

Dynamisk testing ved endimensjonal bølgeteori til estimering av aksiell statisk bæreevne

Henning Firman
Olav Frydenberg

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Medveileder: Steinar Nordal, BAT
Kåre Eggereide, Rambøll
Even Øiseth, Rambøll

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

Oppgavens tittel: Dynamisk testing ved endimensjonal bølgeteori til estimering av aksuell statisk bæreevne	Dato:09.06.2014		
	Antall sider (inkl. bilag): 205		
	Masteroppgave		
Navn: Henning Firman og Olav Frydenberg			
Faglærer/veileder: Steinar Nordal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Gudmund Reidar Eiksund			

Ekstrakt:

Dynamisk testing for estimering av aksuell statisk bæreevne for peler, basert på endimensjonal bølgeteori har i senere år blitt mer tatt i bruk i Norge. Hovedfokuset for denne oppgaven er å forstå og presentere bruk av teorien, og anvendelsen til estimering av aksuell statisk bæreevne. Videre er hensikten å undersøke hvordan andre aspekter innen bruk av peler, kan påvirke bæreevnen.

Estimeringen utføres ved å ramme en pel med et lodd, og måle tøyning og akselerasjon ved peletopp. Bakgrunnen for at teorien kan anvendes, samt fremgangsmåte i estimeringsmetoden *Case Method* og programvaren *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)* presenteres. Her gis det også en innføring i hvordan pel- og løsmasser modelleres. Det er gis også en kort introduksjon til GRLWEAP, en programvare basert på endimensjonal bølgeforplantningsteori primært til bruk for rambarhetsanalyse.

Det beskrives hvordan aspekter rundt *valg av peletype, plugging av åpne peletverrsnitt, påvirkning av rammeprosess på løsmasser* og *tidseffekter* påvirker bæreevne og samsvaret mellom statisk prøvebelastning og dynamisk testing. Temaene introduseres og benyttes deretter til å gi retningslinjer for hvordan dynamiske tester bør utføres.

Det presenteres et case- studie basert på *Pirbrua i Trondheim*. Hensikten er å undersøke årsaken til at fordelingen av jordmotstand ikke øker med dybden slik en skulle forvente ut ifra grunnundersøkelser. Tre ulike hypoteser blir fremlagt og testet ved ulike metoder, deriblant ved analyse utført i *GRLWEAP*. Resultatene indikerer at årsaken kan være residualspenninger og forandring av materialegenskaper ved dynamisk last sammenlignet med statisk last. Denne endringen skyldes ramming i forkant av, og under den dynamiske testingen.

Det vises at bæreevnen for en pel endres med tiden. Derav vil estimering av statisk bæreevne in-situ, uavhengig av testmetode, kun gjenspeile bæreevne for tidspunktet der pelen testes. For dimensjoneringshensyn vil målet for den dynamiske testen være å oppnå en representativ langtids bæreevne. For å oppnå dette bør testingen utføres minimum ti dager etter installasjon av pelen for grove masser, og etter at rekonsolideringen er ferdig for mindre permeable løsmasser. Utførelsen av den dynamiske testingen bør være slik at pelen i minst mulig grad er påvirket av testmetoden i forkant av testingen.

Stikkord:

1. Endimensjonal bølgeteori
2. Dynamisk testing av peler
3. Tidseffekter
4. Rammeprosess

(sign.)

FORORD

Masteroppgaven er skrevet våren 2014 ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Den tar for seg hvordan endimensjonal bølge teori kan benyttes til estimering av aksiell statisk bæreevne for peler. Metoden blir ikke undervist om ved NTNU, og var ny for oss begge. Likevel er vi godt fornøyd med resultatet av oppgaven, og for det har vi mange å takke:

Andreas Andenæs (Multiconsult AS) og Sigbjørn Rønning (Multiconsult AS) for å ha stilt opp på møter i Trondheim, samt telefonkonferanser for å forklare benyttelsen av metoden. De har også oversendt flere rapporter der metoden er benyttet. Det er vi meget takknemlige for.

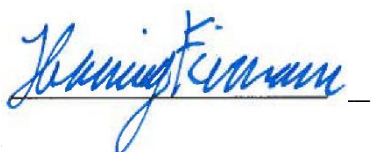
Kåre Eggereide og Even Øiseth fra Rambøll AS for møter og veiledning, spesielt ved oppstart av oppgaven.

Vår tålmodige veileder fra NTNU, Steinar Nordal, for sin kunnskap og entusiasme for oppgaven. Han har vært en kilde til inspirasjon, og en god støttespiller når utfordringene har blitt store.

Gudmund R. Eiksund (NTNU) for sin gode kunnskap innen fagfeltet. Han har vært en stor bidragsyter til blant annet løsningen av et case- studie, og har med få unntak tatt seg tid til å bidra.

Statens vegvesen takkes for å ha gitt tilgang til flere av deres prosjekter.

Trondheim, 09.06.2014



Henning Firman



Olav Frydenberg

SAMMENDRAG

Dynamisk testing for estimering av aksiell statisk bæreevne for peler, basert på endimensjonal bølge-teori har i senere år blitt mer tatt i bruk i Norge. Hovedfokuset for denne oppgaven er å forstå og presentere bruk av teorien, og anvendelsen til estimering av aksiell statisk bæreevne. Videre er hensikten å undersøke hvordan andre aspekter innen bruk av peler, kan påvirke bæreevnen.

Estimeringen utføres ved å ramme en pel med et lodd, og måle tøyning og akselerasjon ved peletopp. Bakgrunnen for at teorien kan anvendes, samt fremgangsmåte i estimeringsmetoden *Case Method* og programvaren *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)* presenteres. Her gis det også en innføring i hvordan pel- og løsmasser modelleres. Det er gis også en kort introduksjon til GRLWEAP, en programvare basert på endimensjonal bølgeforplantningsteori primært til bruk for rambarhetsanalyse.

Det beskrives hvordan aspekter rundt *valg av peletype, plugging av åpne peletverrsnitt, påvirkning av rammeprosess på løsmasser og tidseffekter* påvirker bæreevne og samsvaret mellom statisk prøvebelastning og dynamisk testing. Temaene introduseres og benyttes deretter til å gi retningslinjer for hvordan dynamiske tester bør utføres.

Det presenteres et case- studie basert på *Pirbrua i Trondheim*. Hensikten er å undersøke årsaken til at fordelingen av jordmotstand ikke øker med dybden slik en skulle forvente ut ifra grunnundersøkelser. Tre ulike hypoteser blir fremlagt og testet ved ulike metoder, deriblant ved analyse utført i *GRLWEAP*. Resultatene indikerer at årsaken kan være residualspenninger og forandring av materialeegenskaper ved dynamisk last sammenlignet med statisk last. Denne endringen skyldes ramming i forkant av, og under den dynamiske testingen.

Det vises at bæreevnen for en pel endres med tiden. Derav vil estimering av statisk bæreevne in-situ, uavhengig av testmetode, kun gjenspeile bæreevne for tidspunktet der pelen testes. For dimensjoneringshensyn vil målet for den dynamiske testen være å oppnå en representativ langtids bæreevne. For å oppnå dette bør testingen utføres minimum ti dager etter installasjon av pelen for grove masser, og etter at rekonsolideringen er ferdig for mindre permeable løsmasser. Utførelsen av den dynamiske testingen bør være slik at pelen i minst mulig grad er påvirket av testmetoden i forkant av testingen.

ABSTRACT

Dynamical testing for estimation of axial static bearing capacity for piles based on one dimensional wave theory, has been more frequently used in Norway over the last 30 years. The main focus of this thesis is to understand the utilization of the theory for this estimation. In addition to this it will investigate how other aspects of within the use of piles can influence on the bearing capacity.

The derivation of the one dimensional equation for wave propagation in a free rod is first presented. The equation is the foundation for using measurements of strain and acceleration during pile driving for estimation of axial static bearing capacity. The background for the use of the theory within pile driving is given, along with its application in the *Case Method* and *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*. It is given an introduction for the models used in each of the methods, as well as an introduction for the pile driving program *GRLWEAP*.

Four topics were chosen to investigate how other aspects within the use of piles can influence on dynamical estimation of bearing capacity. The topics are: *choosing pile type*, *plugging of open ended piles*, *influence of pile driving on the soil properties* and *time effects*. The topics are first introduced, and then used for presenting how dynamical testing should be carried out.

It is presented a case study based on the bridge *Pirbrua*, in Trondheim City, Norway. The purpose of the study is to investigate the cause of an unexpected distribution of soil friction along the pile shaft of two dynamically tested piles. Three hypotheses are given and tested. One of the tests is by the use of *GRLWEAP*. It is found that the most probable cause for the lower part of the pile is disturbance of the quite sensitive clay at this depth. The most reliable explanations for the upper part of the pile is either time effects or dilatancy of the silty clay due to driving.

The conclusion of the thesis is that static bearing capacity changes with time. Thus the estimation of static bearing capacity, regardless of test method, will only estimate the capacity at the time tested. For dimensional purposes, the aim for the estimation will be to estimate a representative long time bearing capacity. To achieve this the testing should be performed minimum ten days after installation of the pile in soils with high permeability. For soils with low permeability, such as clays, the reconsolidation process should be close to complete before testing. The dynamical testing should be executed in such a way that the disturbance of the soil in advance of the testing is at a minimum.

INNHALDSFORTEGNELSE

Forord.....	v
Sammendrag	vii
Abstract.....	viii
Innholdsfortegnelse.....	ix
Figurliste	xii
Tabelliste.....	xv
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemformulering	1
1.3 Delmål	2
1.4 Fremgangsmåte	2
1.5 Struktur på oppgaven	3
1.6 Litteratur og begrensninger	4
2 Terminologi.....	5
3 Litteratur	7
3.1 Endimensjonal bølgeteori.....	7
3.1.1 Endimensjonal bølge i fri stav	7
3.1.2 Bølgeforplantning i fri pel	12
3.1.3 Initialbetingelser for støtbølge	22
3.1.4 Bølgeforplantning v/ varierende impedans	33
3.2 Anvendelse av endimensjonal bølgeteori.....	37
3.2.1 <i>Case Method</i>	37
3.2.2 Fordeling av jordmotstand	51
3.2.3 Modeller for rammesystem	53
3.2.4 Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)	64
3.2.5 Rambarhetsanalyse i GRLWEAP	78
3.3 Aspekter ved dynamisk testing av rammede peler.....	81
3.3.1 Valg av peletype	81
3.3.2 Plugging av åpne tverrsnitt	83
3.3.3 Påvirkning av rammeprosess på løsmasser.....	85

3.3.4	Tidseffekter	89
3.3.5	Estimering av pelers bæreevne ved dynamisk testing	94
4	Case- studie: Pirbrua i Trondheim	97
4.1	Bakgrunn	97
4.1.1	Mottatte notat, rapporter og data.....	99
4.1.2	Grunnforhold.....	100
4.1.3	Peler	100
4.2	Hensikt med case- studiet.....	101
4.2.1	Hypotese A: Utilstrekkelig kraft og rammeenergi.....	101
4.2.2	Hypotese B: Residualspenninger i pel og løsmasser	101
4.2.3	Hypotese C: Endrede av materialeegenskaper v/ ramming.....	101
4.3	Struktur.....	102
4.4	Hypotese A: Utilstrekkelig kraft og rammenergi	102
4.4.1	Metode	102
4.4.2	Resultat	103
4.4.3	Vurdering	103
4.5	Hypotese B: Residualspenninger i pel og løsmasser.....	104
4.5.1	Metode	104
4.5.2	Resultat	110
4.5.3	Validering av resultat.....	111
4.5.4	Vurdering	112
4.6	Hypotese C: Endrede av materialeegenskaper v/ ramming	113
4.6.1	Resultat	113
4.6.2	Vurdering	114
4.7	Sammendrag og konklusjon for case- studiet	115
5	Konklusjon og videre arbeid.....	119
5.1	Videre arbeid.....	119
6	Kildeliste.....	121
7	Liste over symboler og forkortelser.....	125
8	Vedlegg.....	130

Vedlegg A – Oppgavebeskrivelse

Vedlegg B – Matematisk overgang *Case Method*

Vedlegg C – Quake og dempningsverdier

Vedlegg D – Utrekningsmetoder for SRD- profil

Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat

Vedlegg F – PDA- målinger

Vedlegg G – Validering av resultat Hypotese B

Vedlegg H – Klassifiseringsdiagram

Vedlegg I – Klassifiseringsdiagram m/ CPTU- resultat

Vedlegg J – CPTU – sonderinger

Vedlegg K –Skaftefriksjon i sand

FIGURLISTE

Figur 1 – PDA-måleutstyr for måling og av akselerasjon og tøyning. Bildet er kopiert fra Pile Dynamics Inc. sine hjemmesider (Pile Dynamics Inc., 2014).....	5
Figur 2 – Pelerigg av typen Banut 655. Bildet er kopiert fra Banut sine hjemmesider (Banut, 2014).	6
Figur 3 - Infinitesimalt element i uendelig lang stav med vertikalkrefter.	8
Figur 4 – Prinsippskisse av bølgeintensiteten for nedad- og oppadgående bølger iht. bølgelikningen.....	12
Figur 5 – Prinsippskisse av nedadgående bølge ved ulik tid.	13
Figur 6 – Prinsippskisse av partikkel- og bølgehastighet i trykk- og strekkbølger.	15
Figur 7 – Bølgeintensitet for nedad- og oppadgående bølge ved refleksjon i fri ende. Merk at nedadgående bølge er en trykkbølge, og oppadgående er en strekkbølge.	18
Figur 8 – Pel med fastholdt pelespiss. Merk at både nedad- og oppadgående bølge er en trykkbølge.	19
Figur 9 - Kraft og partikkelhastighet i pelen når trykkbølge møter strekkbølge med lik intensitet.....	21
Figur 10 - Kraft og partikkelhastighet i pelen når trykkbølge møter trykkbølge med lik intensitet.....	21
Figur 11 - Partikkelhastigheter ved ramming av pel.....	23
Figur 12 – Bølgeforplantning ved lik impedans i lodd og pel (Bernardes, 1989).	25
Figur 13 – Bølgeforplantning for en situasjon der loddets impedans er større enn pelens. Tegnet med utgangspunkt i figur 2.3 fra George de Paula Bernardes' doktoravhandling "Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand".....	26
Figur 14 - Bølgeforplantning der loddets impedans er større enn pelens.	27
Figur 15 - Stivt lodd uten slagpute. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i figur 2.4 fra Bernardes' doktorgrad (Bernardes, 1989).	28
Figur 16 - Stivt lodd med elastisk slagpute.....	30
Figur 17 –Skisse av kraften i støtbølge med forskjellig stivhet for slagputen.....	33
Figur 18 – Impedansforskjell i ulike deler av pel, med krefter og partikkelhastigheter under refleksjon av støtbølge.	34
Figur 19 – Kraftkurve for pel med samme impedans for hele pelelengden. Tegnet med utgangspunkt i kurve fra PDIs nettside (Pile Dynamics Inc., 2013).....	36
Figur 20 - Kraftkurve for pel med ulik impedans i deler av pelen. Tegnet med utgangspunkt i kurve fra PDIs nettside (Pile Dynamics Inc., 2013).	36
Figur 21 – Partikkelhastighet og kraft ved peletoppen for fri pel med konstant kraft overført fra lodd til peletopp. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 1 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).	38
Figur 22 – Jordmotstandene i Case Method beskrives ved motstand i "n" antall punkt....	39
Figur 23 – Resulterende partikkelhastighet og kraft i bølger som følge av at en nedadgående støtbølge passerer et punkt med jordmotstand. Støtbølgen er utelatt fra tegningen.	40

Figur 24 – Partikkelhastighet og kraft ved peletopp for pel med en jordmotstand og konstant kraft fra loddet. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).	43
Figur 25 - Partikkelhastighet og kraft ved peletopp med flere jordmotstander. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).....	44
Figur 26 – Kraft- og hastighetsmåling, maks total jordmotstand ved t_m	46
Figur 27 –PDA- måling som viser at peletoppen avlastes før $2L/c$	50
Figur 28 –Korreksjon av Case Method ved avlastning av øvre deler av pel.	50
Figur 29 – Påvirkning av jordfriksjon og spissmotstand for målinger av kraft og tid. Ttegnet med utgangspunkt i Figur 2.4 fra Gudmund R. Eiksund sin doktorgradavhandling "Dynamic Testing of Piles" utgitt i 1994 (Gudmund R. Eiksund, 1994).	52
Figur 30 - Forhold mellom spenning og tøyning ved lineære fjærer.	54
Figur 31 - Perfekt plastisk materialoppførsel.....	54
Figur 32 - Lineært elastisk - Perfekt plastisk materialoppførsel.	55
Figur 33 – Forholdet mellom spenning og fart ved lineært viskøse dempere.	55
Figur 34 – En fjær og demper i seriekobling.	56
Figur 35 – En fjær og demper i parallellkobling.....	56
Figur 36 – Prinsippskisse av Smiths klassiske jordmodell. Reproduert fra "Pile-Driving Analysis by the Wave Equation" av E. A. L. Smith (Smith, 1962).	57
Figur 37 – Lineært elastisk- perfekt plastisk statisk jordmodell iht. Smiths modell for pelespiss og –skaft. (Smith, 1962).	58
Figur 38 – Total jordmotstand gitt av dynamisk og statisk jordmotstand under ramming.	59
Figur 39 – Statisk jordmodell der strekkrefter er inkludert.	60
Figur 40 - Statisk jordmodell med ulik quake-verdi for av- og pålastning.....	60
Figur 41 –Gjenværende statiske spenninger i pelen etter ramming der egenvekt av pel ikke er inkludert. Merk at maksimal motstand er konstant for hele dybden, og at spissbæring er inkludert.	62
Figur 42 – Sammenligning av analyse gjort med og uten hensyn til residualspenninger i øvre del av pelen.	63
Figur 43 - Sammenligning av analyse gjort med og uten hensyn til residualspenninger i nedre del av pelen.	63
Figur 44 – Fysisk tolkning av gap- verdi.	65
Figur 45 – Statisk jordmotstand ved pelespiss, med og uten bruk av gap.	65
Figur 46 - Statisk jordmodell for pelespissen modellert i CAPWAP.	66
Figur 47 – Statisk jordmodell for peleskaft modellert i CAPWAP. Reproduert fra Figur 3 fra artikkelen "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching" (Rausche, Likins, Liang, & Hussein, 2010).....	66
Figur 48 – Total jordmotstand i henhold til "Smith- Case Damping". Anbefalt for pelespiss i CAPWAP (Pile Dynamics Inc., 2006).....	67

Figur 49 – Total motstand ved anbefalt utregning av dempningsbidrag for peleskaft iht. CAPWAP.....	68
Figur 50 – Prinsippskisse av geometrisk dempningsmodell. Skissen er tegnet med utgangspunkt i figur 6 fra "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching".	69
Figur 51 – Geometrisk dempningsmodell for et snitt nær pelespissen for både pelespiss og –skaft. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3.7.1 fra "CAPWAP Background Report Version 2006".	70
Figur 52 – Kurvetilpasning av kraft i oppadgående bølge i CAPWAP med tre iterasjonsforsøk.	72
Figur 53 – Residualspenningsanalyse for et jordelement nær peletopp. "Statisk situasjon" indikerer spennings- og deformasjonstilstand der kun residualspenningene opptrer.	73
Figur 54 – Bruk av RSA- analyse for å oppnå mer representative verdier for forskyvning, kraft, quake og maksimal jordmotstand ved pelespissen.	73
Figur 55 – Superposisjon med flere slag for å bestemme skaftefriksjonen.	77
Figur 56 - Stålrørspel med lukket og åpen spiss. Kopiet fra Ruukki sine hjemme sider (Ruukki, 2012).	82
Figur 57 – Statisk likevekt mellom innvendig friksjon og spissmotstand for en potensielt plugget pel.	83
Figur 58 – Plugget pel under ramming	85
Figur 59 – Kontraktant jordoppførsel.	86
Figur 60 - Dilaterende jordoppførsel	86
Figur 61 - Friksjon langs pel under ramming for ulike penetrasjonsdybder. Tegnet med utgangspunkt i "Predicting pile driveability: Heather as an illustration of the" friction fatigue" theory " av E.P. Heerema (Heerema, 1978).	87
Figur 62 – Tverrsnitt av pel nær løsmasser med store ringspenninger. Tegnet med utgangspunkt i illustrasjon fra "Effects of Time on Capacity of Pile Piles in dense Marine Sand" (Chow, et al., 1998).	90
Figur 63 - Aldringseffekt i leire med OCR lik 1,3 og varierende I_p	92
Figur 64 - Aldringseffekt i sand for ulik lagringsfasthet (Wensaas Lied, et al., 2014).	94
Figur 65 – Skisse av Pirbrua i Trondheim. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider (Vegvesen, 2009).	97
Figur 66 – Fordeling av statisk jordmotstand langs peleskaftet for åpen stålrørspel ved CAPWAP- tolkning av PDA- målinger. Tolkningen er utført av Multiconsult AS. Forventet skaftefriksjon er utregnet i henhold til Peleveiledningen 2012.	98
Figur 67 - Fordeling av statisk jordmotstand langs peleskaftet for lukket stålrørspel ved CAPWAP- tolkning av PDA- målinger. Tolkningen er utført av Multiconsult AS. Forventet skaftefriksjon er utregnet i henhold til Peleveiledningen 2012.	98
Figur 68 – Testing av Ø813 stålrørspeler med 12 tonns fallodd. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider,	99
Figur 69 – Åpen og lukket Ø813 stålrørspel ved østre landkar av Pirbrua i Trondheim. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider.	101

Figur 70 – Udrenert skjærstyrke med dybden, hentet fra notat fra Multiconsult AS.	105
Figur 71 – Normalisert sidefriksjon gitt av α - verdi, bestemt av forholdet mellom uomrørt skjærstyrke og vertikalt overlagingstrykk. Kopiert fra Figur 4.8 i Peleveiledningen 2012.	106
Figur 72 - Skisse av utgangsjordprofil og et benyttet jordprofil i GRLWEAP	108
Figur 73 – Fordeling av statisk jordmotstand, samt fordeling av residualspenninger i løsmassene for åpen stålrørspel testet i 2007 og 2008.	110
Figur 74 - Fordeling av statisk jordmotstand, samt fordeling av residualspenninger i løsmassene for lukket stålrørspel testet i 2007 og 2008.	111
Figur 75 – Klassifisering av løsmasser med dybden.	114

TABELLISTE

Tabell 1 – Typiske verdier for bølgehastigheter (c) for ulike materialer hentet fra "Dynamic Testing of Piles" av Gudmund Reidar Eiksund (Gudmund R. Eiksund, 1994).....	10
Tabell 2 - Verdier for dempingskonstanten for dempning ved Case Method (J_c). Tabellen er hentet fra tabell 1 i "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).	47
Tabell 3 – Anbefalte parameterverdier for bruk av Smiths jordmodell. Hentet fra "Table 1" i artikkelen "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching" (Rausche, et al., 2010).	69
Tabell 4 – Re-konsolideringstid for ulike peler i leire. Verdiene er hentet fra Peleveiledningen 2012 (Den Norske Pelekomité, 2012).	91
Tabell 5 - Forventede faktorer for bæreevne forandring (Bullock, 2008).	94
Tabell 6 - – Mottatte notat, rapporter og CPTU- data fra Multiconsult AS.....	99
Tabell 7 – Rammedata og resultater fra CAPWAP analyse.	100
Tabell 8 – Peledimensjoner for lukket og åpen stålrørspel.....	100
Tabell 9 – Målt synk av stålrørspelene ved utførte PDA- målinger.	103
Tabell 10 – Aktivert jordmotstand langs pelespiss og –skaft.	109
Tabell 11 – Dimensjoner og materialparametere for stålrørspelene.....	109
Tabell 12 – Inputparametere for modellering av slagpute og –hette for Junttan HHK 12S – hammer i GRLWEAP.	110
Tabell 13 – Inputdata, samt varig synk for åpen og lukket stålrørspel testet i 2007 og 2008.	111

1 INTRODUKSJON

1.1 BAKGRUNN

Estimering av statisk bæreevne fra målinger av tøyning og akselerasjon under ramming, ble først presentert under navnet *Case Method* på 1970- tallet. Metoden var enkel og kunne utføres for hånd. Fra 1970-tallet til i dag har en annen metode basert på flere av de samme prinsippene blitt utviklet. Metoden er i dag implementert i et dataprogram kalt *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*. Grunnleggerne av programmet, samt utenforstående undersøkte hvordan analyseresultatene samstemte med resultater fra statisk prøvebelastning, og fant ut at programmet ga langt mer presise resultater enn tidligere benyttede metoder. Med begrunnelse i dette har benyttelsen av metoden økt, også i Norge. Det er i dag begrenset kunnskap på dette feltet i Norge, og det er for fremtiden ønskelig at flere kjenner til metoden.

1.2 PROBLEMFORMULERING

Hovedfokuset for oppgaven skal være å forstå bruken av endimensjonal bølge teori, og anvendelsen av denne til estimering av aksiell statisk bæreevne. Den skal bestå av et litteraturstudium om endimensjonal bølge teori, samt anvendelse av teorien. Teorien skal fremlegges på en ryddig måte. Det vil tas utgangspunkt i programvaren *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)* for å vise anvendelsen av teorien. Ved bruk av litteratur skal det fremlegges anbefalinger for hvordan dynamisk testing bør utføres for å oppnå en estimert bæreevne, representativ for lengere tid. Forhold knyttet til ulik jordrespons under ramming sammenlignet med en langtids statisk belastning skal diskuteres. Oppgaven skal illustreres gjennom et case- studie, for å presentere tilegnet kunnskap innen emnet. Det er ønskelig å benytte dataprogrammet *GRLWEAP* til å generere teoretiske kurver i samsvar med målt kraft og hastighet ved peletopp for å løse case- studiet.

1.3 DELMÅL

Målene for oppgaven er å:

Mål 1 - Presentere den endimensjonale bølge-teorien og anvendelsen av den, med fokus på anvendelse for dynamisk testing

Mål 2 - Vurdere anvendelsen av dynamisk testing for estimering av aksial statisk bæreevne

Mål 3 - Presentere forhold knyttet til ulike jordrespons under ramming og dynamisk testing, sammenlignet med en langtids statisk belastning

Mål 4 - Presentere hvordan rammeprosess og tidseffekter påvirker pelens statiske bæreevne

Mål 5 - Presentere retningslinjer for når og hvordan dynamiske tester bør utføres for å estimere en representativ bæreevne for pelen etter lang tid, rettet mot norske grunnforhold

1.4 FREMGANGSMÅTE

Oppgaven er todelt ved et litteraturstudium og et case- studie. Videre er litteraturstudiet todelt: en del om utledning og anvendelse av endimensjonal bølge-teori, og en om hvordan andre aspekter kan påvirke estimering ved dynamisk testing.

Delen om utledning og anvendelse av endimensjonal bølge-teori er utført med utgangspunkt i ulike bøker og utgivelser for å få kunnskap og inspirasjon til å kunne presentere teorien på en ryddig måte. Bøkene og andre utgivelser det er tatt utgangspunkt innenfor temaet er presentert under delkapittel 1.6 *Litteratur*.

En av de mest grunnleggende metodene for anvendelse av teorien er *Case Method*. Den er i dag ikke anbefalt å benytte til dimensjonering, men er et godt utgangspunkt for å forstå mer avanserte metoder bygget på tilsvarende prinsipper. Det er valgt å presentere denne teorien grundig. For mer avansert anvendelse er det valgt blant annet å presentere vesentlig litteratur for bruk av programvaren *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*. Det er også lagt frem litteratur for anbefalt bruk av programmet, samt verifisering og kritikk.

Hvordan estimering ved dynamisk testing kan påvirkes av andre aspekter er undersøkt ved et litteratursøk. Søket er begrenset til å fokusere på rammede friksjonsbærende peler til bruk ved onshore- prosjekter rammet med fallodd. Videre er det begrenset av fire temaer: *valg av peletype, plugging av åpne tverrsnitt, påvirkning av rammeprosess og tidseffekter*. Temaene er presentert relativt generelt, med fokus på at innholdet senere kan knyttes opp mot testing av peler ved bruk dynamisk testing.

For case- studiet er det hentet inn data fra flere ulike prosjekt, slik at det kunne velges et prosjekt med problemstillinger knyttet til oppgaven. Case- studiet er løst ved å teste tre ulike hypoteser for å undersøke en uventet fordeling av jordmotstand, i forhold til utførte

grunnundersøkelser, gitt av en CAPWAP- tolkning av kraft og akselerasjon. GRLWEAP er benyttet i en av hypotesene i case- studiet for å generere teoretiske kurver av kraft og hastighet for sammenligning med målte kurver.

1.5 STRUKTUR PÅ OPPGAVEN

Oppgaven begynner med et kapittel for å introdusere begreper og forkortelser, under kapittel 2 *Terminologi*.

Kapittel 3 *Litteratur* er hoveddelen av oppgaven, og er tredelt. Første del tar for seg endimensjonal bølge teori (jf. 3.1 *Endimensjonal bølge teori*). Teorien er anerkjent og utledet i flere publikasjoner (Bernardes, 1989; Gudmund R. Eiksund, 1994). Den presenteres med fokus på ryddig fremstilling, lettlest notasjon samt bruk av illustrasjoner og eksemplifisering.

Påfølgende delkapittel er 3.2 *Anvendelse av endimensjonal bølge teori*, og viser hvordan den endimensjonale bølge teorien er anvendt for ulike formål, med fokus på estimering av statisk bæreevne fra dynamisk testing ved programmet *CAPWAP*.

Delkapittel 3.3 *Aspekter ved dynamisk testing av rammede peler*, vil presentere litteratur for å trekke frem aspekter knyttet til ulik jordrespons under ramming og dynamisk testing, sammenlignet med en langtids statisk belastning. Det er valgt å fokusere på fire temaer innenfor dette:

- Valg av peletype
- Plugging av åpne tverrsnitt
- Påvirkning av rammeprosess på løsmasser
- Langtidseffekter

I delkapittel 3.3.5 *Estimering av pelers bæreevne ved dynamisk testing*, presenteres hvordan dynamisk testing bør utføres for at estimert bæreevne i størst mulig grad vil representere pelens langtids statiske bæreevne. Delkapittelet legger frem retningslinjer for å oppnå dette, spesielt for norske forhold.

I etterkant av litteraturen vil et frittstående case-studie av Pirbrua i Trondheim presenteres i kapittel 4 *Case- studie: Pirbrua i Trondheim*. Hensikten er å ta i bruk tilegnet kunnskap presentert under litteraturdelen av oppgaven, og bruk av blant annet programvaren *GRLWEAP*. Case- studiet vil bestå av testing av tre ulike hypoteser, og vil ha en selvstendig konklusjon.

Det siste kapittelet vil være kapittel 5 *Konklusjon*. Konklusjonen vil baseres på presentert litteratur, og vil i stor grad være rettet mot oppgavens mål 2, 3, 4 og 5 (jf. 1.3 *Delmål*).

1.6 LITTERATUR OG BEGRENSNINGER

Litteratursøket vil til en viss grad være todelt. For utledning av differensialligningen for endimensjonal bølgeteori i staver og anvendelsen av endimensjonal bølgeteori for estimering av bæreevne, vil oppgaven ta utgangspunkt i utgivelsene i lista nedenfor. For andre tema vil litteratursøket begrenses til å omhandle studier for friksjonsbærende pelers rammet med fallodd. Det vil i stor grad fokuseres på at dimensjoner for pelene i litteraturen er tilsvarende dimensjoner benyttet ved onshore- prosjekter i Norge. Videre vil det begrenses til at studiene er utført for løsmasser som er sammenlignbare med de vi har i Norge.

Utledning av differensiallikningen for endimensjonale bølgeteori i staver

"Electromagnetic vibrations, waves and radiation" av George Bekefi

Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand" av George de Paula Bernardes

Anvendelse av endimensjonal bølgeteori til estimering av statisk bæreevne

"Case Method" av Garland E. Likins og Frank Rausche

"Dynamic Determination of Pile Capacity" av Frank Rausche, George G. Goble og Garland E. Likins

"Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand" av George de Paula Bernardes

"Dynamic Testing of Piles" av Gudmund Reidar Eiksund

2 TERMINOLOGI

Benyttet terminologi i oppgaven er valgt i henhold til andre publikasjoner, der emnet er omtalt. Flertallet av publikasjonene er skrevet på engelsk, og noen av begrepene og forkortelsene lar seg i liten grad oversette til norsk. Der dette er tilfellet er det valgt å presentere begrepet på engelsk med en norsk oversettelse, og eventuelt en forkortelse for senere bruk. Dette kapittelet vil introdusere essensielle begreper innen ramming av peler og analyse ved endimensjonal bølge teori.

Peler er et samlebegrep for søyler installert i løsmasser, for å overføre krefter fra overliggende konstruksjon til dypere liggende lag, eller fjell med tilstrekkelig bæreevne (Den Norske Pelekomité, 2012). Fundamenteringsmetoden er benyttet i flere hundre år, og blir i dag vanligvis utført med materialer av betong og stål (Den Norske Pelekomité, 2012; Smith, 1962).

Dynamisk testing er benyttet om estimeringsmetoden basert på å ramme en pel med et lodd, og måle responsen i form av tøyning og akselerasjon ved peletoppen. Tolkningen utføres ved teknikker basert på endimensjonal bølgeforplantningsteori.

PDA-målinger er benyttet om målinger av tøyning og akselerasjon ved peletoppen. Årsaken til forkortelsen *PDA*, er at måleutstyret kalles *Pile Driving Analyser*. Det er et produkt fra et av verdens ledende firmaer innen dynamisk testing kalt *Pile Dynamics Incorporated* (Pile Dynamics Inc., 2014). Måleutstyret kan også benyttes til avlesninger av avlevert energi fra loddet, samt estimering av total og statisk jordmotstand ved *Case Method* (jf. 3.2.1 *Case Method*). For denne oppgaven vil *PDA* kun omhandle målinger av tøyning og akselerasjon. *PDA*- måleutstyr er vist i Figur 1.



Figur 1 – PDA-måleutstyr for måling og av akselerasjon og tøyning. Bildet er kopiert fra Pile Dynamics Inc. sine hjemmesider (Pile Dynamics Inc., 2014).

Peleramming beskriver aktiviteten der en pelerigg rammer en pel nedover. Den benyttes både til installasjon av peler, og til dynamisk testing. Den kan ramme ved ulike typer lodd, men for denne oppgaven omtales kun fallodd. Det er vist en pelerigg i Figur 2.



Figur 2 – Pelerigg av typen Banut 655. Bildet er kopiert fra Banut sine hjemmesider (Banut, 2014).

Jordmotstand og **bæreevne** vil omtale ulike fenomen. Jordmotstand benyttes om jordmotstanden ved ramming og dynamisk testing. Bæreevne vil benyttes om pelens statiske kapasitet ved statisk langtids last

3 LITTERATUR

Endimensjonal bølgeteori danner grunnlaget for estimering av statisk jordmotstand ved dynamisk testing, samt at teorien kan benyttes for rambarhetsanalyse. Kapitlet presenterer først en utledning av endimensjonal bølgeteori for bruk på peler, i delkapitlet *3.1 Endimensjonal bølgeteori*. Deretter vil anvendelse av teorien for estimering av bæreevne, samt en introduksjon til bruk av teorien for rambarhetsanalyse, presenteres i kapittel 3.2 *Anvendelse av endimensjonal bølgeteori*. Kapitlets siste del, delkapittel 3.3 *Aspekter ved dynamisk testing av rammede peler*, vil fremlegge litteratur for hvordan ulike aspekter kan påvirke dynamisk estimering av statisk bæreevne. Det vil under dette delkapitlet også presenteres hvordan dynamiske tester bør utføres for å estimere en bæreevne representativ for lang tid.

3.1 ENDIMENSJONAL BØLGETEORI

Delkapitlet tar utgangspunkt i bølgeforplantning i en fri stav, og gir deretter argumenter for at teorien kan benyttes også for peler. Mot slutten av delkapitlet vil det forklares hvordan et lodd initierer en støtbølge i pelen, samt hvordan tverrsnittsforandringer (impedansforskjeller) vil påvirke bølgeforplantningen.

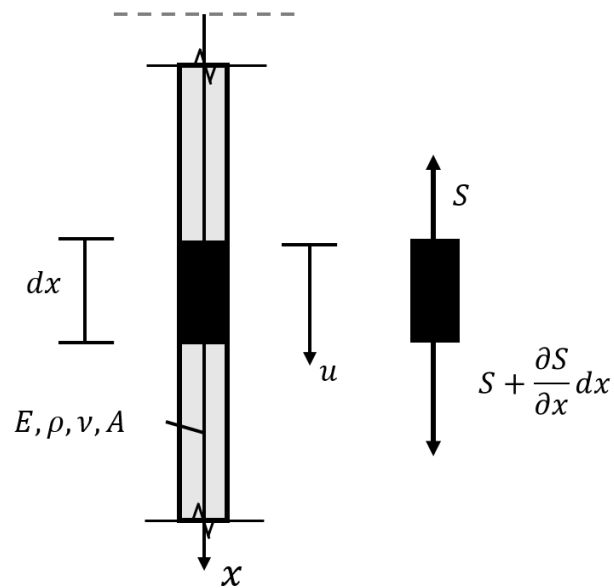
3.1.1 Endimensjonal bølge i fri stav

3.1.1.1 Differensialligning for endimensjonal bølge i stav

Utledningen bygger på følgende antagelser (Bernardes, 1989).

- Staven har konstant tverrsnitt og består av isotropt materiale
- Staven har konstant aksialspenningen over et tverrsnittsareal
- Plane tverrsnitt forblir plane
- Tregghetskrefter fra partikkelbevegelse i andre retninger enn langsgående neglisjeres
- Ingen plastisk deformasjon eller demping i staven
- Staven består av lineært elastisk materiale
- Tverrkontraksjonstall lik null

Utledningen tar utgangspunkt i et infinitesimalt element av en vilkårlig stav med lengder og krefter angitt i Figur 3. Forskyvning og partikkelhastighet er definert positivt nedover.



Figur 3 - Infinitesimalt element i uendelig lang stav med vertikalkrefter.

Aksiell kraftlikevekt for elementet gir:

$$\sum F_x = -S + \left(S + \frac{\partial S}{\partial x} dx \right) \Leftrightarrow \sum F_x = \frac{\partial S}{\partial x} dx \quad 3.1$$

Der

$\sum F_x$ - Sum av krefter i x- retning

S - Aksialkraft

dx - Lengde av element

Newtons andre lov gir:

$$\sum F_x = m\ddot{u} \Leftrightarrow \sum F_x = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad 3.2$$

Der

m - Masse av stavelement

\ddot{u} - Vertikal akselerasjon

Ved å anta konstant tverrsnittsareal for elementet og lik spenning over arealet kan massen og kraften uttrykkes ved henholdsvis:

$$m = \rho * A * dx \quad 3.3$$

$$S = \sigma_x * A \quad 3.4$$

Der

- ρ - Massetetthet av materiale
 A - Tverrsnittsareal
 σ_x - Spenning i x- retning

Ved å kombinere likning 3.1 og likning 3.2, og benytte relasjonen fra likning 3.3 og 3.4, oppnås:

$$\frac{\partial S}{\partial x} * dx = (\rho * A * dx) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad 3.5$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} * A * dx = \rho * A * dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad 3.6$$

Videre omformulering er basert på en antagelse om at materialet er lineært elastisk. Hooks lov kan da innføres:

$$\sigma_x = E * \epsilon = E \frac{\partial u}{\partial x} \quad 3.7$$

Der

- ϵ - Tøyning av elementet
 E - Elastisitetsmodul

En innføring av Hooks lov i likning 3.6, gir differensiallikningen for endimensjonale bølger:

$$E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \Leftrightarrow \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad 3.8$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad 3.9$$

Der

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad - \text{Bølgeforsplantningshastighet i materialet}$$

Typiske verdier for bølgehastigheten i ulike materialer er gitt i Tabell 1.

Tabell 1 – Typiske verdier for bølgehastigheter (c) for ulike materialer hentet fra "Dynamic Testing of Piles" av Gudmund Reidar Eiksund (Gudmund R. Eiksund, 1994).

Materiale	Bølgehastighet (c)	Benevning
Stål	5 000 – 5 200	m/s
Aluminium	5 200 – 5 300	m/s
Betong	3 700 – 4 000	m/s
Tre	3 800	m/s

3.1.1.2 d'Alemberts løsning

Løsning av differensiallikningen (jf. likning 3.9) ble funnet av Jean Le Rond d' Alembert i 1747 (Bekefi, 1977). Løsningen kalles D'Alemberts løsning, og er forklart nedenfor.

Likning 3.9 viser at forskyvningen av punkt x i staven ved tiden t kun vil være avhengig av variablene x og t . D'Alemberts løsning baseres på variabelskifte, der η og ξ innføres:

$$\xi = (x - ct) \quad 3.10$$

$$\eta = (x + ct) \quad 3.11$$

Forskyvningen u kan da uttrykkes ved:

$$u(x, t) = u(\xi, \eta) \quad 3.12$$

Deretter benyttes kjerneregelen for å bestemme $\frac{\partial u}{\partial x}$ ved de nylig innførte variablene:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad 3.13$$

Derivasjon av de innførte variablene ξ og η med hensyn på x , åpner for å forenkle likning 3.13:

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{\partial \eta}{\partial x} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \quad 3.14$$

Fremgangsmåten gjentas for å bestemme $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial \eta} \right) \quad 3.15$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} \quad 3.16$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + 2 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \quad 3.17$$

På tilsvarende måte bestemmes uttrykk for $\frac{\partial u}{\partial t}$ og $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad 3.18$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = -1 \quad \text{og} \quad \frac{\partial \eta}{\partial x} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial \xi} c + \frac{\partial u}{\partial \eta} c \quad 3.19$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} - 2 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) \quad 3.20$$

Likning 3.17 og 3.20 innføres i differensiallikningen (jf. likning 3.9):

$$c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} - 2 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) = c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + 2 \frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) \quad 3.21$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \eta \partial \xi} = 0 \quad 3.22$$

Likning 3.14 gir at ξ og η er uavhengig av hverandre, og prinsippene om superposisjon for bølger i samme punkt er derav gjeldende. Bølgelikningen $u(\xi, \eta)$ må da ha formen:

$$u(\xi, \eta) = f(\xi) + h(\eta) \quad 3.23$$

Likning 3.23 kan omskrives ved bruk av variabelskifte gitt i likning 3.10 og 3.11, og derav blir bølgelikningen:

$$u(x, t) = f(x - ct) + h(x + ct) \quad 3.24$$

Der

- $u(x, t)$ - Forskyvningen av punkt x , ved tiden t
- $f(x-ct)$ - Vilkaarlige funksjon for å beskrive nedadgående bølge
- $h(x+ct)$ - Vilkaarlige funksjon for å beskrive oppadgående bølge

Likning 3.24 kan óg skrives:

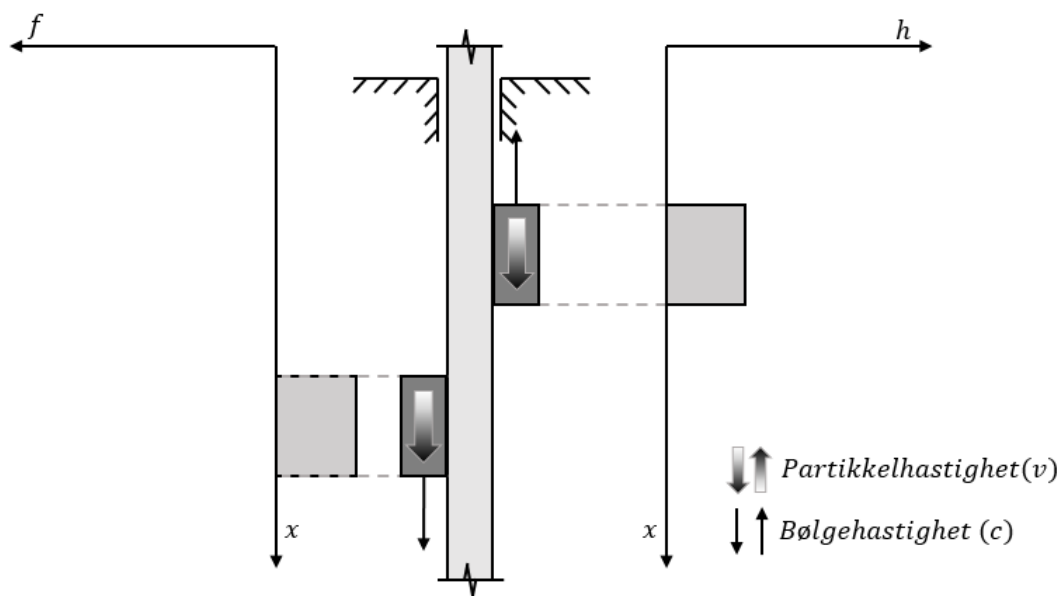
$$u(x, t) = u \downarrow (x, t) + u \uparrow (x, t) \quad 3.25$$

- $u \downarrow (x, t)$ - Forskyvning som følge av nedadgående bølge
- $u \uparrow (x, t)$ - Forskyvning som følge av oppadgående bølge

Bølgelikningen er en løsning av differensiallikningen for endimensjonal bølge teori i staver. Peler antas å være lange slanke staver, og oppfyller da antagelsene for utledningen. Dette er bakgrunnen for at estimering basert på dynamisk testing av peler. Løsningen vil imidlertid være en tilnærming på grunn av at tverrkontraksjonstallet ikke er null.

3.1.1.3 Tolkning av d'Alemberts løsning

Et eksempel på hvordan løsningen kan tolkes er gitt i Figur 4. Nedad- og oppadgående bølge i pelen er bestemt ved funksjonene f og h , der nedadgående bølge representerer en trykkbølge og oppadgående bølge en strekkbølge. I realiteten er bølgeintensiteten avhengig av slagpute- og hammeregenskapene, og vil ikke være konstant. Dette er forklart ytterligere under 3.1.3 *Initialbetingelser for støtbølge*. For å øke lesbarheten er det likevel valgt å illustrere bølgeintensiteten som konstant.



Figur 4 – Prinsippkisse av bølgeintensiteten for nedad- og oppadgående bølger iht. bølgelikningen.

3.1.2 Bølgeforplantning i fri pel

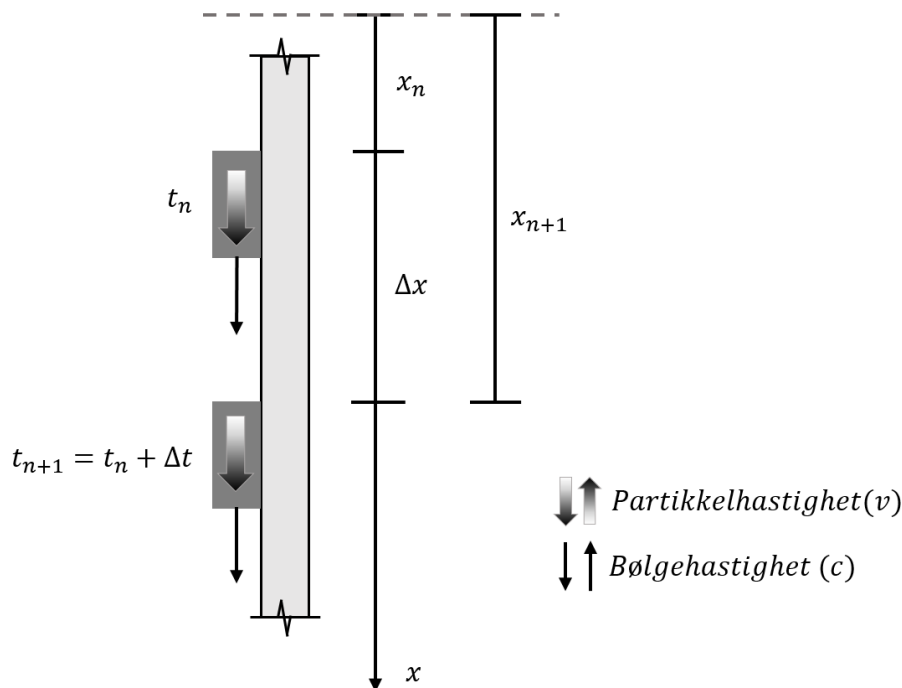
Det vil i dette kapittelet tas utgangspunkt i bølgeforplantning i *frie peler*, dvs. peler upåvirket av sidefriksjon. Hensikten med kapittelet er å introdusere prinsipper og egenskaper for bølgeforplantning i peler med bakgrunn i bølgelikningen.

Kapittelet begynner med en introduksjon til begrepet *bølgeintensitet*, og videre bevises det at denne er konstant i en fri stav. Deretter vises det hvordan en proporsjonalitet mellom kraft og partikkelhastighet i peler, kan oppnås. Til slutt beskrives hvordan grensebetingelsen ved pelespissen påvirker bølgens refleksjonen, samt konsekvensen av at oppad- og nedadgående bølger passerer samme punkt.

3.1.2.1 Konstant bølgeform i fri pel

Med utgangspunkt i bølgelikningen kan det utledes at bølgeformen i en fri pel er konstant. Beviset baseres på en sammenlikning av forskyvning i to punkt ved ulik tid (t), som følge

av samme nedadgående bølge. Figur 5 illustrerer en nedadgående trykkbølge i en fri pel ved to tidspunkt.



Figur 5 – Prinsippskisse av nedadgående bølge ved ulik tid.

Forskyvningen av de to punktene til ulik tid, som følge av den nedadgående bølgen kan uttrykkes ved:

$$u \downarrow (x_n, t_n) = f(x_n - ct_n) \quad 3.26$$

$$u \downarrow (x_{n+1}, t_{n+1}) = f((x_n + \Delta x) - c(t_n + \Delta t)) \quad 3.27$$

Der relasjonen mellom hastighet og strekning er gitt av:

$$\Delta x = c\Delta t \quad 3.28$$

Likning 3.28 innsatt i likning 3.27 gir:

$$u \downarrow (x_{n+1}, t_{n+1}) = f(x_n - ct_n) \quad 3.29$$

Likning 3.26 gir da samme resultat som likning 3.29:

$$u \downarrow (x_{n+1}, t_{n+1}) = u \downarrow (x_n, t_n) \quad 3.30$$

Ved å bevise at ethvert punkt har lik forskyvning for samme bølge, må bølgeintensiteten være lik gjennom hele pelen. Bølgelikningen (jf. likning 3.24) beskriver derfor en bølge med konstant bølgeform for hele pelelengden, gitt at pelen er fri. Tilsvarende bevis er gjeldende for oppadgående bølger (Bernardes, 1989).

3.1.2.2 Kraft og partikkelhastighet

Kraft og partikkelhastighet i et gitt punkt x ved tiden t utledes fra bølgeligningen. Kapittelet presenterer fremgangsmåten for dette.

Uttrykk for kraft

I et elastisk materiale kan kraften i et punkt finnes fra tøyningen i punktet iht. Hooks Lov. Tøyningen kan bestemmes ved likning 3.31, der det er innført et negativt fortegn i ligningen for å ivareta at strekkrefter er negative:

$$\epsilon(x, t) = -\left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x}\right) = -\left(\frac{\partial u \downarrow(x, t)}{\partial x}\right) - \left(\frac{\partial u \uparrow(x, t)}{\partial x}\right) \quad 3.31$$

Ligningen kan omskrives til:

$$\epsilon(x, t) = -\epsilon \uparrow(x, t) - \epsilon \downarrow(x, t) \quad 3.32$$

Der

- $\epsilon(x, t)$ - Total tøyning i punkt x ved tiden t
- $\epsilon \uparrow(x, t)$ - Tøyning som følge av oppadgående bølge i punkt x ved tiden t
- $\epsilon \downarrow(x, t)$ - Tøyning som følge av nedadgående bølge i punkt x ved tiden t

Hookes lov gir relasjon mellom spenning og tøyning for lineært elastisk materiale (Hooke, 1678):

$$\frac{F(x, t)}{A} = E\epsilon(x, t) \quad 3.33$$

- $F(x, t)$ - Kraft i punkt x ved tiden t
- A - Tverrsnittsareal, antatt konstant for hele pelelengden
- E - Elastisitetsmodul for materiale

Kraften i punktet x ved tiden t blir da:

$$F(x, t) = -EA[\epsilon \downarrow(x, t) + \epsilon \uparrow(x, t)] \quad 3.34$$

Merk at trykkraft og –spenning er definert positivt.

Bruk av kjerneregelen gir:

$$\frac{\partial f(x - ct)}{\partial x} = \frac{\partial f(x - ct)}{\partial(x - ct)} \frac{\partial(x - ct)}{\partial x} = f'(x - ct) \quad 3.35$$

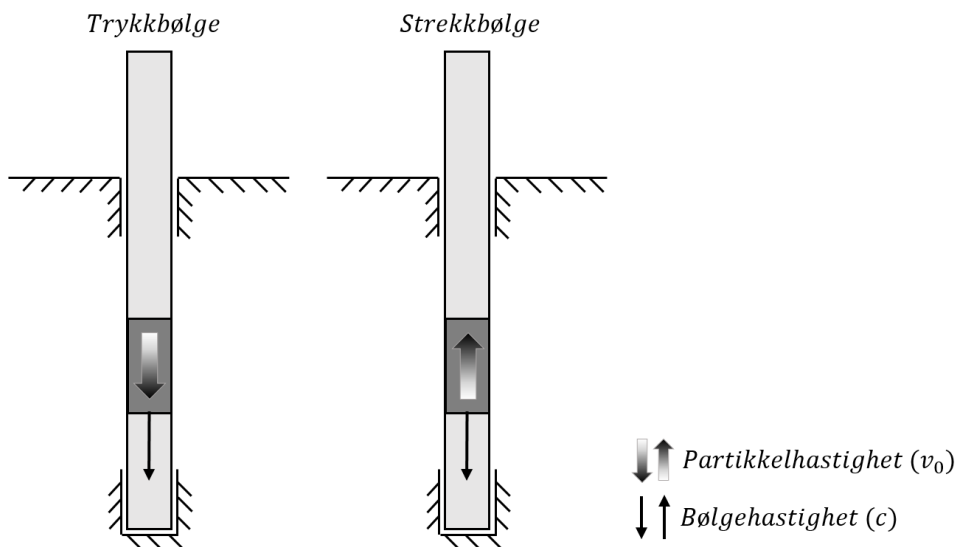
$$\frac{\partial h(x + ct)}{\partial x} = \frac{\partial h(x + ct)}{\partial(x + ct)} \frac{\partial(x + ct)}{\partial x} = h'(x + ct) \quad 3.36$$

Slik at kraften i punktet x ved tiden t også kan uttrykkes:

$$F(x, t) = -EA[f'(x - ct) + h'(x + ct)] \quad 3.37$$

Uttrykk for partikkelhastighet

Partikkelhastigheten (v) beskriver fart og retning av partiklene i en bølge, der nedadrettet hastighet er definert som positivt. *Trykk og- strekkbølger* skiller ved at partikkelhastigheten er motsatt rettet sammenlignet med bølgehastigheten. Figur 6 illustrerer hastighetenes retning.



Figur 6 – Prinsippskisse av partikkel- og bølgehastighet i trykk- og strekkbølger.

Partikkelhastigheten bestemmes ved å derivere forskyvningen (jf. likning 3.24) med hensyn på tiden:

$$v(x, t) = \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} = \frac{\partial u \downarrow (x, t)}{\partial t} + \frac{\partial u \uparrow (x, t)}{\partial t} \quad 3.38$$

Dette kan skrives som:

$$v(x, t) = v \downarrow (x, t) + v \uparrow (x, t) \quad 3.39$$

Der

- $v(x, t)$ - Partikkelhastighet i punkt x ved tiden t
- $v \uparrow (x, t)$ - Partikkelhastighet i oppadgående bølge i punkt x ved tiden t
- $v \downarrow (x, t)$ - Partikkelhastighet i nedadgående bølge i punkt x ved tiden t

Partikkelhastigheten i pelen gitt av de vilkårlige funksjonene for bølgespenningen, $f(x-ct)$ og $h(x+ct)$, blir da:

$$v(x, t) = \frac{\partial f(x - ct)}{\partial t} + \frac{\partial h(x + ct)}{\partial t} \quad 3.40$$

Bruk av kjerneregelen gir:

$$\frac{\partial f(x - ct)}{\partial t} = \frac{\partial f(x - ct)}{\partial(x - ct)} \frac{\partial(x - ct)}{\partial t} = -cf'(x - ct) \quad 3.41$$

$$\frac{\partial h(x + ct)}{\partial t} = \frac{\partial h(x + ct)}{\partial(x + ct)} \frac{\partial(x + ct)}{\partial t} = ch'(x + ct) \quad 3.42$$

Dermed kan likning 3.40 omskrives til:

$$v(x, t) = c[-f'(x - ct) + h'(x + ct)] \quad 3.43$$

3.1.2.3 Proporsjonal partikkelhastighet og kraft

Proporsjonalitet mellom aksialkraft og partikkelhastighet i et punkt der alle bølger propagerer i samme retning, danner grunnlaget for analyse basert på endimensjonal bølgeteori. Påfølgende avsnitt vil bevise proporsjonaliteten ved å ta utgangspunkt i at pelen kun påvirkes av en nedadgående bølge. Det er dermed ingen oppadgående bølge:

$$h(x + ct) = 0 \quad 3.44$$

Ved å kombinere uttrykkene for kraft og partikkelhastighet (jf. likning 3.37 og 3.43) oppnås relasjonen:

$$F \downarrow(x, t) = \frac{EA}{c} v \downarrow(x, t) \quad \Leftrightarrow \quad F \downarrow(x, t) = Z v \downarrow(x, t) \quad 3.45$$

Der

- $F \downarrow(x, t)$ - Kraftbidrag i punkt x ved tiden t i nedadgående bølge
- $v \downarrow(x, t)$ - Bidrag til partikkelhastighet i punkt x ved tiden t fra nedadgående bølge
- $Z = EA/c$ - Akustisk impedans for pelen

Tilsvarende er gjeldende for oppadgående bølge:

$$F \uparrow(x, t) = -\frac{EA}{c} v \uparrow(x, t) \quad \Leftrightarrow \quad F \uparrow(x, t) = -Z v \uparrow(x, t) \quad 3.46$$

Merk at proporsjonaliteten kun er gjeldene når alle bølger i punktet propagerer i samme retning.

3.1.2.4 Kraft og partikkelhastighet i nedad- og oppadgående bølger

Kraft i nedad- og oppadgående bølger uttrykkes ved:

$$F(x, t) = -EA[\epsilon \downarrow(x, t) + \epsilon \uparrow(x, t)] \quad \Leftrightarrow \quad F(x, t) = F \downarrow(x, t) + F \uparrow(x, t) \quad 3.47$$

Partikkelhastigheten gitt av likning 3.38 kan omformuleres ved å benytte proporsjonaliteten mellom partikkelhastighet og kraft (jf. likning 3.45 og 3.46). Partikkelhastigheten kan dermed bli gitt ved en kraftekvivalent:

$$Zv(x, t) = Z[v \downarrow(x, t) + v \uparrow(x, t)] \quad \Leftrightarrow \quad Zv(x, t) = F \downarrow(x, t) - F \uparrow(x, t) \quad 3.48$$

Ved å kombinere likningene 3.47 og 3.48 og løse ut for $F \downarrow(x, t)$ og $F \uparrow(x, t)$, oppnås kraft i oppad- og nedadgående bølge:

$$F \downarrow(x, t) = \frac{1}{2}[F(x, t) + Zv(x, t)] \quad 3.49$$

$$F \uparrow(x, t) = \frac{1}{2}[F(x, t) - Zv(x, t)] \quad 3.50$$

Superposisjon fører til at kraften i et punkt x ved tiden t kan uttrykkes som summen av kreftene i nedad- og oppadgående bølger (jf. Likning 3.34):

$$F(x, t) = F \downarrow(x, t) + F \uparrow(x, t) \quad 3.51$$

Proporsjonalitet mellom partikkelhastighet og kraft (likning 3.45 og 3.46), samt kraft i nedad- og oppadgående bølge (likning 3.49 og 3.50), fører til at partikkelhastighet i nedad- og oppadgående bølge kan uttrykkes ved:

$$Zv \downarrow(x, t) = F \downarrow(x, t) \quad \Leftrightarrow \quad v \downarrow(x, t) = \frac{1}{2Z}[F(x, t) + Zv(x, t)] \quad 3.52$$

$$Zv \uparrow(x, t) = -F \uparrow(x, t) \quad \Leftrightarrow \quad v \uparrow(x, t) = \frac{1}{2Z}[F(x, t) - Zv(x, t)] \quad 3.53$$

Superposisjon gir at partikkelhastigheten kan uttrykkes som summen av nedad- og oppadgående hastighet (jf. Likning 3.39):

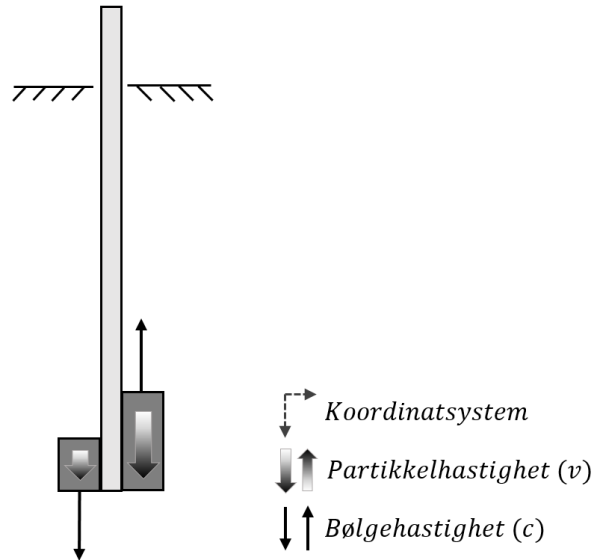
$$v(x, t) = v \downarrow(x, t) + v \uparrow(x, t) \quad 3.54$$

3.1.2.5 Refleksjon av bølger

Refleksjon av bølger forekommer blant annet ved at en bølge ankommer en pelespiss eller peletopp, og reflekteres. Om reflektert bølge er en strekk- eller trykkbølge avhenger av grensebetingelsene ved pelespissen. Kapitlet vil ta for seg hvordan bølgen reflekteres i en fastholdt og fri pelespiss.

Refleksjon ved fri pelespiss

En fri pelespiss kjennetegnes ved at partikkelhastigheten i reflektert bølge ikke forandrer retning ved refleksjon, se Figur 7. Årsaken til dette er vist nedenfor ved å utgangspunkt i en nedadgående trykkbølge med konstant intensitet.



