

PDA-måling for beregning av bæreevne til betongpeler i leire

Åge Dyb

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund, IBM

Medveileder: Arnfinn Emdal, IBM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Oppgavetittel: PDA-måling for beregning av bæreevne til betongpeler i leire	Dato: 07.06.2017 Antall sider (inkl. vedlegg): 174 Masteroppgave
Navn: Åge Dyb	
Faglærer/Veileder: Gudmund R. Eiksund	
Medveileder: Arnfinn Emdal	

Sammendrag:

Denne oppgaven følger en prøvepeling i forbindelse med ett byggeprosjekt. Det rammes 6 betongpeler og det utføres PDA-målinger disse. Det vises hvordan man kan bruke en-dimensjonal bølge teori og CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) til å beregne pelens bæreevne, basert på denne dynamiske testmetoden.

Generelt blir det gått igjennom metodene for beregning av bæreevne til peler og hvordan dette er behandlet i regelverket. Det blir sammenlignet hvordan blant annet sikkerhetsfaktorer spiller inn, og det viser at PDA-målinger som blir tolket av CAPWAP gir de laveste faktorene og dermed høyest kapasitet.

α -metoden utføres for å sammenligne bæreevne kapasitetene. Her brukes resultater fra CPTu-sonderinger, treaks- og ødometerforsøk til å estimere s_u -profilen til leiren. På grunn av lav plastisitetsindeks, I_p , får vi lave α -verdier, 0,27- 0,29. Dermed får man bare bruke 29% av leirens opprinnelige styrke til beregnet sidefriksjon langs pelene. Data fra peleprotokollene blir gjennomgått og bæreevne kapasiteter estimert fra disse er også vurdert.

Til slutt sammenlignes resultatene etter at sikkerhetsfaktorer er inkludert. På grunn av høye synkverdier, deformasjon per slag, gir PDA-målingene usikre resultater. Kapasitetene er også vesentlig lavere. Det er derfor kun resultatene fra α -metoden som er pålitelige. Bæreevnen til pelene antas å øke over tid og det vil derfor bli gjort nye PDA-målinger etter 6 måneder. Det forventes at disse resultatene vil gi høyere kapasitet og være mer relevante for sammenligning.

Stikkord:

1. Pelers
2. PDA-måling
3. Bæreevne
4. Betongpeler i leire

Åge Dyb

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av et 2-årig masterprogram i Bygg og Miljøteknikk ved Norges Teknisk- og Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Den er skrevet for NTNU, ved institutt for Bygg og Miljøteknikk, seksjon for Geoteknikk.

Etter å ha tatt bachelorgrad ved Høyskolen i Ålesund, arbeidet jeg i 9 år som byggingeniør. I løpet av disse årene har jeg jobbet mye med prosjektering av betong- og stålkonstruksjoner. Da jeg valgte Geoteknikk i masteren, var det for å knytte geoteknikk og konstruksjonsfaget nærmere sammen. Jeg har alltid vært interessert i peler og har vært med på prosjektering av mange bygg og kaier som står på peler. Derfor ønsket jeg å skrive om peling i masteroppgaven min, for å kunne betrakte pelene fra en geoteknikers perspektiv.

Jeg vil takke Veidekke ASA og Kynningsrud AS, som har gitt meg tilgang til prosjektet og all data fra prøvepelingen. Og Multiconsult ASA og Pålanalyt AB for oversending av rådata og for hjelp med å etterspørre informasjon på mine vegne.

En stor takk til min hovedveileder Gudmund R. Eiksund, som har ledet meg gjennom de praktiske og dynamiske problemstillingene som kan forekomme rundt peling. Hans store kunnskap om peling og peledynamikk har vært til stor nytte.

På samme måte vil jeg takke min medveileder Arnfinn Emdal, som har bistått i felt- og laboratoriearbeidet og hjulpet til med tolkning av resultater.

Geogjengen, mine studentkolleger ved Geoteknikk, takkes for godt studiemiljø, gode diskusjoner og opprettholdelse av moral og arbeidsvilje.

Størst takk går til min kone og bestevenn, Anita Hagerup, som har hjulpet og støttet meg gjennom oppgaven og ellers i livet.



Åge Dyb

MASTEROPPGAVE

Vår 2017

for

Student: Åge Dyb

PDA-måling for beregning av bæreevne til betongpeler i leire

Bakgrunn

I forbindelse med planlagt byggeprosjekt på Lade i Trondheim skal det utføres prøvepeling. Det skal rammes en gruppe på seks betongpeler i dybder varierende fra 30 til 45 meter. For vurdering av rammemotstand og bæreevne skal i tillegg til måling av synk, utføres PDA-målinger på pelene. For å dokumentere eventuell styrkeøkning over tid skal PDA-målingene utføres både umiddelbart etter installasjon og etter seks måneder. NTNU er invitert til å observere under prøvepelingen og vil få tilgang til måledata fra pele-entreprenør. I tillegg vil NTNU stille med egen borerigg for prøvetaking i området.

Oppgave beskrivelse

Oppgaven vil bestå i et litteraturstudie der oppgave er å sette seg inn i det teoretiske grunnlaget for vurdering av bæreevne fra dynamiske tester (PDA). Videre inngår det i oppgaven å tolke data fra PDA-målinger og bruk CASE-metoden og programmet CAPWAP får å estimere bæreevne. Som en del av prøvepelingsarbeidet inngår vurdering av målte terrengvibrasjoner under ramming. Oppgaven bør i tillegg omfatte kartlegging av grunnforhold, på basis av geotekniske rapporter for området, CPTu, prøvetaking med påfølgende rutine testing av indeks parameter og treaks- og ødometertesting av jordprøvene.

Mål og hensikt

Beregne bæreevnen til betongpeler i leire på basis av udrenert skjærstyrke bestemt fra CPTu etter metodikk beskrevet i Peleveiledningen 2012 og å sammenligne disse med bæreevne beregnet fra PDA-målingene/CAPWAP.

Hovedveileder: **Professor Gudmund R. Eiksund**

Medveileder: **Amanuensis Arnfinn Emdal**

Institutt for Bygg- og miljøteknikk, NTNU
Vår 2017



Gudmund R. Eiksund (signatur)
Hovedveileder

Sammendrag

Denne oppgaven følger en prøvepeling i forbindelse med ett byggeprosjekt. Det rammes 6 betongpeler i leire og det utføres PDA-målinger disse. Det vises hvordan man kan bruke en-dimensjonal bølgeteori og CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) til å beregne pelens bæreevne, basert på denne dynamiske testmetoden.

Generelt blir det gått igjennom metodene for beregning av bæreevne til peler og hvordan dette er behandlet i regelverket. Det blir sammenlignet hvordan blant annet sikkerhetsfaktorer spiller inn, og det viser at PDA-målinger som blir tolket av CAPWAP gir de laveste faktorene og dermed høyest kapasitet.

α -metoden utføres for å sammenligne bæreevne kapasitetene. Her brukes resultater fra CPTu-sonderinger, treaks- og ødometerforsøk til å estimere s_u -profilen til leiren. På grunn av lav plastisitetsindeks, I_p , får vi lave α -verdier, 0,27- 0,29. Dermed får man bare bruke 29% av leirens opprinnelige styrke til beregnet sidefriksjon langs pelene.

Data fra peleprotokollene blir gjennomgått og bæreevne kapasiteter estimert fra disse er også vurdert.

Til slutt sammenlignes resultatene etter at sikkerhetsfaktorer er inkludert. På grunn av høye synkverdier, deformasjon per slag, gir PDA-målingene usikre resultater. Kapasitetene er også vesentlig lavere. Det er derfor kun resultatene fra α -metoden som er pålitelige.

Bæreevnen til pelene antas å øke over tid og det vil derfor bli gjort nye PDA-målinger etter 6 måneder. Det forventes at disse resultatene vil gi høyere kapasitet og være mer relevante for sammenligning.

Abstract

This thesis follows a test-pile-site from a planned building project. It consists of 6 impact driven concrete piles in clay and it will be made PDA-measurements on them. This paper shows how one can use one-dimensional wave theory and CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) to calculate the bearing capacity of the piles, based on the dynamic test method.

In general, it will go through the methods of how to calculate bearing capacity of piles and how this is governed in the regulations. Comparisons are made including how safety factors contributes and shows that PDA-measurements with CAPWAP interpretation gives the lowest factors, thus giving highest capacity.

The α -Method are executed to compare bearing capacity. Here, CPTu-soundings, triaxial- and oedometer tests are done to estimate an s_u -profile for the clay. Due to low plasticity index, I_p , we get low α -values, 0,27- 0,29, which only allows us to use 29% of the clays original strength as dimensioning side friction along the piles.

Data from the pile protocols are presented and bearing capacity estimated from them are also considered.

Finally, results are compared after safety factors are applied. Due to high set-values, deformation per stroke, the PDA-measurements gives uncertain results. The capacity is also significantly lower. Therefore, only results from the α -Method are reliable.

The bearing capacity of the piles are assumed to increase with time, because of this, new PDA-measurements will be executed after 6 months. These results are expected to give higher capacity and are more suitable for comparison.

Innholdsfortegnelse

Oppgavetittel	I
Forord	III
Oppgavetekst.....	V
Sammendrag.....	VII
Abstract	IX
Innholdsfortegnelse	XI
Symbolliste.....	XV
Figurliste.....	XVII
Tabelliste	XIX
1 INNLEDNING	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling.....	1
1.3 Oppgavens oppbygning	2
2 TEORI.....	3
2.1 Bæreevne til pelar.....	3
2.1.1 Dimensjoneringsprinsipp	3
2.1.2 Dimensjonerende og installert kapasitet	6
2.1.3 Statisk bæreevneformel, sand.....	7
2.1.4 Statisk bæreevne formel, leire.....	10
2.1.5 Rammeformel.....	11
Elastisk og permanent deformasjonsmåling.....	12
Permanent synkmåling	12
2.1.6 Statisk prøvebelastning	14
2.2 Spenningsbølger	15
2.2.1 Bølgeligningen	15

2.2.2	Spenning og partikkelhastighet	18
2.2.3	Refleksjon av bølger.....	21
2.3	PDA-målinger.....	26
2.3.1	CASE-metoden.....	26
2.3.2	CAPWAP	31
3	PRØVEPELING.....	33
3.1	Peleramming	33
3.2	PDA-målinger.....	34
3.3	Poretrykksmålinger.....	35
3.4	Vibrasjonsmålinger.....	36
4	GRUNNUNDERSØKELSER.....	37
4.1	Prøvetaking	37
4.2	Rutineundersøkelser	38
4.3	Treaksialforsøk	39
4.4	Ødometerforsøk	40
4.5	CPTu-sonderinger.....	40
5	RESULTATER	41
5.1	Peleramming	41
5.2	Rutineundersøkelser	43
5.3	Treaksialforsøk	44
5.4	Ødometerforsøk	47
5.5	CPTu-sonderinger.....	51
5.6	s_u -profil og α -verdi	54
5.7	CASE-Metoden	57
5.8	CASE-Metoden med iCAP.....	59
5.9	CAPWAP.....	60
5.10	Poretrykksmålinger	63

5.11	Vibrasjonsmålinger	63
6	DIMENSJONERING	65
7	DISKUSJON	67
7.1	PDA-målinger.....	67
7.2	Synkmålinger og Chellis strek.....	68
7.3	α -metoden	69
7.4	Poretrykk- og vibrasjonsmålinger	69
7.5	Forslag til forbedringer og videre arbeid.....	70
	REFERANSER	71
	VEDLEGG A: Korrelasjonsfaktorer, ξ	A.1
	VEDLEGG B: Beskrivelse for valg av reduksjonsfaktor, f_a	B.1
	VEDLEGG C: Situasjonkart, borplan	C.1
	VEDLEGG D: Peleprotokoller	D.1
	VEDLEGG E: Betongpeler	E.1
	VEDLEGG F: Rutineundersøkelser.....	F.1
	VEDLEGG G: Treaksial - resultater	G.1
	VEDLEGG H: Ødometer - resultater	H.1
	VEDLEGG I: CPTu-resultater	I.1
	VEDLEGG J: CASE-analyser	J.1
	VEDLEGG K: CASE-analyser med iCAP	K.1
	VEDLEGG L: CAPWAP-analyser	L.1
	VEDLEGG M: CAPWAP-analyser med justerte verdier	M.1
	VEDLEGG N: Poretrykksmålinger	N.1
	VEDLEGG O: Mail fra Multiconsult.....	O.1

Symbolliste

A	Peletverrsnitt
c	Støtbølgehastighet
E	Youngs elastitetsmodul
F	Aksialast i pel
f_a	Reduksjonsfaktor
f_i	Impedansforholdet
F_m	Målt aksialast i pel
F_T	Påført aksialast ved pelehode
h	Fallhøyde hammer/lodd
J	Viskøs dempingsfaktor
j_c	Dempingsfaktor i Case Metoden, $j_c = J \cdot c / EA$
L	Pelens lengde
L_0	Berørt pelelengde
L_{ekv}	Ekvivalent pelelengde
M	Pelens tyngde
m	Vekt av hammer/lodd
R	Totalt motstandskraft
$R_{b,k}$	Karakteristisk spissmotstand
$R_{c,cal}$	Beregnet pelekapasitet
$R_{c,d}$	Dimensjonerende pelekapasitet
$R_{c,k}$	Karakteristisk pelekapasitet
$R_{c,m}$	Målt pelekapasitet
R_d	Dynamisk andel av motstandskraften
R_i	Motstandskraft nummer i
R_s	Statisk aksialkapasitet
$R_{s,k}$	Karakteristisk sidefriksjon
t	Tid
t_k	Tidsintervall for avlesning av kraft og hastighet
t_m	Tidspunkt for første relative maximum kraft og hastighet
u	Poretrykk

u_0	Hydrostatisk vanntrykk
v	Partikkelhastighet
v_m	Målt partikkelhastighet
Z	Impedans
γ'	Effektiv tyngdetetthet
γ	Tyngdetetthet
γ_i	Partialfaktor, pelekapasiteter
ξ	Korreleasjonsfaktor
η	Virkningsgrad, pelehammer
ρ	Pelens tyngdetetthet
σ	Spenning
σ_{vo}'	Effektivt overlagingstrykk, vertikalt jordtrykk
σ_{vo}	Totalt overlagingstrykk, vertikalt jordtrykk

Figurliste

Figur 2.1 Prinsippskisse for kraftoverføring på enkelt peler (Vegvesen 2014)	3
Figur 2.2 Grunnlag for beregning av bæreevne (fra Peleveiledningen 2012).....	7
Figur 2.3 Sammenheng mellom normalisert styrke, I_p og α -verdi (Karlsruud 2012)	10
Figur 2.4 Ytre arbeid på pel	11
Figur 2.5 indre arbeid på pel	11
Figur 2.6 Oppsett for Chellis strek	12
Figur 2.7 Chellis strek	12
Figur 2.8 Lastfordelings faktor, ω	12
Figur 2.9 Karakteristisk bæreevne etter "90%-regelen" (Vegvesen 2014)	14
Figur 2.10 Utsnitt av pel for å utlede bølgeligningen	15
Figur 2.11 Illustrasjon av bevegelsen til funksjonen $f(x-ct)$	17
Figur 2.12 Støtbølge i positiv og negativ retning	18
Figur 2.13 Refleksjon av støtbølge	19
Figur 2.14 Støtbølge og partikkel plassering ved tiden t etter støtet	20
Figur 2.15 Pel med fri ende	21
Figur 2.16 Pel med fast innspent ende	23
Figur 2.17 Pel med diskontinuerlig tverrsnitt	24
Figur 2.18 Prinsippskisse PDA-utstyr	26
Figur 2.19 Refleksjon av motstandsbølger	27
Figur 2.20 Statisk og dynamisk motstand	29
Figur 2.21 Pelemodell i CAPWAP og CASE	31
Figur 3.1 Bilde av peleriggen	33
Figur 3.2 PDA-utstyrt påmontert pel	34
Figur 3.3 Måling av poretrykk	35
Figur 3.4 Rystelsesmåler festet til kumring	36
Figur 4.1 Boreriggen ved pelegruppa	37
Figur 4.2 Inndeling av prøver pakket i plast	38
Figur 4.3 Triaks-apparatet brukt til forsøkene	39
Figur 5.1 Chellis strek fra pel 3	42
Figur 5.2 Typisk bilde av prøvene	43
Figur 5.3 Trecks - resultater i τ - σ_3' -plott	44

Figur 5.4 Skjærspenning mot tøyning fra treaksforsøkene	45
Figur 5.5 Treaksresultater, tolket	45
Figur 5.6 Ødometerkurve fra 24m.....	47
Figur 5.7 Ødometerkurve fra 19m.....	47
Figur 5.8 Ødometerkurver fra 14m	48
Figur 5.9 Ødometerkurver fra 6m, tolket	49
Figur 5.10 Tolkning av s_u -profil fra p_c'	50
Figur 5.11 CPTu-sondering 150meter fra pelegruppe	51
Figur 5.12 CPTu-sondering 25meter fra pelegruppa	52
Figur 5.13 s_u -profiler beregnet fra CPTu	53
Figur 5.14 Samle-plott for evaluering av s_u -profil	54
Figur 5.15 s_u -profil til hver enkelt pel	55
Figur 5.16 Graf fra CASE-programmet	57
Figur 5.17 Kurver fra CASE-metoden med iCAP	59
Figur 5.18 Kurver og tabell fra CAPWAP.....	61
Figur 5.19 Poretrykksmålinger.....	63

Tabelliste

Tabell 2.1 Partialfaktorer i henhold til Eurokode 7	5
Tabell 2.2 f_a -faktor	6
Tabell 2.3 Verdier for $\tan\phi_k$ ved bestemmelse av N_q (Peleveiledningen2012)	7
Tabell 5.1 Kapasiteter basert på synkmålinger fra peleprotokken	41
Tabell 5.2 Kapasiteter fra synkmålinger dagen etter peleramming.....	41
Tabell 5.3 I_p og normalisert skjærstyrke for bestemmelse av α -verdier	55
Tabell 5.4 Kapasitet for hver pel etter α -metoden.....	56
Tabell 5.5 Kapasiteter fra CASE-metoden.....	57
Tabell 5.6 Anbefalte verdier for j_c (Rausche et. al 1985).....	58
Tabell 5.7 Valgte kapasiteter fra CASE-metoden	58
Tabell 5.8 Kapasiteter med iCAP	59
Tabell 5.9 Valgte kapasiteter fra iCAP	60
Tabell 5.10 Kapasiteter fra CAPWAP	61
Tabell 5.11 CAPWAP-kurver for pel 6, standard vs. justerte.....	62
Tabell 5.12 Valgte kapasiteter fra CAPWAP.....	62
Tabell 6.1 Oversikt over beregnede kapasiteter	65
Tabell 6.2 Sammenligning av partial- og korrelasjonsfaktorer.....	65
Tabell 6.3 Oversikt over dimensjonerende kapasiteter	66
Tabell 7.1 Dimensjonerende kapasitet Synk vs. α -metoden	68

1 INNLEDNING

Min bakgrunn for valg av både fordypningsprosjekt og masteroppgave var et ønske om å skrive om peling. I fordypningsprosjektet skrev jeg om vibroinstallering av peler. Jeg hadde nok fortsatt med dette teamet, om det ikke var for at denne oppgaven dukket opp. Det å få følge og få data fra en prøvepeling og samtidig gjøre egne tester og vurderinger virket svært interessant. Det var også avgjørende at oppgaven gir en bred forståelse for peling ved sammenligning og innblikk i flere metoder for kapasitetsberegning.

