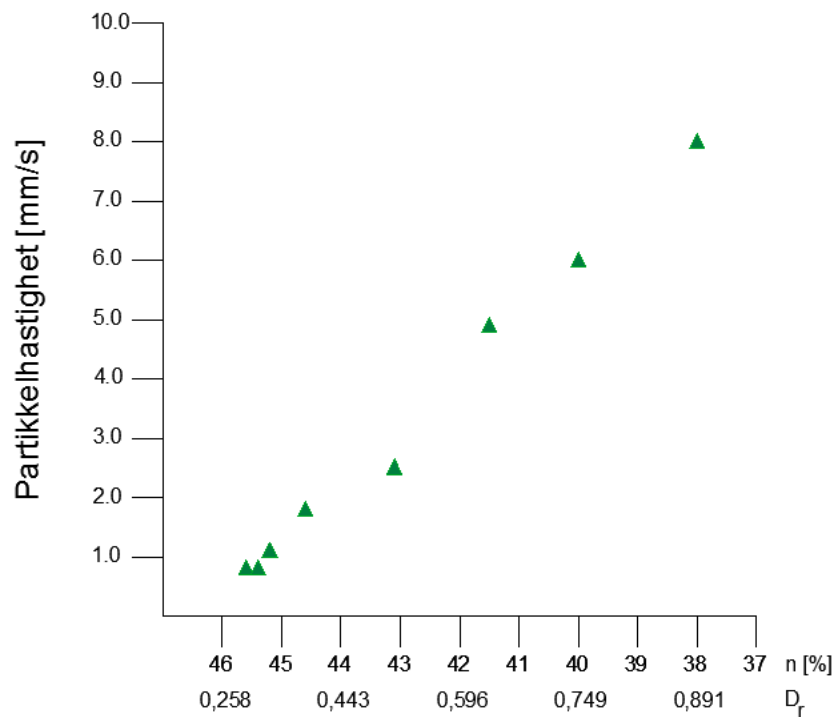
I forsøksserie to ble platen sluppet fra økende høyde. Desto høyere disse platene slippes fra, desto mer ukontrollert blir det og platen har en tendens til å sprette rundt på beholderen i stede for å overføre energien sin umiddelbart. En bedre løsning ville vært å slippe platen fra en lav høyde, men i stede øke vekten av den for å få økt potensiell energi.

2.2.4 Resultater fra forsøk på mettet sand

Forsøksserie 1

I tabellen under er resultatene fra første forsøksserie på mettede prøver presentert:

Porøsitet [%]	Dr [-]	V [mm/s]
45,6	0,294	0,8
45,4	0,311	0,8
45,2	0,329	1,1
44,6	0,382	1,8
43,1	0,508	2,5
41,5	0,636	4,9
40	0,749	6,0
38	0,891	8,0



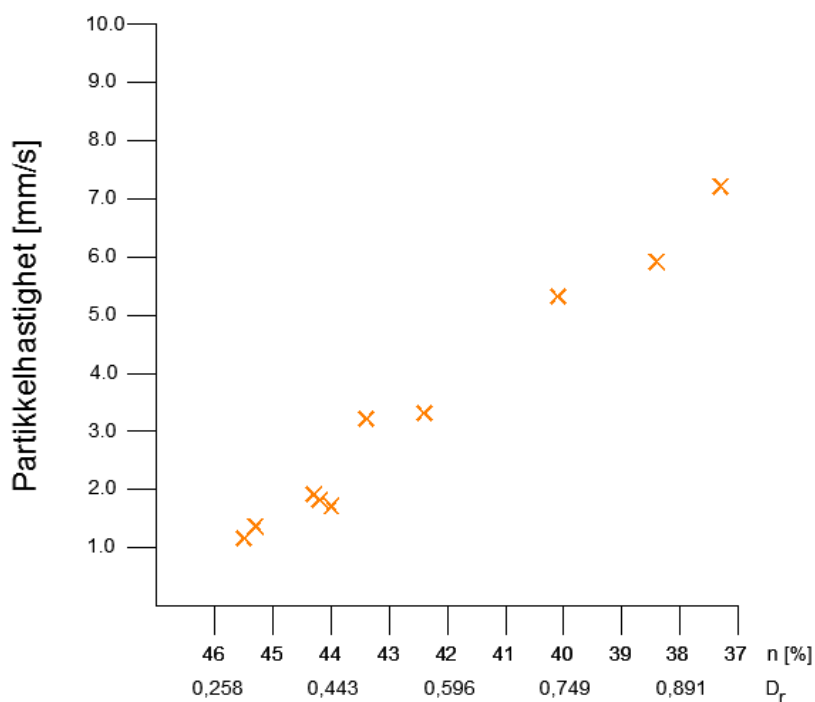
Figur 36 Resultater fra forsøk på mettet sand, serie 1

Forsøksserie 2

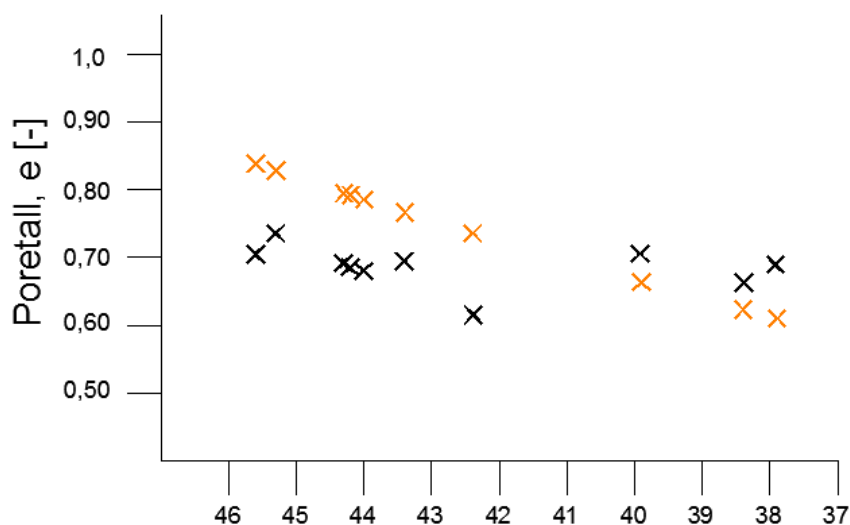
I tabellene under er resultatene fra forsøksserie to presentert. Dette forsøket ble utført ved å systematisk og slippe platen fra økende høyde med intervall på 1,25 cm. Platen som benyttes har en masse på 1173,4 g.

Porøsitet [%]	D_r [-]	v [mm/s]	Def. [mm]	Ny porøsitet [%]
45,6	0,294	1,15	5	41,4
45,3	0,320	1,35	5	42,4
44,3	0,408	1,9	4	40,9
44,2	0,416	1,8	4	40,7
44	0,433	1,5	4	40,5
43,4	0,483	3,2	3	41
42,4	0,564	3,1	4	38,3
39,9	0,756	5,3	-2	41,4
38,4	0,864	5,9	-2	39,9
37,9	0,898	7,2	-3	40,9

Under viser plott med porøsitet og grenseverdien for partikkelhastighet. I tillegg er det et plot som viser endringen i porøsitet som følge av de forskjellige vibrasjonene.



Figur 37 Resultater fra forsøk på mettet sand, serie 2

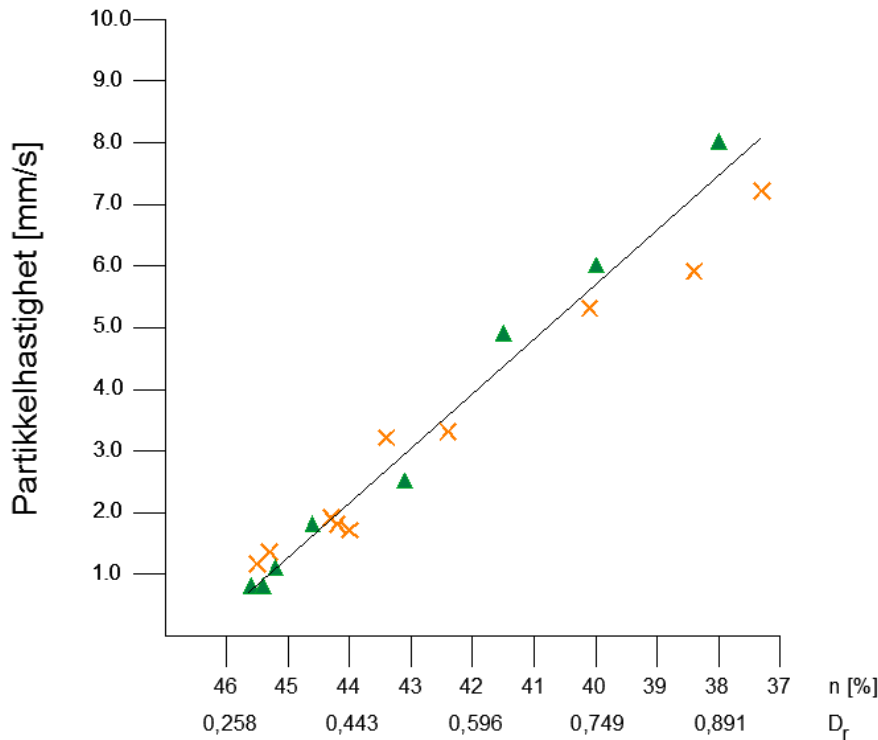


Figur 38 Endring i porøsitet fra serie 2, mettet prøve

Plottet over sammenfaller godt med det lignende plottet fra det tørre forsøket. Likevel er det et punkt hvor deformasjonene virker å være vel store; 42,4. At sanden i dette forsøket har en så stor endring er antagelig feil og skyldes nok en målefeil. Bare en mm feil gir relativt store utslag på endring i porøsitet.

Resultater fra mettede forsøk, felles

Under er resultatene fra de to forsøksseriene satt sammen. Streken gjennom punktene representerer et forslag for grenseverdien for vibrasjon som gir deformasjon i denne type sand.



Figur 39 Resultater fra forsøk på mettete sand, felles

2.2.5 Kommentar til forsøk utført på helt mettete sand

Sammenlignet med forsøkene utført på tørr sand, var disse forsøkene mye lettere å gjennomføre på en mer tilfredsstillende måte. På grunn av innholdet av vann forplanter bølgene seg svært fort og generelt får man et svært jevnt deformert overflate. Det krever også mindre støt for å få målt høyere vibrasjon der akselerometeret er plassert.

Som følge av dette varierer resultatene i mye mindre grad, sammenlignet med det tidligere forsøket. Dette skyldes helt sikkert at platen ikke trengte å bli sluppet så langt for å påføre sanden ved akselerometeret nok vibrasjoner til å skape deformasjoner.

Videre ble det i forsøkene med løsest lagring også presset opp en del vann til overflaten og i noen tilfeller sank akselerometeret litt ned i sanden. Det er altså grunn til å tro at dette skyldes mer eller mindre likvifaksjon.

Spørsmålet man må stille seg i forbindelse med denne likvifaksjonen er om det skyldes at vannet og poretrykket ikke i stor grad kan disipere ut av beholderen (bortsett fra gjennom slangen som gikk over kanten av beholderen) eller om likvifaksjonen rett og slett skyldes vibrasjonene i seg selv og ville oppstått i denne type sand med de vibrasjonsnivåene som er oppgitt.

Hvordan dette faktum eventuelt ville påvirket resultatene vites ikke, men det kan godt hende de ville plassert seg noe nærmere de helt tørre prøvene. Dette er noe man absolutt burde vurdere dersom man skal gjennomføre/forbedre dette forsøket videre.

2.2.6 Resultater fra forsøk med varierende vanninnhold

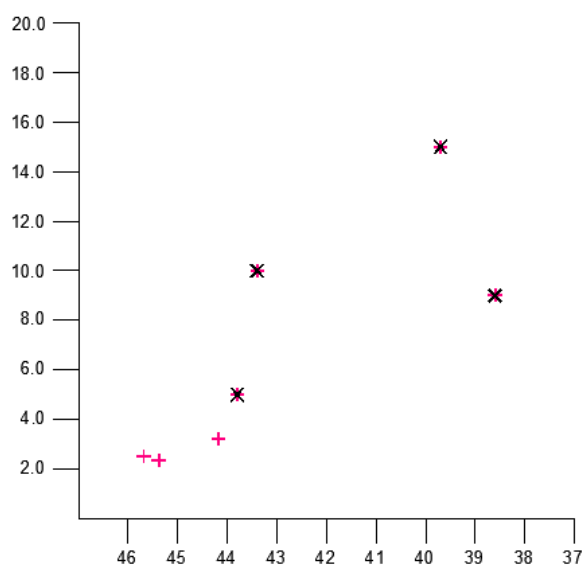
Dette forsøket ble kun utført en gang. Vannet ble først fylt slik at sanden var fullstendig mettet. Deretter ble så mye som mulig av vannet tatt ut igjen ved hjelp av hevertmetoden. Vanninnholdet i prøvene lå mellom 25 og 18 %. I utgangspunktet ville det vært mer hensiktsmessig å snakke om metningsgrad, men siden sanden i utgangspunktet var helt tørr lar det seg ikke gjøre å gi et riktig estimat på metningsgraden. Dette skyldes at det er usikkert hvor mye av vannet som suges opp av kornene og hvor mye som blir værende i porene.

Det spesielle med disse forsøkene var at ved en porøsitet på ca. 44 lot sanden seg ikke lengre komprimere. Selv om det ble påført kraftige slag på beholderen skjedde ingenting.

Porøsitet [%]	w [%]	D_r	v [mm/s]
45,7	25	0,285	2,5
45,4	23	0,311	2,3
44,2	23,3	0,416	2,8
43,8	19,5	0,450	5
43,5	18,5	0,475	10
39,7	19,1	0,771	15
38,6	19,6	0,850	8

Porøsiteter hvor partikkelhastigheten er markert med uthevet skrift er de forsøkene hvor det ikke ble registrert noen komprimering. Disse verdiene er dermed de høyest registrerte verdiene av akselerometeret. Flere av disse forsøkene ble påført betydelig høyere partikkelhastighet enn det som oppgis her uten at det ble noen komprimering, dette ble gjort etter at akselerometeret var skrudd av.

I figuren under er alle punktene plottet inn. Legg merke til at punktene med sort kryss er forsøkene hvor det ikke ble registrert noen komprimering. Partikkelhastighetene her er da de høyest registrerte verdiene i hvert enkelt forsøk.



Figur 40 Resultater fra forsøk med varierende vanninnhold

2.2.7 Kommentar til forsøk utført på delvis mettet sand

Punktene som er markert for porøsiteter som ikke ga komprimering kan være noe misvisende, da disse ble påført større slag etter at akselerometeret var skrudd av. Dette fordi man på tidspunktet forsøket ble gjennomført ikke skjønnte helt hva som foregikk. I noen tilfeller ble platen svært hardt slått ned på beholderen uten at noe skjedde.

Årsaken til denne plutselige økningen i motstanden mot komprimeringer skyldes antagelig tilsynelatende kohesjon. Denne tilsynelatende kohesjonen skyldes overflatespenningene som oppstår i vannet. Likevel er det overraskende at denne hadde så stor innvirkning mot deformasjoner som følge av vibrasjoner.

En annet aspekt som kan ha ført til at motstanden økte, var det faktum at vannet først ble fylt slik at hele prøven var mett, deretter ble mye av vannet tatt ut igjen. Dette kan ha ført til en reorganisering av kornene. Dersom en slik reorganisert hadde skjedd ville dette antagelig vist seg som deformasjoner i sanden, noe som ikke ble observert når forsøkene ble gjennomført.

Selvfølgelig kan sand med denne tilsynelatende kohesjonen også kunne komprimeres dersom vibrasjonene blir store nok. Spørsmålet er om disse vibrasjonene i slike tilfeller må være mye større enn vibrasjonene som oppstår fra ramming av peler.

2.3 Diskusjon av metode og resultat fra forsøk 1

Resultatene fra dette forsøket viser at motstanden mot komprimering som følge av vibrasjoner er sterkt avhengig av vanninnhold og porøsitet i sanden, ikke nødvendigvis en overraskelse. De tørre prøvene lot seg komprimere ved et lavere vibrasjonsnivå enn de fullstendig mettede prøvene. Prøvene med variabelt vanninnhold lot seg ikke komprimere overhodet ved porøsiteter mellom ca. 43,5 og til n_{\min} .

Fra forsøkene som ble gjort på helt tørr sand viser resultatene noe mer spredning enn i de andre forsøkene. Dette kan forklares ved at gjennomføringen av forsøkene på tørr sand som regel er mye vanskeligere enn de mettede forsøkene med samme porøsitet. På grunn av bølgers dårlige forplantningsevne i tørr sand, må platen ofte slippes relativt høyt for at man skal få komprimering i midten av beholderen med sand hvor akselerometeret står. Det er altså vanskeligere å ha en kontrollert og fornuftig økning i vibrasjon ved akselerometeret. Når sanden komprimeres ved partikkelhastigheter som er lave, men systemet må påføres høy energi for at det skal kunne måles noen vibrasjoner i midten av sanden, gjør dette at man kan få større variasjoner her enn i de andre forsøkene. Resultat av dette kan differansen mellom den siste målte verdien uten komprimering og verdien som fikk komprimering være relativt stor, slik at det kan gi et feil bilde av den presenterte verdien.

I prøvene med mett sand forplanter vibrasjonene lettere noe som gjør at disse forsøkene er enklere å gjennomføre på en tilfredsstillende måte. Sanden komprimeres mye jevnere, noe som gjør at det er svært lett å se når man har fått en komprimering i sanden. I tillegg er det lettere å kontrollere økningen i vibrasjoner, da det er noe mer lineær sammenheng mellom økning av høyden platen slippes fra og vibrasjonene som senere leses av fra akselerometeret. Som et resultat av dette blir det mindre variasjon i verdiene og man ser en helt klar trend hva gjelder grenseverdi for vibrasjoner og porøsitet i sand.

Gjennomføringen av forsøkene med variabelt vanninnhold kan sammenlignes med de helt mettede forsøkene. Det spesielle i disse tilfellene var at sanden raskt gikk fra å være komprimerbar til og ikke la seg komprimere, i alle fall innenfor rimelighetenes grenser. Sanden i disse forsøkene kan sammenlignes med sand som ligger nære overflaten, med grunnvannstaden under seg. Dette forsøket indikerer at egenskapene til denne sanden er svært heldig hva gjelder komprimeringseffekter et stykke unna der pelen rammes. Selv om det kan bli relativt høye nivåer på vibrasjonene sikrer sanden at det ikke blir noen komprimeringer.

Måten forsøkene har blitt gjennomført på har vist seg å være tilfredsstillende og ga brukbare resultater. Likevel har det et visst forbedringspotensial. Forsøkene ble utført i to serier; forskjellen var hovedsakelig måten platen ble sluppet på. I første serie ble platen i en mye høyere grad trykt ned på beholderen. Fordelen med denne løsningen er at støtet fra platen er noe mer kontant enn forsøkene som ble utført ved å slippe platen fra varierende høyder. Fordelen ved å slippe den fra en gitt høyde er at man har vet hvor stor energi som overføres til systemet. Problemet med denne løsningen er at platen har en tendens til å sprette litt rundt og dermed bruke lengre tid på å overføre kreftene. I slike tilfeller blir vibrasjonene i sanden mindre, selv om platen slippes høyere enn tidligere. Et forslag til en forbedring av forsøket er at man istedenfor å slippe platen stadig høyere, heller varierer massen til platen og slipper den fra samme lave høyde. Antagelig vil da støtet bli noe mer kontant og energien overføres raskere.

Plottet med endringen i poretall for hvert forsøk indikerer at det kritiske poretallet ligger ved ca. 0,67 for disse forsøkene. Dette tilsvarer en porøsitet på ca. 40,1 noe som er et stykke unna verdiene som er oppgitt i figur 19. For det første er ikke verdiene for forsøk med svært lav spenning tatt med i de aktuelle diagrammene, videre er egenskapene til sanden som er benyttet litt uklare. Når diagrammet impliserer at stasjonærtilstanden ved en spenning på 100 KPa er høyere enn minste poretall for sanden, betyr dette at disse ikke stemmer overens med den aktuelle sanden brukt i dette forsøket.

Disse forsøkene utført på sand hvor effektivspenningene er svært lave. Man kan spørre seg hvordan motstanden mot komprimering endrer seg hvis effektivspenningene øker. Resultatene fra forsøket som er presentert i kapittel 1.7.5 indikerer at tøyningene ved brudd ikke økte veldig markant selv om celletrykket økte vesentlig. Dette betyr at det naturligvis vil være en liten variasjon, men at denne ikke er betydelig i forhold til stor økning i effektivspenningene.

Grunnen til at det ofte er massene nære overflaten som komprimeres vil altså heller skyldes at den relative densiteten vil øke med økende dybde. Dette er nærmere beskrevet senere i rapporten.

2.4 Forsøk 2: Modellforsøk av peling

2.4.1 Gjennomføring

Hensikten med dette forsøket er å se på effekter i overflaten når en pel rammes i sand. Både horisontale og vertikale bevegelser blir vurdert. I tillegg måles vibrasjoner ved hjelp av akselerometre både på pelen og i overflaten på sanden.

Sand fylles i en beholder med indre diameter 400 mm og høyde 600 mm. Langs siden av beholderen føres en 10 mm slange. En vinkel på slangen akkurat i overgangen mellom vegg og gulv i beholderen, sørger for at slanges ende ligger midt i beholderen. For at vannet skal strømme lettest og jevnest ut i sanden legges et ca. 15 mm tykt lag av singel i bunn, som dekkes til med fiberduk.



Figur 41 Beholder som er benyttet i forsøket

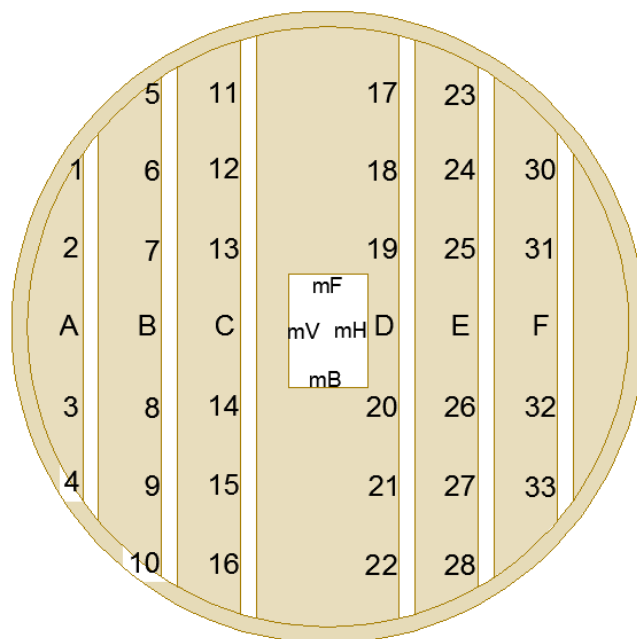
Avhengig av den ønskede porøsiteten til sanden, fylles beholderen opp med forskjellige teknikker. Beholderen fylles slik at det er ca. 50 mm avstand mellom overflaten av sanden og kanten på beholderen.

Det utføres 6 forsøk, tre forsøk på mett sand og tre forsøk på tørr sand.

I forsøkene varieres porøsiteten fra løsest mulig lagring (ca. 45), via en porøsitet midt mellom n_{\min} og n_{\max} (ca. 41) og til slutt en fastest mulig lagring (ca. 36,5). Dette gjelder både i de tørre og mettede forsøkene.

Måling av vertikale bevegelser i sanden

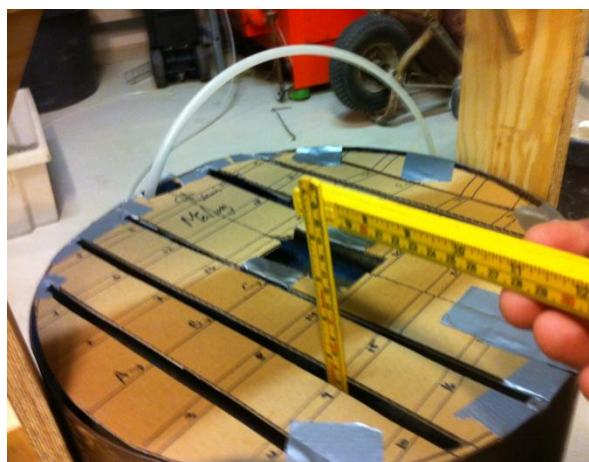
En papplate utskjert etter mønsteret som vist i figuren under, brukes til å måle overflaten med. Platen plasseres på kanten av beholderen og det utføres målinger både før og etter rammingen av pelen ved hvert enkelt målepunkt.