Figur 7 – Bølgeintensitet for nedad- og oppadgående bølge ved refleksjon i fri ende. Merk at nedadgående bølge er en trykkbølge, og oppadgående er en strekkbølge.

En fri pelespiss kan ikke ta opp vertikalkrefter, og vertikallikevekt ved pelespissen gir da:

$$\sum F_b = 0 \quad 3.55$$

Der

F_b - Kraften ved pelespiss. Indeks b er valgt fra engelsk *base* (oversatt: spiss)

Likevekten fra likning 3.55 kan uttrykkes:

$$F \downarrow (L, t) + F \uparrow (L, t) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad F \uparrow (L, t) = -F \downarrow (L, t) \quad 3.56$$

Der

$F(L, t) \downarrow$ - Trykkraft i nedadgående bølge ved pelespiss ($x=L$)

$F(L, t) \uparrow$ - Trykkraft i oppadgående bølge ved pelespiss ($x=L$)

Relasjonen mellom kraft og partikkelhastighet (jf. likning 3.45 og 3.46), gir at likevekten fra likning 3.56 kan skrives:

$$Zv \uparrow (L, t) = Zv \downarrow (L, t) \Leftrightarrow v \uparrow (L, t) = v \downarrow (L, t) \quad 3.57$$

Superposisjonsprinsippet fører til at hastigheten ved pelespiss (v_b) bestemmes ved:

$$v_b = v \downarrow (L, t) + v \uparrow (L, t) \quad 3.58$$

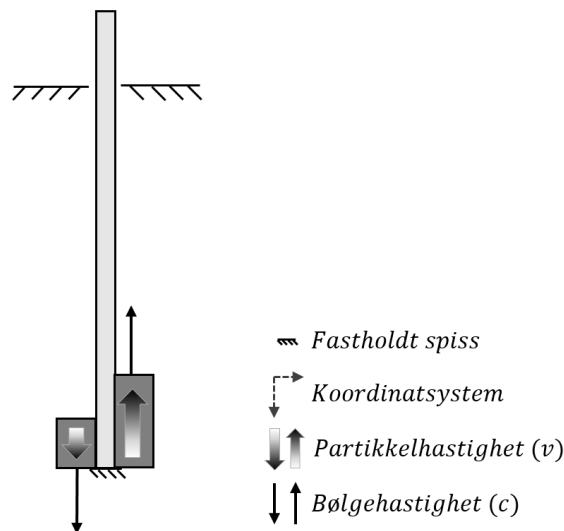
Bruk av likning 3.57 gir da:

$$v_b = 2v \downarrow (L, t) \quad 3.59$$

Partikkelhastigheten ved en fri pelespiss når en bølge reflekteres, blir da det dobbelte av partikkelhastigheten i bølgen. Antagelsen om helt fri ende benyttes normalt for bølger som reflekteres ved peletoppen.

Refleksjon ved fastholdt pelespiss

En fastholdt pelespiss kjennetegnes ved at partikkelhastigheten i reflektert bølge forandrer retning ved refleksjon, se Figur 8. Årsaken er vist nedenfor ved å utgangspunkt i en nedadgående trykkbølge med konstant intensitet.



Figur 8 – Pel med fastholdt pelespiss. Merk at både nedad- og oppadgående bølge er en trykkbølge.

En fastholdt pelespiss tillater ingen vertikal bevegelse, dvs. null hastighet i dette punktet:

$$\sum v_b = 0 \quad 3.60$$

Benyttelse av superposisjon på hastighetsbidragene (Likning 3.54) der nedadgående bølge er en trykkbølge, fører til:

$$\sum v_b = 0 \quad \Rightarrow \quad v \downarrow (L, t) + v \uparrow (L, t) = 0 \quad 3.61$$

Proporsjonalitet mellom partikkelhastighet og kraft (jf. likning 3.45 og 3.46), gir:

$$\frac{F \downarrow (L, t)}{Z} - \frac{F \uparrow (L, t)}{Z} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad F \downarrow (L, t) = F \uparrow (L, t) \quad 3.62$$

Kraften ved den fastholdte pelespissen (F_b) er da gitt av:

$$F_b = 2F \downarrow (L, t) \quad 3.63$$

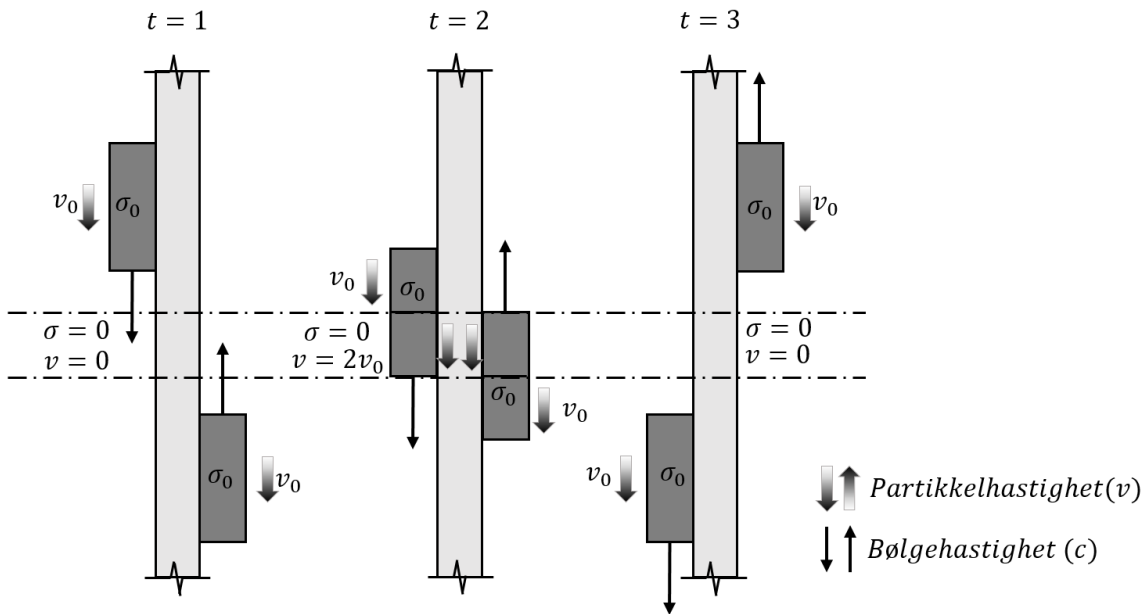
For en fastholdt ende doubles dermed kraften. I realiteten vil ikke en pelespiss være helt fri eller helt fastholdt. Dette kommer av at det som regel vil være noe motstand ved spissen, og ikke fullstendig fastholding.

3.1.2.6 Superposisjon av passerende bølger

Når bølger propagerer mot hverandre og etter hvert passerer samme punkt, vil resulterende kraft og partikkelhastighet kunne finnes ved superposisjon (jf. 3.1.1.2 d'Alemberts løsning). Dette delkapittelet vil først ta for seg konsekvensen av at en trykk- og en strekkbølge møtes. Deretter konsekvensen av at to trykkbølger møtes.

Trykkbølge møter strekkbølge

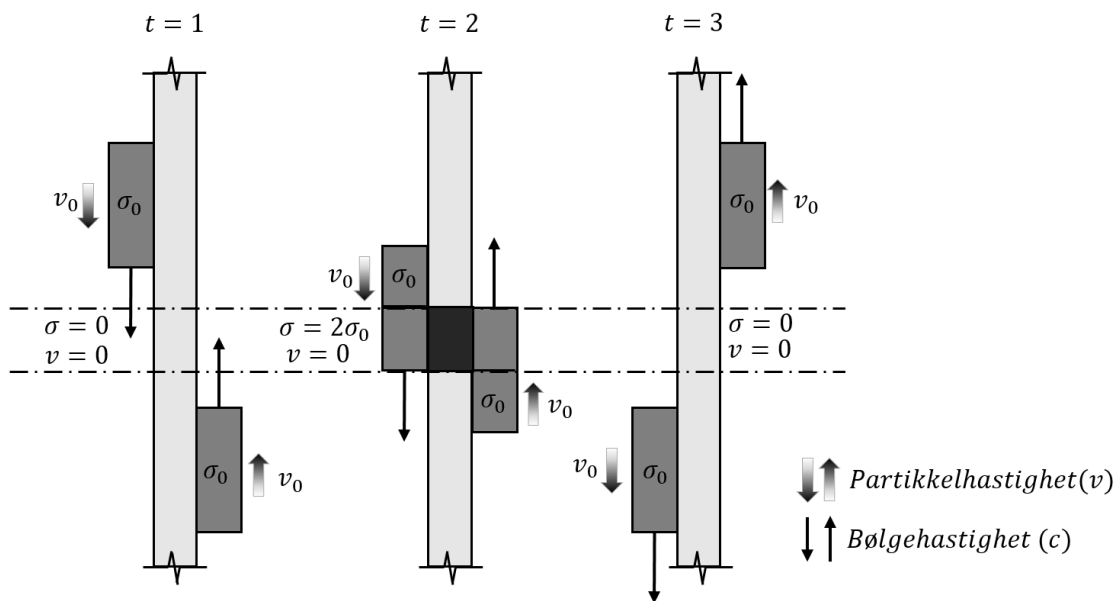
Når trykkbølge og strekkbølge med samme intensitet passerer samme punkt, fører superposisjon til at kraften i pelen blir null og at partikkelhastigheten i pelen blir det dobbelt av partikkelhastigheten i bølgene, vist i Figur 9.



Figur 9 - Kraft og partikkelhastighet i pelen når trykkbølge møter strekkbølge med lik intensitet.

Trykkbølge møter trykkbølge

Når trykkbølger med samme intensitet møtes i et punkt, vil kraften i pelen bli det dobbelte av kraften i bølgen. Samtidig vil partikkelhastighet for pelen i punktet bli null, som vist i Figur 10.



Figur 10 - Kraft og partikkelhastighet i pelen når trykkbølge møter trykkbølge med lik intensitet.

3.1.3 Initialbetingelser for støtbølge

Støtbølge benyttes om trykkbølgen generert ned i pelen ved at lodd treffer peletoppen eller slagputa/-hette. Egenskapene ved støtbølgen i form av bølgelengde og -form avhenger av slagputen, samt flere egenskaper ved pel og lodd, som f.eks. impedansforhold mellom pel og lodd, lengde av lodd og fallhøyde. Kapittelet vil gi et teoretisk grunnlag for å kunne bestemme bølgelengde og -form for støtbølger avhengig av lodd og slagpute.

3.1.3.1 Peleramming uten slagpute

Fremgangsmåte for å bestemme partikkelhastighet og kraft i en støtbølge i en pel under ramming, vil her presenteres. Utledningen tar utgangspunkt i at vertikal kraftlikevekt og kontinuitet mellom pel og lodd under rammingen er oppfylt. Kraftlikevekten krever at kraft i bunn av loddet er lik kraft ved toppen av pelen, vist i figur Figur 12:

$$F_p = F_h \quad 3.64$$

Der

- F_p - Kraft øverst i pel
 F_h - Kraft nederst i lodd

Proporsjonaliteten mellom partikkelhastighet og kraft fører til at dette kan omformuleres (jf. likning 3.45 og 3.46):

$$Z_p v_p \downarrow = Z_h v_h \uparrow \quad 3.65$$

Der

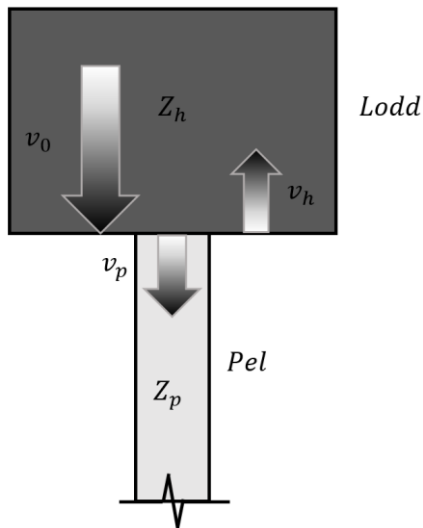
- Z_p - Pelens impedans
 Z_h - Loddets impedans
 v_p - Partikkelhastighet i pel
 v_h - Partikkelhastighet i lodd

Kravet til kontinuitet fører til at hastigheten i toppen av pelen og bunnen av loddet må være lik når loddet treffer pelen, vist i likning 3.66. Hastigheten i loddet er avhengig av fallhastigheten på loddet (v_0) og partikkelhastigheten i oppadgående trykkbølge (v_h). For pelen er hastigheten kun avhengig av partikkelhastigheten i nedadgående trykkbølge, vist i Figur 11. Likningen blir da:

$$v_p \downarrow = v_0 + v_h \uparrow \quad 3.66$$

Der

- v_0 - Fallhastighet på loddet



Figur 11 - Partikkelhastigheter ved ramming av pel.

Kraftlikevekten og kontinuitetskravet (jf. likning 3.65 og 3.66) kan kombineres og partikkelhastighetene (v_p og v_h) kan løses ut.

$$v_p \downarrow = \frac{Z_h}{Z_p + Z_h} v_0 \quad 3.67$$

$$v_h \uparrow = -\frac{Z_p}{Z_p + Z_h} v_0 \quad 3.68$$

Nedadgående trykkbølge i pelen, og oppadgående trykkbølge i loddet er dermed avhengig av impedansforhold mellom pel og lodd, samt fallhastigheten til loddet.

Kraft i nedadgående støtbølge bestemmes ved (jf. Likning 3.45 og 3.46):

$$F_i = Z_p v_p \quad 3.69$$

Der

F_i - Kraft i nedadgående støtbølge i pelen

Pel og lodd med samme impedans

For en situasjon der impedansen i pel og lodd er lik, blir partikkelhastighetene gitt av (jf. likning 3.67 og likning 3.68).

$$Z_p = Z_h \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} v_p \downarrow = \frac{1}{2} v_0 \\ v_h \uparrow = -\frac{1}{2} v_0 \end{cases} \quad 3.70$$

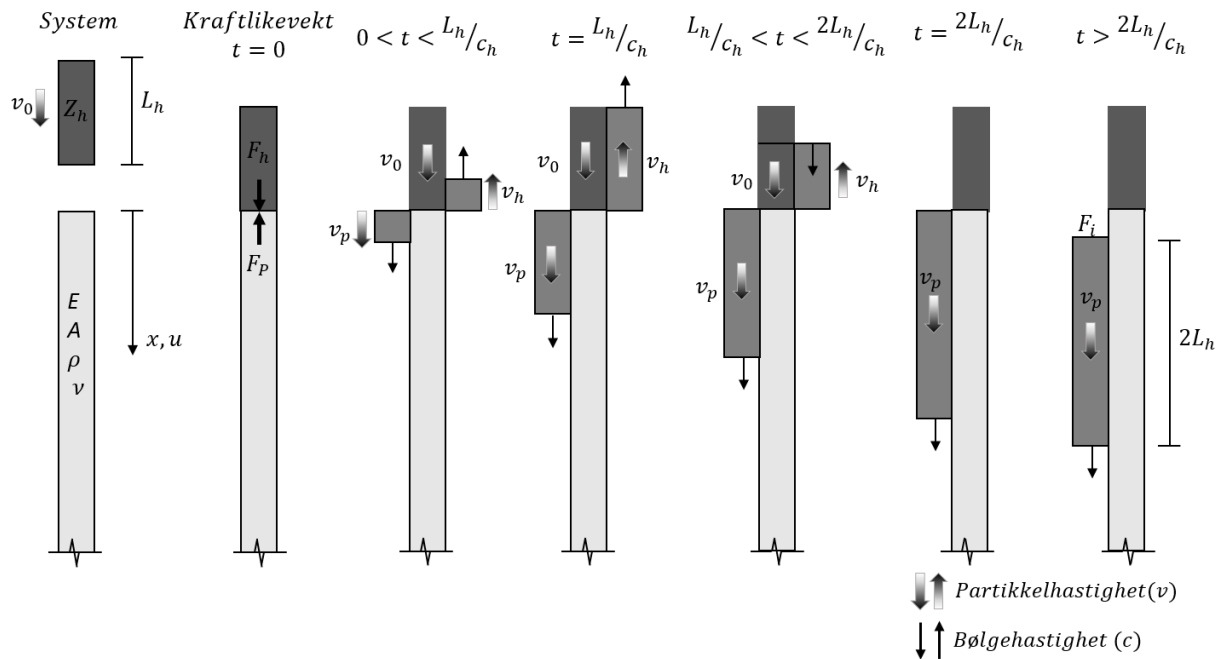
Resultierende trykkbølge i loddet forplanter seg oppover i loddet, og vil ha en oppadrettet partikkelhastighet. Tiden det tar fra loddet treffer pelen til trykkbølgen i loddet ankommer toppen av loddet, er L_L/c_L . Her vil den reflekteres som ved fri ende, og forplantes ned i loddet som strekkbølge med lik intensitet, se Figur 12 (jf. 3.1.2.5 *Refleksjon av bølger*). Summen av partikkelhastigheten i nedadgående strekkbølge i loddet og oppadgående trykkbølge i loddet, utlikner da fallhastigheten i loddet.

$$v(t = \frac{2L_h}{c_h}) = v_0 + 2v_h \quad \Rightarrow \quad v_0 - \frac{2}{2} v_0 = 0 \quad 3.71$$

Tiden det tar for bølgen å forplante seg opp og ned i loddet er $2L_h/c_h$. Nedadgående trykkbølge i pelen har derfor lengde lik to ganger loddlengthen $2L_h$. Bølgen forplantes videre nedover i loddet som vist i Figur 12.

Kraften i støtbølgen vil iht. likning 3.69 være:

$$F_i = Z_p \frac{1}{2} v_0 \quad 3.72$$



Figur 12 – Bølgeforplantning ved lik impedans i lodd og pel (Bernardes, 1989).

Pel og lodd med ulik impedans

Ved ulik impedans i pel og lodd blir partikkelhastigheten i oppadgående bølge i loddet, ulik partikkelhastigheten i nedadgående bølge i pelen (jf. likning 3.67 og 3.68). Etter loddet har rammet pelen propagerer den oppadgående trykkbølge i loddet seg mot toppen av loddet og reflekteres som en strekkbølge. Partikkelhastigheten i nedadgående strekkbølge kan utregnes ved likning 3.68. Partikkelhastigheten i et punkt like bak bølgefronten i loddet etter den er reflektert (v) kan uttrykkes ved superposisjon (Bernardes, 1989):

$$v = v_0 + 2v_h \uparrow \Leftrightarrow v = v_0 - \frac{2Z_h}{Z_p + Z_h} v_0 \quad 3.73$$

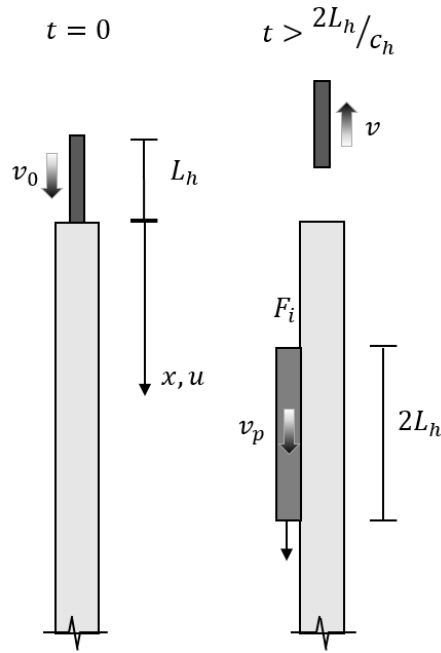
Omskrevet blir dette:

$$v = v_0 \left(1 - \frac{2Z_p}{Z_p + Z_h} \right) \quad 3.74$$

Dette vil beskrive partikkelhastigheten i hele loddet ved tiden $2L_h/c_h$.

For tilfeller der pelens impedans er større enn loddet, vil partikkelhastigheten i loddet være negativ etter $2L_h/c_h$. Dette fører til at loddet har en oppadrettet hastighet, og kontakten mellom lodd og pel opphører slik det er illustrert i Figur 13. Støtbølgen vil ha en lengde på $2L_h/c_h$ og kraften i støtbølgen vil for dette tilfellet kunne uttrykkes ved (jf. likning 3.69):

$$F_i = Z_p \frac{Z_h}{Z_p + Z_h} v_0 \quad 3.75$$



Figur 13 – Bølgeforplantning for en situasjon der loddets impedans er større enn pelens. Tegnet med utgangspunkt i figur 2.3 fra George de Paula Bernardes' doktoravhandling "Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand".

I tilfeller der loddets impedans er større enn pelens, vil partikkelhastigheten i loddet være positiv også etter tiden $2L_h/c_h$. Pelen vil derfor tilføres kraft også etter denne tiden, men intensiteten vil være redusert. Intensiteten avhenger av resterende partikkelhastighet i loddet. Etter hvert som partikkelhastigheten reduseres i loddet vil dette redusere overført kraft til pelen (F_i). Partikkelhastigheten i pelen etter hvert tidsintervall (n) med lengde $2L_h/c_h$ etter første slag finnes ved (Bernardes, 1989):

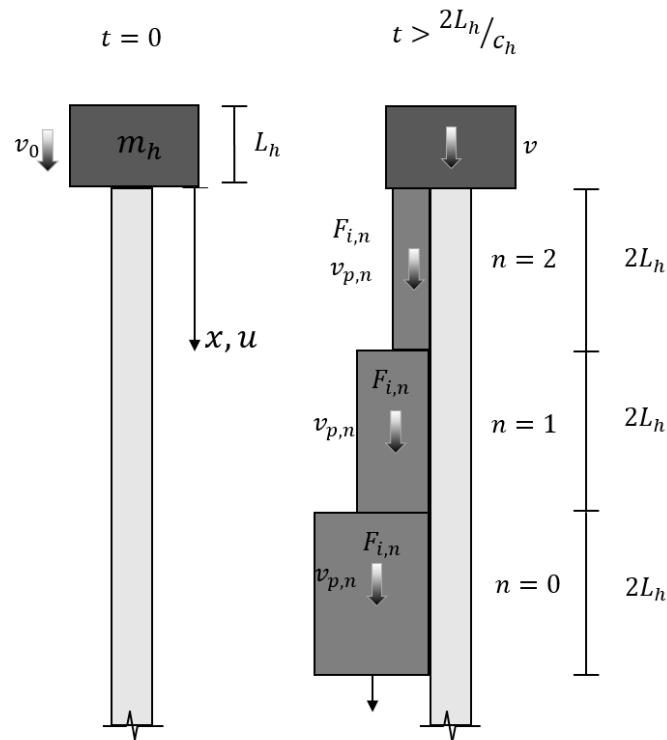
$$v_{p,n} \downarrow = \frac{Z_h}{Z_p + Z_h} v_0 \left(\frac{Z_h - Z_p}{Z_h + Z_p} \right)^n = v_p \downarrow \left(\frac{Z_h - Z_p}{Z_h + Z_p} \right)^n \quad 3.76$$

Kraften i støtbølgen i pelen uttrykkes da ved (Bernardes, 1989):

$$F_{i,n} = Z_p \frac{Z_h}{Z_p + Z_h} v_0 \left(\frac{Z_h - Z_p}{Z_h + Z_p} \right)^n = F_i \left(\frac{Z_h - Z_p}{Z_h + Z_p} \right)^n \quad 3.77$$

Der $n=0, 1, 2, \dots$ for $t=0, 2L_h/c_h, 4L_h/c_h, \dots$

Figur 14 skisserer hvordan intensiteten i støtbølgen fra et lodd med større impedans enn pelen vil se ut i et idealisert tilfelle.



Figur 14 - Bølgeforplantning der loddets impedans er større enn pelens.

3.1.3.2 Støtbølge ved uendelig stivt lodd uten slagpute

Med uendelig stivt lodd, menes det at loddet er for stivt til å tillate bølgeforplantning. Når loddet da treffer pelen med en fallhastighet (v_0), kan likevekten mellom lodd og pel ved tiden t uttrykkes ved (Bernardes, 1989):

$$m_h \ddot{u}(t) + Z_p \dot{u}(t) = 0 \quad \Rightarrow \quad \ddot{u}(t) + \frac{Z_p}{m_h} \dot{u}(t) = 0 \quad 3.78$$

Der

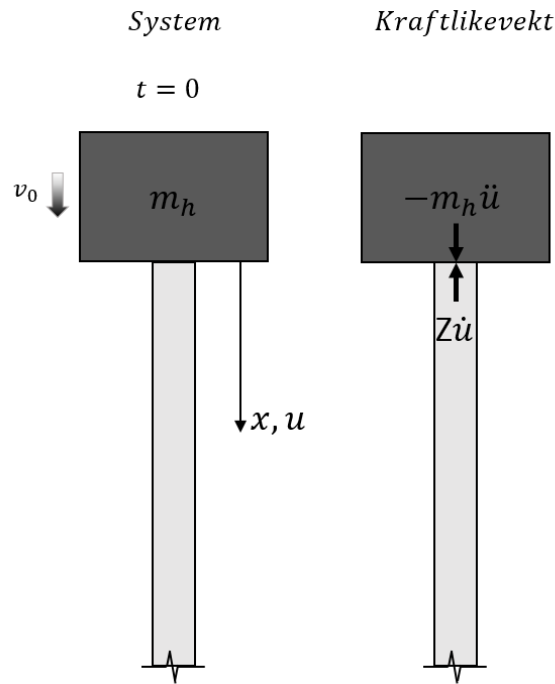
m_h - Massen til loddet

Z_p - Pelens impedans

$\dot{u}(t)$ - Peletoppens partikkelhastighet ved tiden t

$\ddot{u}(t)$ - Peletoppens partikkelakselerasjon ved tiden t

Figur 15 viser kraftlikevekten for pelen.



Figur 15 - Stivt lodd uten slagpute. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i figur 2.4 fra Bernardes' doktorgrad (Bernardes, 1989).

Løsningen til den homogene andreordens differensialligningen gitt i likning 3.78 er:

$$u(t) = A + Be^{-\frac{Z}{m_h}t} \quad 3.79$$

Der A og B er konstanter avhengige av grensebetingelsene. Betingelsene under peleramming vil være null forskyvning av peletopp når loddet treffer, og krav til kontinuitet mellom partikkelhastigheten i peletoppen og bunnen av loddet når loddet treffer:

$$u(0) = 0 \quad 3.80$$

$$\dot{u}(0) = v_0 \quad 3.81$$

Konstantene A og B kan uttrykkes ved:

$$A = \frac{m_h}{Z} v_0 \quad 3.82$$

$$B = -\frac{m_h}{Z} v_0 \quad 3.83$$

En løsning for forskyvningen av peletoppen er da:

$$u(t) = v_0 \frac{m_h}{Z} \left(1 - e^{-\frac{Z}{m_h}t} \right) \quad 3.84$$

Videre er det ønskelig å finne forskyvningen for ethvert punkt x langs pelen, ved tiden t . Utgangspunktet for dette er at bølgen ikke forandres under forplantning i fri pel (jf. 3.1.2.1 *Konstant bølgeform i fri*) (Bernardes, 1989):

$$u(x, t) = v_0 \frac{m_h}{Z} \left(1 - e^{-\frac{Z}{m_h} \left(t - \frac{x}{c} \right)} \right) \quad 3.85$$

Partikkelhastigheten kan da uttrykkes ved:

$$\dot{u}(x, t) = v(x, t) \rightarrow v(x, t) = v_0 e^{-\frac{Z}{m_h} \left(t - \frac{x}{c} \right)} \quad 3.86$$

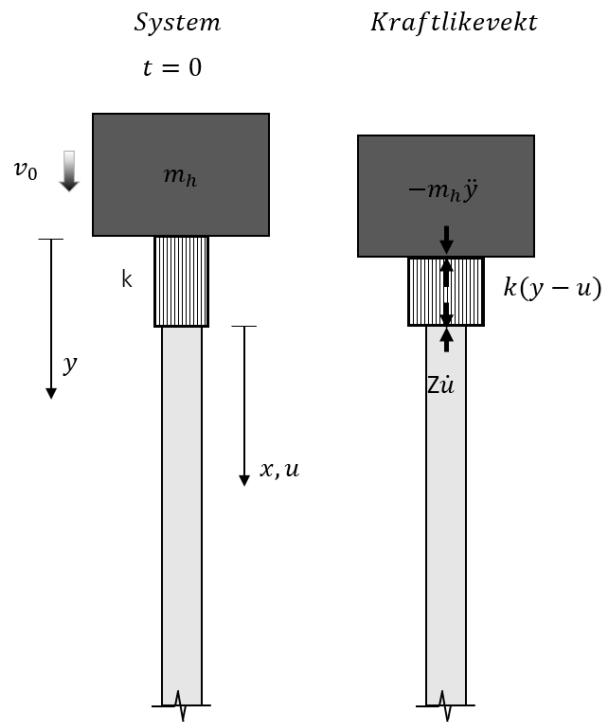
Kraften bestemmes ved å benytte proporsjonalitetsforholdet mellom partikkelhastighet og kraft:

$$F(x, t) = Zv(x, t) \rightarrow F(x, t) = Zv_0 e^{-\frac{Z}{m_h} \left(t - \frac{x}{c} \right)} \quad 3.87$$

3.1.3.3 Støtbølge ved uendelig stivt lodd med lineært elastisk slagpute

Slagpute og -hette brukes ofte mellom lodd og pel for å beskytte pelen, og for å regulere bølgens intensitet eller periode (Bernardes, 1989). Dette gjøres ved å regulere stivheten av slagpute og -hette. Kapittelet vil ta for seg tilført kraft til peletopp ved bruk av en lineært elastisk slagpute der egenvekten av slagputen er neglisjert.

Utledningen baseres på kraftlikevekt mellom bunn av lodd, slagpute og peletopp. Det er her hensiktsmessig å innføre en variabel y for å beskrive vertikalforskyvningen av loddet (Bernardes, 1989). Begge forskyvningene (y og u) er definert positive nedover, se Figur 16.



Figur 16 - Stivt lodd med elastisk slagpute.

Likevekten er basert på et sett antagelser:

- Slagputa kan kun ta opp kompresjonskrefter
- Slagputen har lineær stivhet k
- Massen til slagputen er neglisjerbar

Kraftlikevekt mellom lodd og slagpute gir da:

$$m_h \ddot{y} + k(y - u) = 0 \quad 3.88$$

Der

- y - Forskyvning av lodd
- \ddot{y} - Partikkelakselerasjon i loddet
- u - Forskyvning av peletopp
- k - Slagputens stivhet

Kraftlikevekt mellom slagpute og pel gir:

$$Z\dot{u} - k(y - u) = 0 \quad 3.89$$

Der

- \dot{u} - Partikkelhastighet ved peletopp

Likning 3.88 og 3.89 kan omskrives til henholdsvis (Bernardes, 1989):

$$\ddot{y} + \beta^2 y - \beta^2 u = 0 \quad 3.90$$

$$\dot{u} - 2\alpha y + 2\alpha u = 0 \quad 3.91$$

Der

$$\alpha = k/2Z$$

$$\beta = (k/m_L)^{0.5}$$

Avhengig av stivheten på slagputa vil det være to løsninger av systemet. Fullstendig løsningsmetode er gitt i George de Paula Bernardes' doktoravhandlingen *Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand*, og vil ikke bli gjengitt her. Løsningene vil derimot presenteres for myk og stiv slagpute i påfølgende delkapitler.

Myk slagpute

En myk slagpute karakteriseres ved at følgende er oppfylt:

$$\beta^2 > \alpha^2 \iff k < 4Z^2/m_L \quad 3.92$$

Er dette gitt, er løsningen for forskyvningen av peletoppen (Bernardes, 1989):

$$u(t) = \frac{v_0 k}{Z} \frac{1}{\alpha^2 + \omega^2} \left[1 - \frac{e^{-\alpha t}}{\omega} (\alpha \sin \omega t + \omega \cos \omega t) \right] \quad \text{for } 0 < t < \frac{\pi}{\omega} \quad 3.93$$

Der

$$\omega = \sqrt{\beta^2 - \alpha^2} \quad 3.94$$

Merk at løsningen for forskyvningen (jf. likning 3.93) kun er gyldig for tidsintervallet der det er kontakt mellom lodd og slagpute.

Løsning for kraft i slagbølgen er (Bernardes, 1989):

$$F(t) = Z\dot{u}(t) \implies F(t) = \frac{v_0 k}{\omega} e^{-\alpha t} \sin \omega t \quad 3.95$$

Tiden der maksimal kraft opptrer kan finnes ved (Bernardes, 1989)

$$\frac{dF}{dt} = 0 \implies t = \frac{1}{\omega} \tan^{-1} \frac{\omega}{\alpha} \quad 3.96$$

Stiv slagpute

En stiv slagpute karakteriseres ved at følgende er oppfylt:

$$\beta^2 < \alpha^2 \quad \Rightarrow \quad k > 4Z^2/m_h \quad 3.97$$

Løsningen for forskyvningen av peletoppen er da (Bernardes, 1989):

$$u(t) = \frac{v_0 k}{Z} \frac{1}{\omega^2 - \alpha^2} \left[\frac{e^{-\alpha t}}{\omega} (\omega \cosh \omega t + \alpha \sinh \omega t) - 1 \right] \quad 3.98$$

Der

$$\omega = \sqrt{\alpha^2 - \beta^2} \quad 3.99$$

Løsning for kraft i støtbølgen er gitt av (Bernardes, 1989):

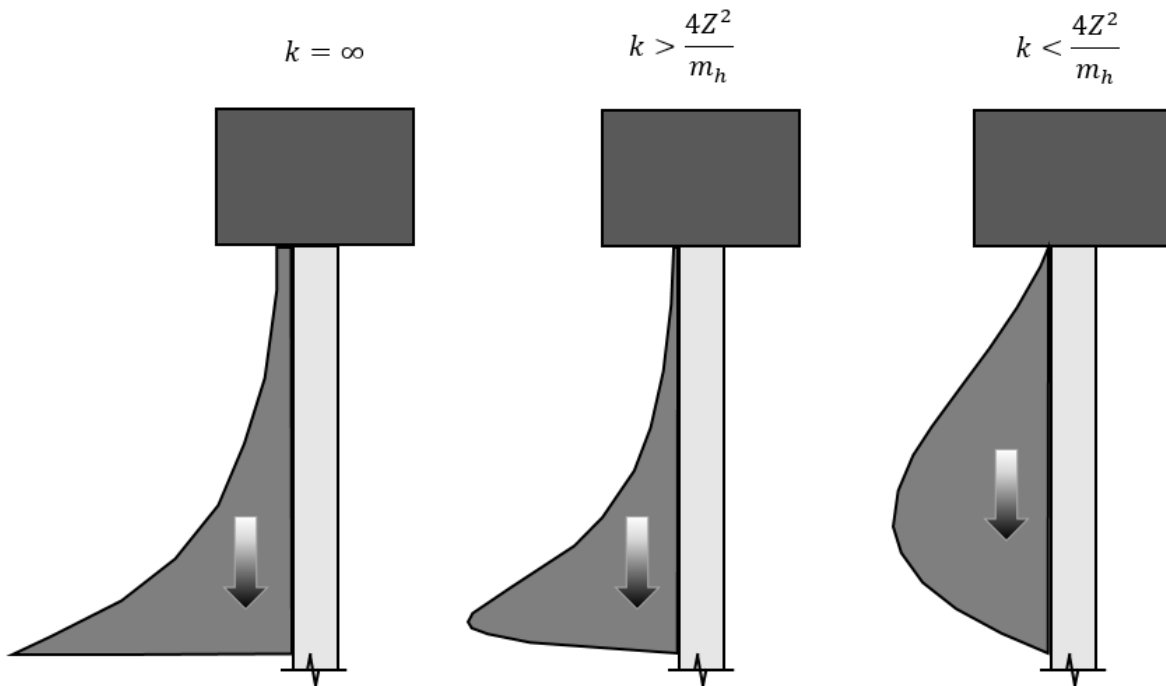
$$F(t) = Z \dot{u}(t) \quad \Rightarrow \quad F(t) = \frac{v_0 k}{\omega} e^{-\alpha t} \sinh \omega t \quad 3.100$$

Eksponensialledet fører til at kraften konvergerer mot null med tiden, og bølgeperioden blir derfor i teorien uendelig lang. Maksimal kraft opptrer ved tiden (Bernardes, 1989):

$$\frac{dF}{dt} = 0 \quad \Rightarrow \quad t = \frac{1}{\omega} \tan^{-1} \frac{\omega}{\alpha} \quad \text{for} \quad -1 < \frac{\omega}{\alpha} < 1 \quad 3.101$$

Overført kraft til pelen ved tiden t , er plottet for ulike stivheter for slagputen i Figur 17. Slagputene det er tatt utgangspunkt i er:

- Myk slagpute Likning 3.95, $k < 4Z^2/m_h$
- Stiv slagpute Likning 3.100, $k > 4Z^2/m_h$
- Uendelig stiv slagpute Likning 3.100, $k = \infty$, jf kapittel Støtbølge ved uendelig stivt lodd uten slagpute



Figur 17 – Skisse av kraften i støtbølge med forskjellig stivhet for slagputen

3.1.3.4 Overført rammeenergi fra lodd

Avlevert energi fra loddet beregnes ved

$$E(t) = \int_0^t F(t)v(t)dt \quad 3.102$$

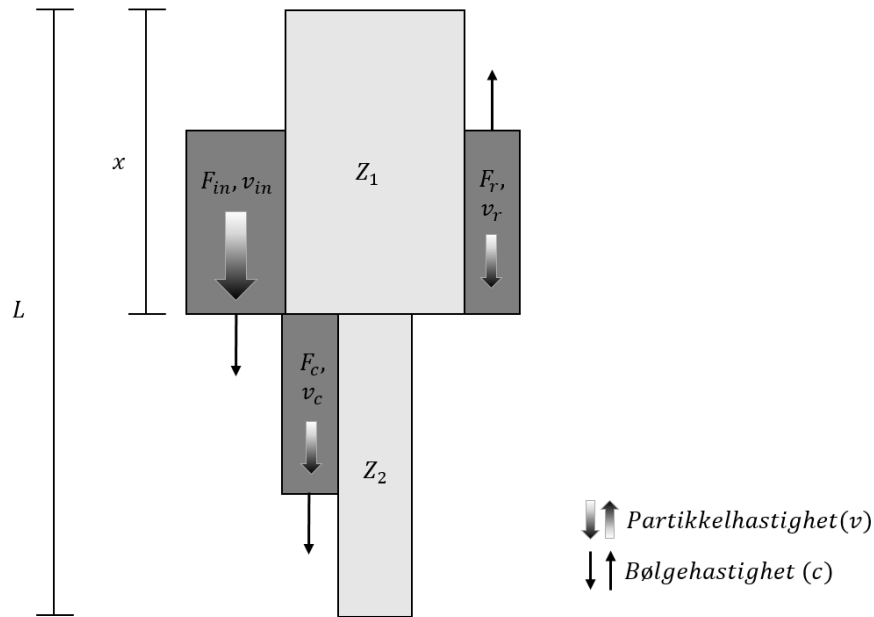
Studier viser at totalt overført energi er den samme for alle støtbølgeformene presentert tidligere, men at tiden det tar for energien å bli overført varierer for de forskjellige putene (Bernardes, 1989).

3.1.4 Bølgeforplantning v/ varierende impedans

Akustisk impedans (Z) er en materialkonstant bestemt av elastisitetsmodul, bølgehastighet og tverrsnittsareal (jf. 3.1.2.3 Proporsjonal partikkelhastighet og kraft). I peler bestående av tverrsnitt med ulik impedans vil bølgeforplantningen påvirkes av dette. Forplantningen blir påvirket ved at deler av støtbølgen reflekteres, og det resterende forplantes videre i pelen. Kapittelet vil vise hvordan kraftlikevekt og kontinuitet avgjør hvordan bølgen overføres fra en del av pelen til en annen gitt av impedansen. En tolkning av ligningene for å få en bedre forståelse vil gis. Til slutt presenteres hvordan denne informasjonen kan benyttes til å bedømme pelers integritet etter og under ramming.

3.1.4.1 Kraftlikevekt og kontinuitet

En pel bestående av to tverrsnitt med ulik impedans er vist i Figur 18, sammen kraft og partikkelhastighetene i bølge som følge av impedansforskjellen.



Figur 18 – Impedansforskjell i ulike deler av pel, med krefter og partikkelhastigheter under refleksjon av støtbølge.

Kraftlikevekt og kontinuitet i snittet for impedansforskjellen er gitt ved likning 3.103 og 3.104, med parametere og indekser som anvist i Figur 18:

$$F_{in} \downarrow + F_r \uparrow = F_c \downarrow \quad 3.103$$

Og

$$v_{in} \downarrow + v_r \uparrow = v_c \downarrow \quad 3.104$$

Proporsjonaliteten mellom kraft og partikkelhastighet fører til at likning 3.103 og 3.104 kan kombineres, og kraft og partikkelhastighet i nedadgående bølge blir:

$$F_c \downarrow = \frac{2Z_2}{Z_2 + Z_1} F_{in} \downarrow \quad 3.105$$

$$v_c \downarrow = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2} v_{in} \downarrow \quad 3.106$$

En tilsvarende fremgangsmåte gir kraft og partikkelhastighet i oppadgående reflektert bølge:

$$F_r \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} F_{in} \downarrow \quad 3.107$$

$$v_r \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} v_{in} \downarrow \quad 3.108$$

3.1.4.2 *Tolkning av impedansforskjell*

I en pel der impedansen er større i øvre enn i nedre del, vil reflektert bølge være en strekkbølge. Dette vil føre til at peletoppen får et positivt hastighetsbidrag når bølgen ankommer. Kraften blir derimot redusert ved at bølgen er en strekkbølge (negativ). Nedadgående bølge etter impedansforskjellen vil være en trykkbølge. Med vesentlig større impedans i toppen ($Z_1 \gg Z_2$) vil bølgen reflekteres som ved fri ende (jf. 3.1.2.5 *Refleksjon av bølger*) og bølgen ankommer peletoppen som en strekkbølge med lik intensitet.

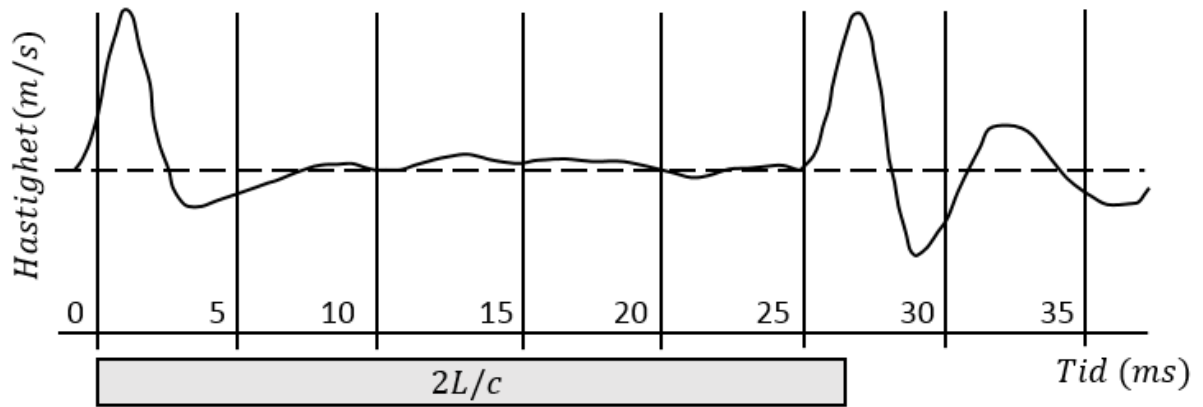
Ved motsatt tilfelle, dvs. der impedansen er mindre i øvre del enn nedre ($Z_1 < Z_2$), vil den reflekterte bølge være en trykkbølge. Partikkelhastigheten ved peletoppen når bølgen ankommer vil da minke, og trykkraften vil øke. Nedadgående bølge vil være en trykkbølge. I tilfeller der impedansen i øvre del er vesentlig lavere enn i nedre ($Z_1 \ll Z_2$) vil støtbølgen reflekteres tilnærmet som ved fast innspenning (jf. 3.1.2.5 *Refleksjon av bølger*).

For peler med konstant impedans ($Z_1 = Z_2$), vil det ikke oppstå noen reflektert bølge.

3.1.4.3 *Integritetstest av peler*

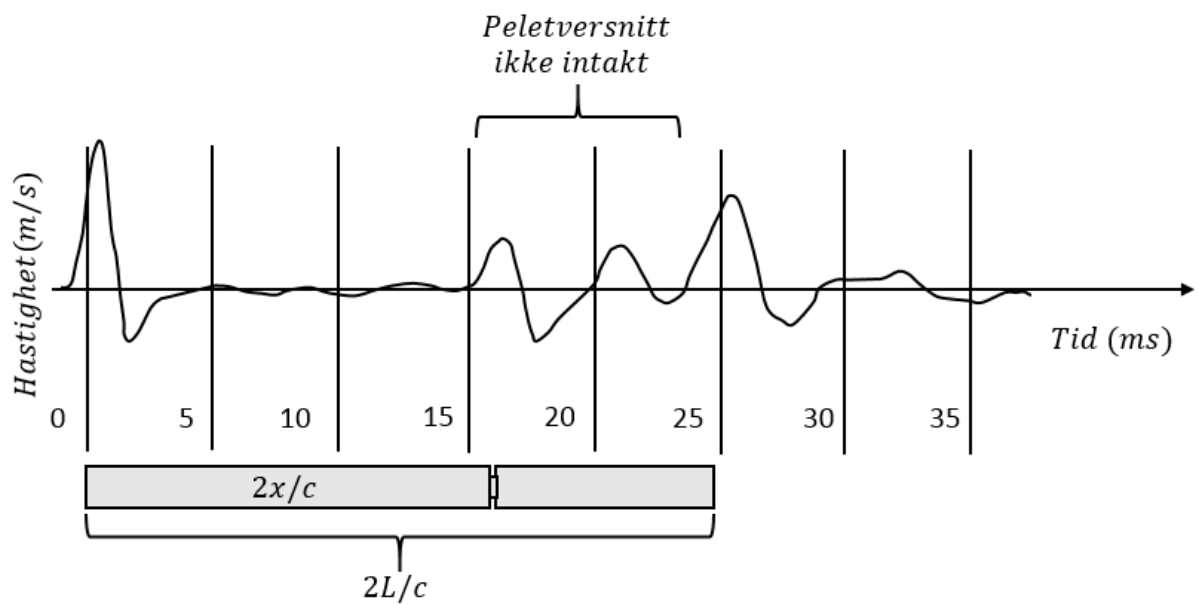
Utlede uttrykk for respons ved impedansforskjell (jf. 3.1.4.1 *Kraftlikevekt og kontinuitet*), kan benyttes til å kontrollere pelens integritet. Metoden baseres på at målt respons ved peletopp skal tilsvare den forventede responsen for pelens tverrsnitt. Der dette ikke er tilfellet er ikke pelen intakt. Metoden er spesielt anvendelig for betongpeler, der ufullstendig utstøpning av pelen og for høye trykk- eller strekkspenninger under ramming (Rausche, Nagy, & Likins, 2008), kan føre til at tverrsnittet ikke er intakt. Etter ramming eller utstøpning kan det da undersøkes om pelen er intakt. Analysen ved denne metoden kalles *Small Strain Analysis (SSA)* (oversatt: analyse ved å små tøyninger) og baseres på at pelen påføres en støtbølge med lav intensitet og energi. Analysen krever at intensiteten og energien i støtbølgen er lav, slik at pelens forskyvning blir neglisjerbar. Forskyves pelen vil jordmotstandskreftene aktiveres, og det vil bli vanskelig å trekke noen slutning fra analysen (jordmotstand omtales i 3.2.1.2 *Estimering av total jordmotstand*). Er forskyvningene små vil derimot reflektert partikkelhastighet i bølgen kunne tolkes. Tolkningen foregår ved å undersøke om responsen er i henhold til det forventede av peletverrsnittet.

I praksis påføres støtbølgen pelen ved bruk av en håndholdt hammer, og avlesningene av responsen i form av partikkelhastighet ved peletoppen gjøres med et akselerometer. I Figur 19 er det gitt et eksempel på hvordan hastighetskurven for en intakt pel med konstant impedans kan se ut. Det kan sees av grafen at pelen er intakt ved at initiell og reflektert støtbølge er like, og at bølgen returnerer ved tiden $2L/c$ etter at støtbølgen ble initiert.



Figur 19 – Kraftkurve for pel med samme impedans for hele pelelengden. Tegnet med utgangspunkt i kurve fra PDI's nettside (Pile Dynamics Inc., 2013).

Figur 20 viser en skisse av en pel med konstant impedans der bølgen er reflektert før tiden $2L/c$. Gitt at påført støtbølge ikke har vært for stor, indikerer dette impedansforskjell i pelen, og derav kan det konkluderes med at pelen er skadet.



Figur 20 - Kraftkurve for pel med ulik impedans i deler av pelen. Tegnet med utgangspunkt i kurve fra PDI's nettside (Pile Dynamics Inc., 2013).

3.2 ANVENDELSE AV ENDIMENSJONAL BØLGETEORI

Delkapittelet vil ta for seg hvordan den endimensjonale bølgeteorien kan benyttes for peler, med fokus på estimering av statisk jordmotstand fra målinger av kraft og hastighet ved peletopp.

Delkapittelet er lagt opp ved at en grunnleggende metode kalt *Case Method* presenteres først. Metoden er svært enkel, og benyttes fremdeles til overslagsberegninger. Svakheterne ved metoden er at den er svært avhengig av bruker, samt at antagelsene den baseres på er grove. I dag benyttes den derfor lite til dimensjonering (Andenæs, 2014). En langt mer avansert metode er implementert i programmet *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*, og er et program benyttet for dimensjonering i dag. Programmet tar utgangspunkt i noen av prinsippene benyttet i *Case Method*, men forsøker å modellere pelens og løsmassenes oppførsel mer i henhold til virkeligheten. *CAPWAPs* fremgangsmåte og modeller samt et program for å utføre rambarhetsanalyse basert på endimensjonal bølgeteori kalt *GRLWEAP*, vil presenteres til slutt.

3.2.1 Case Method

Case Method er en metode for å bestemme pelers statiske jordmotstand ved bruk av endimensjonal bølgeteori. Fremgangsmåten baserer seg på å bestemme den totale motstand løsmassene yter på pelen under ramming, ved å uttrykke forventet respons ved peletoppen for en fri pel. Hvordan jordmotstanden påvirker målt respons ved peletoppen, presenteres deretter. Basert på dette kan et uttrykk for total jordmotstand bestemmes. For å estimere den statiske jordmotstanden, antas det at total jordmotstand består av et statisk og et dynamisk bidrag. Et uttrykk for estimering av det dynamiske bidraget uttrykkes, og statisk motstand kan da bestemmes. I etterkant av dette presenteres metodens begrensninger.

3.2.1.1 Partikkelhastighet ved peletopp for en fri pel

Partikkelhastigheten i peletoppen for en fri pel (v_t^0), vil være proporsjonal med kraften, inntil støtbølgen returnerer fra pelespissen (jf. likning 3.45). Dette skjer ved tiden $2L/c$ etter støtbølgen forlot peletoppen. Partikkelhastigheten fram til reflektert støtbølge ankommer kan uttrykkes ved (Rausche, Goble, & Likins, 1985)

$$v_t^0(t) = \frac{c}{EA} F_t(t) \quad \text{for} \quad 0 \leq t < \frac{2L}{c} \quad 3.109$$

Der

$F_t(t)$ - Kraften i peletoppen ved tiden t

Under peleramming blir pelen vanligvis utsatt for en støtbølge med lenger periode enn tiden det tar for bølgen å forplante seg ned til pelespissen, og opp til peletoppen $2L/c$ (Rausche, et al., 1985). Dette fører til at flere bølger vil kunne påvirke peletoppen samtidig. Det vil derfor være av interesse å uttrykke partikkelhastigheten etter reflektert bølge ankommer. En trykkbølge reflekteres i en fri pelespiss som en strekkbølge. Når denne ankommer den

frie peletoppen reflekteres den igjen, og returnerer nedover som en trykkbølge. Ved refleksjon vil bidraget fra bølgen til partikkelhastigheten i peletoppen være det dobbelte av partikkelhastigheten i bølgen. (jf. 3.1.2.5 Refleksjon av bølger). Partikkelhastigheten i peletoppen ut ifra superposisjon kan da uttrykkes ved (Rausche, et al., 1985):

$$v_t^0(t) = \frac{2c}{EA} \left[\frac{1}{2} F_t(t) + F_t\left(t - \frac{2L}{c}\right) + F_t\left(t - \frac{4L}{c}\right) + \dots \right] \quad 3.110$$

Det første leddet i ligningen beskriver partikkelhastigheten i peletoppen, forårsaket av loddet ved tiden t . Bølgen returnerer for hvert tidsintervall med lengde $2L/c$, og bidrar med en partikkelhastighet til peletoppen på to ganger partikkelhastigheten i bølgen for hver gang.

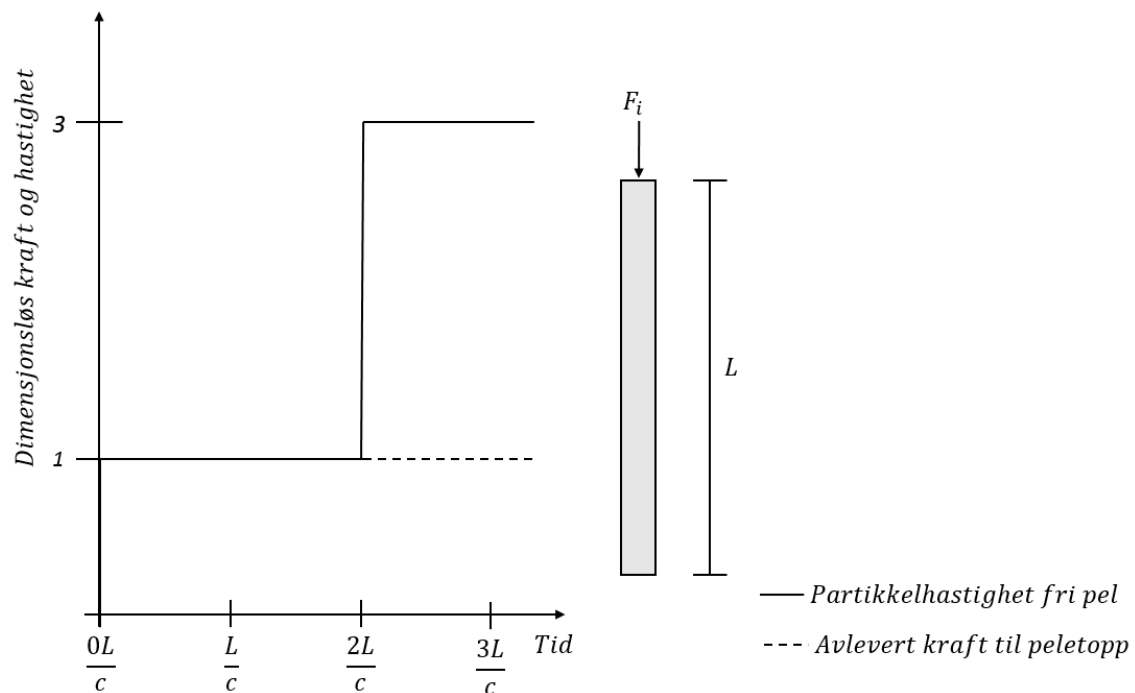
Likningen kan omskrives til:

$$v_t^0(t) = \frac{c}{EA} \left[F_t(t) + 2 \sum_{j=1}^m F_t\left(t - \frac{j2L}{c}\right) \right] \quad 3.111$$

Der

m - Antall medregnede tidsintervall med lengde $2L/c$

Merk at likningen kun er gyldig for en fri pel. Konsekvensene av likningen er illustrert i Figur 21. Der overført kraft fra lodd til peletopp (F_i) er konstant.



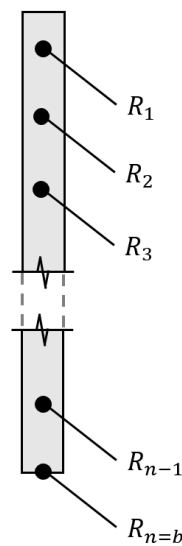
Figur 21 – Partikkelhastighet og kraft ved peletoppen for fri pel med konstant kraft overført fra lodd til peletopp. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 1 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).

3.2.1.2 Estimering av total jordmotstand

Total jordmotstand beskriver motstanden pelen blir utsatt for av løsmassene under ramming. Kapittelet vil først introdusere jordmotstand, og deretter hvordan det påvirker hastigheten ved peletoppen. Til slutt presenteres et uttrykk for hvordan total jordmotstand kan estimeres.

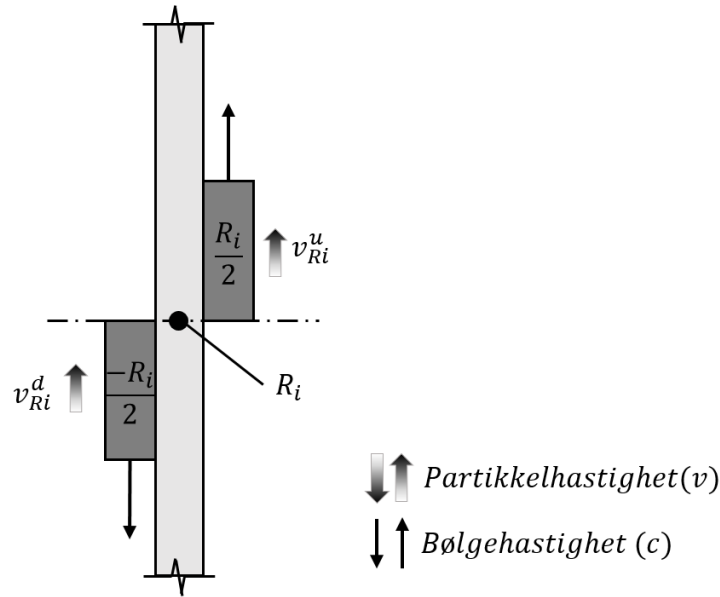
Innføring av jordmotstand

Case Method baseres på at jordmotstanden kan modelleres ved n antall motstander fordelt langs pelen, som vist i Figur 22 (Rausche, et al., 1985). Innføringen av jordmotstand vil bli gitt ved å ta utgangspunkt i én av disse jordmotstandene, og presentere hvordan den genererer bølger i pelen. Til slutt bestemmes total jordmotstand ved å summere bidragene fra alle jordmotstandspunktene.



Figur 22 – Jordmotstandene i *Case Method* beskrives ved motstand i "n" antall punkt.

En støtbølge forplantes fra peletoppen og nedover i pelen med en initialkraft (F_i) og partikkelhastighet (v_p) (jf. 3.1.3 *Initialbetingelser for støtbølge*). Støtbølgen fører til forskyvning av pelen ettersom den propagerer, og forskyvningen vil utløse jordmotstanden (R_i) i punktet for jordmotstand. Dette resulterer i en oppadgående og en nedadgående bølge, se Figur 23.



Figur 23 – Resulterende partikkelhastighet og kraft i bølger som følge av at en nedadgående støtbølge passerer et punkt med jordmotstand. Støtbølgen er utelatt fra tegningen.

De to bølgene vil ha lik intensitet og partikkelhastighet for å oppnå lokal likevekt i punktet. Summen av kreftene i bølgene er da lik kraften i jordmotstanden, og er årsaken til faktoren på en halv i likning 3.112. Nedadgående bølge vil være en strekkbølge, og den oppadgående en trykkbølge. Ved å innføre proporsjonaliteten mellom kraft og partikkelhastighet blir partikkelhastigheten i oppad- og nedadgående bølge fra jordmotstanden gitt av:

$$v_{Ri}^u(x, t) = v_{Ri}^d(x, t) = -\frac{1}{2} \frac{c}{EA} R_i(t) \quad 3.112$$

Der

$R_i(t)$ - Størrelse på jordmotstand i punkt i

$v_{Ri}^u(t)$ - Partikkelhastighet i oppadgående bølge fra jordmotstand i punkt x_i , se Figur 23.

$v_{Ri}^d(t)$ - Partikkelhastighet i nedadgående bølge fra jordmotstand i punkt x_i , se Figur 23.

Indeks u (fra engelsk: *upward*) er innført for å indikere at bølgen er den resulterende oppadgående bølgen fra jordmotstanden. Tilsvarende benyttes indeks d (fra engelsk: *downward*) for resulterende nedadgående bølge. Merk at notasjonen ikke betyr det samme som bruk av piler. Piler vil fremdeles beskrive forplantningsretningen for en bølge ved en vilkårlig tid. Notasjonen åpner f.eks. for å skille en oppadgående bølge fra jordmotstanden, når den forplantes oppover ($v_{Ri}^u \uparrow$) og nedover ($v_{Ri}^d \downarrow$) etter refleksjon.

En antagelse om at jordmotstanden oppfører seg perfekt plastisk (jf. 3.2.3.1 *Introduksjon av fjær og demper*), fører til at den aktiveres straks støtbølgen ankommer. Jordmotstanden kan uttrykkes ved (Rausche, et al., 1985):

$$R_i(t) = R_i H\left(t - \frac{x_i}{c}\right) \quad 3.113$$

Der

R_i - Jordmotstand i punkt i

$H\left(t - \frac{x_i}{c}\right)$ - Trinnsvis funksjon gitt av likning 3.114 (Rausche, et al., 1985).

$$H\left(t - \frac{x_i}{c}\right) = \begin{cases} 0 & \text{for } t \leq \frac{x_i}{c} \\ 1 & \text{for } t > \frac{x_i}{c} \end{cases} \quad 3.114$$

Der

$\frac{x_i}{c}$ - Tiden det tar for støtbølge å forplantes fra peletopp til punkt med jordmotstand.

Likning 3.113 beskriver en perfekt plastisk oppførsel for punktene med jordmotstand. Jordmotstanden aktiveres ettersom støtbølgen passerer punktene, og er uforandret så lenge støtbølgen er aktiv. Har støtbølgen tilstrekkelig kraft og energi til å forskyve hele pelen, aktiveres all jordmotstand. Den totale motstanden kan da bestemmes ved å summere jordmotstandsbidragene, slik likning 3.115 viser. Merk at det her er antatt at loddet har tilstrekkelig kraft og energi til å forskyve hele pelen. Dette er en vesentlig antagelse for teorien (Rausche, et al., 1985):

$$R(t) = \sum_{i=1}^n R_i H\left(t - \frac{x_i}{c}\right) \rightarrow R = \sum_{i=1}^n R_i \quad 3.115$$

Peletoppens hastighet påvirket av jordmotstand

Bølger forårsaket av jordmotstand langs pelen vil påvirke partikkelhastigheten ved peletoppen. Påvirkningen vil først bli gitt for én jordmotstand, og deretter for jordmotstand langs hele pelen.