1.1 Bakgrunn

I forbindelse med en planlagt utbygging på Lilleby like utenfor Trondheim sentrum, skal det utføres en prøvepeling i forkant av prosjekteringen. Grunnforholdene består av ett dypt leirelag, 60-70meter over fjell. Det er også ett lag morene rett over fjell. Det er registrert ett stort poreovertrykk (Norconsult 2016) i bunn av leirsedimentet i overgangen mellom leire og morene/fjell. Det er knyttet stor usikkerhet til konsekvenser som følge av å bore eller ramme peler ned til dette nivået. Derfor skal friksjonspeler i 30-45meters dybde nå vurderes. Ved ramming av peler betongpeler eller lukkede stålrørspeler, oppstår massefortregning. I leire medfører dette en omrøring av leiren, samt en poretrykksoppbygning. Dette fører til en sterk svekkelse av friksjonsmotstanden mellom leire og pel. Denne vil derimot øke over tid, etter hvert som poretrykket avtar og leiren blir konsolidert tilbake nærmere sin opprinnelige styrke. Det vil derfor bli gjort PDA-målinger umiddelbart etter pelingen og 6 måneder etter peling for å finne styrkeøkning over tid også kalt "set-up".

1.2 Problemstilling

Jeg får rådata-filer fra PDA-målingen som skal brukes til å beregne bæreevne. Jeg vil bruke programmet CAPWAP til å tolke rådata-filene. Parallelt med dette tar NTNU opp jordprøver som jeg skal teste i laboratoriet for å finne leirens skjærstyrke og bruke α -metoden til å beregne kapasiteten til pelene. De to metodene og de respektive kapasiteter skal sammenlignes.

1.3 Oppgavens oppbygning

Opgaven er bygget opp med følgende kapitler:

1 Innledning

Forklarer intensjonen og oppbygningen av oppgaven.

2 Teori

Her bruker jeg; Peleveiledningen (2012), Håndbok N220, Geoteknikk i veibygging (Vegvesen 2014) og Eurokode 7 (2008), til å beskrive regelverket som styrer dimensjonering av peler. Videre går jeg igjennom deler av støtbølge-teorien og viser hvordan denne kan brukes til å utlede kapasitetsformler for bæreevne basert på resultater fra PDA-målingene.

3 Prøvepeling

Beskriver hvordan prøvepelingen blir utført og hva som blir gjort.

4 Grunnundersøkelser

Forteller hvordan og hvor jordprøvene blir tatt ifra og hvordan de blir testet i laboratoriet.

5 Resultater

I dette kapitlet legger jeg frem resultatene fra 3-Prøvepelingen og 4-Grunnundersøkelsene og hvilke kapasiteter disse gir. Det blir forklart hvordan resultatene har blitt tolket og hvilke valg som er tatt.

6 Dimensjonering

I dimensjoneringskapitlet blir kapasitetene listet opp og påført sikkerhetsfaktorer i henhold til regelverket.

7 Diskusjon

Diskuterer resultatene og dimensjoneringen.

Vedlegg

Vedleggene er organisert etter når de blir referert til i teksten. Jeg har valgt å ha flere vedlegg med egne overskrifter for å gjøre oppgaven mer oversiktlig.

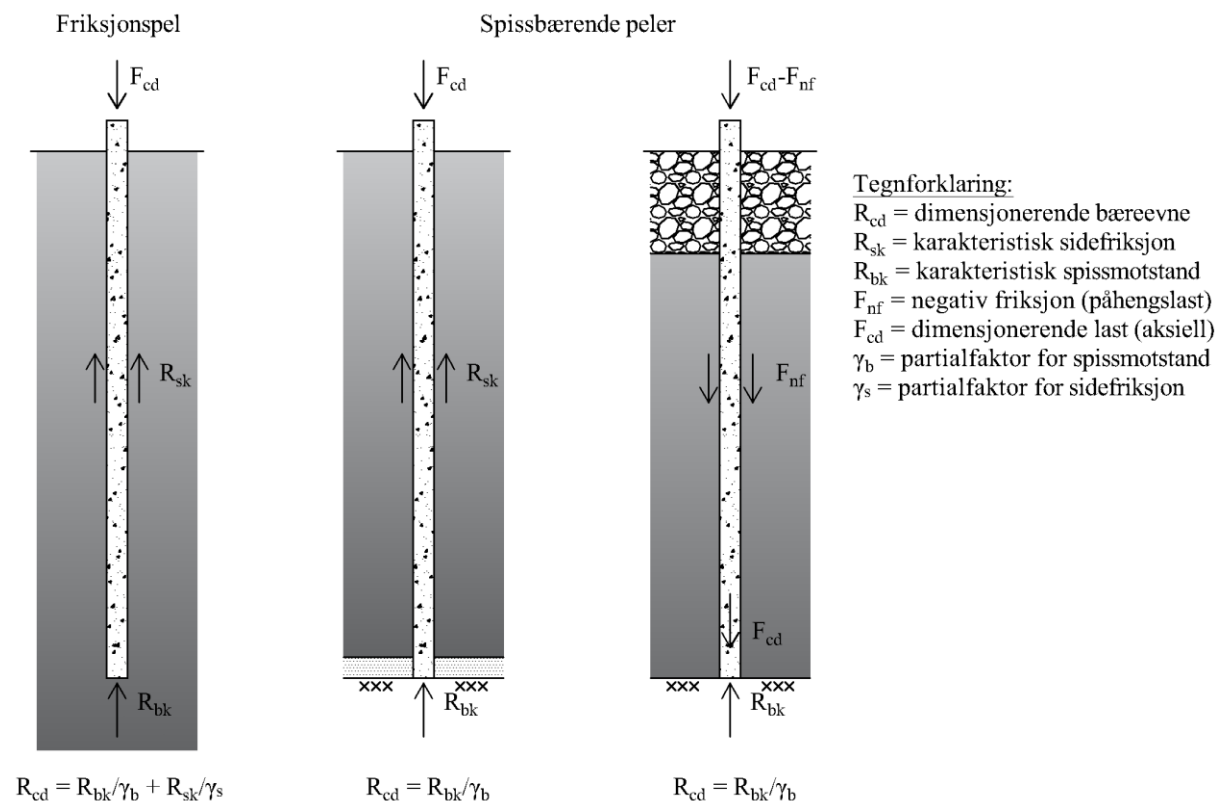
2 TEORI

2.1 Bæreevne til peler

Bæreevne for peler er styrt av Eurokode 7 (2008). Til hjelp, har vi i Norge også Peleveiledningen (2012) som mer detaljert angir prosedyrer og anbefalinger for valg av peletyper og rammeutstyr. Vegvesen (2014) er også en håndbok som mer eller mindre igjen gir innholdet i Peleveiledningen, men som også inneholder en del beregnings eksempler. Begge bruker samme symboler og nomenklatur som Eurokode 7. I de kommende underkapitler er deler av dette forklart.

2.1.1 Dimensjoneringsprinsipp

Pelefundamentering blir også kalt dypfundamentering. Reaksjonskraften mellom konstruksjonen og jorda er ikke rett under ett sålefundament, men dypt nede i bakken. Forskjellige måter peler kan overføre kreftene på er vist på figur 2.1.



Figur 2.1 Prinsippkisse for kraftoverføring på enkelt peler (Vegvesen 2014)

Bæringen skilles i to bidrag, spissmotstand og sidefriksjon. Karakteristiske verdier divideres med partialfaktorer for å få dimensjonerende kapasitet.

De karakteristiske verdiene kan i hovedsak finnes via prøvebelastninger eller grunnundersøkelser. Det minste av; seriens middel dividert på en ξ -verdi eller seriens minste verdi dividert på en lavere ξ -verdi, skal velges.

$$\text{Prøvebelastning: } R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$\text{Grunnundersøkelse: } R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Korrelasjonsverdien, ξ , går ned med økende antall tester. Fullstendig oversikt er vist i vedlegg

A. Alternativt kan de karakteristiske verdiene bestemmes ved:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k}$$

$$R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i,k}$$

Der $q_{b,k}$ er karakteristiske verdier av spissmotstanden og A_b er arealet spissen. Og tilsvarende $q_{s,i,k}$ er karakteristiske verdier av sidefriksjonen og $A_{s,i}$ er omkretsen av pelene. Eurokoden gir ikke konkrete prosedyrer for å finne disse verdiene, men angir de skal fremkomme av de geotekniske parametere til de forskjellige lagene.

Dimensjonerende kapasitet fås ved å dele karakteristisk kapasitet på sin respektive faktor:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \text{ eller } R_{c,k} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$$

Hvor:

- $R_{c,d}$ = Dimensjonerende bæreevne
- $R_{c,k}$ = Karakteristisk bæreevne totalt
- $R_{s,k}$ = Karakteristisk sidefriksjon
- $R_{b,k}$ = Karakteristisk spissmotstand
- γ_t = Partialfaktor for total bæreevne
- γ_b = Partialfaktor for spissmotstand
- γ_s = Partialfaktor for sidefriksjon

Verdier for partialfaktorene er gitt i Eurokode 7, se tabell 2.1

Tabell 2.1 Partialfaktorer i henhold til Eurokode 7

Motstand	Symbol	Partialfaktorer for motstand γ_R		
		Rammet pel	Boret pel	CFA-pel
Spissmotstand	γ_b	1,1	1,3	1,2
Sidefriksjon (trykkpel)	γ_s	1,1	1,3	1,2
Total bæreevne (trykkpel)	γ_t	1,1	1,3	1,2
Sidefriksjon for strekkpel	$\gamma_{s,t}$	1,2	1,4	1,3

2.1.2 Dimensjonerende og installert kapasitet

Uavhengig av jordtype er kapasiteten til en pel begrenset av pelematerialets kapasitet. Peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet, N_d , beregnes i henhold til materialets prosjektering standard, Eurokode for tre, betong eller stål. N_d , beregnes som kapasiteten til en knekkavstivet søyle med sentrisk last. Den installerte kapasiteten, N_i , fås ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet med en reduksjonsfaktor, f_a .

$$N_i = N_d \cdot f_a$$

Reduksjonsfaktoren f_a skal ivareta usikkerheter som kan påvirke kapasiteten på en pel i bakken, kontra en knekkavstivet søyle i ett bygg. Faktorer som må vurderes:

- Pelens krumning
- Rammeforhold (rammespenninger)
- Boring (manglende sidestøtte, mulig utvasking ved spyling)
- Korrosjon
- Geometriske forhold (unøyaktig plassering/helning)
- Feil ved pelene (utstøpte peler, etablering av pelefot)
- Grunnforhold (omfang og nøyaktighet i kartlegging)
- Utførelse og kontroll

Etter samlet vurdering settes verdien av f_a -faktor:

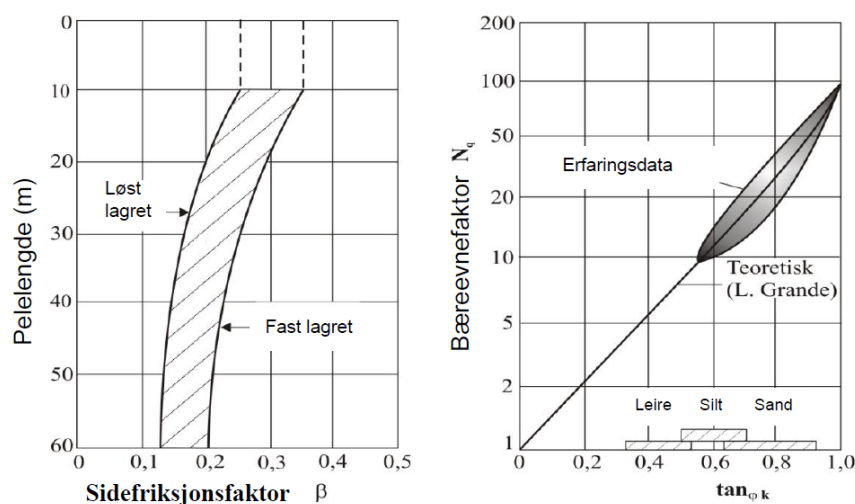
Tabell 2.2 f_a -faktor

Vurderte forhold	f_a
Gunstige	0,90
Midlere	0,75
Ugunstige	0,60

Komplett tabell med evalueringskriterier er gitt i vedlegg B.

2.1.3 Statisk bæreevneformel, sand

Peleveiledningen (2012) gir to metoder for å beregne bæreevne på trykk til friksjonspeler i sand eller friksjonsjordarter. Dersom man vet effektiv spenningene langs pelen, kan sidefriksjonen beregnes nøyaktig. Ramming av pelen fører til massefortrengning, i tillegg påføres jorda betydelige vibrasjons- og komprimeringseffekter. Det skjer derfor en omfattende spenningsomlagring i jorden. Generelt kan det sies at; fast sand blir løsere og løs sand blir fastere. Det fører derimot ikke nødvendigvis til høyere effektiv spenning mot pelen. Selv om pelespissen penetrerer ett område, vil det fortsette å bli utsatt for vibrering og komprimering så lenge pelen drives nedover. Dette kan føre til at det radiale trykket på pelen reduseres og bæreevne går ned. Lange betongpeler i løs sand har ofte en lavere økning av kapasitet med dybde enn en skulle forvente. Basert på erfaringstall er det laget følgende diagram to, se figur 2.2.



Figur 2.2 Grunnlag for beregning av bæreevne (fra Peleveiledningen 2012)

Retningsgivende verdier for $\tan_{\phi k}$ er vist i tabell 2.3.

Tabell 2.3 Verdier for $\tan_{\phi k}$ ved bestemmelse av N_q (Peleveiledningen 2012)

Lagringsfasthet	Silt. Finsand	Sand-Grus
Løst	0,4 – 0,6	0,6 – 0,8
Fast	0,6 – 0,7	0,7 – 0,9

β og N_q -verdier tas ut fra diagrammene og benyttes i følgende formel:

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = \beta \cdot \sigma'_{v,0} \cdot A_s + N_q \cdot \sigma'_{v,ob} \cdot A_b$$

$\sigma'_{v,0}$ er her gjennomsnittlig effektiv vertikal spenning langs pelen og $\sigma'_{v,ob}$ er effektiv vertikal spenning ved pelespiss. Øvrige faktorer er som vist i kapittel 2.1.1. Denne metoden blir gjerne kalt β -metoden.

Den andre metoden er utviklet av NGI. Karlsrud et. al (2005^a) har gått igjennom ulike empiriske metoder og sammenlignet dem med en rekke tidligere publiserte peleforsøk i sand. Dette er en semi-empirisk metode som baserer seg på resultater knyttet opp mot trykksonderinger, CPT og kalles NGI99-metoden. Det er denne metoden som gir best tilpasning til alle peleforsøkene og er derfor med tatt i Peleveiledningen.

Alle de viktige parametrene som benyttes kan bestemmes ved hjelp av CPT-sonderinger. Det mest sentrale er sandens relative lagringstetthet:

$$D_r = 0,4 \cdot \ln \left[\frac{q_c}{22 \cdot (\sigma'_{v,0} \cdot \sigma_a)^{0,5}} \right]$$

der:

- q_c = Målt spissmotstand ved CPT-sondering
- $\sigma'_{v,0}$ = Beregnet in-situ vertikal effektivspenning
- σ_a = Atmosfærisk referansetrykk (100kPa)

Karakteristisk sidefriksjon er gitt ved:

$$\tau_{s,k} = \frac{z}{z_t \cdot \xi} \cdot \sigma_a \cdot F_{DR} \cdot F_{last} \cdot F_{spiss} \cdot F_{mat} \cdot F_{\sigma}$$

- z = Dybde under terreng
- z_t = Pelespissens endelige dybde under terreng
- σ_a = Atmosfærisk referansetrykk (100kPa)
- F_{DR} = $2,1 \cdot (D_r - 0,1)^{1,7}$
- F_{last} = 1,0 ved strekk og 1,3 ved trykk
- F_{spiss} = 1,0 for pel som er rammet åpen og ikke har plugget
- F_{spiss} = 1,6 for lukket pel eller fra det nivå pelen har plugget
- F_{mat} = 1,0 for stål og tre. 1,2 for betong
- F_{σ} = $\left[\frac{\sigma'_{v,0}}{\sigma_a} \right]^{0,25}$
- ξ = Korrelasjonsfaktor, ref. kapittel 2.1.1 og vedlegg C.

For D_r er det ingen begrensning, den kan være større enn 1,0.

Sidefriksjon skal ikke være mindre enn:

$$\tau_{s,k} = 0,1 \cdot \sigma'_{v,0}$$

Spissmotstanden beregnes også fra resultater fra CPT, for en lukket pel:

$$q_{b,k} = 0,8 \cdot \frac{q_c}{(1 + D_r^2)}$$

For peler som rammes åpne beregnes spissmotstanden som det minste av:

$$q_{b,k} = 0,7 \cdot \frac{q_c}{(1 + 3 \cdot D_r^2)} \quad \text{regnet over hele pelearealet}$$

eller summen av lokal spissmotstand mot pelerørets endeflate og innvendig friksjon:

$$\begin{array}{lll} q_v = q_c & \text{hvor:} & \tau_{s,i} = \text{Innvendig friksjon} \\ \tau_{s,i} = 3 \cdot \tau_{s,u} & & \tau_{s,u} = \text{Utvendig friksjon} \end{array}$$

Likt for begge metodene er at den beregnede kapasiteten som fremkommer, $R_{c,cal}$, må divideres både med korrelasjonsfaktor ξ_i og partialfaktor γ_t for å gi dimensjonerende kapasitet, ref. kapittel 2.1.1.

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{R_{c,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} = \frac{R_{b,cal}}{\xi \cdot \gamma_b} + \frac{R_{s,cal}}{\xi \cdot \gamma_s}$$

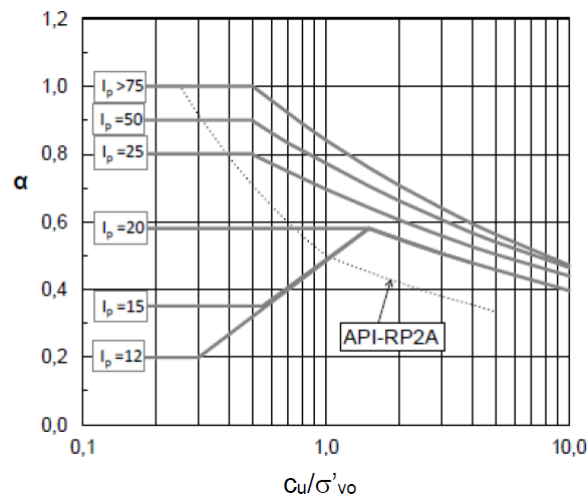
2.1.4 Statisk bæreevne formel, leire

Leire er tilnærmet inkompressibelt ved hurtig pålasting. Peling fører derfor til massefortrengning. Dette resulterer i terrengheving, og økt jord- og poretrykk langs pelen. Leiren langs pelen blir omrørt under ramming og styrken umiddelbart etter installering vil være lik den omrørte skjærstyrke. Etter hvert vil det økte poretrykket forsvinne og effektivspenningene dermed øke. Konsolideringstiden vil være avhengig av både leire, pelestørrelse og lengde på pelen.