Figur 42 Tegning av skive som benyttes i forsøkene

Åpningene har en bredde på 10 mm og distansen mellom dem er 50 mm, mellom punkt C og D er distansen 90 mm. I midten er det en større åpning slik at man kan gjøre målinger mens pelen står i sanden. Dette hullet måler 50 mm x 70 mm.

Målingen av overflaten foregår ved å forsiktig stikke en tommestokk ned ved hvert enkelt målepunkt. På denne måten får man 43 målinger av overflaten fra før og etter rammingen, noe som burde være tilstrekkelig for å se vertikale endringer i overflaten.



Figur 43 Bilde fra måling av overflate

Målingene som gjøres før rammingen brukes til å beregne en så nøyaktig porøsitet som mulig; gjennomsnittet av alle disse målingene tas og benyttes i utregningen av porøsiteten. I tillegg brukes de til å måle de vertikale bevegelsene i sanden.

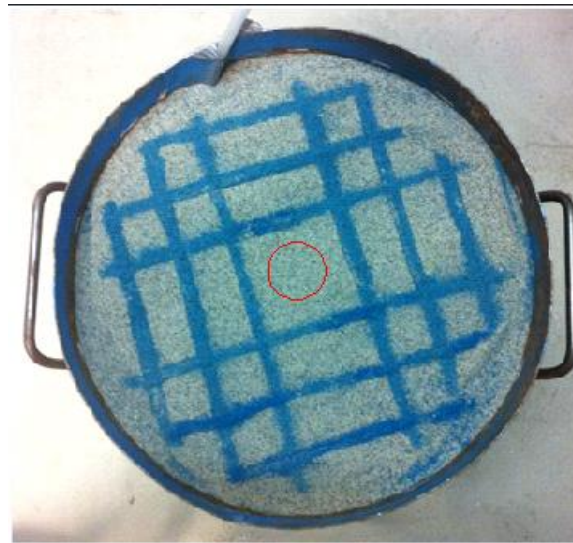
Måling av horisontale bevegelser i sanden

For å måle de horisontale bevegelsene i overflaten lages et rutenett med sand som er blitt farget/malt. Utgangspunktet for rutenettet er en papplade tilsvarende den som brukes i de

vertikale målingene. Forskjellen er at denne platen klippes noe til, slik at den kan legges på toppen av sanden.

Farget sand drysses ned i alle åpninger, bortsett fra området i midten, hvor pelen senere rammes. I de tørre forsøkene er det tørr sand som er blitt farget, mens i forsøkene med mett sand er sanden fuktet før den farges. Dette skyldes at en vil unngå at den fargede sanden klumper seg og flyter opp på vannet som i noen tilfeller kommer til overflaten i de mettede forsøkene.

Når alle åpninger er fylt med sand, roteres platen 90 grader og de nye hullene fylles med sand. På denne måten vil man nå ha et rutenett i overflaten som vist i bilde under. Den røde sirkelen er tegnet på i etterkant og markerer størrelsen og plassering av pel.



Figur 44 Rutenett i overflaten av sanden

Når pelen rammes filmes overflaten med et høyhastighetskamera (300 bilder/sek). På grunn av det svært høye antallet bilder/sek, fanger dette kameraet opp detaljer som ikke nødvendigvis et menneskelig øye klarer å fatte. I tillegg til å se hvordan rutenettet eventuelt flytter på seg mens pelen rammes, håper man også at det kanskje er noen andre effekter som blir synlige på filmene. For eksempel bølgebevegelser i sanden etc.

En visuell vurdering av eventuelle horisontale bevegelser blir naturligvis utført rett etter at pelen er rammet.

Pelen

I forsøket benyttes en ca. 750 mm lang pel med diameter 35 mm. Pelen er delvis uthulet slik at styrepinnen som er festet til loddet har plass og sikrer at det treffer pelen riktig hver gang. Pelen har en masse på 4,35 kg og loddet har en masse på 4,0 kg (4,5 kg inkludert styrepinne). Styrepinnen til loddet er 600 mm lang, men for å unngå problemer ble loddet sluppet fra en høyde på 400 mm. Dette sikres ved å ha en 400 mm lang snor mellom pel og lodd. I alle forsøkene markeres avstanden til tuppen for flere punkter med intervall 5 og 10 cm med kritt. Dette for å ha referanser på den tidligere omtalte filmingen av forsøkene.

En ramme er festet til beholderen. Rammen har et hull midt i, slik at pelen er stabil mens rammingen foregår. Høyden på denne rammen er omtrent 30 mm fra hullet og ned til overflaten. Dette gjør at pelen ikke vil penetrere mer enn 40 mm ned i sanden.



Figur 45 Pel og oppsett for forsøk

I disse forsøkene brukes det to akselerometere. Et som plasseres i sanden og et som festes til pelen. Akselerometeret festet pelen skrues fast i en skive som er sveiset på selve pelen. Akselerometeret som er plassert i sanden er skrudd fast til en plate av aluminium og skyves ned i sanden. Midt mellom punkt 15 og 21 jamfør figur 42.



Figur 46 Akselerometerets plassering i overflaten

Til akselerometeret er det festet en sirkulær skive med en diameter på 90 mm for økt stabilitet. Skiven stikkes ned i sanden, slik at akselerometeret hviler på toppen av sanden. For å unngå at datamengden ble uhåndterlig stor, ble det gjort justeringer slik at akselerometrene måler med en frekvens på 5000 målinger i sekundet i stede for 10 000 som i tidligere forsøk.

Dessverre viste dette seg å være en stor tabbe da det viste seg at dette ikke var tilstrekkelig for å få med seg vibrasjonene. Dette ble selvfølgelig ikke oppdaget før alle forsøkene var gjennomført. Derfor er disse målingene fraværende i denne rapporten.

2.4.2 Resultater

Under er resultater fra de 6 forsøkene presentert.

De vertikale bevegelsene er presentert i henholdsvis to figurer fra hvert forsøk. Det ene viser målinger gjort på akselen mellom målepunkt A og F. I disse figurene markerer de røde strekene målinger som er gjort før ramming og de blå strekene er målinger som er gjort etter rammingen. Den vertikale akselen markerer avstand fra kanten på beholderen.

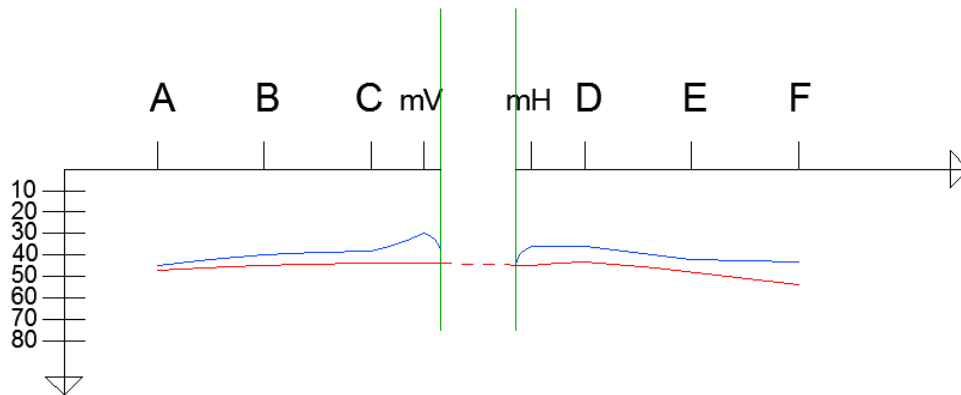
Det andre plottet viser et kotekart hvor differansen mellom måling gjort før og etter rammingen er vist for alle de tidligere nevnte målepunktene. Det skraverte området rundt kotekartet markerer kanten av måleskiven, hvor det ikke ble gjort målinger. Merk at grenseverdiene vil variere for hvert forsøk og alle målinger er i millimeter.

De horisontale bevegelsene i sanden tar utgangspunkt i bevegelser i rutemønsteret som ble laget i overflaten. Det ble utført en visuell vurdering etter at pelen var blitt rammet. I tillegg brukes bilder fra høyhastighetskamera til eventuell dokumentasjon.

Etter at alle forsøkene er presentert er det en felles diskusjon for dette forsøket.

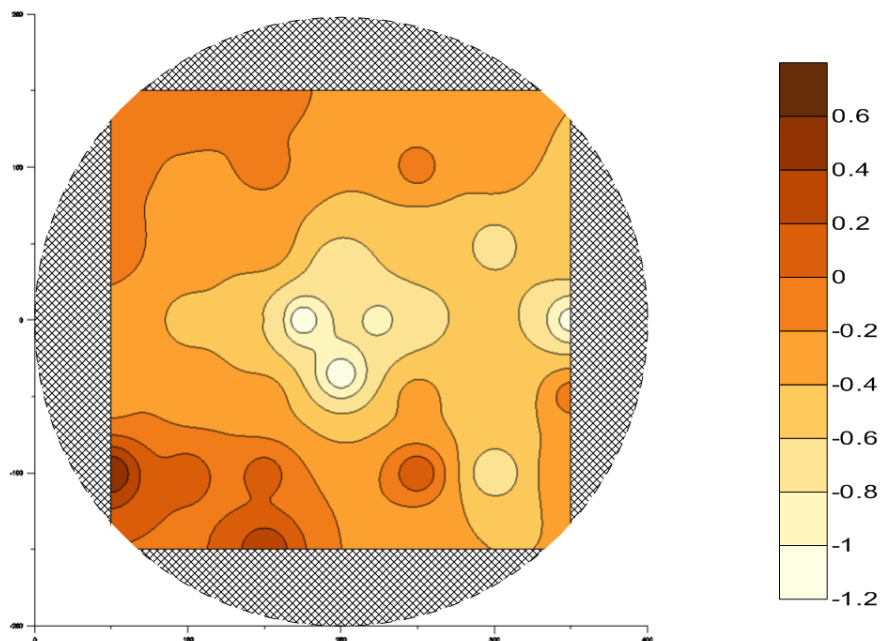
Porøsitet 36,5, 100 % mettete prøve

Rammingen ble avsluttet når pelen hadde penetrert ca. 300 mm, da gikk den ikke lenger.



Figur 47 Snitt A-F, mettete prøve n = 36,5

Merk igjen at den blå streken markerer målinger som er gjort etter rammingen. Det vil si at sanden i dette tilfellet har dilatert.

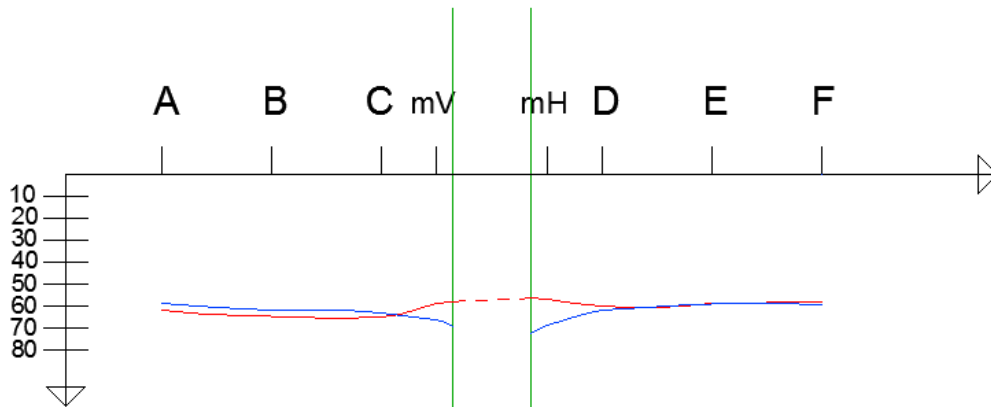


Figur 48 Overflate i kotekart, mettete prøve n = 36,5

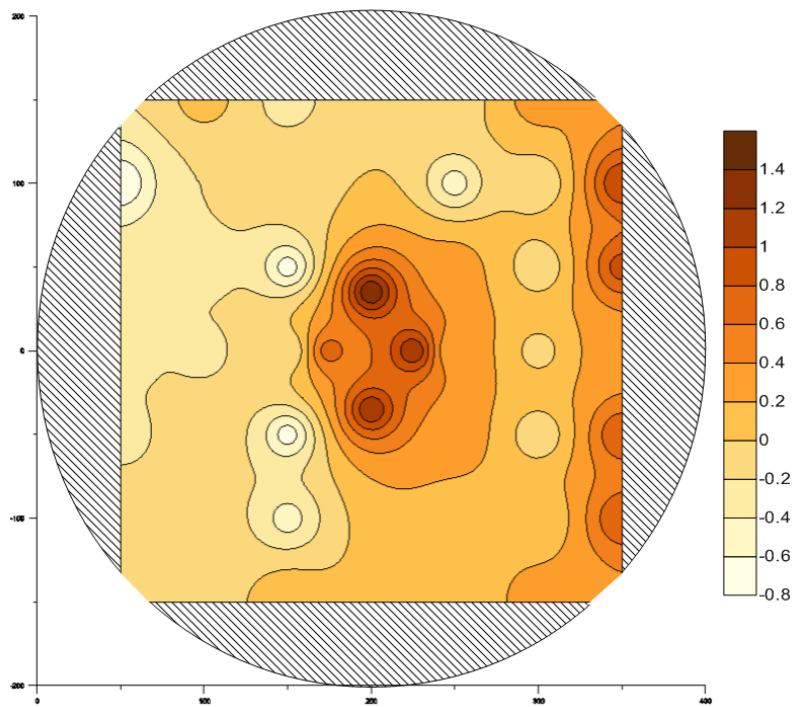
I den visuelle kontrollen etter ramming og i filmen fra høyhastighetskamera (vedlagt på CD), er det ingen synlig horisontal endring i rutemønsteret.

Porøsitet 36, tørr prøve

Rammingen ble også i dette forsøket avsluttet etter at pelen hadde penetrert 300 mm. Da lot den seg ikke lenger penetrere.



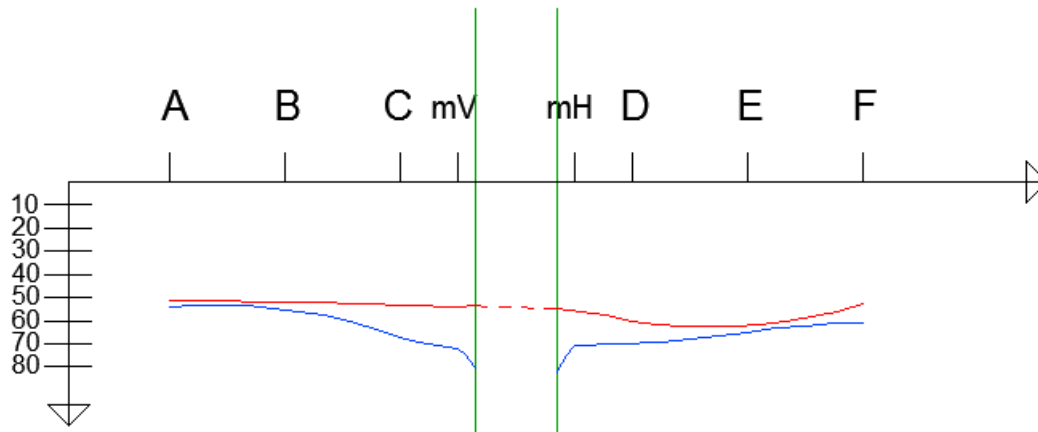
Figur 49 Snitt A-F, tørr prøve n = 36,5



Figur 50 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 36,5

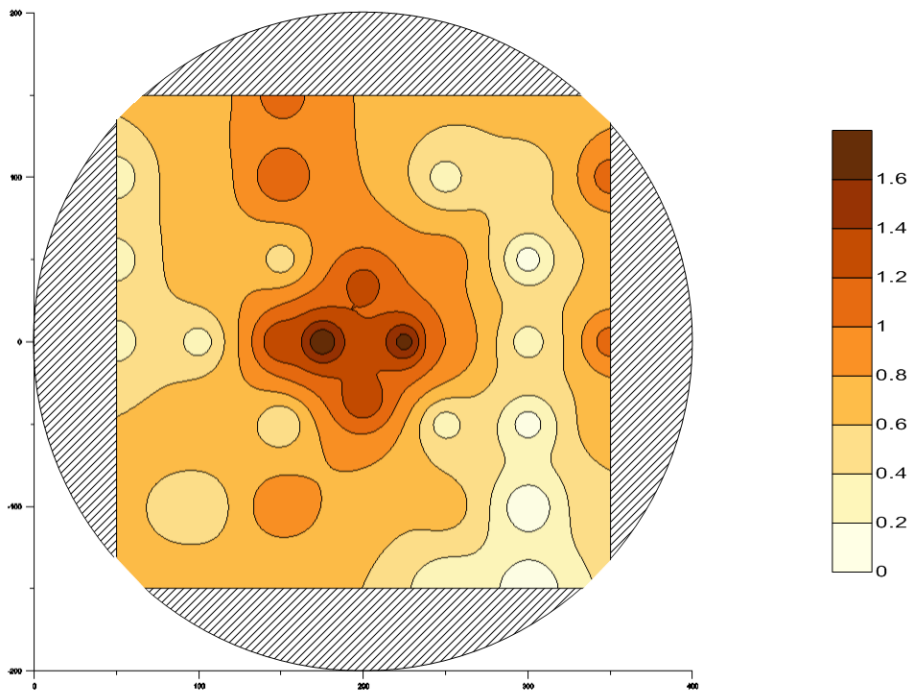
Heller ikke i dette forsøket ble det ikke registrert noen synlige horisontale bevegelser av rutemønsteret.

Porøsitet 41, mettete prøve



Figur 51 Snitt A-F, mettete prøve n = 41

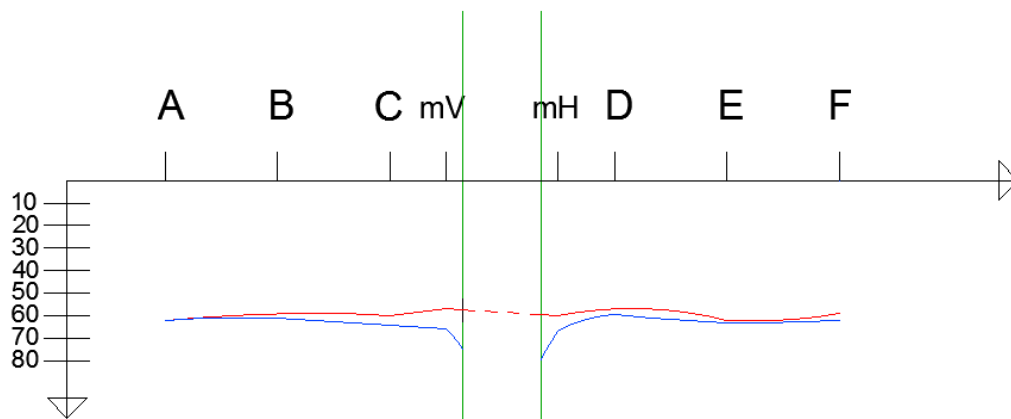
I dette forsøket kom det noe vann til overflaten i løpet av rammingen av pelen. Vannet ble samlet opp og mengden ble målt til omtrent 700 mL.



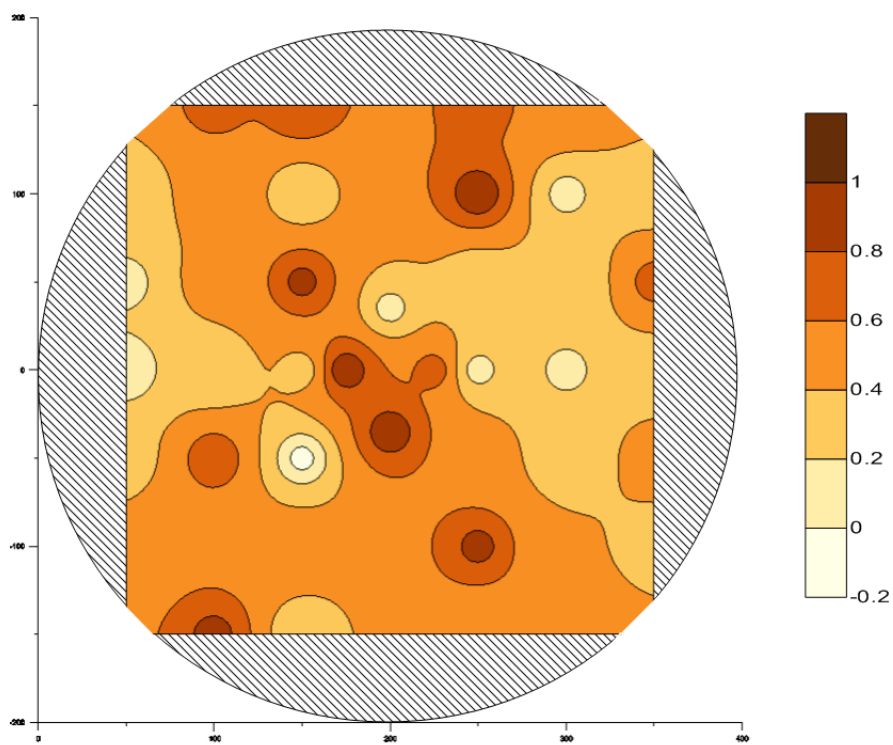
Figur 52 Overflate i kotekart, mettete prøve n = 41

Heller ikke i dette forsøket ble det registrert noen horisontal endring av rutemønsteret.

Porøsitet 40,9, tørr prøve



Figur 53 Snitt A-F, tørr prøve n = 40,9



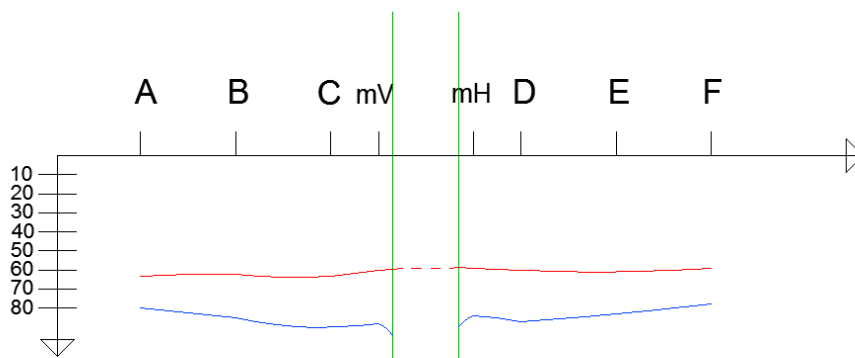
Figur 54 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 40,9

Det ble heller ikke i dette forsøket registrert noen horisontal endring av rutemønsteret.

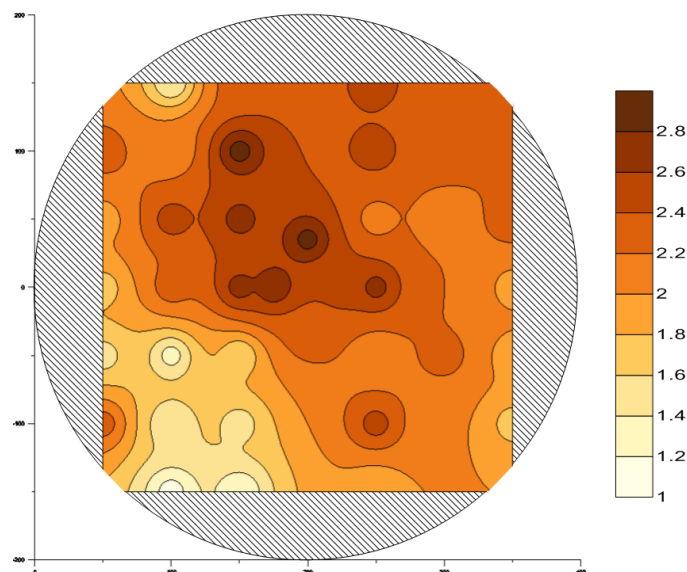
Porøsitet 45, mettet prøve

Pelen sank et godt stykke nedover i sanden av egen hjelp, deretter var det bare nødvendig med et støt med loddet og pelen sank tilsynelatende uten motstand hele veien ned. Støtet som oppstår når toppen av pelen treffer stativet sitt blir overført til sanden og store bevegelser oppstår umiddelbart i sanden. Dette førte til store setninger i hele overflaten som oppstod omtrent umiddelbart. Store mengder vann kom til overflaten som bobler (målt til 2,9 l) og akselerometeret sank ned i sanden. Det er derfor grunn til å tro at i dette forsøket ble havnet sanden i en tilstand av likvifaksjon grunnet støtet som ble overført fra pelens stativ til sanden.