Når en støtbølge forplantes i en pel med et punkt (x_i) med jordmotstand (R_i), blir en oppadgående trykkbølge og en nedadgående strekkbølge generert når punktet passerer. Trykkbølgen ankommer peletoppen ved tiden $2x_i/c$ etter støtbølgen ble initiert, med en partikkelhastigheten gitt av likning 3.112. Ved peletoppen reflekteres bølgen, og propagerer deretter i pelen til den reflekteres ved pelens frie ende. Bølgen blir da en oppadgående trykkbølge. Den ankommer peletoppen for andre gang etter tiden $2L/c + 2x_i/c$. Sekvensen gjentar seg med et tidsintervall på $2L/c$, så lenge pelen forskyves nedover. Når bølgen reflekteres i peletoppen vil partikkelhastigheten i peletoppen øke med det dobbelte av partikkelhastigheten i bølgen (jf. 3.1.2.5 *Refleksjon av bølger*). Partikkelhastighet i peletoppen som følge av oppadgående bølge (v_{t,R_i}^u) fra jordmotstanden R_i , uttrykkes da ved (Rausche, et al., 1985):

$$v_{t,R_i}^u(t) = -\frac{c}{EA} R_i \left[H\left(t - \frac{2x_i}{c}\right) + H\left(t - \frac{2x_i + 2L}{c}\right) + H\left(t - \frac{2x_i + 4L}{c}\right) + \dots \right] \quad 3.116$$

Negativt fortegn er innført for å vise at en oppadgående trykkbølge gir en oppadgående, og dermed negativ hastighetsendring.

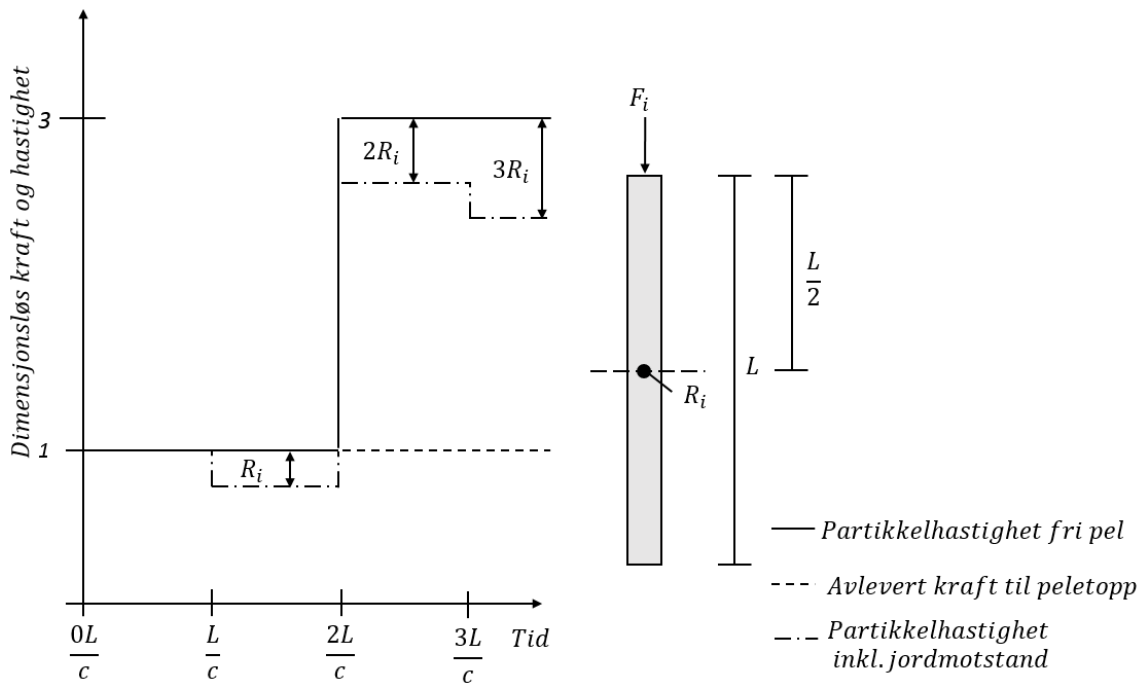
Nedadgående strekkbølge generert av samme punkt for jordmotstand, vil forplante seg nedover sammen med støtbølgen. De vil reflekteres ved den fri pelespissen, og derav bytte fortegn. Etter tiden $2L/c$ vil bølgene ankomme peletoppen. Hastigheten ved peletoppen som følge av nedadgående strekkbølge fra jordmotstanden ($v_{t,Ri}^d$) uttrykkes da ved (Rausche, et al., 1985):

$$v_{t,Ri}^d(t) = -\frac{c}{EA} R_i \left[H\left(t - \frac{2L}{c}\right) + H\left(t - \frac{4L}{c}\right) + \dots \right] \quad 3.117$$

Partikkelhastigheten for en fri pel (jf. likning 3.111) kan adderes med hastighetsbidragene fra oppad- og nedadgående bølge (jf. likning 3.116 og 3.117) generert av jordmotstand. Partikkelhastigheten ved peletopp er da (Rausche, et al., 1985):

$$v_t(t) = \frac{c}{EA} \left\{ F_t(t) + 2 \sum_{j=1}^m F_t\left(t - \frac{j2L}{c}\right) - H\left(t - \frac{L}{c}\right) + \sum_{j=1}^m H\left(t - \frac{L + j2L}{c}\right) \right\} \quad 3.118$$

Partikkelhastigheten ut ifra likningen er illustrert i Figur 24. Der er kreftene og partikkelhastigheten gjort dimensjonsløse ved å dividere på kraften peletoppen (F_i). Illustrasjonen viser at partikkelhastigheten ved peletoppen avviker fra løsningen for fri pel når oppadgående bølge fra jordmotstanden ankommer ved tiden L/c ($=2x/c$). Etter tiden $2L/c$ ankommer nedadgående bølge fra jordmotstanden sammen støtbølgen. Dette fører til et avvik mellom løsningen for fri pel og pel med jordmotstand tilsvarende summen av oppad- og nedadgående bølge, dvs. $2R_i$. Dette vil gjenta seg så lenge kraften ved toppen er tilstrekkelig til å forskyve pelen nedover.



Figur 24 – Partikkelhastighet og kraft ved peletopp for pel med en jordmotstand og konstant kraft fra loddet. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).

En innføring av n jordmotstander, fører til at endringen av partikkelhastighet ved peletoppen sammenlignet med fri pel, kan finnes ved å summere bidragene fra nedad- og oppadgående bølger (jf. likning 3.116 og 3.117) (Rausche, et al., 1985):

$$v_{t,R}(t) = -\frac{c}{EA} \left[\sum_{i=1}^n R_i \left[H\left(t - \frac{2x_i}{c}\right) + \sum_{j=1}^m H\left(t - \frac{2x_i + j2L}{c}\right) + \sum_{j=1}^m H\left(t - \frac{j2L}{c}\right) \right] \right] \quad 3.119$$

For å øke lesbarheten kan likningen omformuleres ved å innføre en parameter m . Parameteren er antallet tidsintervaller på $2L/c$ som inkluderes i utregningen. Både oppad- og nedadgående bølge fra jordmotstandene vil ha ankommet peletoppen ved tiden $2L/c$. De vil ankomme peletoppen igjen etter tiden $4L/c$, $6L/c$ osv. Dermed kan første og siste ledd i likning 3.119 erstattes med $2m$, slik likning 3.120 viser. Likning 3.119 sitt midterste ledd, beskriver den oppadgående bølgen fra jordmotstanden under siste syklus på $2L/c$, returnerer til peletoppen igjen etter tiden $2L/c + 2x_i/c$. Omformingen ved bruk av parameteren m blir da:

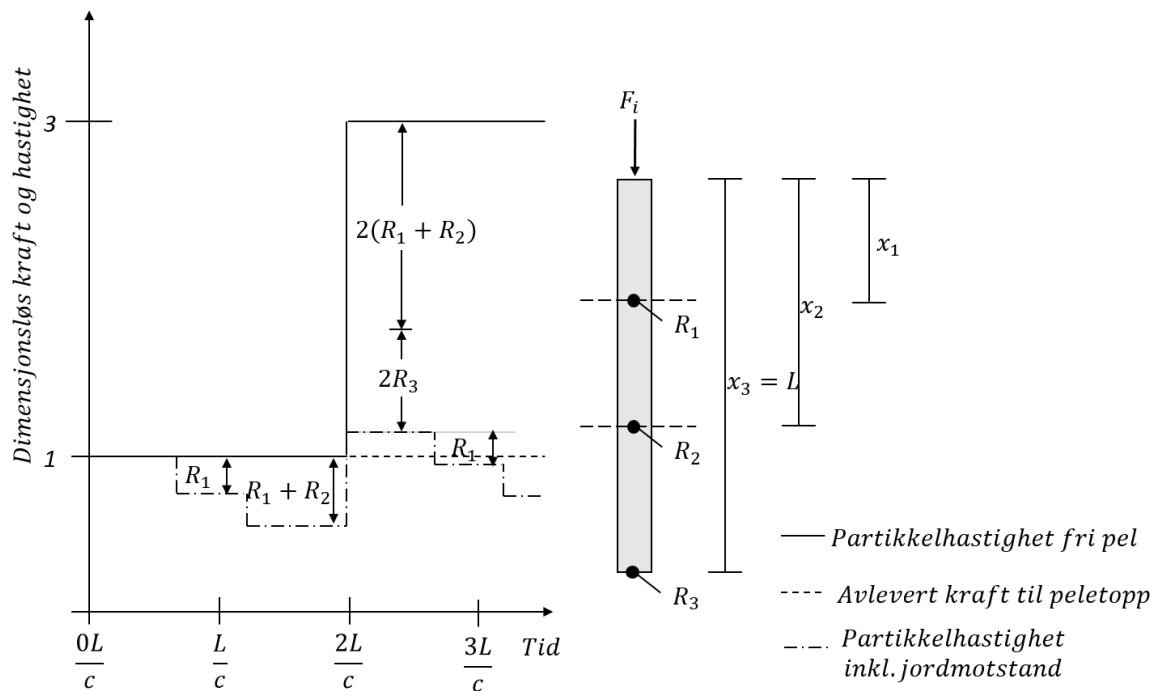
$$v_{t,R}(t) = -\frac{c}{EA} \left[\sum_{i=1}^n R_i \left[2m + H\left(t - \frac{2x_i + m2L}{c}\right) \right] \right] \quad 3.120$$

Hastigheten til peletoppen for en pel påvirket av jordmotstand, kan nå uttrykkes ved å addere ligningen for en fri pel (jf. likning 3.111) med bidragene fra jordmotstandene (jf. likning 3.120) (Rausche, et al., 1985):

$$v_t(t) = v_t^0(t) + v_{t,R}(t) \quad 3.121$$

$$v_t(t) = \frac{c}{EA} \left\{ F_t(t) + 2 \sum_{j=1}^m F_t \left(t - \frac{j2L}{c} \right) - \sum_{i=1}^n R_i \left[2m + H \left(t - \frac{2x_i + m2L}{c} \right) \right] \right\} \quad 3.122$$

En illustrasjon av hastigheten ved peletoppen for en pel påvirket av flere jordmotstander, er gitt i Figur 25. Den viser at oppadgående trykkbølge utløst av jordmotstand R_1 ankommer peletoppen ved tiden $2x_1/c$. Jordmotstanden fører til avvik mellom løsningen for en fri pel og løsningen for pel med jordmotstand. Oppadgående trykkbølge fra jordmotstanden R_2 utløst i punkt x_2 vil ankomme peletoppen ved tiden $2x_2/c$. Avviket i partikkelhastighet mellom løsningen for fri pel og pel med jordmotstand vil da være summen av den oppadgående bølgen fra R_1 og R_2 . Jordmotstanden R_3 er plassert ved pelespissen. Dette vil medføre at motstanden fra punktet ankommer peletoppen samtidig med støtbølgen og nedadgående strekkbølger fra jordmotstandene R_1 og R_2 . Fra jordmotstand R_3 vil hele jordmotstanden ankomme peletoppen samtidig. Det totale avviket mellom fri løsning og pel med jordmotstand når støtbølgen avlevert ved tiden null ankommer vil være summen av oppad- og nedadgående bølger fra jordmotstandene, se Figur 25.



Figur 25 - Partikkelhastighet og kraft ved peletopp med flere jordmotstander. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3 fra "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).

Utregning av total jordmotstand

Total jordmotstand fra skaftefriksjon og spissmotstand kan bestemmes ved å undersøke endring i partikkelhastighet over et intervall på $2L/c$ (Rausche, et al., 1985). Dette er utledet i Vedlegg B – Matematisk overgang Case Method og vil ikke bli gjengitt her. Resultatet er vist i likning 3.123, med notasjon t^* for tiden der tidsintervallet begynner. Dette er for å understreke at endringen gjelder for et tidsintervall med lengde $2L/c$ (Rausche, et al., 1985):

$$\frac{EA}{c} \left[v_t(t^*) - v_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] = -F_t(t^*) - F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) + 2 \sum_{i=1}^n R_i \quad 3.123$$

Der

t^* - Vilkårlig starttid for et tidsintervall med lengde $2L/c$

Total jordmotstand presentert i likning 3.115, kan bestemmes ved likning 3.123. Der summen av motstandene målt over et tidsintervall på $2L/c$ kan uttrykkes ved (Rausche, et al., 1985):

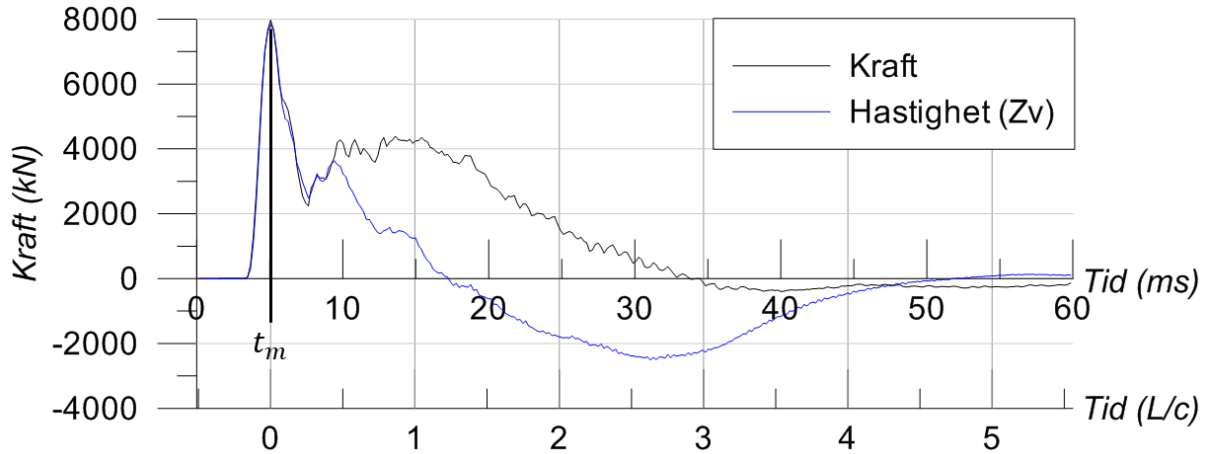
$$\sum_{i=1}^n R_i = R_{tot}(t^*) \quad 3.124$$

Den total jordmotstanden utløst fra støtbølgen initiert ved tiden t^* er da gitt ved (Rausche, et al., 1985):

$$R_{tot}(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_t(t^*) + F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] + \frac{1}{2} \left[Zv_t(t^*) - Zv_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad 3.125$$

Hensikten med uttrykket er at total jordmotstand kan bestemmes, hvis hastigheten og kraften ved peletoppen under ramming er kjent. Disse bestemmes ved bruk av akselerometer og tøyningsmåler.

Den største totale jordmotstanden finnes når t^* velges der målt kraft og hastighet er høyest. Vist som t_m i Figur 26 (Gudmund R. Eiksund, 1994). Dette defineres til å være starttidspunktet for støtbølgen ($0L/c$).



Figur 26 – Kraft- og hastighetsmåling, maks total jordmotstand ved t_m .

3.2.1.3 Dynamisk jordmotstand

Case Method tar utgangspunkt i at total motstand kan splittes i et statisk og et dynamisk bidrag (Rausche, et al., 1985):

$$\sum_{i=1}^n R_i = R_{stat} + R_{dyn} \quad 3.126$$

Der

R_{dyn} - Dynamisk jordmotstand

R_{st} - Statisk jordmotstand

Videre antas det i *Case Method* at dynamisk motstand er proporsjonal med partikkelhastigheten ved pelespissen (Rausche, et al., 1985):

$$R_d = J v_b \quad 3.127$$

Der

J - Viskøse dempningskonstant (Ns/m)

v_b - Pelespissens partikkelhastighet

Den viskøse dempningskonstanten (J) erstattes med en dimensjonsløs dempningskonstant (J_c), der forholdet mellom dem er (Rausche, et al., 1985):

$$J = J_c Z \quad 3.128$$

Der

J_c - Dempningskonstant ved *Case Method* (-)

Estimert dynamisk motstand kan da uttrykkes ved:

$$R_{dyn} = J_c Z v_b \quad 3.129$$

Der verdien på dempningskonstanten avhenger av aktuelle løsmasser. Forventede verdier for dempningskonstanten, samt anbefalte verdier basert på forsøk er gitt i Tabell 2. Hastigheten ved pelespissen (v_b) er da eneste ukjente parameter. Fremgangsmåten for å estimere denne i iht. *Case Method* er gitt i påfølgende avsnitt, med utgangspunkt i en fri pel. Bidrag fra jordmotstand inkluderes etter hvert.

Tabell 2 - Verdier for dempningskonstanten for dempning ved *Case Method* (J_c). Tabellen er hentet fra tabell 1 i "Dynamic Determination of Pile Capacity" (Rausche, et al., 1985).

Type løsmasse	Forventet verdi, $J_c (-)$	Anbefalte verdier, $J_c (-)$
Sand	0,05 - 0,20	0,05
Siltig sand eller sandig silt	0,15 - 0,30	0,15
Siltig sand eller sandig silt	0,20 - 0,45	0,30
Siltig leire og leirig silt	0,40 - 0,70	0,55
Leire	0,60 - 1,10	1,10

Hastighet ved pelespiss

En støtbølge propagert fra peletopp til pelespiss i en fri pel vil være uforandret (jf. 3.1.2.1 *Konstant bølgeform i fri pel*). Tiden dette tar er L/c . Partikkelhastigheten for pelespissen som følge av nedadgående bølge og reflektert oppadgående bølge kan uttrykkes ved:

$$v_b^0(t) = 2 * v_t \left(t - \frac{L}{c} \right) \quad \text{for} \quad \frac{L}{c} \leq t < \frac{3L}{c} \quad 3.130$$

Der

$v_b^0(t)$ - Partikkelhastighet i pelespiss for fri pel ved tiden t

$v_t \left(t - \frac{L}{c} \right)$ - Partikkelhastighet ved peletopp ved tiden t

Påvirkningen av partikkelhastigheten fra hver enkel jordmotstand ved pelespissen ($v_{b,Ri}^d$) kan finnes ved ligning 3.112. Den totale påvirkningen på partikkelhastigheten på grunn av jordmotstand ($v_{b,R}^d$), kan beregnes ved å ta summen av disse (Rausche, et al., 1985):

$$v_{b,R}^d(t) = -\frac{1}{Z} \sum_{i=1}^n R_i(t) \quad \text{for} \quad \frac{L}{c} < t < \frac{3L}{c} \quad 3.131$$

Der

$v_{b,R}^d(t)$ - Total partikkelhastighet for pelespiss på grunn av jordmotstand

Bruk av ligningen for total jordmotstand (jf. ligning 3.124) gir:

$$v_{b,R}^d(t^*) = -\frac{1}{Z}R_{tot}(t^*) \quad \text{for} \quad \frac{L}{c} < t^* < \frac{3L}{c} \quad 3.132$$

Partikkelhastigheten for pelespissen blir da summen av løsningen for fri pel og jordmotstand (jf. likning 3.130 og 3.132):

$$v_b(t^*) = v_b^0(t^*) + v_{b,R}^d(t^*) \quad \Leftrightarrow \quad v_b(t^*) = v_t \left(t^* - \frac{L}{c} \right) - \frac{1}{Z}R_{tot}(t^*) \quad 3.133$$

Merk at ligningen kun inkluderer bidrag fra nedadgående strekkbølge fra jordmotstand. Ligningen er dermed kun gyldig frem til første oppadgående bølge fra jordmotstanden ($v_{R1}^u \downarrow$) ankommer pelespissen ved tiden $2x_1/c + L/c$.

3.2.1.4 Statisk bæreevne

Med et estimert uttrykk for den dynamiske jordmotstanden (jf. likning 3.129), kan den statisk jordmotstanden estimeres over et tidsintervall på $2L/c$ der starten av intervallet er bestemt av t^* . Dette gjøres ved å innføre uttrykkene for total jordmotstand (jf. likning 3.125) og dynamisk jordmotstand (jf. likning 3.129) i likning 3.126 (Rausche, et al., 1985):

$$\sum_{i=1}^n R_i = R_{stat} + R_{dyn} \quad \Leftrightarrow \quad R_{stat}(t^*) = R_{tot}(t^*) - J_c \left[Zv_b \left(t^* + \frac{L}{c} \right) \right] \quad 3.134$$

Uttrykket kan omskrives ved å innføre uttrykket for partikkelhastighet ved pelespiss (jf. likning 3.133):

$$R_{stat}(t^*) = R_{tot}(t^*) - J_c Z \left[2v_t \left(t^* - \frac{L}{c} \right) - \frac{1}{Z}R_{tot}(t^*) \right] \quad 3.135$$

Ved å benytte likningen for total motstand (jf. likning 3.125), blir da den statiske jordmotstanden målt over et tidsintervall med lengde $2L/c$ gitt av (Rausche, et al., 1985):

$$R_{stat}(t^*) = \frac{1}{2}(1 - J_c)[F_t(t^*) + Zv_t(t^*)] + \frac{1}{2}(1 + J_c) \left[F_t \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) - Zv_t \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] \quad 3.136$$

Her er Z en materialkonstant og både kraften (F_t) og hastigheten (v_t) kan bestemmes ved bruk av akselerometer og tøyningmåler ved peletopp under ramming. Alle parameterne er da kjent, med unntak av den viskøse dempningskonstanten (J_c). Denne kan bestemmes ut ifra erfaringstabellen gitt i Tabell 2, eller ved tilbakeregning av tidligere utførte forsøk med PDA- analyse og statisk prøvebelastning på lignende løsmasser (Garland E. Likins & Frank Rausche).

3.2.1.5 Begrensninger ved Case Method

Begrensningene kommer hovedsakelig av antagelsene som er innført i utledningen og derfor gjengis de viktigste av disse. I utledningen av *Case Method* og generell endimensjonal bølgeteori, er det innført flere antagelser. (jf. 3.1 Endimensjonal bølgeteori). Det er antatt i *Case Method* at løsmassene yter perfekt plastisk jordmotstand innenfor hele intervallet på $2L/c$. Det er også antatt at dynamisk motstand kan estimeres ved en viskøs demper, proporsjonal med hastigheten ved pelespissen.

Kapittelet vil diskutere hvilke konsekvenser dette har for metoden, basert på en liste Rausche m.fl. presenterte i 1985 om årsaker til feilestimeringer ved *Case Method* presentert nedenfor (*Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985*):

1. Jorden er ikke perfekt plastisk, og jordmotstanden i punkt x vil derfor ikke fullt mobilisert ved tiden t^*+x/c
2. Støtbølgen har utilstrekkelig kraft og energi til å mobilisere all jordmotstand
3. Pelen avlastes før tiden $2L/c$
4. Galt estimert dynamisk jordmotstand

Feil nummer 1

Feil nummer 1 blir vanligvis lite utslagsgivende gitt at t^* velges til der hastigheten er størst (Rausche, et al., 1985). Dette fordi forskyvningene i en støtbølge med stor kraft raskt vil overgå de elastiske deformasjonene.

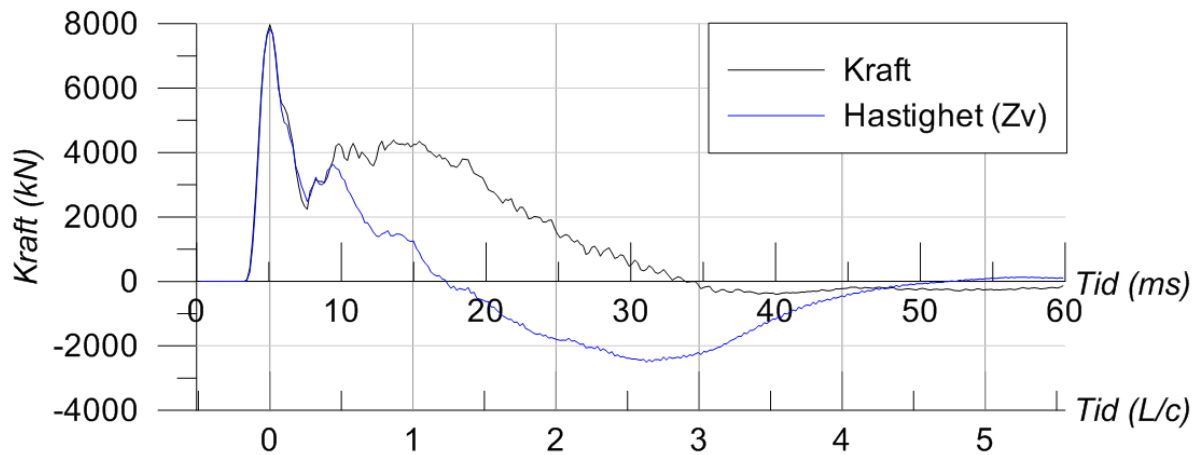
Feil nummer 2

Med utilstrekkelig kraft til å mobilisere all jordmotstand vil den totale og statiske jordmotstanden til pelen underestimeres. Dette fordi metoden ikke påviser mer jordmotstand enn det som er mobilisert. En indikasjon på dette er at permanent setning er mindre enn 3 mm (Garland E. Likins, Rausche, & Goble, 2000; *Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985; Rausche, et al., 2008*).

Feil nummer 3

At deler av pelen avlastes før $2L/c$ vil i et kraft- og hastighetsplott indikeres ved at hastighetskurven blir negativ før responsen fra spissen ankommer peletoppen ved $2L/c$, se Figur 27. Feil nr. 2 og 3 kan minimeres ved å benytte lodd med større kraft og energi (Garland E. Likins & Frank Rausche; *Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985*). Dette er imidlertid ikke alltid mulig, på grunn av begrenset kapasitet i pelen, eller at større rammeutstyr ikke er tilgjengelig (Rausche, et al., 2008).

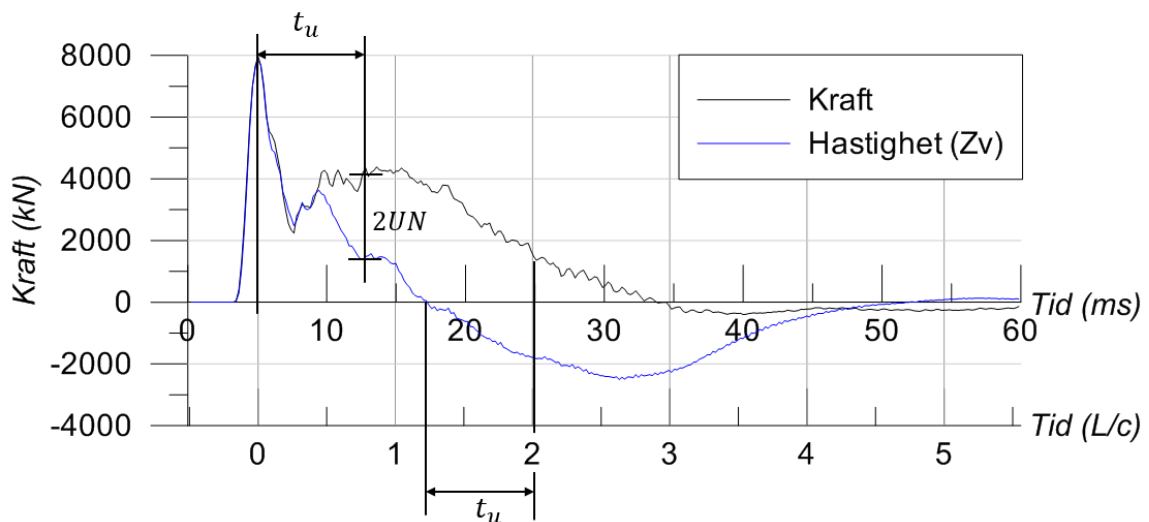
Årsaken til at deler av pelen avlastes kommer av at summen av trykkbølgene fra dypereliggende jordmotstander og støtbølgen blir mindre enn 0. Dette vil føre til at pelen ikke er på vei nedover lengre, men oppover og dermed er det mindre og mindre mobilisert respons fra jordmotstanden.



Figur 27 –PDA- måling som viser at peletoppen avlastes før $2L/c$.

Korreksjon ved for tidlig avlastning (Feil 3)

G. E. Likins og F. Rausche presenterte en metode for å korrigere statisk jordmotstand fra *Case Method* for tilfeller der øvre deler av pelen avlastes før $2L/c$ (feil nr. 3)(Garland E. Likins & Frank Rausche). Fremgangsmåten er å beregne tiden fra hastigheten blir negativ til støtbølgen returnerer til peletoppen ved $2L/c$. Denne tiden har fått notasjonen t_u i Figur 28. Avlastet pelelengde L_u finnes ved å dividere t_u på to, og multiplisere med bølgehastigheten c ($L_u = t_u * c/2$). Divideringen er en konsekvens av at bølgen har reise både opp og ned den avlastede lengden. Metoden for å estimere avlastet jordmotstand UN er å ta halve avstanden mellom kraft og hastighetsplottet ved tiden t_u etter støtbølgen hadde sitt toppunkt, illustrert i Figur 28 (Garland E. Likins & Frank Rausche).



Figur 28 –Korreksjon av Case Method ved avlastning av øvre deler av pel.

Statisk jordmotstand kan da regnes ut ved (Garland E. Likins & Frank Rausche):

$$R_{stat} = R_{tot} + UN - J_c(2F_{max} - R_{tot} - UN)$$

Der

- UN - Estimert avlastet jordmotstand
 R_{tot} - Bestemmes ved likning 3.125
 F_{max} - Maksimal målt kraft

Feil nummer 4

Den dynamiske jordmotstanden utregnes basert på antagelse om at dempningsbidraget er proporsjonalt med hastigheten ved pelespissen, samt en valgt dempningskonstant. En for lav dempningskonstant vil føre til overestimering av statisk jordmotstand, og for høy dempningsverdi vil medføre en konservativ statisk jordmotstand. Eventuell overestimering er svært uønsket hvis utregningen skal benyttes til dimensjonering. At dempningsmodellen tar utgangspunkt i hastigheten ved pelespissen, kan føre til store avvik for statisk bæreevne i tilfeller med lav hastighet ved pelespissen. Videre kan det være vanskelig å anslå en fornuftig dempningsfaktor for lagdelte jordprofil (Garland E. Likins & Frank Rausche; Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985).

3.2.2 Fordeling av jordmotstand

Delkapittelet presenterer metode for estimering av fordelingen av jordmotstand langs peleskaft og spissmotstand basert på antagelsene i *Case Method*. Utledningen tar utgangspunkt i *Dynamic Determination of Pile Capacity* fra 1985 av F. Rausche, G.G. Goble og Garland E. Likins. Metoden bygger på at målingene av kraft og hastighet før støtbølgen returnerer ved tiden $2L/c$, beskriver responsen fra jordmotstanden fra skaftefriksjonen til pelen. Ut ifra dette kan total jordmotstand langs skaftet estimeres. Total jordmotstand for pelen kan finnes ved *Case Method*, og da kan også total jordmotstand for pelespissen estimeres. Fremgangsmåten er blant annet benyttet i dataprogrammet *CAPWAP*, omtalt i kapittel 3.2.4 *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*. Utledningen baseres på at alle målinger av oppadgående bølger ved peletoppen før reflektert støtbølge ankommer ved tiden $2L/c$, er forårsaket av jordmotstand, samt at ingen jordmotstand avlastes før tiden $2L/c$.

Delkapittelet vil først presentere fordelingen av jordmotstand langs peleskaftet, deretter utregne total jordmotstand langs skaftet. Til slutt gis et uttrykk for total jordmotstand ved pelespissen.

Fordeling jordmotstand langs peleskaft

Kraften i oppadgående bølger ved peletoppen på grunn av jordmotstand ved tiden t_k kan ved bruk av likning 3.115 uttrykkes ved (Rausche, et al., 1985):

$$F_t^u \uparrow (t_k) = \sum_{i=1}^n R_i H \left(t_k - \frac{2x_i}{c} \right) \quad 3.137$$

Der

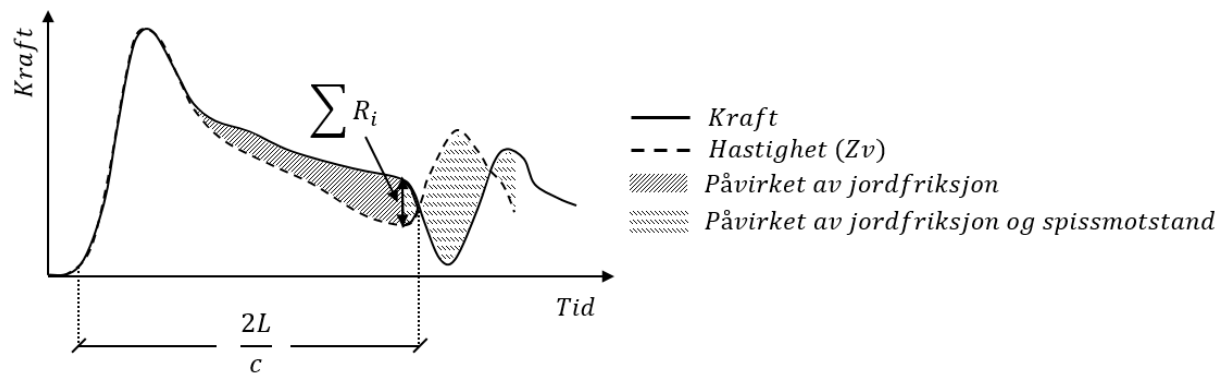
t_k - Vilkårlig tidspunkt, der t_k er begrenset av:

$$0 < t_k < \frac{2L}{c}$$

Ved å benytte uttrykket for kraft i oppadgående bølge fra likning 3.50, oppnås:

$$\sum_{i=1}^n R_i H\left(t_k - \frac{2x_i}{c}\right) = F_t(t_k) - Zv_t(t_k) \quad 3.138$$

Total jordmotstand langs peleskaftet ($R_{s,tot}$) kan bestemmes ved å velge t_k til en verdi litt mindre enn $2L/c$, slik at reflektert støtbølge ikke blir inkludert i motstanden, se Figur 29.



Figur 29 – Påvirkning av jordfriksjon og spissmotstand for målinger av kraft og tid. Tegnet med utgangspunkt i Figur 2.4 fra Gudmund R. Eiksund sin doktorgradavhandling "Dynamic Testing of Piles" utgitt i 1994 (Gudmund R. Eiksund, 1994).

Fordelingen av skaftefriksjon kan bestemmes ved å utføre målinger for n antall tider, der antallet målinger vil bestemme antall ukjente jordmotstander (R_i). Likningssettet vil da bestå av n likninger med n ukjente, og kan derfor løses for de ukjente jordmotstandene i hvert lag.

Spissmotstand

Responser fra spissmotstanden ankommer peletoppen sammen med halvparten av kreftene fra jordfriksjonen (jf. 3.2.1.2 *Estimering av total jordmotstand*) Det er derfor vanskelig å lese direkte av målingene for kraft og hastighet hva spissmotstanden er. Fremgangsmåten er å gå ut ifra at sidefriksjon og spissmotstand utgjør total jordmotstand:

$$R_{tot} = R_{b,tot} + R_{s,tot} \quad 3.139$$

Der

R_{tot} - Total jordmotstand for pelespiss og pelemotstand, se likning 3.125

$R_{b,tot}$ - Total jordmotstand fra spissmotstand

$R_{s,tot}$ - Total jordmotstand fra sidefriksjon, se likning 3.138

Total spissmotstanden kan da estimeres ved:

$$R_{b,tot} = R_{tot} - R_{s,tot} \quad 3.140$$

3.2.3 Modeller for rammesystem

En modell kalt *Classical Smith Soil Model* (heretter: Smiths modell), presentert av *E.A.L. Smith* i 1960, beskrev hvordan pel, jord og rammesystemet kunne modelleres under ramming (Smith, 1962). Modellen er utgangspunktet for flere programmer basert på endimensjonal bølgeteori i dag, som f.eks. GRLWEAP og CAPWAP (Pile Dynamics Inc., 2006, 2010). Den presenteres her etter en generell introduksjon av fjærer og dempere. Deretter presenteres videreutviklede jordmodeller og dempningsmodeller basert på modellen. Til slutt vil *residualspenninger* i pel og løsmasser introduseres.

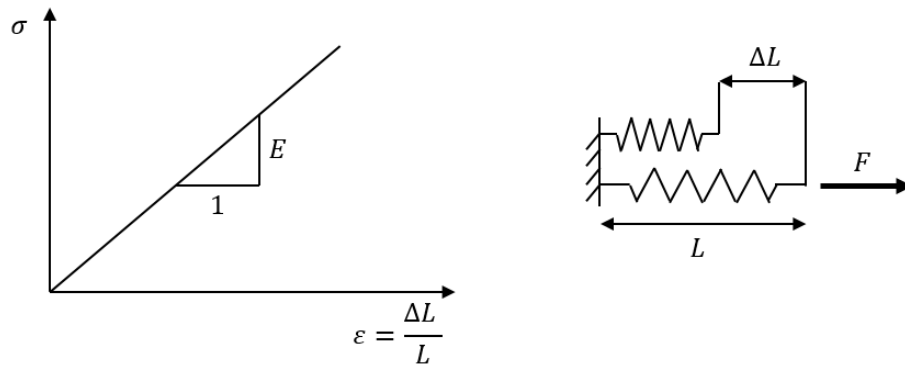
3.2.3.1 Introduksjon av fjær og demper

Delkapittelet gir en introduksjon til egenskaper ved fjærer og dempere, samt hvordan forskjellige egenskaper kan oppnås ved å kombinere dem

Lineær elastisk fjær

Lineært elastiske fjærer beskriver materialer med konstant forhold mellom spenning og tøyning, som vist i Figur 30. Forholdet mellom spenning og tøyning for et slikt tilfelle er definert av Hooks lov ved elastisitetsmodulen (E):

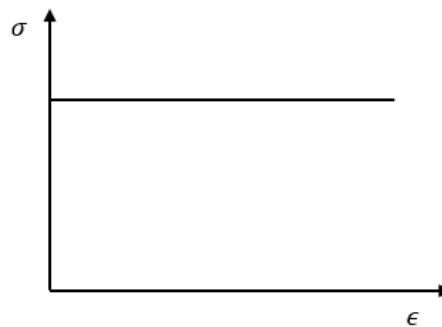
$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad 3.141$$



Figur 30 - Forhold mellom spenning og tøyning ved lineære fjærer.

Perfekt plastisk fjær

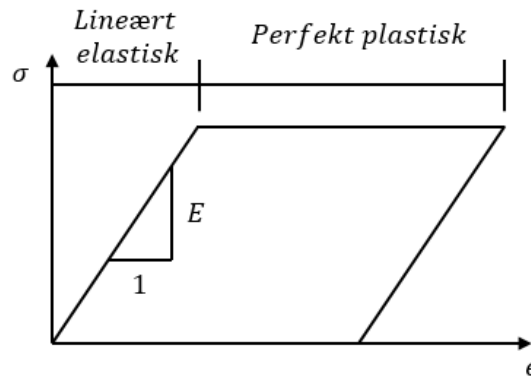
Perfekt plastisk oppførsel innebærer at materialet har konstant spenning for tøyning større enn null, se Figur 31.



Figur 31 - Perfekt plastisk materialoppførsel.

Lineært elastisk – perfekt plastisk fjær

Lineært elastisk – perfekt plastiske fjærer oppfører seg lineært elastisk frem til en viss spenning, og deretter perfekt plastisk inntil fjæren avlastes. Avlastningen foregår i henhold til en elastisk stivhet. Modellen tillater dermed permanente plastiske tøyninger. Oppførselen er vist i Figur 32.



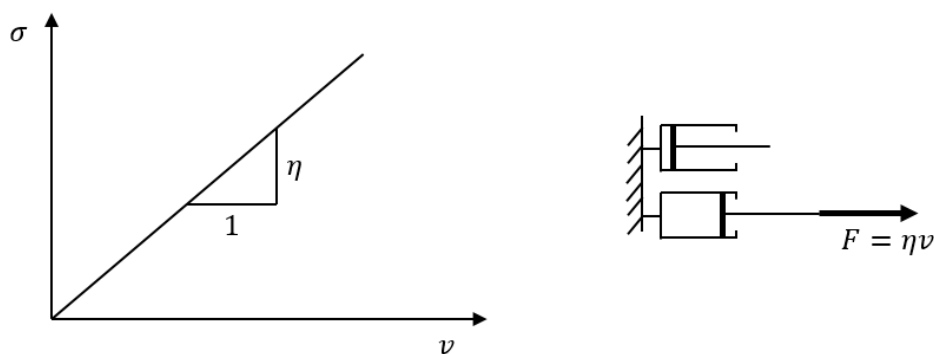
Figur 32 - Lineært elastisk - Perfekt plastisk materialoppførsel.

Viskøse dempere

Viskøse dempere beskriver hastighetsavhengig motstand. Lineære viskøse dempere beskriver materialer med et lineært forhold mellom spenning og hastighet, definert av η :

$$\eta = \frac{\Delta\sigma}{\Delta v} \quad 3.142$$

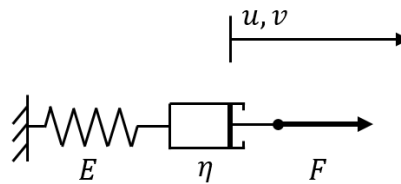
Dempere beskriver en *plastisk prosess* ved at tilført energi til demperen er tapt fra systemet. En illustrasjon av en viskøs demper er gitt i Figur 33.



Figur 33 – Forholdet mellom spenning og fart ved lineært viskøse dempere.

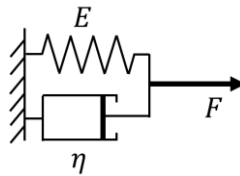
Parallell- og seriekoblet fjær og demper

En fjær seriekoblet med en demper kjennetegnes ved at systemet krever lik kraft i fjær og demper. En illustrasjon av systemet er gitt i Figur 34.



Figur 34 – En fjær og demper i seriekobling.

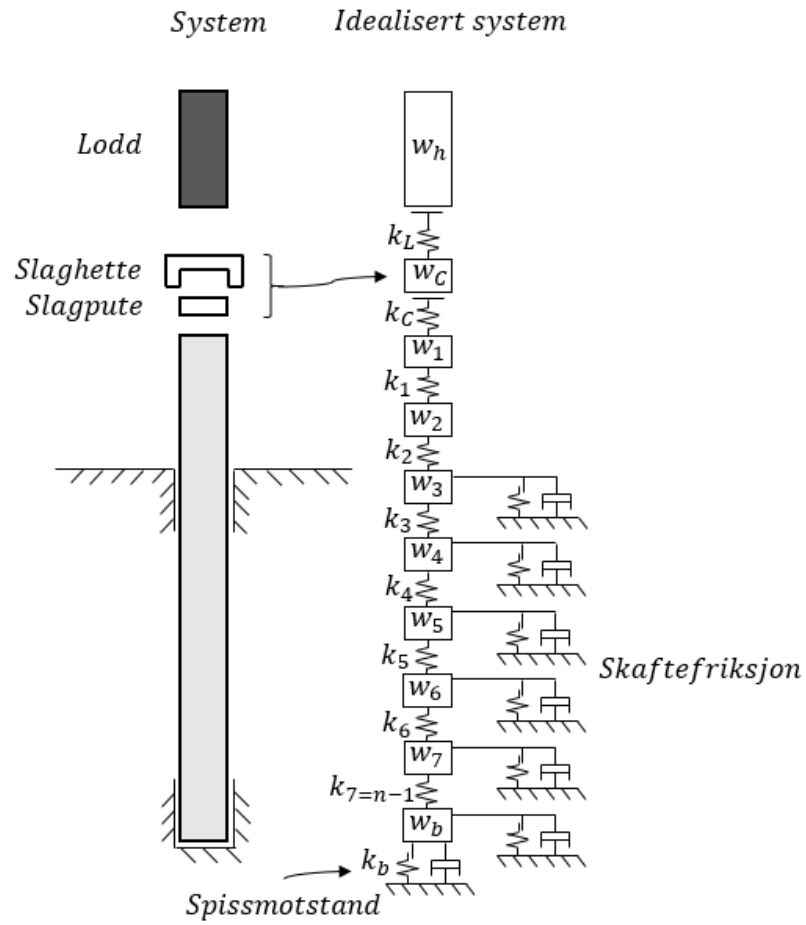
En fjær parallelkoblet med en demper kjennetegnes ved at systemet krever lik forskyvning av demper og fjær. Systemet er illustrert i Figur 35.



Figur 35 – En fjær og demper i parallellkobling

3.2.3.2 Classical Smith Soil Model

Smiths modell er vist i Figur 36. I likhet med antagelsene tatt i Case Method antok Smith at total jordmotstand kunne uttrykkes ved statisk og dynamisk jordmotstand (jf. 3.2.1.3 *Dynamisk jordmotstand*). Det statiske bidraget modellerte han ved en lineært elastisk perfekt plastisk fjær, og det dynamiske ved en viskøs demper. Bidragene vil gjennomgås ytterligere i hvert sitt påfølgende avsnitt.



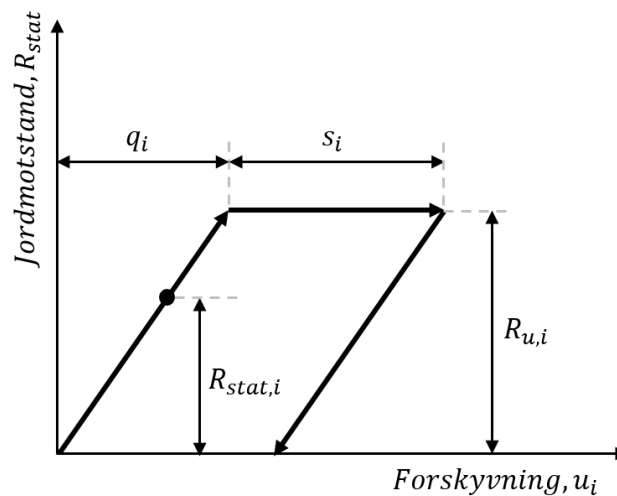
Figur 36 – Prinsippskisse av Smiths klassiske jordmodell. Reprodusert fra "Pile-Driving Analysis by the Wave Equation" av E. A. L. Smith (Smith, 1962).

Statisk jordmotstand

Parameterne som inngår i Smiths modell for statisk jordmotstand er (Smith, 1962):

- q - Maksimal elastisk forskyvning
- R_u - Maksimal statisk jordmotstand

Den statiske jordmodellen med anviste parametere er gitt i Figur 37. Ultimat jordmotstand ($R_{u,i}$), statisk motstand ($R_{stat,i}$), quake-verdi (q_i) og permanent synk (s_i) vil kunne variere for ulike dybder, og er derfor gitt indeks i . Jordmodellen benytter lik stivhet for på- og avlastning. Derfor beskriver quake- verdien også elastisk ekspansjon når jordmotstanden avlastes (Smith, 1962).



Figur 37 – Lineært elastisk- perfekt plastisk statisk jordmodell iht. Smiths modell for pelespiss og –skaft. (Smith, 1962).

Dynamisk jordmotstand

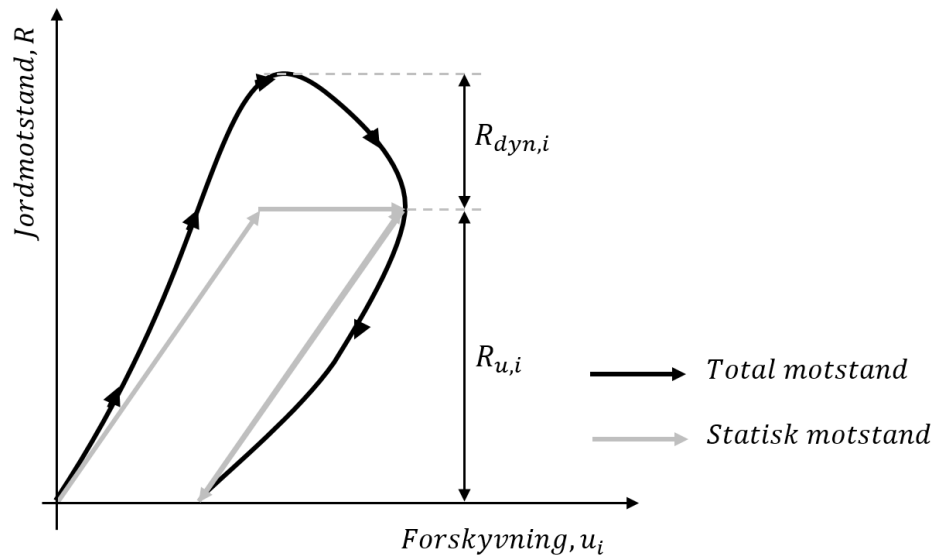
Den viskøse demperen i Smiths modell representerer dynamisk jordmotstand, og er avhengig av opptredende statisk motstand ($R_{stat,i}$) og partikkelhastigheten i punktet (v_i). Den totale jordmotstanden i et punkt kan da uttrykkes ved summen av statisk og dynamisk jordmotstand (Rausche, Goble, & Likins, 1992):

$$R_{tot,i} = R_{stat,i} + R_{dyn,i} \Leftrightarrow R_{tot,i} = R_{stat,i}(1 + J_s v_i) \quad 3.143$$

Der

- J_s - Smiths dempningskonstant (s/m)
- v_i - Partikkelhastigheten i punkt i

Figur 38 er et eksempel på total jordmotstand under ramming, der de statiske og dynamiske bidragene er adskilt.



Figur 38 – Total jordmotstand gitt av dynamisk og statisk jordmotstand under ramming.

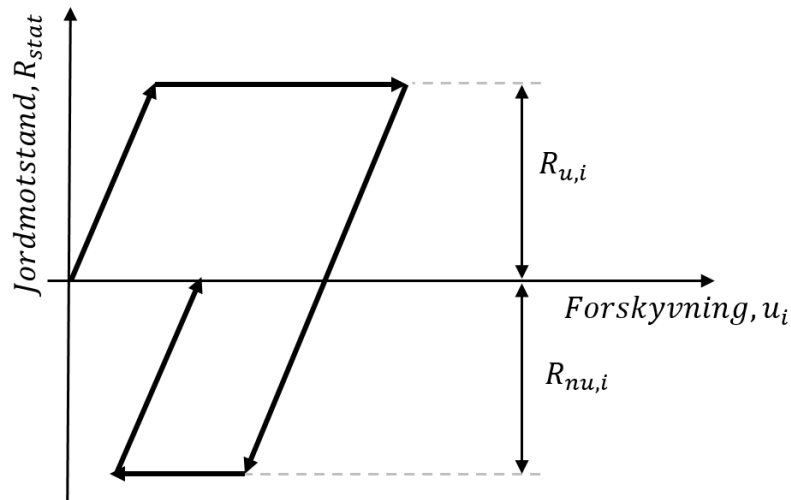
Anbefalte quake- verdier og dempningskonstanter er presentert i Vedlegg C – *Quake og dempningsverdier*.

Videreutviklet modell: Jordmodell m/ strekkrefter

Smiths modell tar ikke hensyn til at løsmassene kan ha strekkapasitet, og derfor er det utviklet flere modeller der dette er inkludert. Med strekkapasitet menes det at løsmassene langs skaftet kan oppta nedad- og oppdrettede skjærkrefter på pelen. En slik modell er illustrert i Figur 39. $R_{nu,i}$ representerer den ultimate negative statiske motstanden i punkt i . Det er i dag vanlig å benytte en slik modell (Bernardes, 1989; Pile Dynamics Inc., 2006, 2010).

Den videreutviklede jordmodellen krever at det dynamiske bidraget blir omformulert, for å unngå at dempningsbidraget kan bli negativt. Den totale motstanden blir derfor omskrevet til (Rausche, et al., 1992):

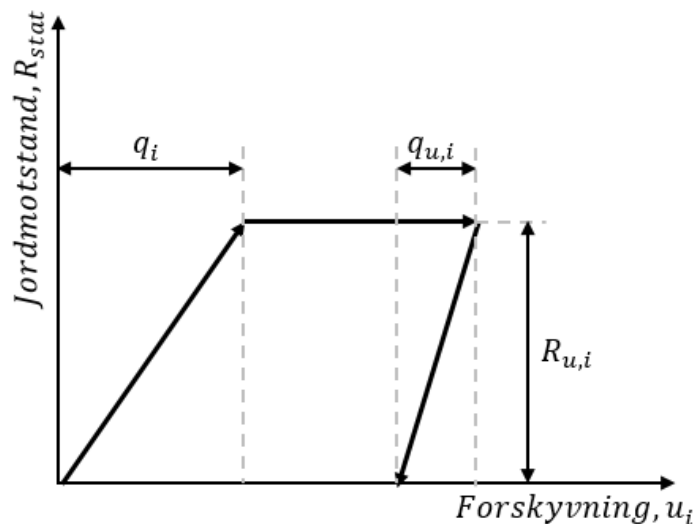
$$R_{tot} = R_{stat} + |R_{stat}| J_s v \quad 3.144$$



Figur 39 – Statisk jordmodell der strekkrefter er inkludert.

Videreutviklet modell: Ulik av- og pålastnings- quake

Løsmasser vil som regel ha ulik stivhet for av- og pålastning. Dette er derfor inkludert av flere forfattere ved å tillate ulike quake- verdier, se Figur 40 (Bernardes, 1989; Pile Dynamics Inc., 2006). Det er vanlig at quake- verdien ved avlastning (q_u) er mindre enn ved pålastning (q). Fenomenet kan blant annet begrunnes med at peler der hele pelelengden ikke har oppnådd plastisk oppførsel, også oppnår en permanent synk (Gudmund R. Eiksund, 1994):



Figur 40 - Statisk jordmodell med ulik quake-verdi for av- og pålastning.

Videreutviklet modell: Dynamisk jordmotstand uavh. av statisk jordmotstand

I *Case Method* (jf. 3.2.1.3 *Dynamisk jordmotstand*) presenterer Goble m.fl en dynamisk jordmotstand kun avhengig av hastigheten. I visse tilfeller er dette mer gunstig enn å uttrykke dempningen ved statisk jordmotstand slik Smiths jordmodell gjør (jf. likning 3.143). Dette er for eksempel når høy quake- verdi er benyttet for pelespissen. Følger dempningen Smiths modell i et slikt tilfelle, vil en stor deformasjon måtte skje før den

dynamiske dempningen blir vesentlig. Til sammenlikning vil en dynamisk jordmotstand uavhengig av den statiske, aktiveres hurtig. Et foreslått uttrykk for total motstand, der dynamisk motstand er gitt av impedansen og dempningsfaktoren benyttet i *Case Method* (J_c) er (Garland E. Likins & Frank Rausche):

$$R_{tot} = R_{stat} + J_c Zv \quad 3.145$$

Videreutviklet modell: Gibson og Coyles metode

G. C. Gibson og H. M. Coyle forsket på den dynamiske jordmotstanden ved ulike fallhøyder for loddet, for å undersøke hvordan partikkelhastigheten påvirket dempningen. Konklusjonen deres i 1968 var at dynamisk jordmotstand ikke er lineær med partikkelhastigheten slik det er antatt i *Smith modell* og *Case Method* (jf. 3.2.1.3 *Dynamisk jordmotstand*). De fant at mest nøyaktig metode for utregning av dynamisk motstand, var å innføre at hastigheten var opphøyd i en eksponent N . Den totale jordmotstanden med utgangspunkt i Smiths metode (jf. likning 3.144) ble da (Rausche, et al., 1992):

$$R_{tot} = R_{stat} + |R_{stat}| J_T v^N \quad 3.146$$

Der

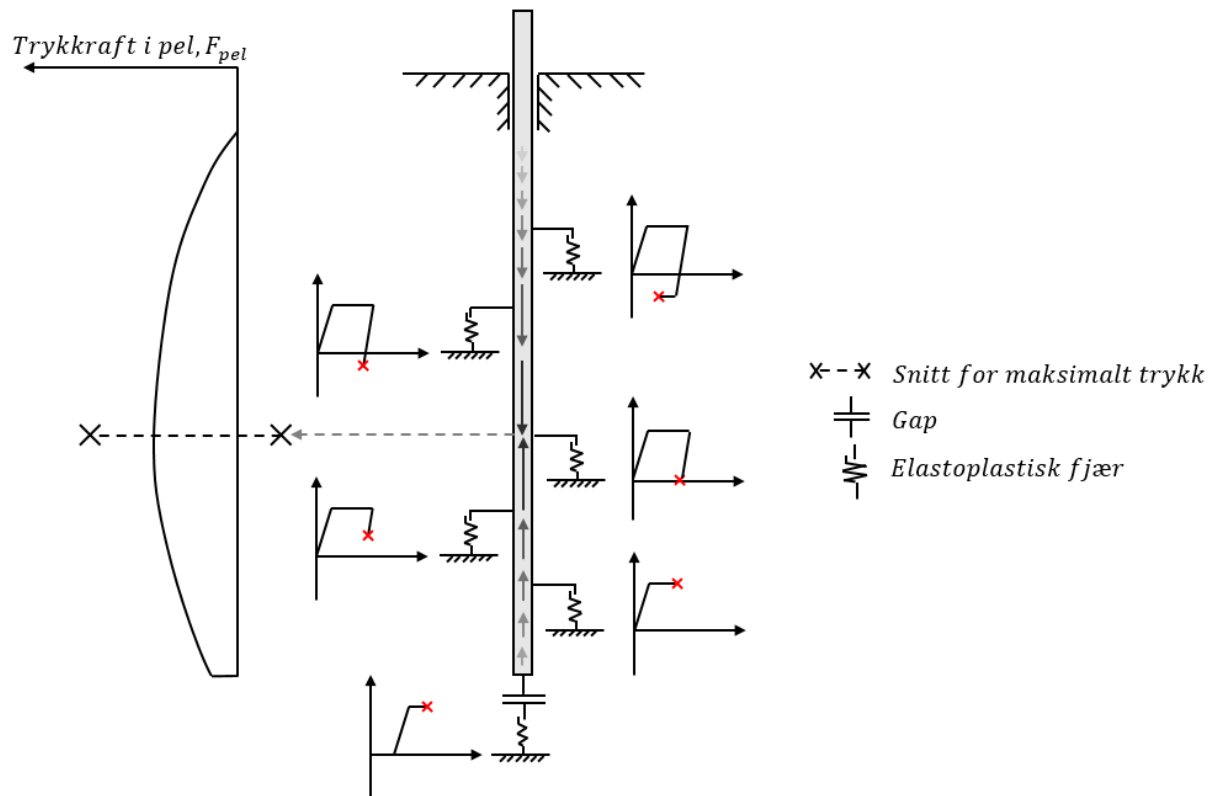
N - HastighetsekspONENT

J_T - Dempningsfaktor ($(s/m)^N$)

Forsøkene viser at omtrentlige verdier for eksponenten N er 0,18 og 0,20 for henholdsvis leire og sand. anbefalte verdier for dempningsfaktoren kan finnes i artikkelen *Damping Constants for pile driveability calculations* (Litkouthi & Poskitt, 1980).

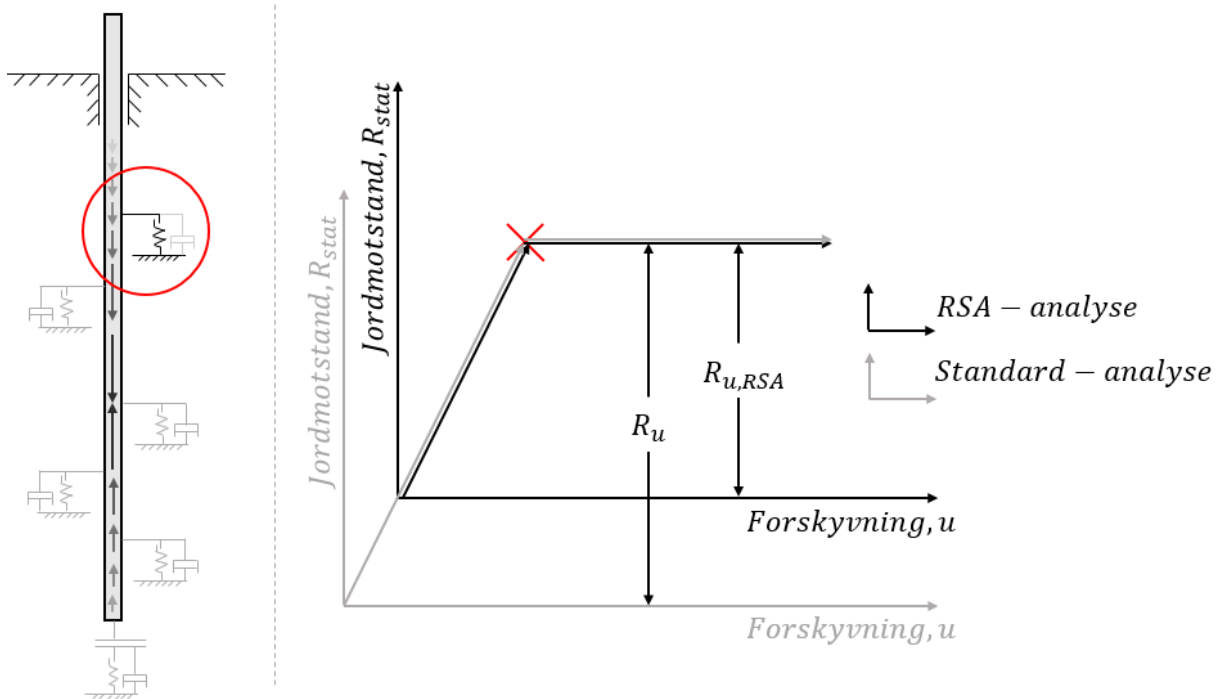
3.2.3.3 Residualspenninger i pel og løsmasser

Residualspenninger er spenninger i pel og løsmasser mellom slag, eller etter endt ramming. Residualspenninger kan oppstå ved at pelen deformeres under ramming og i etterkant forhindres i å utligning de elastiske deformasjonene. Forhindringen kommer av at løsmassene har en strekkapasitet, og løsmasser i øvre del av pelen vil derfor kunne tyngre pelen nedover (Pile Dynamics Inc., 2006). Pelen vil da stå med trykkrefter som følge av løsmassene. Løsmassene i øvre del av pelen vil da stå med strekkrefter, og i nedre deler med trykkrefter. Figur 41 viser kraft og deformasjonsforløp i ulike punkt for løsmassene langs en pel med residualspenninger.