I Norge har det gjennom de siste 30-40 år vært forskjellige empiriske metoder for beregning av kapasitet til peler i leire. Metoden som er vanligst å benytte i dag, ble først foreslått av Karlsrud m. fl. (2005^a) og videreutviklet av Karlsrud (2012). Formelen er tilsvarende som β -metoden for sand, mens for leire er det en α -verdi som styrer sidefriksjonen.

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = \int A_s \cdot (\alpha \cdot s_{u,k}) dz + 9 \cdot A_b \cdot s_{u,b,k}$$

Det må integreres siden $s_{u,k}$ som regel varierer med dybden. $s_{u,b,k}$ er leirens skjærstyrke ved pelespiss. Normalisert udrenert skjærstyrke forhold, $c_u/\sigma'_{v,0}$ og plastisitetsindeksen, I_p , brukes for å bestemme sidefriksjonsfaktoren α . Når disse to parameterne er kjent, leses α -verdien ut av figur 2.3.

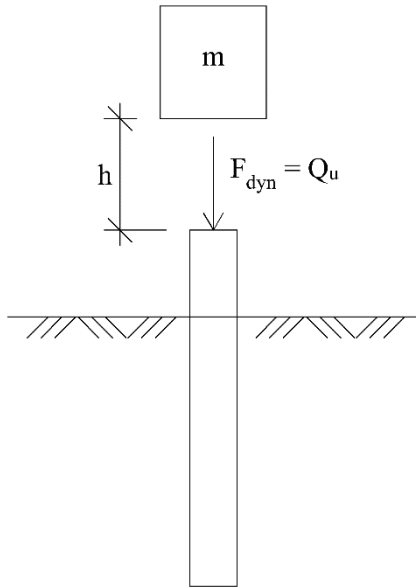


Figur 2.3 Sammenheng mellom normalisert styrke, I_p og α -verdi (Karlsrud 2012)

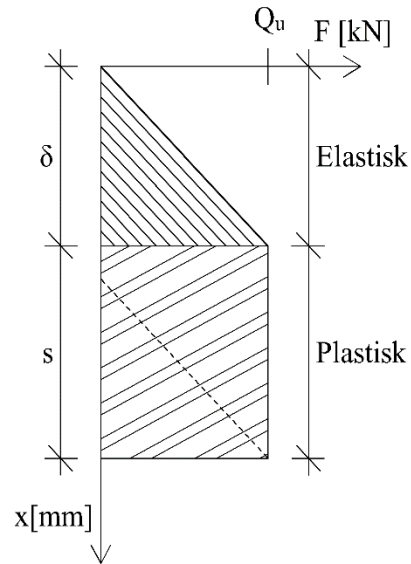
Også denne α -metoden ble utviklet hos NGI, og kalles også NGI 99-metoden.

2.1.5 Rammeformel

Rammeformelen benytter seg av energilikevekt for å beregne bærekapasiteten. Metoden ser på tilført energi og hvilken respons dette gir. Tilført energi eller ytre arbeid er gitt direkte fra loddets tyngde, m , fallhøyde, h , tyngdens akselerasjon, g , og virkningsgrad, η , se figur 2.4.



Figur 2.4 Ytre arbeid på pel



Figur 2.5 indre arbeid på pel

Når hammeren treffer pelen påfører den en dynamisk kraft på pelen. Man får det indre arbeidet ved å anta at den statiske bæreevnen til pelen er lik denne dynamiske kraften og ser på arbeidet den utfører, dette vises på figur 2.5. Den stiplede linjen indikerer at den elastiske deformasjonen vil gå tilbake etter støtet.

Ytre arbeid: $W_y = m \cdot g \cdot h \cdot \eta$

Indre arbeid: $W_i = W_e + W_p = \frac{1}{2} Q_u \cdot \delta + Q_u \cdot s$

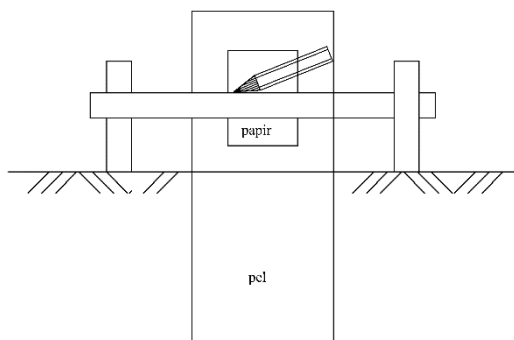
Setter ytre arbeid lik indre for å finne ett uttrykk for statisk bæreevne.

$$Q_u = \frac{m \cdot g \cdot h \cdot \eta}{\frac{1}{2} \delta + s} = R_{c,m} \quad (2.1)$$

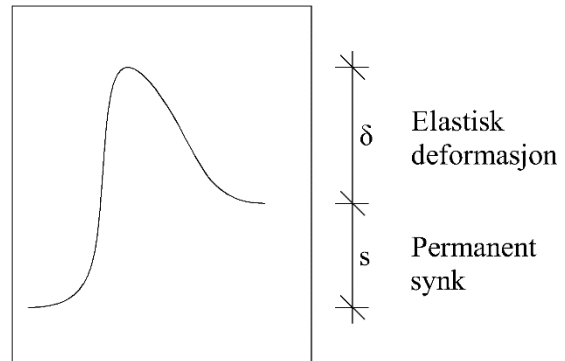
Som ved øvrige metoder fås dimensjonerende verdi ved å dividere på partialfaktor og korrelasjonsfaktor.

Elastisk og permanent deformasjonsmåling

Dersom man måler både elastisk deformasjon og permanent deformasjon, eller synk, får man ved hjelp av denne formelen ett godt estimat på pelens kapasitet. Å måle dette kan gjøres ved hjelp av Chellis' strek. Det festes en papirbit på pelen og monterer en frittstående vannrett planke tett inntil; figur 2.6. I det hammeren slår pelen, føres en blyant langs papiret. Resultatet blir som vist på figur 2.7.



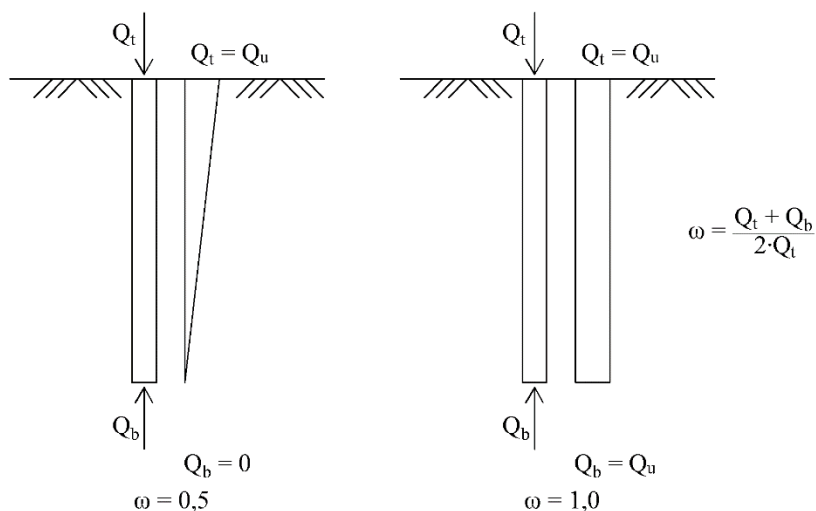
Figur 2.6 Oppsett for Chellis strek



Figur 2.7 Chellis strek

Permanent synkmåling

Dersom ikke den elastiske, men kun den permanente plastiske deformasjonen blir målt, (synkmåling) må rammeformelen (2.1) omskrives. Betrakter ulike varianter av hvordan sidefriksjon og spissmotstand kan variere. Innfører en ω -verdi som angir et forhold mellom total last og spissmotstand, figur 2.8.



Figur 2.8 Lastfordelings faktor, ω

Elastisk stukning i pelen vil nå være gitt ved:

$$\delta = \frac{\omega \cdot Q_u \cdot L}{A \cdot E}$$

Setter dette direkte inn i formelen for indre og ytre arbeid:

$$m \cdot g \cdot h \cdot \eta = \frac{1}{2} \cdot Q_u \frac{\omega \cdot Q_u \cdot L}{A \cdot E} + Q_u \cdot s$$

Etter en del bearbeiding gir uttrykket oss følgende teoretiske rammeformel (Janbu, 1951):

$$Q_u = R_{c,m} = \frac{2 \cdot m \cdot g \cdot h \cdot \eta}{s + \sqrt{s^2 + 2 \cdot \eta \cdot \omega \cdot \frac{m \cdot g \cdot h \cdot L}{A \cdot E}}} \quad (2.2)$$

ω -verdi er gitt fra erfaringstall, ligger normalt mellom 0,5 – 0,9.

Korte spissbærende peler: $\omega=0,9$

Lange friksjonspeler: $\omega=0,5$

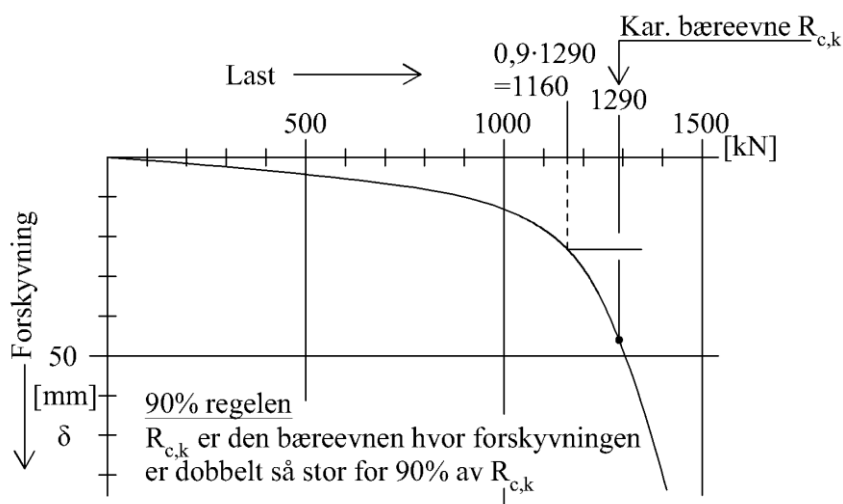
Rammeformelene er utviklet primært for bruk i friksjonsjordarter. Men kan i gitte tilfeller også være nyttig i andre jordtyper.

2.1.6 Statisk prøvebelastning

Den beste måten å teste kapasiteten til peler på er ved statisk prøvebelastning. De fleste metodene for kapasitetsberegning er derfor kalibrert mot fullskala tester. Siden det er svært ressurs og tidkrevende blir det ikke så ofte benyttet i byggeprosjekter. Men skal det benyttes nye peletyper eller installasjonsmetoder, der man ikke har referanse tilfeller å sammenligne med, er prøvebelastning påkrevd. Det kan også være tilfeller der man forventer at statisk prøvebelastning vil gi høyere kapasitet enn øvrige metoder.

Statisk prøvebelastning på trykk er mest vanlig. Den foregår ved at man registrer pelens forskyvning mens lasten økes. Det lastes på til det oppstår brudd i jordas bæreevne.

Den karakteristiske bæreevnen, $R_{c,k}$, kan bestemmes ved "90%-regelen", se figur 2.9.



Figur 2.9 Karakteristisk bæreevne etter "90%-regelen" (Vegvesen 2014)

Regelen sier: "Karakteristisk bæreevne er den last som gir dobbelt så stor forskyvning som 90% av denne lasten".

Partial- og korrelasjonsfaktorer bestemmes som for øvrige metoder. Andre metoder kan også benyttes. Pelevedledningen (2012) angir blant annet at $R_{c,k}$ kan tas ut ved en setning tilsvarende 10% av pelefotens diameter.

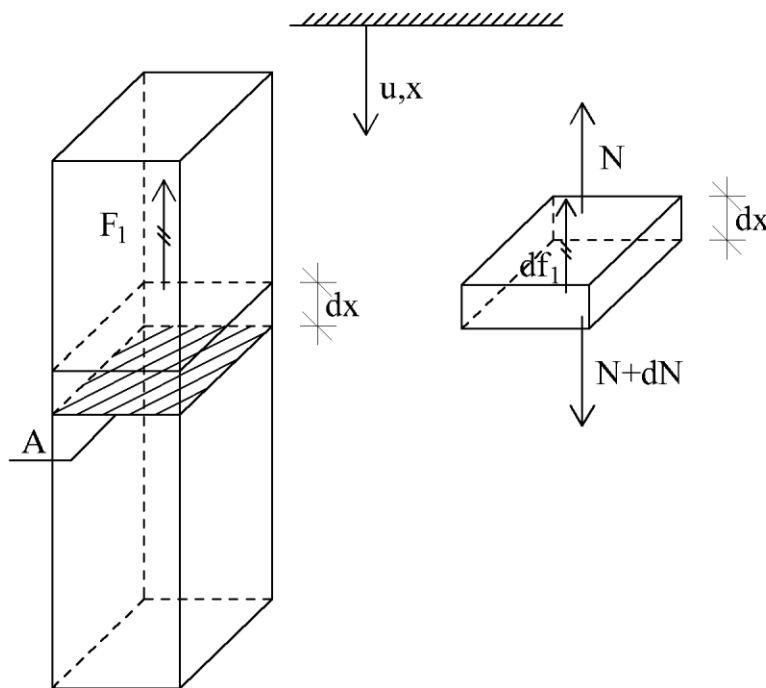
2.2 Spenningsbølger

For å forklare spenningsbølger er det tatt utgangspunkt i kompendiet i Støtmekanikk av Langseth et al. (2016). Figurene i dette kapittelet er tegnet om eller tatt fra kompendiet.

Det forutsettes ett lineær-elastisk materiale, det vil si Hooke's lov gjelder.

Tverrkontraksjonstall, ν , eller poissontallet antas lik null. Pelen er da en en-dimensjonal stav med like spenninger og tøyninger over hele tverrsnittet.

2.2.1 Bølgeligningen



Figur 2.10 Utsnitt av pel for å utlede bølgeligningen

På figur 2.10 er det ett utsnitt av en pel. df_1 er en treghetskraft. dN kan skrives som:

$$dN = \frac{\partial N}{\partial x} dx$$

Summen av kreftene gir:

$$-N + \left(N + \frac{\partial N}{\partial x} dx \right) = df_1 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial N}{\partial x} dx = df_1 \quad (2.3)$$

Treghetskraften $df_1 = m \cdot a$. Tverrsnitt A med tyngdetetthet $d\rho \Rightarrow df_1 = \rho \cdot A \cdot dx \cdot a$.

Akselerasjon er den dobbelderiverte av u , med hensyn på tiden, som gir:

$$df_1 = \rho \cdot A \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$N = \sigma_x \cdot A = \varepsilon_x \cdot E \cdot A$ og tøyning er den deriverte av u , med hensyn på lengdeendring:

$$N = EA \frac{\partial u}{\partial x}$$

Setter disse to uttrykkene inn i ligning 2.3:

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx = \rho \cdot A \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Stryker A og dx på begge sider og flytter ρ over, får man bølgeligningen:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.4)$$

Der c er støtbølgehastigheten:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.5)$$

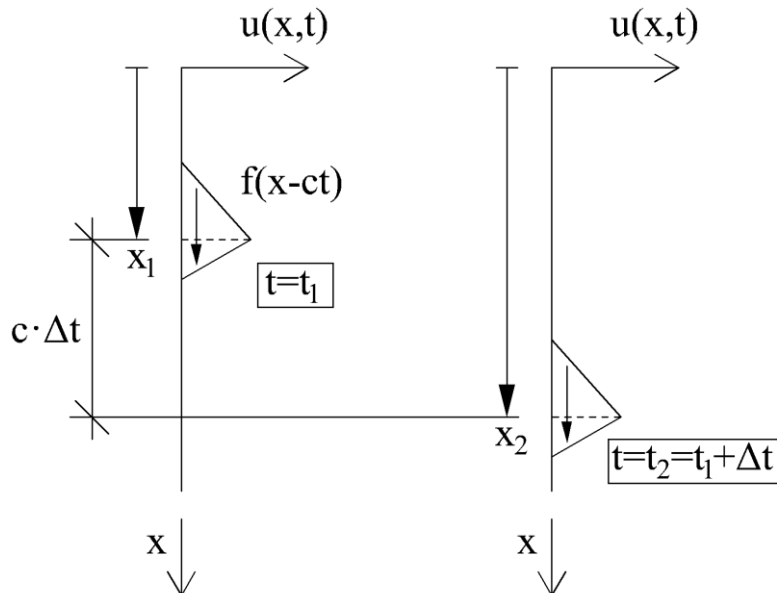
Ligning 2.4 er en hyperbolsk partiell differensial ligning som kan løses eksakt med d'Alembert's metode. Basert på denne metoden har ligningen følgende generelle løsning:

$$u(x, t) = f(x - ct) + g(x + ct) \quad (2.6)$$

Hvor f og g er vilkårlige funksjoner av parameterne $x - ct$ og $x + ct$, der f representerer en nedad gående bølge og g en oppad gående bølge. Funksjonene har lik form og hastighet, så lenge ikke grensebetingelsene endrer seg. De er også uavhengig av tiden, t og posisjon, x . Dette er illustrert i figur 2.11. Funksjonen f betraktes ved to tilfeller, $t = t_1$ og $t = t_2 = t_1 + \Delta t$. Ved $t = t_1$ er forskyvningen ved punkt x_1 : $u(x_1, t_1) = f(x_1 - ct)$. Ved $t = t_2$ er forskyvningen i punkt $x_2 = x_1 + c\Delta t$:

$$\begin{aligned} u(x_2, t_2) &= f(x_2 - ct_2) \\ &= f[(x_1 + c\Delta t) - c(t_1 + \Delta t)] \\ &= f(x_1 - ct_1) \end{aligned}$$

Forskyvningen er med andre ord lik da, $u(x_1, t_1) = u(x_2, t_2) = f(x_1 - ct_1)$. Funksjonen f beskriver en bølge som beveger seg, eller propagerer, uhindret nedover gjennom pelen med hastighet c .



Figur 2.11 Illustrasjon av bevegelsen til funksjonen $f(x-ct)$

Tilsvarende kan settes opp for funksjonen g , men den propagerer i motsatt retning. Dette kan vises ved å betrakte aksial forskyvningen ved to forskjellige tidspunkt, $t = t_1$ og $t = t_2$. Figur 2.11 viste:

$$u(x, t) = f(x_1 - ct_1) + f(x_2 - ct_2)$$

Dette betyr også at:

$$x_1 - ct_1 = x_2 - ct_2 \quad \wedge \quad x_2 - x_1 = c(t_2 - t_1) > 0$$

Siden $c > 0$ og $t_2 > t_1$ gir likevekten at x_2 er større enn x_1 , som viser at bølgen beveger seg i positiv x -retning.