Av filmen fra høyhastighetskameraet er det tydelig at det skjer lite med sanden før dette støtet. Antagelig ville det blitt forholdsvis små setninger i et slikt forsøk som følge av pelingen alene. Det påføres svært få støt, slik at det i realiteten er en statisk lastpåføring i sanden. Dette fører som beskrevet i teorien at det ikke oppstår vibrasjoner og dermed vil det antagelig kun bli bevegelse i sanden rett rundt pelen hvor sanden skyves til siden og komprimeres som følge av massefortrening fra pelen.



Figur 55 Snitt A-F, mettete prøve n =45

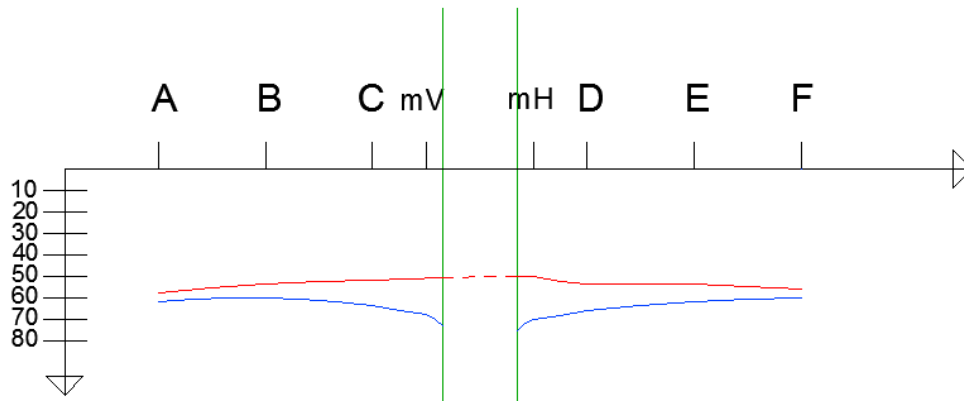


Figur 56 Overflate i kotekart mettete prøve n = 45

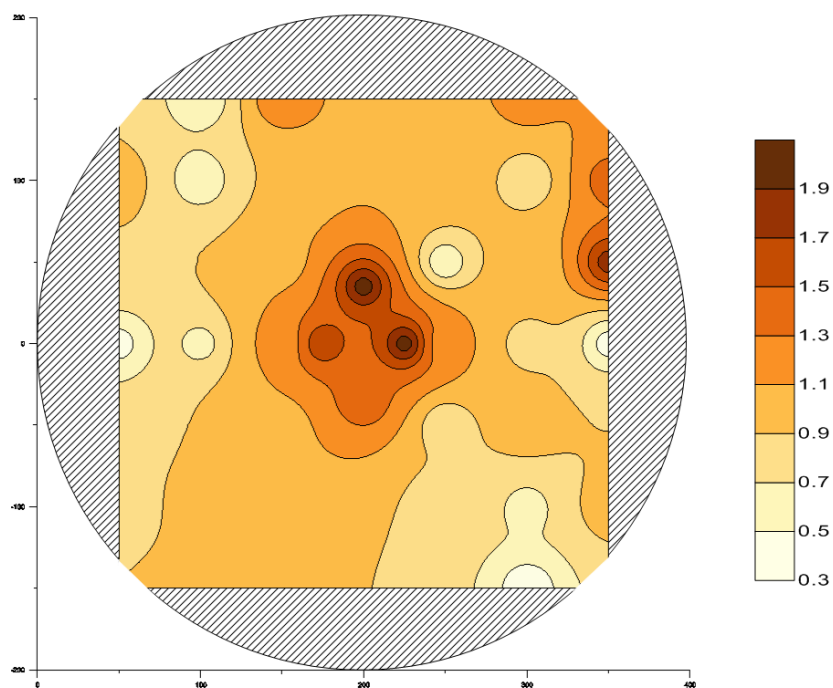
Heller ikke i dette forsøket ble det registrert noen horisontal bevegelse i rutemønsteret.

Porøsitet 45, tørr prøve

I dette forsøket gikk rammingen bedre og det krevdes flere støt for at pelen skulle penetrere sanden fullstendig.



Figur 57 Snitt A-F, tørr prøve, n = 45



Figur 58 Overflate i kotekart, tørr prøve n = 45

Heller ikke i dette forsøket ble det funnet noen nevneverdige horisontale bevegelser verken i den visuelle kontrollen etter rammingen eller på filmen fra høyhastighetskamera.

2.5 Diskusjon av forsøk 2

Dette forsøket viser at det er sammenheng mellom porøsitet, deformasjoner og motstand mot penetrasjon av pelen. I forsøkene med svært lav porøsitet er motstanden mot deformasjoner forholdsvis store og deformasjonene blir små. Dette til tross for at vibrasjonene antagelig er større og flere på grunn av motstanden mot penetrasjon.

I forsøkene hvor sanden var middels fast lagret var deformasjonene større, selv om motstanden var mindre. Dette skyldes at sand med slike porøsiteter da har en mindre motstand mot å deformeres.

Videre ble det i forsøkene med det mettede og løsest lagrede forsøket ikke registrert noen særlige bevegelser, før pelen traff stativet og påførte sanden store deformasjoner. I det tørre forsøket ble det målt større deformasjoner. Dette er motsatt av de andre forsøkene hvor det gjennomgående ble målt større deformasjoner i de mettede forsøkene.

Det er grunn til å tro at dette generelt skyldes to årsaker: Først og fremst vil effektivspenningene i de tørre forsøkene være omtrentlig dobbelt så store som i de våte forsøkene på grunn av fraværet av vann. Dette påvirker motstanden mot penetrasjon og derfor vil de totale vibrasjonene i sanden bli større i de tørre forsøkene enn i de mettede. Resultatene fra forsøk 1 viste at i tørr sand var deformasjonene veldig lokale og forplantningsevnen her var mye dårligere. Dette betyr at selv om de tørre forsøkene utsettes for større vibrasjoner, vil deformasjonene her være mye mer lokale og stort sett være avgrenset til området rett rundt pelen.

Ved en eller annen porøsitet vil motstanden mot penetrasjon og motstanden mot deformasjoner som følge av vibrasjoner krysses og gi de største deformasjonene i overflaten. Logikken og resultatene fra disse forsøkene indikerer at dette vil være ved en middels porøsitet. Antagelig i området hvor den relative porøsiteten klassifiseres som middels.

Når det gjelder de horisontale bevegelsene i sanden var det ikke noen synlige tegn til forskyvning av rutemønsteret som var lagt på overflaten. Det er derfor grunn til å tro at slike bevegelser forekommer svært lokalt rundt pelen, innenfor det innerste kvadratet. For det er opplagt at noe må skje med tanke på at man trykker ned en pel og fortrenger noe av sanden rundt. I forsøket på mett sand med porøsitet på 41 % kom det en del vann til overflaten (ca. 700 mL), antagelig stammer dette vannet fra sanden som ligger rett i nærheten. Sanden som ligger rett ved pelen blir antagelig trykt sammen som følge av massefortreningen og vannet i porene stiger til overflaten. Dette skjer såpass lokalt at det ikke blir noen bevegelser utenfor det aktuelle kvadratet.

Spørsmålet er om resultatene ville vært de samme dersom forsøket ble utført i en større skala. Beholderen disse forsøkene er relativt liten i forhold til pelen som rammes, det kan derfor oppstå "tvangskrefter" i sanden når pelen rammes. Altså at størrelsen på beholderen er for liten i forhold til volumet som fortrenses at pelen. Kanskje hadde det sett annerledes ut om beholderen var dobbelt så stor. I tillegg kan det være at man ville fått andre resultater dersom pelen og sanden hadde et mer realistisk størrelsesforhold. I dette forsøket er sanden relativt sett forholdsvis stor i forhold til pelen. Ville man fått andre resultater dersom man forstørret beholderen og pelen?

Ut i fra dette kan man nesten konkludere med at vanninnhold til porøsitet er svært avgjørende for hvordan overflaten rundt en pel deformeres. I tørr sand vil det bli større deformasjoner mer lokalt enn i mettede forsøk med parallell porøsitet. Antagelig vil man oppleve de største deformasjonene i mettet sand med en middels porøsitet. Dette fordi motstanden mot penetrasjon vil da være stor nok til å skape store nok vibrasjoner i sanden til å deformere den. I løst lagret sand vil motstanden være for liten til å skape nevneverdige vibrasjoner som gir deformasjon. Og i fast lagret sand vil vibrasjonene kunne bli relativt store, men siden sanden da trenger store vibrasjoner for å deformeres, vil dette ikke nødvendigvis gi de største deformasjonene i overflaten.

De største deformasjonene vil uansett oppstå rett i nærheten av pelen og komprimeringene vil raskt avta med økende avstand fra pelen som følge av den drastiske endringen i energi - og dermed vibrasjon desto lengre vekk man kommer.

2.6 Forsøk i pelelaboratorium på NTNU

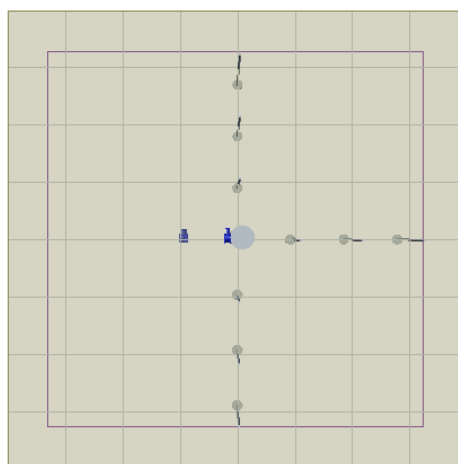
2.6,1 Fremgangsmåte

Hensikten med forsøket er å se komprimeringseffekten av sand når en pel rammes i tørr sand. Det skal gjøres målinger av deformasjoner både i overflaten og nedover i sanden. I tillegg skal det gjøres målinger av vibrasjoner, både i pelen og i forskjellige dybder i sanden.

Forsøket utføres i pelelaboratoriet på NTNU. Karet måler 4 x 4 meter i overflaten og er 3 meter dyp. Pelen som skal rammes er en massiv stålpel og har en diameter på 100 mm.

For endringer i overflaten er det tenkt å bruke et spesielt kamera som tar 3-dimensjonale bilder og et apparat som måler overflater ved hjelp av laser. Ved å disse 3d bildene før, under og etter rammingen vil man kunne måle endringene som oppstår, både vertikalt og horisontalt. I tillegg vil forsøket filmes på samme måte som tidligere omtalte forsøk 2.

For å se de horisontale forskyvingene legges et rutemønster av farget sand i overflaten. Dette gjøres for å ha referansepunkter for de tidligere omtalte apparatene slik at horisontale endringer lett kan måles. Rutene måler 0,5 m x 0,5 m og starter med utgangspunkt der pelen rammes.



Figur 59 Forsøk i pelelaboratorium sett ovenfra

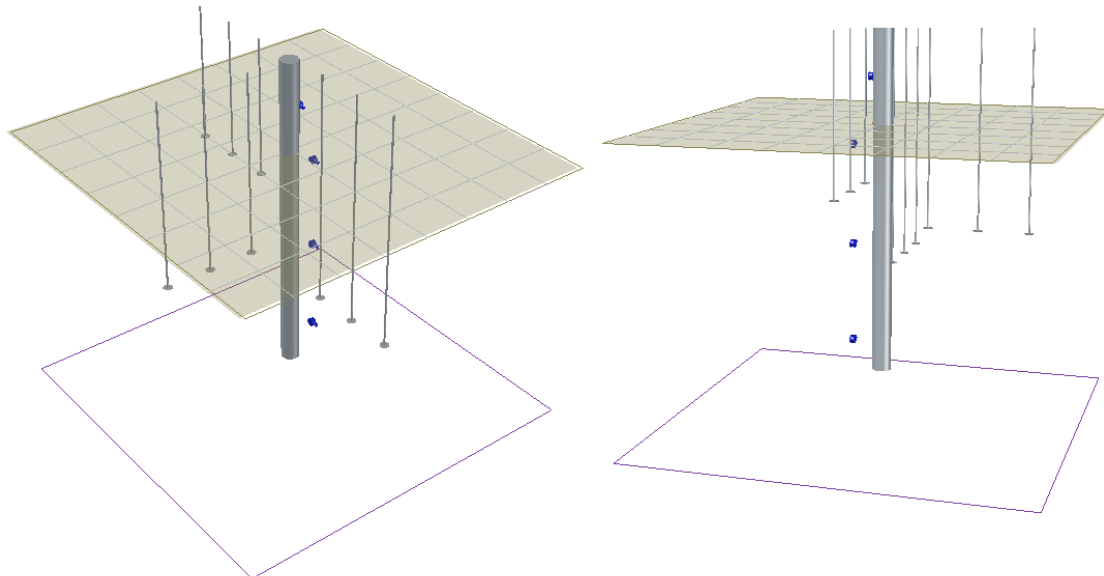
Ved å se på endringer i strekene rett rundt pelen burde man lett kunne observere eventuelle horisontale bevegelser. Denne løsningen er noe forandret i forhold til forsøk 2, da det her vil være åpenbart horisontale deformasjoner dersom tettheten til disse linjene minker ved ramming av en pel.

Setningene nedover i sanden vil måles ved hjelp av pianotråd festet i en skive med diameter på 90 mm og tykkelse på 3 mm. Når sanden legges utover skapes det en del vind, for å unngå at disse setningsmålerne flytter på seg vil det festes en liten vekt under skiven.



Figur 60 Setningsmålere

Det plasseres totalt 9 slike målere i sanden, ved forskjellige dybder og avstander fra pelen. Henholdsvis ved dybde 0,5, 1,0 og 1,5 meter og avstand 0,5, 1,0 og 1,5 meter fra pelen.



Figur 61 Figur over målernes plassering i forhold til pelen

Pianotråden som er festet til setningsmålerne, henges opp i strikker. Ved å måle lengden før og etter at pelen er blitt rammet vil setningene i de respektive dybdene måles.

I tillegg til setninger som følge av komprimering av sanden, vil det bli målt vibrasjoner som oppstår på grunn av pelingen. Dette gjøres ved hjelp av fire akselerometre. Hvor et er festet til pelen og de resterende tre legges i forskjellige dybder i sanden.

Akselerometrene som ligger i sanden ligger 0,5 meter unna pelen i dybdene 0,5, 1,0 og 1,5 meter. Til hvert akselerometer er det festet en skive med diameter 90 mm.



Figur 62 Akselerometer

Ved å gjøre det på denne måten vil man ha både komprimeringen fra setningsmålerne og vibrasjonen som forårsaker disse i de forskjellige dypene.

Det er tenkt å utføre to forsøk hvor porøsiteten varierer fra rundt 40 % og opp mot løsest mulig lagring. Ved å utføre dette forsøket vil man få et omtrent totalt bilde av hva som foregår rundt en pel i det den rammes hva gjelder komprimeringer av sanden.

2.6,2 Resultater

Dessverre lot ikke dette forsøket gjennomføre på grunn av uforutsette problemer med systemet som tømmer bassenget for sand. Tømmingen foregår ved å slippe sanden ned fra bassenget på et transportbånd. Dette båndet frakter sanden videre til en skuffe som skuffer sanden videre opp i en silo.

Da tømmingen av bassenget startet gikk det ikke lenge før båndet stoppet, uten at noen oppdaget det. Resultatet var at rommet hvor disse båndene er plassert raskt ble fylt opp med sand.

Rommet ble etter hvert tømt og det viste seg at hele systemet var slitt og trengte en betydelig overhaling – flere vitale deler må byttes ut. Mange av disse delene er naturlig nok ikke hyllevarer og må spesiallages til formålet. Dette tar såpass lang tid at anlegget ikke blir ferdig før leveringsfristen til denne oppgaven, noe som i utgangspunktet er svært beklagelig.

Likevel kom det noe godt ut av dette. I mellomtiden, mens det ble arbeidet med å løse problemene med pelelaboratoriet ble forsøk nummer to utviklet og gjennomført. Et forsøk som ga flere resultater enn om man skulle kjørt 1-2 forsøk i pelelaboratoriet. Blant annet viste

det aktuelle forsøkene at tørr sand med porøsitet på 40 og oppover ikke ga særlig store utslag i form av komprimeringer et stykke vekk fra pelen. Dette kan enten skyldes faktorer som er diskutert i forbindelse med forsøket eller det faktum at tørr sand med en slik porøsitet ikke så lett lar seg komprimere som følge av ramming av en pel. Det er altså ikke sikkert man ville fått noen utslag i setningsmålerne overhode.

I pelelaboratoriet på NTNU må sanden være tørrest mulig, det er altså ikke mulig å ha helt eller delvis mett sand. De tidligere forsøkene har vist at det er en vesentlig forskjell i komprimeringsevne og forplantningsevne av vibrasjoner for helt mett og helt tørr sand. I en norsk sammenheng vil dermed et stort forsøk på helt tørr sand være bortkastet. Først og fremst er det en simulering av forhold man nesten aldri kommer over - tørr sand. Når andre forsøk viser at vanninnhold er av stor betydning hva gjelder komprimering av sand, vil dette forsøket være å anse som noe unødvendig da resultatene vil ha avvik i forhold til hva man kan forvente seg ved ekte pelearbeider i Norge, hvor sanden som regel inneholder store mengder vann.

Lærdommen man kan ta av dette er at når man studerer fenomener ved hjelp av forsøk som ikke er standardisert eller vel utprøvd, er det lønnsomt å gå forsiktig og gradvis frem. Da får man en gradvis økt forståelse og kan planlegge forsøk basert på erfaringer man har gjort i de tidligere og enklere forsøkene. Det er dumt å bruke masse ressurser og tid på et forsøk som viser seg og ikke helt i tråd med det man faktisk studerer. Likevel hadde det vært svært spennende å se om det var noen effekter i sanden når alt bortsett fra sanden blir forstørret. Tidligere har er viktigheten av energien i systemet blitt belyst med tanke på genereringen av vibrasjoner. Med tanke på at man i dette forsøket planla å bruke en større pel og hammer kunne dette likevel gitt helt andre resultater enn i forsøk 2.

3 Prosjekter hvor skade har oppstått

I denne rapporten omtales fire prosjekter hvor det ble påvist skader på nærliggende konstruksjoner som følge av ramming av peler eller spunter. To av prosjektene tar for seg bygging av bruer tett inn mot eksisterende bruer i Drammen. De to siste prosjektene er hentet fra Midtbyen i Trondheim.

Hensikten med å omtale disse tilfellene er naturligvis at det gir et innblikk i reelle skader og omfanget av skader som kan oppstå når man peler eller spunter. Grunnforhold, skader og eventuelle målinger av vibrasjoner/setningsmålinger fra prosjektene sammenlignes. Deretter knyttes dette opp til tidligere omtalt teori og resultater fra forsøkene. Håpet er at man kan gi noen karakteristikk av prosjekter hvor man bør være oppmerksom på problematikken.

En hendig bieffekt av å søke frem slike tilfeller er at det gir et inntrykk av hvor stort problemet faktisk er. Å finne frem til slike tilfeller krever litt detektivarbeid og man må henvende seg til folk med lang fartstid i bransjen. Da disse folkene ofte har jobbet med mange prosjekter, gir det raskt inntrykk av om dette regnes som et problem eller ei.

3.1 Porøsitet i sandlag med stor mektighet

I Norsk sammenheng er sandlag med stor mektighet først og fremst å finne som elveavsetninger på elvesletter og i deltaer. Det kan naturligvis også forekomme i andre former, som for eksempel ørken, noe det er lite av i Norge og blir derfor ikke omtalt her.

Når vannet i elver bremses opp, gir det større tid til sedimentering enn i andre deler av elva. På grunn av endring i hastigheten i vannet vil de største partiklene synke til bunnen og bli liggende. Mindre partikler vil fremdeles føres med av vannmassene. Når dette foregår over lange perioder vil det til slutt dannes deltaer. Dette skjer altså der hastigheten til vannmassene i en elv bremses opp, for eksempel der en elv renner ut i en fjord etc.

Tidligere har viktigheten av porøsitet/poretall i forhold til komprimeringer blitt diskutert. Sand som avsettes i elver vil være løst lagret og i utgangspunktet denne løse lagringen være forholdsvis konstant med dybden, så lenge strukturen og sanden blir forstyrret.

I forbindelse med utbyggingen av en motorveibru over Drammen, ble trykksonder brukt i stor skala for å kartlegge grunnforholdene langs brua. Dette prosjektet blir senere diskutert. I (Den norske pelekommité, 2005) er det presentert en metode for å estimere relativ porøsitet fra resultatet av slike trykksonderinger:

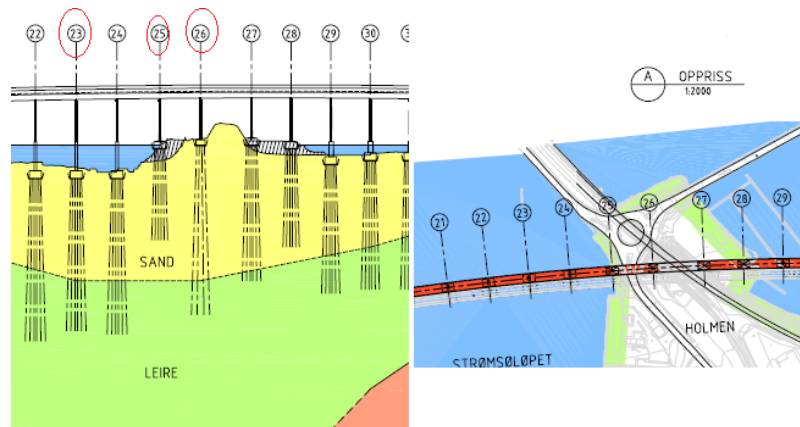
$$D_r = 0,4 \operatorname{Ln}\left(\frac{q_c}{22 \times \sqrt{\sigma'_{v,0} \times \sigma_a}}\right)$$

Hvor q_c er spissmotstand fra målingen, σ_a er atmosfærisk referansetrykk (100 KPa) og $\sigma'_{v,0}$ er vertikal effektivspenning. I sand vil q_c være lik q_t da eventuelle poretrykk vil disipere vekk (Robertson & Cabal, 2010).