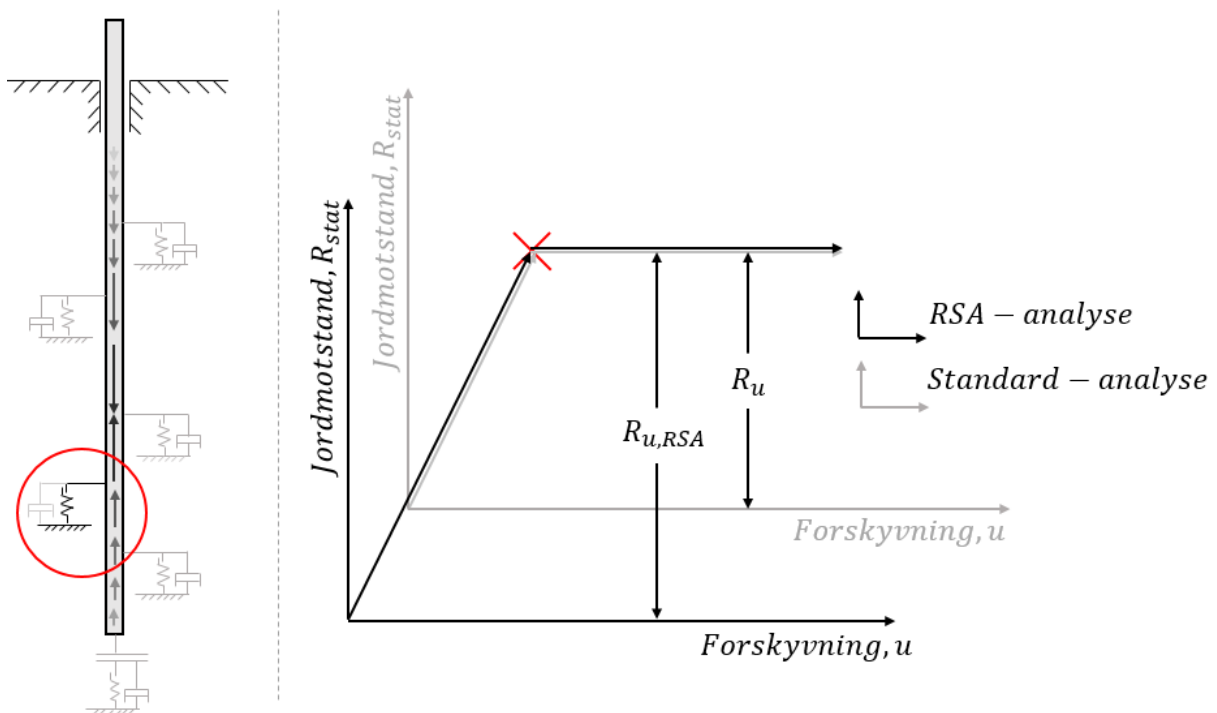
Figur 41 –Gjenværende statiske spenninger i pelen etter ramming der egenvekt av pel ikke er inkludert. Merk at maksimal motstand er konstant for hele dybden, og at spissbæring er inkludert.

En analyse utført uten å ta hensyn til residualspenninger, vil kunne gi uventede resultater. Resultatene vil kunne vise en overestimering i øvre del, og en underestimeres i nedre del av jordmotstanden (Pile Dynamics Inc., 2006). Overestimeringen i de øvre lagene kommer av at støtbølgen først må avlaste strekkspenningene, og deretter generere trykkrefter i jordmotstanden. I nedre del vil det kreves mindre kraft fra støtbølgen, fordi jordmotstanden allerede står nær maksimal elastisk deformasjon (quake). En sammenlikning av analysene for en jordmotstand i øvre del av pelen utført med hensyn til residualspenninger (*RSA*) og uten hensyn til residualspenninger (*standard*), er vist i Figur 42. Figuren illustrerer kun statisk pålastningsfase for begge tilfeller.



Figur 42 – Sammenligning av analyse gjort med og uten hensyn til residualspenninger i øvre del av pelen.

En tilsvarende figur for en jordmotstand i nedre del av pelen er vist Figur 43.



Figur 43 - Sammenligning av analyse gjort med og uten hensyn til residualspenninger i nedre del av pelen.

Residualspenninger av stor betydning oppstår normalt i lange elastiske peler, der det er stor differanse mellom quake- verdien ved pelespiss og –skaft. Det kan også oppstå hvis det

eksisterer lag med vesentlig ultimativ negativ jordmotstand i øvre deler av pelen (Pile Dynamics Inc., 2006).

3.2.4 Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)

Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP) er en programvare bygget på teorier av Frank Rausche, George G. Goble og Garland E. Likins og leveres i dag av firmaet *Pile Dynamics Inc (PDI)*. Programvaren baseres på endimensjonal bølgeteori, og programmets hensikt er å estimere statisk bæreevne basert på målinger av kraft og tøyning under ramming ved peletopp.

Kapittelet vil beskrive fremgangsmåten i programmet etter at pel- og jordmodeller implementert i programmet er presentert. En analyse for å ta hensyn til residualspenninger, kalt *residual stress analysis (RSA)* (oversatt: *residualspenningsanalyse*), presenteres deretter. De tre siste kapitlene handler om dagens bruk av CAPWAP, i form å verifisere programmet mot statisk prøvebelastning, kritikk av programmet, samt hvordan CAPWAP kan benyttes for å unngå underestimering av bæreevne i forhold til statisk prøvebelastning.

3.2.4.1 Modell for pel og løsmasser

I CAPWAP blir pel og løsmasser modellert ved n antall segmenter i en seriekobling av elastiske fjærer som vist i 3.2.3.2 *Classical Smith Soil Model*, eller ved både elastiske fjærer og viskøse dempere (Pile Dynamics Inc., 2006). Løsmassene modelleres med like mange segmenter (n) der hvert segment har en total jordmotstand bestående av et statisk og et dynamisk bidrag, tilsvarende Smiths jordmodell (jf. 3.2.3.2 *Classical Smith Soil Model*):

$$R_i = R_{stat,i} + R_{dyn,i} \quad 3.147$$

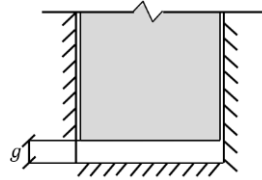
Der

- R_i - Total jordmotstand i jordsegment i
- $R_{stat,i}$ - Statisk jordmotstand i jordsegment i
- $R_{dyn,i}$ - Dynamisk jordmotstand i jordsegment i

Den grunnleggende modellen i CAPWAP er Smiths jordmodell slik den er presentert i 3.2.3.2 *Classical Smith Soil Model*. I tillegg er blant annet de videreutviklede modellene fra samme kapittel implementert, sammen med ytterligere modeller. De ytterligere modellene tar for seg hvordan peleskaft og –spiss bør modelleres hver for seg. Dette vil gjennomgås i påfølgende avsnitt.

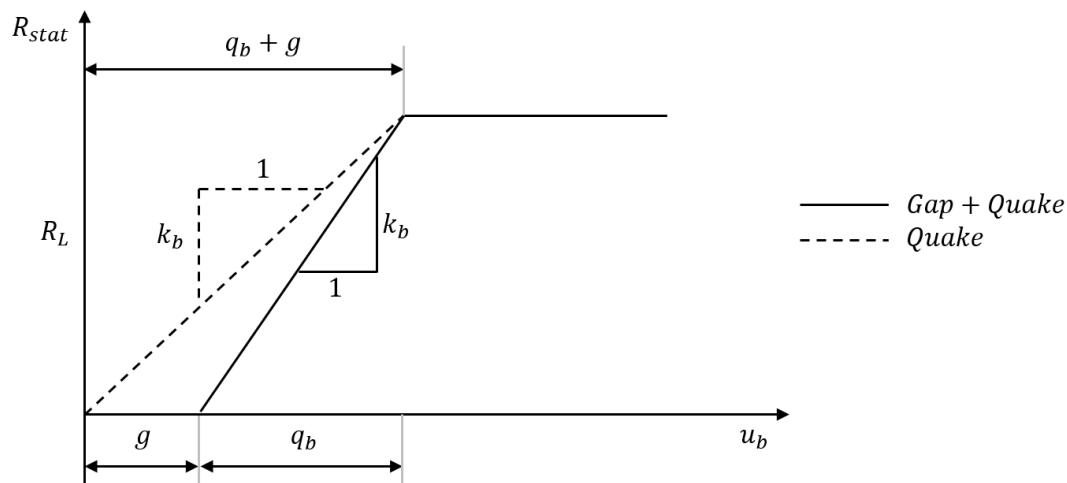
Statisk jordmodell for pelespiss

En parameterer kaldt *gap* (oversatt: avstand) er implementert i CAPWAP for å ta hensyn til at ramming av peler til meget harde lag, kan føre til at pelespissen ender opp noen millimeter over det harde laget i underkant. Fenomenet er illustrert i Figur 44.



Figur 44 – Fysisk tolkning av gap- verdi.

Gap- verdien (g) benyttes til å beskrive en forskyvning av pelen uten jordmotstand, se Figur 45. For å aktivere pelespissen fullstendig må forskyvningen av spissen være større enn summen av quake (q) og gap (g), vist i Figur 45.

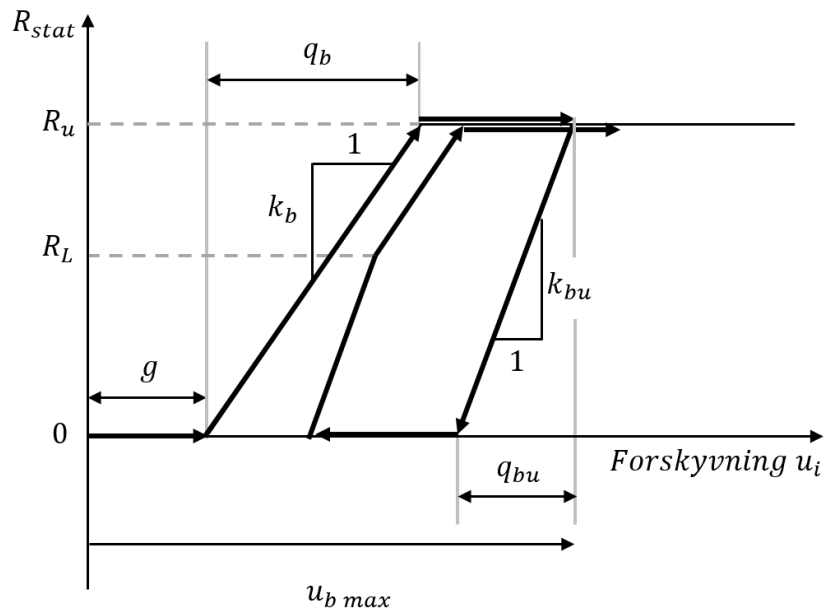


Figur 45 – Statisk jordmotstand ved pelespiss, med og uten bruk av gap.

Jordmodellen for pelespissen åpner for å definere ulik av- og pålastningsstivhet, i henhold til de videreutviklede modellene basert på Smiths jordmodell (jf. 3.2.3.2 *Classical Smith Soil Model*). Pålastningsstivheten (k_b) og avlastningsstivheten (k_{bu}) er vist i Figur 46. Utover dette er gjenlastningsstivheten lik avlastningsstivheten, inntil kraften (R_L) er oppnådd. Derfra er gjenlastningsstivheten lik initiell pålastningsstivhet, se Figur 46. I likhet med den originale Smiths jordmodell er det antatt at løsmassene ved pelespissen ikke kan ta strekkrefter.

Parameterne som inngår i jordmodellen kan oppsummeres ved:

- q - Maksimal elastisk deformasjon ved pålastning
- q_u - Maksimal elastisk deformasjon ved avlastning
- R_u - Maksimal jordmotstand
- R_L - Nedre grense for kraften ved gjentatt pålastning der original pålastningsstivhet benyttes
- u_{max} - Maksimal forskyvning
- g - Gap, deformasjon ved spissen som ikke fører til statisk jordmotstand.



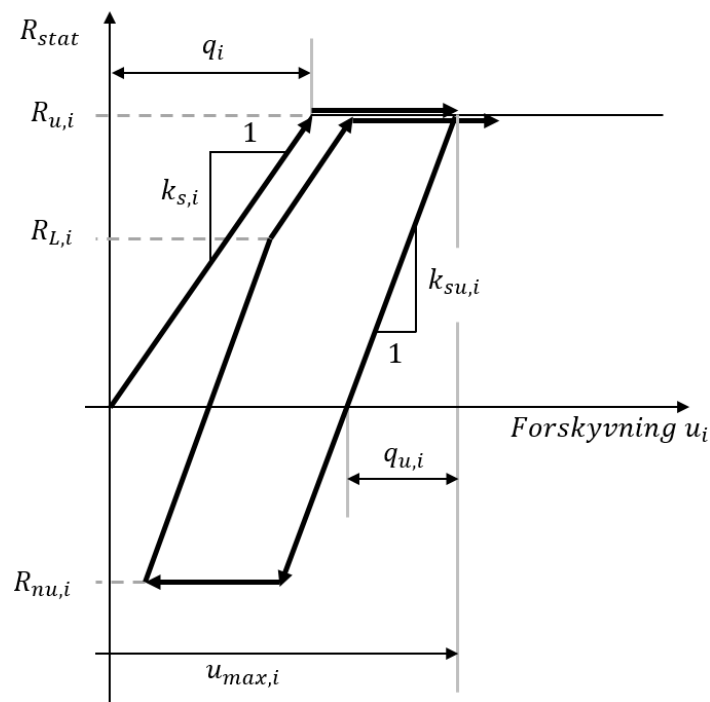
Figur 46 - Statisk jordmodell for pelespissen modellert i CAPWAP.

Statisk jordmodell for peleskaft

Jordmodellen for peleskaftet er definert lik jordmodellen for pelespiss med to unntak.

- Peleskaftet tillater ikke gap- verdier
- Peleskaftet kan ta strekkrefter

Jordmodellen er vist i Figur 47, der ultimate negativ motstandskraften er gitt ved R_{nu} .



Figur 47 – Statisk jordmodell for peleskaft modellert i CAPWAP. Reproduert fra Figur 3 fra artikkelen "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching" (Rausche, Likins, Liang, & Hussein, 2010).

CAPWAP tilbyr flere muligheter for å korrigere den statiske jordmodellen for skaft og spiss ytterligere. En av implementeringene er spesielt av interesse for modellering av sensitive løsmasser. Den åpner for å justere statisk jordmotstand slik at den reduseres ved forskyvning større enn en tillatt ultimat quake- verdi. Bruk av denne funksjonen vil føre til at jordmotstandene med størst forskyvning, gradvis vil yte mindre motstand slik at fordelingen av jordmotstand kan fordeles mer korrekt. Bruk av funksjonen krever at reduksjonen er kjent fra andre eller lignende tilfeller. Implementeringen fører imidlertid til konservative beregninger av bæreevnen. I dag brukes dette mest til forskning (Pile Dynamics Inc., 2006).

Dynamisk jordmodell for pelespiss

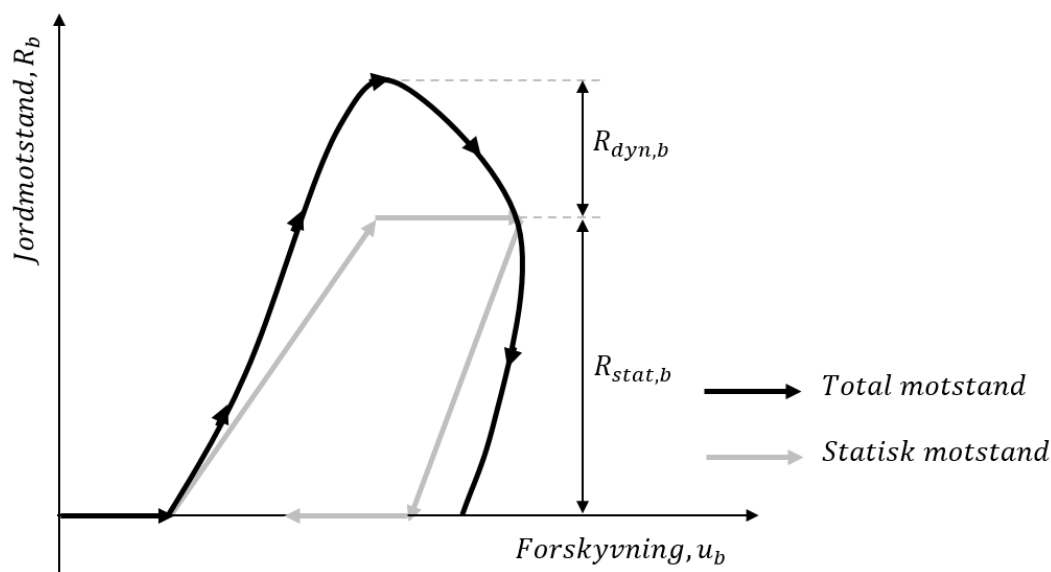
CAPWAP anbefaler at dempningsbidraget er avhengig av deformasjon inntil ultimate statisk jordmotstanden er oppnådd:

$$R_{dyn}(t) = j_s R_{stat}(t) v_b(t) \quad 3.148$$

Benyttes denne modellen også ved avlastning vil det dynamiske bidraget minske med økende avlastning. Dette anbefales ikke (Rausche, et al., 2010). Derfor er en dynamisk jordmotstand uavhengig av det statiske bidraget anbefalt (Pile Dynamics Inc., 2006):

$$R_{dyn}(t) = j_s R_u(t) v_b(t) \quad 3.149$$

Uttrykket er analogt med dempning i henhold til *Case Method*, presentert i kapittel 3.2.1.3 *Dynamisk jordmotstand*. En kombinasjonen av Smith- dempningen (jf. likning 3.148) og likning 3.149, kalles *Smith- Case Damping*, og er anbefalt i CAPWAP. Total motstand gitt av *Smith- Case Damping* er illustrert i Figur 48.



Figur 48 – Total jordmotstand i henhold til "Smith- Case Damping". Anbefalt for pelespiss i CAPWAP (Pile Dynamics Inc., 2006).

Dynamisk jordmodell for peleskaft

Det dynamiske bidraget til total jordmotstand ved peleskaftet, er anbefalt å være uavhengig av statisk jordmotstand:

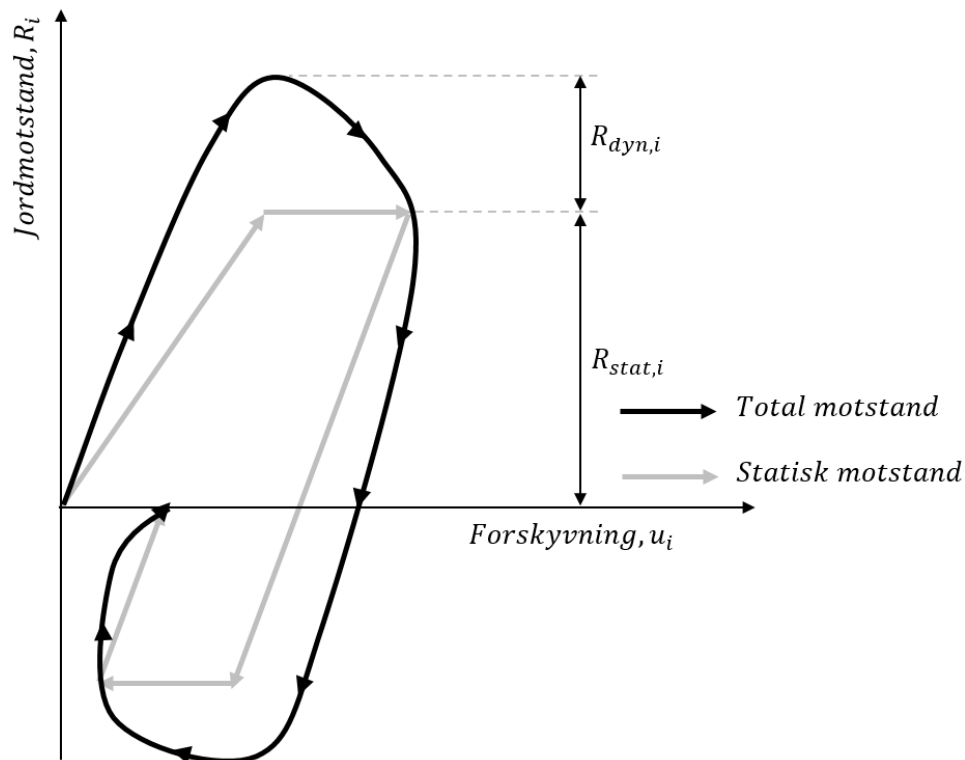
$$R_{dyn,i}(t) = j_{s,i} R_{u,i}(t) v_{s,i}(t) \quad 3.150$$

$j_{s,i}(t)$ - Smiths dempningskonstant i punkt i

$R_{u,i}(t)$ - Ultimat statisk motstand i punkt i

$v_{s,i}(t)$ - Partikkelhastighet i punkt i

Et eksempel på total jordmotstand ved denne dempningsmodellen er vist Figur 49.



Figur 49 – Total motstand ved anbefalt utregning av dempningsbidrag for peleskaft iht. CAPWAP.

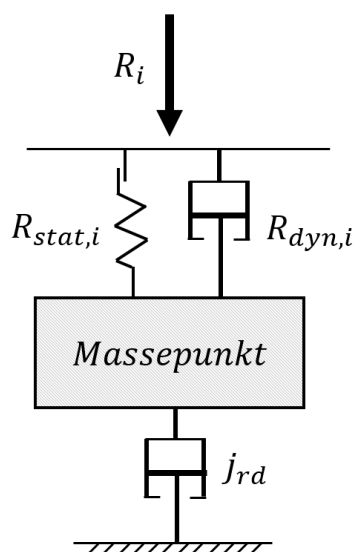
Anbefalte grenseverdier for parameterne er gitt i Tabell 3. For peler testet en stund etter installasjonen av pelen, kan dempningsfaktoren for en pel øke. Det motsatte gjelder for quake- verdien, som kan reduseres med tiden (Garland E. Likins, Rausche, Thendean, & Svinkin, 1996).

Tabell 3 – Anbefalte parameterverdier for bruk av Smiths jordmodell. Hentet fra "Table 1" i artikkelen "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching" (Rausche, et al., 2010).

Parameter	Symbol	Skaft, min	Skaft, max	Spiss, min	Spiss, max	Benevning
Quake (Pålastning)	q	1	7,5	1	$u_{bmax} - g$	mm
Quake (Avlastning)	q_w/q	0,3	1,0	0,3	1,0	-
Forhold R_{nu}/R_u	R_{nu}/R_u	0,0	1,0	0,0	0,0	-
Gap	g	0,0	0,0	0,0	$u_{bmax} - q$	mm
Forhold R_L/R_u	R_L/R_u	-1,0	1,0	0,0	1,0	-
Dempningsfaktor	j_s	0,04	1,4	0,04	1,4	s/m

Radiation Damping Model (Geometrisk dempningsmodell)

En geometrisk dempningsmodell er implementert i CAPWAP, under navnet *Radiation Damping Model*. Modellen er en videreutvikling av Smiths jordmodell ved at den har innført en viskøs demper og et massepunkt i seriekobling med den parallellkoblede fjæren og demperen fra Smiths jordmodell (jf 3.2.3.2 *Classical Smith Soil Model*). Modellen er vist i Figur 50.

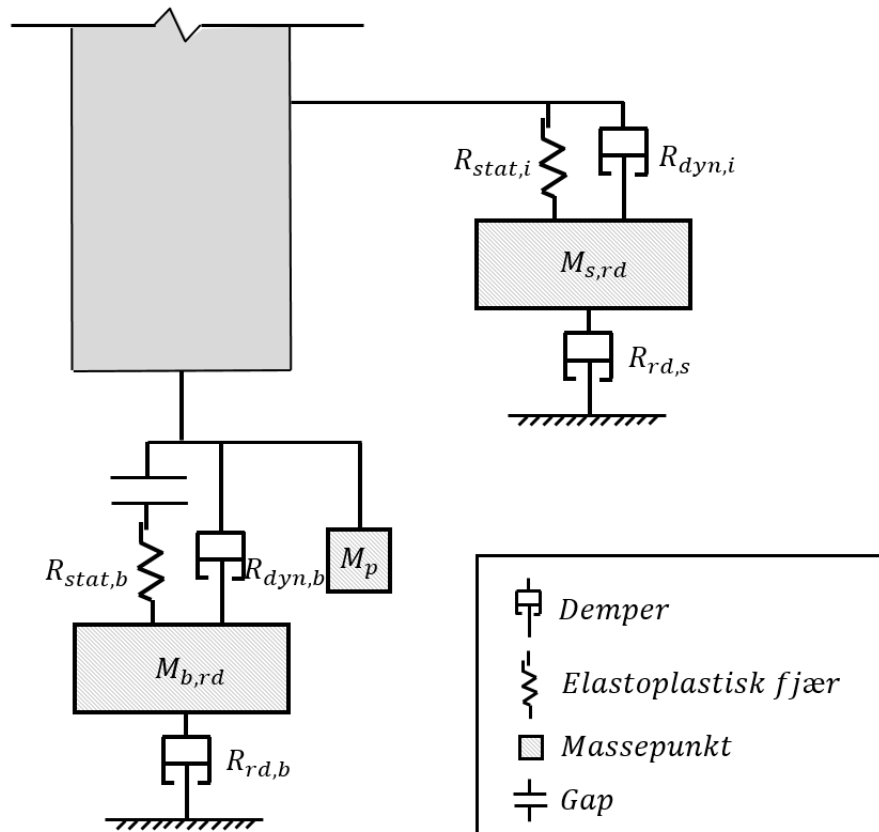


Figur 50 – Prinsippskisse av geometrisk dempningsmodell. Skissen er tegnet med utgangspunkt i figur 6 fra "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching".

Modellen ble introdusert og evaluert i artikkelen *CAPWAP Correlation Studies* på 1990-tallet. Her ble det vist at resultater oppnådd ved modellen samsvarte i større grad med statisk prøvebelastning enn ved Smiths jordmodell. Dette var spesielt gjeldende for peler der rammeenergien og kraften var utilstrekkelig til å oppnå plastiske deformasjoner langs hele pelen (Pile Dynamics Inc., 2006).

Den geometriske dempningsmodellen for jordmotstand ved peleskaft og –spiss er illustrert i Figur 51. Massepunktet ($M_{s,rd}$) og den geometriske dempningen ($R_{rd,s}$) vil ha samme verdi

for hele skaftelengden, og derfor er skrevet uten indeks i . I Figur 51 er også et massepunkt M_p inkludert. Dette er et massepunkt for å inkludere treghetseffekter ved pelespissen. Treghetseffektene kan være årsak av plugg i et åpent tverrsnitt, eller vekten en av en fjell-/grusspiss ved pelespiss (Pile Dynamics Inc., 2006).



Figur 51 – Geometrisk dempningsmodell for et snitt nær pelespissen for både pelespiss og –skaft. Illustrasjonen er tegnet med utgangspunkt i Figur 3.7.1 fra "CAPWAP Background Report Version 2006".

Hensikten til de ulike type demperne i den geometriske jordmodellen kan oppsummeres ved:

Geometrisk demper ($R_{rd,b}$ og $R_{rd,s}$) - Energitalp i form av treghetskrefter uavhengig av skjærdeformasjoner mellom pel og jord.

Jordstivhetsdemper ($R_{dyn,b}$ og $R_{dyn,s}$) - Stivere oppførsel, og høyere jordmotstand ved hurtig last av løsmasser enn ved treg belastning.

3.2.4.2 Fordeling av jordmotstand – Signal Matching

CAPWAP- analyse baseres på en initiell analyse bestående av total motstand ved *Case Method* og estimering av jordmotstand langs peleskaft (jf. 3.2.2 *Fordeling av jordmotstand*)(Rausche, et al., 2010). Dette kapitlet vil først gi en oppsummering av fremgangsmåten i den initielle analysen, og deretter stegene i den iterative prosessen ved bruk av CAPWAP.

Initiell analyse ved CAPWAP

Total motstand estimeres først ved *Case Method* (jf. 3.2.1.2 *Estimering av total jordmotstand*) og deretter fordeles total jordmotstand langs peleskaft og –spiss ved metodene presentert under 3.2.2 *Fordeling av jordmotstand*. En oppsummering av denne fremgangsmåten er gitt i påfølgende avsnitt.

Den totale motstanden målt over et tidsintervall med lengde $2L/c$ estimeres ved å måle kraft og hastighet:

$$R_{tot}(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_t(t^*) + F_t \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] + \frac{1}{2} \left[Zv_t(t^*) - Zv_t \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] \quad 3.151$$

Videre estimeres jordmotstanden langs peleskaftet ved bruk av uttrykket (jf. 3.2.2 *Fordeling av jordmotstand*):

$$\sum_{i=1}^n R_i H \left(t_k - \frac{2x_i}{c} \right) = F_t(t_k) - Zv_t(t_k) \quad 3.152$$

Venstre siden av likningen beskriver summen av motstand målt ved tiden t_k . Og bestemmes av avviket mellom kraft og hastighet. Kraft og hastighet kan måles, og dermed kan fordelingen oppnås. Fordelingen kan beregnes for tider av t_k inntil refleksjonene av støtbølgen i pelespissen har returnert til peletoppen. Dermed må:

$$t_k < \frac{2L}{c} \quad 3.153$$

Likning 3.152 kan da løses ved at n antall målinger av kraft og hastighet før tiden t_k overstiger $2L/c$, beskriver n antall jordmotstander (R_i). Likningssettet for bestemmelse av fordelingen av jordmotstanden langs skaftet består da av n antall lineære likninger med n ukjente, og kan derfor løses.

Jordmotstanden ved pelespissen kan bestemmes av:

$$R_{b,tot} = R_{tot} - R_{s,tot} \quad 3.154$$

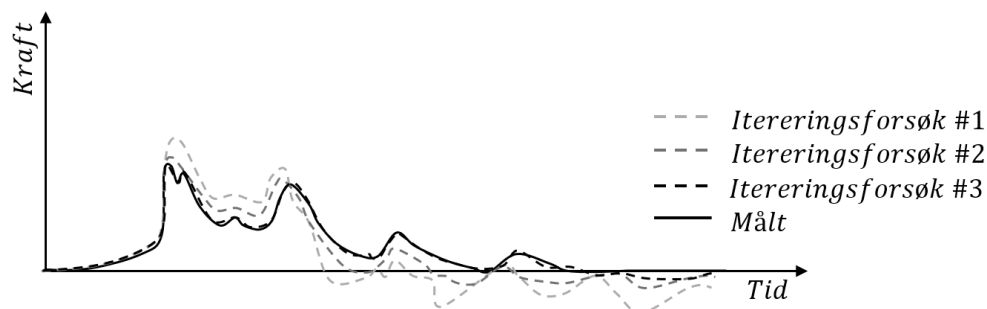
Dermed er har CAPWAP oppnådd et utgangspunkt for hvordan total jordmotstand vil fordeles langs pelen.

Iterasjon ved kurvetilpasning

Videre fremgangsmåte i CAPWAP er å benytte målte data for hastighet og kraft ved peletoppen til å beskrive jordprofilen. Dette gjøres ved å gå bort fra *Case Method* sine jord- og pelemodeller basert på perfekt plastisk oppførsel, og heller benytte pele- og jordmodellene presentert i kapittel 3.2.4.1 *Modell for pel og løsmasser*. Den totale motstandsfordelingen fordeles imidlertid i henhold til analysene gjort i forrige avsnitt.

Konsekvensen av at nye jord- og pelemodeller er tatt i bruk, vil være at oppnådd teoretisk respons fra peleskiftet innenfor intervallet på $2L/c$ avviker fra målte data. Justering av total motstand ved å endre statiske og dynamiske bidrag i ulike lag må da gjennomføres, slik at teoretiske og målte kurver av kraft og hastighet igjen samstemmer. Endringen av statiske og dynamiske bidrag gjøres ved å endre statisk jordmotstand, dempning eller quake. Når responsen før $2L/c$ er tilnærmet lik målte data, kan responsen rett etter $2L/c$ (dvs. spissmotstanden) reguleres slik at kurvene samstemmer også her (Pile Dynamics Inc., 2006).

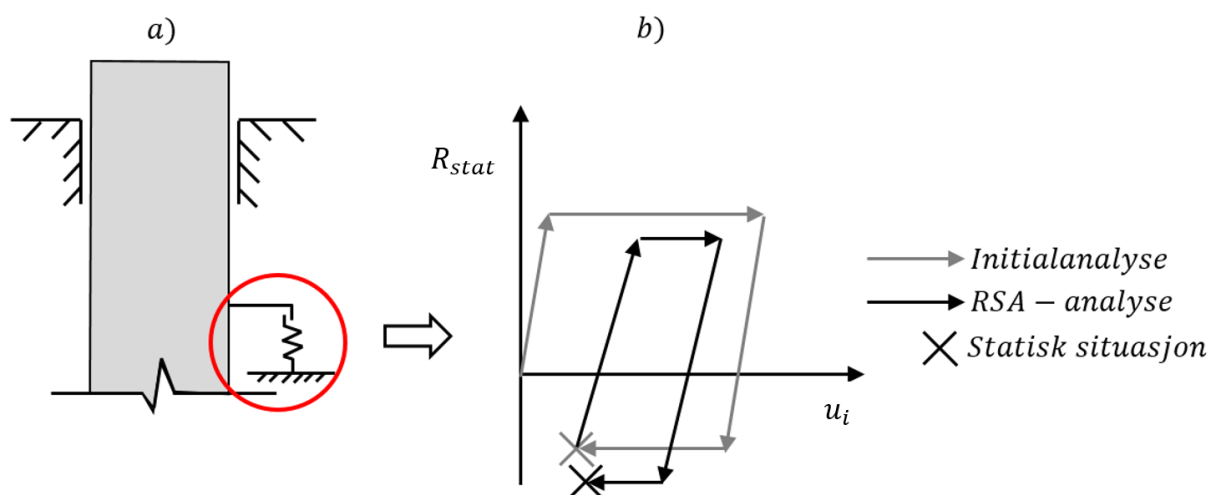
Til slutt skal jordprofilen modelleres slik at den teoretiske responsen fra tiden etter $2L/c$ også samstemmer med det målte. For å oppnå dette må total kapasitet og ulike dempnings- og quake- verdier varieres, samtidig som det må sørges for at kurvene før og nær tiden $2L/c$ samstemmer med målt kraft og hastighet. Når de teoretiske kurvene oppnådd med CAPWAP-analyse er omtrent lik den målte antas det at jordprofilen fra CAPWAP er en representativ fremstilling av det virkelige profilet (Pile Dynamics Inc., 2006). En illustrasjon av hvordan kurvetilpasningen for den oppadgående bølgen foregår, er gitt i Figur 52. Kraften i oppadgående bølge beskriver kun jordresponsen, med mindre pelen er har ulik impedans i ulike tverrsnitt. CAPWAP anbefaler derfor at kurvetilpasningen utføres med kraft i oppadgående bølge som utgangspunkt (Pile Dynamics Inc., 2006).



Figur 52 – Kurvetilpasning av kraft i oppadgående bølge i CAPWAP med tre iterasjonsforsøk.

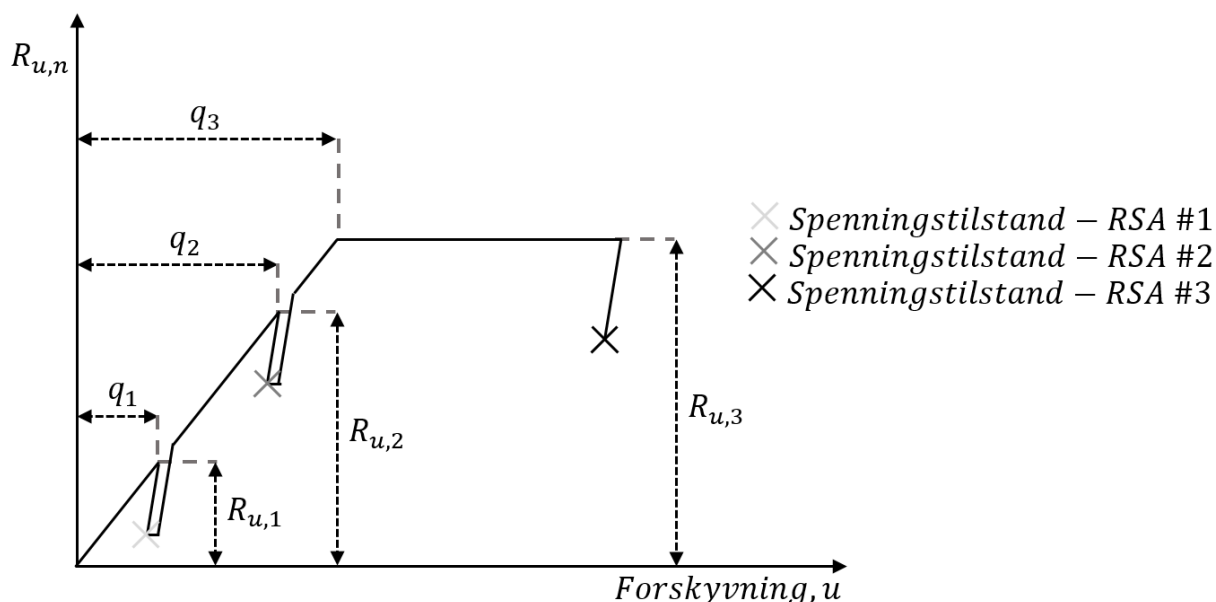
3.2.4.3 Residualspenningsanalyse

CAPWAP har implementert et analyseverktøy for å ta hensyn til eventuelle residualspenninger i pel og løsmasser. Begrepet *residualspenninger* er introdusert i kapittel 3.2.3.3 *Residualspenninger i pel og løsmasser*. Analyseverktøyet kalles *Residual Stress Analysis* (oversatt til: RSA-analyse). Fremgangsmåten er å benytte en initiell analyse der initialkraft og –deformasjon er null, og deretter gjennomføre påfølgende analyser basert på kraft og deformasjon funnet ved forrige utregning. De påfølgende analysene kalles RSA-analyser. Det vil være hensiktsmessig å gjennomføre flere RSA-analyser for å sikre konvergens av resultatene (Pile Dynamics Inc., 2006). Itereringsprosessen for en jordfjær nær peletoppen er vist i Figur 53. Den er kun illustrert med en iterering, men det er som nevnt anbefalt å forsikre konvergens ved å utføre flere.



Figur 53 – Residualspenningsanalyse for et jordelement nær peletopp. "Statisk situasjon" indikerer spennings- og deformasjonstilstand der kun residualspenningen opptrer.

En analyse utført uten å ta hensyn til residualspenningsanalyse kan føre til at quake-verdier og ultimat motstand blir bestemt ut ifra for små deformasjoner og for liten kraft, spesielt der pelespissen egentlig har en høy quake-verdi. Flere residualspenningsitereringer vil kunne innføre tilstrekkelig deformasjon og krefter også ved pelespissen, slik at spenninger og deformasjoner i større grad gjenspeiler virkeligheten. Figur 54 viser et itereringsforløp ved residualspenningsanalyse for en statisk jordmotstand på pelespissen, og hvordan høyere verdier da kan bestemmes for ultimat jordmotstand og quake.



Figur 54 – Bruk av RSA-analyse for å oppnå mer representative verdier for forskyvning, kraft, quake og maksimal jordmotstand ved pelespissen.

Bruk av residualspenningsanalysen fører til en modellering av pel og løsmasser, i større samsvar med virkeligheten. Analysemetoden tar noe lengre tid å utregne, så der det kan forventes at det har liten effekt, kan det utelukkes. Beregnet statisk jordmotstand med eller uten RSA-analyse vil ikke avvike nevneverdig, men fordelingen av den kan avvike en del.

Det er visse begrensninger ved analysemetoden, som f.eks. at quake-verdien for avlastning ikke kan settes for lavt. Dette vil føre til urealistisk høye residualspenninger (Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 2008).

3.2.4.4 Verifisering av CAPWAP

Ulike forskere har utført forskjellige forsøk for å undersøke om CAPWAPs resultater korrelerer med utførte statiske prøvebelastningsforsøk. Dette kapittelet vil informere kort om resultatene, og hvordan de ulike testene er utført.

Robert F. Stevens (2013) presenterte resultater fra et forsøk utført på tre stålrørspeler, der sidefriksjonen ble funnet ved både statisk og dynamisk testing (R. Stevens, 2013). Den dynamiske testen ble gjennomført ved PDA-målinger og tolket i CAPWAP. Resultatene for sidefriksjonen ble senere sammenlignet med statisk strekkbelastning av pelene. Resultatet viste at skaffefriksjonen beregnet med CAPWAP samsvarte meget godt med friksjonen funnet med statisk last. Den første forsøkspelen hadde en diameter på 1325 mm, var 20 m lang og installert i sand. Den andre pelen var installert i fast silt, siltig sand, fast leire og veldig fast leirig sand. Pelelengden var 47,5 m og diameteren var 914 mm. Den tredje pelen var installert i siltig leire med en lengde på 30 m og en diameter på 2000 mm (R. Stevens, 2013).

Jean-Louis Briaud m.fl. (2000) utførte statisk prøvebelastning og dynamisk prøvebelastning for å bestemme bæreevnen til tre borede og utstøpte peler. To av pelene var installert i sand og en i leire. Resultatet rapporterte at beregnet og målt bæreevne samsvarte godt for alle tre pelene (Briaud, Ballouz, & Nasr, 2000).

C. Alvarez m.fl. (2006) gjennomførte et studie med målinger av kraft og hastighet (PDA-målinger) i flere dybder av pelen (Alvarez, Zuckerman, & Lemke). Den totale kapasiteten ble beregnet i CAPWAP ved kun å benytte PDA-målingene fra peletoppen, og ved å benytte målingene fra de ulike dybdene. Resultatene viste at fordelingen av statisk jordmotstand avvok fra 20 % til 30 % for de ulike testene, men for den totale statiske jordmotstanden var avviket kun 4 %. Resultatene viste dermed at målinger med flere enheter ikke ville forandre den totale statiske bæreevnen nevneverdig, men at fordelingen av statisk jordmotsand vil være mer nøyaktig (Alvarez, et al.).

I tillegg til resultatene presentert her finnes det flere publikasjoner der det påvises høy korrelasjon mellom CAPWAP-resultater og statisk prøvebelastning. Flere av disse er publisert av, eller med bidrag fra, grunnleggerne av programmet: G. G. Goble, F. Rausche og G. Likins. Noen av de mer kjente publikasjonene er (Garland E. Likins & Rausche, 2004; Garland E. Likins, et al., 1996):

- Correlation of CAPWAP with Static Load Test (2004)
- CAPWAP Correlation Studies (1996)

3.2.4.5 *Kritikk ved bruk av CAPWAP*

Forrige avsnitt viser at CAPWAPs resultater samsvarer godt med resultat fra statisk prøvebelastning. Likevel er det flere momenter en bør være klar over ved bruk av programmet. Kapittelet vil ta for seg brukeravhengighet og muligheter for overestimering av estimert statisk jordmotstand ved å presentere resultater fra ulike artikler.

Brukeravhengighet

CAPWAP er ikke et program der alle parametere vil bestemmes automatisk, og flere sett med parametere kan oppnå omtrent samme resultat. Dermed er programmet brukeravhengig. Parameterne dette påvirker er (Fellenius, 1988; Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 2008):

- *Statisk jordmotstand* ved både av og pålasting for peleskaft og -spiss
- Den assosierte *dempningen* og *quake-verdien* både for av- og pålasting
- Valg av ulike modeller som for eksempel *Radiation damping*, *RSA* og *grunnleggende dempningsmodell* for skaft og spiss
- *Masseavhengig motstand* i form av treghet

B. H. Fellenius (1988) oversendte rådata filer fra fire tøyings- og akselerasjonsmålinger til 19 brukere opplært i bruken av CAPWAP, med varierende erfaring i bruken av programmet. 18 av 19 deltagere leverte sine beste resultater for alle fire målingene. Resultatene hadde relativt lav variasjon i oppnådd bæreevne for samtlige målinger. Fordelingen av jordmotstanden varierte derimot mer, spesielt for nedre del av peleskaft og spissbæreevnen (Fellenius, 1988). Rausche (2008) argumenterte med at det er forventet størst variasjon av fordelingen for nedre del av pelen, fordi konsekvensen av å regulere parametere for pelespissen gir større utslag for fordelingen enn ved skaftet. Resultatet fra testen viste også at det var størst variasjon i rapportert bæreevne for pelen som var markant lengre enn de andre. Et lignende forsøk ble utført av Viana da Fonseca og Santos i 2003, med tilsvarende resultat (Rausche, et al., 2008).

Rausche (2008) presenterte at variasjonen som følge av brukeravhengigheten kunne begrenses ved å redusere antallet parametere i kurvetilpasningen. Han kalte analysemetoden *Automatic* (oversatt: *automatisk*). Ulempen med dette er at programmet ikke nødvendigvis vil finne den beste tilpasningen, og konservative antagelser bør innføres (Rausche, et al., 2008). I dag er *Automatic*- analyse implementert i CAPWAP, og den tillater justering av færre parametere. Analysemetoden er anbefalt hvis brukeren ikke har god innsikt i hvordan ulike funksjoner påvirker resultatene (Rausche, et al., 2008). *Automatic* gir i gjennomsnitt en konservativ bæreevne, men variasjonen i resultatene er større enn ved rett bruk av mer avanserte analysemetoder (Garland E. Likins & Rausche, 2004).

Overestimering av kapasitet

Ved bruk av lodd og fallhøyde som gir for høy tilført kraft, vil det være mulig at deler av den dynamisk motstand blir tolket som statisk motstand av CAPWAP. Den statiske jordmotstanden blir da overestimert. Dette vil i hovedsak forekomme i situasjoner der permanent synk på et slag er mer enn 10 mm. Den samme verdien ble antatt til å være 8 mm av G.E. Likins (Gerland E. Likins & Rausche, 2008). Forsøk har vist at overestimeringen kan gi en galt estimert bæreevne med en faktor på 1,32 sammenlignet med statisk prøvebelastning (Gerland E. Likins & Rausche, 2008).

G.E. Likins (2008) presenterte at overestimering av spissbæring i CAPWAP også er et problem, og kan minimeres ved å evaluere spissbæringen mot kjente bæreevneformler (Gerland E. Likins & Rausche, 2008). Dette er spesielt gjeldene i fast leire/silt. Ved evaluering av pelers bæreevne ved dynamisk testing vil pelens korttids bæreevne være gjeldende. Derfor bør det i lite permeable løsmasser som f.eks. leire benyttes totalspenningsanalyse (S_u , S_r) for å verifisere resultatene fra den dynamiske testingen. I permeable løsmasser som sand og grus skal evalueringen utføres ved effektivspenningsanalyse (a , ϕ) (Gudmund R. Eiksund, 1994).

3.2.4.6 Korreksjoner for underestimering av bæreevne

For å oppnå ultimat statisk bæreevne for en pel må tilført rammeenergi og kraft være tilstrekkelig til å aktivere hele skaftefriksjonen og spissbæringen. Er tilført rammeenergi og kraft for liten, vil kun deler av jordmotstanden aktiveres, og statisk jordmotstand derav underestimeres. En indikasjon på dette er at permanent synk er mindre enn 3 mm ved dynamisk testing (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Garland E. Likins, et al., 2000; Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985; Rausche, et al., 2008; R. Stevens, 2013). En økning av rammeenergi og kraft kan løse problemet. Det er i midlertid tilfeller der dette ikke er mulig, enten fordi pelen ikke er dimensjonert for det, eller fordi rammeutstyret ikke er designet for å tilføre mer. I slike tilfeller kan superposisjonsprinsippet benyttes. Påfølgende avsnitt vil forklare ulike fremgangsmåter for bruken av dette (Pile Dynamics Inc., 2006; R. Stevens, 2013).

Superposisjonsprinsippet ved lav rammeenergi

Den statiske jordmotstanden kan estimeres fra flere dynamiske målinger. For eksempel kan spissbæring og skaftefriksjon bestemmes ved forskjellig tid ((Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 2008; R. Stevens, 2013):

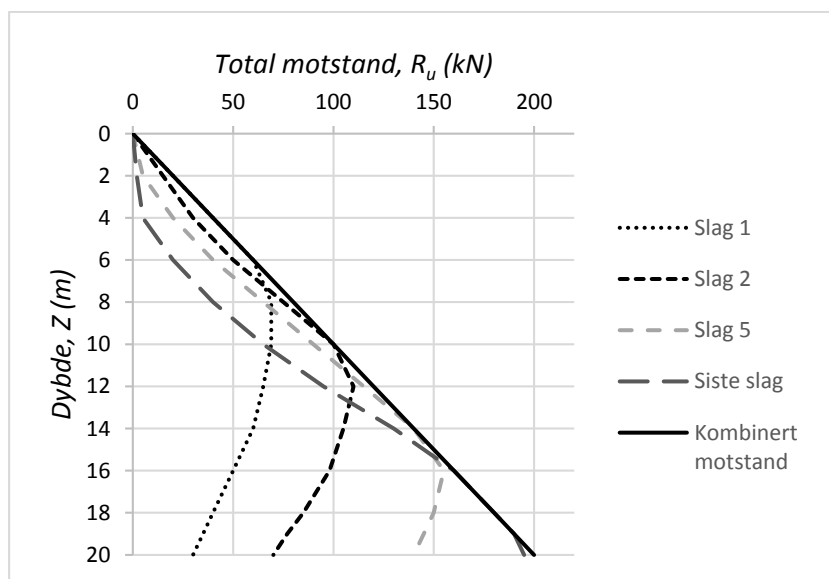
- Spissbæringen fra måledata rett etter installasjonen av pelen
- Skaftefriksjon fra data målt etter løsmassene har fått tid til å konsolidere

Argumentet for å gjennomføre det på denne måten er at skaftefriksjonen normalt er mindre under ramming enn etter lang tid, (jf. 3.3.4 *Tidseffekter*). Dermed må store deler av rammeenergien tas opp ved pelespissen, og mer nøyaktige parameterverdier for spissbæringen kan estimeres. Når løsmassene har fått tid til å re- konsolidere utføres en ny

dynamisk måling. For denne målingen antas det at skaftefriksjonen har økt, og at rammeenergien derfor hovedsakelig tas opp her, mens spissen i liten grad mobiliseres. Parametere for skaftefriksjonen kan dermed estimeres fra disse måledataene.

Superposisjonsprinsippet ved høy skaftefriksjon

For en installert pel der det ikke var utført PDA- målinger rett etter installasjon, kan jordmotstanden langs skaftet være for stor til at maksimal jordmotstand aktiviseres ved et slag. I disse tilfellene kan jordmotstanden i ulike lag estimeres ved ulike slag. Det første slaget vil aktivere de øvre lag av jordprofilen, men ikke de dypere. For slag utført etter dette vil ofte de øverste lagene yte mindre motstand (forklart ytterligere i kapittel 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*). Kraften og energien i støtbølgen opprettholdes derfor dypere i løsmassene, og mobiliserer jordmotstand i dypere liggende lag. Samme argumentasjon følger for hele skaftelengden. Ved å kombinere resultatene for de ulike slagene kan et profil for ultimat jordmotstand i ulike dybder av pelen bestemmes, vist i Figur 55 (Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 2008; R. Stevens, 2013). Denne metoden vil imidlertid ødelegge deler av pelens bæreevne på grunn av tidseffekter og det må ventes med å anvende pelen til disse er gjenopprettet (jf. 3.3.4 *Tidseffekter*).



Figur 55 – Superposisjon med flere slag for å bestemme skaftefriksjonen.

Superposisjonsprinsippet ble benyttet i et studiet av Robert F. Stevens (2013) og ga meget gode resultater sammenlignet med statisk prøvebelastning (R. Stevens, 2013).

Superposisjonsprinsippet kan overestimere kapasiteten om det ikke tas hensyn til løsmasser med økende jordmotstand under ramming. Dette er mest aktuelt i dilaterende løsmasser som siltig leire, silt eller siltig sand. Fenomenet er omtalt ytterligere i kapittel 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*. Superposisjonsprinsippet anbefales derfor kun til bruk for rimelig kjente løsmasser og bør evalueres mot erfaringsdata (Rausche, et al., 2008).

Superposisjonsprinsippet kan benyttes for å bestemme maksimal statisk jordmotstand for peleskaft og –spiss. I praksis kan det være vanskelig å benytte den maksimale jordmotstanden i alle lag, og spesielt ved pelespissen siden denne krever meget stor forskyvning for å mobiliseres fullstendig. Ved dimensjonering må det derfor tas hensyn til varierende maksimal elastisk deformasjon ved statisk belastning i ulike lag. Årsaken er at det kan være lite hensiktsmessig med en forskyvning tilstrekkelig til å mobilisere pelespissen maksimalt (Pile Dynamics Inc., 2006).

3.2.5 Rambarhetsanalyse i GRLWEAP

En analyse der målet er å analysere hvordan en pel penetreres gjennom løsmassene, samtidig som spenninger i pelen holdes under oppsyn, kalles *rambarhetsanalyse*. Analysen kan utføres blant annet i GRLWEAP, og det er dette som vil bli omtalt her.

Kapittelet vil kort introdusere programmet GRLWEAP, før fremgangsmåte og inputparametere for programmet presenteres. Det vil ikke bli gitt en detaljert gjennomgang av programmets fremgangsmåte, ettersom programmet er presentert for å vise hvordan endimensjonal bølgeforplantningsteori benyttes for andre felt enn estimering av bæreevne. Fremgangsmåte i programmet har flere likhetstrekk med fremgangsmåten i CAPWAP beskrevet i kapittel 3.2.4 *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)*, samt er godt forklart i *GRLWEAP Background Manual (Pile Dynamics Inc., 2010)*.

3.2.5.1 Kort om GRLWEAP

Wave Equation Analysis Program ble utgitt for første gang i 1976 under navnet *WEAP* av G. G. Goble, F. Rausche og G. E. Likins. I dag heter programvaren *GRLWEAP*, og benyttes til rambarhetsanalyse for pelefundamentering onshore og offshore (Andenæs, 2014; Den Norske Pelekomité, 2012). Programmet benytter bølgeforplantningsteori til å beregne forventet oppførsel av en pel under ramming i et kjent jordprofil. Ved å modellere en gitt hammers oppførsel på en gitt pel, kan det da undersøkes hvordan rammeprosessen påvirker pel og løsmasser. Dette er hensiktsmessig for å unngå skader på pelen (Alm & Hamre, 2001). Programmet er ment som et verktøy for å bestemme mest hensiktsmessige hammer, og fallhøyde for installasjon av peler i et gitt jordprofil. Det kan også benyttes til å undersøke hvordan eventuelle endringer i jordprofilet påvirker rammeprosessen for en gitt hammer (Pile Dynamics Inc., 2010).

3.2.5.2 Fremgangsmåte

Fremgangsmåten i GRLWEAP tilsvarer på mange måter fremgangsmåten i CAPWAP, beskrevet under *kapittel 0 Iterasjon ved kurvetilpasning*. Den store forskjellen er at CAPWAP generer sine teoretiske kurver ut ifra at PDA- målingene benyttes som grensebetingelser ved peletoppen. GRLWEAP beskriver peletoppens grensebetingelser ved en programmert hammer.

3.2.5.3 Modellering av hammer

Hammeren modelleres ved et lodd, en slagpute og en slaghette. Parameterne som inngår i modelleringen er (Pile Dynamics Inc., 2010):

- Areal
- Tykkelse
- Restitusjonskoeffisient
- Stivhet
- Vekt

Programmet har i dag en database med over 1 000 pre-modellerte hammere med angitte dimensjoner og materialegenskaper, men det er også mulig å definere egne hammere (Pile Dynamics Inc., 2010).

3.2.5.4 Modelling av løsmasser og pel

Pele- og jordmodellene implementert i programmet er i stor grad tilsvarende modellene presentert i 3.2.4.1 *Modell for pel og løsmasser*. Det finnes imidlertid to versjoner av GRLWEAP, en onshore og en offshore, der onshore- utgaven tilbyr simple jordmodeller enn offshore- utgaven. Blant annet kan ikke avlastningsstivhet og ultimat strekkapasitet justeres i denne utgaven (Pile Dynamics Inc., 2010).

Jordprofilen angitt i GRLWEAP omtales ofte som et profil for *Static Resistance to Driving (SRD- profil)* (oversatt: *statisk rammemotstand*). Hvordan et slikt profil kan estimeres er omtalt i kapittel 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*. SRD- profilen bestemmes ved (Pile Dynamics Inc., 2010):

- Quake verdier
- Dempingsfaktor
- Ultimat kapasitet
- Fordeling mellom spiss og skaft

For pelen inngår følgende materialegenskaper og dimensjoner (Pile Dynamics Inc., 2010):

- Pelelengde
- Penetrasjonsdybde
- Tverrsnittsareal
- Elastisitetsmodulus
- Egenvekt
- Areal av pelespiss
- Omkrets
- Godstykkelse
- Pelediameter

3.3 ASPEKTER VED DYNAMISK TESTING AV RAMMEDE PELER

Delkapittelet introduserer fire aspekter som vil kunne påvirke resultater ved testing av statisk bæreevne. De ulike aspektene er: valg av peletype, plugging av åpne tverrsnitt, rammeprosessens påvirkning og tidseffekter. Til slutt vil delkapittelet med utgangspunkt i de introduserte aspektene, presentere viktige momenter for oppnå en statisk bæreevne minst mulig påvirket av at testen utføres ved peleramming, og i størst mulig grad gjenspeile pelens langtidshæreevne før rammingen begynte. Dette vil være delkapittel 3.3.5 *Estimering av pelers bæreevne ved dynamisk testing*.

3.3.1 Valg av peletype

Peleramming kan utføres med ulike typer peler, i flere typer materialer. De ulike pelene vil ha ulike egenskaper, også knyttet til dynamisk last og peleramming. Delkapittelet vil trekke frem nøkkelegenskapene for ulike peler i denne konteksten med utgangspunkt i utgivelsene *Peleviledningen 2012* og *Geoteknikk i vegbygging - Håndbok 016* (Aabøe, Frydenlund, Oset, & Vaslestad, 2010; Den Norske Pelekomité, 2012).

3.3.1.1 Betongpeler

Betongpeler er gunstig i pris og mye benyttet til fundamentering av mindre prosjekter. Pelelengden er normalt mellom 8 og 50 m, med en kapasiteten fra 1 500 til 3 000 kN. Det vanligste rammeutstyret til bruk på disse er fallodd, med loddvekt fra 3 til 8 tonn (Aabøe, et al., 2010; Den Norske Pelekomité, 2012).

Under ramming gir betongpeler relativt stor massefortrengning i forhold til bæreevne, og derav stor forandring av poretrykk i vannmettede løsmasser (jf. 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*). De egner seg derfor ikke for prosjekter der stabilitet kan være et problem (Aabøe, et al., 2010; Den Norske Pelekomité, 2012). Videre er betong et materiale med lav strekkapasitet, og under ramming kan dette være dimensjonerende. Strekkspenninger kan for eksempel forekomme hvis en pel rammes i bløte løsmasser der spissmotstanden er lav. Støtbølgen reflekteres da som ved en fri ende, og reflektert bølge vil være en strekkbølge. Superponeringen med nedadgående trykkbølge nær pelespissen fører til at pelen i dette området, ikke utsettes for store strekkspenninger. Ettersom strekkbølgen forplanter seg opp i pelen superponeres den med en lavere trykkraft i nedadgående støtbølge, og fører til at pelen utsettes for større strekkrefter. Dette er årsaken til at betongpeler normalt går til brudd i øvre del av pelen ved ramming i bløte masser (Den Norske Pelekomité, 2012).

3.3.1.2 Stålpeler

Stålpeler kan overføre store krefter til berg gjennom løsmasser med stor mektighet, uten stor massefortrengning. Typisk aksialkapasitet er mellom 2000 og 7000 kN. Pelene tåler hard ramming, og rammes ofte med fallodd der loddvekten er mellom 4 og 12 tonn. Normalt benyttes H-profiler som stålpeler (Den Norske Pelekomité, 2012).

3.3.1.3 Stålrørspeler

Stålrørspeler rammes enten med *åpent* eller *lukket* pelespiss, vist i Figur 56. I hovedsak benyttes åpne tverrsnitt i *offshore*- prosjekt, og lukkede i *onshore*- prosjekt. Dimensjoner for onshore prosjekter er typisk mellom Ø600 mm til Ø1200 mm, og gjennomføres ofte med en grus- eller bergspiss (Den Norske Pelekomité, 2012). For offshore er dimensjonene ofte vesentlig større og kan være opptil flere meter i diameter (Alm & Hamre, 2001). Noe av årsaken til denne forskjellen er at loddene for offshore-ramming ikke er gjenstand for de samme restriksjonene til dimensjoner som ved ramming onshore.



Figur 56 - Stålrørspel med lukket og åpen spiss. Kopiet fra Ruukki sine hjemme sider (Ruukki, 2012).

Lukkede peler gir stor massefortrengning ved ramming og vil omtales ytterligere i kapittel 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*. Åpne peler gir liten massefortrengning så lenge ikke tverrsnittet plugges. Plugging av tverrsnitt er omtalt under kapittel 3.3.2 *Plugging av åpne tverrsnitt*.

Stålrørspeler tåler hard ramming, og er derfor gunstige for ramming gjennom fyllinger, eller andre løsmasser med stor kapasitet. Normalt benyttes fallodd til rammingen med loddvekt mellom 7 og 14 tonn. Det er også mulig å benytte diesellodd og vibrasjonslodd hvis pelen ikke skal innmeisles i fjell. Ved ramming av lukkede peler kan oppdrift være et problem. Det er derfor vanlig å fylle pelen med vann under ramming. Spesielt ved ramming i bløt leire, der det er vann over i overkant (Den Norske Pelekomité, 2012).

Pelene egner seg for store krefter både vertikalt og horisontalt, med typisk aksialkapasitet på mellom 4 000 og 16 000 kN.

3.3.2 Plugging av åpne tverrsnitt

En åpen pel rammet i løsmasser vil fylles med løsmasser innvendig, og dette vil kunne påvirke pelens oppførsel. En pel anses som *plugged* der løsmassene inne i pelen har lik forskyvning som pelematerialet (Bernardes, 1989). Kapittelet vil belyse avgjørende faktorer for om et tverrsnitt er plagget ved statisk og dynamisk last.