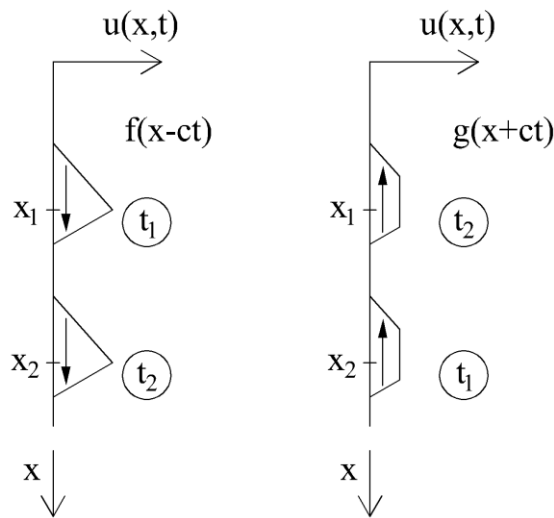
For funksjonen g , som propagerer i negativ x -retning kan man sette opp:

$$u(x, t) = g(x_1 + ct_1) + g(x_2 + ct_2)$$

Bølgen er her i posisjon $x = x_2$ ved tiden $t = t_1$, mens ved $t = t_2$ har den beveget seg til venstre som indikert på figur 2.12.

$$x_1 + ct_1 = x_2 + ct_2 \quad \wedge \quad x_2 - x_1 = c(t_2 - t_1) > 0$$

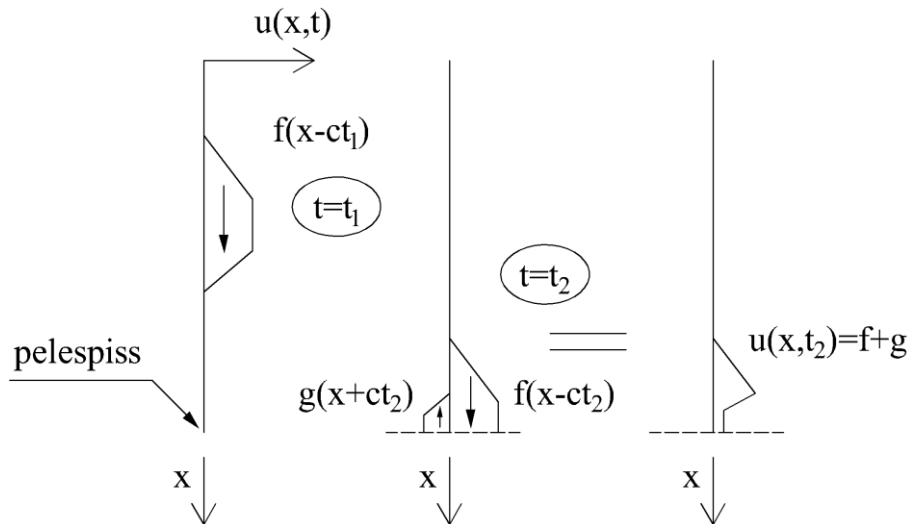
Da $c > 0$ og $t_2 > t_1$, ligger x_1 til venstre for x_2 og bølgen beveger seg i negativ x-retning.



Figur 2.12 Støtbølge i positiv og negativ retning

2.2.2 Spenning og partikkelhastighet

Det har nå blitt utledet den en-dimensjonale bølgeligningen (2.4) og en generell løsning på denne (2.6), som består av to funksjoner f og g , total løsningen $u(x,t)$ er summen av disse funksjonene. Dersom g settes lik 0, vil $u(x,t)$ være lik f . Dette er vist på figur 2.13, ved $t = t_1$ er $u(x, t_1) = f(x - ct_1)$ og bølgen propagerer nedover i positiv x-retning. Men bølgen vil på ett tidspunkt nå spissen av pelen og bli reflektert. Den reflekterte delen av bølgen vil bevege seg oppover, i negativ x-retning, dette har blitt definert som $g(x + ct)$. Siden g er en refleksjon av f , vil funksjonen ha samme form, men ikke nødvendigvis samme amplitude. Ved $t = t_2$, umiddelbart etter bølgen traff spissen, har man en situasjon med både en nedad gående og oppad gående bølge. Løsningen på (2.4), angir derimot at $u(x, t)$ alltid er summen av de to.



Figur 2.13 Refleksjon av støtbølge

Til å beskrive forskyvning eller tøyning er uttrykket $u(x, t)$ blitt brukt. Først er det bare en nedad rettet bølge; $t = t_1$, $g = 0$:

$$u(x, t) = f(x - ct)$$

Spenningen er da gitt ved Hooks' lov og er:

$$\sigma(x, t) = E\varepsilon = Ef'(x - ct) \quad (2.7)$$

Innfører så et nytt begrep, nemlig partikkelhastighet, v , den er gitt ved:

$$v(x, t) = \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} = -cf'(x - ct) \quad (2.8)$$

Setter ligning (2.7) inn i (2.8):

$$\sigma(x, t) = -\frac{E}{c}v(x, t) \quad (2.9)$$

Dette kan også skrives om ved å bruke ligning (2.5):

$$\sigma(x, t) = -c^2\rho\frac{v}{c} = -\rho cv(x, t) \quad (2.10)$$

Kraften blir tilført pelen ved hjelp av et fallende lodd. Hastigheten kan da beskrives ved impulssetningen som gir følgende:

$$I = \Delta p \Rightarrow P \cdot t = m \cdot v \Rightarrow -\sigma \cdot A \cdot t = \rho Act \cdot v$$

Som kan skrives som:

$$\sigma = -\rho cv \quad (2.11)$$

Tøyningen i den delen av pelen som er berørt av støtet:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = -\frac{vt}{ct} = -\frac{v}{c}$$

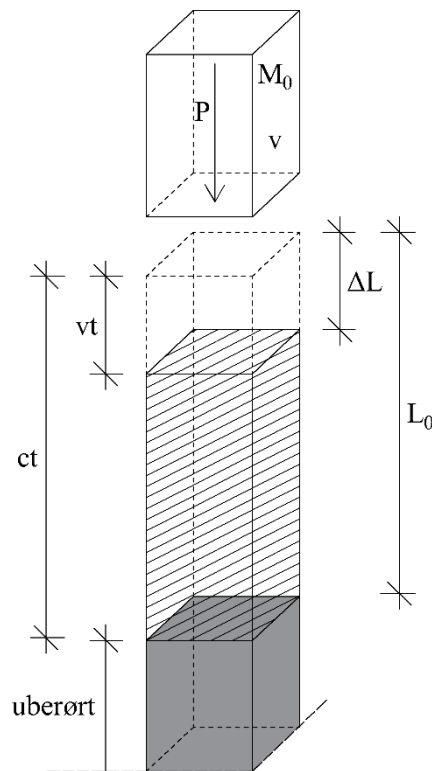
Minus tegnet representerer her trykk, bruker dette til å angi spenningen:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = -E \frac{v}{c} \quad (2.12)$$

Kombinerer ligning (2.11) med (2.12), blir formel for støtbølgehastighet utledet:

$$\sigma = -\rho cv = -E \frac{v}{c} \Rightarrow c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Utledningene viser noen sammenhenger det er verdt å merke seg. Spenningen under ramming er avhengig av partikkelfart og støtbølgehastighet. Støtbølgehastigheten er avhengig av materialet og partikkelfarten er avhengig av hastigheten til hammeren i det den treffer pelen. Forskjell på partikkelfart og støtbølgehastighet er illustrert på figur 2.14.



Figur 2.14 Støtbølge og partikkel plassering ved tiden t etter støtet

Ligning (2.12) gjelder for ett ideelt teoretisk støt. Friksjonstap og annet energitap under ramming angis som en faktor η . Skriver derfor om ligningen (Vegvesen 2014):

$$\sigma = \frac{1}{c} \cdot f_i \cdot E \cdot \eta \cdot v \quad (2.13)$$

$$\text{Impedansforholdet: } f_i = \frac{Z_{\text{load}}}{Z_{\text{load}} + Z}$$

$$\text{Impedans: } Z = \frac{EA}{c}$$

Potensiell og kinetisk energi gir:

$$m \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \Rightarrow v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Setter nå dette inn i (2.13) og bruker i tillegg formel for støtbølgehastighet:

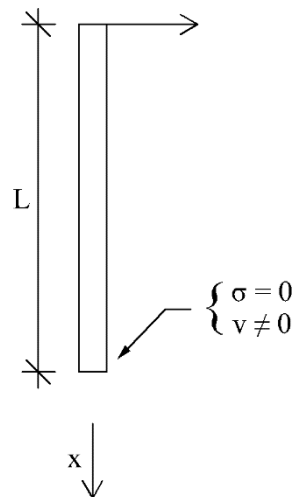
$$\sigma = f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E}$$

$$f_0 = f_i \cdot \eta \cdot \sqrt{2}$$

2.2.3 Refleksjon av bølger

Støtbølger beveger seg fritt igjennom pelen, så lenge rand betingelsene ikke forandrer seg.

Når bølgen når pelefoten vil bølgen endre seg, avhengig av hvilke egenskaper foten har. Den kan oppføre seg som en fri ende, eller som fast innspent ende. Ser først på hva som skjer når en støtbølge treffer en fri ende, se figur 2.15.



Figur 2.15 Pel med fri ende

Ved den frie enden, $x = L$, vil spenningene være lik null. En innkommende bølge, $u_I = f(x - ct)$ som går i positiv x-retning, vil bli reflektert som en bølge, $u_R = g(x + ct)$ som vil gå i negativ x-retning. Den totale spenningen i ett hvert snitt, vil være summen av den innkommende og den reflekterte bølgen, det gjelder for hvert snitt i pelen:

$$\sigma_{tot} = \sigma_I + \sigma_R = E \frac{\partial u}{\partial x} = E \left(\frac{\partial u_I}{\partial x} + \frac{\partial u_R}{\partial x} \right)$$

Bruker ligning (2.8), samt rand betingelsen ved fri ende, at spenningene skal være lik null:

$$\sigma(x = L) = E(f'(L - ct) + g'(L + ct)) = 0$$

↓

$$g'(L + ct) = -f'(L - ct) \quad (2.14)$$

Når bølgen treffer den frie enden og blir reflektert skifter den deriverte fortegn, dette resulterer i at en tryknbølge blir reflektert som en strekkbølge og motsatt. Setter opp tilsvarende for hastigheten:

$$v_{tot} = v_I + v_R = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u_I}{\partial t} + \frac{\partial u_R}{\partial t}$$

Ved den frie enden, ($x = L$):

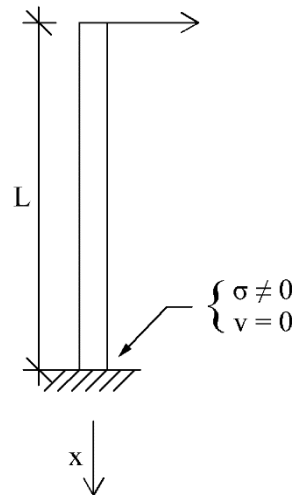
$$v_{tot}(x = L) = c(-f'(L - ct) + g'(L + ct)) = 0$$

Setter inn fra ligning (2.14) som gir:

$$v_{tot}(x = L) = -2cf'(L - ct) = 2cg'(L + ct) \quad (2.15)$$

Til forskjell fra spenningen, som endret fortegn, har partikkelhastigheten doblet seg ved refleksjon mot den frie enden.

Gjør tilsvarende for en fast innspent pele ende, se figur 2.16.



Figur 2.16 Pel med fast innspent ende

Ved den fast innspente enden er det partikkelfarten som må være lik null, dette gir:

$$v_{tot}(x = L) = c(-f'(L - ct) + g'(L + ct)) = 0$$

↓

$$g'(L + ct) = f'(L - ct) \quad (2.16)$$

Her skifter ikke den deriverte fortegn, trykkbølger blir derfor reflektert som trykkbølger og strekkbølger reflektert som strekkbølger ved innspente ender.

Setter opp tilsvarende uttrykk for spenningene ved enden, $x = L$:

$$\sigma_{tot}(x = L) = E(f'(L - ct) + g'(L + ct))$$

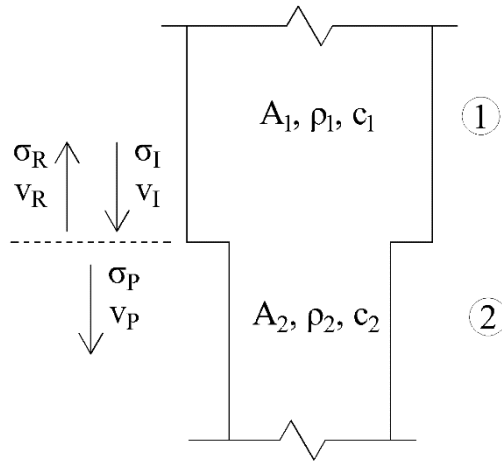
Setter inn for fra ligning (2.16):

$$\sigma_{tot}(x = L) = 2Ef'(L - ct) = 2Eg'(L + ct) \quad (2.17)$$

Her er det spenningen som har doblet seg.

Spissen til en installert pel i bakken, vil hverken være helt fri eller helt innspent, men ligge ett sted mellom de to.

Rand betingelsene for en pel kan også endres ved endring av tverrsnittet. Både størrelse og material vil kunne være forskjellig. Endring i tyngdetetthet, ρ og E-modul, vil også føre til støtbølgehastigheten endres. Figur 2.17 illustrerer en pel med en diskontinuitet i tverrsnitt og material egenskaper.



Figur 2.17 Pel med diskontinuerlig tverrsnitt

En spenningsbølge, σ_I propagerer nedover langs tverrsnitt 1, på vei mot diskontinuiteten. I overgangen vil deler av bølgen passere inn i tverrsnitt 2. Den passerte delen angis som σ_P . En annen del vil bli reflektert tilbake σ_R . Forholdet mellom den innkommende bølgen og hvor stor del som går igjennom og hvor stor del som blir reflektert, er ikke bare avhengig av arealet, men også av tverrsnittenes mekaniske impedans, definert som: $\rho c = \sqrt{\rho E}$.

Partikkelhastighetene, $v_{I,P,R}$, er relatert til sin respektive spenning, $\sigma_{I,P,R}$. Når både ρ og c er kjent, gir ligning (2.10) en entydig relasjon mellom spenning og partikkelhastighet:

$$\sigma = -\rho v c.$$

Benytter likevekt og finner at summen av kreftene i diskontinuiteten må være lik:

$$A_1 \cdot (\sigma_I + \sigma_R) = A_2 \cdot \sigma_P \quad (2.18)$$

Kompatibiliteten må også være bevart:

$$(2.19)$$

Skriver om ligning (2.10):

$$v = -\frac{\sigma}{\rho c} \quad (2.20)$$

Setter relasjonen fra tverrsnittene fra (2.20) inn i (2.19):

$$\sigma_R = \frac{A_2 \rho_2 c_2 - A_1 \rho_1 c_1}{A_1 \rho_1 c_1 + A_2 \rho_2 c_2} \cdot \sigma_I \quad (2.21)$$

og

$$\sigma_P = \frac{2A_1\rho_2c_2 - A_1\rho_1c_1}{A_1\rho_1c_1 + A_2\rho_2c_2} \cdot \sigma_I \quad (2.22)$$

Det vil som oftest benyttes samme pelemateriale, slik at $\rho_1 = \rho_2$ og $c_1 = c_2$. Utrykkene i (2.21) og (2.22) kan da forenkles:

$$\sigma_R = \frac{A_2 - A_1}{A_1 + A_2} \cdot \sigma_I \quad (2.23)$$

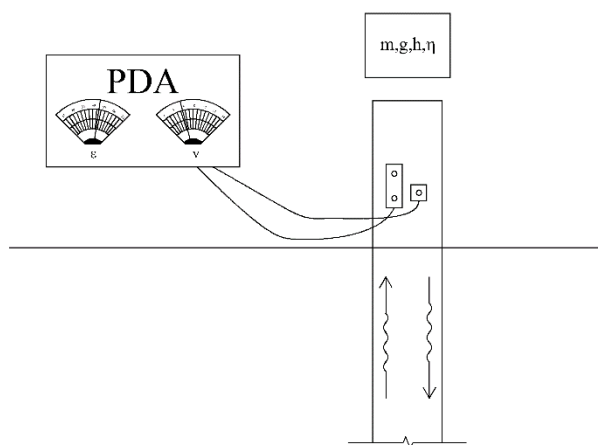
og

$$\sigma_P = \frac{2A_1 - A_1}{A_1 + A_2} \cdot \sigma_I \quad (2.24)$$

Peler vil som regel også ha likt tverrsnitt gjennom hele sin lengde. Formlene for spenning og partikkelhastighet ved diskontinuiteter er derfor mest i bruk for å påvise eventuelle skader på pelen og for å modellere peleskjøter.

2.3 PDA-målinger

PDA, står for Pile Driver Analyzer. Og PDA-utstyr, består av ett akselerometer og en tøyingsmåler. De monteres like ved toppen av pelen, se figur 2.18.



Figur 2.18 Prinsippskisse PDA-utstyr

I det hammeren treffer pelen starter umiddelbart støtbølgene å forplante seg nedover. De reflekteres tilbake både via sidefriksjon og pelespiss. Hele tiden logger utstyret tøyning og hastighet og en får ut kurver for kraft-tid og hastighet-tid. Det er kurvene som er sluttresultatet fra PDA-målingen. Disse brukes primært til kapasitets beregning av pelene, men kan også brukes til å bestemme effektiviteten av pelehammeren og til å kontrollere rammespenninger.

2.3.1 CASE-metoden

Ved Case Western universitet i Cleveland, Ohio i USA, ble det på 70-tallet utført en omfattende studie med dynamisk testing av peler. Dynamisk testing er ofte benyttet som betegnelse for PDA-målinger. I tillegg ble det utført fullskala lasttesting av pelene. Studiet resulterte blant annet i CASE-metoden. Den ble første gang presentert av Goble et al. (1975), og er gjengitt en rekke steder. I dette kapittelet er det tatt utgangspunkt i Rausche et al. (1985) sin versjon.

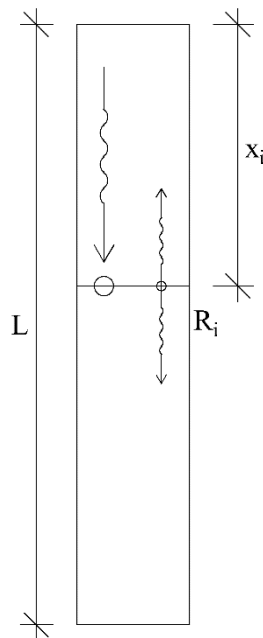
CASE-metoden tar utgangspunkt i en fri pel med lengde L og impedans Z . Det antas å virke en kraft $F(t)$ i toppen av pelen. Partikkelfarten ved en gitt tid t , er da gitt ved:

$$v(t) = \frac{1}{Z}F(t) = \frac{c}{EA}F(t) \quad (2.25)$$

Når bølgen treffer pelespissen vil hastigheten doble seg, ref. 2.2.3. Hastigheten i peletopp, er da gitt ved:

$$v_T^0(t) = \frac{c}{EA} \left[F_T(t) + 2F_t \left(t - \frac{2L}{c} \right) + 2F_T \left(t - \frac{4L}{c} \right) + \dots \right] \quad (2.26)$$

Indeksen T indikerer at det er i toppen av pelen og 0 fordi dette er referanse tilfellet, en fri pel. Forskjellen mellom teoretisk partikkelhastigheten i ligning (2.26) og den som blir målt, kommer fra jorda pelen står i. Trenger derfor ett uttrykk for jordmotstanden. For å kunne gjøre dette deles pelen inn i n-punkt, som hver gis en gitt motstand. Når spenningsbølga treffer ett av disse punktene vil den bli reflektert i to like store deler. En trykkbølge som vandrer oppover og en strekkbølge som vandrer nedover se figur 2.19.