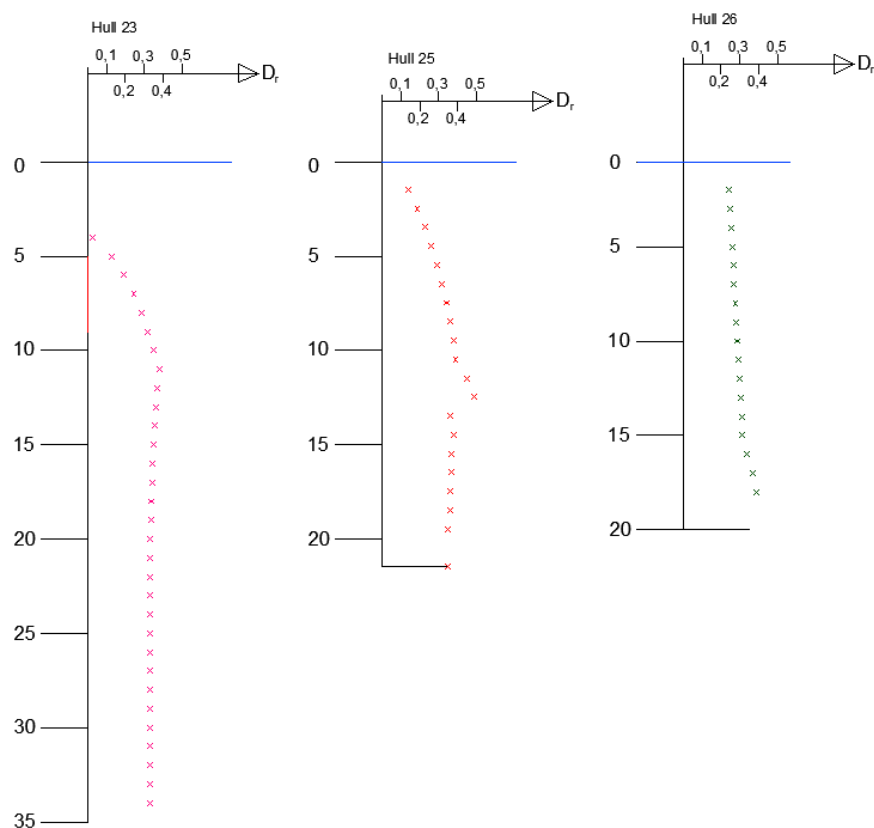
Denne funksjonen ble benyttet for å estimere utviklingen av den relative porøsiteten i sandavsetningene i utløpet av Drammenselva. Det er forutsatt at sanden har en tyngdetetthet lik 18 KPa. I realiteten vil denne endres noe etter hvert som porøsiteten i lagene øker. Dette

er det valgt å se bort fra i denne beregningen da dette ikke vil gi store utslag i resultatene. De benyttede trykksonderingsprofilene er vedlagt rapporten.

Det er valgt å beregne tre forskjellige profiler med relativ densitet; en som er basert på boringer utført midt i elveløpet og to som er utført på Holmen. Dette for å kunne vurdere hvordan menneskelig aktivitet påvirker porøsiteten nedover i sandlangene. Alle profilene er hentet fra der sandlaget er på sitt mektigste og beregnet så langt målingene er gjort. I neste del av denne rapporten blir blant annet dette prosjektet nøyere omtalt, det refereres derfor til senere kapitler for nøyere beskrivelse av selve prosjektet.



Figur 63 Plassering av snitt med relativ porøsitet med dybde (Statens Vegvesen, 2006)



Figur 64 Profiler med densitet mot dybde

Når det gjelder hull 23 er dette hentet fra midt i elva. Her kan man regne eventuelle menneskelige påvirkninger som nesten fraværende. Det er tydelig at sanden er svært løst lagret ved overflaten, men stabiliseres raskt ved en relativ densitet på ca. 0,35 (løs - middels lagret). Dette er i mindre grad tilfelle ved beregningene som er basert på sonderingene fra Holmen. Her vil de øvre delene av sandlagene være noe mer komprimert, spesielt i hull 26 som er utført rett ved en rundkjøring og sandlangene her virker å være mer komprimerte i de øvre langene. Hull 25 er tatt ved strandkanten, hvor det er mindre bebyggelse enn resterende deler. Denne målingen viser mye løsere lagrede masser i de øvre delene sandlagene og stabiliseres på nesten samme måte som prøven fra midt i elva.

Dette altså at strukturen i sanden vil være løst lagret i slike avsetninger og er dermed ikke spesielt motstandsdyktig med tanke på komprimering fra vibrasjoner.

3.2 Tilfeller fra Drammen

De to første omtalte prosjektene er fra utbyggingen av henholdsvis jernbanebru og motorvegbru over Drammenselva. Prosjektene innebar ramming av peler svært tett opp til eksisterende fundamenter.

Drammenselva renner fra Tyrifjorden ved Vikersund og renner ut i Drammensfjorden rett øst for Drammen sentrum. Vassdraget har en vannføring på ca. 300 m³/s. De aktuelle prosjektene er plassert rett oppstrøms utløpet av elva, hvor det er stor mektighet av løst lagret sand.

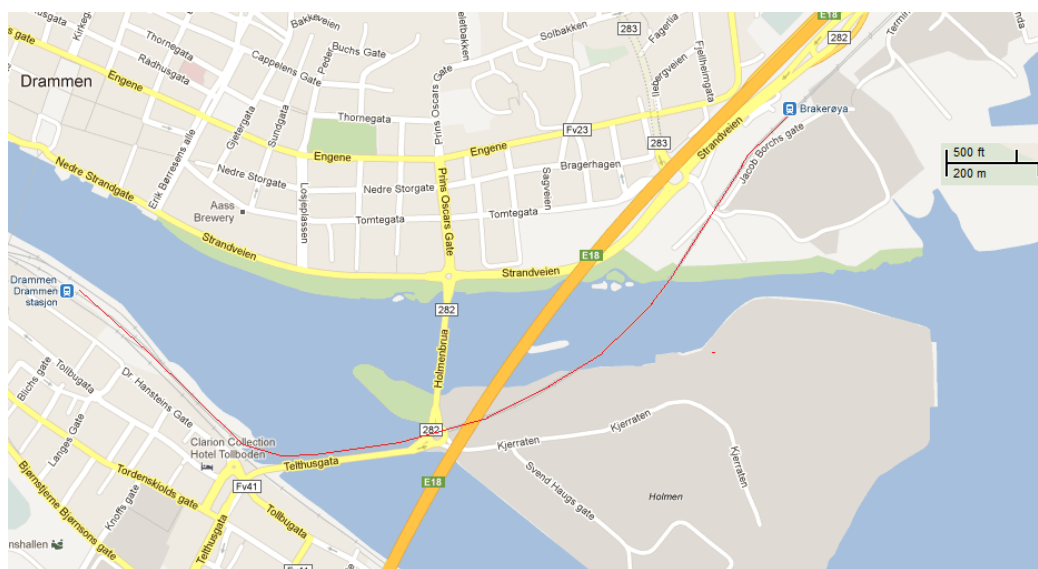
På grunn av likheten i de to prosjektene fra Drammen er det skrevet en felles diskusjon etter at prosjektene er beskrevet.

3.2.1 Dobbeltsporet Brakerøya – Drammen stasjon

Tidlig på 1990-tallet var det en stor satsning på jernbane i Norge. Jernbanestrekket mellom Brakerøya og Drammen stasjon ble ansett som flaskehals da denne strekningen besto av kun et spor, mens det både før og etter den aktuelle strekningen var dobbeltspor. Det ble derfor bestemt at dette strekket skulle bygges ut.

Dette kapitlet er basert på (Falstad, 1995).

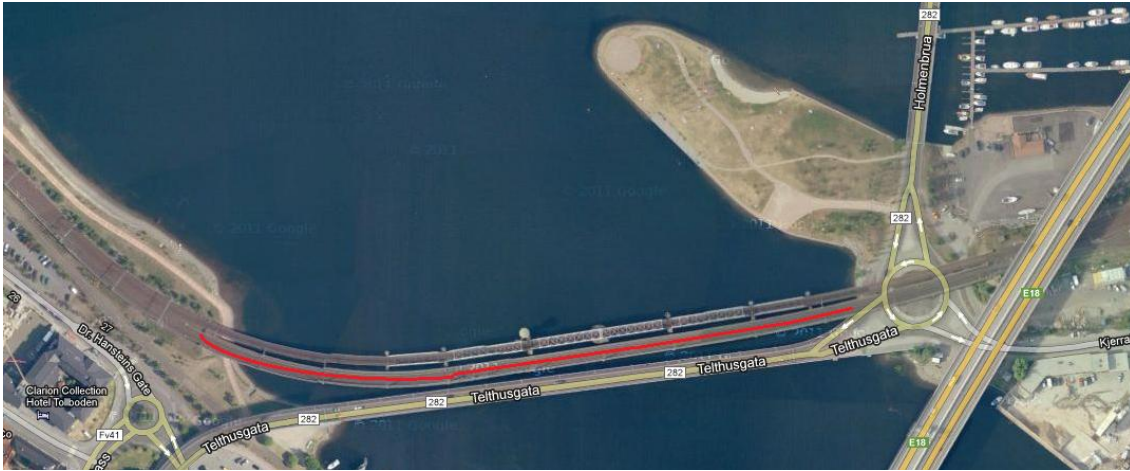
Jernbanen krysser elva to steder; først Bragernesløpet og deretter Strømsløpet, via Holmen. I kartutsnittet under er strekningen markert med rødt strek. Bragernesløpet er det nordre løpet (546 meter) og Strømsløpet er det søndre løpet (451 meter).



Figur 65 Kartutsnitt fra Drammen. Aktuell strekning er markert med rødt (Google)

Av hensyn til kurvaturen til bruene, ble det bestemt at et dobbeltspor over Bragernesløpet skulle løses ved å bygge en ny bru et stykke unna eksisterende bru, noe som ga gode forhold til anleggsarbeiderne. Det var få utfordringer ved denne bruene når det gjelder dette studiets tema, derfor vil ikke denne delen av prosjektet bli videre omtalt.

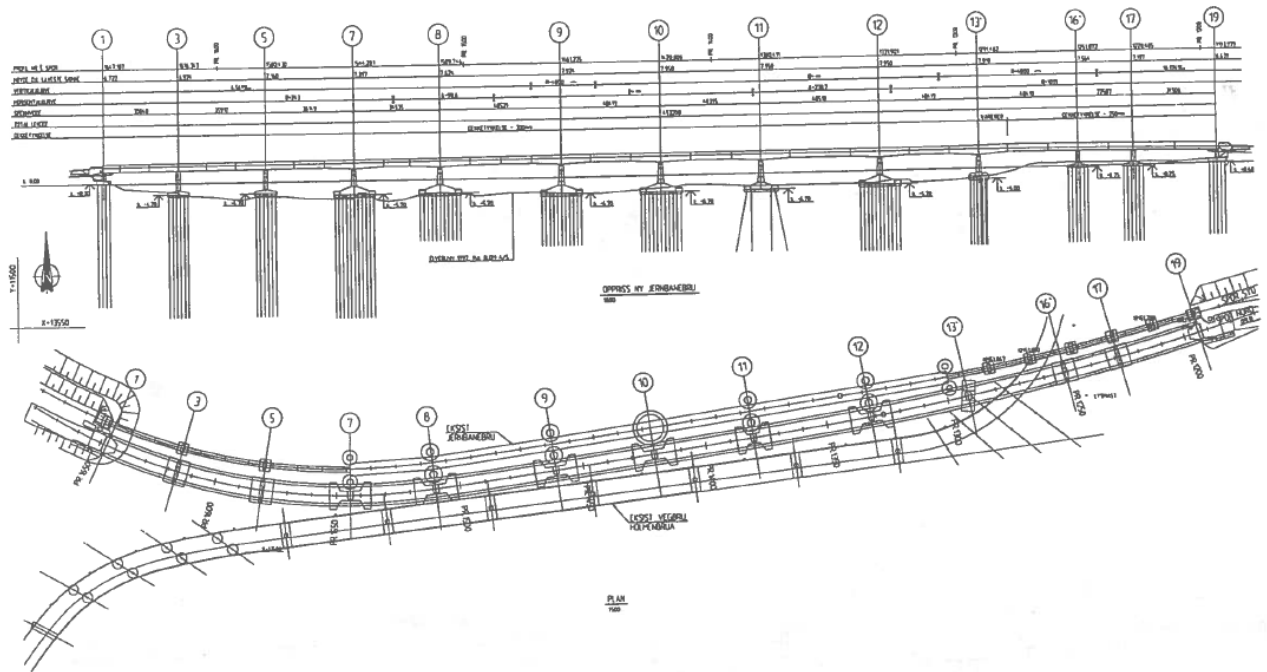
Når det gjelder Strømsøbrua ble det tidlig klart at denne ville by på større utfordringer. Det nye løpet måtte plasseres mellom eksisterende jernbanebru og bilveg. Det ble vurdert to løsninger; bygge en ny frittstående bru eller bygge ut den eksisterende og ”henge” den nye delen på eksisterende jernbanebru. Den gamle brua ble i sin tid designet for nettopp en slik løsning.



Figur 66 Bilde av aktuell bru (markert med rødt) (Google)

Vurderinger vedrørende hvilke av de to alternativene som skulle velges dreide seg om flere faktorer, blant annet; hensynet til eksisterende konstruksjoner, tilstand på eksisterende fundamenter og bæreevne på trepanelene under eksisterende bru, erosjonsproblematikk og anleggstekniske utfordringer. Første alternativ ble valgt – det skulle lages nye fundamenter mellom eksisterende vegbru og jernbanebru.

Store deler av vannføringen (ca 85 %) i Drammenselva går gjennom Strømsøløpet, derfor var erosjon og oppstuvning av sand rundt eksisterende fundamenter under byggingen en utfordring som ble diskutert. For å unngå at den eksisterende brua skulle tape bæreevne som følge av oppstuvning av sand ble de nye fundamentene plassert i strømskyggen til de eksisterende og plassert rett bak de eksisterende, av estetiske årsaker.



Figur 67 Bru over Strømsø

Grunnforhold

Det ble utført grunnundersøkelser langs hele traseen. Hovedsakelig dreietrykksonderinger, totalsonderinger, CPT og noen vingeboringer pluss 8 prøveserier.

Grunnen består generelt av et topplag av finsand, sand og grus over leire. Sandavsetningene er på sitt tykkeste rett oppstrøms holmen (ca. 40 meter) og sitt tynneste et stykke inn på land hvor det er noen meter tykt. Tykkelsen varierer jevnt fra land mot Holmen for begge løpene.

Ute i elva ligger det en del plastringstein, spesielt rundt og i nærheten av brufundamentene. For øvrig består bunnen stort sett av lett eroderbare, ensgraderte masser.

Sandlaget består av løst lagret finsand med noe innhold av silt. Lagringstettheten øker med økende dybde. Det er grunn til å tro at lagringen til sanden vil ha en økning tilsvarende som beskrevet i del 3.1.

I laboratoriet viste forsøk at sanden hadde et modultall rundt 100-150, altså i kategorien ”løs, fin”, friksjonsvinkel er målt til ca. 37° og attraksjonen er lik 0.

Under sandlaget er det et mektig leirlag. I grunnundersøkelsene utført i forbindelse med prosjektet ble det ikke påtruffet fjell ved noen anledninger, til tross for at det i et tilfelle ble boret så langt ned som til 60 meter. Ut fra antatt fjellprofil ble det antatt at dybden til fjell ligger på nærmere 100 meter.

Leira er middels fast til fast lagret. For videre informasjon om den aktuelle leira henvises det til litteraturen, da det ikke er å anse som relevant for dette studiet.

Fundamenteringsarbeid

På grunn av den store dybden til fjell, var det mest aktuelle alternativet å bruke friksjonspeler i sand og/eller leire. Dette er måten de eksisterende bruene er fundamentert på. Spørsmålet var i realiteten om de skulle benyttes betongpeler eller stålrørspeler.

Grunnforholdene i området gjorde at det var nødvendig å fundamenterer på lange peler. Spesielt måtte pelen på landsiden av de to bruene bli lange, opp mot 50 meter, slik at de gikk ned i leirelaget. Det ble antatt at de mellomliggende pelene kunne være noe kortere og ikke trengte å penetrere helt ned til leira.

Akkurat hvor denne grensen mellom lange og korte peler skulle gå for Strømsøbrua var noe usikkert. Det ble likevel antatt at skillet gikk mellom akse S7 og S8, jamfør figur 65.

Prøvepeling ble utført da en ønsket å dokumentere bæreevne for pelen, men også om det lot seg gjøre rent anleggsteknisk å ramme peler med vanndybden og den relativt lille plassen som var tilgjengelig mellom de eksisterende bruene. Dessuten var det interessant å finne ut hvordan eksisterende bruer og fundamenter ville reagere i form av deformasjoner. Ved å sammenligne målinger av fundamentene før og etter ramming ville man få en pekepinn på hva som kunne forventes av setninger. Denne prøvepelingen foregikk i akse S3, S8 og S11, alle er altså plassert midt i elveløpet.

Deformasjonsmålingene fra prøverammingen antydte at en kunne forvente seg setninger på mellom 20 og 30 mm ved fullskala ramming.

Prøvepelingen viste at det var mulig med å oppnå tilfredsstillende bæreevne både med stålrørspeler og betongpeler, hva som var mest gunstig ble derfor et økonomisk spørsmål. Betongpeler ble beregnet som det mest gunstige og ble derfor valgt.

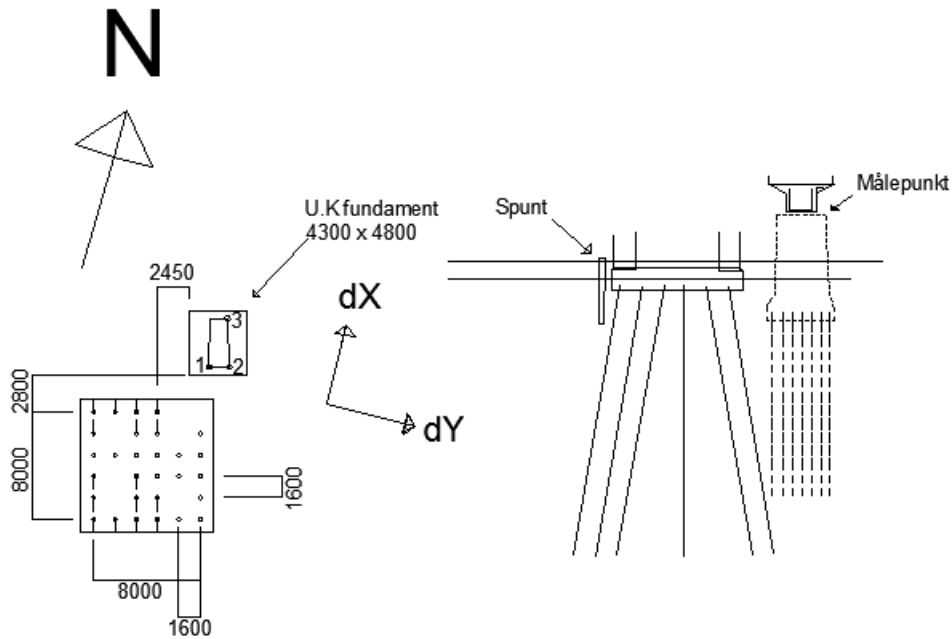
Grunnet de eksisterende fundamentene med trepeler, ble løsningen for flere fundamenter å satse på et H-format fundament slik at de nye pelene ikke skulle komme i konflikt med de eksisterende.

Prosjekteringen av pelen var utfordrende, da kurvaturen av bruene fører til store horisontale bevegelser. Løsningen ble å plassere mange av pelene skrått jamfør figur 66.

Gjennomføring av ramming og måling av deformasjoner

Entreprenøren valgte å starte pelingen med et av fundamentene inne på land, fundamentet i akse 16 (jamfør figur 66) ble valgt. Fundamentet er plassert på Holmen, rett ved vannkanten. Det fundamenteres på lange peler slik at de penetrer leirelaget. Da dette ble å regne som et testfundament ble det rammet relativt friskt, slik at man tidligst mulig fikk oversikt over bæreevne, virkningsgrad og andre effekter fra rammingen.

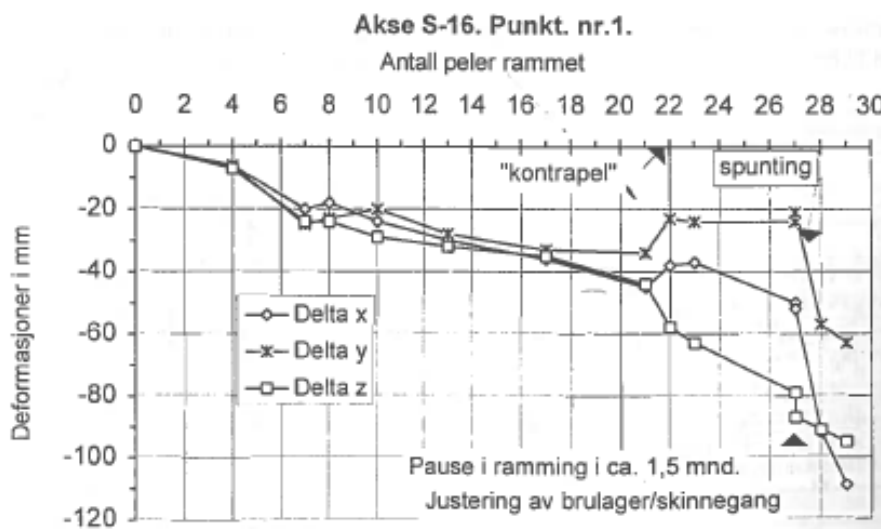
På forhånd var det satt inn fire målepunkter i overflaten på det eksisterende fundamentet, se figur. Figuren under er tegnet over figuren som er presentert i artikkelen. Dette skyldes at forskjellige detaljer i den aktuelle figuren ble noe utydelig når den ble kopiert i tillegg til at det var mulig å skalere figuren slik at man kunne målsette den.



Figur 68 Akse 16 basert på figur 6 i aktuell artikkel

Det er ikke oppgitt i figuren eller artikkelen hvilke peler som ble rammet når, men de er nummerert fra 1 til 29 og starter øverst i høyre hjørne. Målsettingen på figuren over er basert på original figur og er derfor avhengig av nøyaktigheten til denne. Se vedlegg for original figur.

Rammeforholdene var gode for friksjonspeler i betongpeler, spesielt med tanke på å oppnå ønsket bæreevne i riktig dybde. Her var det bare å dunke pelen ned til rammemotstanden var stor nok og fremdeles hadde man flere meter med sand mellom pelespiss og leire. Alt virket greit, frem til målepunktene ble kontrollert.



Figur 69 Setninger i akse 16, målepunkt 1

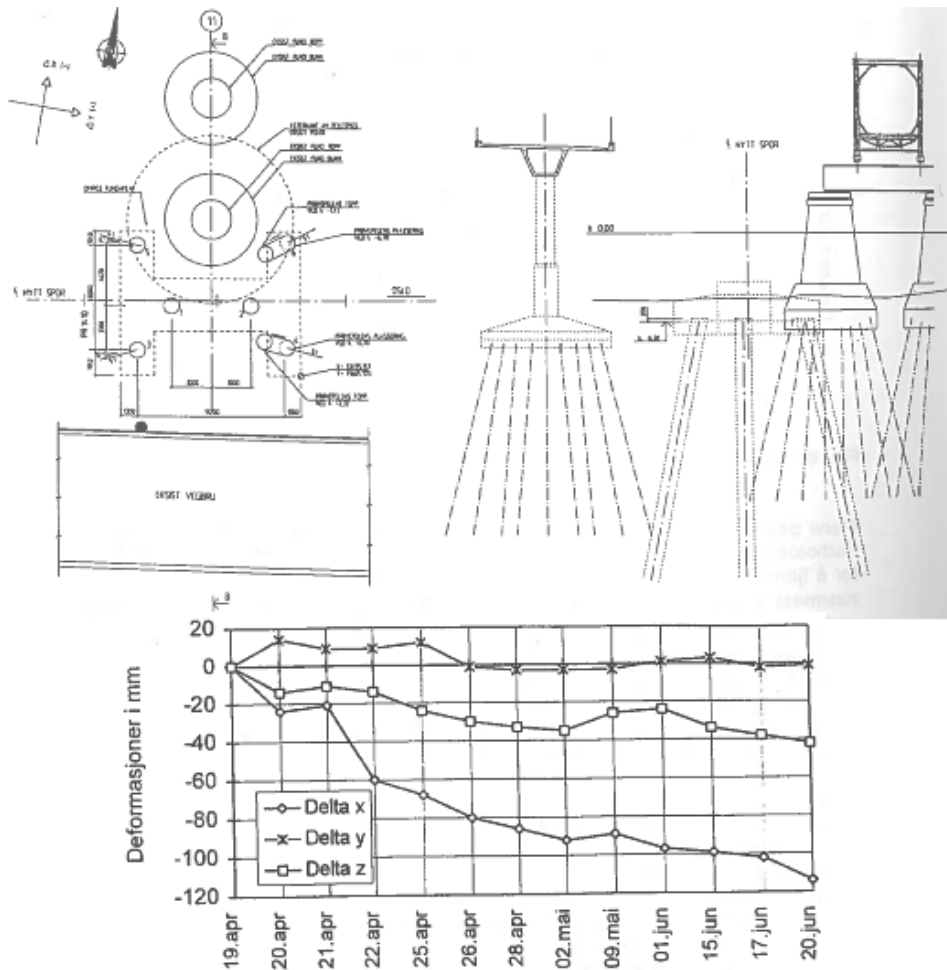
Fra grafen er det tydelig at de tidligere antatte totale setningene på 30 mm ikke stemte. Allerede etter 8 peler hadde setningene overgått dette. Sidedforskyvningen av pilarene kom etter hvert som tydelige dreininger og skjevsetninger mot pelearbeidene.