3.3.2.1 Plugging av tverrsnitt ved statisk last

For statisk last har flere forfattere presentert at statisk likevekt mellom spissmotstand og innvendig friksjon, vil avgjøre hvorvidt en pel er plagget (Bernardes, 1989; Den Norske Pelekomité, 2012; R. S. Stevens, Wiltsie, & Turton, 1982; Toolan & DA, 1977). En pel vil da være plagget hvis:

$$\tau_{in}\pi D_{in}h + \gamma' \frac{\pi D_{in}^2}{4} h > q_b \frac{\pi D_{in}^2}{4} \quad 3.155$$

Der

γ' - Effektiv tyngdetetthet

τ_{in} - Innvendig friksjon

q_b - Spissmotstand

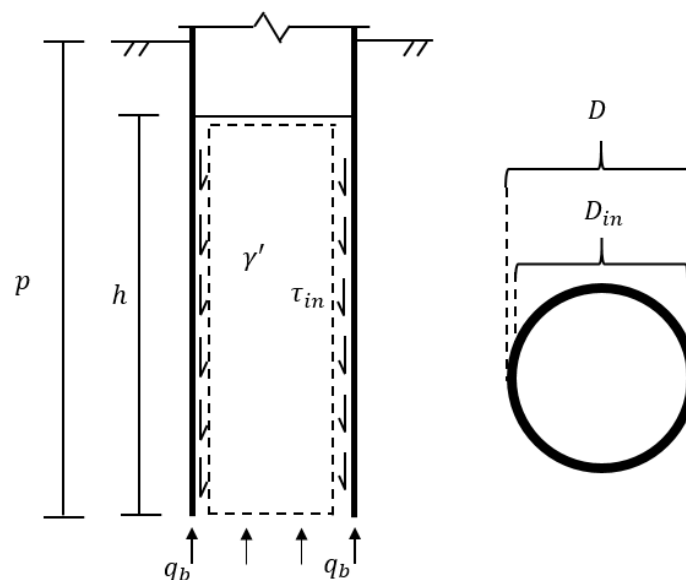
p - Penetrasjonsdybde

h - Høyde av plugg

D - Diameter

D_{in} - Indre diameter

Likevekten er illustrert i Figur 57.



Figur 57 – Statisk likevekt mellom innvendig friksjon og spissmotstand for en potensielt plagget pel.

Avgjørende faktorer for om pelen plugges ved statisk last er da (M.F. Randolph, Leong, & Houlsby, 1991):

- Forholdet mellom innvendig friksjon og spissmotstand
- Forholdet mellom pelediameter og penetrert dybde
- Størrelsen på diameteren

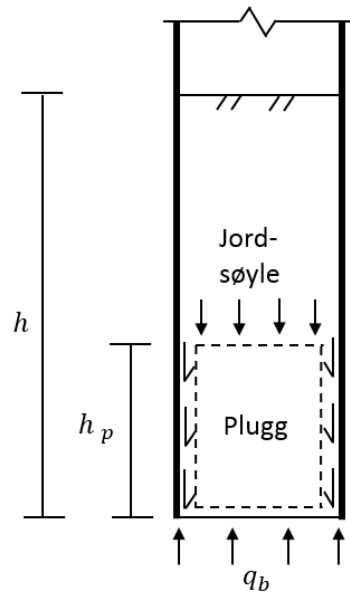
Størrelsen på diameteren blir avgjørende som følge av at diameteren inngår i annen potens for utregning av spissmotstanden (arealet), og i første potens for utregning av sidefriksjonen (omkretsen).

3.3.2.2 Dynamisk belastning av plugget pel

En plugget pel ble definert innledningsvis ved at løsmassene i pluggen skal forskyves likt som pelen. Dette er ikke tilfellet for en plugget pel under ramming (Bernardes, 1989). Årsaken er blant annet en svært forskjellig bølgeforplantningshastighet i pelematerialet og løsmassene, som fører til at forskyvningene er ute av fase under ramming. Hvordan dette påvirker den dynamiske belastningen vil presenteres her.

I 1991 publiserte M. F. Randolph, E. C. Leong og G. T. Houlsby et studie om plugging av åpne peler, der lasten ble påført hurtig og tregt (M.F. Randolph, et al., 1991). Det ble her vist at det er en vesentlig forskjell på hvordan løsmassene går til brudd ved pelespissen for treg pålastning (statisk belastning) og hurtig pålastning (ramming). Løsmassene tenderte til å gå til brudd som lukkede peler ved statiske belastning på grunn av plugget tverrsnittet. Under ramming oppsto bruddet som for et åpent tverrsnitt. Forklaringen var at massetregheten til pluggen førte til at den løsnet under dynamisk last. Massen avgjøres av diameteren, som inngår i annen potens. Et liknende fenomen har vist seg å være gjeldene for stålprofilspeler (H – peler). Her blir massetregheten til løsmassene mellom flensene så stor at jorden løsner fra pelen, og stålet sklir da i forhold til jorden (Pile Dynamics Inc., 2006; M.F. Randolph, et al., 1991; Rausche, et al., 2008). For stålørspeler er det forventet at høyden av løsmassene inne i pelen (h) selv for en uplugget pel vil være fra 85 % til 100 % av penetrert dybde, altså ikke nødvendigvis full høyde (Dijkstra & Broere, 2009; Henke & Grabe, 2009; M.F. Randolph, et al., 1991).

På tross av at høyden av løsmassene inne i pelen er fra 85% - 100% av pelens høyde, vil normalt kun deler av høyden ha tilstrekkelig skjærkapasitet til å oppføre seg plugget under ramming. Dette er forklart ved at løsmassene inne i pelen vibrerer under ramming, og at de blir løst lagret i øvre del. Friksjonen mot pelen blir da lav. Løsmassene nær pelespissen blir hardere pakket, og får en større skjærkapasitet (Dijkstra & Broere, 2009; Henke & Grabe, 2009). Denne delen fungerer som plugg. Figur 58 viser prinsippene for en plugg med aktiv plugglengde h_p .



Figur 58 – Plugget pel under ramming

3.3.3 Påvirkning av rammeprosess på løsmasser

Rammeprosessens påvirkning av løsmassene nær pelen er omtalt med utgangspunkt i metoder for estimering av rammemotstand fra løsmassene under *kontinuerlig ramming* av peler. *Kontinuerlig ramming* innebærer at pelen rammes uten at eventuelle tidseffekter endrer bæreevnen for pelen mellom slagene, og vil beskrive løsmassenes bæreevne rett i etterkant av endt ramming. Fremgangsmåten i metodene vil ikke gjengis i teksten, men er oppsummert i Vedlegg D – Utregningsmetoder for SRD- profil.

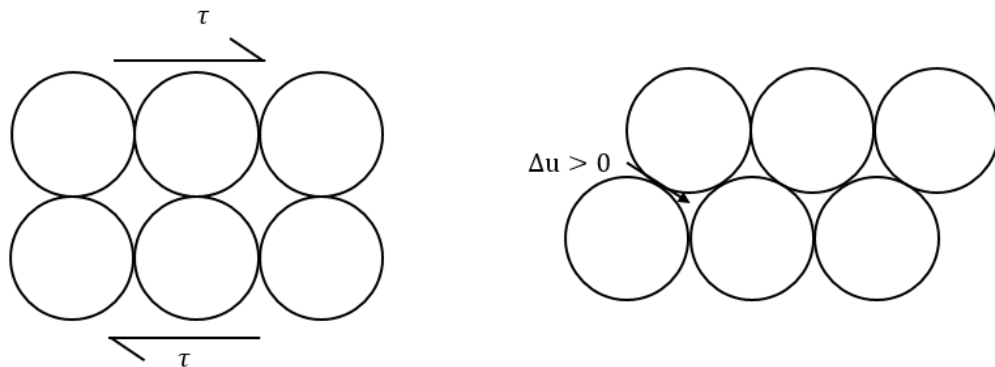
Kapittelet vil først presentere hvordan bæreevnen påvirkes av ramming, og deretter presentere hvilke metoder som benyttes i Norge for utregning av rammemotstand med dybden i dag.

3.3.3.1 Endring i skaftefriksjon og spissmotstand under ramming

Rammemotstand oppgitt i "kraft per meter synk" (kN/m) omtales som *Static Resistance to Driving (SRD)* (oversatt: *statisk rammemotstand*) (Alm & Hamre, 2001). Der SRD- verdier er utregnet for et helt profil vil dette utgjøre et SRD- profil. På grunn av omrøring av leire, poreovertrykk og andre effekter er det ofte forventet at rammemotstanden er lavere enn tilsvarende verdier utregnet ved langtids statisk bæreevne (Den Norske Pelekomité, 2012; Long, Kerrigan, & Wysockey, 2007; Wensaas Lied, Nowacki, Simonsen, Karlsrud, & Jensen, 2014). Påfølgende avsnitt vil forklare årsaker til dette.

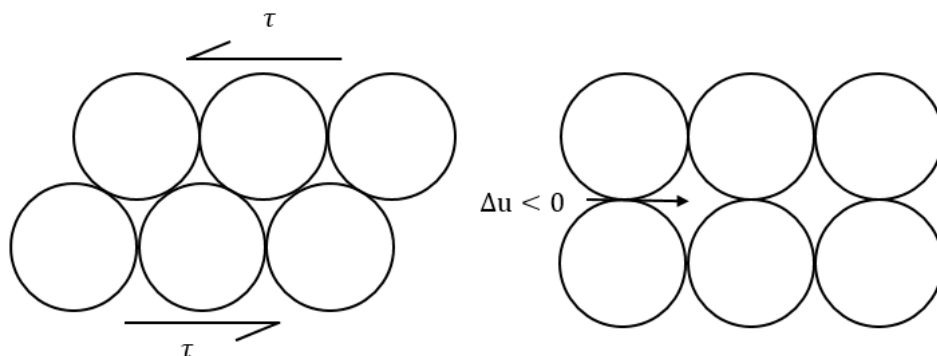
Peleramming fører til at løsmasser rundt pelen fortrenses, og dette fører til en poretrykksforandring (Δu) i vannmettede løsmasser. Hvor stor denne forandringen er vil være avhenger av flere faktorer. Der noen er knyttet til løsmassene, som for eksempel permeabiliteten og lagdelingen, og andre er knyttet til pelen, som for eksempel peletverrsnitt (Den Norske Pelekomité, 2012; Karlsrud, 2012).

I løst til middels pakkede løsmasser av leire, silt og sand vil fortrengningen føre til økt poretrykk. Det økte poretrykket oppstår ved at løsmassene *kontrakterer* når de blir utsatt for skjærtøyninger. Kontraksjon kommer av at skjærtøyninger under ramming fører til at kornene pakkes. Med pakkede masser vil poretrykket øke og dermed redusere effektivspenningene. Dette fører til redusert friksjon mot pelen (Long, et al., 2007; Semple & Gemeinhardt, 1981; R. Stevens, 2013; Wensaas Lied, et al., 2014). Figur 59 viser en prinsippskisse av kontraktant jordoppførsel.



Figur 59 – Kontraktant jordoppførsel.

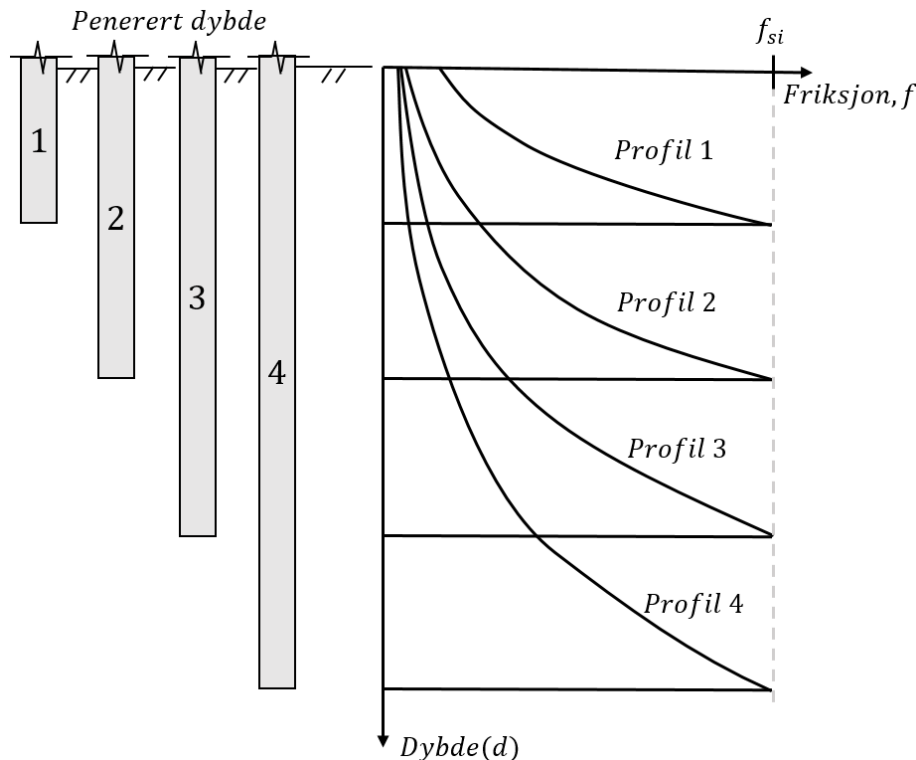
I meget hardpakkede løsmasser, spesielt bestående av silt og finkornet sand kan poretrykket reduseres under ramming, ved at løsmassene dilaterer når de utsettes for skjærtøyninger. Dilatanse kan forklares ved at kornene klatrer oppå hverandre, og øker porevolumet. Et økt porevolum vil skape lavere poretrykk, og høyere effektivspenninger under pelerammingen. Dette gir økt friksjon mot pelen (Long, et al., 2007; Semple & Gemeinhardt, 1981; Wensaas Lied, et al., 2014). Dilaterende jordoppførsel ved pelespissen kan gi meget stor jordmotstand under ramming (Den Norske Pelekomité, 2012). Effekten er en korttidseffekt, det vil si at den utlignes med tiden (se kapittel 3.3.4 *Tidseffekter*). Figur 60 viser en prinsippskisse av dilatant jordoppførsel.



Figur 60 - Dilaterende jordoppførsel

Heerema publiserte i 1980 en artikkel der han mente at reduksjonen av friksjonsmotstand under ramming ikke kunne forklares kun ved redusert friksjon som følge av omrøring av løsmasser og poretrykkssendring, spesielt ikke for lange peler (Heerema, 1978). Han mente

at en annen årsak ville kunne være reduksjon av horisontalspenninger under kontinuerlig ramming. Forklaring han ga var at vibrasjoner under ramming presset løsmassene langs pelen inn i nærliggende løsmasser, slik at løsmassene nær pelen ble løst lagret. Dette vil føre til at friksjonen ved en gitt dybde ville reduseres ettersom pelen blir rammet forbi punktet (Alm & Hamre, 2001; Heerema, 1978). Figur 61 gir en beskrivelse av hvordan friksjonsslitasje vil påvirke friksjonen mot pelen for fire forskjellige penetrasjonsdybder. Merk at skjærstyrken er antatt konstant for hele dybden, og at friksjonsslitasje fører til endring i friksjon mot pelen.



Figur 61 - Friksjon langs pel under ramming for ulike penetrasjonsdybder. Tegnet med utgangspunkt i "Predicting pile driveability: Heather as an illustration of the "friction fatigue" theory " av E.P. Heerema (Heerema, 1978).

3.3.3.2 Estimering av statisk rammemotstand (SRD)

For estimering av statisk rammemotstand er det tatt utgangspunkt i beregningsmetoder benyttet i Norge (Skotheim, 2014). Disse beregningsmetodene er korrigert i henhold til ramming av åpne stålørspeler for offshore- prosjekter, men benyttes også for onshore-prosjekter (Andenæs, 2014; Skotheim, 2014). Samtlige metoder forutsetter kontinuerlig ramming, da tidseffekter vil påvirke motstanden (jf. 3.3.4 Tidseffekter). Metodene bygger på at total statisk rammemotstand kan finnes ved å summere bidragene fra både pelespiss og –skaft.

Presenterte metoder er hentet fra følgende artikler, der fremgangsmåte med forklaringer er gitt i *Vedlegg D – Utregningsmetoder for SRD- profil*.

- *Geotechnical Planning of Piled Foundations for Offshore Platforms*, av Toolan og Fox (1977)
- *Stress History Approach to Analysis of Soil Resistance to Pile Driving*, av Semple og Gemeinhardt (1981)
- *Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock*, av Stevens et al. (1982)
- *Soil Model for Pile Driveability Predictions based on CPT Interpretations*, av Alm og Hamre i 2001

Det er forsøkt å trekke frem vesentlige prinsipper fra metodene, fremfor å gi en fullstendig gjennomgang av utregningsmetodene i dette delkapittelet. Prinsippene vil presenteres i påfølgende avsnitt.

Sidefriksjonen i leire etter endt ramming har blitt presentert lik den omrørte skjærstyrken (S_r) (Karlsruud, 2012; Toolan & DA, 1977). I sterkt overkonsolidert leire med innslag av silt kan dilatans føre til at omrørt skjærstyrke gir for lav rammemotstand. For å ta hensyn til dette kan overkonsolideringsgraden *OCR* inkluderes, ved bruk av f.eks. Semple og Gemeinhardts metode for sterkt overkonsoliderte løsmasser (Semple & Gemeinhardt, 1981; R. S. Stevens, et al., 1982).

Spissmotstanden i leire i etterkant av installasjon vil kunne bestemmes av $8 * S_u$ til $15 * S_u$ for normal- til middels overkonsolidert leire (Semple & Gemeinhardt, 1981; R. S. Stevens, et al., 1982; Toolan & DA, 1977). I sterk overkonsolidert leire kan spissmotstanden bli på opp mot $15 * S_u$ til $30 * S_u$ (Toolan & DA, 1977). Dette samsvarer med statisk spissbæreevne fra Peleveiledningen 2012 (Den Norske Pelekomité, 2012).

Sidefriksjon i sand har blitt presentert som funksjon av spissmotstanden fra CPTU-sondering delt på 120 ($q_T/120$), der motstanden vil være høyest i fast sand (Toolan & DA, 1977). Den er også presentert som en funksjon av overlagingstrykket (σ'_v) og en friksjonsvinkel δ mot pelen. Der δ er antatt lik $\phi-5^\circ$ (R. S. Stevens, et al., 1982).

Metoder som ikke inkluderer friksjonsslitasje har vist seg å underestimere rammemotstanden for korte peler og overestimere for lange peler både i leire og sand (Alm & Hamre, 2001; Heerema, 1978). Friksjonsslitasje er inkludert i metoden til Alm og Hamre (2001). Videre er det vist at Alm og Hamres metode generelt gir gode estimat for rammemotstand (Andenæs, 2014; Schneider & Harmon, 2010). Det har blitt påpekt at metoden underestimerer rammemotstanden i tilfeller der pelediameteren er mindre enn 60 cm. Begrunnelsen er at peler plugges, samt effekt som følge av forholdet mellom diameter på pel og godstykkelse (t/D). Disse effektene er ikke vektlagt i stor grad av Alm og Hamre. Dette fordi metoden er korrigert mot peler med stor diameter der dette har liten betydning. Ved mindre tverrsnitt bør dette tas hensyn (Schneider & Harmon, 2010).

I nylig utførte studier er det vist at rammemotstanden i sand kan øke betraktelig under ramming av en pelegruppe. Samme effekt ble imidlertid ikke registrert i leire (Sahajda, 2011). Videre har forsøk vist at det er liten sannsynlighet for plugging av åpne tverrsnitt med diameter større enn 60 cm under ramming. Dette på grunn av massetregheten til pluggen og den lave innvendige friksjonen som forventes under ramming (Alm & Hamre, 2001; Henke & Grabe, 2009; Pile Dynamics Inc., 2010; M.F. Randolph, et al., 1991; Schneider & Harmon, 2010).

3.3.4 Tidseffekter

Tidseffekter er knyttet til forandring av pelers bæreevne over tid etter installasjon, og er veldokumentert i flere studier (Chow, Jardine, Brucy, & Nauroy, 1998; Long, et al., 2007; Wensaas Lied, et al., 2014). Det meste av litteraturen skiller tidseffektene i to faser, der første fase beskriver endringer under *re-konsolideringen* av løsmassene og den andre beskriver endringer i etterkant av re-konsolideringsfasen, kalt *aldringseffekter* (Karlsrud, 2012). Bæreevne funnet ved statisk og dynamisk testing vil kun representere tidspunktet testen har blitt utført. Dermed vil kunnskap om tidseffekter kunne benyttes til å ha en formening om størrelsesorden på økningen av den statiske bæreevnen, samt tiden det tar for å oppnå denne økningen. Kunnskapen er også nyttig når det skal avgjøres hvor lenge etter endt ramming pelene bør testes (Karlsrud, 2012). Dette er årsaken til at det er valgt å undersøke tidseffekter.

Kapittelet vil utdype hvilke prosesser som inkluderes i *re-konsolideringen* og *aldringseffekter*. Deretter vil metoder for å estimere forventet forandring av bæreevne i leire og sand, sammen med resultater av utførte studier på feltet.

3.3.4.1 Re-konsolideringsfasen

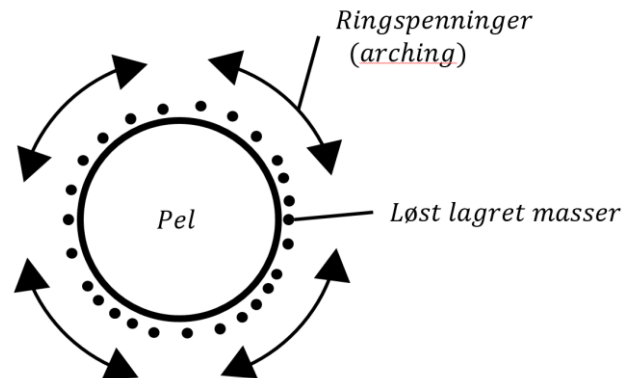
Re-konsolideringsfasen beskriver prosessen der endring av poretrykk, som følge av poretrykksutviklingen under ramming utlignes med tiden (jf. 3.3.3 *Påvirkning av rammeprosess på løsmasser*). Et økt poretrykk på grunn av kontrakterende løsmasser under ramming, vil føre til økning av bæreevne med tiden. Det motsatte er tilfellet for løsmasser med dilatant oppførsel, der poretrykksforandringen under ramming er negativ (Chow, et al., 1998; Long, et al., 2007; Wensaas Lied, et al., 2014). Re-konsolideringstiden vil ha stor variasjon avhengig av løsmassens permeabilitet, lagdelinger i profilet, pelediameter, samt om pelespissen er lukket eller åpen.

3.3.4.2 Aldringseffekter

Flere forsøk viser at bæreevnen i både leire og sand øker etter re-konsolideringstiden (Bullock, 2008; Chow, et al., 1998; Karlsrud, 2012). Ulike årsaker til dette er presentert i påfølgende avsnitt:

Økning av radielle effektivspenninger i løsmasser

Flere forfattere har hevdet at de komprimerte løsmassene rundt pelen vil ha relativt store ringspenninger i etterkant av rammingen, og at løsmassene inntil pelen vil være løst lagret. Ringspenningene fører til at jordtrykket mot pelen er lite og reduserer total statisk bæreevne. Med tiden vil kryp i materialene føre til at ringspenningene minker, og bæreevnen øker. Effekten blir omtalt som *arching* i engelsk litteratur og er vist i Figur 62 (Chow, et al., 1998; Wensaas Lied, et al., 2014).



Figur 62 – Tverrsnitt av pel nær løsmasser med store ringspenninger. Tegnet med utgangspunkt i illustrasjon fra "Effects of Time on Capacity of Pile Piles in dense Marine Sand" (Chow, et al., 1998.)

Forandring av materialelegenskaper

Ramming av peler fører til at strukturen til løsmassene endres, blant annet ved at jordpartiklene knuses. Med tiden vil partiklene restruktureres slik at friksjonsvinkelen øker. Forsøk har vist at kryp kan føre til at løsmassene langs pelen blir mer dilaterende i omstrukturerte løsmasser (Bullock, 2008; Chow, et al., 1998; Wensaas Lied, et al., 2014).

Kjemiske prosesser

Flere forfattere har påpekt at noe av aldringseffekten vil kunne være et resultat av kjemiske prosesser. Et eksempel er at korrosjon av stålpeler kan føre til høyere friksjon mellom pel og jord, og dermed økt bæreevne (Chow, et al., 1998; Wensaas Lied, et al., 2014).

3.3.4.3 Tidseffekter i leire

Rekonsolideringsfasen

Re-konsolidering i leire er normalt primærårsak til at peler opplever kapasitetsforandring etter installasjon (Karlsrud, 2012; Long, et al., 2007). Beregningsmetode for estimering av rekonsolideringstiden er publisert av ulike forfattere, og felles for flere av dem er at de antar at konsolideringen primært foregår i horisontalretning (Karlsrud, 2012; Long, et al., 2007; Mark Felton Randolph & Wroth, 1979). En av metodene basert på dette er gitt i *Kjell Karlsruds* doktoroppgave (2012) "*Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results*" og er gjengitt i Peleveiledningen 2012 (Den Norske Pelekomité, 2012; Karlsrud, 2012):

$$t = \frac{T r_0^2}{c_{h;re}} \quad 3.156$$

Der

r_0 - Peleradius

$c_{h;re}$ - Horisontal konsolideringskoeffisient

T - Tidsfaktor som bestemmes for ulike konsolideringsgrader (U)

Likning 3.156 er presentert for å vise at radiusen av pelen inngår i annen potens, og derfor er vesentlig for re-konsolideringstiden. Det er valgt ikke å gjengi tabeller for bruk av formelen, men heller eksempelverdier basert på den. Verdiene beskriver re-konsolideringstider i norsk normalkonsolidert leire, og er presentert i Tabell 4.

Tabell 4 – Re-konsolideringstid for ulike peler i leire. Verdiene er hentet fra Peleveiledningen 2012 (Den Norske Pelekomité, 2012).

Peletype	Konsolideringstid (t)	Konsolideringstid (t)
	50 % konsolidering (mnd.)	90 % konsolidering (mnd.)
Betongpel 270x270 cm	0,32	2,4
Betongpel 345x345 cm	0,65	5,1
Åpen rørpel Ø600	0,12	1,0
Åpen rørpel Ø800	0,21	1,8
Lokket rørpel Ø600	2,0	15
Lokket rørpel Ø800	3,5	27

Rett etter endt ramming kan sidefriksjonen forventes å være relativt lik den omrørte styrken til leiren, og friksjonen vil øke under re-konsolideringen (Toolan & DA, 1977). Det har vært presentert at skjærstyrken kan forventes lik omrørt skjærstyrke frem til 30 % til 50 % av konsolidering er oppnådd og deretter øker den lineært frem til konsolideringen er tilnærmet ferdig ($U=95$ %) (Karlsrud, 2012).

Aldringseffekter i leire

Wensaas Lied m.fl. har utført flere forsøk av statisk strekkbelastning på stålrørspeler to år etter installasjon, der hensikten har vært å undersøke *aldringseffekter* (Wensaas Lied, et al., 2014). Resultatene av forsøkene viser en økning av sidefriksjon i forhold til rett etter re-konsolideringsfasen med en faktor på 1,1 til 2,0. Forsøkene viser størst økning i lavplastiske leire med liten overkonsolideringsgrad, der styrken i utgangspunktet er liten (Wensaas Lied, et al., 2014).

Flere forfattere har hevdet at økningen av bæreevnen som følge av aldringseffekter i leire følger en lineær graf i et semilogaritmisk plot, som vist i Figur 63 (Bullock, 2008; Karlsrud, 2012; Long, et al., 2007; Wensaas Lied, et al., 2014). Kjell Karlsrud m.fl. har presentert en formel som benytter seg av dette, gitt ved (Wensaas Lied, et al., 2014):

$$Q(t) = Q(100) \left[1 + \Delta_{10} \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \right] \quad 3.157$$

Der

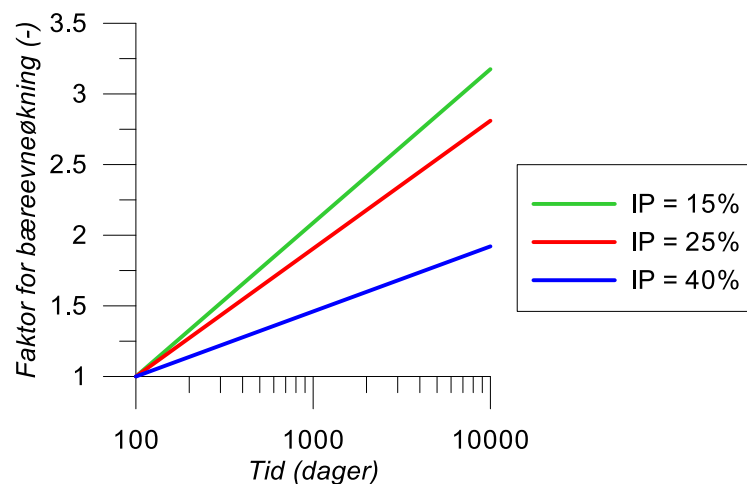
t_{100} - Tid der leira er 95 % konsolidering (minimum 100 dager)

$Q(100)$ - Statisk bæreevne ved tiden t_{100}

Δ_{10} - Aldersfaktor gitt ved

$$\Delta_{10} = 0,05 + 1,3 \left(1 - \frac{I_p}{50} \right)^2 OCR^{-0,5} \quad 3.158$$

Likning 3.158 viser at plastisiteten og overkonsolideringsgraden er avgjørende for hvor stor økning som forventes. Figur 63 viser hvordan bæreevnen forandres med tiden, estimert fra likning 3.157. OCR er her satt lik 1,3, t_{100} lik 100 dager og plastisiteten (I_p) er varierende.



Figur 63 - Aldringseffekt i leire med OCR lik 1,3 og varierende I_p .

I Norge er det store forekomster av lavplastisk og sensitiv leire, spesielt i Trøndelag og på østlandet (Aabøe, et al., 2010). Disse har en lav omrørt skjærstyrke, og vil ha en stor relativ

økning i skjærstyrke med tiden både fra rekonsolidering og aldringseffekter (Karlsrud, 2012).

3.3.4.4 Tidseffekter i sand

Rekonsolideringsfasen

Under ramming i sand vil poretrykket utlignes i løpet av kort tid på grunn av den høye permeabiliteten. Forsøk utført like etter installasjon av pelen viser likevel at bæreevnen vil være påvirket av poretrykksforandringen (Long, et al., 2007).

Aldringseffekter i sand

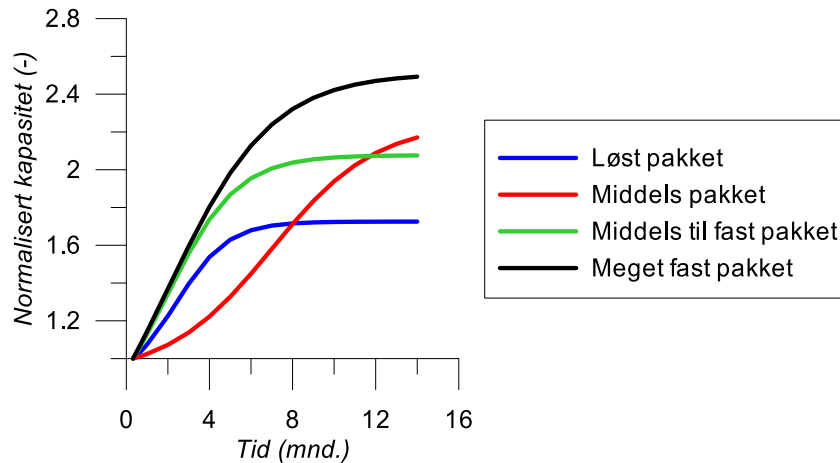
Flere forsøk viser at bæreevne i sand økning med tiden, men forsøkene er utført ulikt. Det er derfor relativt store avvik i litteraturen for hvor stor økningen er som en funksjon av tiden (Wensaas Lied, et al., 2014). Kjell Karlsrud m.fl. presenterer aldringseffekter i sand ved bruk av en S-formet kurve, for beskrive at aldringseffekten flater ut etter en viss tid. Eksempler på S-formede kurver er gitt i Figur 64. Uttrykket for utregningen er gitt av (Wensaas Lied, et al., 2014).

$$Q_s(t) = Q_{sref}(t_{ref}) + a \tanh[b(t - t_{ref})] \quad 3.159$$

- Q_s - Sidefriksjonskapasitet ved tiden t
- Q_{sref} - Referanseverdi for sidefriksjonskapasiteten, gitt ved tiden t_{ref}
- Referansetid, tid for første måling
- a - Tilpasningsfaktor
- b - Tilpasningsfaktor

Forsøk har vist at bæreevnen for peler i sand får størst økning frem til 10 dager etter installasjon, der økningen er på 100 %. Studiet viste at pelene som var testet i mellomtiden hadde den minste økningen med kun 30 % (Long, et al., 2007).

Wensaas Lied m.fl. (2014) har presentert resultater fra statisk strekkbelastningsforsøk fra fire prøvebelastningsområder av peler i sand med ulik lagringsfasthet og kornstørrelse (Wensaas Lied, et al., 2014). Forsøkene viste at sidefriksjonen hadde en generell økning på mellom 70 % og 150 % fra aldringseffekter fra en måned til tolv måneder etter installasjon. Økningen var minst i løsmasser bestående av løst pakket fin sand med innslag av silt og størst for meget fast sand. Bruk av likning 3.159 er vist i Figur 64 (Wensaas Lied, et al., 2014). Et annet omfattende studie gjennomført av F.C. Chow m.fl. viste at bæreevnen økte med omtrent 85 % for peler installert i fast marin sand (Chow, et al., 1998).



Figur 64 - Aldringseffekt i sand for ulike lagringsfasthet (Wensaas Lied, et al., 2014).

Forventet faktor for økning av bæreevnen, samt anbefalt faktor for å inkludere tidseffekter i ulike løsmasser etter end ramming er presentert av Rauche m.fl. (1996) og vist i Tabell 5 (Bullock, 2008). Faktorene skiller ikke mellom re-konsolidering og aldringseffekter.

Tabell 5 - Forventede faktorer for bæreevne forandring (Bullock, 2008).

Jordtype	Faktor for forventet økning av bæreevne	Anbefalt faktor
Leire	1,2 - 5,5	2,0
Leire til silt	1,0 - 2,0	1,0
Silt	1,5 - 5,0	1,5
Sand til leire	1,0 - 6,0	1,5
Sand til silt	1,2 - 2,0	1,2
Fin sand	1,2 - 2,0	1,2
Sand	0,8 - 2,0	1,0
Sand til grus	1,2 - 2,0	1,0

3.3.5 Estimering av pelers bæreevne ved dynamisk testing

Når statisk bæreevne estimeres ved dynamiske last, vil målet være å påvise en statisk bæreevne representativ for lang tid. Det er derfor et mål at bæreevnen er minst mulig påvirket av installasjonsprosessen og at testen utføres ved ramming av pelen.

Delkapittelet vil fremlegge hvordan de ulike aspektene *valg av peletype, plugging av åpne peletverrsnitt, påvirkning av rammeprosess på løsmasser og tidseffekter* sammen påvirker bæreevne og samsvaret mellom statisk prøvebelastning og dynamisk testing. Hver underoverskrift presenterer temaet for presenterte retningslinjer for utførelse av dynamisk testing basert på overnevnte aspekter.

Anbefalt ventetid før dynamisk testing

Bæreevne estimert ved dynamisk testing vil kun gjenspeile jordmotstanden for det aktuelle støtet (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Rausche, et al., 2008). Der det er ønskelig å påvise en representativ langtids statisk bæreevne, er det lite hensiktsmessig å utføre testingen rett i etterkant av installasjon. Da vil jordmotstanden være lavere enn en stund etterpå, gitt at løsmassene er ikke-dilaterende (Alm & Hamre, 2001; Karlsrud, 2012; Toolan & DA, 1977). For å nyttiggjøre seg av tidseffekter bør pelen testes tilstrekkelig tid i etterkant av installasjon til at effektene gir utslag. Tilstrekkelig tid og størrelsesorden av tidseffektene vil avhenge av løsmassenes permeabilitet, lagdelinger, pelediameter, type løsmasse og om peletverrsnittet er lukket eller åpent (Wensaas Lied, et al., 2014). Forsøk har vist at bløte leirer vil ha størst relativ økning i bæreevne, med økninger på opptil en faktor på seks sammenlignet med ved endt installasjon av pelen (Bullock, 2008; Long, et al., 2007). I sand er det vist at bæreevnen ofte dobles i løpet av de ti første dagene etter endt installasjon av pelen (Long, et al., 2007).

Likins (2008) og J. H. Longs (2007) har begge kommet med anbefalinger om hvor lenge det generelt bør ventes før dynamisk test gjennomføres (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Long, et al., 2007). Deres anbefalinger er henholdsvis minimum sju og ti dager etter installasjon (Gerland E. Likins & Rausche, 2008). I lite permeable løsmasser bør det ventes lengere (Karlsrud, 2012; Gerland E. Likins & Rausche, 2008). Nødvendig ventetid er avhengig av en svært varierende rekonsolideringstid. Rekonsolideringstiden for en lukket stålrørspel med diameter på 800 mm i normalkonsolidert leire, kan være over to år for å oppnå 90 % konsolidering. For en åpen pel kan tilsvarende tid være to måneder (Den Norske Pelekomité, 2012).

En estimering av størrelsesorden av tidseffektene med tiden, kan utføres ved å utføre dynamiske tester ved ulike tider. Fortrinnsvis like etter installasjon av pelen og etter det er forventet at en del av tidseffektene er ferdig (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Long, et al., 2007). Forventet tid det tar for å oppnå ønsket bæreevne kan estimeres fra beregningsmetoder presentert i kapittel 3.3.4 *Tidseffekter*.

Samsvar mellom statisk prøvebelastning og dynamisk testing

Korrelasjonsstudier for statiske prøvebelastningsforsøk og dynamiske tester analysert ved CAPWAP, viser høyest korrelasjon for peler testet ved samme tid. Dette er forklart ved at tidseffekter påvirker pelers bæreevne (Garland E. Likins & Rausche, 2004; Garland E. Likins, et al., 1996). Videre viser studiene at der den statiske prøvebelastningsforsøket er utført før den dynamiske testingen, er korrelasjonen større. Årsaken er at dynamisk belastning ofte vil føre til større forskyvning og deformasjon av pel og løsmasser. Løsmassene vil da i større grad bli påvirket av rammingen under den dynamiske testingen, slik at den statiske prøvebelastningen måler noe forstyrrede løsmasser (Garland E. Likins & Rausche, 2004; Garland E. Likins, et al., 1996).

Dynamisk testing med minimal påvirkning av dynamiske effekter

Studier har vist at gjentakende slag kan påvirker den statiske jordmotstanden selv ved bare få slag. Dette er spesielt gjeldende for peler i sensitive løsmasser, der jordmotstanden reduseres i stor grad. For dilaterende løsmasser vil konsekvensen av slagene være at jordmotstanden øker. Dette er spesielt gjeldende for peler der pelespissen står i dilaterende løsmasser (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Rausche, et al., 2008). På bakgrunn av dette er det essensielt å utføre dynamiske målinger så tidlig som mulig i slagrekken, slik at en differansen mellom pelens bæreevne før testing og estimert bæreevne ved testingen er liten (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Garland E. Likins, et al., 1996). Der det er mulig vil det være hensiktsmessig å estimere bæreevne basert på målt kraft og hastighet fra første slag når pelen testes, spesielt med tanke på at det i Norge er forekomster av både sensitiv leire, fast silt og fast fin sand (Aabøe, et al., 2010; Gerland E. Likins & Rausche, 2008).

Hensyn ved dynamisk testing av åpne tverrsnitt

For en plugget pel kan det være krevende å påvise pluggens statiske bæreevne ved dynamisk testing. Årsaken er blant annet at pluggen ved dynamisk testing av pelen vil bidra med treghetskrefter, i tillegg til at løsmassene har ulik bølgeforplantningshastighet enn pelen. Disse effektene kan føre til at det er krevende å skille statiske og dynamiske friksjonsbidrag for pelens nedre del (Pile Dynamics Inc., 2006). Merk også at pluggen vil kunne løsne fra pelen under dynamisk test, og dette bør tas hensyn til når tolkningen av PDA- målingene skal utføres (M.F. Randolph, et al., 1991).

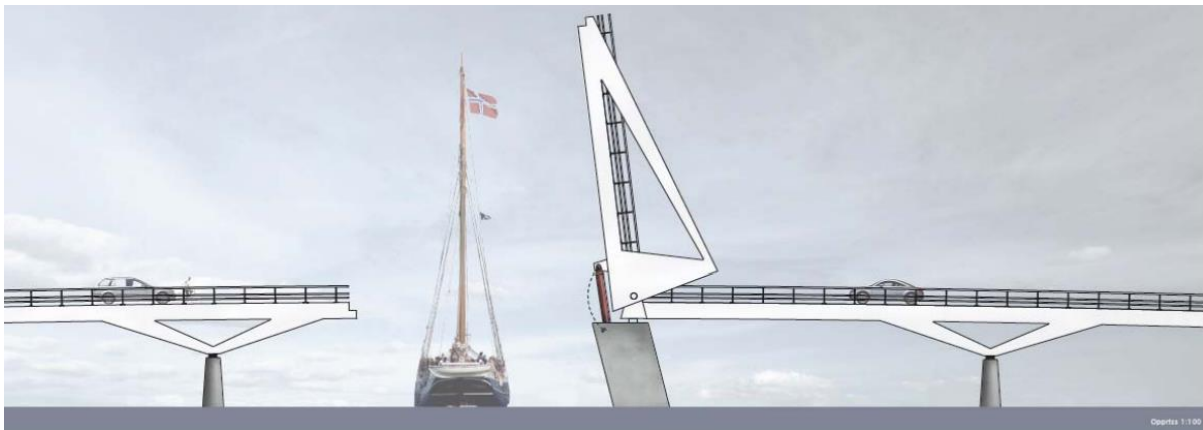
Valg av peletype for bruk eller testing kort tid etter installasjon

Der det er ønskelig å kunne benytte eller teste pelen kort tid etter installasjon, vil innført poretrykk under installering være avgjørende for bæreevnen, spesielt i løsmasser med lav permeabilitet (Den Norske Pelekomité, 2012). Der en minimal rekonsolideringstid er målet, vil mindre tverrsnitt eller åpne peler kunne bidra til dette, med mindre de åpne pelene plugges under ramming. Da vil poretrykksutviklingen være i størrelsesorden med en lukket pel av samme diameter (Den Norske Pelekomité, 2012; Karlsrud, 2012; Long, et al., 2007). Studier viser at diametere på mer enn 600 mm sjelden plugges under ramming (Alm & Hamre, 2001; Henke & Grabe, 2009; Karlsrud, 2012; Pile Dynamics Inc., 2010; M.F. Randolph, et al., 1991; Schneider & Harmon, 2010).

4 CASE- STUDIE: PIRBRUA I TRONDHEIM

Valgt prosjekt for case- studiet er Pirbrua i Trondheim. Brua ble åpnet i 2009, og knytter sammen områdene Brattøra og Nedre Elvehavn nær bysentrum. Brua har fire kjørefelt, og en klaff som kan åpnes for å la båter passere. Case- studiet vil ta utgangspunkt i to av pelene benyttet til fundamentering av det østre landkaret, der det er utført målinger av akselerasjon og tøyning på pelene for å estimere vertikal bæreevne. En skisse av broa er gitt i Figur 65.

Case- studiet er lagt opp ved først å presentere mottatte rapporter og data, bakgrunn og vesentlig informasjon om grunnforhold og peledimensjoner. Rapporter og data er mottatt fra Multiconsult AS med Statens Vegvesens samtykke, og er ligger vedlagt i *Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat*.



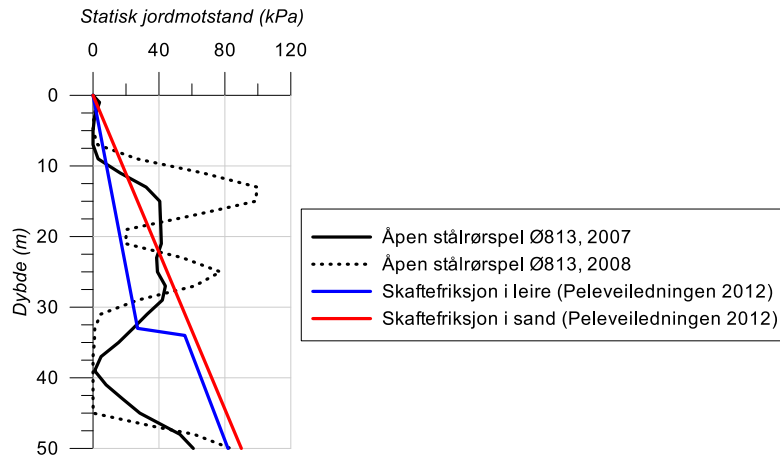
Figur 65 – Skisse av Pirbrua i Trondheim. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider (Vegvesen, 2009).

4.1 BAKGRUNN

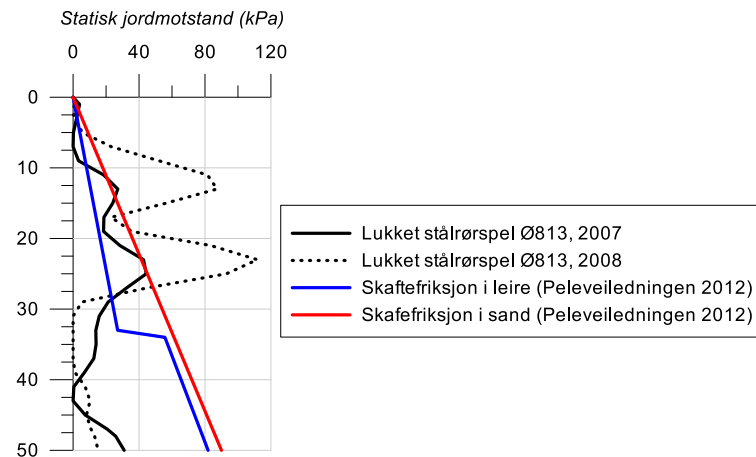
Pirbrua ble valgt etter oppfordring fra professor ved NTNU, Gudmund R. Eiksund. Han anbefalte prosjektet med bakgrunn i at det under Pelekonferansen 2014 i Tønsberg, var benyttet til å eksemplifisere et tilfelle av utilstrekkelig tilført rammeenergi under ramming for dynamisk testing. Det ble under konferansen reist spørsmål fra publikum om CAPWAP-tolkningene av PDA- målingene egentlig var et resultat av utilstrekkelig rammeenergi, eller alternative årsaker (Gudmund Reidar Eiksund, 2014).

Fordelingen av jordmotstand fra CAPWAP- tolkningen av PDA-målingene presentert på konferansen, er vist i Figur 66 og Figur 67. Figurene viser høy jordmotstand i øvre lag av profilet, nær null i nedre del, og en vesentlig jordmotstand nær pelespissen. Dette strider mot det forventede, ved at fordelingen ikke følger en økende trend med dybden, slik skaftefriksjon i henhold til beregninger med *Peleveiledningen 2012* tilsier (se Figur 66 og Figur 67). Fordelingen ble forklart i RIG-notat med at rammeenergien ved testing var utilstrekkelig til å mobilisere jordmotstand i dypere lag (jf. *Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat*). Dette er i uoverensstemmelse CAPWAP- tolkningen, som gir en vesentlig

jordmotstand fra peleskaft nær pelespiss, og pelespiss (se *Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat*). Det ble derfor bestemt at det skulle undersøkes om alternative årsaker kunne forklare den uventede fordelingen av jordmotstand.



Figur 66 – Fordeling av statisk jordmotstand langs peleskaftet for åpen stålrørspel ved CAPWAP-tolkning av PDA-målinger. Tolkningen er utført av Multiconsult AS. Forventet skaftefriksjon er utregnet i henhold til Peleveiledningen 2012.



Figur 67 - Fordeling av statisk jordmotstand langs peleskaftet for lukket stålrørspel ved CAPWAP-tolkning av PDA-målinger. Tolkningen er utført av Multiconsult AS. Forventet skaftefriksjon er utregnet i henhold til Peleveiledningen 2012.

4.1.1 Mottatte notat, rapporter og data

Mottatte dokument, samt mottatt- dato er gitt i Tabell 6. Dokumentene ligger vedlagt i *Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat*. Her finnes blant annet målte kurver av kraft og hastighet. Disse er også gitt i *Vedlegg F – PDA- målinger* plottet på en annen skala, med kommentarer til PDA- målingene.

Tabell 6 – Mottatte notat, rapporter og CPTU- data fra Multiconsult AS.

Dokument/data	Mottatt dato
Notat RIG 01	31.03.2014
Pirbrua – prøvepeling 2007 (412330/SR)	31.03.2014
Pirbrua – prøvepeling 2008 (412330/SR)	31.03.2014
Data fra PDA- måling utført 28.11.2006	31.03.2014
Data fra PDA- måling utført 29.11.2006	31.03.2014
CPTU- sonderingsdata	25.04.2014

Dokumentene inneholder blant annet målinger av tøyning og akselerasjon (*PDA- målinger*) utført på to pelene. Den dynamiske testingen av de to pelene er utført 2 og 13 måneder etter installasjon. *PDA- målingene* og *CAPWAP- tolkningene* er utført av Multiconsult AS. Et bilde fra testingen er vist i Figur 68.



Figur 68 – Testing av Ø813 stålørspeler med 12 tonns fallodd. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider (Vegvesen, 2009).

Et sammendrag av rammedataene, og resultater fra CAPWAP- tolkningen er gitt i Tabell 7.

Tabell 7 – Rammedata og resultater fra CAPWAP analyse.

	Lukket stålrørspel		Åpen stålrørspel		Benevning
	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008	
Dato testet	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008	
Loddvekt	12	12	12	12	tonn
Fallhøyde	1,3	1,5	1,3	1,5	m
Varig synk	14	2	8	3,5	mm
CAPWAP skaftefriksjon	2 087	3 874	3 184	3 825	kN
CAPWAP spissbæreevne	989	1 708	2 126	1 430	kN
CAPWAP total bæreevne	3 076	5 581	5 309	5 255	kN

4.1.2 Grunnforhold

RIG Notat 01 viser udrenert skjærstyrke S_u med dybden, tolket fra to utførte CPTU-sonderinger til ca. 60 m dybde nær pelenes plassering (jf. Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat). Løsmassene er rapportert som fyllmasser over silt og leire. Plastisitetsindeksen (I_p) er oppgitt til å variere fra 12 til 15 % i lagene i overkant av ca. 35 m, og lik ca. 25 % for lagene i underkant. Rapporten fastslår at fjell er registrert ved 77 m dybde.

4.1.3 Pelers

De dynamiske testene er utført på to vertikale, friksjonbærende pelers avsluttet i leire på ca. 50 dyp. En pel er åpen og en er lukket. Dimensjonene er gitt i Tabell 8.

Tabell 8 – Peledimensjoner for lukket og åpen stålrørspel.

	Åpen stålrørspel	Lukket stålrørspel	Benevning
Diameter	813	813	mm
Godstykkelse	14,2	14,2	mm
Lengde av pel	54	54	m
Penetrasjonsdybde	50	50	m

Pelene er vist i Figur 69 sammen med fire skråstilte pelers.



Figur 69 – Åpen og lukket Ø813 stålrørspel ved østre landkar av Pirbrua i Trondheim. Kopiert fra Statens Vegvesens nettsider (Vegvesen, 2009)..

4.2 HENSIKT MED CASE- STUDIET

Hensikten med case- studiet er å undersøke hvorvidt alternative årsaker kan forklare den uventede fordelingen av skjærkrefter langs peleskaftet (se Figur 66 og Figur 67). Fremgangsmåten vil være å teste ulike hypoteser presentert i påfølgende avsnitt.

4.2.1 Hypotese A: Utilstrekkelig kraft og rammeenergi

Hypotesen vil teste om årsaken til den uventede fordelingen av jordmotstand, var at tilført kraft og rammeenergi var utilstrekkelig til å mobilisere jordmotstand dypere en ca. 30 m fullstendig. Hypotesen tester om dette kan forklare den lave jordmotstanden i dybder nedenfor 30 meter.

4.2.2 Hypotese B: Residualspenninger i pel og løsmasser

Hypotese B bygger på å sjekke om residualspenninger i pel og løsmasser kan være årsaken til den uforventede skjærkraftfordelinga. Hvis pelen i virkeligheten sto med residualspenninger under *PDA*-målingene, vil tolkningen trolig ha funnet en fordeling av jordmotstand der effekter fra både residualspenninger og jordmotstanden er inkludert. Hypotesen testes ved analyse utført i *GRLWEAP*, der det vil forsøkes å skille disse effektene.

4.2.3 Hypotese C: Endrede av materialelegenskaper v/ ramming

Rammingen av pelen under den dynamiske testingen vil kunne forandre materialelegenskaper for løsmassene rundt pelen, sammenlignet med ved statisk belastning. Det er derfor valgt å teste en hypotese om disse forandringene kan forklare den høye jordmotstand i øvre del og lave jordmotstand i nedre del, gitt i Figur 66 og Figur 67.

Hypotesen testes ved å benytte resultater fra andre forsøk i tilsvarende løsmasser, og for tilsvarende peler.

4.3 STRUKTUR

Case- studiet er lagt frem ved å presentere hypotesene adskilt, med et samlet sammendrag og konklusjon av case- studiet til slutt. Testingen av hypotesene er lagt frem ved å presentere metoden for testing av hypotesen, resultat basert på metode og deretter en vurdering. For *Hypotese B: Residualspenninger i pel og løsmasser* vil det også bli gitt en validering av resultatene før vurderingen.

4.4 HYPOTESE A: UTILSTREKKELIG KRAFT OG RAMMENERGI

Hypotese A skal teste hvorvidt utilstrekkelige rammeenergi kan forklare den lave jordfriksjonen for pelens nedre del.

4.4.1 Metode

Fremgangsmåten er å undersøke om pelespissens antatte forskyvning kan sannsynliggjøre at pelen er maksimalt utnyttet. Sannsynliggjøringen vil gjøres ved å undersøke om forskyvning av pelespissen er større enn anbefalte quake- verdier, med utgangspunkt i anbefalt verdi fra *GRLWEAP Procedure and Models* på 2,5 mm (Pile Dynamics Inc., 2010).

Pelespissens antatte forskyvning vil bestemmes basert på en antagelse om at målt synk ved peletopp avspeiler pelespissens forskyvning, med mindre plastiske deformasjoner er innført i pelen under ramming. For å undersøke om plastiske deformasjoner er innført, vil maksimal aksialspenning sammenlignes med flytespenningen for stålet i pelen på ca. 355 MPa (Aunaas, Bratberg, Fredriken, & Skilbrei, 2009). Er estimert aksiell spenning lavere enn flytespenningen, vil det antas at plastiske deformasjoner ikke har oppstått. Maksimal stålspenningen bestemmes ved:

$$\sigma_{maks} = \frac{F_{maks}}{A} \quad 4.1$$

Der

F_{maks} - Målt maksimal aksialkraft

A - Tverrsnittsareal

4.4.2 Resultat

Høyeste spenning i stålrørene er beregnet til 259 MPa, og derav mindre enn flytespenningen. Målt varig synk av peletoppen målt under ramming er gjengitt fra mottatte rapporter i Tabell 9 (jf. Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat).

Tabell 9 – Målt synk av stålrørspelene ved utførte PDA- målinger.

	Lukket stålrørspel		Åpen stålrørspel		Benevning
Dato testet	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008	-
Målt synk	14	2,0	8,0	3,5	mm

*Quake- verdiene for pelespissen fra GRLWEAP vil avhenge om den er åpne tverrsnitt er plagget

4.4.3 Vurdering

Maksimal stålspenning ved dynamisk testing utgjør ca. 2/3 av flytespenningen og det kan dermed antas at målt synk ved peletoppen gjenspeiler synk ved pelespissen. På bakgrunn av dette vil det gis en vurdering for hver enkelt av de testede pelene.

Den lukkede stålrørspelen testet i 2007 har en målt synk på 14 mm. Det er større enn anbefalt quake- verdi for peleskaftet og pelespissen, samt mye større enn anbefalt grense for ikke å underestimere bæreevnen, på 3 mm. Maksimal statisk jordmotstand vil dermed sannsynligvis være mobilisert for denne rekonsolideringstiden, (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985; Rausche, et al., 2008). Det er lite trolig at utilstrekkelige rammeenergi kan forklare liten friksjon i pelens nedre del.

Den lukkede pelen i 2008 hadde målt synk ved peletopp lavere enn forventet quake- verdi for peleskaftet. Det er da sannsynlig at maksimal forskyvningen er for liten til å mobilisere maksimal jordfriksjon for denne pelen (Rausche, et al., 2008).

For den åpne pelen testet i 2007 og 2008 vil varig synk på henholdsvis 8 mm og 3,5 mm sannsynliggjøre at jordfriksjonen langs peleskaftet er tilnærmet fullt mobilisert (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 1985; Rausche, et al., 2008; Salgado, 2013).

Sett under ett, er det sannsynlig at maksimal forskyvning er tilstrekkelig til å utløse nær maksimal statisk jordfriksjon for peleskaftet for samtlige tester, med unntak av den lukkede pelen i 2008. Det dermed nærliggende å tro at utilstrekkelig rammeenergi ikke er årsaken til den lave jordmotstanden fra dybder nedenfor 30 m, med unntak av den lukkede pelen i 2008.

4.5 HYPOTESE B: RESIDUALSPENNINGER I PEL OG LØSMASSER

Hypotese B skal teste om residualspenninger er årsaken til lav respons fra nedre del, og høy respons fra øvre del av pelen. Dette skal løses ved å generere en fordeling av jordmotstand med dybden i GRLWEAP for hver av de fire dynamiske testene. Målet er å oppnå en fordeling av jordmotstand som fører til teoretiske kurver av kraft og hastighet i samsvar med målt kraft og hastighet fra de dynamiske testene. Fordelingen vil oppnås ved bruk av residualspenningsanalyse, slik at residualspenningseffekter kan skilles fra jordmotstand. Merk at residualspenninger hovedsakelig vil omfordele jordmotstand langs peleskaft og spiss, ikke endre den (Pile Dynamics Inc., 2006; Rausche, et al., 2008). Residualspenninger er beskrevet ytterligere under kapittel 3.2.3.3 *Residualspenninger i pel og løsmasser*.

Analysen utføres med hensyn til residualspenninger. Fremgangsmåten for dette i GRLWEAP, er å simulere ramming av pelen med residualspenninger og deformasjoner fra forrige simulerte slag, inntil synk per slag har konverget. Det antas da at residualspenninger samt jordmotstandsfordeling er funnet (GRLWEAP, 2010).

4.5.1 Metode

Analysen vil gjennomføres ved residualspenningsanalyse i GRLWEAP, med utgangspunkt i en fordeling av statisk jordmotstand utregnet iht. *Peleveiledningen 2012* for leire. Utregningen er vist i påfølgende avsnitt, etterfulgt av fremgangsmåte ved bruk av GRLWEAP.

4.5.1.1 Bæreevne for pelespiss og -skaft

Statisk spissbæreevne i leire estimeres i henhold til (Den Norske Pelekomité, 2012):

$$Q_b = q_b A_b = N_c S_{ud} A_b \quad 4.2$$

Der

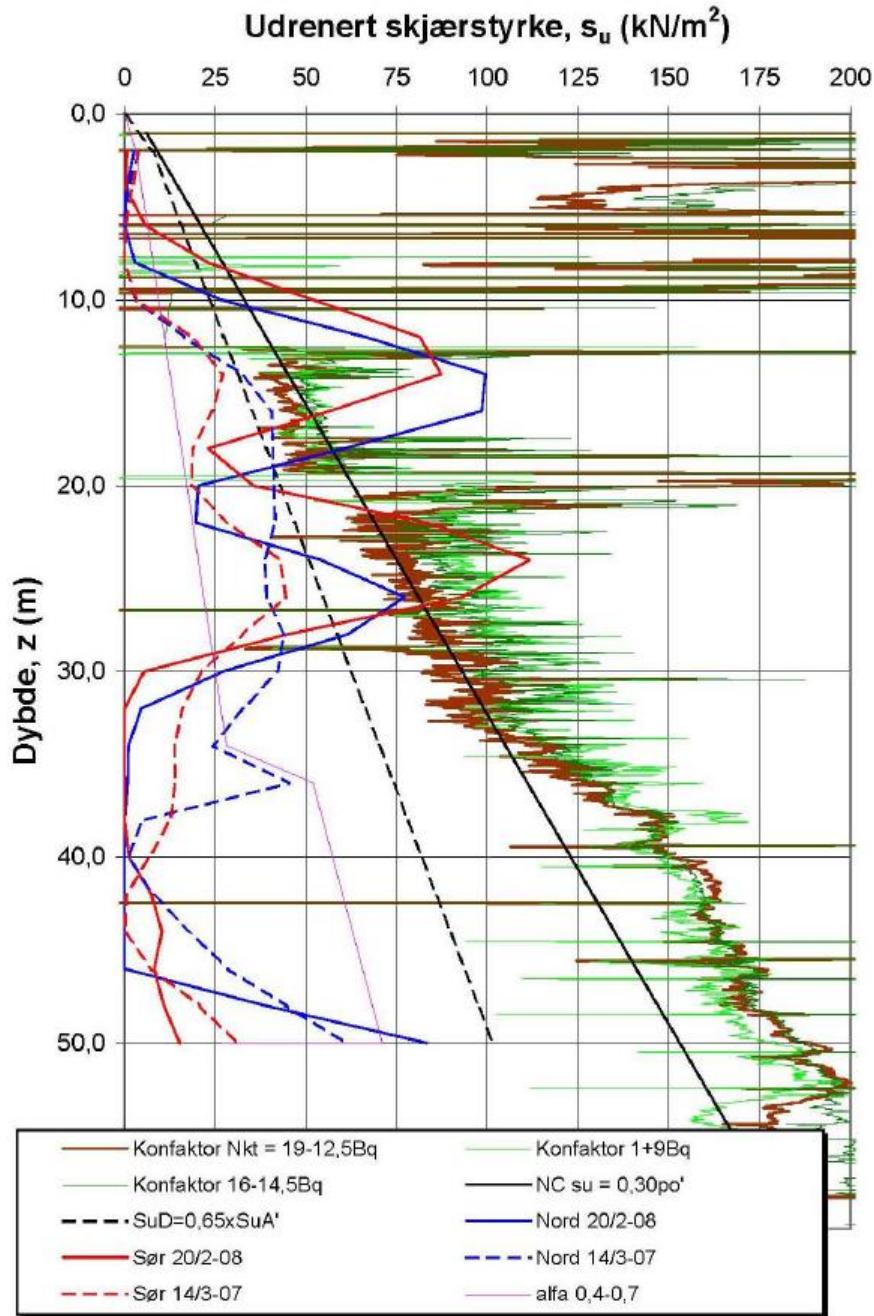
S_{ud} - Direkte uomrørt skjærstyrke ved pelespiss

A_b - Areal ved pelespiss

N_c - Bæreevnefaktor, anbefalt verdi lik 9 (Den Norske Pelekomité, 2012)

Arealet ved pelespissen for den åpne pelen er avhengig av om pelen er plagget ved pelespissen (jf. 3.3.2 *Plugging av åpne tverrsnitt*). En plugg vil føre til økt areal for spissen og dermed økt kapasitet, videre vil en plugg bidra med treghetskrefter under ramming. Det er begrenset informasjon om hvorvidt de åpne pelene er plagget. Det antas derfor at et øvre estimat for spissbæreevnen, kan finnes ved å anta et fullstendig plagget tverrsnitt.