Figur 2.19 Refleksjon av motstandsbølger

Hver av dem vil ha partikkelhastighet lik:

$$v_R(t) = \frac{1}{2} \frac{c}{EA} R(t) \quad (2.27)$$

Siden en bølge som treffer en fri ende blir reflektert med motsatt fortegn, vil begge bidragene treffe peletoppen som en trykkbølge, men til forskjellig tidspunkt. Reaksjonen fra jordmotstanden er null frem til bølgen treffer og da får reaksjonen sin fulle verdi. For å simulere dette brukes det en Heaviside step funksjon. Den er null når funksjonen er under ett gitt punkt og én når funksjonen er over:

$$R_i(t) = R_i H\left(t - \frac{x_i}{c}\right), \quad \begin{array}{l} t < \frac{x_i}{c} \Rightarrow 0 \\ t > \frac{x_i}{c} \Rightarrow 1 \end{array}$$

Bølgen som går oppover vil treffe toppen ved $t = x_i/c$ og den nedover gående bølgen vil treffe toppen ved $t = (2L - x_i)/c$. Bidragene fra den oppover gående bølgen vil være:

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

Og for den nedad gående bølgen:

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

Ved å kombinere de overstående ligningene ender man opp med følgende uttrykk for partikkelhastigheten:

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

Der m er antall $2L/c$ -intervall etter støtet. Bruker denne ligningen, men setter inn for den målte hastigheten, $v_T(t)$ ved tiden t^* og trekker ifra målt hastighet ved tiden $2L/c$ senere:

$$\begin{aligned} & \frac{EA}{c} \left[v_m(t^*) - v_m\left(t^* - \frac{2L}{c}\right) \right] \\ &= F_m(t^*) + 2 \sum_{j=1}^m F_m\left(t^* - \frac{j2L}{c}\right) - F_m\left(t^* - \frac{2L}{c}\right) - 2 \sum_{j=1}^{m+1} F_m\left(t^* + \frac{2L}{c} - \frac{j2L}{c}\right) \\ & - \sum_{j=1}^n R_i \left[2m + H\left(t - \frac{2x_i + 2mL}{c}\right) - 2(m+1) \right. \\ & \left. - H\left(t^* + \frac{2L}{c} - \frac{2x_i + 2(m+1)L}{c}\right) \right] \end{aligned}$$

Forskjellen i hastighet ved de to tidsintervallene kommer av jordmotstanden som senker partikkelhastigheten. Differansen i det to uttrykkene er dermed ett uttrykk for jordmotstanden. Bidragene fra de to Heaviside funksjonene utligner hverandre, slik at uttrykket kan forenkles:

$$\begin{aligned} & \frac{EA}{c} \left[v_m(t^*) - v_m \left(t^* - \frac{2L}{c} \right) \right] \\ &= F_m(t^*) + 2 \sum_{j=1}^m F_m \left(t^* - \frac{j2L}{c} \right) - F_m \left(t^* - \frac{2L}{c} \right) - \sum_{j=1}^n R_i [2m - 2(m+1)] \end{aligned}$$

Dersom alle motstandsbidragene summeres:

$$R(t^*) = \sum_{i=1}^n R_i$$

Total motstand er nå gitt som en funksjon av tiden, t^* , som er tidspunktet ved start av beregningen:

$$R(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_m(t^*) + F_m \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] + \frac{EA}{2c} \left[v_m(t^*) - v_m \left(t^* - \frac{2L}{c} \right) \right]$$

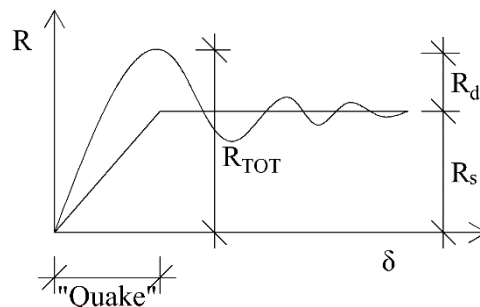
For en uniform pel, der M er massen av hele pelelengden, har vi følgende sammenheng:

$$\frac{EA}{c} = \frac{Mc}{L}$$

Kan da skrive ligningen som:

$$R(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_m(t^*) + F_m \left(t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] + \frac{Mc}{2L} \left[v_m(t^*) - v_m \left(t^* - \frac{2L}{c} \right) \right]$$

Etter som PDA-utstyret kan måle tøyningen og dermed kraften, $F_m(t^*)$ og hastigheten $v_m(t^*)$, er jordmotstanden nå uttrykt ved kjente størrelser. Er likevel ikke helt i mål med utledningen. Siden pelen er i bevegelse består motstanden som måles av to deler, en statisk R_s og en dynamisk, R_d , se figur 2.20:



Figur 2.20 Statisk og dynamisk motstand

Den statiske motstanden betraktes i CASE-metoden som en fjær med glider, den øker lineært til den når sin maks verdi, distansen fra pelen må bevege seg for å oppnå full statisk kapasitet

kalles for "quake". Den dynamiske motstanden er modellert som en viskøsdemper, med dempingsfaktor, J .

$$R_d = Jv_b$$

Det er benyttet hastigheten ved pelespissen, derfor indeks b. Hastigheten ved pelespiss for en fri pel er gitt ved:

$$v_b\left(t + \frac{L}{c}\right) = \frac{c}{EA} F_T(t) + v_T(t)$$

Og forandringen i hastighet ved spissen er:

$$v_{b,i}(t) = -\frac{c}{EA} R_i$$

Hastighet ved spissen fås ved å legge de to uttrykkene sammen:

$$v_b\left(t + \frac{L}{c}\right) = v_T(t) + \frac{c}{EA} \left[F_T(t) - \sum_{i=1}^n R_i \right]$$

Totalmotstand:

$$R(t^*) = R_s + R_d = R_s + Jv_b$$

Setter inn for hastigheten ved spiss og får uttrykket:

$$R_s = R(t^*) - J \left\{ v_T(t) + \frac{c}{EA} \left[F_T(t) - \sum_{i=1}^n R_i \right] \right\}$$

I CASE-metoden brukes en annen dempingsfaktor, med relasjonen:

$$J = j_c \frac{EA}{c}$$

Dette gir oss:

$$R_s = R(t^*) - j_c \left[\frac{EA}{c} v_T(t) + F_T(t) - \sum_{i=1}^n R_i \right]$$

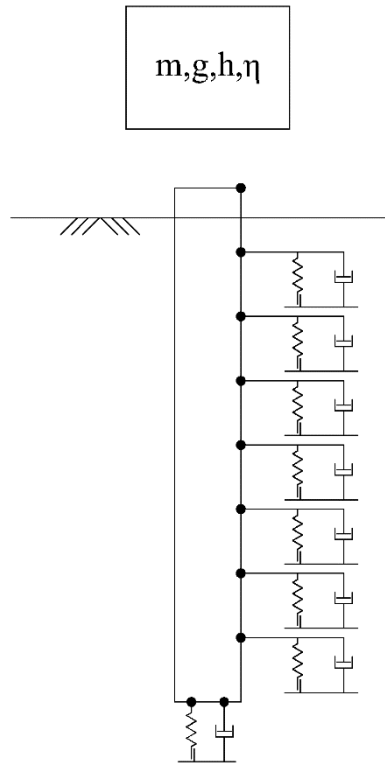
Innsatt for $R(t^*)$:

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2}(1 - j_c) \left[F_T(t_m) + \frac{Mc}{L} v_T(t_m) \right] + \frac{1}{2}(1 + j_c) \left[F_T\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) + \frac{Mc}{L} v_T\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right]$$

Dette er den statiske kapasiteten til pelen gitt ved CASE-metoden. Alle verdier er kjente eller måles, foruten dempingskonstanten j_c . For denne benyttes det erfaringstall fra lignende grunnforhold og peletype/lengde.

2.3.2 CAPWAP

CAPWAP står for Case Pile Wave Analysis Program, og benytter seg av tilsvarende teori som CASE-metoden. Pelen deles inn i n -antall punkter, hver med sin jordmotstand, se figur 2.21.



Figur 2.21 Pelemodell i CAPWAP og CASE

Men der CASE har all dempingen fra jorda satt sammen til en faktor, j_c . Har CAPWAP sytten ulike parametere som gjør programmet mye mer fleksibelt. En kan ved hjelp av dette se om kapasiteten kommer fra spissmotstand eller sidefriksjon og også intensiteten av sidefriksjon langs pelen.

I beregningen starter programmet en itereringsprosess der det søker å gjenskape eller matche kurvene for kraft og tøyning som er målt. I Eurokode er dette omtalt som signalmatching.

Evaluering av resultatene blir da å se hvor godt målt og beregnet kurve stemmer overens.

Sammenligninger gjort mellom statiske prøvoforsøk og dynamiske målinger med CAPWAP, har vist Rausche et. al (1985) og Likins et. al (1996) har vist svært gode korrelasjoner når det gjelder beregnet bæreevne.

3 PRØVEPELING

Det er planlagt prøvepeling av totalt 6 peler, iht. borplan. I tillegg vil det gjøres støymålinger, vibrasjonsmålinger, samt poretrykksmålinger før og etter pelingen. Kart og borplaner er vist i vedlegg C. Arbeidene er planlagt Multiconsult og utføres av Kynningsrud. Multiconsult gjør støy- og vibrasjonsmålingene. De er også geoteknisk konsulent for byggherren i prosjektet. Etter pelene er rammet til beskrevet dybde, utføres PDA-målinger på pelene. Kynningsrud monterer PDA-utstyr og utfører målingene. De blir sendt direkte til sin underleverandør, Pålanalys AB, som tolker resultatene. PDA-målingene gjentas etter 6 måneder, for å få påvist kapasitetsøkning med tid. De nye dataene blir dermed ikke med i denne oppgaven.

3.1 Peleramming

Pelene rammes med en pelerigg av typen Junttan PMx 28. Det ble bruk en hydraulisk hammer med loddvekt på 7 tonn, se figur 3.1.



Figur 3.1 Bilde av peleriggen

Det ble rammet totalt 6 peler i forskjellige lengder. 30,2 – 39,2 – 45,2meter, to peler i hver lengde. Pelene kommer i seksjoner på maks 13,2meter og blir satt sammen under ramming. Seksjonslengdene for de forskjellige pelene er gitt i peleprotokollen i vedlegg D. I peleprotokollen noteres og fallhøyde på loddet og antall slag for hver meter. Selv om det ikke

var beskrevet av byggherre, fikk vi også entreprenøren til å måle synk og elastisk stukning for en av pelene. Dette ble gjort ved å tegne en Chellis strek, som beskrevet i 2.1.5.

Det er brukt betongpeler av typen P270MA, det er kvadratiske peler med sider på 270mm og armert med 8ø12 kamstål. Øvrige spesifikasjoner på pelene er gitt i vedlegg E. Pelene ble rammet slik de stikker 2,2meter opp fra bakken. PDA-sensorene ble montert 1,2meter ifra toppen av pelen.

3.2 PDA-målinger

Det ble utført PDA-målinger på alle pelene. Det ble boret inn gjengestenger i toppen av pelene og disse ble påmontert hastighetsmåler og tøyningmåler, se figur 3.2.



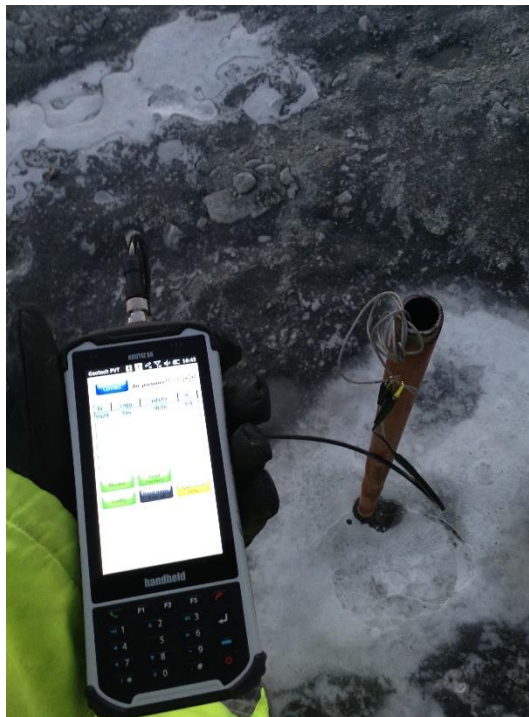
Figur 3.2 PDA-utstyrt påmontert pel

Det ble slått med to forskjellige fallhøyder, 20 og 30cm, under PDA-målingene. Rådatafilene gikk direkte til Pålanalys AB i Sverige, som sto for tolkningen. Når konsulenter får data-filene direkte over nett kan de vurdere målingene mens testingen pågår. De kan da gjøre korrigeringer dersom noe ikke stemmer, som for eksempel om det ikke blir overlevert tilstrekkelig rammeenergi til pelen.

Vi fikk både rapporten de lagde og rådatafilene fra dem. De oppgav en kapasitet etter CASE-metoden, men gjorde ikke CAPWAP-analyser av dataene.

3.3 Poretrykksmålinger

Når det peles med betongpeler i leire er det viktig å ha kontroll på poretrykket. I dette prosjektet skal det peles i bunnen av en utgraving med eksisterende bebyggelse bak skråningen. Det ble målt poretrykk i to punkter, en cirka 25 og en rundt 150meter i fra pelene. Det var satt ned tre piezometer i forskjellige dybder ved hvert punkt. Disse logger poretrykket hver time, men vi økte dette til hvert femte minutt i forkant av pelingen for å kunne følge eventuelle endringen med nøyaktig. Avlesningene ble gjort med en håndholdt måler, som kobles til ledningene i piezometeret, se figur 3.3.



Figur 3.3 Måling av poretrykk

3.4 Vibrasjonsmålinger

Peling medfører både støy og rystelser. Vibrasjonene fra anleggsvirksomhet må holdes innenfor gitte grenser. Det må tas særlig hensyn til at vibrasjoner ikke skader eksisterende bygninger, eller unødig forstyrrer de som oppholder seg der. Det ble satt ut tre rystelsesmålere i forskjellig avstand til peling; 10, 20 og 65 meter. Målerne settes i en kumring for å ligge stabilt og ha god kontakt med bakken, se figur 3.4.



Figur 3.4 Rystelsesmåler festet til kumring

Rystelsesmålerne er satt ut av Multiconsult. De logger kontinuerlig og sender data direkte til en database på nett.

4 GRUNNUNDERSØKELSER

Jordprøvene ble tatt opp av NTNU, med egen borerigg.

4.1 Prøvetaking

Prøvene ble tatt opp så nærme pelegruppen som mulig, se figur 4.1.

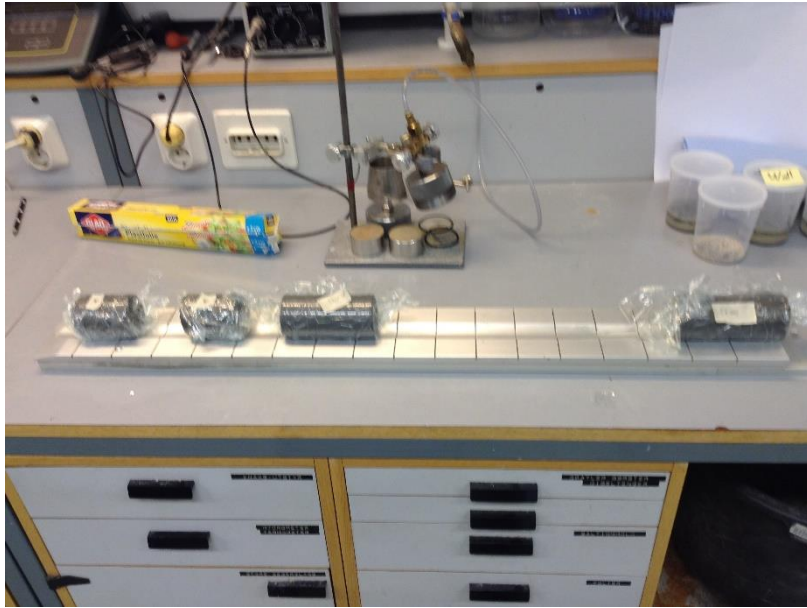


Figur 4.1 Boreriggen ved pelegruppa

Det ble benyttet 54mm prøvetaker. Lilleby området er gravd ut og planert med et bærelag, slik at det måtte skovles i de øverste 1,5-2,0meter før prøvetakeren kunne presses ned. Det er kjent at det er en del stein også videre nedover i leiren (fra medstudenter som har hatt felt- og lab. øvelser i området). Den første prøven var fra 5 meter, den fikk en liten skade på eggen. Det ble derfor også en prøve fra 6 meter. Det ble tatt prøver fra 5, 6, 14, 19 og 24 meter.

4.2 Rutineundersøkelser

Utpressing av prøvene ble gjort av ett stempel som presser prøven ut fra en side. Begge proppene ble fjernet før utpressing. Sylinderne ble veid før og etter utpressing og lengde av prøven ble målt. Prøvene ble delt inn og delene ble umiddelbart pakket inn i plast for å bevare fuktigheten, se figur 4.2.

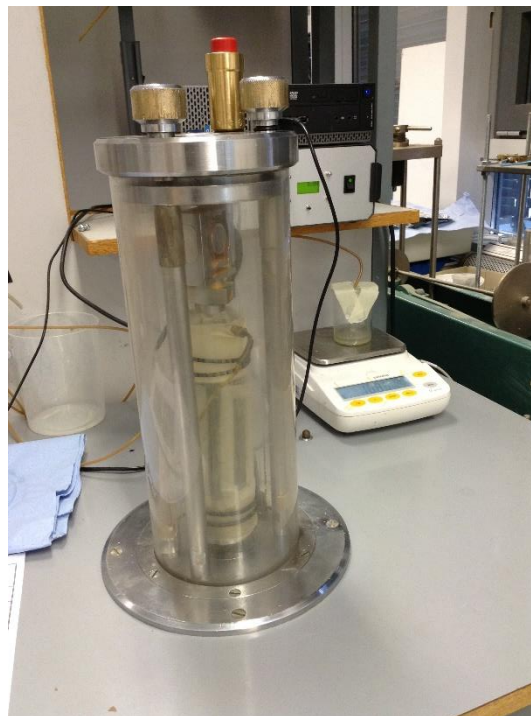


Figur 4.2 Inndeling av prøver pakket i plast

Det ble gjort to konus forsøk, målt Atterbergs konsistensgrenser; plastisitetsindeks w_p , ved utrulling og flytegrense, w_L , med Casagrandes flytegrenseapparat på alle prøvene. I tillegg ble det målt vanninnhold to steder. Det ble satt av materiale til treaksial- og ødometerforsøk. En-aks, saltinnhold, kornfordeling og korndensitet ble vurdert som ikke relevant for oppgaven.