Nærmest som et eksperiment, ble det installert en pel tett inntil fundamentet diagonalt på motsatt side av fundamentet, en ”kontrapel”. Tanken var at denne pelen skulle påføre tverrsetninger på samme måte som de allerede rammede pelene og dermed rette opp noe av skaden. Resultatene kom umiddelbart og var såpass tilfredsstillende at man valgte å gjennomføre resterende ramming under forutsetning av tett oppfølging av setningsmålere.

Kritisk verdi for vertikal deformasjon i sporet var 80 mm. Som man ser i diagrammet over, ble denne grensen nådd da det fremdeles gjenstod 2 peler.

På dette tidspunktet bestemte man seg for å gjøre et forsøk med åpne stålrørspeler i stede for betongpelen som var brukt i akse 16. Man bestemte å gjøre et forsøk med stålrørspeler i akse 11.

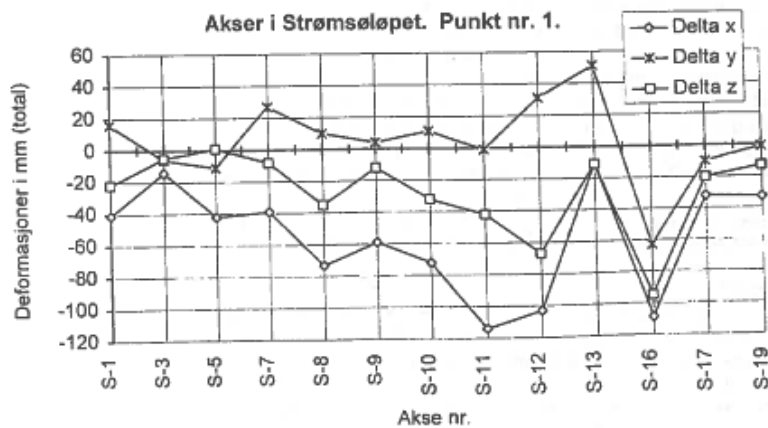
I mellomtiden fortsatte rammingen med betongpeler, slik som i tidligere omtalt akse 16. Både akse 17 (rett øst for 16) og akse 19 ble rammet, men her viste målingene at deformasjonene var betydelig mindre enn akse 16. Begge disse fundamentene er plassert i elva og på den tiden klarte man ikke forklare hvorfor det skulle være differanse mellom disse. Rammingen gikk som planlagt i akse 3, 8, 9 og 13. Det ble målt moderate setninger i akse 3 og 13, mens 8 nådde nær kritisk verdi. Turen var nå kommet til akse 11, hvor det var planlagt 6 stålpeler med diameter 1200 mm.



Figur 70 Akse 11, figurer og målinger av deformasjoner

I dette tilfellet var det sideforskyvningene som var mest kritisk. Dette skyldes blant annet at dette var enden av det stive bruelementet som strekker seg mellom akse 9 og 11. De ble bestemt at man samtidig skulle ramme i akse 10, for å forsøke å fremprovosere litt sideforskyvning her slik at man avlastet elementet.

Diagrammet under viser deformasjonene i ved hvert enkelt fundament.



Figur 71 Deformasjoner i de forskjellige aksene

3.2.2 Ny motorveibru over drammen

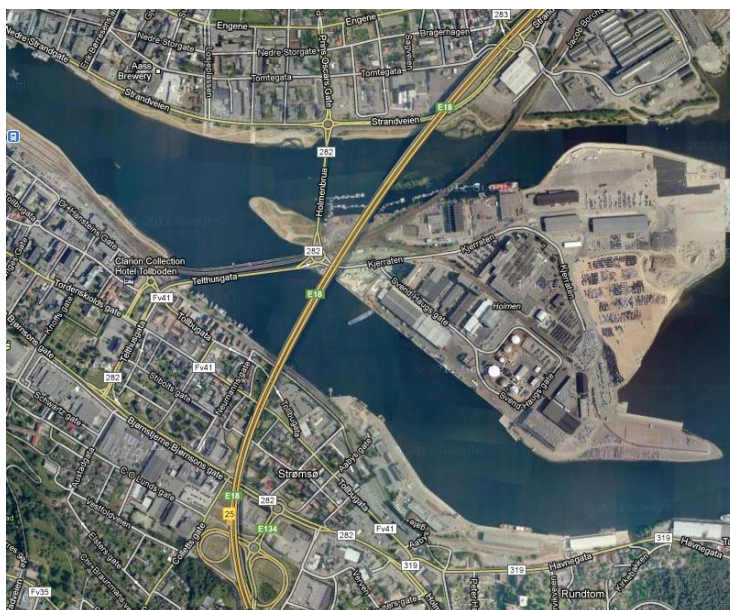
Dette kapitlet er basert på (Statens Vegvesen, 2006) og (Vegdirektoratet, 2002).

Den første motorveibrua over Drammen ble åpnet i 1975. Broen var en 2 felts motorveibru med en total lengde på 1842 meter. Grunnet den stadig økende trafikken og det faktum at brua ble regnet som en flaskehals, ble det i 2003 bestemt at bruen skulle utvides til 4 felts veg. I likhet med de tidligere diskuterte jernbanebruene, går motorveibrua over Drammenselva via Holmen.

Den nye delen ble bygd som en frittstående bru, med tilhørende av- og påkjøringer. For estetikkens skyld er bruene kledd inn slik at de fremstår som en enkel bru. Også for denne bruen måtte man bygge nye fundamenter, tett inntil fundamentene fra den eksisterende brua. På mange måter akkurat samme utgangspunkt som de tidligere diskuterte jernbanebruene.

På grunn av erfaringer som ble gjort i forbindelse med jernbanebruene, var man i dette prosjektet svært oppmerksom på eventuelle konflikter og skader som kunne oppstå på nærliggende konstruksjoner. Et omfattende opplegg ble planlagt for å måle og registrere både setninger og vibrasjoner fra fundamenteringsarbeidene.

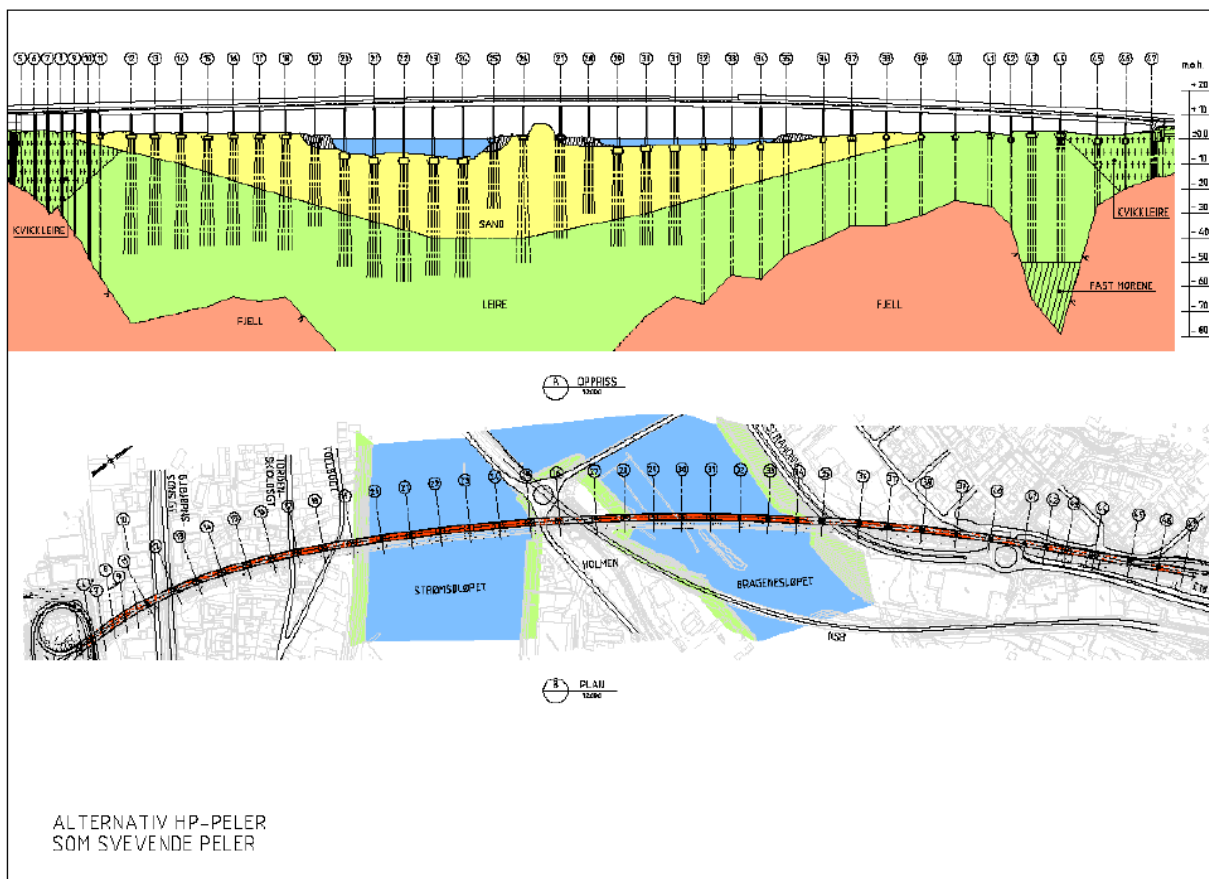
Motorveibrua går fra Brakerøya via Holmen og ender opp på Strømsø, sør for den tidligere beskrevne jernbanebrua.



Figur 72 Motorveibrua over Drammenselva (gul farget) (google)

Det vil si at grunnforholdene langs denne brua vil være omtrent tilsvarende som tidligere beskrevet; langs elveløpet er det store mektigheter av elveavsetninger med engradert sand. Sanden blir mer finkornet med dybden før den går over til leire. Styrken i sanden er rimelig konstant og sandens friksjonsvinkel er omtrent 36° .

Fjelldybden varierer fra omtrent 20 meter ved landkarene til over 100 meter midt i elveløpet.



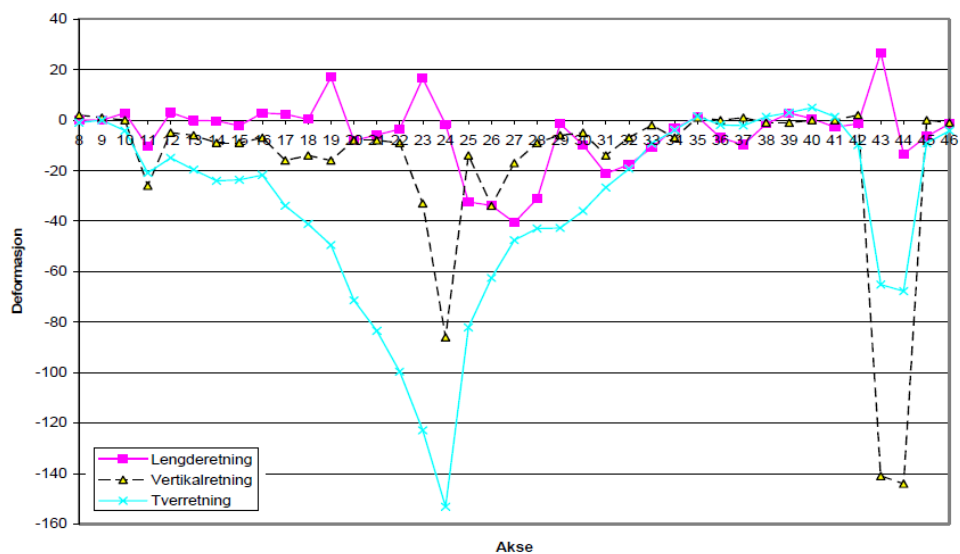
Figur 73 Bruprofil med inntegnende lagdelinger (Statens Vegvesen, 2006)

Figur 73 er vedlagt i en større og mer detaljert versjon bakerst i denne rapporten.

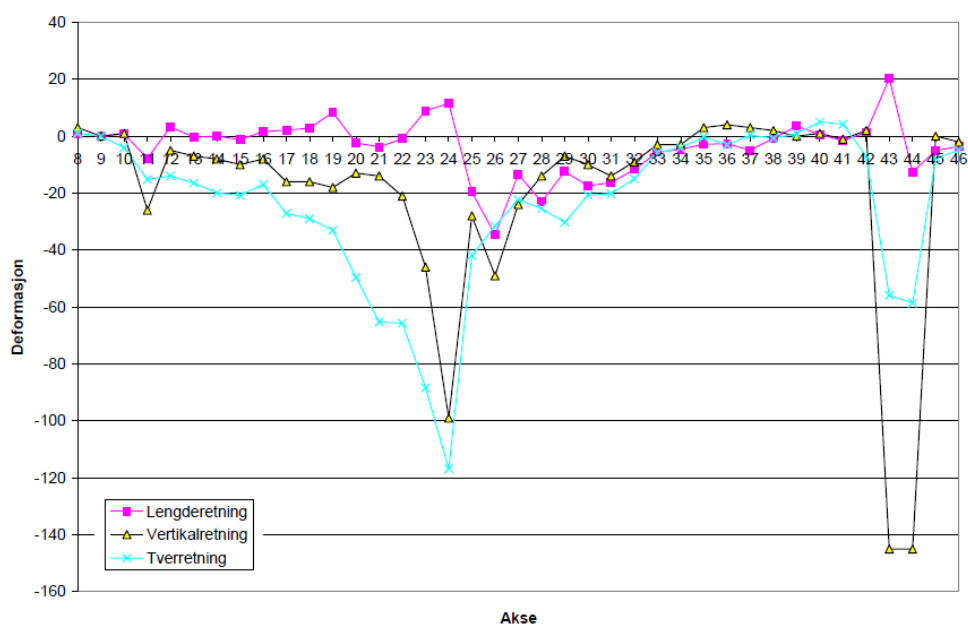
I et forsøk på å begrense eventuelle skader på nærliggende fundamenter ble det under planleggingen for ny motorveibru valgt peler med liten massefortrengning under ramming. Det ble valgt åpne stålørspeler og stålpeler med H-profil.

De tidligere prosjektene viste at det var vanskelige rammeforhold med tanke på nærliggende konstruksjoner. Derfor satte man i gang et stort måleopplegg på eksisterende motorvegbru og jernbanebru. Det ble foretatt målinger hver dag igjennom anleggsfasen og månedlige målinger etter at arbeidene var fullført. Disse målingene fortsatte frem til det ikke lenger ble målt setninger.

Under er en oversikt over bevegelsene i toppen av hver av de eksisterende søylene. Merk at det er mellom akse 16 og 34 brua krysser elva hvor sandlagene er størst. Akse 17 – 25 er fundamentene over Strømsløpet, 25-28 er fundamentene på Holmen og resterende akser er over Bragernesløpet.



Figur 74 Setninger på topp av søyle



Figur 75 Setninger nede på søyle

Ved akse 18,24,29 og 35 er det en fuge i den eksisterende brubanen. Her blir da bevegelserne i lengeretningen minimale. Det blir bemerket at det er noe spesielt at bevegelserne i tverretningen er større enn de vertikale setningene i akse 12 til 32. Akse 12 til 32 er området hvor pelene rammes helt eller delvis i sand, se figur 66. Disse vil bli videre diskutert i denne rapporten.

Eksisterende bru er fundamentert på svevende trepeler mellom akse 12 og 32. I akse 32-34 er brua fundamentert til fjell. Den nye brua er fundamentert på HP-peler i akse 12-31 og på stålrørspeler i akse 32-34 hvor disse er fundamentert til fjell.

Følgende sitat er hentet fra rapporten (Statens Vegvesen, 2006):

”Vertikalsetninger og sideveis forskyvninger henger sammen – ved store setninger er det store sideveis forskyvninger. Det som var litt uventet for oss var at brua kom mot oss, og ikke gikk fra oss. Årsaken til dette mener vi er at sandlaget blir komprimert under ramming.”

Rammingen av peler ble startet i akse 13, 14 og 15. Det ble registrert litt bevegelser, men disse var hele tiden under kontroll. Etter hvert som rammingen pågikk og sandlaget ble mektigere økte også setningene. De vertikale setningene kunne kompenseres ved å jekke opp eksisterende brubane. Det var verre med de sideveise bevegelsene. Disse pelene ble rammet med 7 tonns fallodd.

I akse 24 ble det for første gang forsøk å ramme pelen med en jomfru av H-profil. Dette var ingen suksess, H-profilet var verken sterkt nok eller tungt nok til å drive pelen nedover. Som en konsekvens av dette fikk pelen en utknekkning og det eksisterende fundamentet fikk store setninger. I løpet av to dager hadde dette beveget seg 20 mm vertikalt og 41 mm sideveis på toppen av søylen.

På dette tidspunktet ble det utarbeidet en ny peleinstruks for å hindre ukontrollerte setninger. Det ble ikke tillatt med jomfru ved ramming nær eksisterende bru. Videre ble det foreslått å grave vekk masser på nedstrøms side av eksisterende fundamenter. Tanken bak dette var å redusere de horisontale jordspenningene som trykket eksisterende fundament mot rammearbeidene og førte til større setninger enn nødvendig. En slik løsning viste seg å bli svært kostbar og man var usikker på gevinsten det ville gi.

Det ble forsøkt å gjøre slik som i den tidligere beskrevne jernbanebruen; slå kontrapeler. Ved å slå en pel på motsatt side av fundamentet, vil denne påføre setninger på samme måte som de planlagte pelene, bare motsatt vei. På denne måten kompenseres noen av de horisontale bevegelsene. Selvfølgelig hjelper ikke dette mot vertikal bevegelse, men dette kan kompenseres på andre måter som for eksempel å jekke opp brubanen. Resultatene kom umiddelbart og viste seg å være effektive.

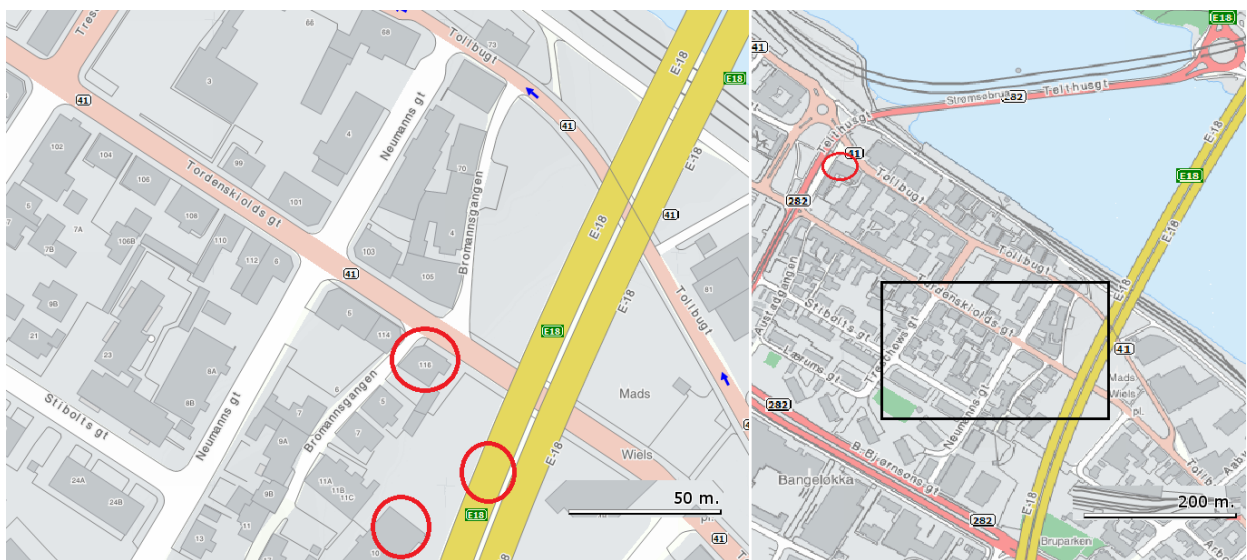
Gjennomgående for setningsmålingene var at brubanen bevegde seg mer enn de nedre delene av søylene. Generelt fikk de eksisterende fundamentene en rotasjon. Man må også ta høyde for at det disse målingene påvirker hverandre, horisontale bevegelser i brubanen vil forplante seg i flere av målepunktene før og etter aktuell akse.

Målinger av vibrasjoner ved ramming

Under gjennomføring av prøverammingen av peler ble det ved hjelp av rystelsesmålere målt vertikal svingehastighet (partikkelhastighet) ved flere punkter i varierende avstand fra selve rammingen. Ved akse 25 (rett ved akse 16 i tidligere omtalte prosjekt) ble det montert 3 målere og akse 16 (på Strømsø) ble det montert 4 målere på bygg med forskjellig avstand fra rammingen samt eksisterende fundament. Akse 16 i tidligere omtalte prosjekt er markert med blått.



Figur 76 Plassering av vibrasjonsmålere ved Holmen



Figur 77 Plassering av vibrasjonsmålere ved Strømsø

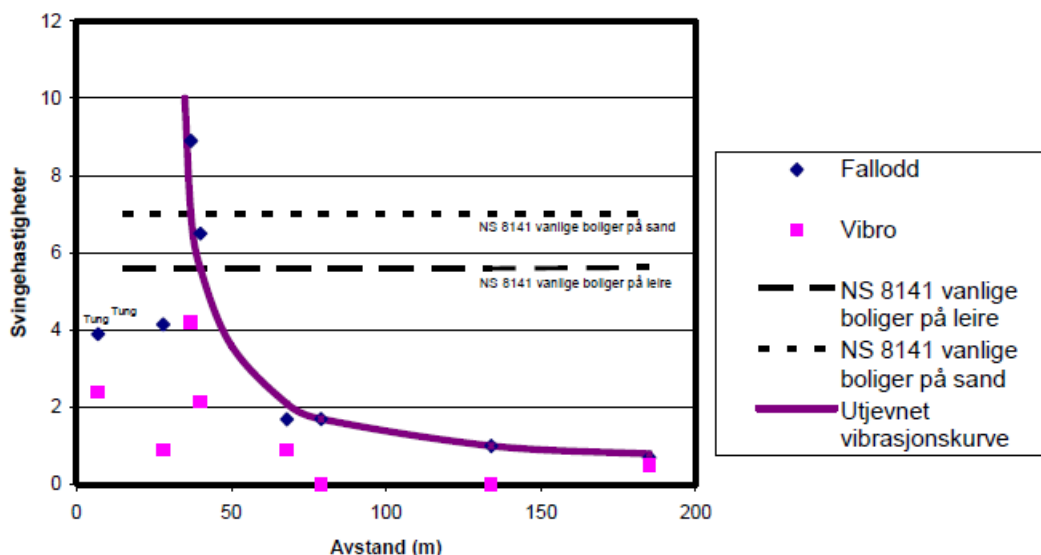
Ved ramming med fallodd ble grensen for skadelige rystelser for lette bygg fundamentert på sand satt til 7 mm/s (jmfør NS 8141), dette ble overskredet der bygningene stod nærmere enn 40 meter fra rammingen. Det ble størst vibrasjonene ble målt når de nederste delene av pelen ble rammet, altså ramming av peler nær overflaten.

Fallodd ga ca. 3 ganger større vibrasjoner enn ved ramming ved hjelp av vibrolodd. Ved ramming med vibrolodd ble ikke de kritiske grensene overskredet i de nærliggende konstruksjonene. Vibrolodd ble benyttet i akse 26,27,32,33 og 34.