Utgangspunktet for utregning av skaftefriksjon er udrenert skjærstyrke plottet mot dybden, vist i Figur 70. Fordelingen er hentet fra Multiconsult AS sitt notat *Notat RIG 01*. Notatet ligger vedlagt i *Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat*.



Figur 70 – Udrenert skjærstyrke med dybden, hentet fra notat fra Multiconsult AS.

Løsmassene er beskrevet i Multiconsults notat som fyllmasser over silt og leire. Basert på dette og skjærkraftfordelingen i Figur 70, er det antatt grove løsmasser fra 0 til 12m, og fra 18- 22 m. For øvrige lag er det antatt at friksjonen langs pelen kan utregnes henhold til Peleveiledningen 2012 sine retningslinjer for leire. I Peleveiledningen 2012 uttrykkes skjærfriksjonen for et leiresjikt ved:

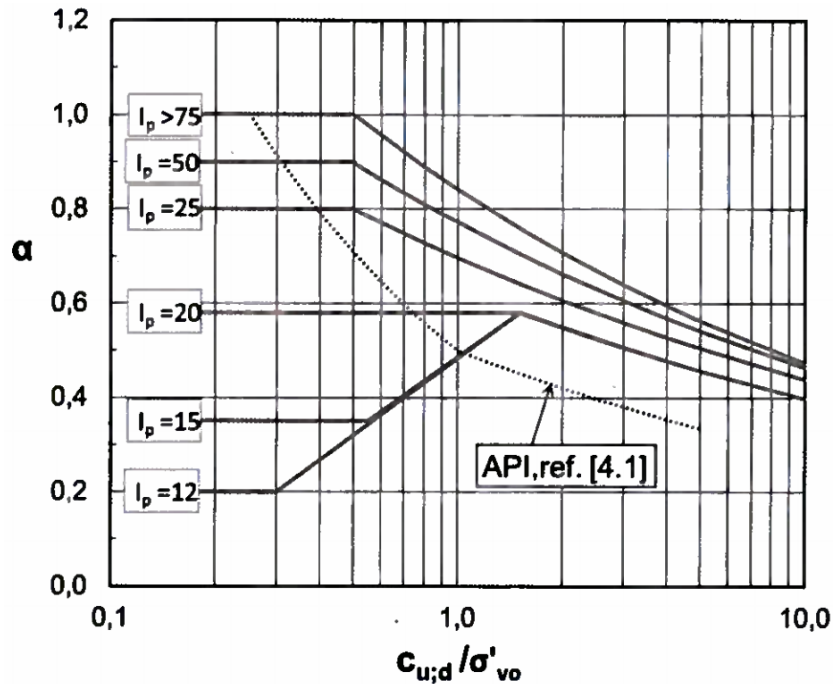
$$\tau_s = \alpha S_{ud}$$

4.3

Der

S_{ud} - Direkte uomrørt skjærstyrke

α - Sidefriksjonsfaktor, gitt av Figur 71



Figur 71 – Normalisert sidefriksjon gitt av α -verdi, bestemt av forholdet mellom uomrørt skjærstyrke og vertikalt overlagingstrykk. Kopiert fra Figur 4.8 i Peleveiledningen 2012.

4.5.1.2 Fremgangsmåte i GRLWEAP

Fremgangsmåten vil tilsvare iterasjonsprosessene ved tolkning av PDA-målinger i CAPWAP, beskrevet i kapittel 3.2.4 Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP). Likevel er det flere vesentlige forskjeller mellom å utføre denne analysen i CAPWAP og GRLWEAP (Pile Dynamics Inc., 2010):

Ulike grensebetingelser

Grensebetingelsene for peletoppen i GRLWEAP bestemmes av en modellert hammer, slagpute og -hette, der CAPWAP modellerer den ved bruk av PDA-målinger.

Automatisert iterasjonsprosess

Iterasjonsprosessen i GRLWEAP krever manuelle endringer av parametere for hver analyse, der iterasjonsprosessene i CAPWAP i stor grad er automatisert. Dette gjør så jordprofiler generert i CAPWAP vil kunne være langt mer detaljerte f.eks. ved bruk av finere inndeling av jordprofilet.

Færre parametervalg

Benyttet GRLWEAP versjon tilbyr færre muligheter til endring av parametere som f.eks. avlastningsstivhet og jordmotstandens strekkapasitet.

Det vil være mer hensiktsmessig å utføre analysen i CAPWAP med tanke på tidsbruk og nøyaktighet på løsning. Læringsutbytte vil derimot være større ved den manuelle iterasjonsprosessen, i tillegg er det GRLWEAP som tilbys ved *Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet (NTNU)*. Dette er årsaken til at analysen utføres i GRLWEAP.

Målet med analysen i GRLWEAP er å oppnå et jordmotstandsprofil i samsvar med utførte PDA- målinger. Tidsintervallet det vil fokuseres mest på er fra støtbølgen entrer pelen til hastighet blir oppadrettet. Fra kurver av kraft og hastighet kan tiden for dette avleses når hastighetsgrafen krysser x -aksen. I kraft- og hastighetskravene fra PDA- målingene skjer dette ved ca. 15- 18 ms (jf. *Vedledd B – PDA målinger*). Årsaken til at det er lagt mindre vekt på målingene etter ca. 15- 18 ms, er at når peletoppens hastighet blir oppadrettet vil løsmassene nær peletoppen avlastes. Benyttet versjon av GRLWEAP tilbyr ikke ulik av- og pålastningsstivhet, og derfor vil det i mindre grad kunne forventes at utregnet kraft og hastighetsrespons samstemmer med PDA- målinger (Pile Dynamics Inc., 2010).

Iterasjonsprosessen vil baseres på følgende antagelser:

- Bestemt form på statisk jordmotstand for leira er representativ (jf 4.5.1.1 *Bæreevne for pelespiss og -skaft*).
- Bæreevne ved pelespiss er representativ (jf. 4.5.1.1 *Bæreevne for pelespiss og -skaft*)
- Quake- verdier i henhold til GRLWEAP sine anbefalinger på 2,5 mm for peleskaft og 13,5 mm for pelespiss er representative (Pile Dynamics Inc., 2010)

Følgende parametere vil varieres for å oppnå jordprofilen:

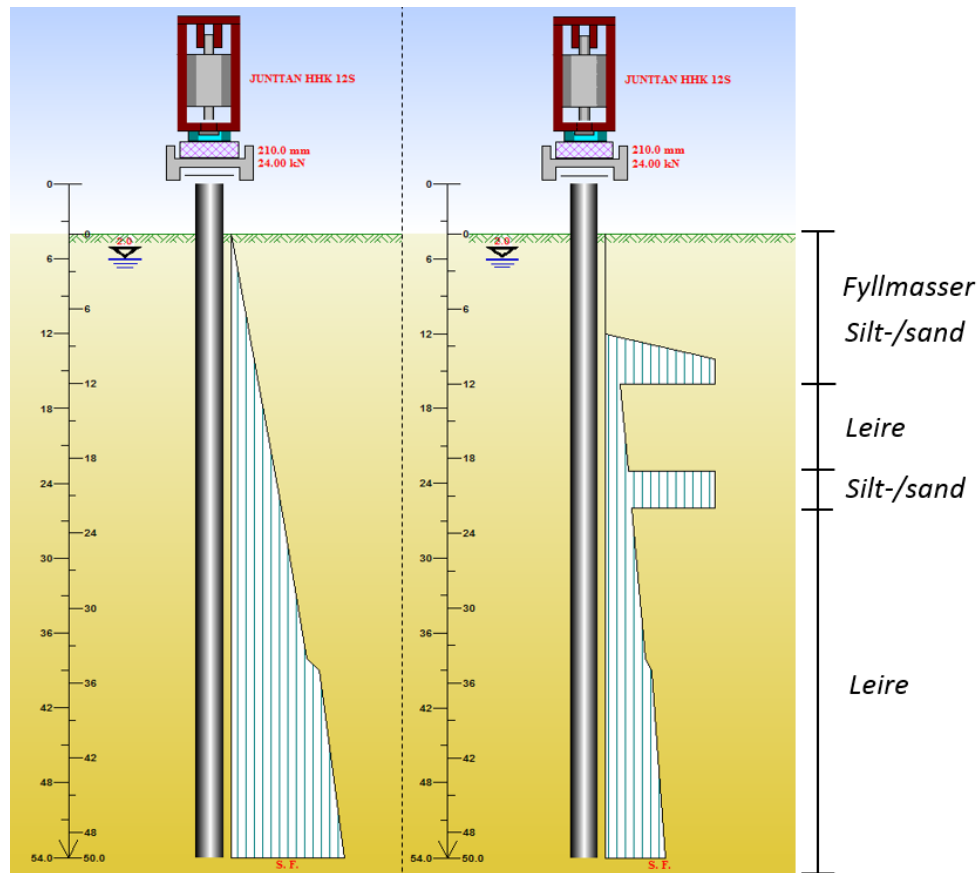
- Relativ fordeling av statisk jordmotstand mellom leire og lagene bestående av grovere løsmasser, antatt som silt- / sand. Størrelsen, dybde og mektighet av lagene er bestemt ut ifra mottatt CPTU-tolking av udrenert skjærstyrke mot dybden, vist i Figur 70.
- Dempningsfaktorer i leire og sandlag for peleskaftet, samt dempningsfaktoren for pelespissen

For de åpne tverrsnittene er også fordelingen mellom peleskaft og –spiss regulert, med en øvre grense for spissbæreevnen jf. 4.5.1.1 *Bæreevne for pelespiss og -skaft*.

Dempningsfaktorene vil i utgangspunktet settes lik anbefalte verdier, og deretter reguleres slik at varig synk og resulterende kraft- og hastighetsgrafer samsvarer med PDA- målinger.

Figur 72 illustrerer fremgangsmåten i GRLWEAP. Der venstre side av figuren illustrerer skjærkraftfordeling i leire utregnet med *Peleveiledningen 2012*. Denne fordelingen er

benyttet som utgangspunkt for beregningene for analysen utført i GRLWEAP. Den høyre fordelingen av figuren viser et eksempel på hvordan fordelingen er endret under iterasjonsprosessen.



Figur 72 - Skisse av utgangsjordprofil og et benyttet jordprofil i GRLWEAP

4.5.1.3 Inputparametere

Den totale maksimale statiske jordmotstanden må angis i *GRLWEAP*, og det skilles mellom bidrag fra peleskaft og –spiss

Statisk jordfriksjon langs peleskaft antas maksimalt mobilisert, eller nær maksimalt mobilisert for alle utførte dynamiske tester, utenom lukket pel testet i 2008. Dette er basert på vurderingen under Hypotese A (jf. 4.4.3 Vurdering).

Statisk jordmotstand ved pelespissen vil for et plugget/ lukket tverrsnitt utgjøre ca. 10 – 15 % av total statisk bæreevne ved bruk av beregningsmetoder fra *Peleveiledningen 2012*. Deler av denne statiske jordmotstanden vil være mobilisert pga. målt synk ved siste slag og residualspenninger i pel og løsmasser fra oppvarmingsslag. Det vil for denne analysen derfor antas at estimert bæreevne *CAPWAP*- tolkning, gjengitt i Tabell 10, er et godt estimat for total statisk jordmotstand for pelene (jf. 4.4.3 Vurdering).

Tabell 10 – Aktivert jordmotstand langs pelespiss og –skaft.

	Lukket stålrørspel		Åpen stålrørspel	
	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008
Dato testet	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008
Maksimal statisk jordmotstand (kN)	3 076	5 581*	5 309	5 255

*Utilstrekkelig målt synk til fullstendig påvisning av bæreevne. Bæreevnen er derfor en nedre verdi (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Rausche, et al., 2008).

Dimensjoner og materialparametere for pelene er hentet fra Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat, og vist i Tabell 11.

Tabell 11 – Dimensjoner og materialparametere for stålrørspelene.

Parameter	Verdi	Benevning
Lengde	54	<i>m</i>
Penetreringslengde	50	<i>m</i>
Tverrsnittsareal	356	<i>cm²</i>
Elastisitetsmodul	206 843	<i>MPa</i>
Tyngdetetthet	77	<i>kN/m³</i>
Omkrets	2,554	<i>m</i>
Diameter	813	<i>mm</i>

Benyttet hammer er pre-programmert fra GRLWEAPs hammer- database, under navnet "Junttan HHK 12S". Hammeren er av merket Junttan og benyttet lodd veier 12 tonn. Dette skal samsvare benyttet lodd under den dynamiske testingen. Fallhøydene benyttet i 2007 og 2008 er henholdsvis 1,3 m og 1,5 m, dette er basert på opplysninger i Vedlegg E – Mottatte rapporter og notat.

For modellering av slagpute og –hette er det benyttet verdier gjengitt i Tabell 12. Slagputas egenskaper bestemmes slik at hammerens oppførsel i GRLWEAP genererer en kraft i nedadgående bølge i samsvar med kraft i nedadgående bølge fra PDA- målingene utregnes ved (jf. 3.1.2.4 Kraft og partikkelhastighet i nedad- og oppadgående bølger):

$$F \downarrow (x, t) = \frac{1}{2} [F(x, t) + Zv(x, t)] \quad 4.4$$

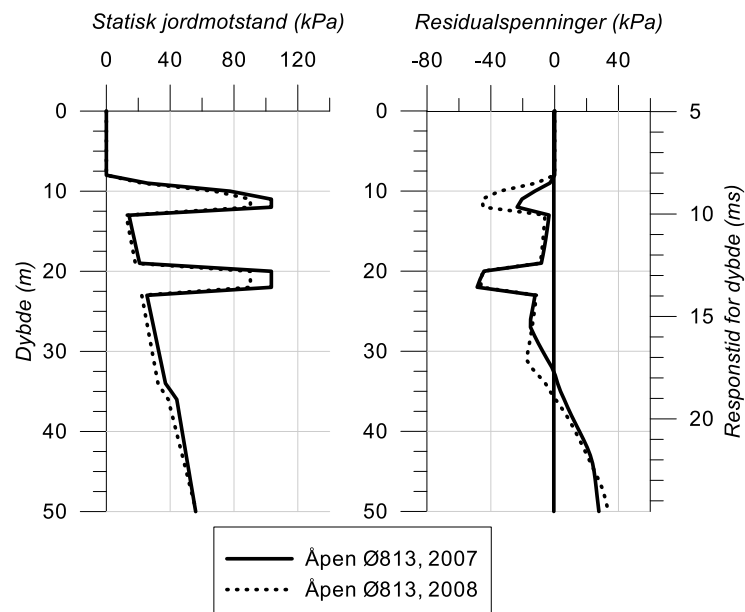
Tabell 12 – Inputparametere for modellering av slagpute og –hette for Junttan HHK 12S – hammer i GRLWEAP.

	Verdi	Benevning
Areal	2 500	mm
Tykkelse	210	mm
Restitusjonskoeffisient	0,9	-
Stivhet	-	kN/mm
Vekt (1,3 m fallhøyde)	24*	kN
Vekt (1,5 m fallhøyde)	27*	kN

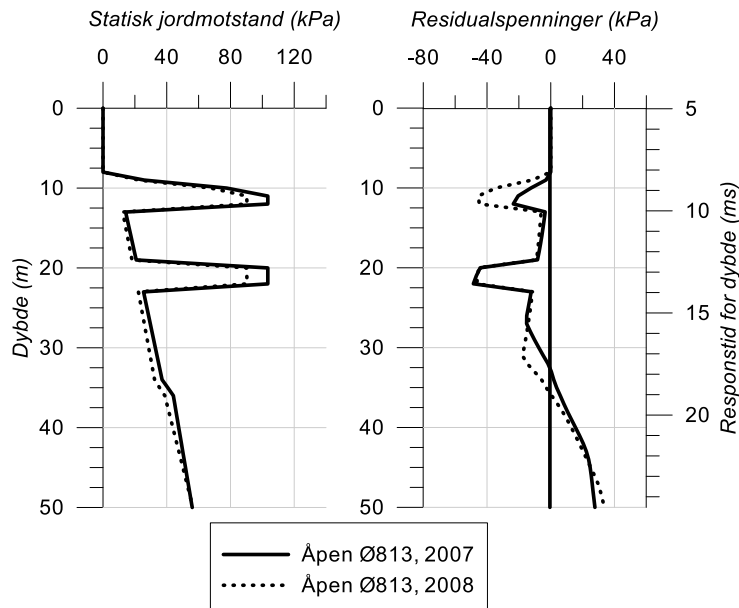
*Vekten er regulert slik at modellert hammer og målte kraft og hastighetsverdier samsvarer.

4.5.2 Resultat

Hensikten med analysen utført i GRLWEAP er å skille effektene av statisk jordmotstand og residualspenninger. Fordelingene av statisk jordmotstandsprofil funnet fra analysen, samt residualspenninger i løsmasser er presentert i Figur 73 og Figur 74. Negative residualspenninger indikerer påhengskrefter på pelen.



Figur 73 – Fordeling av statisk jordmotstand, samt fordeling av residualspenninger i løsmassene for åpen stålrørspel testet i 2007 og 2008.



Figur 74 - Fordeling av statisk jordmotstand, samt fordeling av residualspenninger i løsmassene for lukket stålrørspel testet i 2007 og 2008.

Andre parameterne benyttet under analysene for å oppnå resultatene er vist i Tabell 13.

Tabell 13 – Inputdata, samt varig synk for åpen og lukket stålrørspel testet i 2007 og 2008.

	Lukket stålrørspel		Åpen stålrørspel		
	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008	
Dato testet	14.03.2007	20.02.2008	14.03.2007	20.02.2008	
Statisk bæreevne	3 076	5 581	5 309	5 255	kN
Spissbæreevne (Q_b)	840	840	425	840	kN
Residualspenninger på pelespiss	715	815	385	780	kN
Fallhøyde	1,3	1,5	1,3	1,5	m
Virkningsgrad	0,81	0,9	0,85	0,81	-
Dempning leire	0,67	1,00	0,12	0,70	s/m
Dempning silt/sand	0,1	0,35	0,01	0,11	s/m
Dempning pelespiss	1,3	7,00	2,45	3,12	s/m
Beregnet synk	14	2,0	7,9	3,5	mm
Målt synk	14	2,0	8,0	3,5	mm

4.5.3 Validering av resultat

For å undersøke at oppnådde jordprofil samsvarer med PDA- målingene, er en validering utført. Valideringen består av en sammenligning av kraft i oppad- og nedadgående bølge for analysen utført i GRLWEAP, og den respektive PDA-målingen.

Kraften i oppadgående bølge er benyttet til å vurdere hvorvidt total jordmotstand gir rett respons i form av trykkbølger, og kraften i nedadgående bølge for å vurdere hvorvidt den

modellerte hammeren i GRWLEAP har oppførsel i samsvar med PDA- målinger. Valideringen er gitt i *Vedlegg C – Validering av resultat Hypotese B*, og er oppsummert under 4.5.4 *Vurdering*.

Kreftene i bølgene er utregnet ved (jf. 3.1.2.4 *Kraft og partikkelhastighet i nedad- og oppadgående bølger*):

$$F \downarrow (x, t) = \frac{1}{2} [F(x, t) + Zv(x, t)] \quad 4.5$$

$$F \uparrow (x, t) = \frac{1}{2} [F(x, t) - Zv(x, t)] \quad 4.6$$

4.5.4 Vurdering

Hypotese B bygger på en iterativ prosess utført ved GRLWEAP, der inputparametere i form av statisk jordmotstand og dempningsfaktorer for ulike lag reguleres inntil et jordmotstandsprofil med samme respons som PDA- målingene er oppnådd. Dette kan oppnås med flere sett av parametere, og det eksisterer flere løsninger for å oppnå ønsket resultat. For jordprofilene presentert her overskrider benyttet dempningsfaktor for pelespissen anbefalte verdier fra *GRLWEAP Procedure and Models* (Pile Dynamics Inc., 2010). Det er forventet at dempningsfaktoren kan øke noe med tiden, men det er trolig ikke i denne størrelsesorden (Garland E. Likins, et al., 1996). Dempningsfaktoren er valgt høy som følge av at det ikke var ønskelig å overstige teoretisk statisk bæreevne ved pelespissen utregnet iht. *Peleveiledningen 2012*. Likevel måtte total jordmotstand tilpasses slik at spissresponsen ved $2L/c$ var i overenstemmelse med PDA- målingene, og dempningsfaktoren ble derfor økt. Den er også en årsak av at dempningsfaktoren for peleskaft og –spiss er justert slik at beregnet synk samsvarer med målt synk.

Valideringene av jordprofilene funnet ved GRLWEAP viser at i tidsintervallet fra 0 til 15-17 ms (tilsvarer dyp fra 0 m til 28 - 33 m) samsvarer samtlige jordprofil med PDA-målingene, med unntak av den åpne pelen i 2008. For dette profilet viste det seg å være svært vanskelig å oppnå tilfredsstillende resultater, så lenge friksjonen i leira skulle være økende med dybden.

Videre er det gjennomgående for analysen i *GRLWEAP* at responsen etter ca. 15 - 17 ms (dybder nedenfor 28 – 33 m) ikke samsvarer i like stor grad med PDA- målingene, men ga liknende tendenser. Dette vil kunne være en følge av at peletoppen da er på vei opp, og jordmotstanden nær peletoppen avlastes. Avlastningen fører til at flere faktorer er nødvendig for å beskrive pelens oppførsel i disse punktene korrekt. Noen av disse faktorer er avlastningsstivhet og maksimal negativ jordmotstand, og kan ikke reguleres i benyttet versjon av *GRLWEAP*. Derav blir responsen i tidsintervallet påvirket av avlastning, noe avvikende fra PDA- målingene.

Analysen indikerer at det vil kunne oppstå betydelige residualspenninger i peler av denne lengden rammet i jordprofil med høy jordmotstand i øvre del. Residualspenninger vil

dermed kunne forklare deler av skjærkraft fordelinga. Imidlertid viser det seg at det trengs betydelig statisk jordmotstand i dybder fra ca. 8 til 25 m, og liten motstand fra dybder på ca. 30 – 45 m for å oppnå samsvar mellom teoretiske og målte kurver selv ved residualspenningsanalyse.

Resultatene viste at de to lagende i dybde ca. 8 til 12 m og ca. 18-22 endte opp med stor og konsentrert jordmotstand. Dette er et resultat av at laginndelingen i *GRLWEAP* er meget grov. Et mer realistisk jordmotstandsprofil ville være å jevne jordmotstanden noe ut i øvre del av pelen. Det kan derfor argumenteres for at jordprofilene oppnådd i *GRLWAP* indikerer samme tendenser som CAPWAPs jordmotstandsfordeling, vist i Figur 66 og Figur 67 for samtlige PDA-målinger. Der jordmotstanden er høy fra ca. 8 - 25 meter og relativt liten i dybder fra 30- 45 m før det er en høy spissmotstand.

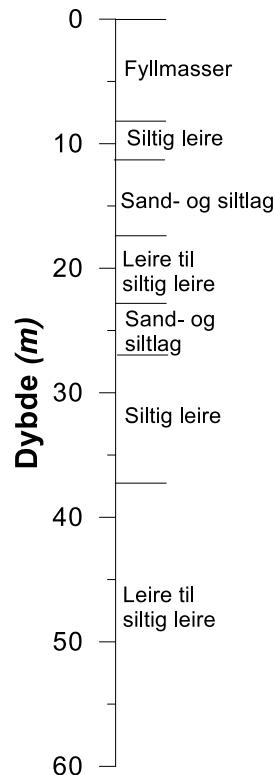
4.6 HYPOTESE C: ENDREDE AV MATERIALEGENSKAPER V/ RAMMING

Vurderingen av Hypotese B indikerer at pelene har stor statisk jordmotstand i dybder mellom 10 – 25 m, og lav statisk jordmotstand i dyp fra 30 -45 m dyp. Det er derfor valgt å undersøke oppførselen av løsmassene under ramming og hvordan ulike tidseffekter kan ha påvirket jordmotstanden. På bakgrunn av funnene tar hypotesen utgangspunkt i etterspurte data fra CPTU- sonderingene og tolkning av disse i klassifiseringsdiagram.

Tolkningen av CPTU- sonderingene er utført ved bruk av klassifiseringsdiagrammene gitt i *Vedlegg H - Klassifiseringsdiagram*.

4.6.1 Resultat

Resultatene av klassifiseringen er gitt i *Vedlegg I – Klassifiseringsdiagram med CPTU - resultat*. Resultatet basert på begge CPTU- sonderingene, er vist i Figur 75. Resultatet for hver enkelt CPTU er presentert sammen med CPTU- dataene gitt i *Vedlegg J – CPTU-sonderinger*. Sonderingene mangler data for høydene 9 – 13 m fra sonderingen den 28.11.2006, og 19 – 33 m fra sonderingen den 29.11.2006.



Figur 75 – Klassifisering av løsmasser med dybden.

4.6.2 Vurdering

Klassifiseringen utført med klassifiseringsdiagrammene, samsvarer med informasjon mottatt fra Multiconsult AS. CPTU- sonderingene indikerer at løsmassene består av siltig leire og leirig silt med lagdeling av silt og sand, over leire ned til store dybder. Klassifiseringsplottene viste i tillegg at leira fra ca. 33 meter har en økt sensitivitet. Sigbjørn Rønning i Multiconsult har bekreftet at omrørt skjærstyrke i leire fra ca. 30 meters dybde er liten. Forsøk utført på sylindrerprøver viste en omrørt skjærstyrke på 5-6 kPa (Rønning, 2014). Løsmassene klassifiseres da som meget sensitive $S_i > 30$ (Aabøe, et al., 2010).

En lukket Ø800 stålrørspel i normalkonsolidert leire vil være omtrent 50 % rekonsolidert etter tre til fire måneder (Karlsruud, 2012). For den lukkede pelen testet første gang etter ca. 2 måneder er det derfor sannsynlig at leira dypere enn ca. 33 m er mindre enn 50 % rekonsolidert. Dette kan forklare den lave skjærstyrken i nedre del av den lukkede pelen testet i 2007. Lagdeling med grovkornede løsmasser i de øvre 30 m vil medføre at rekonsolideringstiden i øvre del kunne ha vært lavere enn i den relativt homogene leira dypere i jordprofilet.

Da den lukkede pelen ble testet igjen 13 måneder etter installasjon, var trolig mellom 50% til 90% av rekonsolideringen i nedre leirelag fullført (Karlsruud, 2012). Den ufullstendige rekonsolideringen vil ha kunnet redusere styrken av leirelaget under testing. Det er uvisst om reduksjonen alene kan forklare den relativt lave skjærstyrken i nedre del av jordmotstandsfordelingen (jf. Figur 67).

For åpne Ø813 stålørspeler i leire angir *Peleveiledningen 2012* at ca. 90 % av rekonsolideringen vil være fullført etter 2,1 måneder (Karlsrud, 2012). Ut ifra dette vil den åpne pelen testet både i 2007 og 2008 være nær fullstendig rekonsolidert for både øvre og nedre del under testing. Det er da lite sannsynlig ufullstendig rekonsolidering etter installasjon av pelen fører til den lave statiske jordmotstanden i nedre del av pelen.

I jordprofilen klassifiseres leira på dyp lenger ned enn 30 m som meget sensitive. Utførte studier viser at få slag reduserer den statiske jordmotstanden mye i slike løsmasser (Gerland E. Likins & Rausche, 2008; Garland E. Likins, et al., 1996). Dette betyr at oppvarmingsslagene kan ha medført en svært redusert skjærstyrke for de meget sensitive massene i nedre del av profilen.

De øvre delene av profilen består av mer grovkornete løsmasser beskrevet som silt og sand. De vil med stor sannsynlighet bidra til at pelen er ferdig rekonsolidert for alle tester både for lukket og åpen pel (Long, et al., 2007). Selv om løsmassene er rekonsoliderte viser de en relativt høy styrke i forhold til det som er beregnet med *Peleveiledningen 2012* både for leire og sand. Dette er spesielt gjeldende for tester utført 13 måneder etter endt ramming (jf. Figur 66 og Figur 67). Resultater fra CPTU-sonderingen indikerer at det er en sammenheng mellom lag med stor jordmotstand, og lag bestående av mye silt og sand. Slike løsmasser kan dilatere under ramming, og føre til høy jordmotstand (Aabøe, et al., 2010; Den Norske Pelekomité, 2012; Long, et al., 2007; Semple & Gemeinhardt, 1981). Det er imidlertid ikke noen klar indikasjon på at løsmassene er dilaterende basert på CPTU-sonderingene. Det er derfor vanskelig å antyde om dilatant oppførsel kan være grunnen til høy jordmotstand i dybder mellom 8 og 25 m. Det bør presiseres at en eventuell dilatant oppførsel er en korttidseffekt, og ikke er egnet for å benyttes til dimensjonering (Den Norske Pelekomité, 2012).

En annen forklaring for økningen av estimert bæreevne i det øvre laget for pelene fra 2007 til 2008, er *aldringseffekter* (jf. 3.3.4.2 *Aldringseffekter*). *Wensaas Lied m.fl. (2014)* viste at skaftefriksjonen i sand i snitt øker med 100 % fra 1 måned til 12 måneder etter endt ramming. Er sandinnholdet tilstrekkelig i lagene fra 8 - 25 m, vil dette da kunne forklare økningen (Wensaas Lied, et al., 2014).

4.7 SAMMENDRAG OG KONKLUSJON FOR CASE- STUDIET

Hensikten med case- studiet har vært å undersøke hvorvidt alternative årsaker kan forklare årsaken til at jordmotstanden ikke er økende med dybden, slik en skulle forvente.

Hypotese A bygget på en begrunnelse om utilstrekkelig rammeenergi. Hypotesen ble testet ved å benytte målt synk ved peletopp, som et mål på synk ved pelespiss. De målte synkverdiene er tilstrekkelig til at jordmotstanden langs peleskaftet bør være nær fullstendig utnyttet for alle PDA- målingene, med unntak av lukket stålørspel testet i 2008. Basert på dette konkluderes det med at rammeenergien var tilstrekkelig til å mobilisere nær maksimal skaftefriksjon under de dynamiske testene, med unntak av den lukkede pelen i 2008.

Med Hypotese B var hensikten å undersøke om residualspenninger i løsmasser og pel kunne være årsaken til den uforventede fordelingen av jordmotstand gitt av CAPWAP- tolkningen (jf. Figur 66 og Figur 67). GRLWEAP ble benyttet til å generere jordprofil for hver av PDA- målingene, der residualspenninger og jordmotstand kunne skiller. Det ble her erfart at det var vanskelig å oppnå respons i samsvar med PDA- målinger for de tidene der løsmassene i øvre del av profilet ble avlastet. Dette som følge av at avlastningsstivhet og jordmotstandens strekkapasitet hadde stor betydning for løsningen, og ikke kunne reguleres i GRLWEAP. Med unntak av generert jordprofil for PDA- målinger utført på åpen pel i 2008, samsvarte jordprofilene godt for tider frem til avlastning. Videre ga de liknende tendenser for øvrig tidsintervall. Analysen viste at residualspenninger kunne forklare deler av den høye kapasiteten nær peletoppen, og deler av den lave kapasiteten ved pelespissen. Imidlertid viste jordprofilene at det er nødvendig med betydelig statisk jordmotstand fra 10 – 25 m og liten statisk jordmotstand fra 30 – 45 m for å oppnå samsvar mellom teoretiske og målte kurver, selv ved residualspenningsanalyse. Dette bekrefter dermed den uventede fordelingen av jordmotstand utført med CAPWAP- tolkningen (jf. Figur 66 og Figur 67).

Hypotese C tok utgangspunkt i tolkning og klassifisering av løsmassene ved bruk av to CPTU- sonderinger. Fra dette ble det funnet at den høye permeabiliteten i sand og siltlagene i øvre deler av pelen, vil ha påvirket rekonsolideringstiden. Det forventes at øvre del av pelen (8-25 m), er fullstendig rekonsolidert ved testing. Likevel er jordmotstanden langt høyere enn forventet sammenlignet med skaftefriksjonsberegninger utført iht. *Peleveiledningen 2012* (jf. Figur 66 og Figur 67). For å forklare økningen i jordmotstand fra testene utført i 2007 og 2008, er både dilatans og aldringseffekter presentert. Det er imidlertid vanskelig å avgjøre mest trolig årsak basert på mottatte data for dette case-studiet. Den lave friksjonen i de nedre deler av pelene (ca. 33 m- 50m) kan ikke forklares med ufullstendig rekonsolidering, som følge av at både lukkede og åpne pel testet i 2008 sannsynligvis er fullstendig konsolidert. Begrunnelsen for noe av den lave friksjonen blir da at de meget sensitive massene i nedre del av profilet omrøres under oppvarmingsslagene for hammeren, og dermed vil ha lite jordmotstand når den dynamiske testingen utføres.

Konklusjonen ved case- studiet blir at flere årsaker kan ha bidratt til den uforventede fordelingen av jordmotstand gitt av CAPWAP. Den høye kapasiteten nær peletoppen forklares med at lagene med høyere andel sand og silt gir en vesentlig større jordmotstand enn beregnet. Hvorvidt dette skyldes aldringseffekter eller dilatans er derimot mer uvisst. Videre konkluderes det med at de fem til ti oppvarmingsslagene utført i forkant av testingen på den åpne pelen testet i 2007 og 2008 og den lukkede pelen testet i 2007, kan ha ført til omrøring av de meget sensitive massene i nedre del av pelene. Lav statisk jordmotstand i den omrørte leira i nedre del, i kombinasjon med residualspenninger innført under oppvarming av lodd, vil kunne forklare at deler av leirelaget har en svært lav beregnet jordmotstand. For den lukkede pelen testet i 2008 vil lite rammeenergi også kunne forklare deler av den lave responsen for pelens nedre del.

Det er ikke nådd en konklusjon om hvorvidt det er residualspenninger innført under oppvarmingsslagene, eller forandring i materialegenskaper alene som er mest trolig årsak til fordelingen av skaftefriksjon.

5 KONKLUSJON OG VIDERE ARBEID

In- situ testing av statisk bæreevne vil uavhengig av testmetode, kun gjenspeile bæreevnen i tidspunktet pelen testes. Tidseffekter fører til at bæreevnen forandres med tiden, og dermed er tidspunktet for testing vesentlig for estimert bæreevne. For benyttelse av dynamisk testing er programvaren *CAPWAP* kritisert og verifisert. Det konkluderes med at kyndig personell og grundig evaluering av resultat vil føre til at programvaren i stor grad gir en estimert bæreevne i samsvar med statiske prøvebelastningsforsøk utført for tilsvarende tidspunkt. Dynamisk testing skiller seg fra langtids statisk belastning og statisk prøvebelastning, ved at testingen kan føre til endrede materialeegenskaper for løsmassene som følge av ramming under testingen. Dette er spesielt gjeldene i Norge ved at det finnes store forekomster av sensitiv leire, og dilaterende silt. Dette vil kunne føre til over- og underestimering av bæreevne. For å minimere denne feilkilden vil det være hensiktsmessig å utføre målinger på et tidlig slag, etter løsmassene har fått tid til å rekonsolidere etter installasjon.

5.1 VIDERE ARBEID

Videre arbeid vil være å undersøke hvordan andre aspekter enn de valgt for denne oppgaven vil kunne påvirke dynamisk testing. Det kan for eksempel fokuseres mer på sensitiv og dilatant oppførsel påvirker estimeringer på norsk sokkel. Det vil også kunne være mulig å undersøke om det er fordelaktig å utvikle analysen til å innebære tredimensjonale effekter, fremfor endimensjonal analyse, slik den er i dag.

6 KILDELISTE

- Aabøe, R., Frydenlund, T. E., Oset, F. & Vaslestad, J. (2010). *Geoteknikk i vegbygging - Håndbok 016* (6. utgave utg.). Oslo: Statens vegvesen.
- Alm, T. & Hamre, L. (2001). *Soil model for pile driveability based on CPT interpretations*. Paper presented at the International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Alvarez, C., Zuckerman, B. & Lemke, J. Dynamic Pile Analysis Using CAPWAP and Multiple Sensors *GeoCongress 2006* (s. 1-5). (Lokalisert på <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40803%28187%29173>).
- American Petroleum Institute. (2011). *Geotechnical and Foundation Design Considerations, ANSI/API recommended practice 2GEO ISO 19901-4:2003 (Modified), Petroleum and Natural gas industries - Specific requirements for offshore structures, Part 4 - Geotechnical and foundation design considerations*. Washington: American Petroleum Institute.
- Andenæs, A. (2014). Internettkonferanse med Andreas Andenæs (Multiconsult AS) den 06.03.2014.
- Aunaas, K., Bratberg, B., Fredriken, F. & Skilbrei, R. (2009). Ståldimensjonering av geotekniske konstruksjoner 26. mars 2009, *Teknologirapport nr. 2557*: Statens Vegvesen.
- Banut. (2014). *BANUT Fixed Leader Masts*. Lokalisert 07.06. 2014, på <http://www.banut.com/banut-fixed-leader-masts.html>
- Bekefi, G. (1977). *Electromagnetic vibrations, waves, and radiation*: Mit Press.
- Bernardes, G. d. P. (1989). *Dynamic and static testing of large model piles in sand* (Vol. 1989:60). Trondheim: NTH.
- Briaud, J.-L., Ballouz, M. & Nasr, G. (2000). Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 126(7), 640-649.
- Bullock, P. J. (2008). The easy button for driven pile setup: dynamic testing. *From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, 471-488.
- Chow, F., Jardine, R., Brucy, F. & Nauroy, J. (1998). Effects of Time on Capacity of Pile Piles in dense Marine Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124.
- Den Norske Pelekomité. (2012). *Peleveiledningen 2012*. [Oslo]: Norsk geoteknisk forening.
- Dijkstra, J. & Broere, W. (2009). *Experimental investigation into plugging of open ended piles*. Paper presented at the ASME 2009 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering.
- Eiksund, G. R. (1994). *Dynamic Testing of Piles*: Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim.
- Eiksund, G. R. (2014). Samtale med Gudmund Reidar Eiksund (veileder).
- Fellenius, B. H. (1988). *Variation of CAPWAP results as a function of the operator*. Paper presented at the Proc. 3rd Int. Conf. on Application of Stress-Wave Theory to Piles.
- Garland E. Likins & Frank Rausche. Case Method.
- Heerema, E. P. (1978). *Predicting pile driveability: Heather as an illustration of the "friction fatigue" theory*. Paper presented at the SPE European Petroleum Conference.
- Henke, S. & Grabe, J. r. (2009). *Numerical Simulations Concerning the Tendency of Soil Plugging in Open-Ended Steel-Piles*. Paper presented at the ASME 2009 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering.
- Hooke, R. (1678). *Lectures de Potentia Restitutiva, Or of Spring Explaining the Power of Springing Bodies*: John Martyn.

- Karlsruud, K. (2012). *Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results* (Vol. 2012:97). Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Likins, G. E. & Rausche, F. (2004). *Correlation of CAPWAP with static load tests*. Paper presented at the Proceedings of the Seventh International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles.
- Likins, G. E. & Rausche, F. (2008). *What constitutes a good PDA test?* Paper presented at the Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles.
- Likins, G. E., Rausche, F. & Goble, G. G. (2000). *High strain dynamic pile testing, equipment and practice*. Paper presented at the Proceedings of the Sixth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles.
- Likins, G. E., Rausche, F., Thendean, G. & Svinikin, M. (1996). *CAPWAP correlation studies*. Paper presented at the STRESSWAY'96 Conference, Orlando, FL.
- Litkouthi, S. & Poskitt, T. (1980). Damping constants for pile driveability calculations. *Geotechnique*, 30(1), 77-86.
- Long, J. H., Kerrigan, J. A. & Wysockey, M. H. (2007). Measured Time Effects for Axial Capacity of Driven Piling. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*(Volume 1663 / 1999 Pile Setup, Pile Load Tests, and Sheet Piles), 8-15. doi: 10.3141/1663-02
- Lunne, T., Robertson, P. & Powell, J. (1997). Cone penetration testing. *Geotechnical Practice*.
- Pile Dynamics Inc. (2006). CAPWAP - CAsE Pile Wave Analysis Program, Background Report.
- Pile Dynamics Inc. (2010). GRLWEAP Procedures and Models.
- Pile Dynamics Inc. (2013). *Pile Driving Analyzer, System for dynamic load testing and pile driving monitoring*. Cleveland, USA: Pile Dynamics Inc.,.
- Pile Dynamics Inc. (2014). *Pile Driving Analyzer (PDA)*. Lokalisert 07.06. 2014, på <http://www.pile.com/pdi/products/pda/>
- Randolph, M. F., Leong, E. C. & Houlsby, G. T. (1991). One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles. *Geotechnique*, 41(4), 587-598.
- Randolph, M. F. & Wroth, C. (1979). An analytical solution for the consolidation around a driven pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3(3), 217-229.
- Rausche, F., Goble, G. G. & Likins, G. (1992). *Investigation of dynamic soil resistance on piles using GRLWEAP*. Paper presented at the Proceedings of the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles.
- Rausche, F., Goble, G. G. & Likins, G. E. (1985). Dynamic determination of pile capacity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3), 367-383.
- Rausche, F., Likins, G. E., Liang, L. & Hussein, M. (2010). *Static and dynamic models for CAPWAP signal matching*. Paper presented at the Art of Foundation Engineering Practice.
- Rausche, F., Nagy, M. & Likins, G. E. (2008). *Mastering the art of pile testing*. Paper presented at the Proceedings of 8th international conference on the application of stress wave theory to piles. Lisbon, Portugal.
- Ruukki. (2012). *Driven RR Large Diameter Pile*. Lokalisert 2014, på <http://www.ruukki.com/Products-and-solutions/Infrastructure-solutions/Steel-piles/Driven-RR-large-diameter-pile>
- Rønning, S. (2014). Telefonsamtale med Sigbjørn Rønning den 29. April.
- Sahajda, K. (2011). Calculation of Piles Based on CPT Results in Poland. *studies geotechnica et mechanica*, 33(2).
- Salgado, R. (2013). Instrumentation and Axial Load Testing of Displacement Piles. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*.

-
- Schneider, J. A. & Harmon, I. A. (2010). Analyzing Drivability of Open Ended Piles in Very Dense Sands. *DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute*, 4(1), 32-44.
- Semple, R. M. & Gemeinhardt, J. P. (1981). *Stress history approach to analysis of soil resistance to pile driving*. Paper presented at the Offshore Technology Conference.
- Skotheim, A. Å. (2014). *Pelefundamentering - Dimensjoneringsmetoder og utførelse belyst med praktiske eksempler (rambarhetsanalyser)*. Tønsberg: Norsk Geoteknisk Forening.
- Smith, E. A. L. (1962). Pile-Driving Analysis by the Wave Equation. *American Society of Civil Engineers*, 127(No. 3306).
- Stevens, R. (2013). *A Comparison of Dynamic and Static Pile Test Results*. Paper presented at the Offshore Technology Conference.
- Stevens, R. S., Wiltsie, E. A. & Turton, T. H. (1982). *Evaluating Drivability for Hard Clay Very Dense Sand and Rock*. Paper presented at the Offshore Technology Conference.
- Toolan, F. E. & DA, F. (1977). *Geotechnical Planning of Piled Foundations for Offshore Platforms*. Paper presented at the ICE Proceedings.
- Vegvesen, S. (2009). *E6 - Stjørdal, Pirbrua klaffebbru Trondheim*. Trondheim: Statens Vegvesen.
- Wensaas Lied, E. K., Nowacki, F., Simonsen, A. S., Karlsrud, K. & Jensen, T. G. (2014). *Significant Ageing Effects for Axially Loaded Piles in Sand and Clay Verified by New Field Load Tests*. Paper presented at the Offshore Technology Conference.

7 LISTE OVER SYMBOLER OG FORKORTELSER

Latinske bokstaver og symboler

Symbol	Parameter	Benevning
a	Attraksjon	kPa
A	Tverrsnittsareal	m^2
A_b	Areal av pelespiss	m^2
A_s	Areal av peleskaft	m^2
c	Bølgeforplantningshastighet	m/s
$c_{h,re}$	Horisontal konsolideringskoeffisient	m^2/s
dx	Lengde av infinitesimalt element	m
D	Pelediameter	m
D_{in}	Innvendig pelediameter	m
E	Elastisitetsmodul	kPa
f	Vilkårlig funksjon for nedadgående bølge	-
f	Skaftfriksjon under ramming	-
f_{in}	Innvendig skaftfriksjon under ramming	kPa
f_{out}	Utvendig skaftfriksjon under ramming	kPa
f_{tot}	Total skaftfriksjon under ramming	kPa
f_s	Friksjon mot CPTU-sonden	kPa
F	Kraft	kN
F_b	Kraft i pelen ved pelespiss	kN
F_c	Kraft i bølge som fortsetter etter impedansforandring	kN
F_h	Kraft nederst i loddet	kN
F_i	Kraft i støtbølge	kN
F_{in}	Kraft i innkommen bølge	kN
F_{max}	Maksimal målt kraft	kN
F_r	Kraft i reflektert bølge	kN
F_p	Kraft på peletoppen	kN
F_{pEL}	Trykkraft i pel	kN
F_t	Kraft ved peltoppen	kN
F_x	Kraft i x-retning	kN
$F \downarrow$	Kraft i nedadgående bølge	kN
$F \uparrow$	Kraft i oppadgående bølge	kN
$F_t^u \uparrow$	Kraft i oppadgående bølge på grunn av oppadgående bølge fra jordmotstand	kN
g	Gap	m
h	Vilkårlig funksjon for oppadgående bølge	-

h	Høyde av plugg	m
h_p	Aktiv plugglengde	m
I_p	Plastisitet	%
j_s	Smith dempningskonstant i CAPWAP	s/m
$j_{s,i}$	Smith dempningskonstant i punkt i (CAPWAP)	s/m
J	Viskøs dempningskonstant	s/m
J_c	Dempningskonstant i <i>Case Method</i>	-
j_{rd}	Geometrisk dempningskonstant	s/m
J_s	Smiths dempningskonstant	s/m
J_T	Dempingsfaktor	$(s/m)^N$
k	Stivhet av slagpute	kN/m
k_b	Pålastningsstivhet ved pelespiss	kN/m
k_{bu}	Avlastningsstivhet ved pelespiss	kN/m
$k_{s,i}$	Pålastningsstivhet i punkt i	kN/m
$k_{su,i}$	Avlastningsstivhet i punkt i	kN/m
L	Pelelengde	m
L_h	Lengden til loddet	m
m	Masse	kg
m_h	Massen til loddet	kg
$M_{b,rd}$	Massepunkt ved pelespiss	kg
$M_{s,rd}$	Massepunkt ved peleskaft	kg
N	HastighetsekspONENT	-
N_c	Bæreevne faktor for spissmotstand	-
p	Penetrert dybde	m
q	Quake	m
q_b	Quake for pelespiss	m
q_{bu}	Avlastnings quake for pelespiss	m
q_i	Quake i punkt i	m
q_T	Korrigert spissmotstand målt ved CPTU	kPa
q_u	Avlastnings quake	m
$q_{u,i}$	Avlastnings quake i punkt i	m
Q	Statisk bæreevne	kN
Q_b	Statisk spissbæreevne	kN
Q_s	Statisk skaftebæreevne	kN
Q_{sref}	Referanse verdi for skaftebæreevne	kN
Q_{sref}	Referanseverdi for skaftebæreevne	kN
r_0	Peleradius	m
R_{brd}	Kraft tap geometrisk dempningskonstant ved pelespiss	kN
R_{dyn}	Dynamisk jordmotstand	kN

$R_{dyn,i}$	Dynamisk jordmotstand i punkt i	kN
R_i	Totaljordmotstand i punkt i	kN
R_L	Nedre grense for kraften ved gjentatt pålastning	kN
$R_{L,i}$	Nedre grense for kraften ved gjentatt pålastning i punkt i	kN
$R_{nu,i}$	Maksimal statisk strekk jordmotstand i punkt i	kN
R_{rd}	Kraft tap geometrisk dempningskonstant	kN
R_{stat}	Statisk jordmotstand	kN
$R_{stat,i}$	Statisk jordmotstand i punkt i	kN
R_{srd}	Kraft tap geometrisk dempningskonstant ved peleskaft	kN
R_u	Maksimal statisk jordmotstand	kN
$R_{u,i}$	Maksimal statisk jordmotstand i punkt i	kN
R_{tot}	Total jordmotstand	kN
$R_{b,tot}$	Total jordmotstand fra spissmotstand	kN
$R_{s,tot}$	Total jordmotstand fra sidefriksjon	kN
s	Synk	m
s_i	Synk i punkt i	m
S	Aksialkraft	kN
S_r	Omrørt skjærstyrke	kPa
S_t	Sensitivitet	-
S_u	Uomrørt skjærstyrke	kPa
S_{uA}	Aktiv uomrørt skjærstyrke	kPa
S_{uD}	Direkte uomrørt skjærstyrke	kPa
S_{uP}	Passiv uomrørt skjærstyrke	kPa
t	Tid	s
t^*	Vilkårlig starttid for et tidsintervall med lengde $2L/c$	s
t_{ref}	Referanse tid	s
t_m	Starttidspunkt for støtbølgen ($0L/c$)	
T	Tidsfaktor	-
u	Forskyvning i x-retning	m
\dot{u}	Hastighet	m/s
\ddot{u}	Akselerasjon i x-retning	m/s^2
$u_{b\ max}$	Maksimal forskyvning for pelespiss	m
u_i	Forskyvning i punkt i	m
u_{max}	Maksimal forskyvning	m
$u_{max,i}$	Maksimal forskyvning i punkt i	m
$u \downarrow$	Forskyvning som følge av nedadgående bølge	m
$u \uparrow$	Forskyvning som følge av oppadgående bølge	m
Δu	Poretrykksforandring	kPa

u_0	Hydrostatisk poretrykk	<i>kPa</i>
u_2	Poretrykk rett bak CPTU spissen	<i>kPa</i>
U	Konsolideringsgrad	%
UN	Estimert avlastet jordmotstand	<i>kN</i>
v	Partikkelhastighet i punkt x ved tiden t	<i>m/s</i>
v_b	Partikkelhastighet ved pelespiss	<i>m/s</i>
v_c	Partikkelhastighet I bølge som fortsetter	<i>m/s</i>
v_b^0	Partikkelhastigheten i pelespissen for en fri pel	<i>m/s</i>
$v_{b,Ri}^d$	Partikkelhastigheten i pelespissen pga. nedadgående bølge fra jordmotstand i	<i>m/s</i>
$v_{b,R}^d$	Partikkelhastigheten i pelespissen på grunn av jordmotstand	<i>m/s</i>
v_H	Partikkelhastighet i loddet	<i>m/s</i>
v_i	Partikkelhastighet i punkt i	<i>m/s</i>
v_{in}	Partikkelhastighet i innkommen bølge	<i>m/s</i>
v_r	Partikkelhastighet i reflektert bølge	<i>m/s</i>
v_{Ri}^u	Partikkelhastigheten i oppadgående bølge fra jordmotstand i	<i>m/s</i>
v_{Ri}^d	Partikkelhastigheten i nedadgående bølge fra jordmotstand i	<i>m/s</i>
v_p	Partikkelhastighet i pelen som følge av støtbølge	<i>m/s</i>
$v_{s,i}$	Partikkelhastighet i punkt i	<i>m/s</i>
v_t	Partikkelhastighet ved peletopp	<i>m/s</i>
v_t^0	Partikkelhastigheten i peletoppen for en fri pel	<i>m/s</i>
$v_{t,Ri}^u$	Partikkelhastigheten ved peletopp pga. oppadgående bølge fra jordmotstand i	<i>m/s</i>
$v_{t,Ri}^d$	Partikkelhastigheten ved peletopp pga. nedadgående bølge fra jordmotstand i	<i>m/s</i>
$v_{t,R}$	Partikkelhastighet ved peletopp på grunn av jordmotstand	<i>m/s</i>
v_0	Fallhastighet på loddet	<i>m/s</i>
$v \downarrow$	Partikkelhastighet i nedadgående bølge	<i>m/s</i>
$v \uparrow$	Partikkelhastighet i oppadgående bølge	<i>m/s</i>
Z	Akustisk impedans	<i>kN s/m</i>
Z_h	Loddets impedans	<i>kN s/m</i>
Z_p	Pelens impedans	<i>kN s/m</i>

Greske bokstaver og symboler

Symbol	Parameter	Benevning
Δ	Forandring	-
γ'	Effektiv tyngdetetthet	kN/m^3
ϵ	Tøyning i punktet x ved tiden t	-
$\epsilon \downarrow$	Tøyning som følge av nedadgående bølge	-
$\epsilon \uparrow$	Tøyning som følge av oppadgående bølge	-
η	Lineær dempningskonstant	$kN s/m$
ϕ	Friksjonsvinkel	°
ρ	Massetetthet	Kg/m^3
σ	Spenning	kPa
σ'_v	Overlagringstrykk	kPa
σ_x	Spenning i x-retning	kPa
τ	Skjærspenninger	kPa
τ_{in}	Innvendig friksjon	kPa
τ_s	Statisk skaftefriksjon	kPa

Forkortelser

Forkortelse	Forklaring	Evt. Benevning
<i>OCR</i>	Overkonsolideringsgrad	-
<i>RSA</i>	Residualspenningsanalyse	-
<i>SRD</i>	Statisk motstand under ramming	kN/m

8 VEDLEGG

VEDLEGG A – OPPGAVEBESKRIVELSE

MASTEROPPGAVE
(TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave)

VÅREN 2014

for

Olav Frydenberg og Henning Firman**Dynamisk testing ved endimensjonal bølgeteori til estimering av aksiell
statisk bæreevne****BAKGRUNN**

Estimering av aksiell bæreevne for peler basert på endimensjon bølgeteori, ble introdusert på 1970-tallet. Metodene baserer seg på målinger av tøyning og akselerasjon ved peletopp, og benyttes mye i dag både nasjonalt og internasjonalt. Fra 1970- til 1990- tallet ble det utgitt flere studier på feltet, blant dem såkalte State of the Art –artikler. En sentral problemstilling var her å presentere teknikker for å oppnå presis estimering av statisk bæreevne ved dynamisk testing, sammenlignet med statisk prøvebelastning. Siden den gang er det publisert få slike artikler, spesielt rettet mot norske grunnforhold.

OPPGAVE**Beskrivelse av oppgaven**

Hovedfokuset for oppgaven skal være å forstå bruken av endimensjonal bølgeteori, og anvendelsen av denne til estimering av aksiell statisk bæreevne. Den skal bestå av et litteraturstudium om endimensjonal bølgeteori, samt anvendelse av teorien. Kandidatene skal fremlegge teorien på en ryddig måte. Det kan videre tas utgangspunkt i dataprogrammet *Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP)* for å vise anvendelsen av teorien. Videre skal studentene ved bruk av litteratur, fremlegge anbefalinger for hvordan dynamisk testing bør utføres for å oppnå en god estimering av statisk bæreevne. Forhold knyttet til ulik jordrespons under ramming sammenlignet med en langtids statisk belastning skal diskuteres. Oppgaven skal illustreres gjennom anvendelse på et case- studie for å presentere tilegnet kunnskap innen emnet. Det er ønskelig å benytte dataprogrammet *GRLWEAP* til å generere teoretiske kurver i samsvar med målt kraft og hastighet ved peletopp. Der en diskusjon av resultatene bør inkluderes.

Innleveringsfrist:

10.06.2014 kl. 23:59:59

Faglærer ved instituttet: Steinar Nordal**Andre veiledere (eller kontaktpersoner):** Gudmund Reidar Eiksund (NTNU), Even Øiseth (Rambøll)

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 10.06.2014

Underskrift


Faglærer

VEDLEGG B – MATEMATISK OVERGANG CASE METHOD

Utleddningen tar utgangspunkt i:

$$v_{t,R}(t) = -\frac{c}{EA} \left[\sum_{i=1}^n R_i \left[H\left(t - \frac{2x_i}{c}\right) + \sum_{j=1}^m H\left(t - \frac{2x_i + j2L}{c}\right) + \sum_{j=1}^m H\left(t - \frac{j2L}{c}\right) \right] \right]$$

Partikkelhastigheten ved peletoppen for tiden t^* :

$$v_{t,m}(t^*) = \frac{c}{EA} \left\{ F_t(t^*) + 2 \sum_{j=1}^{m_0} F_t\left(t^* - \frac{j2L}{c}\right) - \sum_{i=1}^n R_i \left[2m_0 + H\left(t - \frac{2x_i + m_0 2L}{c}\right) \right] \right\}$$

For partikkelhastigheten utregnet for $t^* + 2L/c$ inkluderer denne et tidsintervall på $2L/c$ mer enn utregningen gjort for partikkelhastigheten ved tiden t^* . m blir da $m = m_0 + 1$:

$$v_{t,m}\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) = -\frac{c}{EA} \left\{ F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) + 2 \sum_{j=1}^{m_0+1} F_t\left(t^* + \frac{2L}{c} - \frac{j2L}{c}\right) - \sum_{i=1}^n R_i \left[2(m_0 + 1) + H\left(t^* + \frac{2L}{c} - \frac{2x_i + (m_0 + 1)2L}{c}\right) \right] \right\}$$

$$v_{t,m}\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) = -\frac{c}{EA} \left\{ F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) + 2F_t(t^*) + 2 \sum_{j=2}^{m_0+1} F_t\left(t^* + \frac{2L}{c} - \frac{j2L}{c}\right) - 2 \sum_{i=1}^n R_i - \sum_{i=1}^n R_i \left[2m_0 + H\left(t^* - \frac{2x_i + m_0 2L}{c}\right) \right] \right\}$$

$$v_{t,m}\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) = -\frac{c}{EA} \left\{ F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) + 2F_t(t^*) - 2 \sum_{i=1}^n R_i + 2 \sum_{j=1}^{m_0} F_t\left(t^* - \frac{j2L}{c}\right) - \sum_{i=1}^n R_i \left[2m_0 + H\left(t^* - \frac{2x_i + m_0 2L}{c}\right) \right] \right\}$$

$$v_{t,m}\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) = -\frac{c}{EA} \left\{ F_t(t^*) + F_t\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) - 2 \sum_{i=1}^n R_i \right\} + v_{t,m}(t^*)$$

VEDLEGG C – QUAKE OG DEMPINGSVERDIER

Quake og dempningsverdier fra Smith (1960)

Parameter	Symbol	Foreslått verdi	Benevning
Quake- verdi	q	2,50	mm
Smiths dempningskonstant for skaft	$J_{s, skaft}$	0,16	s/m
Smiths dempningskonstant for spiss	$J_{s, spiss}$	0,50	s/m

Quake og dempningsverdier fra Forehand og Reese (1964)

Jord type	q (mm)	$J_{s, spiss}$ (s/m)
Sand	2,5	0,5
Fin sand	3,8	0,5
Sand og leire	5	0,66
Silt over harde løsmasser	5	0,66
Sand og grus over harde løsmasser	3,8	0,66
Leire	2,5- 5,0	1,5- 3,0

Anbefalte quake og dempningsverdier for peleskaft hentet fra GRLWEAP Procedure Manual (2010):

Jordtype	Peletype	Quake (mm)	Dempning (s/m)
Leire	Alle	2,50	0,65
Sand	Alle	2,50	0,16

Anbefalte quake og dempningsverdier for pelespiss hentet fra GRLWEAP Procedure Manual (2010):

Jordtype	Pelespiss	Quake (mm)	Dempning (s/m)
Alle	Åpen og uplugget	2,50	0,50
Harde løsmasser	Plugget eller med spiss	D/120	0,50
Bløte løsmasser	Plugget eller med spiss	D/60	0,50
Hardt fjell	Alle	1,00	0,50

VEDLEGG D – UTREGNINGSMETODER FOR SRD- PROFIL

Metodene bygger på at total statisk rammemotstand kan finnes ved å summere bidragene fra både pelespiss og -skaft:

$$SRD = R_s + R_b$$

Der

R_s - Statisk jordmotstand langs peleskaftet

R_b - Statisk jordmotstand ved pelespissen

Notasjonen for presenteringen av samtlige metoder er valgt slik:

f_{out} - Utvendig friksjon

f_{in} - Innvendig friksjon

q_b - Spissmotstand

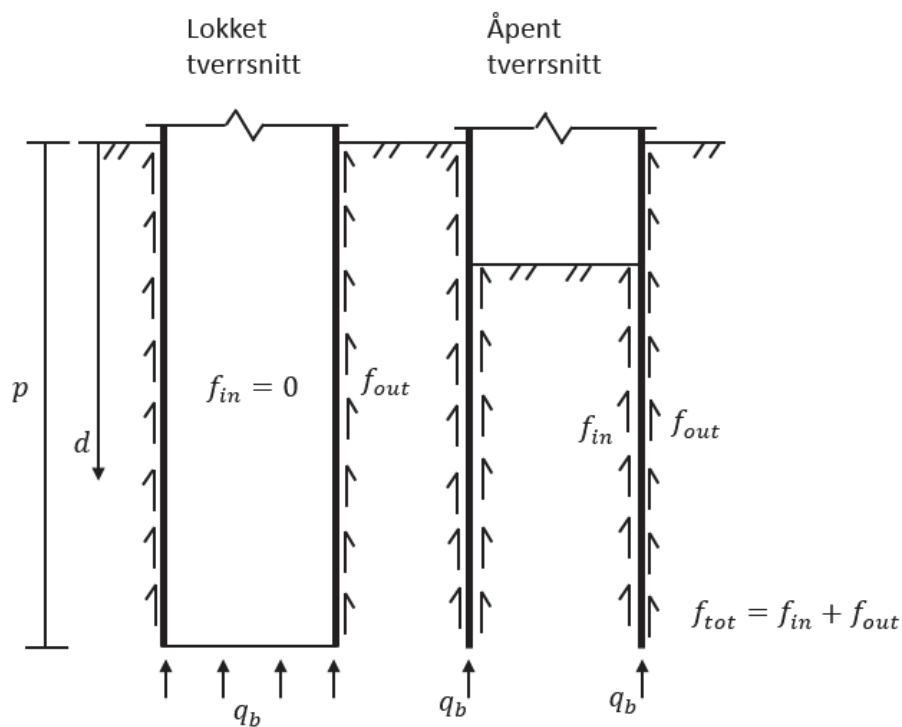
p - Penetrasjonsdybde

d - Dybde

D - Diameter

D_{in} - Indre diameter

Figuren nedenfor viser notasjonen som er benyttet:



Toolan og Fox (1977)

Toolan og Fox presenterte en fremgangsmåter for rammemotstanden i både leire og sand.