4.3 Treaksialforsøk

Det ble gjort ett treaksial-forsøk, (heretter kalt treaks) fra hver av prøvene. Disse ble utført på en av student-treaksene og dermed uten baktrykk, se figur 4.3. Prøvene ble konsolidert i ett døgn på konsolideringsspenning lik 0,65 av effektivt overlagingstrykk. Denne K_0 -verdien er oppgitt fra andre studenter som har hatt Felt- og lab.-faget på det samme området. Forsøkene er kjørt som CIUC, det vil si; isotropisk konsolidert og udrenert. Både topp og bunnfilter ble flushet før konsolidering, slik de skulle være mettet og luftfrie. De er kjørt med hastighet på 1,0mm/time og til 15 og 20% tøyning. Det ble målt utpresset vanninnhold for prøvene, men for prøven fra 6 meter ble det ett strømbrydd under konsolidering som gjorde at vekten også ble nullet ut. Celletrykket er regulert fra en trykktank som ikke er avhengig av strøm, så jeg kunne likevel starte skjærforsøket, da celletrykket hadde holdt seg konstant.



Figur 4.3 Triaks-apparatet brukt til forsøkene

Den første prøven var kun som en test for å gjøre meg kjent med apparatene, prøven fra 5meter ble derfor ikke konsolidert like lenge som de andre. Den siste prøven, fra 24meter ble ved en feiltakelse kjørt drenert, så jeg måtte gjøre en ny treaks fra denne dybden. Jeg hadde igjen nok materiale til dette, men prøven ble forstyrret under montering av membranen.

4.4 Ødometerforsøk

Det ble også gjort ett ødometerforsøk av hver prøve. De ble kjørt som CRS, Constant Rate of Strain. Prøven blir da montert i ødometerapparatet og konsolidert med en konstant deformasjonshastighet. Forsøkene ble kjørt med en hastighet på 300µm/time, som gav en prøve tid på cirka 10-12 timer, før spenningen kom til stoppkriteriet som ble satt til 1500 kPa. På grunn av en del stein i prøvene, måtte det for noen av prøvene brukes ett par forsøk før en hel prøve ble satt inn i ødometerringen. Ved innstilling av prøvene i apparatet, var montering av toppfilteret den største utfordringen, da det har lett for å henge seg fast i eggen på ødometerringen.

Filtrene til både treaks og ødometeret ble rensert i UV-bad og satt i eksikator, en vakuumbolbe, før bruk, slik var de ble vannmettet og luftfrie. Filter og prøvekommeret ble også mettet og luftbobler fjernet før montering av prøven.

4.5 CPTu-sonderinger

I forkant av prøvepeilingen ble det gjort to CPTu-sonderinger. Disse ble tatt like ved punktene hvor poretrykket er målt, henholdsvis cirka 25 og 150 meter ifra pelegruppa. Jeg har fått rådatafilene fra disse to målingene, lagt de inn i excel og regnet ut de nødvendige parametere. Spissmotstanden er korrigeret i henhold til korreksjonsfaktor som er gitt i rådata-filen.

5 RESULTATER

5.1 Peleramming

Resultatene fra pelerammingen er peleprotokollen, se vedlegg D. Fra den ser man total synk som kan brukes til å beregne kapasitet i henhold formel gitt i punkt 2.1.5:

$$Q_u = R_{c,m} = \frac{2 \cdot m \cdot g \cdot h \cdot \eta}{s + \sqrt{s^2 + 2 \cdot \eta \cdot \omega \cdot \frac{m \cdot g \cdot h \cdot L}{A \cdot E}}}$$

Benytter først synk-verdiene fra siste meter av pelerammingen. Tar da en meter og deler på antall slag av den siste serien fra peleprotokollen. Resultatene fra dette er gitt i tabell 5.1.

Tabell 5.1 Kapasiteter basert på synkmålinger fra peleprotokollen

Pel	L [m]	h [m]	Synk [mm]	$R_{c,m}$ [kN]	m =	7000	kg
1	43	0,2	20	560,7	g =	10	m/s ²
2	28	0,2	32	394,6	η =	0,95	
3	28	0,2	33	383,7	A =	0,0729	m ²
4	37	0,2	25	479,5	E =	40000	MPa
5	37	0,2	24	495,7	ω =	0,9	
6	43	0,2	19	581,8			

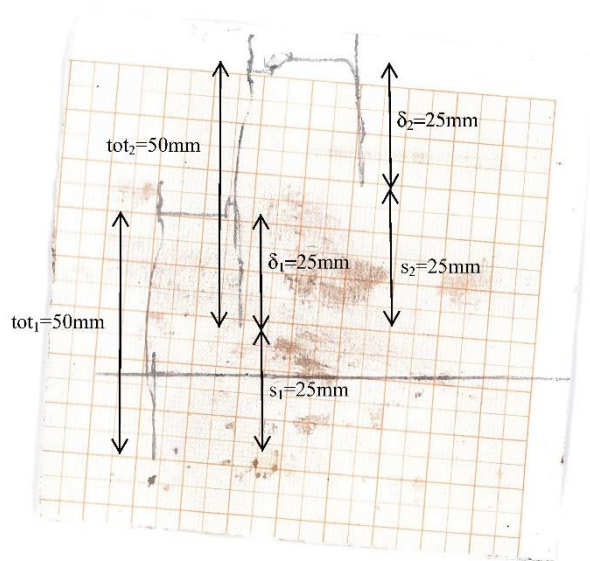
Bruker man i stedet synk-verdiene fra PDA-målingene, som ble gjort dagen etter, viser de en betydelig høyere kapasiteter gitt i tabell 5.2.

Tabell 5.2 Kapasiteter fra synkmålinger dagen etter peleramming

Pel	L [m]	h [m]	Synk [mm]	$R_{c,m}$ [kN]	m =	7000	kg
1	43	0,3	20	790,3	g =	10	m/s ²
2	28	0,3	32	578,3	η =	0,95	
3	28	0,2	26	474,2	A =	0,0729	m ²
4	37	0,3	22	757,8	E =	40000	MPa
5	37	0,2	19	594,0	ω =	0,9	
6	43	0,2	16	653,9			

Den store forskjellen her ligger nok i at PDA-målingene er gjort dagen etter. Ved sluttramming av pelene, er leiren helt omrørt i hele pelens lengde. Dagen etter har leiren har fått satt seg mer imot pelen. Og overgangen ikke er så flytende som under ramming.

Det ble bare tatt Chellis strek på en av pelene, pel nummer 3. Resultatet fra dette er gitt på figur 5.1.



Figur 5.1 Chellis strek fra pel 3

Det slås normalt bare ett slag, men det ble her slått flere slag. Blyantstreken går først under null-linjen, dette er fordi pelehammeren først hviler på pelen. Når hammeren heves fra pelehodet strekker pelen seg. Man kan fra figuren lese ut både permanent synk og elastisk stukning og fra dette regnet ut kapasiteten:

$$Q_u = \frac{m \cdot g \cdot h \cdot \eta}{\frac{1}{2} \delta + s} = R_{c,m}$$

Kapasiteten blir da:

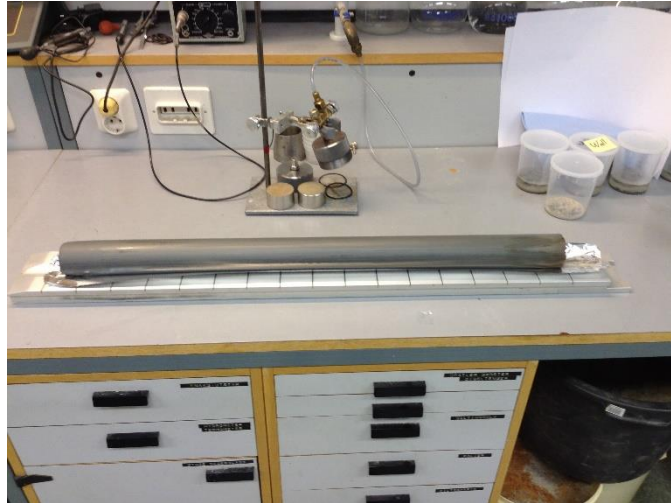
Pel	L [m]	h [m]	Synk [mm]	δ [mm]	$R_{c,m}$ [kN]
1					
2					
3	28	0,2	25	25	354,7
4					
5					
6					

m =	7000	kg
g =	10	m/s ²
η =	0,95	
A =	0,0729	m ²

Chellis strek ble tatt samtidig med slutt ramming av pelene og kapasiteten er svært lik den fra synkmålingen tatt samme dag, men bare 8% forskjell på de to (345,7/383,1).

5.2 Rutineundersøkelser

Generelt så alle prøvene svært like ut, grå homogen leire uten noe tegn til laginndeling, se figur 5.2.



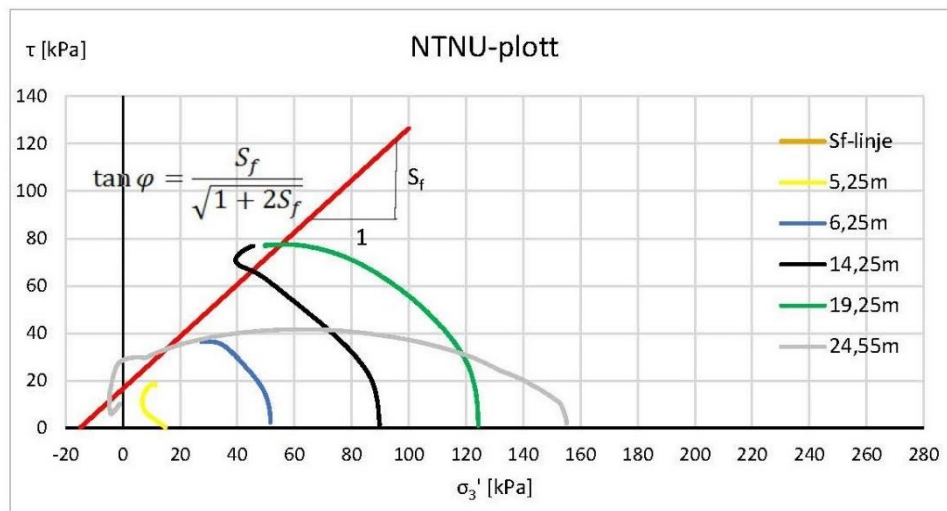
Figur 5.2 Typisk bilde av prøvene

Rutineundersøkelsene viser en middelsfast / fast leire, med vanninnhold rundt 30% og I_p rundt 10%. Det er en veldig lite sensitiv leire, noe økende med dybden med en sensitivitet på rundt 3-4 for de to øvre prøvene og rundt 6 for de to dypeste prøvene.

Det ble ikke laget kornfordelingskurver av prøvene, men ved å kna noen av prøvebitene i hendene og rive de opp, var det tydelig at det er ett relativt høyt silt innhold i denne leiren. Særlig prøven fra 14m utmerket seg som en svært fast leire. Resultatene fra rutineundersøkelsene er gitt i vedlegg F.

5.3 Treksialforsøk

Prøven fra 5 meter ble konsolidert for kort og resultatene fra den har ikke blitt med i evalueringen av skjærstyrken, det samme gjelder prøven fra 24 meter. Den ble skadet under montering av membranen. Forsøket ble likevel kjørt i håp om at den kunne gi ett resultat, men man ser fra figur 5.3 at det forsøket er tydelig forstyrret. Den går i tillegg over til å gi negativ σ_3' -verdi, noe som også kan tyde på at det har vært noe galt med selve test utstyret og ikke bare prøven.



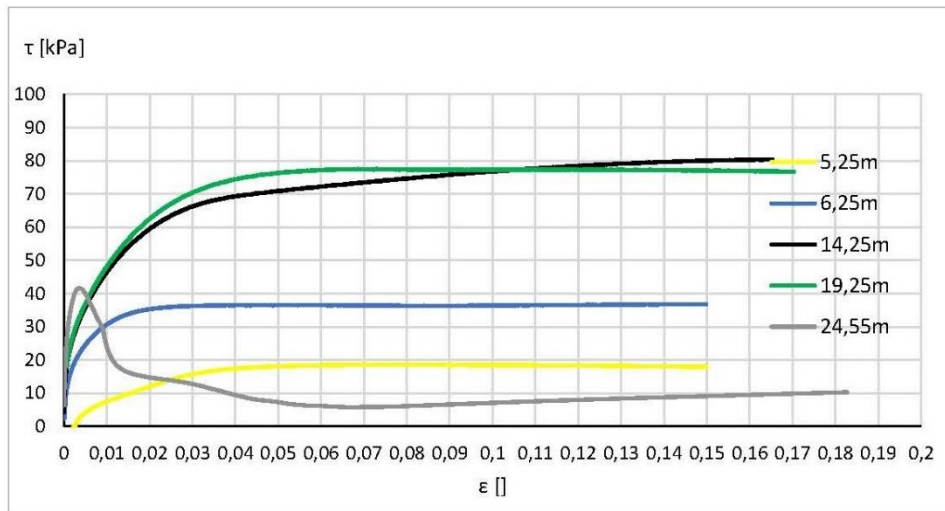
Figur 5.3 Treks - resultater i τ - σ_3' -plott

Øvrige forsøk, fra 6,25 – 14,25 – 19,25 meter er derimot bedre og følger kurver som er mer forventet fra treksialforsøk. For å kunne evaluere diagrammet bedre, er det satt opp en tabell med relevant data:

#	Dybde [m]	w [%]	σ_{v0}' [kPa]	σ_{celle} [kPa]	ΔV [cm ³]	$\Delta V/V$ []	Kvalitet
1	5,25	31	60	39	(0,71)	(kort konsolidering)	
2	6,25	30	69	45	(Strømbrudd under konsolidering)		
3	14,25	26	145	94	7,15	3,12 %	Dårlig
4	19,25	30	193	125	0,47	0,21 %	Godt
5	24,55	27	239	156	-	-	-

Det ble ett strømbrudd under konsolideringen av prøven fra 6,25 meter, har derfor ikke målt utpresset vannmengde og kan heller ikke evaluere kvaliteten til denne prøven. Det er mye utpresset vannmengde i prøven fra 14,25 meter, mens forsøket fra 19,25 er karakterisert som god prøve kvalitet.

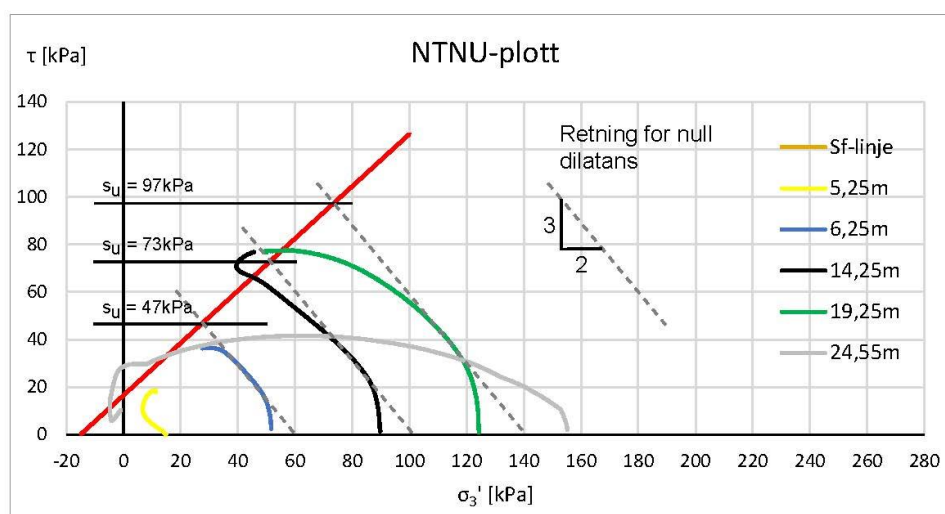
Kurvene for skjærspenning mot tøyning er vist på figur 5.4.



Figur 5.4 Skjærspenning mot tøyning fra treksforsøkene

Her ser man ikke en tydelig topp-verdi, som så avtar. I følge Karlsrud og Hernandez-Martinez (2013), er dette typisk for treksforsøk tatt opp med 54mm prøvetaker. Mens det med høykvalitets blokkprøver ville gitt ett en maks-verdi. Dette er dermed indikasjoner på at prøvene ikke er av høy kvalitet. Fra Vegvesen (2014) i kapittel om geotekniske parametere kan man derimot se at en slik type τ - ϵ -kurve kan være tegn på ett høyt silt innhold i leiren. Dette ble også registrert i rutineundersøkelsene.

Det er funn som tyder på at det kan være noe usikkerhet med treksresultatene. Men de tre forsøkene som ble bra, gir likevel muligheter for å kunne tolke frem en s_u -profil. I figur 5.5 er det tegnet inn linjer for null dilatans og lagt disse inn på grafen til de tre beste forsøkene.



Figur 5.5 Treksresultater, tolket

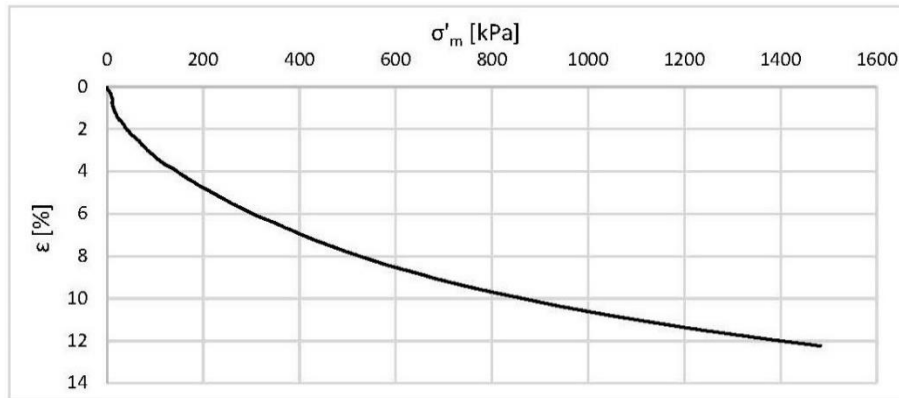
Det er avvik mellom treaks-kurvene og dilatans linjene i starten, dette kunne vært unngått ved å bruke treaksial-apparat som har baktrykk. Videre så følger kurvene en null dilatans-oppførsel ett stykke, for å bøye av før bruddtaket. Dette er også en indikasjon på prøveforstyrrelser, der blokkprøver følger linjen lenger frem mot bruddtaket.

Denne tolkningen må sees på som en interiørmessig tilnærming og men ansees likevel som relevant siden jeg også har andre typer prøver og styrkeestimat å sammenligne med.

Alle treaksial resultatene er vist i vedlegg G.