En av målerne ble plassert på et av fundamentene til jernbanebrua, disse målingene viste at det ble større vibrasjoner fra toget enn fra rammingen av peler. Det må presiseres at lette

konstruksjoner får større svingehastigheter under ramming enn større. I tillegg må større konstruksjoner utsettes for større svingehastigheter før det oppstår skade.

Det ble ikke registrert eller mottatt noen meldinger om skader som oppstod i løpet av jobbingen med den nye motorveibrua.



Figur 78 Målinger av vibrasjoner med økende distanse fra pel

NS8141 en maksimalgrense for og ikke å skade bygg som en direkte årsak av vibrasjoner, disse grenseverdiene tar altså ikke hensyn til skader på konstruksjoner som oppstår indirekte av vibrasjonene, eksempelvis setningsskader som følge av komprimering av sanden.

3.2.3 Diskusjon av prosjektene med brubygging over Drammenselva.

Begge disse prosjektene omhandler peling i stedvis løs lagret sand, nært inntil eksisterende konstruksjoner. I begge tilfellene er det foretatt målinger av setninger på eksisterende fundamenter – målinger som viser relativt store setninger og stedvis større enn det de kritiske verdiene.

I begge prosjektene er de største setningene målt i nærheten av Holmen, hvor mektigheten av sand er størst. Merk at i akse 24 på motorveibrua ble det benyttet en jomfru av H-profil, noe som gikk galt og dermed er setningsmålingene herfra misvisende. Likevel er den generelle trenden at der sandlagene er på sitt mektigste ved Holmen, er også deformasjonene størst.

Ved byggingen av motorveibrua ble det benyttet peler av H-profiler for å ha en så liten massefortrenging som mulig. Dette betyr at hoveddelen av de komprimeringene og setningene som oppstod antagelig skyldes komprimeringer som følge av vibrasjonene som oppstod når de ble rammet.

Videre er det for jernbanebrua også brukt forskjellige peler. I mye omtalte akse 16 ble det benyttet massive betongpeler med en diameter på 270 mm. Pelen som ble rammet nærmest eksisterende fundament var pel nummer 4 og ble rammet 3,6 meter unna hjørne på eksisterende fundament. Dette impliserer at bevegelser på det nærliggende ikke i stor grad

kan skyldes effekter av massefortreningen, men oppstår som følge av vibrasjonene som skapes når pelen rammes.

Deformasjonene fra akse 11 er også tatt med her, da nærliggende fundament her viste store deformasjoner i retning mot pelearbeidene. I dette tilfellet ble det benyttet hule stålrør med diameter 1200 mm. Disse pelene er rammet svært tett inntil eksisterende fundament – så nære at man ikke kan se bort fra andre effekter enn bare vibrasjoner. Dette til tross for at man benyttet seg av stålrør for å ha så lite massefortrening som mulig.

Tilbake til motorveibrua; jamfør (Statens Vegvesen, 2006) ble de største vibrasjonene målt når nederste deler av pelen ble rammet, altså når tuppen av pelen penetrerer overflaten og de første meterne. Alle de største målingene ble gjort i løpet av 2 minutter etter at rammingen var startet. Dette virker å stemme godt med det som er beskrevet i teorien. Når det de største vibrasjonene oppstår i de øverste lagene, hvorfor er det da slik at de største setningene blir målt på Holmen i begge prosjektene?

Dette virker umiddelbart å ha to årsaker. Først og fremst vil pelene til de eksisterende fundamentene i større grad være fundamentert i sand, i forhold til andre steder hvor en større del av pelen går ned i de underliggende lagene. Dette vil da si at dersom sanden rundt de eksisterende pelene komprimeres vil antagelig de delene som står i for eksempel leire gi større motstand mot deformasjoner enn dersom hele pelen står i sand.

Videre er det en annen faktor som ikke ofte blir omtalt i litteraturen. Dette er effekten tidligere arbeider har hatt på de underliggende sandlagene. Forsøk 2 viste at risikoen for komprimering er større i sand hvor porøsiteten er midt mellom fastest og løsest lagring. Dette er antagelig nøkkelen til å beskrive hvorfor setningene var aller størst akkurat over Holmen. Det blant annet akse 16 i Jernbaneruprojektet og akse 24-28 krysser Holmen er det fra tidligere en godt trafikkert bilveg. Det kan være at arbeider og trafikk på denne vegen har komprimert massene i de øvre lagene. Dette fører til at motstanden mot penetrering av pelene blir større og vibrasjonene dermed øker, sammenlignet med pelen som er før og etter Holmen og står i elva hvor det bare er de tidligere pelene som eventuelt har påvirket massene.

Rapporter skrevet i forbindelse med målingen av vibrasjonene i det sistnevnte prosjektet viser at det ikke er store avvik i vibrasjonene mellom målingene gjort på Strømsø og på Holmen med omtrentlig samme avstand fra kilden. Vibrasjonene er omtrent like store, like langt fra rammingen. Selv om vibrasjonene noen steder ble målt til å være godt over kravene som stilles i NS 8141, ble det ikke registrert noen direkte eller indirekte skader på byggene som ble målt og andre bygg i nærheten. Altså er komprimeringen i sand lokalisert svært lokalt rundt pelen hvor energien i bølgen fortsatt er relativt stor.

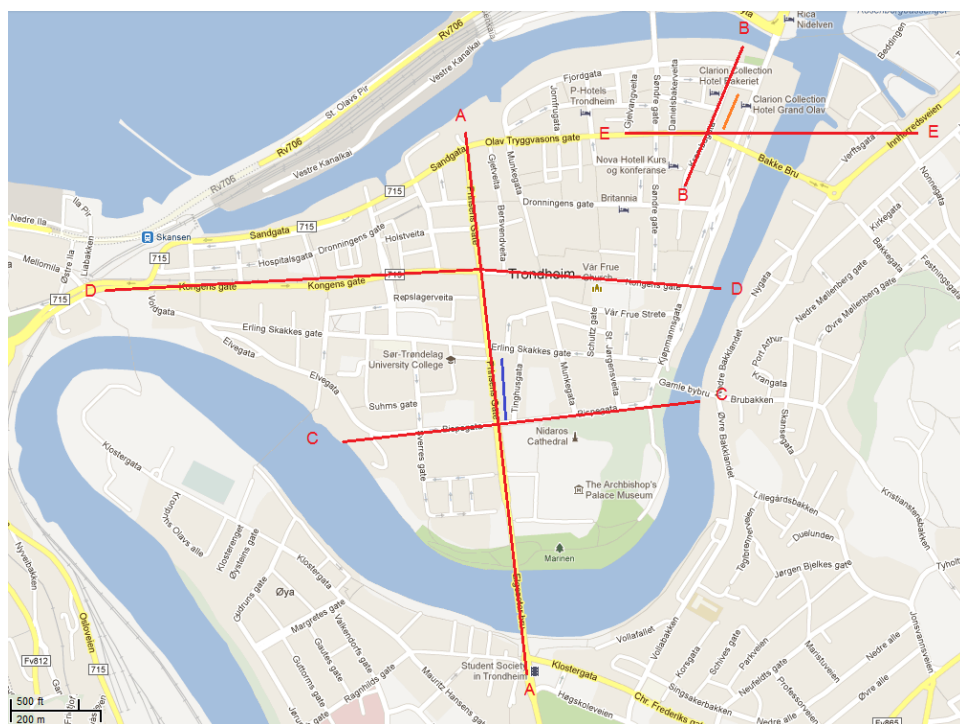
3.3 Caser fra Trondheim

De to neste casene er fra midtbyen i Trondheim; byggingen av Statens hus i Tinghusgata og ombyggingen av Mellagerkvartalet til det som i dag heter Olavskvartalet. Disse to tilfellene blir omtalt da det ble utført omfattende målinger på bygg i nærheten siden man var bekymret for setninger som følge av fundamenteringsarbeidene. I begge tilfellene brukes spunter til å støtte opp byggegropen, altså ingen peler. Dette spiller likevel ingen rolle, da vibrasjonene fra peler og spunter oppstår på samme måte.

Ved utløpet av Nidelva ligger midtbyen, dannet som et stort delta og har en mektighet på 5-6 meter over havavsetningene. Deltaer dannes der en elv renner ut i et basseng og friksjonsmasser avsettes ved elvemunningen. Slike deltaer består for det meste av sand og grus, men kan også inneholde finere materialer som finsand og silt, etter flomperioder.

Tidligere er det gjort et omfattende arbeid for å kartlegge den kvartærgeologiske utviklingen i midtbyen. Arbeidet besto av å sammenfatte flere tidligere grunnundersøkelser og sammenfatte disse. Denne rapporten er av betydning da den i tillegg til å gi et generelt bilde av grunnen i Trondheim, også gir et godt inntrykk av hvordan slike deltaer ser ut generelt (Belgum, 1198). Det har også vært svært hjelpelig da rapportene fra de aktuelle prosjektene har vært noe mangelfulle på blant annet dette punktet.

Midtbyen i Trondheim er omtrent 2,3 km² (omtrent 1,5 km lang og 1,5 km bredt). Området er begrenset av Nidelva i øst, sør og sørvest. I nord er området begrenset av Trondheimsfjorden, mens det i området vestre del ikke er noen klare avgrensninger. Fra det tidligere arbeidet ble tegnet totalt fem profiler. To med retning nord-sør og tre med retning øst-vest. Informasjonen til disse profilene er hentet fra tidligere geotekniske undersøkelser i området. De nevnte snittene krysser rett i nærheten av de to bygningene som blir omtalt senere i dette kapitlet.



Figur 79 Profiler fra Trondheim

De aktuelle profilene fra denne rapporten er tatt med for å supplere informasjon fra prosjektrapportene til de aktuelle bygningene, da disse bærer preg av å være noe ufullstendige og mangelfulle. Der snitt E og B krysser hverandre, ligger Olavskvartalet (markert med oransje strek) og der snitt A og C krysser hverandre ligger statens hus (markert med blå strek).

Også her vil det bli skrevet en felles diskusjon for de to prosjektene tilslutt.

3.3.1 Byggingen av Olavskvartalet

Denne delen er basert på sakspapirer funnet i arkivet hos Rambøll (Rambøll, 1987).

Sent på 1980-tallet begynte byggingen Olavskvartalet i Trondheim. Bygget inneholder butikker, spisesteder og konsertanlegg. Tidligere besto kvartalet av et mellager og er derfor i noen sammenhenger omtalt som Mellagerkvartalet.

Grunnarbeidene i prosjektet innbefattet å danne en byggegrop ved hjelp av spunter. Spuntene ble slått ned ved hjelp av hydraulisk fallodd. Siden prosjektet ligger nært eksisterende bygg og det ble stilt krav med hensyn til håndtering og nedføring av spuntene for å unngå skader. Fundamentnivået til bygget ligger om lag 2,5-3 meter under registrert grunnvannsnivå og grunnvannsnivået er målt til å ligge mellom kote +2,5 og +2,3. Når terrenget varierer mellom +5,5 meter og +7 meter tilsier dette at bunnen den aktuelle byggegropen vil være på anslagsvis kote 0, altså med en ca. 6-7 meter høy byggegrop. Spuntene må derfor antas å være noe lengre, antas ca. 9 meter.

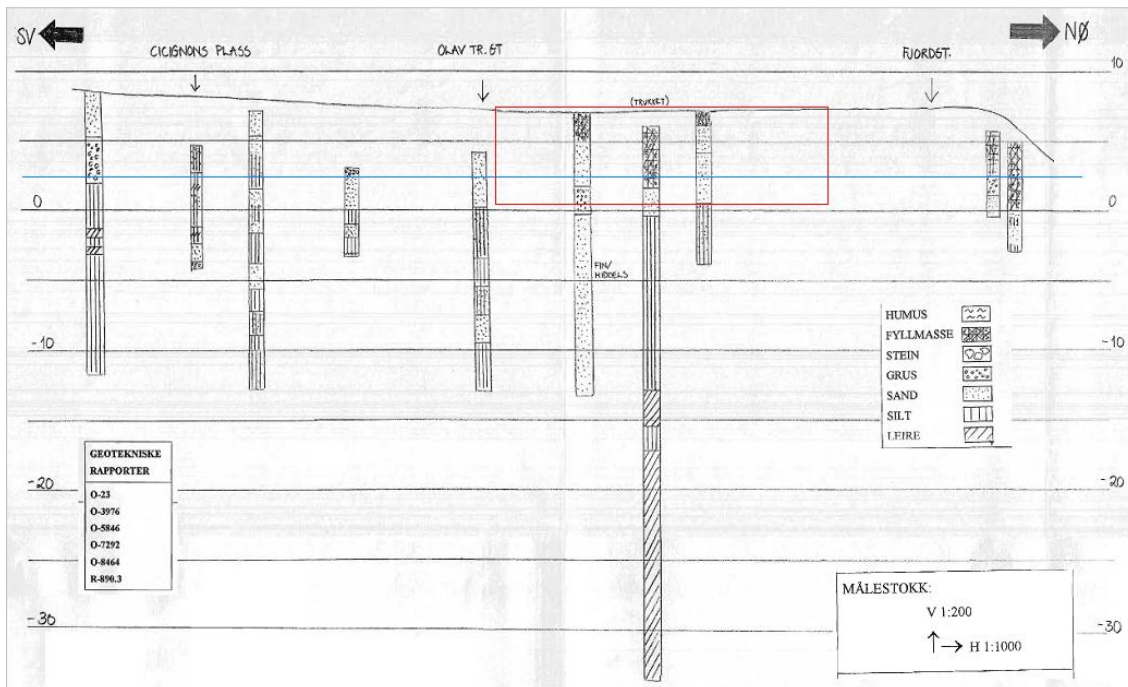
Under gjennomføringen av dette prosjektet ble det utført et omfattende målearbeid av vibrasjoner i et område rundt arbeidene.

Grunnforhold

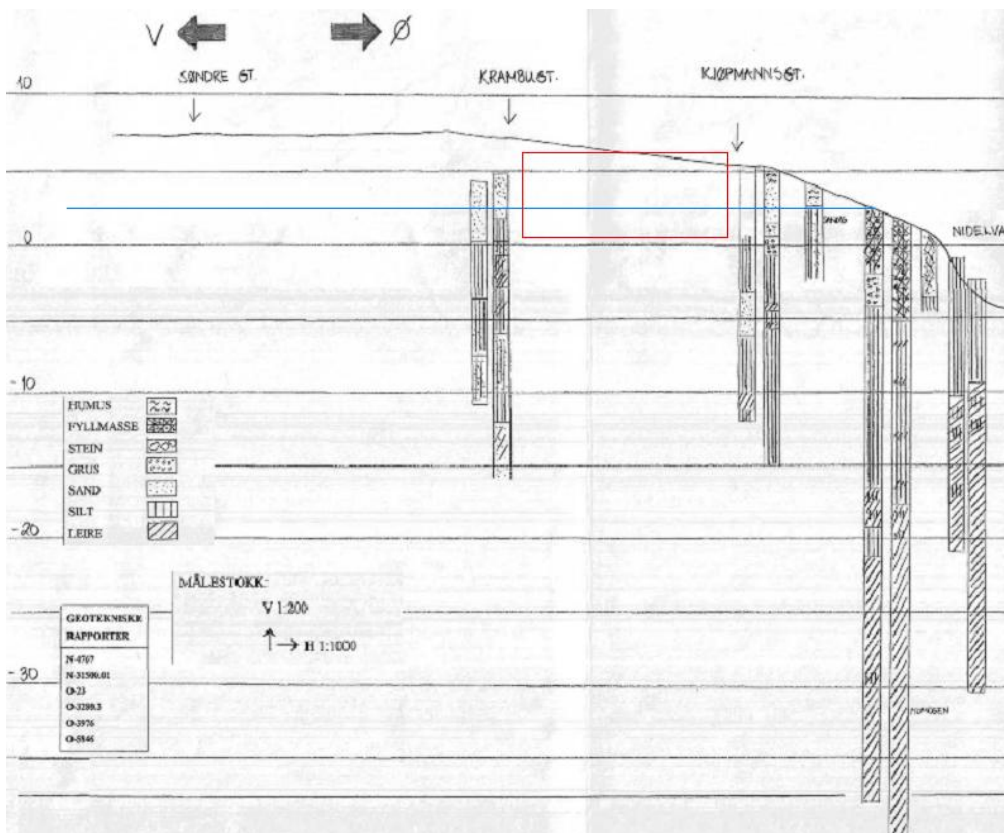
Som tidligere beskrevet er Midtbyen i Trondheim et elvedelta hvor grunnen hovedsakelig består av lagdelte elveavsetninger til store dybder. Olavskvartalet ligger imidlertid i utkanten av deltaavsetningene og grunnen her grenser inn mot de marine avsetningene som dominerer resten av byen.

De øverste par meterne består av et kulturlag dominert av oppfylte masser og består hovedsakelig av relativt grove masser. Overgangen fra dette kulturlaget til mer finkornig sand og silt har en svak hellende tendens fra sør mot nord. Dette indikerer at dette er avsetninger og er tilsvarende resterende deler av Midtbyen. Totalt er det 3-8 meter av disse massene før en når ned i enda mer finkornige masser som hovedsakelig kan betegnes som leirig silt. Vanninnholdet ligger i området 24-29 % og varierer lite. Dette variasjonsområdet indikerer at massene består av siltig finsand eller leirig silt. Mulig overgang til dypereliggende leire var ikke mulig å finne.

Under er profilene som presentert av (Belgium, 1988). Den røde firkanten markerer dybde og plassering av byggegropen, ut fra informasjonen fra (Rambøll, 1987). Den blå streken markerer beliggenheten av grunnvannet. Disse profilene passer godt med det som er skrevet i rapportene fra grunnundersøkelsen til det aktuelle prosjektet.

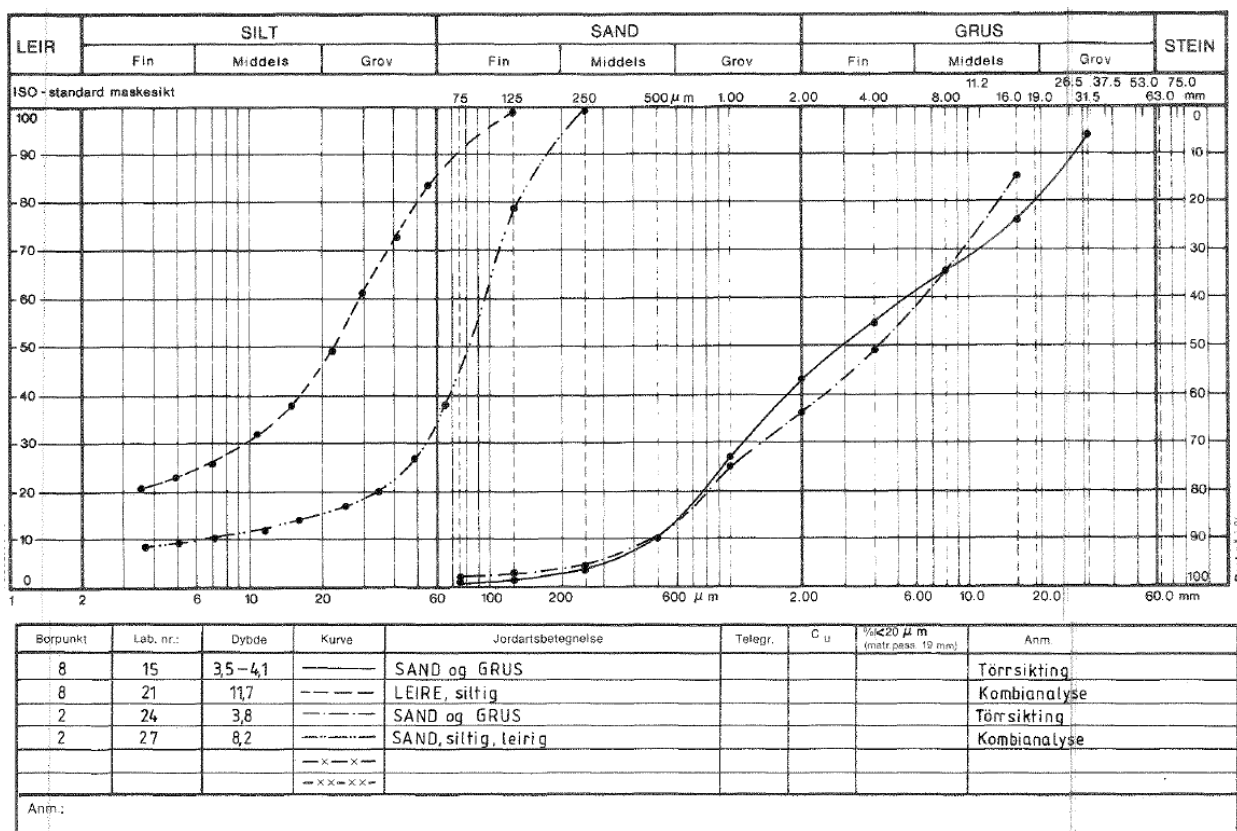


Figur 80 Grunnprofil med inntegnet byggegrep, snitt B-B (Belgium, 1198)



Figur 81 Grunnprofil med inntegnet byggegrep, snitt E-E (Belgium, 1198)

Av tegningene og fra rapporten er det tydelig at rammingen av spuntene hovedsakelig vil foregå gjennom kulturlaget og sandavsetninger. Bare de par nederste meterne av spuntene vil bli slått under grunnvannsnivå. Sikteanalyser gjort på prøver hentet fra forskjellige dyp gir et brukbart bilde av hva slags masser spuntene blir rammet gjennom.



Figur 82 Sikteanalyse fra området

Målinger av vibrasjon

I forbindelse med riving av Mellagerkvartalet og spuntingen i forbindelse med fundamenteringsarbeidene til Olavskvartalet ble et omfattende måleopplegg av vibrasjoner utført ved de nærliggende byggene. Dessverre kommer det ikke helt tydelig frem av rapporten hvor disse målerne er plassert i forhold til Olavskvartalet, men det må antas at de er plassert på et punkt nærmest mulig byggegropen.

I figuren under er alle målepunktene tegnet inn og tabellen under viser maksimalverdiene av vibrasjonene fra spuntingen. Den røde streken markerer hvor kvartalet ligger, akkurat hvor spuntene har gått kommer ikke tydelig frem i dokumentasjonen.



Figur 83 Kvartalet (rød firkant) og forskjellige målepunkter

Vibrasjonsmålerne er altså plassert slik at de omkranser området hvor spuntingen foregår. Grenseverdiene for vibrasjonene ble satt i henhold til norm 4150 og gir følgende maksimale partikkelhastighet for å unngå skader på bygg:

- 8 mm/s på fundamenter
- 20 mm/s midt på dekker

Dette tilsvarer omtrentlig de maksimale grensene som gis i dagens gjeldende norske standard 8141.

Under er maksimalverdiene fra målingene med for hvert enkelt punkt. På flere av adressene ble det utført målinger fra forskjellige deler av bygget, derfor er det flere verdien på noen av adressene.