Friksjonen i sand bestemt ved (Toolan & DA, 1977):

$$f_{out} = \frac{q_T}{300} < 120 \text{ kPa}$$

Der

q_T - Spissmotstanden fr CPTU-sondering

Spissmotstanden i sand bestemmes ved (Toolan & DA, 1977):

$$q_b = q_T$$

Friksjonen i leire bestemmes ved (Toolan & DA, 1977):

$$f_{out} = S_r$$

Der

S_r - Omrørt skjærstyrke

Spissmotstanden i leire bestemmes lik spissmotstand fra CPTU- sondering(q_T), eller fra uomrørt skjærstyrke (S_u) ved:

$$q_b = a S_u$$

Der

a - Koeffisient for spissmotstand gitt i Tabell 1 (Toolan & DA, 1977).

Tabell 1 – koeffisient for spissbæring i leire iht. Toolan og Fox (Toolan & DA, 1977).

Leire	a
Sensitiv, normalkonsolidert	6 - 8
Normal- til noe overkonsolidert	10 - 15
Sterkt overkonsolidert	15 - 30

Den indre friksjonen (f_{in}) antas lik den indere for åpne peler.

Semple and Gemeinhardt (1981)

Presenterte fremgangsmåten for å bestemme rammemotstand for peler med stor diameter i overkonsolidert leire. Fremgangsmåten antar at plugging ikke forekommer under ramming, som følge av store diameter. Fremgangsmåten benytter overkonsolideringsgraden (OCR) for å bestemme rammemotstanden. Argumentene som ble gitt for dette er at normal- og overkonsolidert leire har forskjellig oppførsel ved skjærtøyninger. I normalkonsolidert leire kolliderer strukturen under skjærtøyninger, noe som fører til et poreovertrykk. Sterkt overkonsolidert leire vil ha en dilatant oppførsel, og dermed negativ poretrykksutvikling (*Semple and Gemeinhardt, 1981*).

Friksjonsbidraget i leire beregnes ved:

$$f_{out} = 0,5 OCR^{0,3} S_u$$

Den indre friksjonen (f_{in}) antas lik den indere for åpne peler.

Stevens m.fl, (1982)

Utrykket rammemotstand i blant annet harde overkonsoliderte leirer og hardpakket sand ble presentert av Stevens m.fl. i 1982. I praksis er formelen for motstand i leire lik formelen gitt av Semple og Gemeinhardt året før (*Alm og Hamre, 1998*), med unntak av at han innførte faktorer for å bestemme øvre og nedre estimat for rammemotstanden. Faktorene vist i Tabell 2, og aktuelle formler i underkant av tabellen.

Tabell 2 - Korreksjonsfaktor for øvre og nedre estimat av rammemotstand er gitt i tabellen nedenfor ((Skotheim, 2014; R. S. Stevens, et al., 1982).

	Åpen pel				Plugget/lukket pel			
	Nedre grense		Øvre grense		Nedre grense		Øvre grense	
	Leire	Sand	Leire	Sand	Leire	Sand	Leire	Sand
f_r	0,50	0,50	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
F_s	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
F_p	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,67	1,50

Formlene for leire ved bruk av faktorene er gitt av:

$$f_{out} = F_s F_{SG} \alpha S_u$$

$$f_{in} = F_s f_r F_{SG} \alpha S_u$$

Der

F_s - Faktor for bl.a. justering av friksjonen ved plugging av pel, gitt av Tabell 2

f_r - Faktor for øvre og nedre grense estimat, gitt av Tabell 2

F_{SG} - Faktor for sammenheng mellom rammemotstand og overkonsolideringsgrad OCR, gitt av

$$F_{SG} = 0,5 OCR^{0,3}$$

α - Reduksjonsfaktor iht. (American Petroleum Institute, 2011):

$$\psi = S_u/p'_0$$

$$\alpha = 0,5 \psi^{-0,5}, \quad \text{for } \psi \leq 1,0$$

$$\alpha = 0,5 \psi^{-0,25}, \quad \text{for } \psi > 1,0$$

Den øvre friksjonsgrensen baseres på at utvendig og innvendig friksjon er lik. Den nedre friksjonsgrensen benytter en indre friksjon på halvparten av den utvendige.

Spissmotstanden i leire beregnes ut ifra:

$$q_b = F_p N_c S_u$$

Der

F_P - Faktor for definering av øvre og nedre grense for spissbæring, gitt av Tabell 2

N_c - Bæreevnefaktor, lik 9 for dype fundamenter (*Peleveiledningen 2012*)

Benyttet areal for spissbæringen avhenger om pelen plugges.

Friksjonen i sand kan beregnes ved:

$$f_{out} = F_s \sigma'_h \tan(\delta) = F_s K p'_0 \tan(\delta)$$

$$f_{in} = F_s f_r \sigma'_h \tan(\delta) = F_s f_r K p'_0 \tan(\delta)$$

Der

K - Horisontal jordtrykkskoeffisient

$\tan \delta$ - Friksjonskoeffesient mellom pel og løsmasser

f_r - Faktor for øvre og nedre grenseestimat, gitt av Tabell 2

F_s - Faktor for øvre og nedre grenseestimat, gitt av Tabell 2

Spissmotstanden i sand beregnes ved:

$$q_b = F_p N_q p'_0$$

Der

N_q - Bæreevnefaktor avhengig av løsmassenes friksjonsvinkel (ϕ).

Alm og Hamre (2001)

Alm og Hamres metode fra 2001 er videreutviklet fra en metode publiserte i 1998. Metoden baserer seg på friksjon- og spissmotstandsmålinger fra CPTU og angir rammemotstanden (SRD) i både leire og sand. Den ble utviklet til bruk for offshoreprosjekter og kalibrert i forhold til data fra åpne rammede peler med diameter mellom 180 og 280 cm. Metoden antar at pelene ikke plugges, og at høyden av løsmassene inni pelen er tilnærmet lik opprinnelig terrenghøyde. Med antagelsen om at pelen oppførte seg uplugget uttrykket de total friksjonen ved f_{tot} . De antok videre at friksjonen var lik utsiden og innsiden av pelen (Alm og Hamre, 2001).

Alm og Hamres formel for beregning av sidefriksjonen (f_{tot}) under ramming er:

$$f_{tot} = f_{sres} + (f_{si} - f_{sres})e^{k(d-p)}$$

Der

- p - Penetreringsdybde
- D - Dybde til aktuelt snitt
- f_{si} - Initiell friksjon
- f_{sres} - Gjenværende friksjon, bestemmes av egne formler i leire og
- k - Formfunksjon for både leire og sand, gitt av:

$$k = \frac{(q_T/p'_0)^{0,5}}{80}$$

Leire

I leire er initiell friksjon lik den målte sidefriksjonen under CPTU- sonderinger (f_s). Gjenværende friksjon (f_{sres}) er gitt av:

$$f_{sres} = 0,004q_T(1 - 0,0025 q_T/p'_0)$$

Spissmotstanden i leire (q_b) antas som 60 % av målt spissmotstand (q_T) ved CPTU.

Sand

For sand er initiell friksjon gitt av:

$$f_{si} = \sigma'_h \tan(\phi' - 5^\circ) \quad \Rightarrow \quad f_{si} = K p'_0 \tan(\delta)$$

Der

- $\tan \delta$ - Friksjonskoeffesient mellom pel og grunn
- Kp'_0 - Horisontalt jordtrykk, gitt av:

$$K p'_0 = 0,0132 q_T (p'_0/p_a)^{0,13}$$

Der

p_a - Referansetrykk

Forsøk viser at gjenværende friksjon (f_{sres}) for sand er omtrentlig 20 % av initiell friksjon.

Spissmotstanden i sand uttrykkes ved:

$$q_s = 0,15 q_T (q_T/p'_0)^{0,2}$$

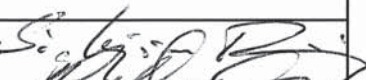


Alm og Hamre anbefalte at øvre grense for rammemotstanden kunne estimeres ved:

$$SRD_{MAX} = 1,25 SRD$$

Faktoren på 1,25 kan være noe høyere i mektige lag av hardpakket sand (*Alm og Hamre, 2001*)

VEDLEGG E – MOTTATTE RAPPORTER OG NOTAT

Notat RIG 01

Oppdrag:	Pirbrua, Nordre Avlastingsveg, Trondheim	Dato:	6. mars 2008
Emne:	Vurdering av bæreevne - kontroll av vurdering	Oppdr.nr.:	412330
Til:	Statens vegvesen	Svein Hove	
Kopi:			
Utarbeidet av:	Sigbjørn Rønning	Sign.:	
Kontrollert av:	Rolf Sandven	Sign.:	
Godkjent av:	Olav Årbogen	Sign.:	

1. Innledning

Det er rammet to prøvepeler i akse F for Pirbrua i Trondheim. Pelene er rammet i perioden 9-12/1-2007. Total lengde for pelene er 54 m, hvorav 50 m er rammet ned i løsmasse. Begge pelene er stålrørspeler med diameter 813mm og godstykkelse 14,2 mm. Pel nord er rammet som åpen pel uten spiss, og pel sør er rammet med spiss.

Pelene er instrumentert med PDA og etterrammet i to omganger, først etter ca 2 måneder den 14/3-2007, deretter etter ca 13 måneder den 20/2-2008.

Statens vegvesen har utført grunnundersøkelser til stor dybde ved prøvepelene. Grunnundersøkelsene omfatter blant annet CPTU til 60 m dybde og prøvetaking.

Resultatene fra grunnundersøkelsene og PDA-målinger med etterfølgende CAPWAP-analyse danner grunnlag for vurderingen av bæreevne.

2. Grunnlag fra Statens vegvesen

Følgende vurdering er utført av Statens vegvesen v/Svein Hove:

"Etter at PDA/CAPWAP er utført 25/2-2008 må den dimensjonerende bæreevne bestemmes.

Vi har utført statistisk beregning etter gammel og ny pelevvegledning på en 50 m lang pel:

Qd=4440 kN (gammel)

Qd=2775 kN (ny) Ip=15% 0-35m og 25% 35-50m

Her er det brukt S_{uk} beregnet ut fra CPTU, der $S_{uk}=0,65 S_{ua}$. Det tilsvarer $S_{uk}=102$ kPa på 50 m dyp som går til 0 i toppen. Spissmotstand er også med.

PDA/CAPWAP-analyse fra Multiconsult ga litt usikkert totalresultat da en bare fikk nok bevegelse de øverste 28 m til å dokumentere full bæreevne.

Hvis vi stoler på målt bæreevne etter 13 mnd de øverste 28 m og beregner bæreevnen de nederste 22 m med den nye pelevvegledningen. Resultatet vil da bli en forsiktig verdi. Vi får da inkl. spiss:

Lukket pel kar. bæreevne $Qk=3575+3270= 6845 \text{ kN}$

Lukket pel dim bæreevne $Qd=6845/1,5= 4563 \text{ kN}$

Åpen pel kar. bæreevne $Qk=3022+3270= 6292 \text{ kN}$

Åpen pel dim bæreevne $Qd=6292/1,5= 4194 \text{ kN}$

Hvis vi antar at vi for de nederste 22 m kan ekstrapolere (øker med dybden) bæreevne som målt i de øverste 28 m vil det tilsvare godt over 5000 kN for en 50 m lang pel.

Totalvurdering tilsier en bæreevne på 4500. Dette tilsier ca 4 m kortere pel.

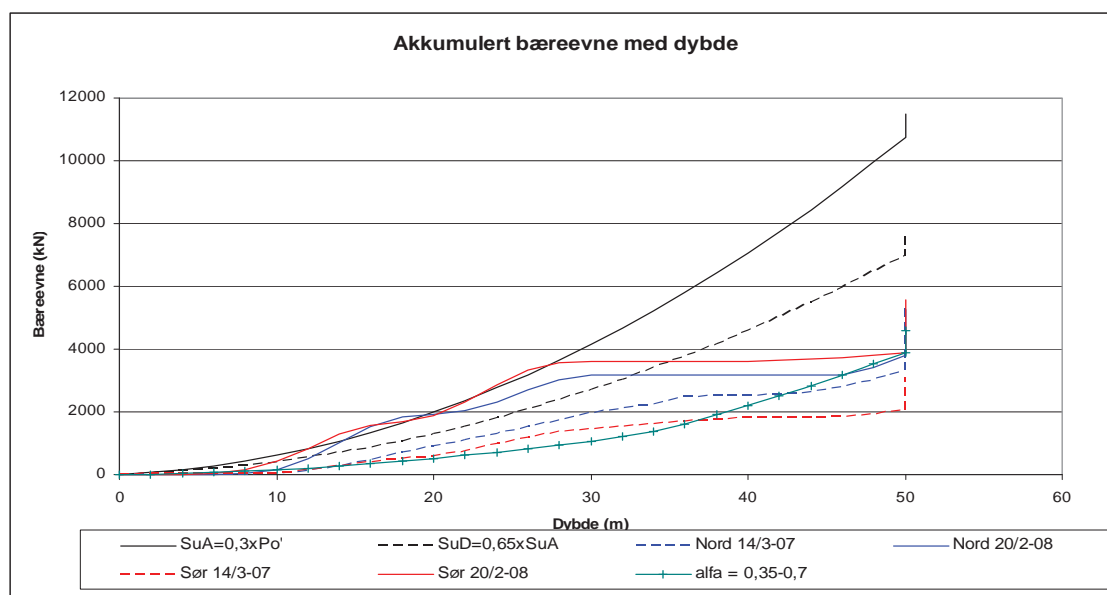
27/2-2008 SEH”

3. Multiconsults vurdering

3.1 Beregningsresultater

Resultatet av PDA-målingene og CAPWAP-analysene både fra målinger utført den 14/3-2007 og måleresultater fra 20/2-2008 indikerer klart at tilført energi og kraft til pelen er for liten til å sette hele pelen i så stor bevegelse at sidefriksjonen mobiliseres fullt ut i hele pelens lengde. For å synliggjøre noe av det som er beskrevet i Statens vegvesens vurdering har vi i figuren nedenfor presentert grafisk akkumulert bæreevne med dybde av pelen for følgende forutsetninger:

- $S_{uA} \times \alpha \times A_F$, der $S_{uA} = 0,3 \times p_0'$, $A_F =$ Sideareal av pelen, $\alpha = 1,0$
- $S_{uD} \times \alpha \times A_F$, der $S_{uD} = 0,65 \times S_{uA}$, $\alpha = 1,0$
- $S_{uD} \times \alpha \times A_F$, der $\alpha = 0,35$ for øvre 35 m av pelen og $\alpha = 0,7$ for nedre 15 m av pelen
- Akkumulert friksjon fra CAWAP for de fire utvalgte slagene. Målinger både på åpen (pel F-nord) og lukket pel (pel F-sør), og fra målinger både den 14/3-2007 og 20/2-2008.



Figur 1: Akkumulert beregnet bæreevne med dybden, pel nord er åpen og pel sør er med spiss

Verdiene fra Figur 1 er vist i tabellform i tabell 1

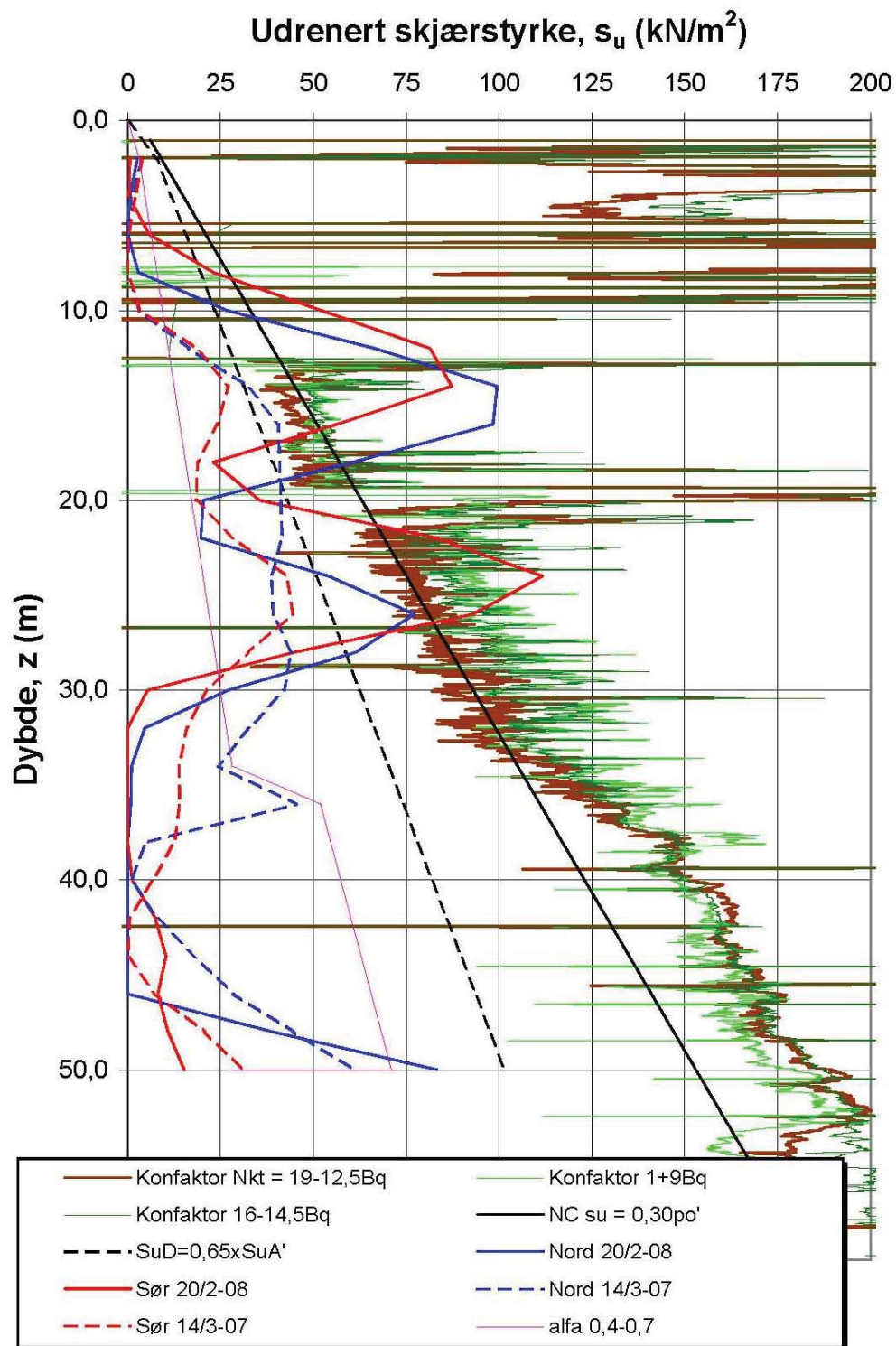
Bæreevnesituasjon:	Pel nr F-nord, Åpen	Pel nr F-sør, med spiss
1. Karakteristisk bæreevne, Q_k fra CAPWAP-analyse for måling den 14/3-2007: - bæreevne for hele pelen - bæreevne for øverste 28m	3076 kN 1355 kN	5309 kN 1737 kN
2. Karakteristisk bæreevne, Q_k fra CAPWAP-analyse for måling den 20/2-2008 - bæreevne for hele pelen - bæreevne for øverste 28m	5581 kN 3575 kN	5255 kN 3022 kN
3. Karakteristisk bæreevne beregnet ut fra: $S_{uA} \times \alpha \times A_F$, der $S_{uA} = 0,3 \times p_0'$, A_F = Sideareal av pelen, $\alpha = 1,0$ - 28m dybde - 50m dybde	3656 kN 10752 kN	3656 kN 10752 kN
4. Karakteristisk bæreevne til beregnet ut fra: $S_{uD} \times \alpha \times A_F$, der $S_{uD} = 0,65 \times S_{uA}$, $\alpha = 1,0$ - 28m dybde - 50m dybde	2376 kN 6989 kN	2376 kN 6989 kN
5. Karakteristisk bæreevne beregnet ut fra: $S_{uD} \times \alpha \times A_F$, der $\alpha = 0,35$ for øvre 35 m av pelen og $\alpha = 0,7$ for nedre 15 m av pelen (Peleveiledningen). - 28m dybde - 50m dybde	950 kN 3874 kN	950 kN 3874 kN

Tabell 1: Akkumulert beregnet bæreevne med dybden.

Som det framgår ligger beregnet bæreevne fra CAPWAP (1) for de øverste 28m for begge pelene noe over beregnet bæreevne i hht Peleveiledningen (5) allerede etter måling den 14/3-2007. Det bemerkes at vi ikke har tatt hensyn til grovere masser i toppen ved beregninger etter "Peleveiledningen".

Ved måling den 20/2-2008 ligger beregnet bæreevne fra CAPWAP (2) mellom verdiene fra friksjonsareal multiplisert med S_{uA} (4) og S_{uD} (5). Det bemerkes at vi ikke har tatt hensyn til grovere masser i toppen ved beregninger av friksjon.

Grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen omfatter både CPTU og prøvetaking til stor dybde. Tolking av CPTU er nedenfor vist sammen med beregnet friksjon i hht tabell 1.



Figur 2: Tolket udrenert aktiv skjærstyrke fra CPTU sammen med plott av varierende friksjonsberegning langs pelen.

I figur 2 framgår det at beregnet friksjon langs pelene for måling den 20/2-2008 generelt ligger over $S_{uD} = 0,65 \times S_{uA}$. Unntaket er et grovere lag som framkommer ved ca 20m dybde. Det framgår videre av Su-tolkningen at grunnen fra ca 35m dybde til spissen av pelen er relativt homogen. Prøver tatt opp mellom 35m og 50m dybde indikerer en typisk $I_p = 25$. Prøver fra området kote 0-35m dybde indikerer en typisk $I_p = 12$.

3.2 Geoteknisk vurdering

Siden pelen under testing ikke er tilført stor nok energi til å bevege nedre delen av pelen er ikke friksjonen langs denne delen mobilisert under forsøket. Peleveiledningen er benyttet av Statens vegvesen for å vurdere friksjonen langs denne delen, noe som virker forsiktig og fornuftig.

Det synes som om beregnet friksjon på bakgrunn av måleresultatene i PDA-målingen gir en sannsynlig friksjonsbæreevne for begge pelene som ligger mellom friksjonsarealet multiplisert med S_{uD} og S_{uA} .

Siden resultatet som framkommer er en ekstrapolering fra målte verdier oppfatter vi det som fornuftig å være forsiktig i utnyttelsen av friksjonen for den nedre delen av pelen.

Som vist i tabell 1 utgjør CAPWAP-resultatet til 28m dybde 3022kN for den åpne pelen og 3575kN for pelen med spiss. Beregnet bæreevne for nedre 28m i hht Peleveiledningen utgjør ca 2924 kN. I tillegg må det legges til spissbæreevne, noe som totalt gir en beregnet karakteristisk bæreevne for pelen

- ca $Q_k = 6400\text{kN}$ for den åpne pelen, og
- ca $Q_k = 6900\text{kN}$ for den lukkede pelen.

Vurderingen av bæreevne synes å være forsiktig og fornuftig i forhold til hva som er dokumentert ved måling.



Statens Vegvesen
Att.: Svein Hove

Deres ref.:

Vår ref.: 412330/sr

Trondheim, 16. mars 2007

Prøvepeling Nidelvbrua PDA-målinger den 14.03.07

Vi viser til utførte PDA-målinger den 14.03.07 i forbindelse med prøvepeling for den planlagte Nidelvbrua på 2 stålrørspeler. Med dette oversendes resultatene fra målingene.

Det er utført etterramming på 2 peler i akse F. Peletype er stålrør med diameter $\varnothing = 813$ med mer og godstykkelse $t = 14,2$ mm. Pel sør er rammet med spiss, mens pel nor er rammet uten spiss. Pelene ble installert i i perioden 9-12. januar 2007 og instrumentert den 14/3-2007 med PAK PDA-utstyr (ref. II) av Multiconsult AS. Total pelelengde eksklusive pelespiss er 54 m for de testede pelene. Pelelengde i jord er 50m.

Det ble benyttet 12 tons hydraulisk fallodd av type Banut med maksimal fallhøyde opp til 1,3m under testingen. Synk ved slagseriene ble registrert av pelemannskapet, se vedlagte protokoll.

Grunnforholdene består av fylling over silt og leire til fjell. Pelene er stoppet i leira. Fjell er registrert på 77m dybde.

Tabell 1 viser verdier som er tatt ut fra enkeltslag for hver pel der det ble registrert høy tilført energi. I Tabell 1 er det antatt en dempningsfaktoren (Case metoden) på $J_C = 0,7$ under registreringene. CAPWAP-analysene beregner demping på 0,84 for den lukkede pelen, og 0,69 for den åpne pelen.

Tabell 1 Registrerte verdier for slag med høy tilført energi.

Pel nr		Akse F-sør	Akse F-nord
Åpen/lukket pel		Lukket	Åpen
Fallhøyde, h	[m]	1,3	1,3
Total lengde, L	[m]	54	54
Målelengde (givere til pelespiss), L_E	[m]	51	51
Lengde i jord, L_P -	[m]	50	50
Loddvækt, W	[kN]	120	120
Tilført energi, E	[kNm]	129	125,4
Virkningsgrad, η	[-]	0,83	0,80
Karakteristisk bæreevne, Q_k fra CAPWAP-analyse	[kN]	3076	5309
Bæreevne på friksjon	[kN]	2087	3184
Bæreevne på spiss	[kN]	989	2126
Synk på utvalgt slag	[mm]	14	8

Resultatene viser at den lukkede pelen har vesentlig mindre bæreevne enn den åpne pelen. Dette skyldes høyst sannsynlig at rekonsolideringen etter at pelen er rammet er kommet kortere enn for den åpne pelen.

Pelene er satt i noe bevegelse under testingen, noe som medfører at dokumentert bæreevne synker for de siste slagene som er rammet. Det er mulig at dokumentert bæreevne kunne vært enda høyere dersom tilført energi hadde vært større, og pelen hadde vært satt i større bevegelse ved første slag.

Den indikerte bæreevnen på spissen av den åpne pelen skyldes sannsynligvis at det har oppstått noe propping ved spissen.

Referanser

- /I/ Pile Driving Analyzer version 2004.096.003. *PDA-W Manual of Operation*. Pile Dynamics Inc., Ohio, USA
- /III/ CAPWAP version 2000-1. *Case Pile Wave Analysis Program*. Pile Dynamics Inc., Ohio, USA.

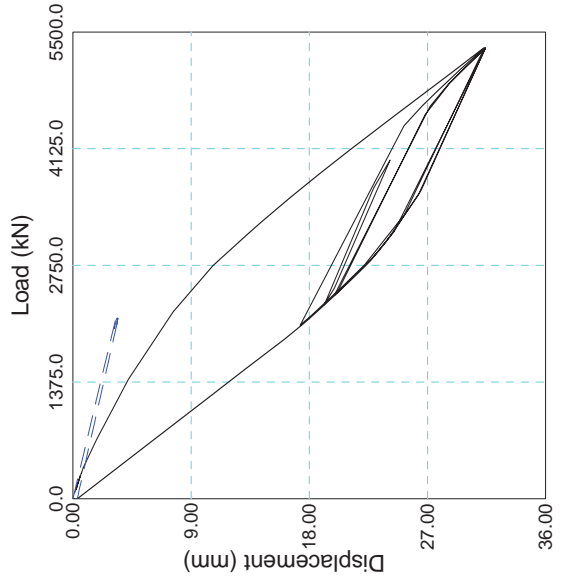
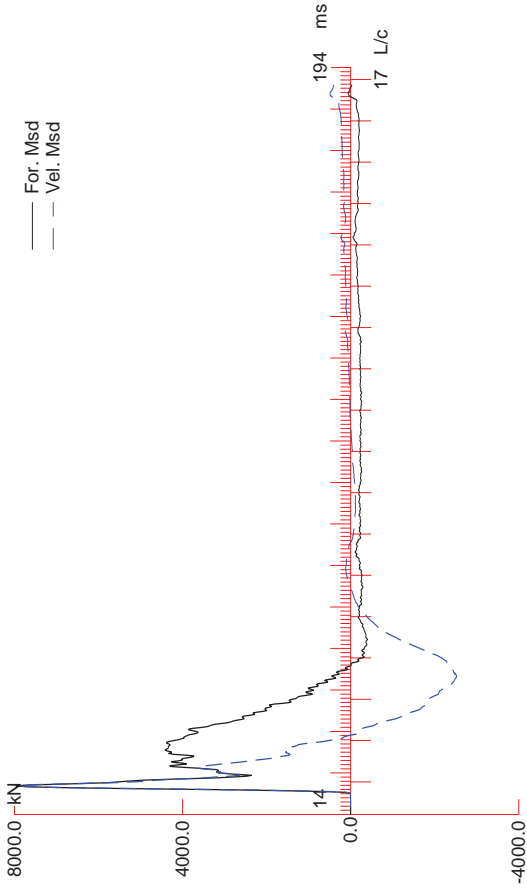
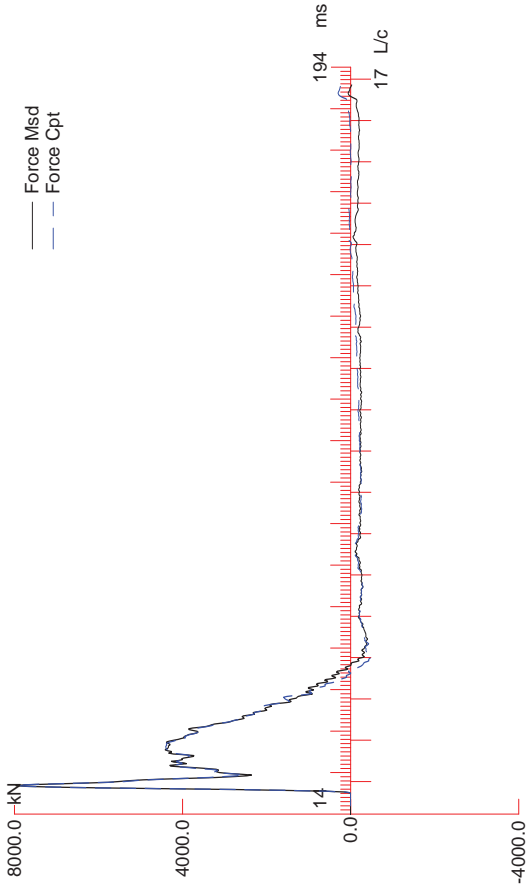
Vennlig hilsen
for MULTICONSULT AS



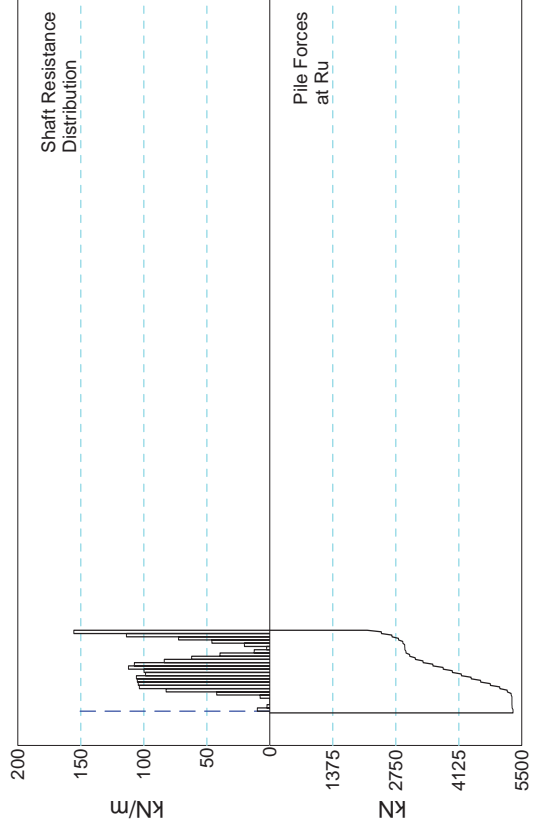
Sigbjørn Rønning

Vedlegg: Utskrift av CAPWAP-analyser

Kontrollert av:

$R_u = 5309.4 \text{ kN}$
 $R_s = 3183.6 \text{ kN}$
 $R_b = 2125.8 \text{ kN}$
 $D_y = 31.3 \text{ mm}$
 $D_{mx} = 31.4 \text{ mm}$



CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 5309.4; along Shaft 3183.6; at Toe 2125.8 kN

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				5309.4					
1	3.0	2.0	20.2	5289.2	20.2	10.11	3.96	0.680	1.000
2	5.0	4.0	4.9	5284.3	25.1	2.45	0.96	0.680	1.000
3	7.0	6.0	0.0	5284.3	25.1	0.00	0.00	0.000	1.000
4	9.0	8.0	0.0	5284.3	25.1	0.00	0.00	0.000	1.000
5	11.0	10.0	15.7	5268.6	40.8	7.85	3.08	0.680	1.000
6	13.0	12.0	84.4	5184.1	125.3	42.22	16.53	0.680	1.000
7	15.0	14.0	164.8	5019.4	290.0	82.39	32.26	0.680	1.000
8	17.0	16.0	207.1	4812.2	497.2	103.55	40.54	0.680	1.000
9	19.0	18.0	208.8	4603.4	706.0	104.40	40.88	0.680	1.000
10	21.0	20.0	210.5	4392.9	916.5	105.25	41.21	0.680	1.000
11	23.0	22.0	212.0	4180.9	1128.5	106.00	41.50	0.680	1.000
12	25.0	24.0	197.3	3983.6	1325.8	98.65	38.62	0.680	1.000
13	27.0	26.0	199.9	3783.7	1525.7	99.95	39.13	0.680	1.000
14	29.0	28.0	224.6	3559.1	1750.3	112.31	43.97	0.680	1.000
15	31.0	30.0	215.1	3344.0	1965.4	107.55	42.11	0.680	1.000
16	33.0	32.0	167.7	3176.3	2133.1	83.84	32.83	0.680	1.000
17	35.0	34.0	124.3	3052.1	2257.3	62.13	24.33	0.680	1.000
18	37.0	36.0	79.3	2972.7	2336.7	39.67	15.53	0.680	1.000
19	39.0	38.0	24.9	2947.8	2361.6	12.46	4.88	0.680	1.000
20	41.0	40.0	5.1	2942.7	2366.7	2.55	1.00	0.680	1.000
21	43.0	42.0	40.5	2902.2	2407.2	20.26	7.93	0.680	1.000
22	45.0	44.0	92.1	2810.0	2499.4	46.07	18.04	0.680	1.000
23	47.0	46.0	145.2	2664.9	2644.5	72.59	28.42	0.680	1.000
24	49.0	48.0	227.9	2436.9	2872.5	113.96	44.62	0.680	1.000
25	51.0	50.0	311.2	2125.8	3183.6	155.58	60.91	0.680	1.000
Avg. Skin			127.3			63.67	24.93	0.680	1.000
Toe			2125.8				59712.96	1.272	3.270
Soil Model Parameters/Extensions						Skin	Toe		
Case Damping Factor						1.506	1.879		Smith Type
Unloading Quake (% of loading quake)						20	95		
Reloading Level (% of Ru)						100	100		
Unloading Level (% of Ru)						0			

Nidelvbrua; Pile: F-nord
stalror; Blow: 7
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

Soil Model Parameters/Extensions	Skin	Toe
Soil Plug Weight (kN)		8.27

CAPWAP match quality: 2.35(Wave Up Match)
Observed: final set = 5.000 mm; blow count = 200 b/m
Computed: final set = 1.541 mm; blow count = 649 b/m

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	7951.8	-504.5	223.147	-14.158	123.60	5.5	25.391
2	2.0	7969.7	-513.5	223.647	-14.410	122.56	5.5	24.863
5	5.0	7881.6	-606.3	221.175	-17.013	118.09	5.5	23.293
8	8.0	7855.5	-739.5	220.445	-20.753	114.88	5.4	21.766
11	11.0	7976.5	-779.8	223.839	-21.884	112.13	5.4	20.279
14	14.0	7982.7	-818.1	224.014	-22.957	104.17	5.0	18.790
17	17.0	7865.1	-786.1	220.713	-22.061	93.76	4.6	17.303
20	20.0	6818.2	-613.8	191.333	-17.225	74.41	4.2	15.828
23	23.0	6561.4	-589.2	184.129	-16.535	64.94	3.8	14.497
26	26.0	5660.2	-499.1	158.837	-14.006	50.55	3.4	13.185
29	29.0	5489.2	-531.6	154.041	-14.918	42.88	3.1	11.761
32	32.0	4560.9	-542.7	127.989	-15.228	31.28	2.8	10.522
35	35.0	4291.9	-574.9	120.442	-16.133	26.23	2.7	9.290
38	38.0	3806.5	-606.4	106.819	-17.016	21.10	2.6	8.133
41	41.0	3780.2	-644.0	106.082	-18.072	19.29	2.6	7.055
44	44.0	3830.4	-678.6	107.489	-19.042	17.24	2.5	5.953
47	47.0	3962.1	-679.4	111.184	-19.066	14.71	2.2	4.828
48	48.0	3927.2	-684.4	110.208	-19.205	13.00	2.0	4.474
49	49.0	3996.8	-692.2	112.159	-19.426	12.54	1.9	4.121
50	50.0	3325.9	-661.7	93.334	-18.568	10.50	2.0	3.785
51	51.0	3385.6	-671.0	95.009	-18.830	8.48	2.0	3.450
Absolute	13.0			229.181			(T =	23.6 ms)
	13.0				-24.050		(T =	54.7 ms)

Nidelvbrua; Pile: F-nord
stalror; Blow: 7
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	9729.6	9092.3	8455.0	7817.6	7180.3	6543.0	5905.7	5268.3	4631.0	3993.7
RMX	9729.6	9092.3	8455.0	7817.6	7180.3	6543.0	5905.7	5268.3	4631.0	3993.7
RSU	11098.4	10597.9	10097.5	9597.0	9096.6	8596.1	8095.7	7595.2	7094.8	6594.3

RAU= 236.9 (kN); RA2= 4547.1 (kN)

Current CAPWAP Ru= 5309.4 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.69; J(Rx)=0.69

VMX	VFN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	EMX	RLT
m/s	m/s	kN	kN	kN	mm	mm	kJ	kN
5.55	0.00	7986.6	8116.3	8116.3	25.978	5.015	125.4	8089.3

Nidelvbrua; Pile: F-nord
stalror; Blow: 7
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

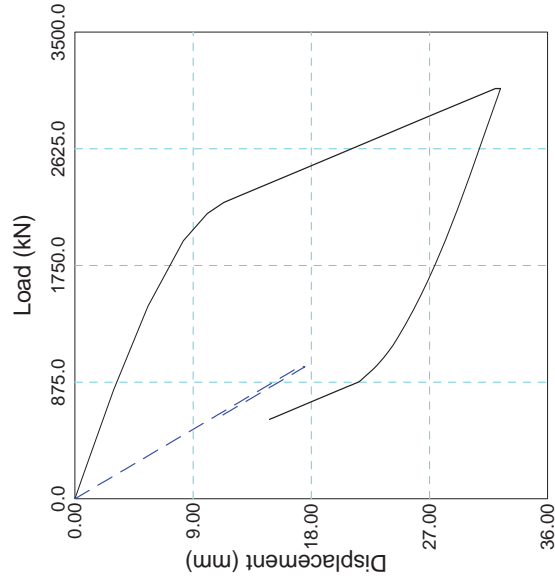
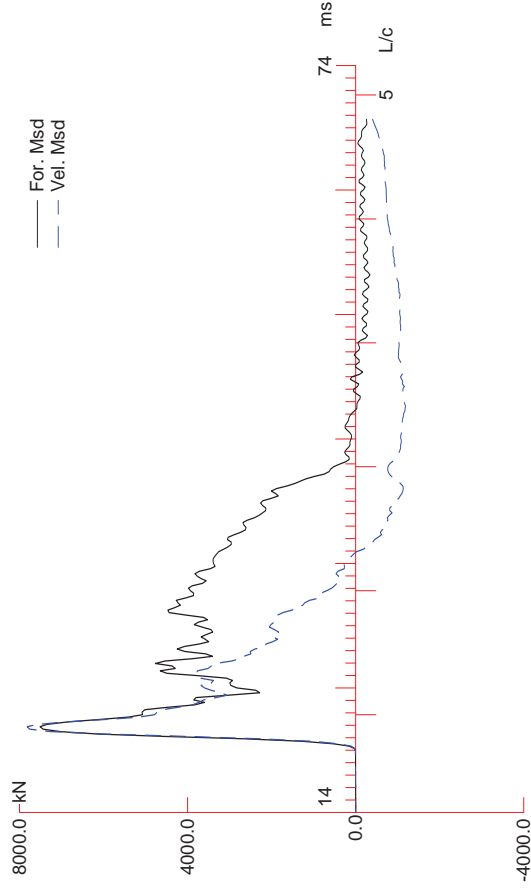
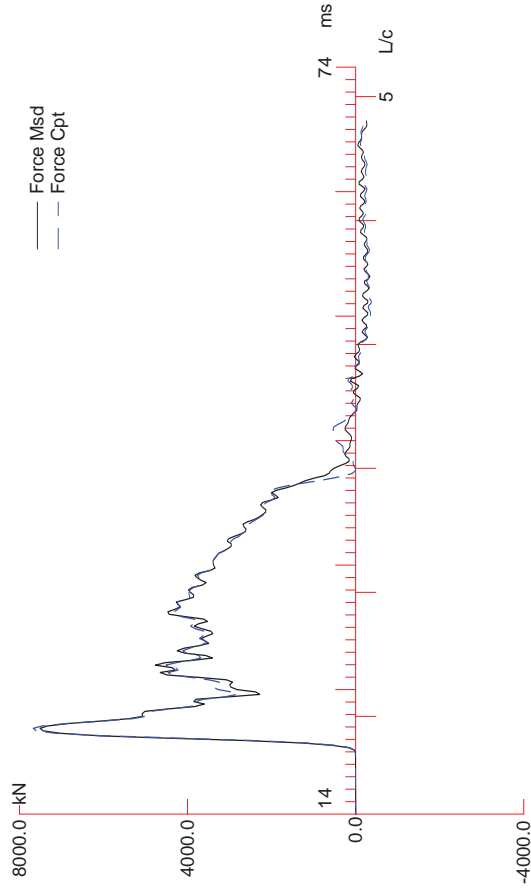
PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Circumf. m
0.00	356.35	206842.7	77.287	2.554
51.00	356.35	206842.7	77.287	2.554

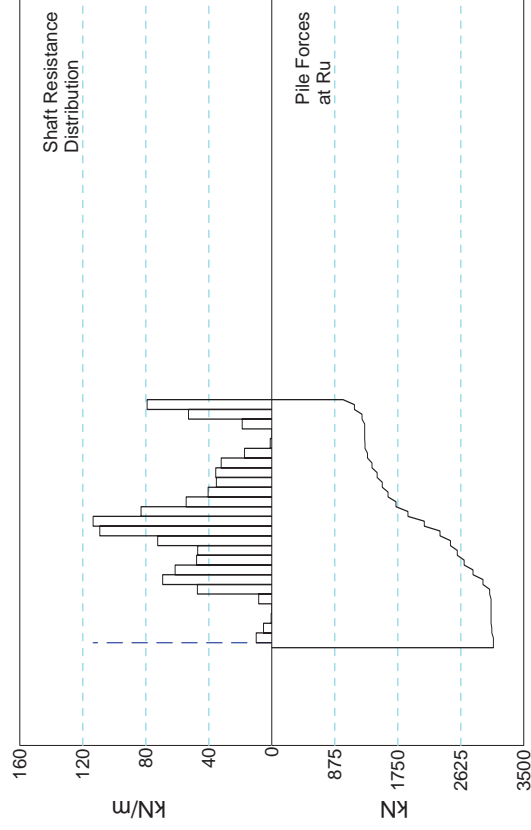
Toe Area 0.036 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 1438.76 kN/m/s

Wave Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s



$R_u = 3076.1 \text{ kN}$
 $R_s = 2087.1 \text{ kN}$
 $R_b = 988.9 \text{ kN}$
 $D_y = 32.0 \text{ mm}$
 $D_{mx} = 32.4 \text{ mm}$



Nidelvbrua; Pile: F-S
 stalror; Blow: 5
 Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
 CAPWAP® Ver. 2000-1
 OP: sr

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 3076.1; along Shaft 2087.1; at Toe 988.9 kN

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				3076.1					
1	3.0	2.0	20.1	3055.9	20.1	10.05	3.94	0.807	1.970
2	5.0	4.0	10.8	3045.1	30.9	5.40	2.12	0.807	1.970
3	7.0	6.0	1.0	3044.1	31.9	0.50	0.20	0.807	1.970
4	9.0	8.0	0.0	3044.1	31.9	0.00	0.00	0.000	1.970
5	11.0	10.0	16.9	3027.2	48.8	8.45	3.31	0.807	1.970
6	13.0	12.0	94.6	2932.6	143.5	47.32	18.53	0.807	1.970
7	15.0	14.0	138.7	2793.9	282.1	69.33	27.14	0.807	1.970
8	17.0	16.0	123.0	2671.0	405.1	61.48	24.07	0.807	1.970
9	19.0	18.0	95.6	2575.3	500.7	47.82	18.72	0.807	1.970
10	21.0	20.0	94.4	2480.9	595.2	47.22	18.49	0.807	1.970
11	23.0	22.0	145.2	2335.7	740.3	72.58	28.42	0.807	1.970
12	25.0	24.0	218.4	2117.3	958.7	109.20	42.75	0.807	1.970
13	27.0	26.0	227.0	1890.3	1185.7	113.50	44.44	0.807	1.970
14	29.0	28.0	166.1	1724.3	1351.8	83.04	32.51	0.807	1.970
15	31.0	30.0	108.8	1615.4	1460.6	54.42	21.31	0.807	1.970
16	33.0	32.0	81.0	1534.4	1541.7	40.52	15.86	0.807	1.970
17	35.0	34.0	70.5	1463.8	1612.2	35.27	13.81	0.807	1.970
18	37.0	36.0	71.3	1392.5	1683.5	35.67	13.96	0.807	1.970
19	39.0	38.0	64.3	1328.2	1747.9	32.16	12.59	0.807	1.970
20	41.0	40.0	34.8	1293.4	1782.7	17.41	6.82	0.807	1.970
21	43.0	42.0	2.3	1291.1	1785.0	1.15	0.45	0.807	1.970
22	45.0	44.0	0.0	1291.1	1785.0	0.00	0.00	0.000	1.970
23	47.0	46.0	37.7	1253.4	1822.7	18.86	7.38	0.807	1.970
24	49.0	48.0	105.9	1147.4	1928.6	52.97	20.74	0.807	1.970
25	51.0	50.0	158.5	988.9	2087.1	79.23	31.02	0.807	1.970
Avg. Skin			83.5			41.74	16.34	0.807	1.970
Toe			988.9				1905.09	0.197	17.090
Soil Model Parameters/Extensions						Skin	Toe		
Case Damping Factor						1.170	0.136		
Reloading Level (% of Ru)						100	100		
Unloading Level (% of Ru)						0			
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)							0.190		

Nidelvbrua; Pile: F-S
stalror; Blow: 5
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe
Soil Plug Weight	(kN)		5.42

CAPWAP match quality: 3.29(Wave Up Match)
Observed: final set = 14.000 mm; blow count = 71 b/m
Computed: final set = 10.666 mm; blow count = 94 b/m

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	7693.7	-360.6	215.904	-10.120	127.16	5.3	26.782
2	2.0	7718.0	-373.5	216.584	-10.481	126.40	5.3	26.330
5	5.0	7641.6	-366.5	214.442	-10.285	122.49	5.3	24.981
8	8.0	7583.7	-390.4	212.816	-10.956	119.57	5.3	23.719
11	11.0	7733.6	-400.9	217.022	-11.249	119.23	5.2	23.082
14	14.0	7615.6	-344.3	213.711	-9.663	111.25	4.8	22.531
17	17.0	7342.4	-315.3	206.044	-8.849	102.03	4.6	21.915
20	20.0	6660.9	-224.6	186.919	-6.304	89.11	4.3	21.281
23	23.0	6734.8	-202.3	188.994	-5.677	83.92	4.0	20.830
26	26.0	5880.7	-45.7	165.027	-1.282	66.53	3.6	20.419
29	29.0	5456.8	-0.4	153.130	-0.010	56.22	3.3	20.082
32	32.0	4709.4	-0.5	132.156	-0.013	43.95	3.1	19.765
35	35.0	4612.6	-98.2	129.441	-2.755	40.27	3.0	19.428
38	38.0	4296.5	-236.2	120.570	-6.629	34.09	2.9	19.139
41	41.0	4163.6	0.0	116.839	0.000	31.21	2.8	18.875
44	44.0	4051.9	-377.9	113.707	-10.605	29.43	2.8	18.526
47	47.0	4207.1	-206.7	118.062	-5.800	29.18	2.7	18.089
48	48.0	4282.8	-205.7	120.186	-5.771	27.52	2.8	17.934
49	49.0	4377.3	-0.3	122.836	-0.009	27.42	3.1	17.779
50	50.0	3860.3	-0.4	108.330	-0.010	22.92	3.5	17.641
51	51.0	3132.2	-0.1	87.898	-0.004	15.44	3.9	17.497
Absolute	13.0			222.294			(T =	23.6 ms)
	45.0				-17.386		(T =	32.8 ms)

Nidelvbrua; Pile: F-S
stalror; Blow: 5
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	8683.4	8013.0	7342.5	6672.1	6001.7	5331.3	4660.8	3990.4	3320.0	2649.6
RMX	8683.4	8013.0	7342.5	6672.1	6001.7	5331.3	4660.8	3990.4	3320.0	2649.6
RSU	9688.0	9118.0	8548.1	7978.1	7408.2	6838.2	6268.2	5698.3	5128.3	4558.4

RAU= 503.4 (kN); RA2= 3635.0 (kN)

Current CAPWAP Ru= 3076.1 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.84; J(Rx)=0.84

VMX	VFN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	EMX	RLT
m/s	m/s	kN	kN	kN	mm	mm	kJ	kN
5.48	0.00	7883.1	7504.5	7580.1	27.724	14.018	129.0	6183.1

Nidelvbrua; Pile: F-S
stalror; Blow: 5
Multiconsult AS

Test: 14-Mar-2007
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Circumf. m
0.00	356.35	206842.7	77.287	2.554
51.00	356.35	206842.7	77.287	2.554

Toe Area 0.519 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 1438.76 kN/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s



Statens vegvesen, region midt
Att.: Svein Hove
Fylkeshuset
6404 MOLDE

Deres ref.:

Vår ref.: 412330/SR

Trondheim, 25. februar 2008
Rev A, 5. mars 2008

Pirbrua - prøvepeling Resultater fra PDA-måling den 20/2-08

Vi viser til utførte PDA-målinger den 20/2-08 i forbindelse med prøvepeling for den planlagte Pirbrua på 2 stålørspeler. Med dette oversendes resultatene fra målingene.

Det er utført etterramming på 2 peler i akse F. Peletype er stålør med diameter $\varnothing = 813$ mm og godstykkelse $t = 14,2$ mm. Pel sør er rammet med spiss, mens pel nor er rammet uten spiss. Pelene ble installert i i perioden 9-12. januar 2007 og instrumentert den 20/2-2008 med PAK PDA-utstyr (ref. /I/) av Multiconsult AS. Pelene er tidligere instrumentert den 14/3-07. Total pelelengde eksklusive pelespiss er 54 m for de testede pelene. Pelelengde i jord er 50m.

Det ble benyttet 12 tonns hydraulisk fallodd av type Junttan med maksimal fallhøyde opp til 1,5m under testingen. Synk ved slagseriene ble registrert av pelemannskapet, se tabell 1.

Grunnforholdene består av fylling over silt og leire til fjell. Pelene er stoppet i leira. Fjell er registrert på 77m dybde. Tabell 1 viser verdier som er tatt ut fra enkeltslag for hver pel der det ble registrert høy tilført energi.

I tabell 1 er det benyttet dempningsfaktoren (Case metoden) som beregnet i CAPWAP-analysene på $J_c = 0,77$ for den lukkede pelen, og $0,75$ for den åpne pelen.

Tabell 1 Registrerte verdier for slag med høy tilført energi.

Pel nr		Akse F-sør		Akse F-nord	
		Lukket		Åpen	
Åpen/lukket pel					
Testet dato		14/3-07	20/2-08	14/3-07	20/2-08
Total lengde, L	[m]	54	54	54	54
Målelengde (givere til pelespiss), L _E	[m]	51	51	51	51
Lengde i jord, L _P	[m]	50	50	50	50
Loddvækt, W	[kN]	120	120	120	120
Fallhøyde, h	[m]	1,3	1,5	1,3	1,5
Tilført energi, E generelt	[kNm]		161-177,3		149-164
E, utvalgt slag	[kNm]	129	161,6	125,4	150
Virk.grad, η (generelt)	[-]		0,89-0,98		0,83-0,91
Virk.grad, η (utvalgt slag)	[-]	0,83	0,90	0,80	0,83
Karakteristisk bæreevne, Q _k fra CAPWAP-analyse	[kN]	3076	5581	5309	5255
Bæreevne på friksjon	[kN]	2087	3874	3184	3825
- øverste 28m	[kN]	1355	3575	1737	3022
- nederste 22m	[kN]	732	299	1447	803
Bæreevne på spiss	[kN]	989	1708	2126	1430
Synk på utvalgt slag	[mm]	14	2	8	3,5

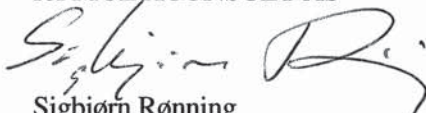
Resultatene fra CAPWAP-analysene viser at kraft og energi er for liten til å dokumentere bæreevne på den nederste delen av pelen. Dette gjelder for begge pelene. Ved nærmere gjennomgang av analyseresultatene fra mars-07 viser at også for disse pelene er det ikke tilført nok kraft og energi til å dokumentere bæreevne for den nederste delen av pelen. For den øverste delen av pelen viser CAPWAP-analysen en betydelig utvikling i løpet av det siste året.

Resultatene fra 14/3-07 viser at den lukkede pelen har vesentlig mindre bæreevne enn den åpne pelen. Målingene den 20/2-08 indikerer at bæreevnen for den lukkede pelen for de øverste 28m er større enn for den åpne. Siden det ikke er overført nok energi til den nederste delen av pelen vil beregnede resultatet for denne delen av pelen ikke være riktig, og bør ikke tas hensyn til.

Referanser

- /I/ Pile Driving Analyzer version 2004.096.003. *PDA-W Manual of Operation*. Pile Dynamics Inc., Ohio, USA
- /II/ CAPWAP version 2000-1. *Case Pile Wave Analysis Program*. Pile Dynamics Inc., Ohio, USA.