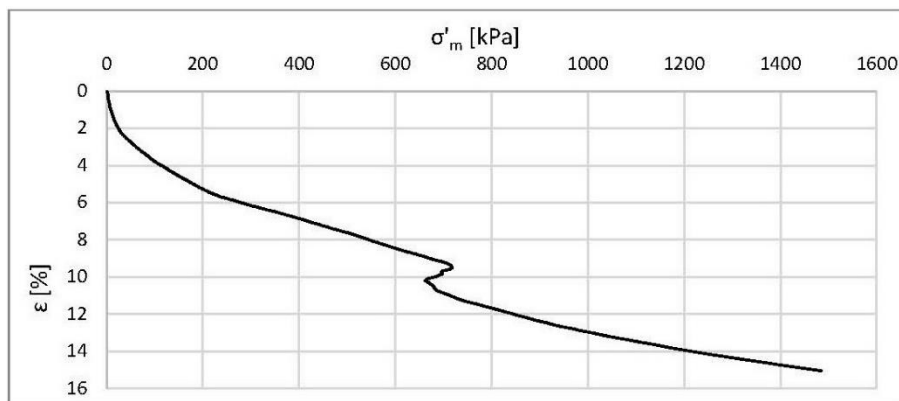
5.4 Ødometerforsøk

Forsøket fra 24 meter viser en perfekt virgin-kurve og er dermed uten historikk. Det er da ikke mulig å tolke p_c' ut ifra dette, se figur 5.6.



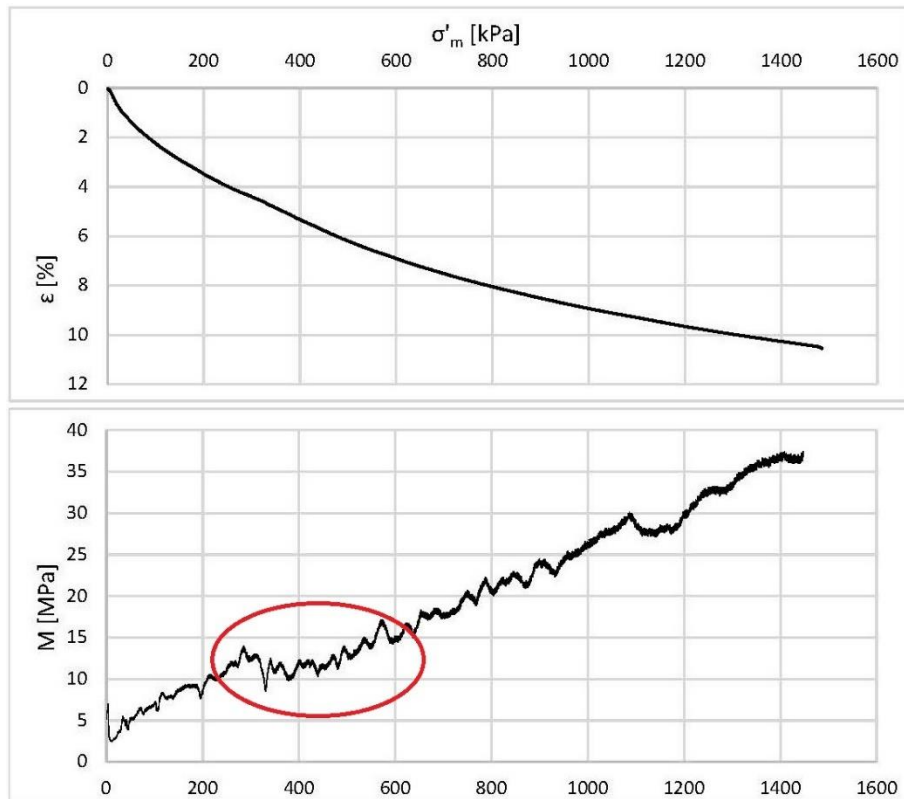
Figur 5.6 Ødometerkurve fra 24m

Forsøket fra 19 meter ble ødelagt, da det ser ut som filteret har hengt på eggen av ødometerringen, eller det har vært en stein i prøven som har forstyrret resultatet se figur 5.7.



Figur 5.7 Ødometerkurve fra 19m

Forsøket fra 14 meter er også en nær tilnærming til en NC-leire, og dermed forstyrret prøve slik at historien til materialet ikke kommer frem, se figur 5.8.



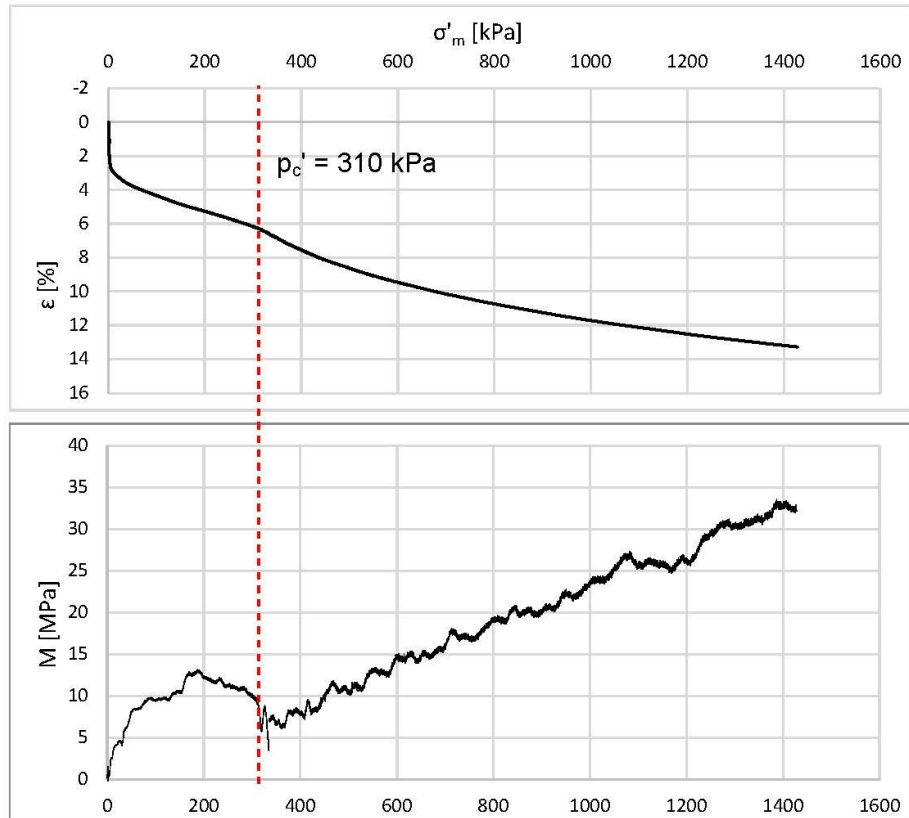
Figur 5.8 Ødometerkurver fra 14m

Det er mulig å antyde noe i det markerte området, men det er for lite utslag til at det har blitt tolket noen p_c' fra denne dybden.

Forsøket fra 6 meter så først ut til å være mislykket, da det hadde vært strømbrydd midt i forsøket. Det ble likevel startet på nytt dagen, fra den oppnådde spenningen rett før bruddet. Når det nye forsøket ble startet, ble en del verdier null-stilt. Det er derfor det første plottet ser svært rotete ut. Men ved justering av kurvene slik de får lik start og slutt verdi, ble resultatet likevel bra. Dette ble valgt som referanse til evaluering av s_u -profil. Oversikt over ødometer-resultatene er gitt i vedlegg H.

Også forsøk fra 5 meter viser tegn til p_c' -verdi, men det har ikke blitt lagt vekt på. Dette fordi at ødometerforsøk gjort fra samme området, fra blokkprøver, også viser en p_c' på rundt 300kPa fra denne dybden. Dette er gjort i en pågående masteroppgave. Resultatene fra dette er ikke lagt ved.

Tolkningen av p_c' fra forsøket fra 6 meter er vist på figur 5.9.



Figur 5.9 Ødometerkurver fra 6m, tolket

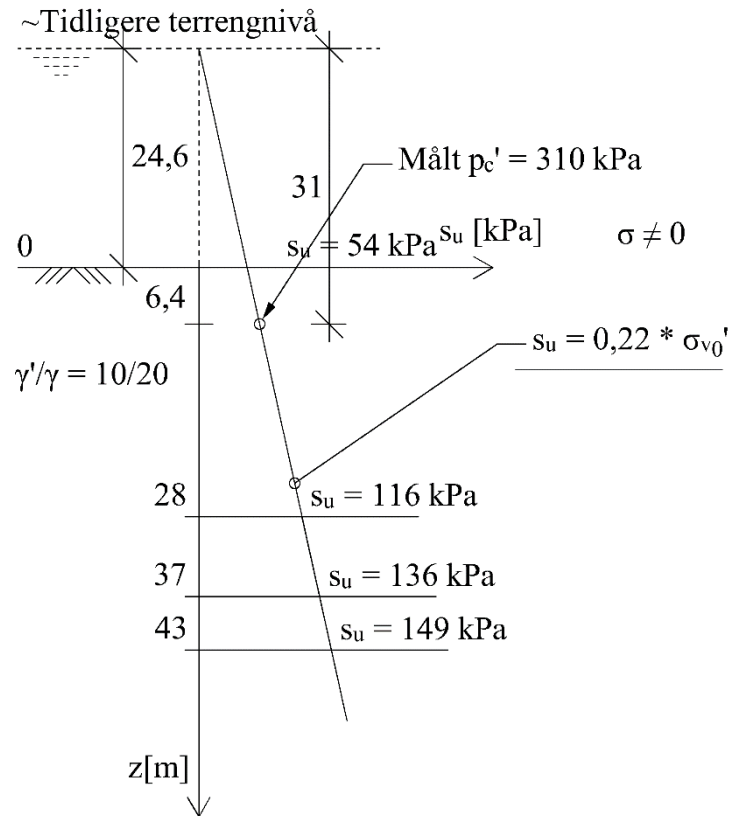
Dersom jeg kun hadde tøyningskurven kunne det se ut som at indikasjonen på p'_c kun kommer fra kryptøyning under strøbruddet. Men fra modulusen ser man at dette ikke er tilfelle. Stempelet har også stått helt stille etter strøbruddet, så det har ikke blitt påført store kryptøyninger på prøven. Ser også at p'_c ble oppnådd før strøbstansen.

Ideelt sett så hadde jeg fått en p'_c -verdi for hver dybde og laget en OCR-profil med dybden. Med det kan vi benytte SHANSEP-ligningen, Ladd og Foott (1974), og verdier fra Karlsrud (2012) til å estimere s_u -profilen etter følgende formler:

$$OCR = \frac{p'_c}{\sigma'_{v0}} \qquad s_{uc} = S \cdot \sigma'_{v0} \cdot OCR^m$$

Karlsrud (2012) har gjort tester på en leire fra Stjørdal, med tilsvarende I_p , rundt 10% og vanninnhold, 30%, som vår leire. Like verdier kunne da ha blitt benyttet for S (0,28) og m (0,85).

Siden jeg ikke har gode resultater fra hver dybde, gjør jeg også her en interiørmessig tilnærming. Forutsetter at prekonsolideringsspenningen kommer fra ett tidligere høyere terrengnivå. Med en $p'_c=310\text{kPa}$, tyngdetetthet på 20kN/m^3 og grunnvannstand i terrengnivå, skulle de tilsi ett terrengnivå som er 24,6meter over dagens, se figur 5.10.



Figur 5.10 Tolkning av s_u -profil fra p_c'

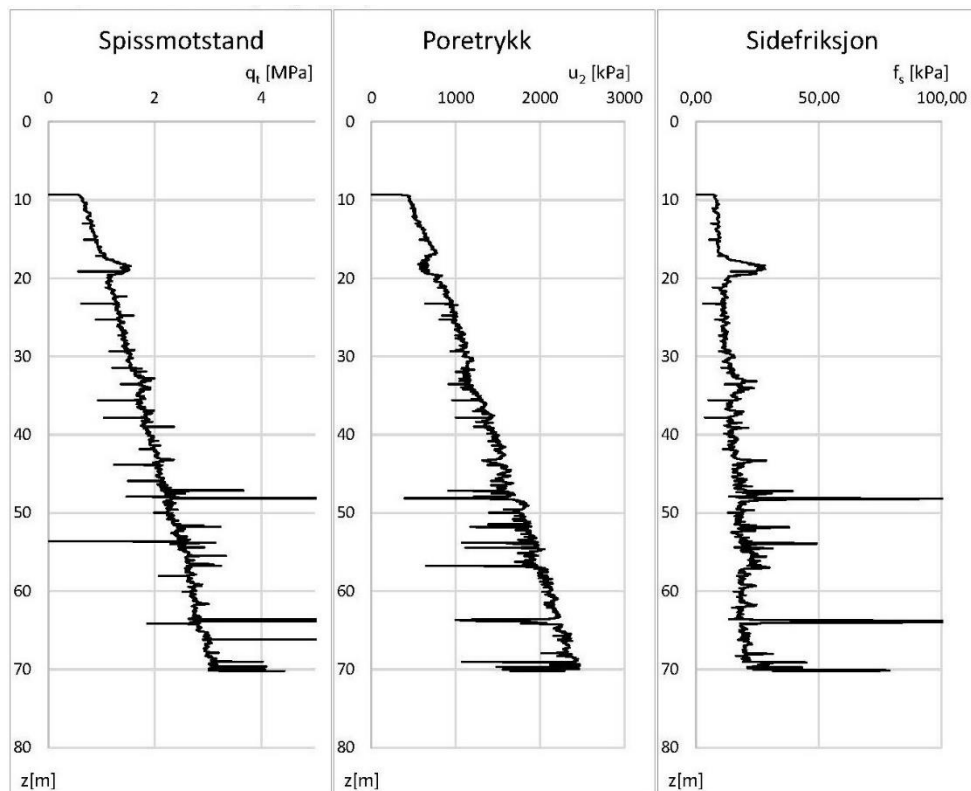
Tenker at denne leiren er normalkonsolidert med $OCR=1$. I stedet for 0,28, setter jeg en noe lavere verdi for å være på konservativ side. Det gir da denne formelen for estimert bæreevne:

$$s_{uc} = 0,22 \cdot \sigma_{v0}'$$

Med σ_{v0}' referert fra opprinnelig terreng.

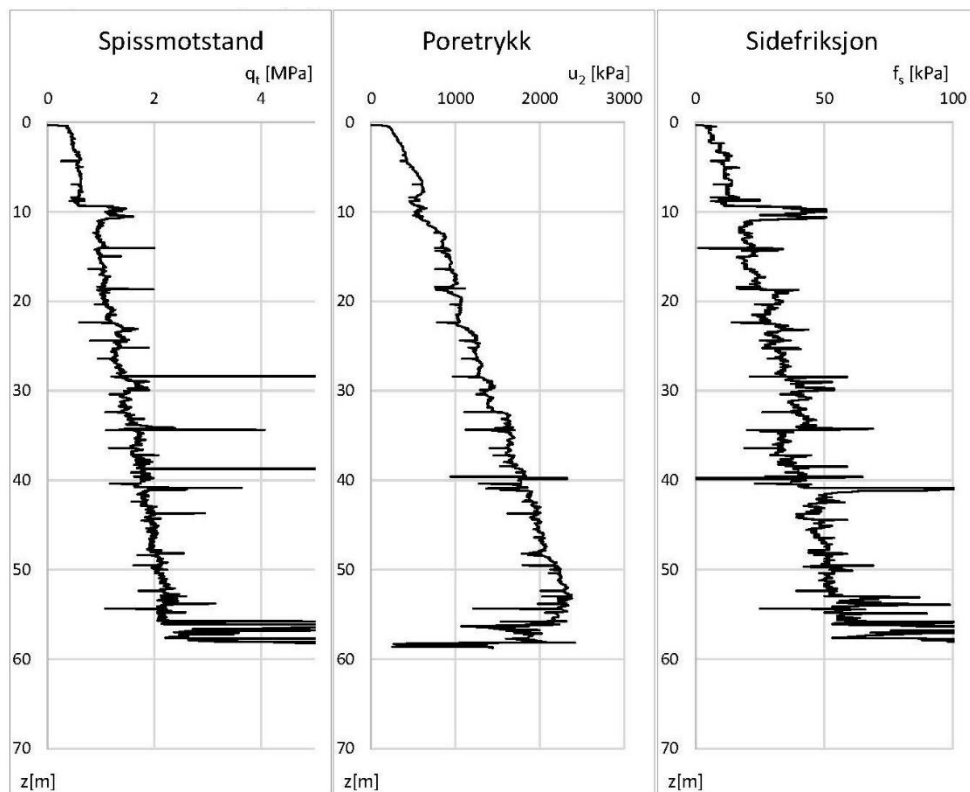
5.5 CPTu-sonderinger

De to CPTu-sonderingene er svært dype og begge går langt forbi nivået for de lengste pelene i prøvepelingen. De har stoppet i det som antas å være morene. Det er forskjellig kotehøyde på sonderingene i forhold til hvor prøvetakingene er gjort. CPTu-profilene er derfor justert i høyden, for at de skal korrespondere med s_u -profilene fra treaks og ødometer. Figur 5.11 viser CPTu-sonderingen som ligger lengst borte fra pelegruppa. Det ser ut til å være en homogen leire med stigende spissmotstand og poretrykk med dybde. Også sidefriksjon øker med, men ikke i like stor grad.



Figur 5.11 CPTu-sondering 150meter fra pelegruppe

Sonderingen nærmest pelegruppen og også nærmest der jordprøvene er tatt opp, viser samme trenden, men sidefriksjonen er mer varierende, se figur 5.12.



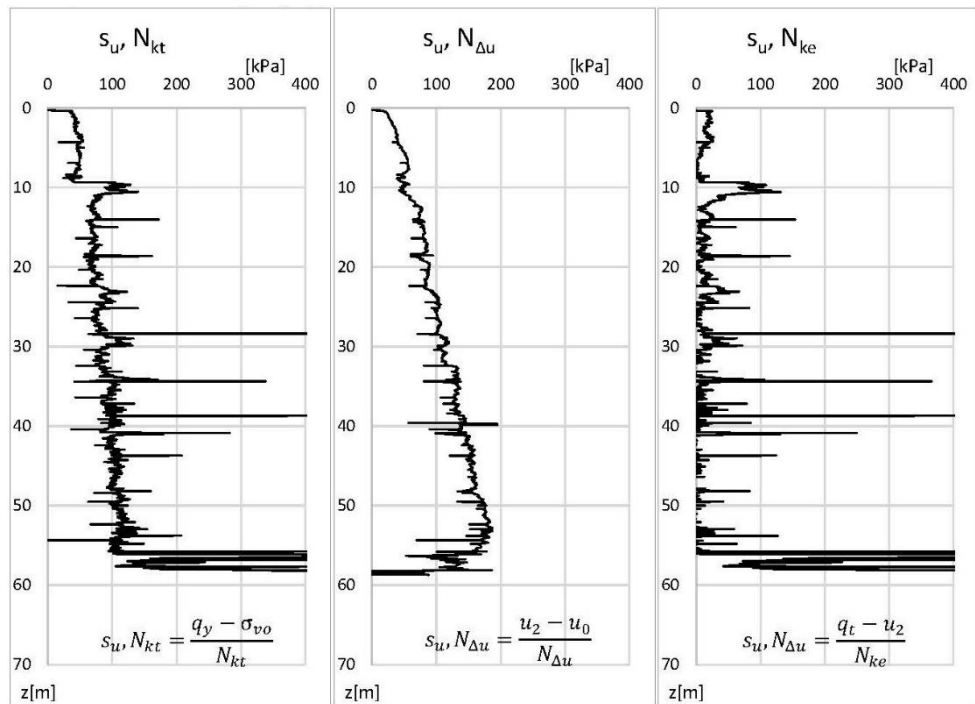
Figur 5.12 CPTu-sondering 25meter fra pelegruppa

Det ser ut til å være en lagdeling eller ett grovere lag ved rundt 8-12 meter, for så å være svært homogent videre nedover. Partiet ved 8-12 meter er kjent som ett noe sand og grusholdig området, det var også derfor det ikke ble tatt prøver fra denne dybden.