Adresse	Målested	Dato	v mm/s	Kommentar
<u>Fjordgt. 3</u> (I.C.Piene)	Datagolv 2.etg.	26.05.87	3,9	Etterringing av spunt
	Kjeller	24.06.87	15,9	Spunt kl. 1954
		23.06.87	6,1	Spunt
		01.06.87	2,5	Spunt
		26.05.87	2,2	Spunt
<u>Kjøpmannsgt.52</u> (Nordenfj. Shipping)	Datagolv 1.etg.	21.05.87	1,8	Spunt i avst. 40 m
	Kjeller	24.06.87	1,7	Trolig spunt
		25.05.87	3,0	Spunt
		21.05.87	2,5	Etterringing av spunt
		12.05.87	1,9	Gravemaskin?
	4.etg.stue vaktm	12.05.87	6,3	Spunt i avst. 40 m
<u>Kjøpmannsgt.52</u> (Nordenfj. Reiseb.)	Kjeller	20.05.87	2,8	Trolig spunt
		21.05.87	2,7	Etterringing av spunt
		-"	2,4	Spunt i avst. 10-12 m
		20.05.87	2,3	Etterringing langs Br.veita
	1.etg.Mot port	21.05.87	6,0	Spunt i avst. 5 m
	1.etg.Over			
	Kjeller	-"	2,1	Spunt. En måleverdi
<u>Kjøpmannsgt.50</u>	Kjeller	19.05.87	7,2	Trolig spunt. Avst. 6-7 m?
		15.05.87	4,0	Trolig spunt
		14.05.87	3,1	Trolig spunt
<u>Kjøpmannsgt.46</u>	Kjeller	06.05.87	7,2	Riving m. gravemaskin
			5,9	Spunt 2 m avstand

Adresse	Målested	Dato	v mm/s	Kommentar
<u>Kjøpmannsgt.42</u> (Avant Garden)	Gesims, kjeller	11.05.87	4,3	Riving? Spunting?
		13.05.87	3,4	Spuntnål m/stor not- stand. 4 m avst.
		01.06.87	5,0	Spunt
<u>Olav Tryggv. gt. 2B</u>	Kjeller	04.06.87	6,0	Spunt
		03.06.87	5,5	Spunt
<u>Krambugt. 14</u> (Paulsens Maskinforr.)	1.etg.not Krambugt.	05.05.87	2,4	Anleggsarbeid
		10.06.87	7,4	Trolig spunt
		11.06.87	9,1	Trolig spunt
		12.06.87	7,6	Trolig spunt
		15.06.87	8,4	Trolig spunt
<u>Krambugt.16</u>	Kjeller, hjørne	16.06.87	7,2	Spunt
		17.06.87	16,2	Spunt
		18.06.87	14,9	Spunt
		12.06.87	2,8	Spunt av dobbelnål. Avst. ca. 13 m
		-"	1,1	Spunt avst. ca. 13 m
<u>Krambugt.18</u>	Kjeller	18.06.87	8,5	Spunt
		24.06.87	10,2	Spunt, etterringing

Figur 84 Maksimalt målte vibrasjoner i området rundt kvartalet

I rapporten fra arbeidet er følgende kommentar skrevet:

"Rystelsesnivået lå i begynnelsen under de grenseverdier som er angitt i DIN norm 4150. Spuntarbeidene de siste 14 dagene langs Krambugata ga tidvis måleverdier som ligger

høyere enn de normerte grenseverdier for fundamenter. Dette gjelder spesielt langs Krabugata 16 den 16. og 17. juni og langs fjordgata 3 den 24. juni.

Rystelsesnivået avtar raskt med avstand fra rystelseskilden.

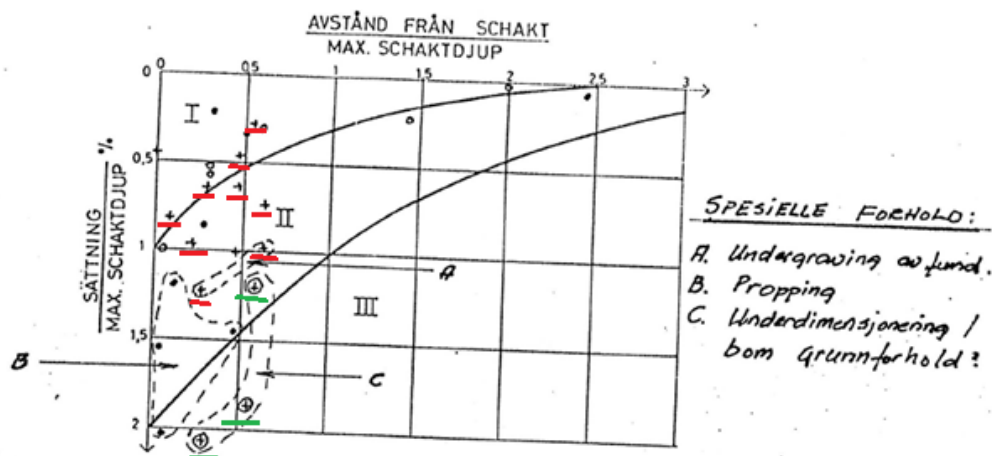
De målte rystelsesnivåene viste stor variasjon i de enkelte bygg omkring tomte. Dette skyldes forskjell i grunnforhold og fundamentering samt underlag for geofontene (måleutstyr).”

Etter dette slutter dessverre dokumentasjonen som ligger i arkivene hos Rambøll. Det er altså ikke noen notater eller rapporter som tar for seg eventuelle setninger/skader på nabobyggene.

Skader på omkringliggende bygg

Eystein Enlid, overingeniøren på prosjektet, husker at det var en del skader på de nærliggende byggene. Siden det er 25 år siden prosjektet ble utført er naturligvis den detaljerte kunnskapen borte.

Likevel ble noen av setningene samlet i et diagram. Dessverre er ikke den nøyaktige plasseringen av disse målingene opplyst, men de er oppgitt som avstand fra spuntene. Setningene er gitt i prosent av dybden av byggegroppen.



Figur 85 Plott med setninger fra prosjektet (Enlid)

Punktene med grønn strek er punkter som er målt ved Kjøpmannsgata 42 (Avant Garden), punktene med rød strek er fra andre steder rundt kvartalet. Det må antas at disse er målt på forskjellige steder langs spuntene. Med tanke på at byggegroppen var på anslagsvis 6 meter tilsier dette at setningene en halv meter fra spuntene varierte mellom 2,4 – 12 cm.

Jamfør de tidligere grunnprofilene er det tydelig at Avant Garden er fundamentert på et sandlag med større mektighet enn resterende nabobygg. Det er grunn til å tro at man her fikk en komprimering av denne sanden, siden setningene er så mye større enn resterende målingene.

Det er skrevet en felles diskusjon for prosjektene fra Trondheim.

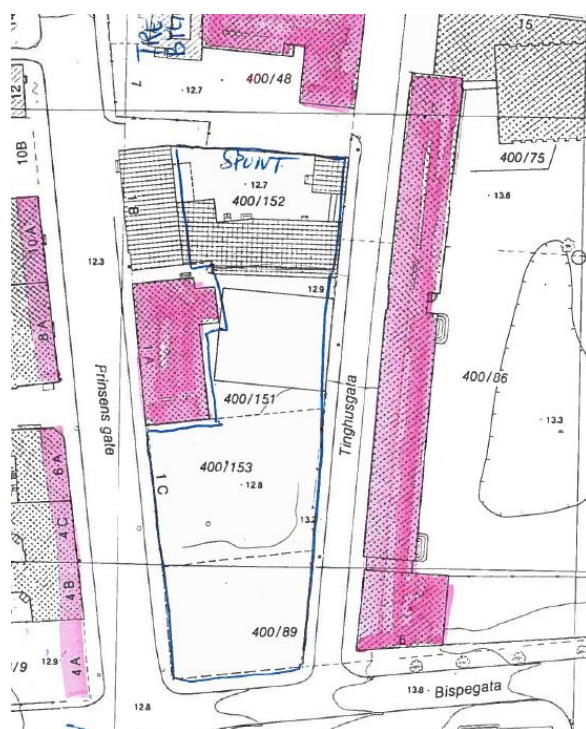
Neste omtalte tilfelle er fra Statens hus. I dette prosjektet ble det, i stede for vibrasjonsmålinger, gjort omfattende målinger av setninger i bygg som stod i nærheten. Statens hus ligger 1,5 km lengre sør-vest i Midtbyen, en løs sammenligning må derfor antas å være mulig.

3.3.2 Byggingen av Statens hus i Trondheim

I likhet med Olavskvartalet er også denne delen basert på rapporter fra prosjektet som er funnet i arkivet hos Rambøll (Rambøll, 1997)

På slutten av 1990-tallet startet byggingen av Statens hus i Trondheim. Bygget huser 13 statlige etater inkludert fylkesmannen i Sør-Trøndelag. Bygget er lokalisert i kvartalet mellom Bispegata og Erling Skakkes Gate og ligger langs Tinghusgata.

Statens Hus ble bygges svært tett opp mot to bygg; lokalene til Trondheim Turnforening og ”Storvask”, henholdsvis Prinsensgate 1 A og B.



Figur 86 Plassering av spunt

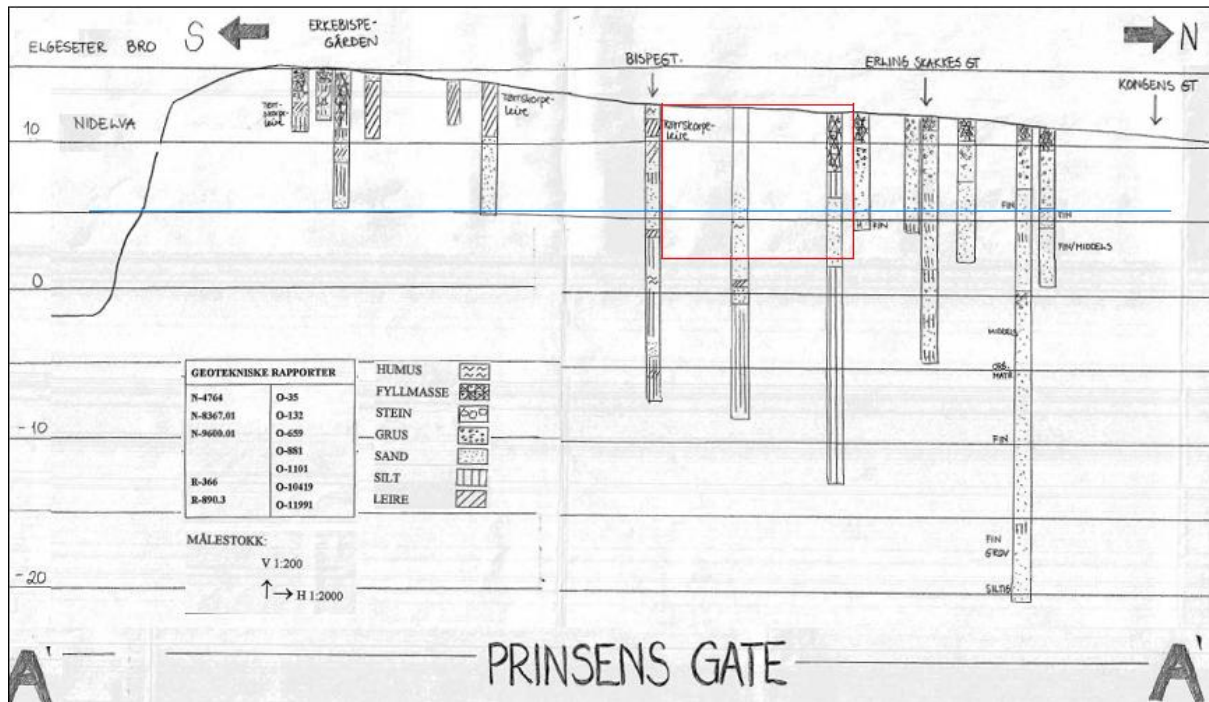
Klok av skade, jamfør Mellagerkvartalet, var man i dette prosjektet svært oppmerksom på eventuelle skader som kunne oppstå i de nærliggende byggene som følge av spuntingen. Et omfattende måleopplegg ble iverksatt og flere av byggene rundt det aktuelle prosjektet ble overvåket.

Grunnforhold

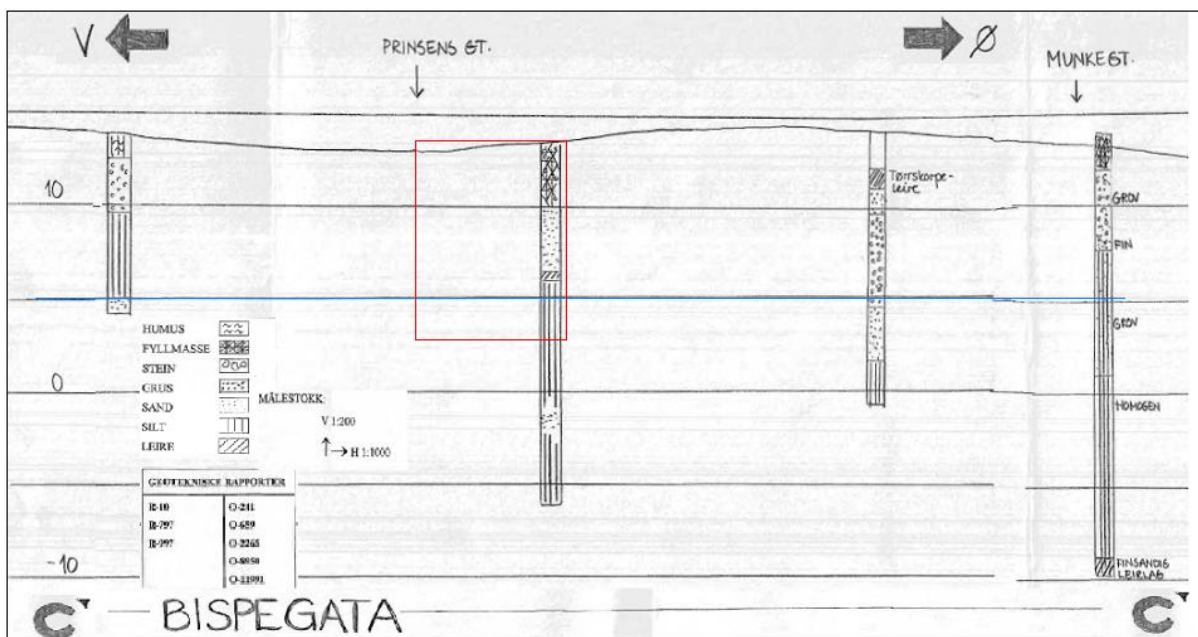
De arkiverte prosjektmappene fra dette prosjektet er noe mangelfullt, blant annet har det ikke vært mulig å finne noen notater/rapporter som tar for seg grunnforholdene ved det aktuelle prosjektet. Heldigvis er det tidligere omtalte prosjektet som undersøkte kvartærgeologien i

Midtbyen i Trondheim, tegnet to profiler som krysser hverandre mellom Prinsensgate og Bispegata. Disse blir dermed brukt til å vise de forskjellige lagdelingene.

De røde strekene viser spuntene og de blå strekene er grunnvannsnivået. Legg merke til at det er forskjell på den vertikale og horisontale målestokken. Disse profilene er basert på blant annet grunnundersøkelser gjort i forbindelse med prosjekteringen av Statens Hus.



Figur 87 Grunnprofil med plassering av spunt, snitt A-A

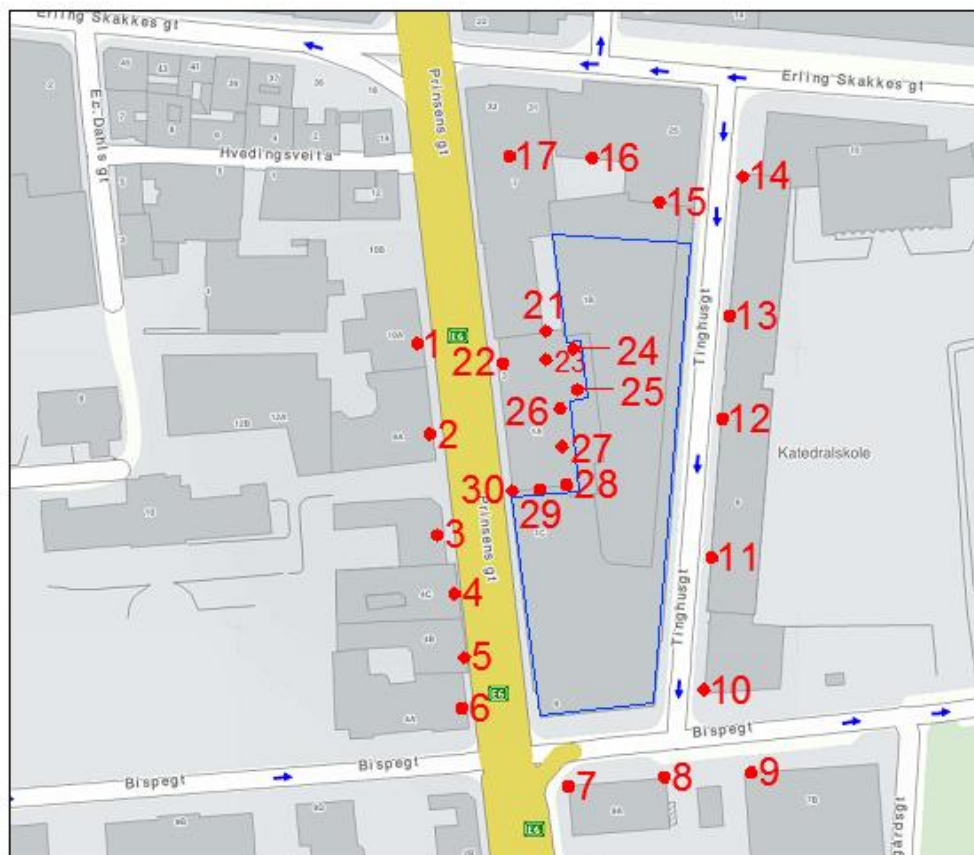


Figur 88 Plassering av spunt, snitt C-C

Det er tydelig at grunnen her og grunnen ved Olavskvartalet har noen av de samme karakteristikkene, spesielt hva gjelder de øverste meterne hvor spuntene settes. Det er store mengder oppfylte masser over sand/grus og silt. Bare de siste par metene av spuntene når under grunnvannstand.

Setningsmålinger

I området rundt byggegroppen ble det montert minst 30 setningsbolter. Boltene ble festet til grunnmuren på de aktuelle byggene og det ble utført målinger nesten daglig gjennom hele prosessen med spunting. I figuren under viser hvor målepunktene lå. Det blå feltet viser hvor spuntene ble satt, jamfør figur 86.



Figur 89 Plassering av målepunkter i området (google)

I tabellen under er første og siste måling, samt differansen mellom dem presentert.

Punkt	28.apr	23.okt	diff. [m]	diff [cm]	
1	12,927	12,931	0,004	0,4	Heving
2	13,138	13,13	-0,008	-0,8	Setning
3	13,401	13,395	-0,006	-0,6	Setning
4	13,336	13,327	-0,009	-0,9	Setning
5	13,297	13,288	-0,009	-0,9	Setning
6	13,233	13,225	-0,008	-0,8	Setning
7	13,617	13,611	-0,006	-0,6	Setning
8	14,018	14,017	-0,001	-0,1	Setning
9	14,465	14,468	0,003	0,3	Heving

10	13,938	13,928	-0,01	-1	Setning
11	13,969	13,872	-0,097	-9,7	Setning
12	13,674	13,677	0,003	0,3	Heving
13	13,225	13,239	0,014	1,4	Heving
14	13,102	13,106	0,004	0,4	Heving
15	13,406	13,397	-0,009	-0,9	Setning
16	12,972	12,961	-0,362	-1,1	Setning
17					Ingen måling
18	12,979	12,971	-0,008	-0,8	Setning
19	12,941	12,916	-0,025	-2,5	Setning
20	12,955	12,94	-0,015	-1,5	Setning
21	12,927	12,919	-0,008	-0,8	Setning
22	12,856	12,861	0,005	0,5	Heving
23	13,056	13,047	-0,009	-0,9	Setning
24	13,055	13,041	-0,014	-1,4	Setning
25	13,039	13,134	0,095	9,5	Heving
26	13,183	13,183	0	0	-
27	13,084	13,088	0,004	0,4	Heving
28	13,373	13,366	-0,007	-0,7	Setning
29	13,182	13,174	-0,008	-0,8	Setning
30	13,109	13,104	-0,005	-0,5	Setning

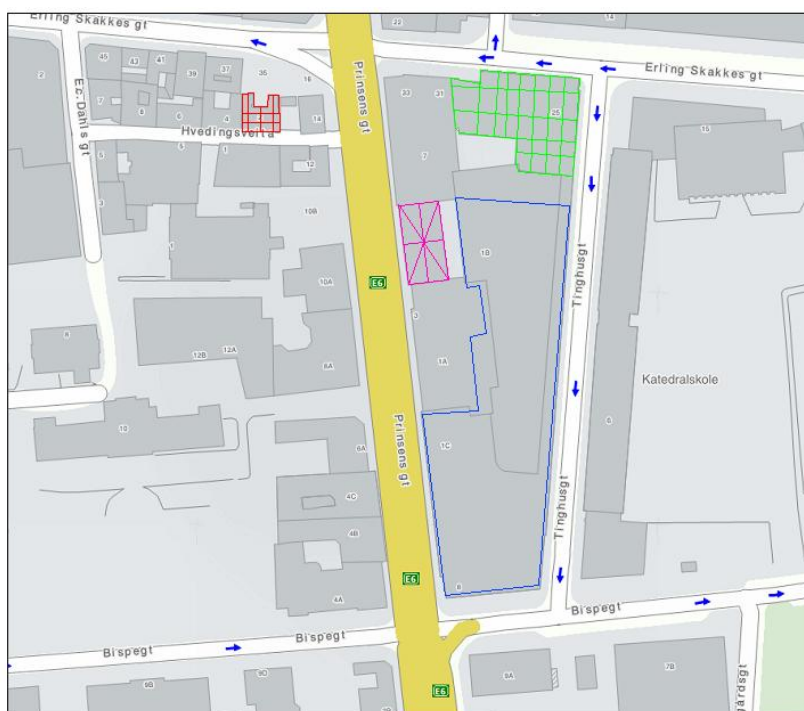
I tillegg til disse 30 punktene er det utført målinger på ytterligere 24 punkter. Dessverre sier ikke rapportene noe om hvor disse ligger og siden de 30 øvrige punktene har en såpass god spredning langs spuntene at de vil gir et godt nok bilde av setningene.

Det er ingen av de resterende punktene som har differanser som er særlig større enn de overstående.

Registrerte skader

Etter spuntingen ble det utført visuell registrering av skader som svært sannsynlig var følge av spuntingen. Før spuntingen startet var det utført tilstandsregistrering på flere av de tilstøtende byggene, man hadde derfor et godt utgangspunkt for å si om skader hadde blitt påført byggene som følge av arbeider med spuntingen.

Det var hovedsakelig to bygg hvor det ble påvist tydelige skader, i tillegg ble det varslet om skader på ytterligere ett bygg.



Figur 90 Bygg hvor det ble registrert skader

I bygget som er markert med grønt i figuren over, ble sprekker som var observert før spuntingen startet blitt større etter avsluttet arbeid. Det ble også registrert nye sprekker i bygget, spesielt på vestgavlen, samt av denne veggen er slått noe inn. I tillegg ble det observert setninger i grunnen under fundamentet det tilstøtende området til spuntene.

Videre ble det i Storvask, markert med lilla, registrert sprekker i alle etasjer i nordre del av bygget. I tillegg falt steiner ut av grunnmuren på nordsiden. Grunnen har også her satt seg litt under fundamentene.

I det siste tilfellet ble det varslet om dannelse av sprekker i grunnmur og pipe, samt nedfall av murpuss. I figuren over er dette bygget markert med rødt. Dessverre framkommer det ikke videre av dokumentasjonen fra dette prosjektet hva som skjedde videre med dette bygget.

3.3.4 Diskusjon av tilfeller fra Trondheim

I disse forsøkene er det målt systematisk setninger eller vibrasjoner som følge av spuntingen om hverandre. Optimalt sett hadde utført og dokumentert både setninger og vibrasjoner i hvert enkelt prosjekt. Likevel er det grunn til å tro at disse prosjektene er sammenlignbare, både med hensyn til geografisk nærhet og likhet i prosjektene.

I begge prosjektene er grunnforholdene hvor spuntene rammes relativt like; et kulturlag over sand og silt. Grunnvannstanden i begge tilfellene er et stykke under terrengnivå og de øverste par meterne består av kulturlag.

Vibrasjonsmålingene fra Mellagerkvartalet er gjort i eller på omkringliggende hus. Målingene viser relativt stor variasjon for hvert enkelt bygg. Dette har naturligvis mye med hvor målingene er utført i de aktuelle byggene og faktorer vedrørende bygget og hvordan

vibrasjoner forplantes i bygget, jamfør kinematisk interaksjon. På nesten alle adressene er det utført målinger i kjelleren. Målingene viser at vibrasjonene varierer mye, både internt i hvert bygg og i forhold til resterende bygg. Dette til tross for at det ikke er skrevet noen steder at rammemetoden ble endret underveis. Antagelig betyr dette at det er grunnforholdene som er den største og mest vesentlige variabelen i akkurat disse målingene. Videre viser også målingene at vibrasjonene svekkes raskt med økende distanse fra vibrasjonskilden.