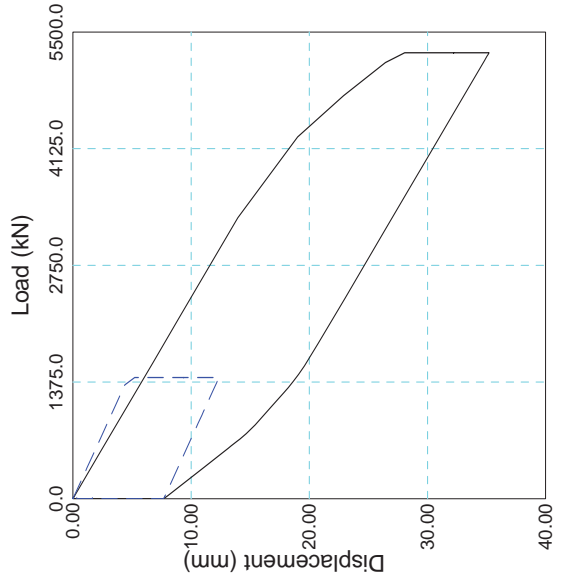
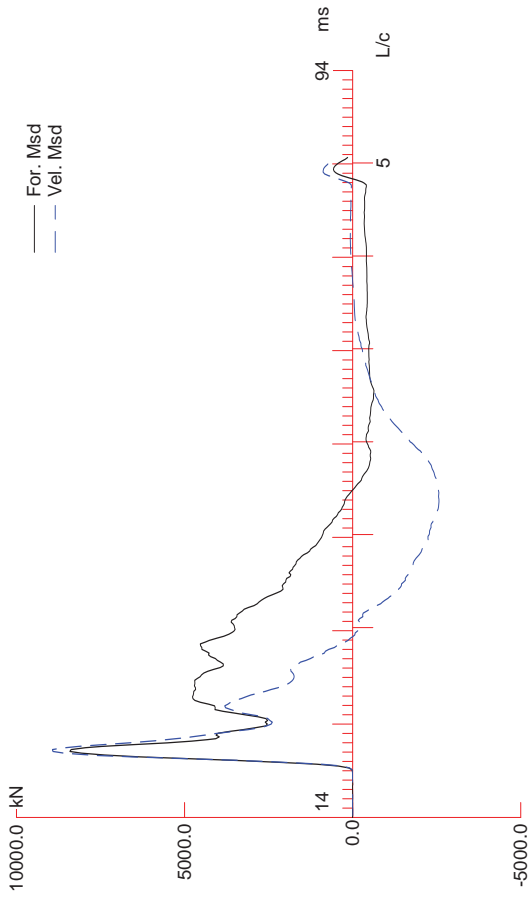
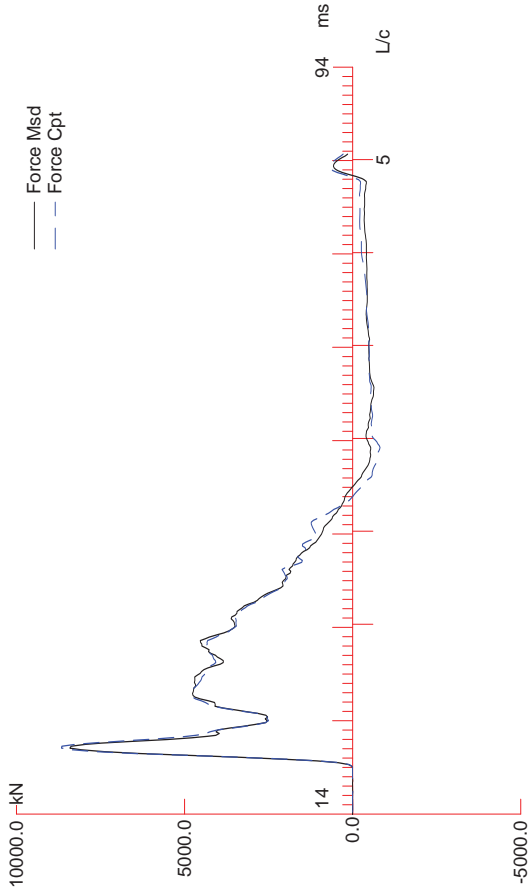
Vennlig hilsen
for MULTICONSULT AS



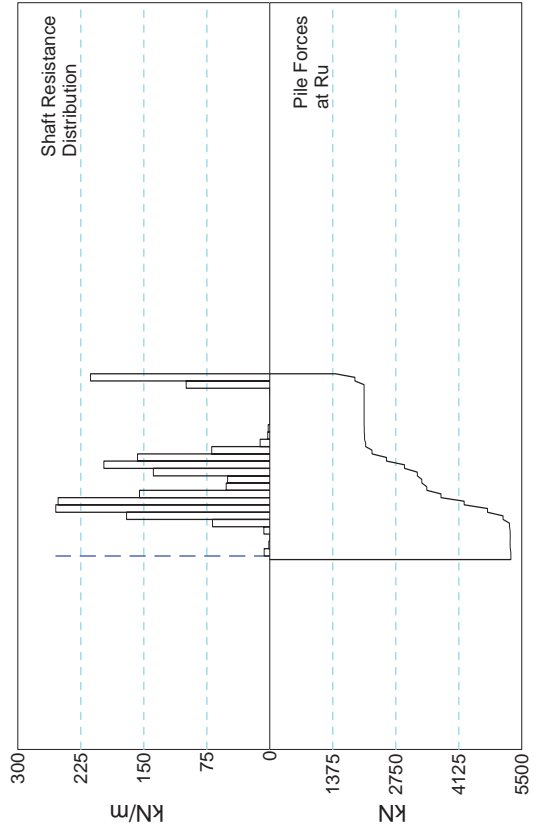
Sigbjørn Rønning

Vedlegg: Utskrift av CAPWAP





Ru = 5254.8 kN
 Rs = 3825.1 kN
 Rb = 1429.7 kN
 Dy = 28.1 mm
 Dmx = 35.2 mm



E6 Pirbrua; Pile: nord-open
 816x14.2; Blow: 5
 Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
 CAPWAP® Ver. 2000-1
 OP: sr

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 5254.8; along Shaft 3825.1; at Toe 1429.7 kN

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				5254.8					
1	3.0	2.0	13.7	5241.1	13.7	6.85	2.67	0.168	10.960
2	5.0	4.0	2.8	5238.3	16.5	1.40	0.55	0.168	10.943
3	7.0	6.0	0.0	5238.3	16.5	0.00	0.00	0.000	10.172
4	9.0	8.0	14.5	5223.8	31.0	7.25	2.83	0.168	9.809
5	11.0	10.0	136.6	5087.2	167.6	68.31	26.65	0.168	9.462
6	13.0	12.0	341.2	4745.9	508.8	170.61	66.55	0.168	8.979
7	15.0	14.0	509.7	4236.2	1018.6	254.87	99.42	0.168	8.461
8	17.0	16.0	504.3	3731.9	1522.9	252.17	98.37	0.168	8.030
9	19.0	18.0	310.6	3421.2	1833.6	155.32	60.59	0.168	7.778
10	21.0	20.0	104.3	3316.9	1937.9	52.17	20.35	0.168	7.751
11	23.0	22.0	100.7	3216.1	2038.6	50.37	19.65	0.168	7.778
12	25.0	24.0	277.4	2938.8	2316.0	138.68	54.10	0.168	7.583
13	27.0	26.0	395.3	2543.5	2711.3	197.65	77.10	0.168	7.149
14	29.0	28.0	315.1	2228.3	3026.4	157.57	61.47	0.168	6.715
15	31.0	30.0	138.5	2089.8	3165.0	69.26	27.02	0.168	6.585
16	33.0	32.0	23.4	2066.4	3188.4	11.69	4.56	0.168	6.584
17	35.0	34.0	5.4	2061.0	3193.7	2.70	1.05	0.168	6.564
18	37.0	36.0	4.2	2056.8	3197.9	2.10	0.82	0.168	6.314
19	39.0	38.0	0.0	2056.8	3197.9	0.00	0.00	0.000	6.115
20	41.0	40.0	0.0	2056.8	3197.9	0.00	0.00	0.000	5.995
21	43.0	42.0	0.0	2056.8	3197.9	0.00	0.00	0.000	5.866
22	45.0	44.0	0.0	2056.8	3197.9	0.00	0.00	0.000	5.643
23	47.0	46.0	0.5	2056.3	3198.4	0.25	0.10	0.168	5.317
24	49.0	48.0	199.5	1856.8	3397.9	99.75	38.91	0.168	4.951
25	51.0	50.0	427.2	1429.7	3825.1	213.59	83.32	0.168	4.661
Avg. Skin			153.0			76.50	29.84	0.168	7.374
Toe			1429.7				44261.94	1.489	4.680
Soil Model Parameters/Extensions						Skin	Toe		
Case Damping Factor						0.443	1.471		Smith Type
Reloading Level (% of Ru)						100	100		
Unloading Level (% of Ru)						0			
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)							0.090		

E6 Pirbrua; Pile: nord-open
816x14.2; Blow: 5
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe
Soil Plug Weight	(kN)		7.21
Soil Support Dashpot		1.400	5.000
Soil Support Weight	(kN)	25.60	25.60

CAPWAP match quality: 3.24(Wave Up Match)
Observed: final set = 3.500 mm; blow count = 286 b/m
Computed: final set = 5.722 mm; blow count = 175 b/m

E6 Pirbrua; Pile: nord-open
 816x14.2; Blow: 5
 Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
 CAPWAP® Ver. 2000-1
 OP: sr

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	8669.1	-861.8	242.366	-24.093	148.97	6.0	28.198
2	2.0	8669.4	-908.3	242.375	-25.393	148.05	6.0	27.701
5	5.0	8647.6	-983.0	241.764	-27.483	144.95	6.0	26.253
8	8.0	8680.7	-1012.9	242.689	-28.317	142.28	5.9	24.817
11	11.0	8896.9	-1165.6	248.733	-32.586	139.32	5.8	23.398
14	14.0	8669.3	-1156.1	242.372	-32.321	124.21	5.5	22.109
17	17.0	8394.5	-1132.9	234.688	-31.673	109.76	5.2	20.924
20	20.0	7463.6	-1048.8	208.661	-29.320	89.57	5.1	20.112
23	23.0	7476.1	-1100.2	209.012	-30.757	86.82	5.0	19.333
26	26.0	7298.7	-1140.8	204.052	-31.893	79.01	4.8	18.456
29	29.0	7064.8	-1146.8	197.514	-32.061	71.24	4.6	17.741
32	32.0	6571.8	-1147.7	183.729	-32.087	62.63	4.5	17.013
35	35.0	6542.6	-1210.6	182.913	-33.845	62.17	4.5	16.222
38	38.0	6525.5	-1260.2	182.436	-35.233	61.96	4.5	15.357
41	41.0	6517.8	-1257.8	182.220	-35.165	61.92	4.5	14.572
44	44.0	6509.2	-1272.3	181.981	-35.571	61.87	4.5	13.868
47	47.0	6708.7	-1277.5	187.556	-35.716	61.82	4.4	13.206
48	48.0	6917.5	-1270.0	193.396	-35.506	61.80	4.2	12.976
49	49.0	6934.1	-1271.3	193.858	-35.543	61.79	4.2	12.751
50	50.0	6360.0	-1248.8	177.807	-34.912	59.07	4.5	12.551
51	51.0	6212.3	-1244.1	173.679	-34.781	52.73	4.6	12.363
Absolute	13.0			251.627			(T =	24.0 ms)
	47.0				-35.716		(T =	61.1 ms)

E6 Pirbrua; Pile: nord-open
816x14.2; Blow: 5
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	10523.2	9820.2	9117.2	8414.2	7711.2	7008.2	6305.2	5602.2	4899.2	4196.3
RMX	10523.2	9820.2	9117.2	8414.2	7711.2	7008.2	6305.2	5602.2	4899.2	4196.3
RSU	12248.2	11717.7	11187.2	10656.7	10126.3	9595.8	9065.3	8534.8	8004.3	7473.8

RAU= 34.5 (kN); RA2= 4947.8 (kN)

Current CAPWAP Ru= 5254.8 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.75; J(Rx)=0.75

VMX	VFN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	EMX	RLT
m/s	m/s	kN	kN	kN	mm	mm	kJ	kN
6.23	0.00	9015.8	8537.3	8537.3	29.257	3.508	150.0	9156.2

E6 Pirbrua; Pile: nord-open
816x14.2; Blow: 5
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

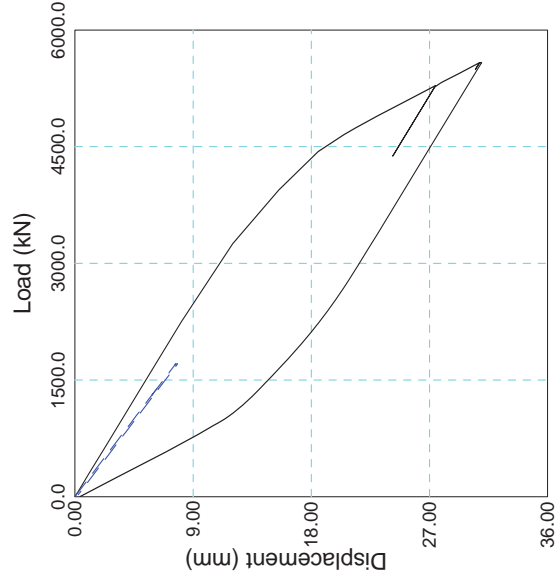
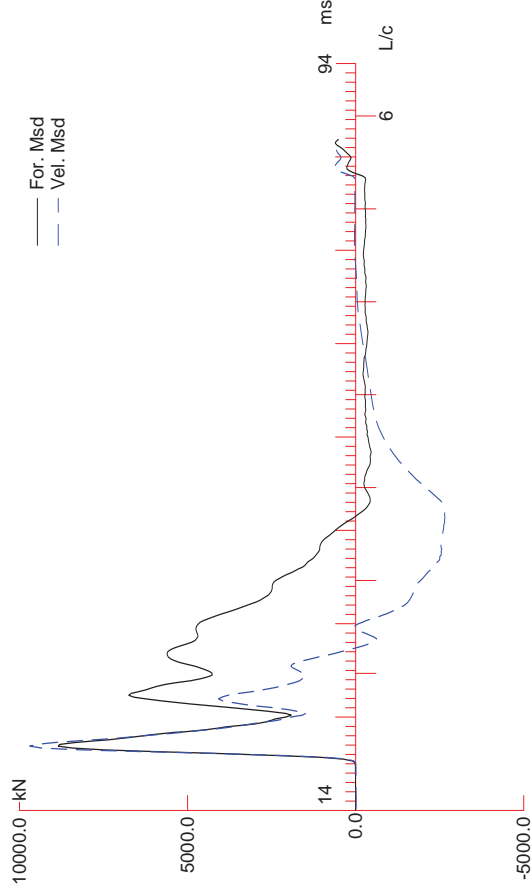
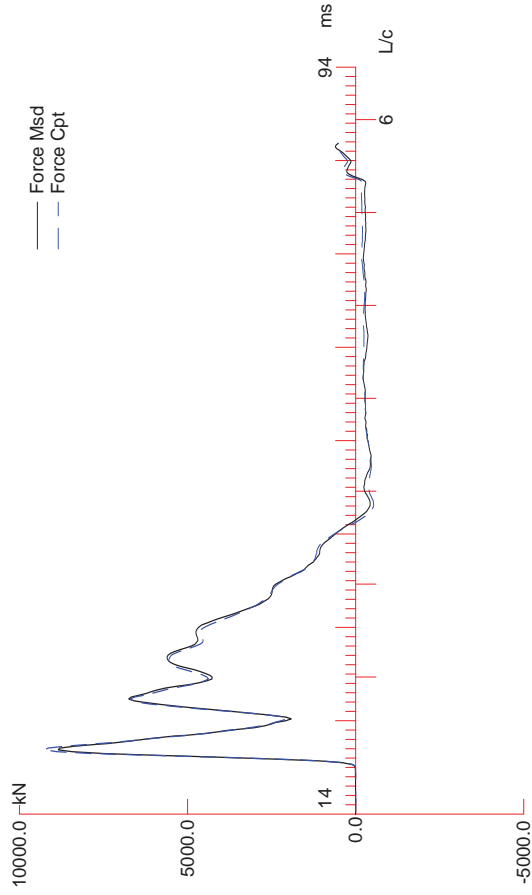
PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Circumf. m
0.00	357.69	207304.2	77.400	2.563
51.00	357.69	207304.2	77.400	2.563

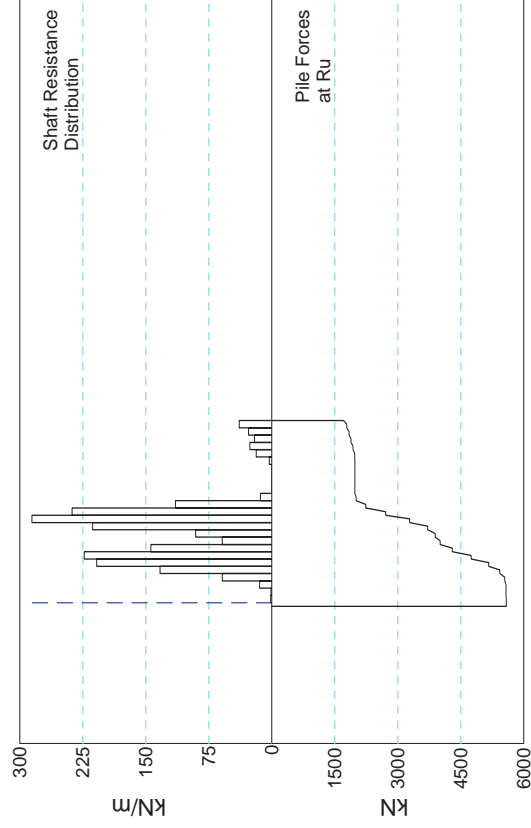
Toe Area 0.032 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 1446.83 kN/m/s

Wave Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5125.0 m/s



Ru = 5581.5 kN
 Rs = 3873.5 kN
 Rb = 1708.0 kN
 Dy = 30.8 mm
 Dmx = 31.0 mm



E6 Pirbrua; Pile: sor-lukket
 816x14.2; Blow: 4
 Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
 CAPWAP® Ver. 2000-1
 OP: sr

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 5581.5; along Shaft 3873.5; at Toe 1708.0 kN

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				5581.5					
1	3.0	2.0	3.1	5578.4	3.1	1.55	0.61	0.394	6.130
2	5.0	4.0	2.1	5576.3	5.2	1.05	0.41	0.394	6.115
3	7.0	6.0	29.2	5547.1	34.4	14.61	5.71	0.394	6.115
4	9.0	8.0	118.1	5429.0	152.5	59.03	23.06	0.394	6.115
5	11.0	10.0	266.3	5162.7	418.8	133.16	52.02	0.394	6.115
6	13.0	12.0	416.9	4745.8	835.7	208.45	81.43	0.394	6.115
7	15.0	14.0	446.6	4299.2	1282.3	223.31	87.23	0.394	6.115
8	17.0	16.0	288.3	4010.9	1570.7	144.17	56.32	0.394	6.115
9	19.0	18.0	118.2	3892.7	1688.8	59.08	23.08	0.394	6.115
10	21.0	20.0	181.7	3711.0	1870.5	90.84	35.49	0.394	6.115
11	23.0	22.0	427.0	3284.0	2297.5	213.50	83.40	0.394	6.115
12	25.0	24.0	571.5	2712.5	2869.0	285.74	111.62	0.394	6.115
13	27.0	26.0	475.7	2236.8	3344.7	237.87	92.92	0.394	6.115
14	29.0	28.0	229.7	2007.1	3574.4	114.86	44.87	0.394	6.115
15	31.0	30.0	27.4	1979.7	3601.9	13.71	5.35	0.394	6.115
16	33.0	32.0	0.0	1979.7	3601.9	0.00	0.00	0.000	6.115
17	35.0	34.0	0.0	1979.7	3601.9	0.00	0.00	0.000	6.115
18	37.0	36.0	0.0	1979.7	3601.9	0.00	0.00	0.000	6.115
19	39.0	38.0	0.0	1979.7	3601.9	0.00	0.00	0.000	6.115
20	41.0	40.0	6.3	1973.4	3608.2	3.15	1.23	0.394	6.115
21	43.0	42.0	37.6	1935.7	3645.8	18.81	7.35	0.394	5.778
22	45.0	44.0	52.7	1883.0	3698.5	26.36	10.30	0.394	5.356
23	47.0	46.0	41.5	1841.5	3740.0	20.76	8.11	0.394	4.948
24	49.0	48.0	55.6	1785.9	3795.6	27.81	10.86	0.394	4.537
25	51.0	50.0	77.8	1708.0	3873.5	38.92	15.20	0.394	4.117
Avg. Skin			154.9			77.47	30.26	0.394	6.026
Toe			1708.0				3290.37	0.788	7.680
Soil Model Parameters/Extensions						Skin	Toe		
Case Damping Factor						1.054	0.930		
Reloading Level (% of Ru)						100	100		
Unloading Level (% of Ru)						0			
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)							0.400		

E6 Pirbrua; Pile: sor-lukket
816x14.2; Blow: 4
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

Soil Model Parameters/Extensions	Skin	Toe
Soil Plug Weight (kN)		0.09

CAPWAP match quality:	1.73(Wave Up Match)	
Observed: final set =	2.000 mm; blow count =	500 b/m
Computed: final set =	1.281 mm; blow count =	781 b/m

E6 Pirbrua; Pile: sor-lukket
 816x14.2; Blow: 4
 Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
 CAPWAP® Ver. 2000-1
 OP: sr

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	9274.0	-579.8	259.277	-16.210	158.37	6.4	25.868
2	2.0	9272.4	-624.4	259.233	-17.457	156.58	6.4	25.178
5	5.0	9272.4	-783.8	259.232	-21.914	151.90	6.4	23.278
8	8.0	9357.4	-933.3	261.607	-26.091	146.31	6.2	21.468
11	11.0	9642.0	-1009.1	269.565	-28.211	137.32	5.8	19.715
14	14.0	8540.4	-789.8	238.768	-22.079	109.79	5.3	18.212
17	17.0	7912.5	-686.7	221.212	-19.198	93.69	4.9	16.965
20	20.0	7226.4	-586.4	202.030	-16.394	79.97	4.7	15.794
23	23.0	7481.9	-605.5	209.175	-16.928	73.76	4.3	14.700
26	26.0	6181.7	-320.5	172.823	-8.960	51.27	3.8	13.835
29	29.0	5623.9	-232.5	157.230	-6.499	41.34	3.6	13.085
32	32.0	5189.3	-215.5	145.080	-6.024	35.92	3.6	12.402
35	35.0	5182.4	-288.1	144.887	-8.054	35.33	3.6	11.724
38	38.0	5175.7	-349.5	144.698	-9.770	34.78	3.6	11.073
41	41.0	5184.1	-397.7	144.933	-11.120	34.11	3.6	10.353
44	44.0	5157.7	-435.3	144.195	-12.169	32.71	3.5	9.571
47	47.0	5120.1	-484.3	143.145	-13.541	31.22	3.5	8.795
48	48.0	5061.8	-497.7	141.515	-13.914	30.44	3.5	8.546
49	49.0	5048.7	-522.4	141.147	-14.605	30.20	3.5	8.297
50	50.0	4932.1	-536.1	137.888	-14.988	29.28	3.5	8.055
51	51.0	5035.2	-562.7	140.772	-15.731	28.84	3.4	7.813
Absolute	11.0			269.565			(T =	23.4 ms)
	11.0				-28.211		(T =	49.6 ms)

E6 Pirbrua; Pile: sor-lukket
816x14.2; Blow: 4
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	11303.7	10555.9	9808.1	9060.3	8312.5	7564.7	6816.9	6069.1	5321.3	4573.5
RMX	11303.7	10555.9	9808.1	9060.3	8312.5	7564.7	6816.9	6069.1	5321.3	4573.5
RSU	13850.2	13357.1	12863.9	12370.7	11877.6	11384.4	10891.3	10398.1	9905.0	9411.8

RAU= 127.0 (kN); RA2= 3263.4 (kN)

Current CAPWAP Ru= 5581.5 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.77; J(Rx)=0.77

VMX	VFN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	EMX	RLT
m/s	m/s	kN	kN	kN	mm	mm	kJ	kN
6.77	0.00	9799.0	8982.8	8982.8	26.974	2.011	161.6	11147.9

E6 Pirbrua; Pile: sor-lukket
816x14.2; Blow: 4
Noteby A/S

Test: 20-Feb-2008
CAPWAP® Ver. 2000-1
OP: sr

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Circumf. m
0.00	357.69	207304.2	77.400	2.560
51.00	357.69	207304.2	77.400	2.560

Toe Area 0.519 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 1446.83 kN/m/s

Wave Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5125.0 m/s

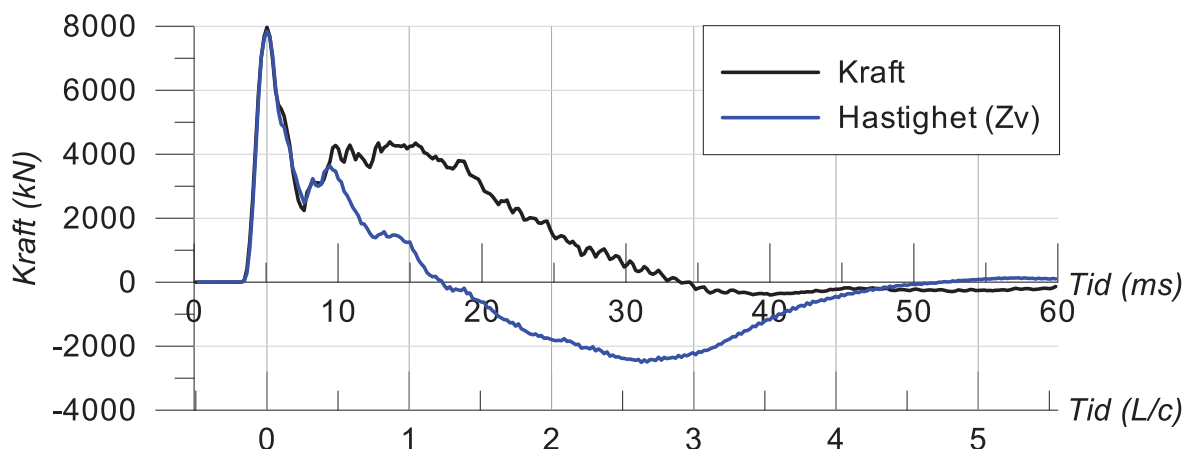
VEDLEGG F – PDA- MÅLINGER

Grafer av kraft og hastighet målt ved PDA- målingene på den åpne og lukkede pelen i 2007 og 2008 er vist i sine respektive avsnitt. De ulike plottene vil kommenteres kort for å informere om eventuelle feil ved målingene. Det vil også gis en kort forklaring til hvordan feilen kan ha oppstått.

Åpen Ø813 stålrørspel testet i 2007

Kommentar:

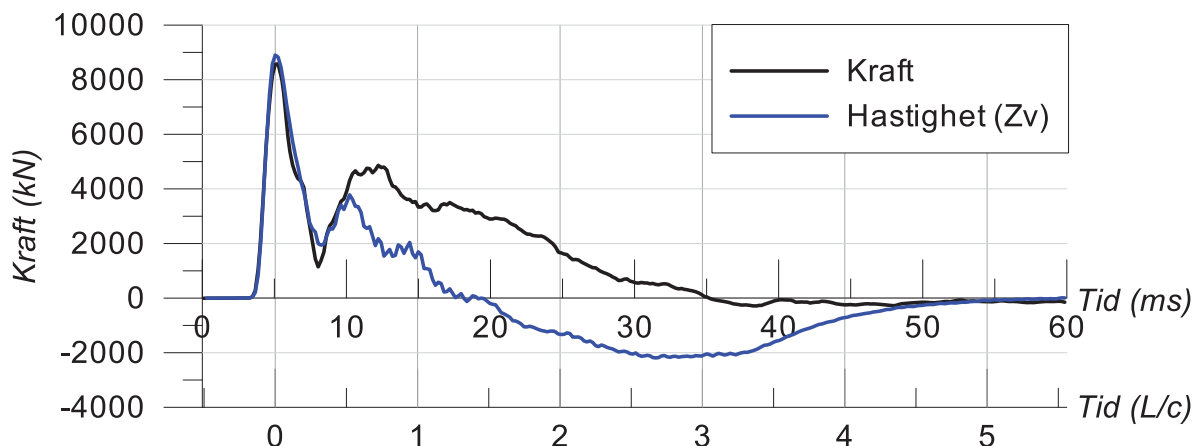
Kraftkurven viser små vibrasjoner. Dette kan indikere at loddet har innført ringsspenninger i pelen, som følge av at loddet ikke har truffet pelen rent under rammingen (Pile Dynamic Inc., 2010).



Åpen Ø813 stålrørspel testet i 2008

Kommentar:

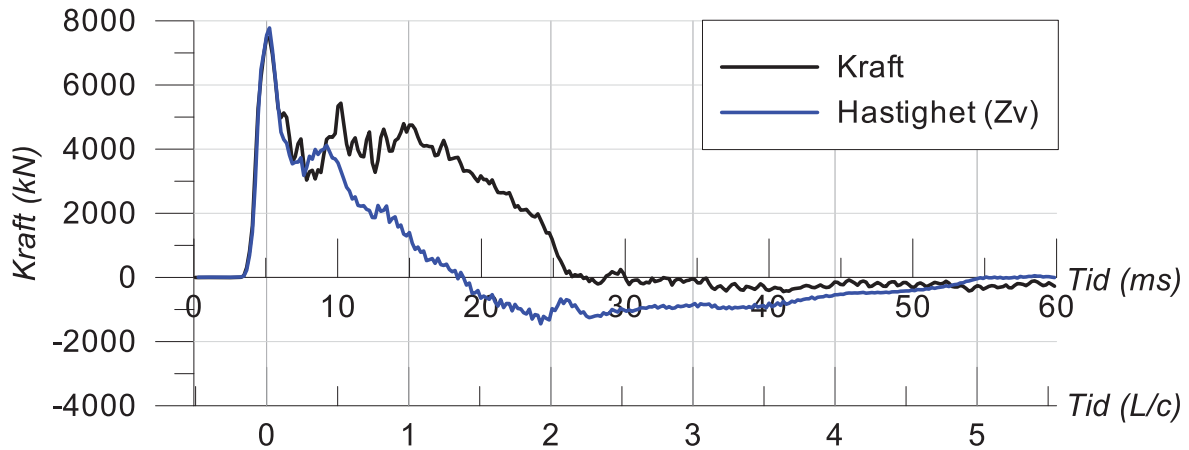
Hastigheten (Zv) gir høyere verdier enn kraftkurven, spesielt etter ca. 8 ms. Dette kan skyldes at frekvensen for målinger av akselerasjon er for lav. For lav frekvens vil føre til at alle hastigheter i etterkant av feilmålingen er for høye (Pile Dynamic Inc., 2010).



Lukket Ø813 stålrørspel testet i 2007

Kommentar:

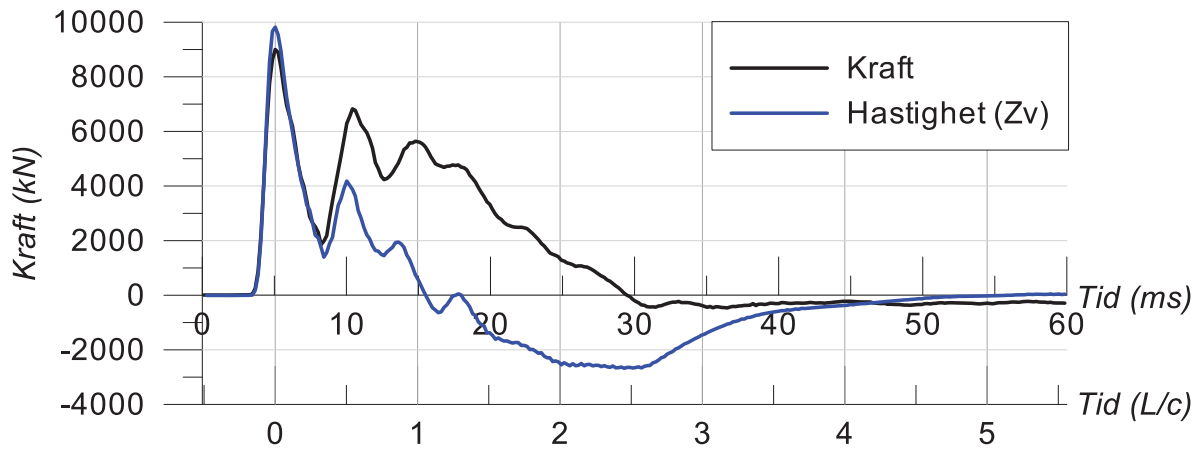
Hastigheten (Z_v) er høyere enn målt kraft etter ca. 8 ms. Dette kan skyldes at frekvensen for målinger av akselerasjon er for lav (Pile Dynamic Inc., 2010). For lav frekvens vil føre til at alle hastigheter i etterkant av feilmålingen er for høye.



Lukket Ø813 stålrørspel testet i 2008

Kommentar:

Hastigheten (Z_v) er vesentlig høyere enn målt kraft ved tiden 5 ms. Dette kan skyldes at frekvensen for målinger av akselerasjon er for lav (Pile Dynamic Inc., 2010). For lav frekvens vil føre til at alle hastigheter i etterkant av feilmålingen er for høye.

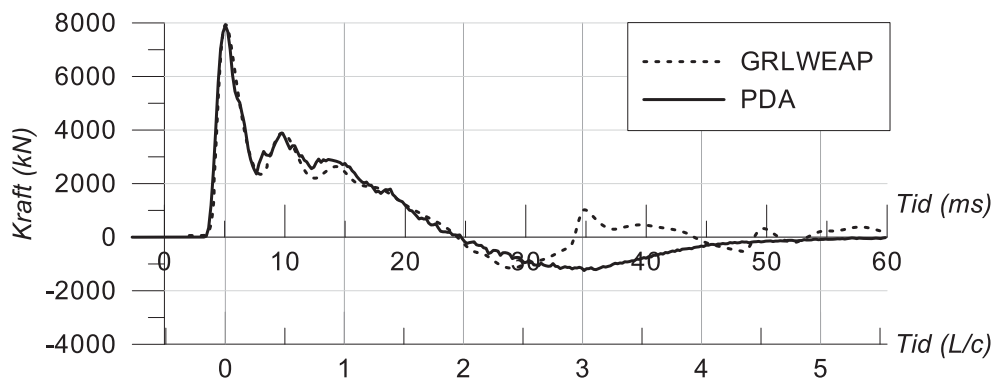


VEDLEGG G – VALIDERING AV RESULTAT HYPOTESE B

Resultatet er validert ved bruk av grafer for kraft i oppad- og nedadgående bølger for analysen i GRLWEAP og PDA- målingene. Grafene kommenteres fortløpende.

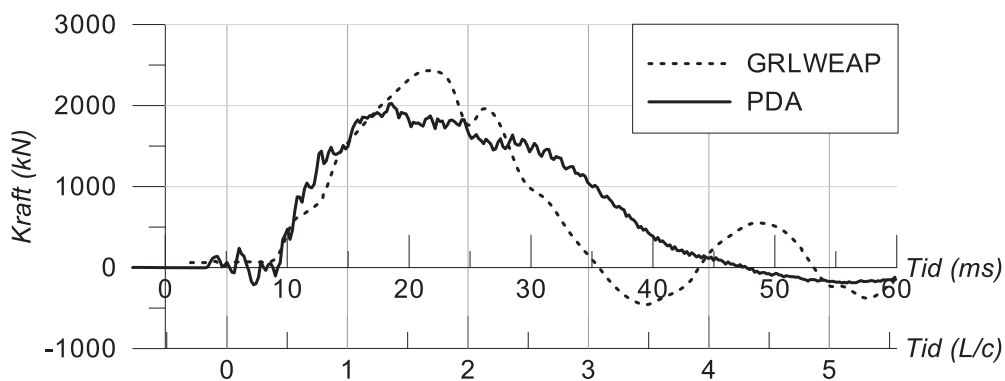
Åpen Ø813 stålørspel testet i 2007

Kraften i nedadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-1. Kurvene viser at GRLWEAPs modellering av hammeren samsvarer godt med PDA-målingene frem til 30 ms. Ved denne tiden vil avlastningsstivhetene være avgjørende, og vil ikke kommenteres ytterligere.



Figur V-1 – Kraft i nedadgående bølge for modellert hammer i GRLWEAP og ved PDA- målinger.

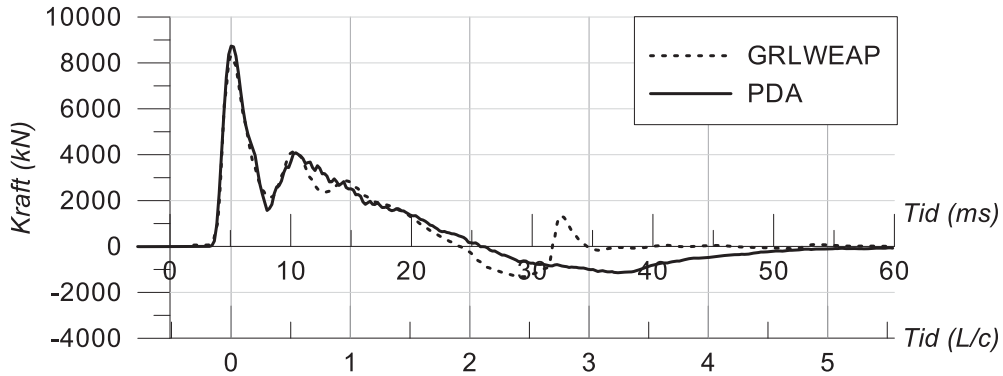
Kraften i oppadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-2. Kurvene viser tilsvarende tendenser inntil ca. 18 ms. Etter dette gir GRLWEAP- analysen en kraftigere trykkrespons, enn PDA-målingene. Hvorvidt dette er en konsekvens av for høy jordmotstand i analysen i GRLWEAP eller en konsekvens av gal avlastningsquake kan ikke sies med sikkerhet.



Figur V-2 – Kraft i nedadgående bølge fra PDA- målinger og v/ analyse i GRLWEAP.

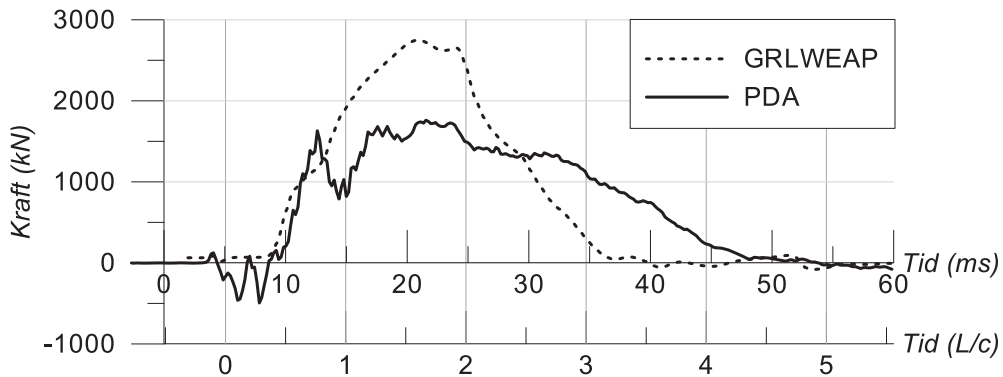
Åpen Ø813 stålrørspel testet i 2008

Kraften i nedadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-3. Kurvene viser at GRLWEAPs modellering av hammeren samsvarer godt med PDA-målingene frem til 25 ms. Ved denne tiden vil avlastningsstivhetene være avgjørende, og vil ikke kommenteres ytterligere.



Figur V-3 – Kraft i nedadgående bølge for modellert hammer i GRLWEAP og ved PDA-målinger.

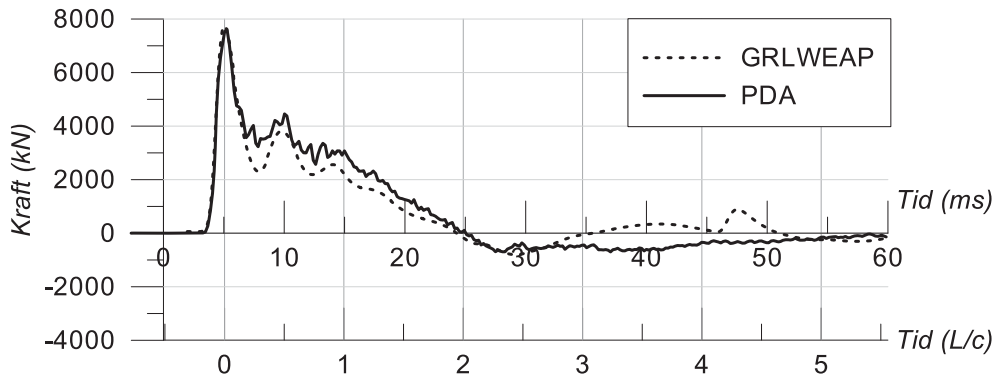
Kraften i oppadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-4. Kurvene viser at responsen inntil ca. 12 ms er tilsvarende. I etterkant av dette fortsetter kurven fra GRLWEAP- analysen å øke, der PDA- målingene gir et lokalt bunnpunkt. Det lokale bunnpunktet kan skyldes at total jordmotstand for det gitte laget har blitt redusert. Reduksjonen kan forklares med blant annet av høye dempningsverdier i visse lag, eller høy sensitivitet. Det vil her ikke forsøkes å presentere alternative årsaker, eller spekulere i hvilken årsak som er mest troverdig. Alt i alt fører det til at de to kurvene samsvarer i liten grad etter ca. 13 ms.



Figur V-4 – Kraft i oppadgående bølge fra PDA- målinger og v/ analyse i GRLWEAP.

Lukket Ø813 stålrørspel testet i 2007

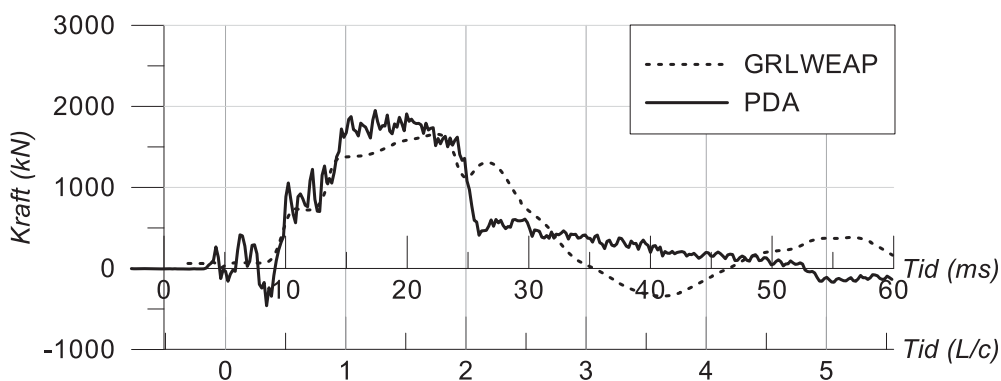
Kraften i nedadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-5. Det største avviket oppstår etter ca. 7 ms, og oppstår trolig på grunn av feilmålinger av akselerasjon kommentert i *Vedlegg F – PDA- målinger*. En feilmålingen av akselerasjon vil føre til økt kraft i nedadgående bølge for alle tider i etterkant av feilmålingen.



Figur V-5 – Kraft i nedadgående bølge for modellert hammer i GRLWEAP og ved PDA-målinger.

Kraften i oppadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-6. Kurvene viser tilsvarende tendenser inntil ca. 14 ms. Etter dette gir GRLWEAP- analysen en noe lavere registrert trykkrespons, enn PDA-målingene. Responsen kan ikke forklares med feilmålinger av akselerasjon, som følge av at høyere målt hastighet vil gi en svakere oppadgående trykkrespons.

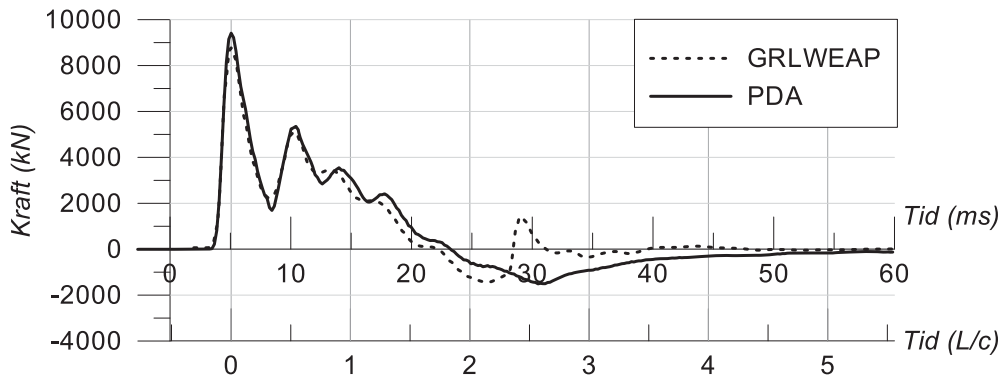
En alternativ årsak er at pelen iht. PDA- målingene gitt i *Vedlegg F – PDA- målinger*, vil ha en oppadrettet forskyvning etter ca. 17 ms basert på de gale akselerasjonsmålingene. I realiteten vil pelen ha en oppadrettet hastighet tidligere enn 17 ms, ettersom feilmålingene av akselerasjon har forskjøvet hastighetskurven oppover. Dette vil føre til at pelen i realiteten har en oppadrettet hastighet ved ca. 14-16 ms, og det blir derfor vanskelig å få samsvar i etterkant av dette.



Figur V-6 – Kraft i oppadgående bølge fra PDA- målinger og v/ analyse i GRLWEAP.

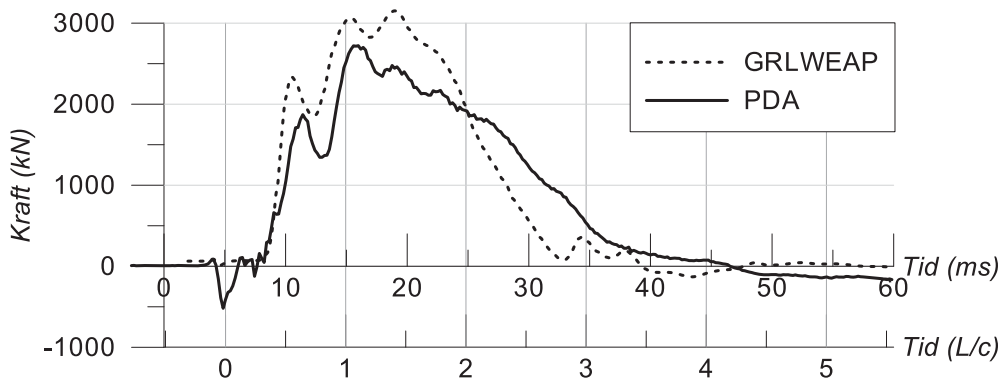
Lukket Ø813 stålrørspel testet i 2008

Kraften i nedadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-7. Kurvene samsvarer godt inntil ca. $2L/c$.



Figur V-7 – Kraft i nedadgående bølge for modellert hammer i GRLWEAP og ved PDA- målinger.

Kraften i oppadgående bølge ved analyse i GRLWEAP og fra PDA- målinger er vist i Figur V-8. Kurvene samstemmer i stor grad innenfor tidsintervallet $2L/c$, med et lite avvik ved ca. 10 ms. Her kan det se ut til at jordmotstanden i GRLWEAP- analysen er for høy, og at kraftkurven derfor stadig ligger ca. 500 kN høyere enn PDA- målingene. Denne differansen vil si at summen av dynamisk og statisk jordmotstanden ned til ca. 13 m er modellert ca. 1000 kN for høyt.



Figur V-8 – Kraft i oppadgående bølge fra PDA- målinger og v/ analyse i GRLWEAP.

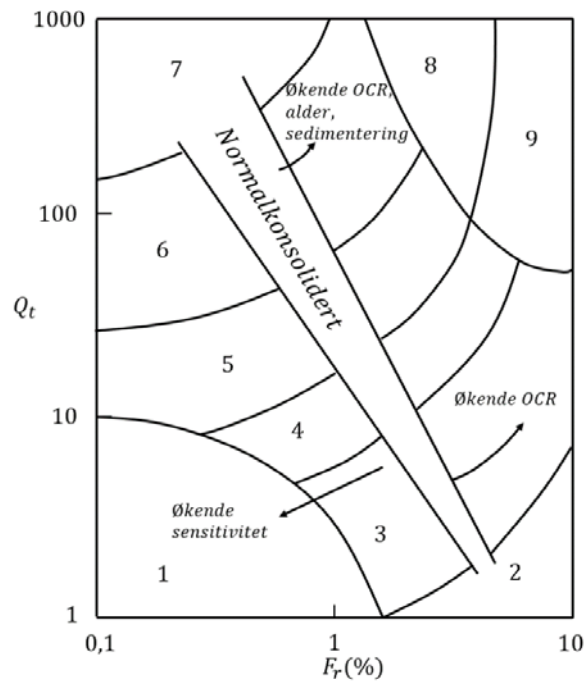
VEDLEGG H – KLASSIFISERINGSDIAGRAM

Klassifiseringen gjøres i henhold til metodene presentert i publikasjonen *Cone Penetration Testing* (Lunne, Robertson, & Powell, 1997). Tabell med materialoppførsel er gitt på neste side.

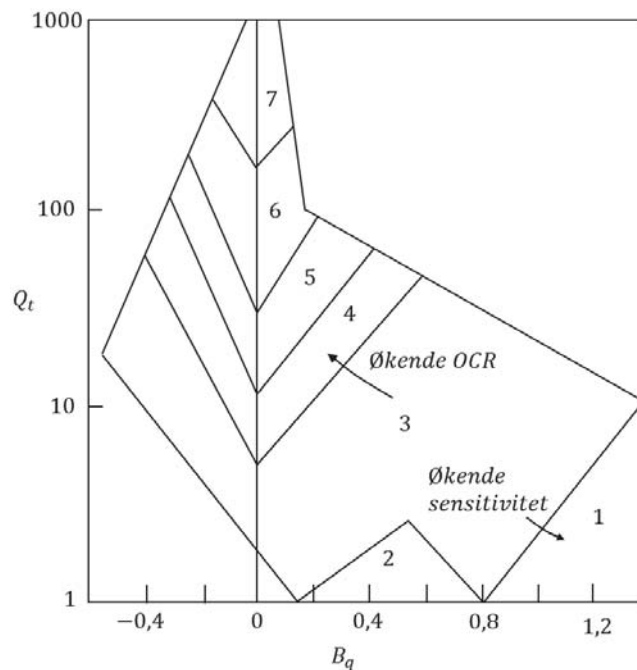
$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$



Klassifiseringsdiagram ved friksjonsforhold (F_r) (fra engelsk: friction ratio) og Q_t .



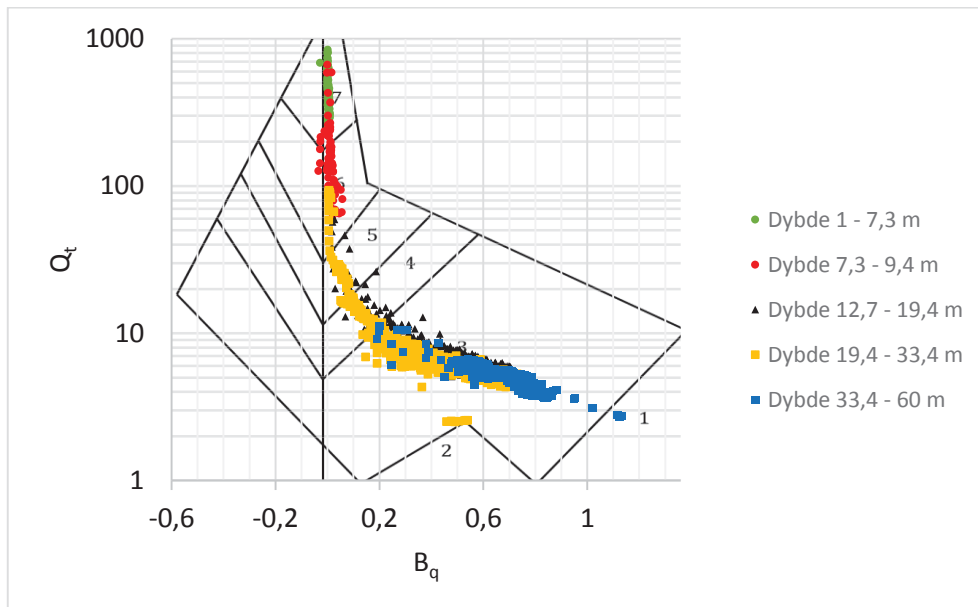
Klassifiseringsdiagram ved poretrykkparameter (B_q) (fra engelsk: friction ratio) og Q_t .

Materialoppførsel i henhold til soner gitt av klassifiseringsdiagram.

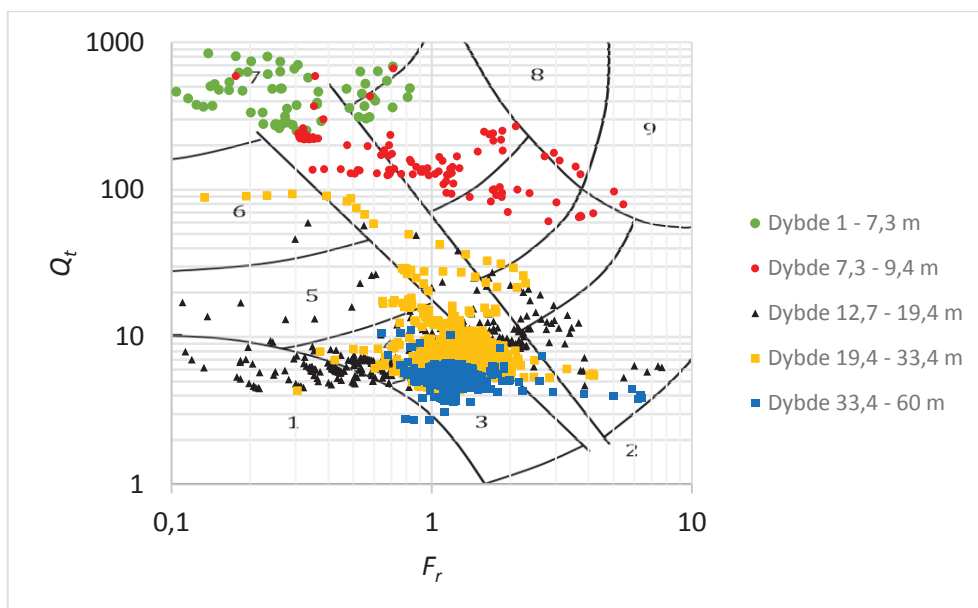
Sone	Materialoppførsel
1	Sensitiv, finkornet
2	Organisk, torv- materiale
3	Leire til siltig leire
4	Siltblanding; Leirig silt til siltig leire
5	Sandblanding; siltig sand til sandig silt
6	Sand; ren sand til siltig sand
7	Grusig sand til sand
8	Stiv sand til leirig sand
9	Stiv sand; finkornet

VEDLEGG I – KLASSIFISERINGSDIAGRAM M/ CPTU- RESULTAT

Resultater fra sondering utført den 28.11.2006 er vist i de to påfølgende diagrammene. Resultatene fra sonderingen utført den 28.11.2006 er vist på neste side.

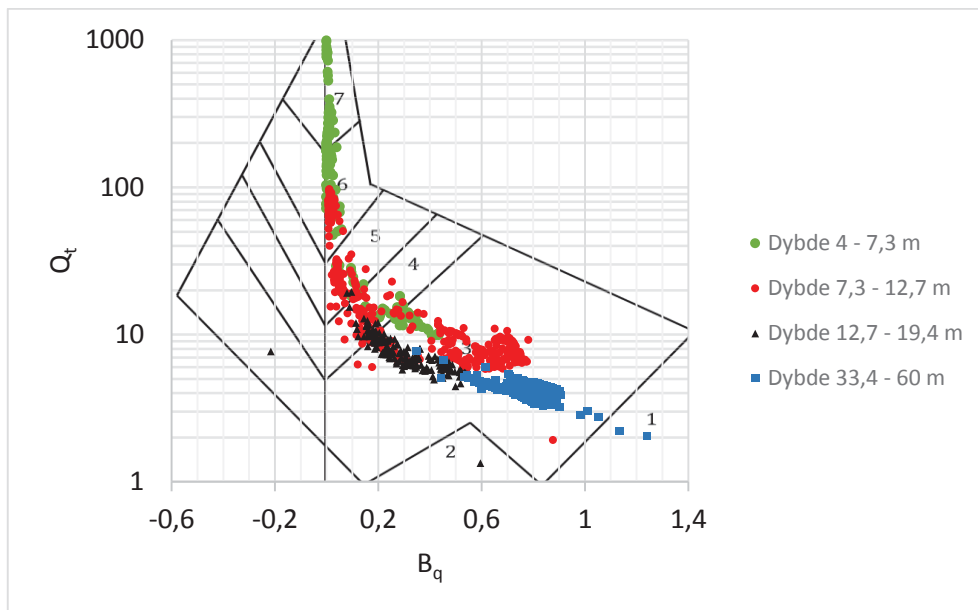


Klassifiseringsdiagram ved bruk av B_q og Q_t . CPTU-sondering tolkningen er basert på ble utført den 28.11.2006.

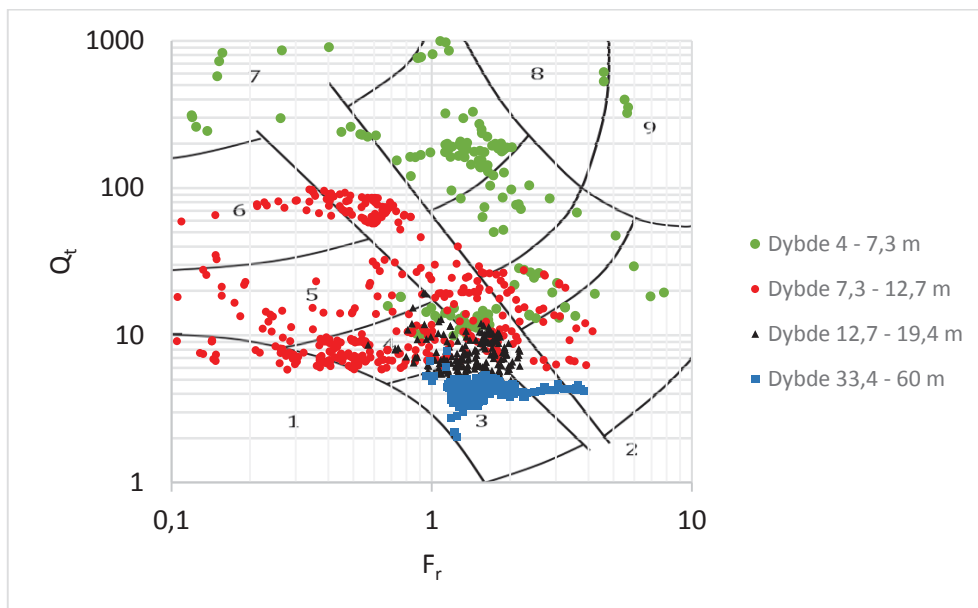


Klassifiseringsdiagram ved bruk av F_r og Q_t . CPTU-sondering tolkningen er basert på ble utført den 28.11.2006.

Resultater fra sondering utført den 29.11.2006 er vist i de to påfølgende diagrammene.



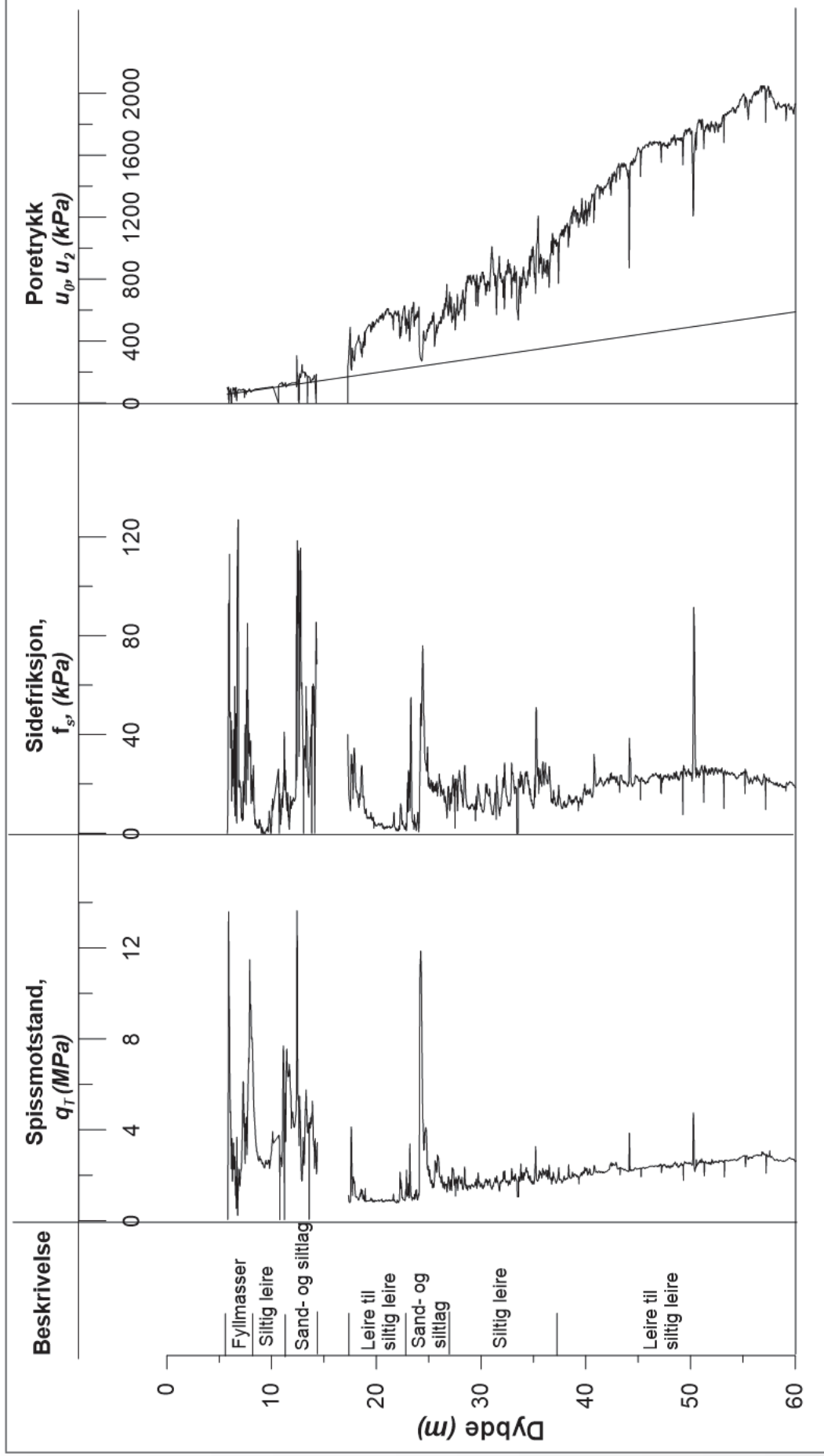
Klassifiseringsdiagram ved bruk av B_q og Q_t . CPTU- sondering tolkningen er basert på ble utført den 29.11.2006.

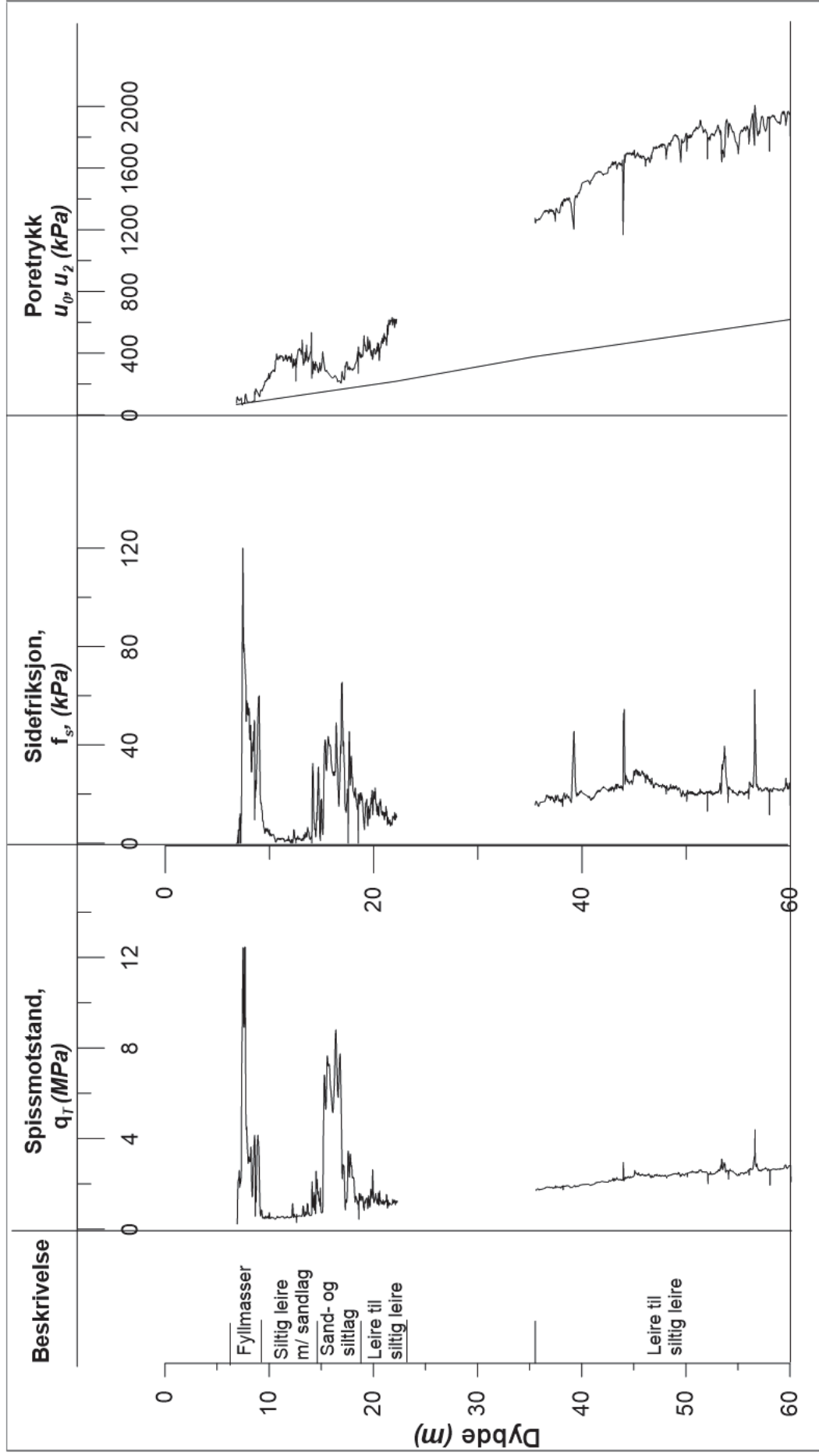


Klassifiseringsdiagram ved bruk av F_r og Q_t . CPTU- sondering tolkningen er basert på ble utført den 29.11.2006.

VEDLEGG J – CPTU – SONDERINGER

Sonderingen utført den 28.11.2006 og 29.11.2006 er vist i kronologisk rekkefølge i de to påfølgende figurene. Beskrivelsen er utført iht. Klassifiseringsdiagram gitt i *Vedlegg I – Klassifiseringsdiagram med CPTU- resultat*





VEDLEGG K –SKAFTEFRIKSJON I SAND

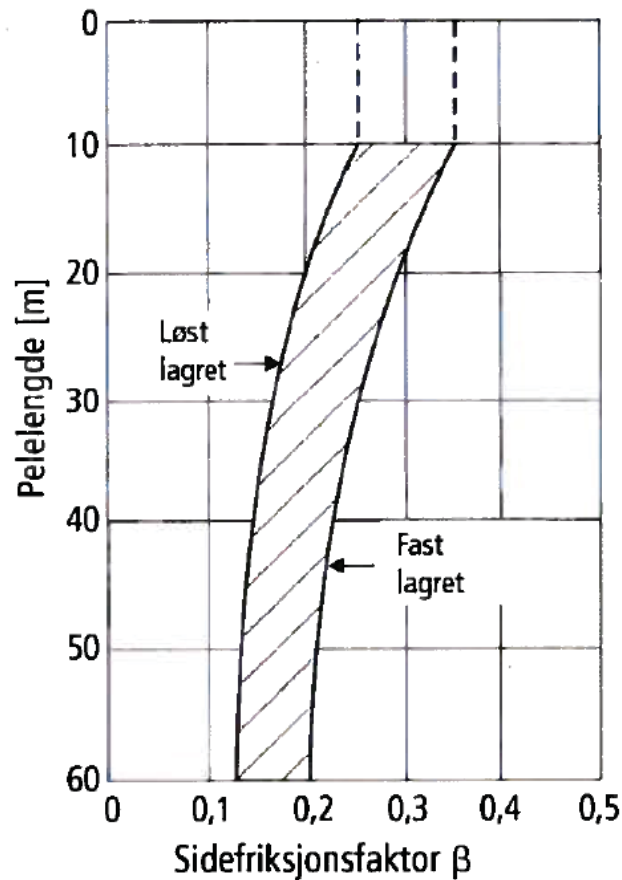
Metoden som er benyttet til å regne ut skaftfriksjon langs peler i sand er hentet fra *Peleviledningen 2012*, der sidefriksjonen finnes ved

$$\tau_s = \beta \sigma'_v$$

Der

σ'_v - Vertikalspenning (*kPa*), estimert ved $\frac{9kN}{m^3} * d(m)$, d - dybden

β - Skaftfriksjonsfaktor, gitt av Figur 76.



Figur 76 - Sidefriksjonsfakter for peler i sand ((Den Norske Pelekomité, 2012))