Når det gjelder skader som oppstod i de nærliggende byggene er dette svært dårlig dokumentert. Noen punkter er plottet i et diagram, men det fremkommer ikke nøyaktig hvor disse målingene er gjort, bortsett fra målinger på Kjøpmannsgata 42. Her ble det målt betydelig større setninger enn resterende punkter, noe som i sin tid ble forklart med at man hadde prosjektert med feil grunnforhold. Om dette betyr at mektigheten til sandlaget som er tegnet inn i figur 74 ble oversett eller om det er faktorer vedrørende utførelsen av spuntingen som har vært avgjørende for setningene som oppstod vites ikke. Om man tar høyde for at det er førstnevnte årsak kan dette stemme med resultater fra forsøk og teori – sand komprimeres lettere enn grus, er mektigheten av eventuelle sandlag avgjørende for setninger. Grunnen akkurat på dette hjørnet virker å bestå av et sandlag med større mektighet og ligger nærmere terrengnivået enn resterende deler av området. Når setningene her ble mye større enn resterende av de dokumenterte setningene kan man ikke se bort fra sanden. Spørsmålet er heller om hvorvidt dette skyldes komprimering som følge av vibrasjoner eller om det er andre effekter ved spuntene som har gjort at denne sanden komprimeres. Det er vanskelig å svare på siden det ikke kommer frem av dokumentasjonen hvor langt fra setningene er målt fra spuntene.

Fra byggingen av Statens Hus ble det her gjort et omfattende måleopplegg av eventuelle setninger på bygg i nærheten. Dessverre ble det ikke utført målinger av vibrasjonene. Optimalt for denne oppgaven hadde vært om det ble utført både vibrasjonsmålinger og setningsmålinger. Målingene fra Mellagerkvartalet viste at vibrasjonene har stor variasjon. Med tanke likheten i grunnforholdene er det grunn til å tro at eventuelle målinger ved Statens Hus ville vist omtrent samme variasjon.

De omtalte setningsmålingene og skadene som er dokumentert har flere interessante aspekter ved seg. Målingene er gjort av fagfolk, det må derfor antas at disse stemmer og viser de faktiske setningene som oppstod som en konsekvens av spuntingen. Disse målingene ble utført så lenge spuntingen foregikk og differansen mellom første og siste måling er beregnet tidligere i rapporten.

Resultatene fra målingene er forholdsvis jevne bortsett fra punkt nummer 11 og 25, som viser en setning og en heving på henholdsvis - 9,7 cm og 9,5 cm – mye større enn resterende målepunkter. De tilstøtende punktene viser målinger som er mer samsvarende med den generelle trenden i målingene. Videre ble ikke byggene omtalt i notatet som omhandler skadene på de nærliggende byggene. Man skulle tro at setninger og hevinger på omtrent 10 cm ville gi merkbare skader på byggene. Likevel er disse setningene relativt sett små – omtrent 1 % av den totale lengden av spuntene, det er dermed sagt at slike skader kan oppstå.

De resterende punktene viser setninger fra 0 cm til 2,5 cm og ikke noen spesielle trender hva gjelder plassering i forhold til spuntene. I det nordøstre hjørnet er det flere punkter som er målt høyere etter spuntingen enn før, det har altså her skjedd en heving. Punkt 13 har her den største positive differansen på 1,3 cm.

Grunnforholdene i området viser at trenden her er omtrent den samme som ved Mellagerkvartalet. Hovedsakelig er det fyllmasser over sand og silt, men mot nord er det større mektighet av grovere masser som grus og stein.

3.4 Kommentar til arbeidet med disse tilfellene

Arbeidet med disse prosjektene har vært vanskeligere enn først antatt. De involverte mekanismene er svært komplekse og eventuelle komprimeringer har ofte en sammensatt årsak. En ting som var overraskende var vanskelig det var å finne frem til aktuelle tilfeller hvor det forelå god nok dokumentasjon av det generelle prosjektet, målinger i henhold til problemstillingen av vibrasjoner og eventuelle setninger/skader som hadde oppstått.

For å finne aktuelle caser ble personer i nært sagt alle de store aktørene som driver innenfor fagfeltet i Norge kontaktet. Spesielt firmaene som er med i det overordnende forskningsprosjektet denne oppgaven ble gitt under. Noe respons var det, men generelt var svaret noe sånt som ”ja, det er et problem, men vi har ingen dokumenterte tilfeller som passer overens med problemstillingen”.

Det er dermed ikke sagt at det forekommer skader og setninger i nærliggende konstruksjoner og masser. Problemet er altså at de sjeldent dokumenteres da skadene stort sett rettes på så fort som mulig og det skrives da bevist så lite som mulig om hendelsene (Sand, 2012). Det er flere eksempler bare i Midtbyen i Trondheim, men de er utelatt da det ikke forekommer noen som helst dokumentasjon på de aktuelle prosjektene.

Når det gjelder prosjektene som er tatt med i denne rapporten er det stor variasjon på graden av dokumentasjon også her. Bruene i Drammen er relativt godt dokumentert via artikler og rapporter. Prosjektene fra Trondheim er den foreliggende dokumentasjonen noe mer sprikende. Dette skyldes antagelig at disse er hentet fra Rambøll sitt arkiv hvor deler av rapportene gjennom tiden blitt borte. Derfor er noen av disse prosjektene noe mangelfulle.

Tilfellene som omtales i dette prosjektet er sammenlagt såpass omfattende at de er tilstrekkelig til å gi et godt bilde av hvilke faktorer som spiller inn for å skape komprimering i sand og andre friksjonsmasser når man sammenligner dem. Likevel må det gjentas at det kan være forholdsvis komplekse årsaker som ligger bak dette. Undertegnedes manglende praktiske erfaring på området gjør også at det er vanskelig å gjøre antagelser på faktorer som eventuelt påvirker slike skader i praksis. Resultatene fra teori, forsøkene og erfaringene fra arbeidet med disse tilfellene kan likevel sammenlagt gi et greit bilde av hvilke faktorer som spiller inn i forhold til å være potensielle prosjekter hvor skader kan oppstå.

4. Konklusjon

Gjennom arbeidet med dette studiet har det blitt klart at dette i utgangspunktet er en svært kompleks problemstilling hvor det er svært mange faktorer vedrørende pelen, omgivelsene og rammemetode som spiller inn i forhold til eventuelle skader som påføres nærliggende konstruksjoner.

Likevel er det mulig å trekke noen konklusjoner i forhold til faktorer vedrørende grunnen som er med på å påvirke risikoen for slike komprimeringsskader. Her er det mest opplagte kriteriet porøsiteten i materialet tillegg til vanninnholdet. Vanninnholdet i sanden er veldig avgjørende både for forplantningen av bølger og motstand mot komprimering. Dersom det er fine masser som ligger over grunnvannstand, vil den tilsynelatende kohesjonen gi et positivt bidrag til motstanden mot komprimeringer. Videre er vibrasjonene som skapes svært avhengig av motstanden til pelen, desto større motstand desto større er vibrasjonsnivået. Derfor er størst risiko for komprimeringer der jorda består av masser som er middels løst lagret. Da vil motstanden mot ramming av pelen være stor nok til å skape store nok vibrasjoner till å gi de største komprimeringene i sanden.

De mest aktuelle stedene hvor slike komprimeringer kan foregå er i områder med store avsetninger fra elver; slik som i Drammen og til dels i midtbyen i Trondheim. De tilfellene som er omtalt i dette studiet bærer dessverre preg av å være delvis dårlig dokumentert. Når undertegnede i tillegg mangler praktisk erfaring fra slikt arbeid blir det litt vanskelig å trekke bastante konklusjoner ut fra dette arbeidet. Likevel er det tydelig at slike komprimeringer skjer forholdsvis nære arbeidene – hvor energien i bølgene er størst. Skader lengre unna kan skyldes kombinasjoner av kategoriene beskrevet i kapittel 1.1 og dermed er mer avhengig av konstruksjonene.

Variable grunnforhold bidrar i forhold til å svekke bølgene fra pelen siden de spaltes og dermed mister sin energi når de går over fra et lag til et annet. Dette vil føre til at vibrasjonene i de forskjellige langene dempes raskt i forhold til steder hvor grunnforholdene er mer homogene. Dette underbygges at tilfellene omtalt i denne rapporten; i Drammen er vibrasjonene forholdsvis konstante ved lik avstand fra arbeidene når de ble målt forskjellige steder. I Trondheim viste målingene at vibrasjonene varierte svært mye når de måles rett ved hverandre.

Videre vil eventuelle tidligere arbeider som generer vibrasjoner allerede ha ført til delvis komprimering av massene, slik som i Midtbyen i Trondheim. Desto mer arbeider, desto mer vil massene allerede være nærmere sin stasjonærtilstand og dermed vil motstanden mot komprimeringer større.

Dette var i mindre grad tilfelle i Drammen, hvor massene hadde en tendens til å komprimere seg mye mer. Dette skyldes naturlig nok forskjellen i fundamenteringsmetode og andre karakteristikker ved grunnforholdene, men også det faktum at massene her antagelig var påført mye mindre tidligere vibrasjoner enn i Trondheim sentrum.

Spørsmålet er altså om dette er en problemstilling som har en særlig praktisk betydning. Det finnes tilfeller hvor det kan oppstå. Dersom det er fare for skade, kan man benytte vibrolodd i stede for fallodd og dermed påføre grunnen mye mindre vibrasjoner.

5. Videre arbeid

Dette studiet fokuserer mest på hvordan vibrasjonene påvirker sand i form av komprimeringer. En naturlig fortsettelse av dette studiet vil dermed være å studere hvordan slike vibrasjoner oppstår, hvor store de eventuelt blir og hvilke faktorer vedrørende pelen og massene som påvirker vibrasjonene som forplanter seg i jorda. Man kan se for seg at disse resultatene implementeres i et numerisk analyseprogram.

Slike resultater ville også vært svært hendig i forbindelse med andre aspekter ved skader som følge av vibrasjoner fra peleramming.

Dersom man klarer å beregne hvor store vibrasjonene blir, kan man sette sammen dette med for eksempel resultatene fra forsøk nummer en (grenseverdier for vibrasjoner). Deretter kan man gjennomføre forsøk nummer to, fra dette studiet, og sammenligne resultater fra de numeriske analysene og resultater man får ved å gjennomføre forsøket.

Videre bør det utføres forsøk for å skille mellom effekter av massefortrening, eventuelle poretrykksoppbygginger som følge av denne massefortreningen og komprimeringer fra vibrasjoner i massene rundt en pel.

Bibliografi

Aarhaug, O. (2004). *Geoteknikk*. Oslo: NKL.

Athanasopoulos, & Pelekis. (2000, Februar). Ground vibration from sheet pile driving in urban environment. *Soil dynamics and earthquake engineering*, ss. 371-387.

Belgum, M. (1998). *Kvartærgeologisk utvikling i Trondheim, Midtbyen*. Fakultet for geofag og petroleumsteknologi.

Den norske pelekommite. (2005). *Peleveiledningen 2005*.

Enlid, E. (u.d.). Personlig kommunikasjon.

Faggruppe for geoteknikk på NTNU. (1978). *Hokksundsand; Rutineundersøkelser*. Trondheim: NTNU.

Falstad, B. (1995). Ny jernbanebru over Drammenselva, en peleteknisk utfordring. *Geoteknikkdagen 1995* (s. 37). Oslo: Norsk jord- og fjellteknisk forbund.

Fellenius, B. (2011). *Basics of foundation design*. Sidney, BC, Canada.

Geotechnical engineering bureau. (2007). *Liquefaction potential of cohesionless soils*. New York: New York state department of transportation.

Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*.

Massarch, R. (2000). Settlements and damage caused by construction induced vibrations. *International workshop Wave 2000*. Bochum, Germany.

Massarch, R., & Fellenius, B. (2008). Ground vibrations induced by impact piling. *The sixth international conference on case histories in geotechnical engineering*. Arlington, Virginia.

Rambøll. (1987). *Byggingen av Olavskvartalet, arkivnummer 05846*.

Rambøll. (1997). *Statens Hus, arkivnummer 12549 og 11991*.

Robertson, & Cabal. (2010). *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*. California: Gregg drilling & testing.

Sand, K. (2012). Siv. Ing i SWECO.

Sandven, R. *Soil investigations*. Faggruppe for geoteknikk, NTNU.

Statens Vegvesen. (2006). *E 18 Ny motorveibru i Drammen*.

Statens Vegvesen. Håndbok 016. I *Geoteknikk i vegbygging* (s. kapittel 17). Oslo: Vegdirektoratet.

Svinkin, M. (2004, Mai). Minimizing construction vibration effects. ASCE .

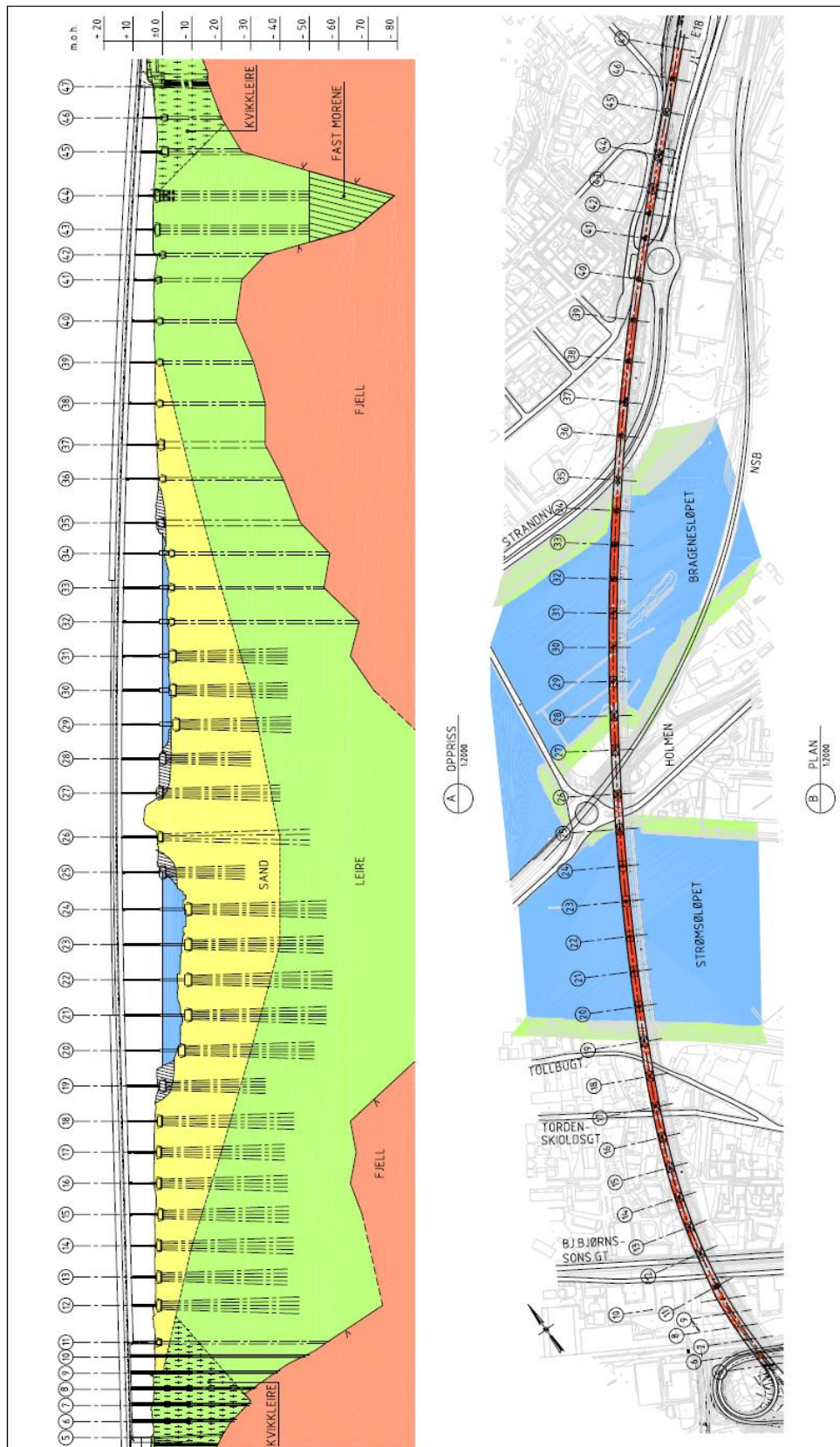
Transportation research board. (1997). *Dynamic effects of pile installations on adjacent structures*. Washington D.C: National academy press.

Vegdirektoratet. (2002). *Oppdragsrapport F-312 A*.

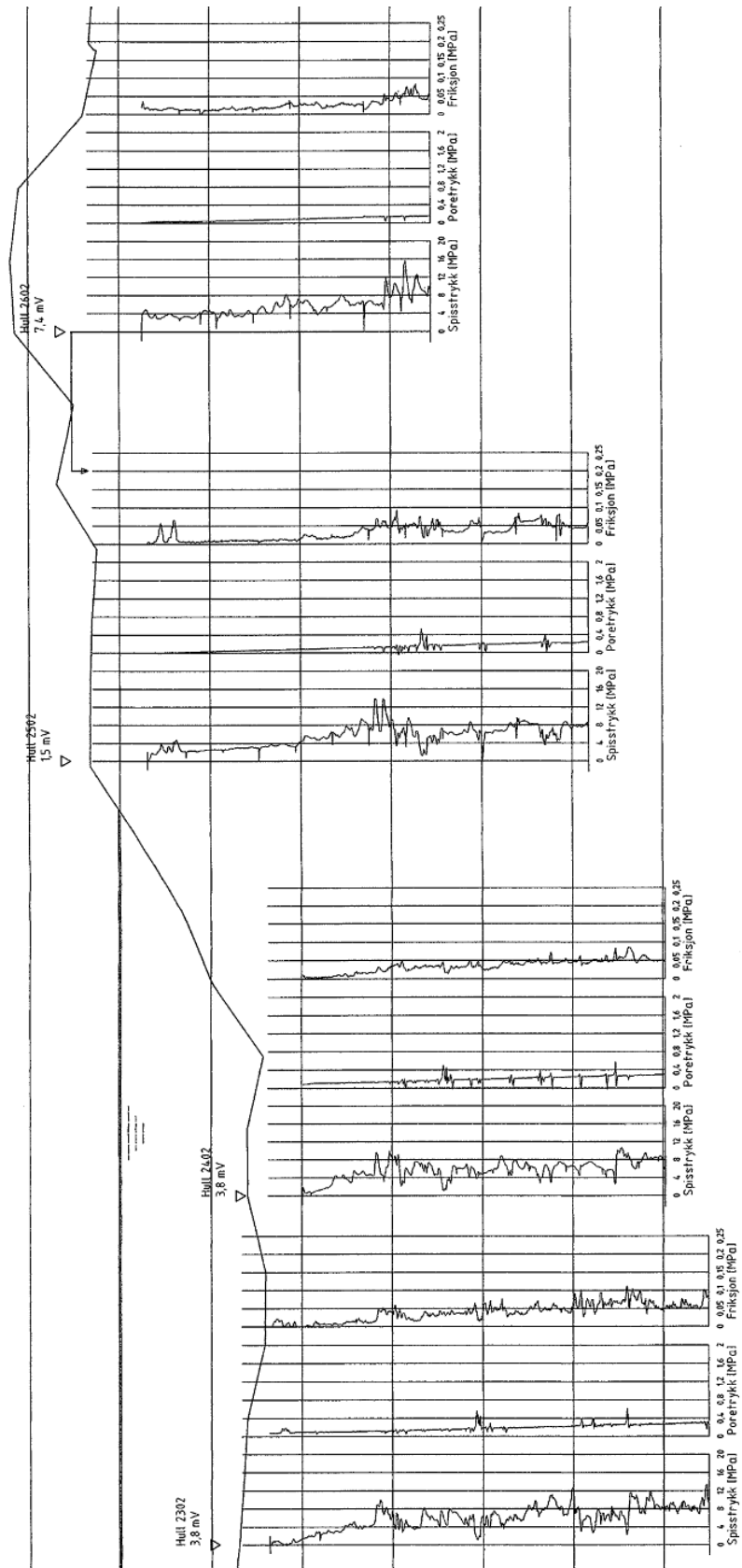
Verdugo, R. (1992). *Characterization of sandy soil behaviour under large deformations*. University of Tokyo.

6. Vedlegg

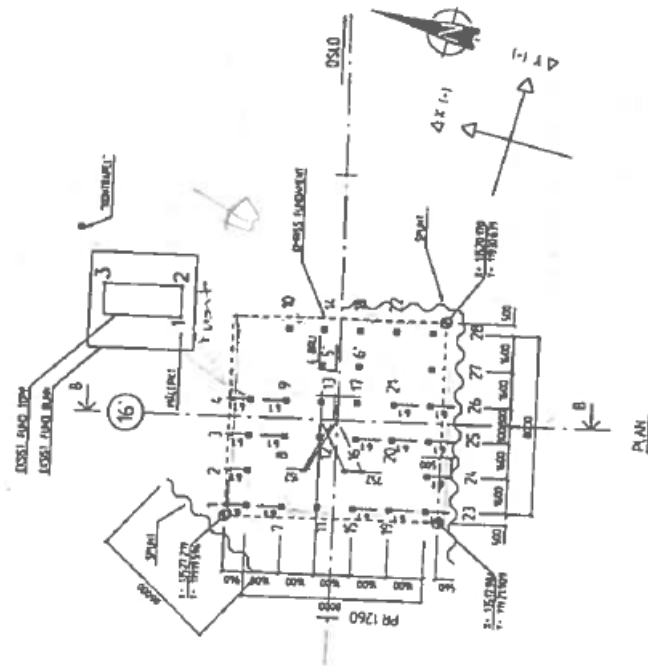
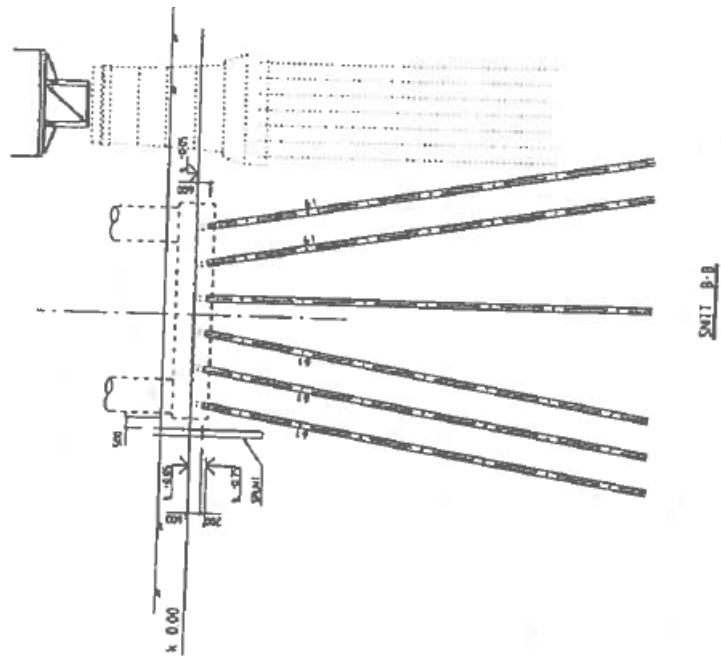
6.1 Oppriss motorveibru over Drammenselva



6.2 CPT-profiler fra akse 23,25 og 26



6.3 Fundament S-16 fra bygging av jernbanebru over Drammen



6.4 Liste over digitale vedlegg

6.4.1 Resultater og målinger fra forsøk 1

6.4.2 Resultater og målinger fra forsøk 2

6.4.3 Tegninger over planlagt forsøk i pelelaboratoriet

6.4.5 Programmer laget og benyttet i forbindelse med forsøkene