For å beregne s_u -profilene er det benyttet formler fra Karlsrud et. al (2005^b). Verdiene for N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og N_{ke} er ikke beregnet for denne spesifikke leiren, men det er valgt konservative verdien innenfor de respektive intervall. Oversikt over resultat fra CPTu-sonderingene er gitt i vedlegg I, her er også s_u -profilene regnet ut.

Ved beregning av s_u -profil fra CPTu er det tatt utgangspunkt i den sonderingen som ligger nærmest pelegruppa. Det er ikke gjort noen interpolering eller vurdering mellom de to, selv om det kanskje kunne vært mulig å argumentere for det, da de ligger på hver sin side av pelegruppa.

Figur 5.13 viser s_u -profilene beregnet fra CPTu.

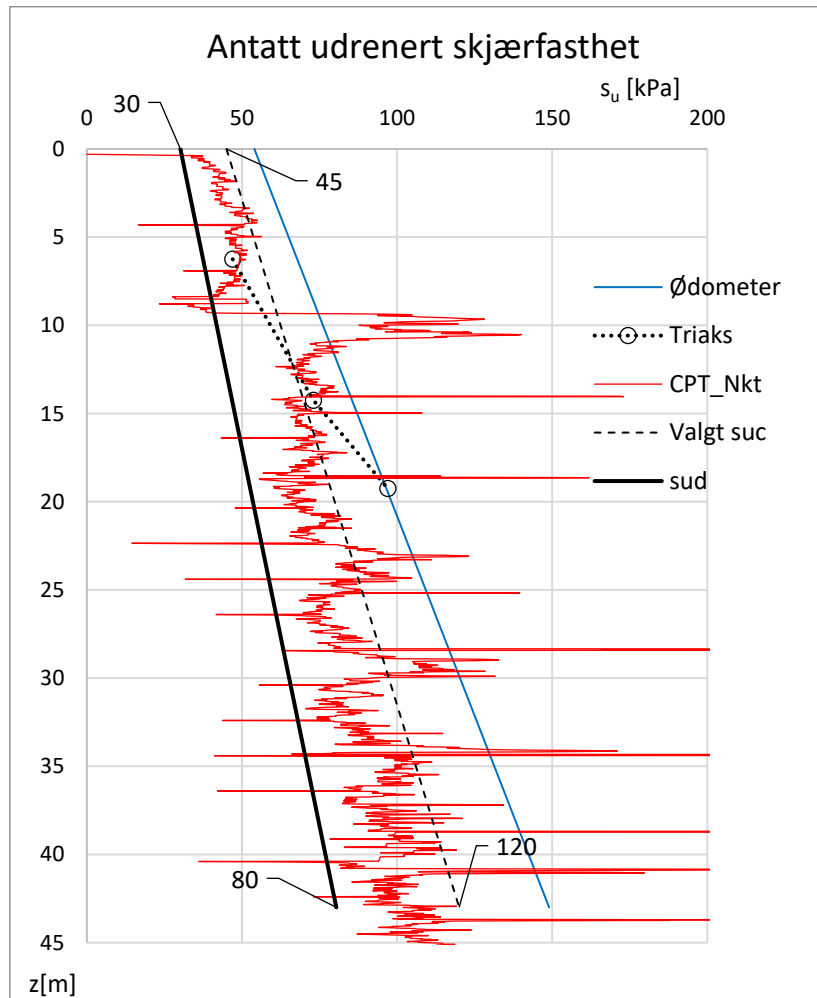


Figur 5.13 s_u -profiler beregnet fra CPTu

N_{kt} og $N_{\Delta u}$ viser en jevn stigning, mens N_{ke} i dette tilfellet gir en mer uryddig profil.

5.6 s_u -profil og α -verdi

I henhold til Peleveiledning, kan stryken på leiren som skal benyttes i α -metoden bestemmes ved, treaks, CPTu eller erfaringsdata basert på prekonsolideringsspenning. Jeg har nå gjort ikke bare én, men hver av disse og har dermed ett godt grunnlag til å estimere s_u -profilen til leiren. På figur 5.14 resultatene samlet.



Figur 5.14 Samle-plott for evaluering av s_u -profil

Verdiene fra ødometer ligger noe over resultatene fra treaks og CPTu. Treaks og CPTu sammenfaller godt, særlig for de to første punktene, med større differanse på det dypeste punktet. Dette korresponderer også greit med måten treaks-forsøkene ble tolket på, med økende usikkerhet med dybden. Har endt opp med å velge en s_u -profil som ligger rett over CPTu og under ødometer. CPTu-verdiene som er brukt er for N_{kt} , det er tilsvarende som er brukt av Karlsrud (2012). Fra samme kilde har man også relasjonen: $s_{ud} = 0,67 \cdot s_{uc}$. Det er den verdien, direkteskjær, som skal benyttes i formelen for bæreevne.

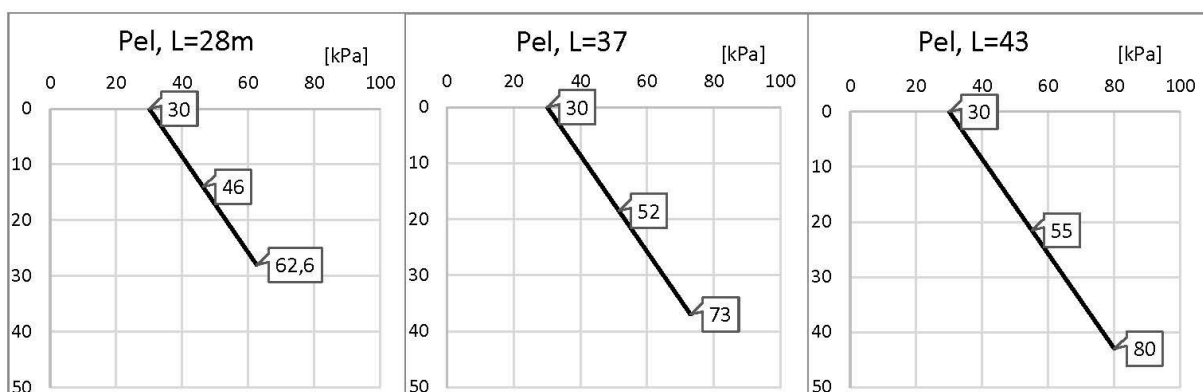
Nå er s_u -profilen fastsatt og α -verdien kan bestemmes. Den leses ut ifra en figur gitt i Peleveiledningen som er fra Karlsrud (2012), den er vist i punkt 2.1.4. For å lese ut av grafen trenger man I_p og normalisert skjærstryke, s_u/σ_{v0}' . Da sist nevnte varierer med dybden blir det mest oversiktlig å liste det opp, se tabell 5.3.

Tabell 5.3 I_p og normalisert skjærstyrke for bestemmelse av α -verdier

z[m]	s_u -profil	σ_{v0}'	s_u/σ_{v0}'	I_p	α	α_{43m}	α_{37m}	α_{28m}
						α -Z	α -Z	α -Z
0	45	0		10 %				
1	47	30	1,58	10 %	0,57	0,57	0,57	0,57
5	54	68	0,80	10 %	0,42	1,68	1,68	1,68
10	62	115	0,54	10 %	0,30	1,5	1,5	1,5
15	71	163	0,44	10 %	0,28	1,4	1,4	1,4
20	80	210	0,38	10 %	0,26	1,3	1,3	1,3
25	89	258	0,34	10 %	0,24	1,2	1,2	1,2
28	94	286	0,33	10 %	0,22	0,66	0,66	0,66
35	106	353	0,30	10 %	0,20	1,4	1,4	
37	110	372	0,29	10 %	0,20	0,4	0,4	
43	120	429	0,28	10 %	0,20	1,2		
SUM						11,31	10,11	8,31
α						0,263	0,273	0,297

Også α -verdien varierer med dybden, det regnes ut gjennomsnittet for hver pelengde for å gjøre det mer oversiktlig.

Før vi regner ut kapasiteten til hver pel, setter vi opp en s_u -profil for hver pel. På grunn av forskjellig lengde vil hver pel ha forskjellig gjennomsnittlig $s_{u,s}$ langs skaft og $s_{u,b}$ ved spiss. Dette er tegnet opp i figur 5.15.



Figur 5.15 s_u -profil til hver enkelt pel

Kapasiteter etter α -metoden er gitt i tabell 5.4.

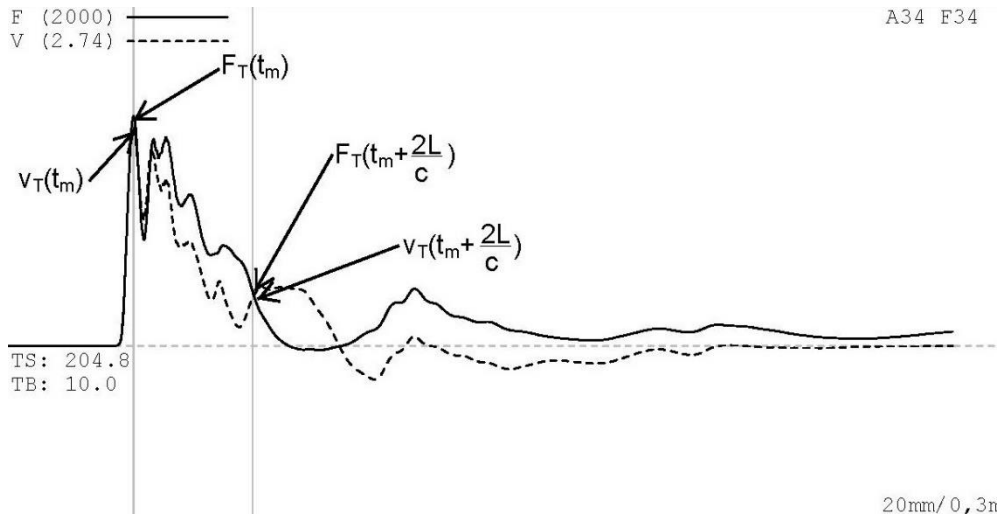
Tabell 5.4 Kapasitet for hver pel etter α -metoden

L	A_s	A_b	α	$R_{c,s}$	$R_{c,b}$	$R_{c,cal}$
[m]	[m ² /m]	[m ²]		[kN]	[kN]	[kN]
28	1,08	0,0729	0,297	415,6	41,0	457
37	1,08	0,0729	0,273	561,9	47,9	610
43	1,08	0,0729	0,263	671,8	52,5	724

Ser her at det er sidefriksjon som er sterkt dominerende, spissmotstanden utgjør bare 7-8% av total bæreevne.

5.7 CASE-Metoden

Kapasitetene fra CASE-metoden blir regnet ut av programmet Pile Driver Analyser, rådatafilene fra PDA-målingen leses inn i programmet og kurvene for hastighet og kraft kommer umiddelbart opp, se figur 5.16.



Figur 5.16 Graf fra CASE-programmet

Programmet velger så ut verdiene for hastighet og kraft i to punkter, og bruker formelen som ble utledet i kapittel 2.3.1:

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2}(1 - j_c) \left[F_T(t_m) + \frac{Mc}{L} v_T(t_m) \right] + \frac{1}{2}(1 + j_c) \left[F_T\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) + \frac{Mc}{L} v_T\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right]$$

Dette gir flere kapasiteter avhengig av hvilken dempningsfaktor, j_c , vi velger, se tabell 5.5.

Tabell 5.5 Kapasiteter fra CASE-metoden

Pel	L [m]	h [m]	Synk [mm]	$R_{c,m}$	
				($j_c=0,8$)	($j_c=1,0$)
1	43	0,3	20	320	299
2	28	0,3	32	230	216
3	28	0,2	26	133	133
4	37	0,3	22	557	244
5	37	0,2	19	301	200
6	43	0,2	16	432	181

Resultatene er svært følsomme for valg av dempningsfaktor. Tabell 5.6 viser oversikt over forslåtte verdier, er hentet fra Rauche et. al (1985).

Tabell 5.6 Anbefalte verdier for j_c (Rausche et. al 1985)

Jordtype	Anbefalt intervall, j_c
Sand	0,05 – 0,20
Siltig and eller sandig silt	0,15 – 0,30
Silt	0,20 – 0,45
Siltig leire eller leirig silt	0,40 – 0,70
Leire	0,60 – 1,10

Demningsfaktoren følger grovheten til jorda, der sand gir lavest verdig og leire høyest. Siden rutineundersøkelsene viste at leiren har en del silt i seg, kan man med dette argumentere for at j_c -faktoren skal ligge i nedre del av intervallet for leire. Men uten erfaringsdata fra tilsvarende peler og jordtype er det ingen måte å påvise denne faktoren på. Firmaet som står for PDA-tolkningen, var også vage i å antyde en verdi dempingsfaktoren. De mente et konservativt anslag på 0,8-1,0 kunne være fornuftig. Men dette var med forbehold. De trodde heller ikke at CAPWAP kunne bestemme dempingsfaktoren på grunn av stor synk under målingen. Pålanalys AB (2017). Resultatene fra CASE-metoden er hentet fra rapporten fra Pålanalys, oversikt over resultatene er gitt i vedlegg J.

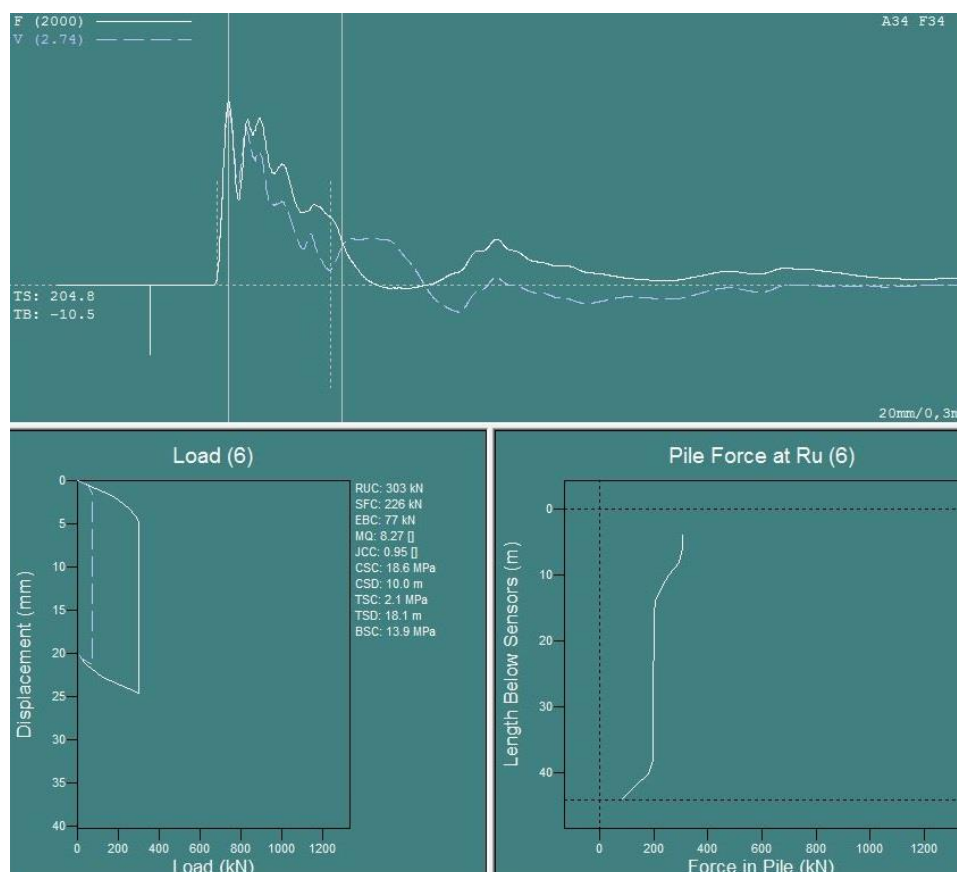
For å ha ett resultat å sammenligne med de øvrige metodene, velges $j_c=0,8$. Jeg har da følgende kapasiteter fra CASE-metoden, se tabell 5.7.

Tabell 5.7 Valgte kapasiteter fra CASE-metoden

Pel	L [m]	$R_{c,m}$ [kN]
1	43	320
2	28	230
3	28	133
4	37	557
5	37	301
6	43	432

5.8 CASE-Metoden med iCAP

Versjonen av Pile Driver Analyser jeg har brukt i oppgaven, har en tilleggsmodul, iCAP. Denne går ett steg videre enn CASE-metoden og bruker samme logikk som i CAPWAP. (PDI 2009). Den tegner også opp en kurve for antatt last-forskyvnings diagram og simulerer en prøvebelastning, i tillegg til kurvene for kraft og hastighet, se figur 5.17.



Figur 5.17 Kurver fra CASE-metoden med iCAP

Det benyttes bare én demningsfaktor, som i CASE-metoden, men iCAP estimerer også fordelingen av kraft langs pelen. Resultatene er presentert i tabell 5.8.

Tabell 5.8 Kapasiteter med iCAP

Pel	L [m]	h [m]	Synk [mm]	$R_{c,m}$	$R_{c,m}$	$R_{c,m}$
				($j_c=0,6$)	($j_c=0,8$)	($j_c=1,0$)
1	43	0,3	20	552	320	299
2	28	0,3	32	506	156	0
3	28	0,2	26	198	0	0
4	37	0,3	22	870	557	244
5	37	0,2	19	603	301	92
6	43	0,2	16	686	434	181

Det er tatt med j_c verdier fra 0,6-1,0 for å illustrere spredningen i kapasitet, avhengig av valgte dempingsfaktor. For pelene 2-5, ble det ikke generert last-forskyvnings kurver og det ble heller ikke generert CAPWAP-filer. For at det skal skje, må gitt kriterier være tilfredsstillt. Dette er en innebygd funksjon i iCAP, som skal hindre at det blir generert CAPWAP-beregninger på dårlige resultater (opplyst i e-post fra Pålanalys).

Velger samme dempingsfaktor som i kapittel 5.7, og får følgende verdier som kapasitet fra iCAP, se tabell 5.9. Alle resultatene fra iCAP er vist i vedlegg K. Lisensen til programmet er lånt fra Multiconsult og derfor står firmanavnet i en del av analyse-plottene.

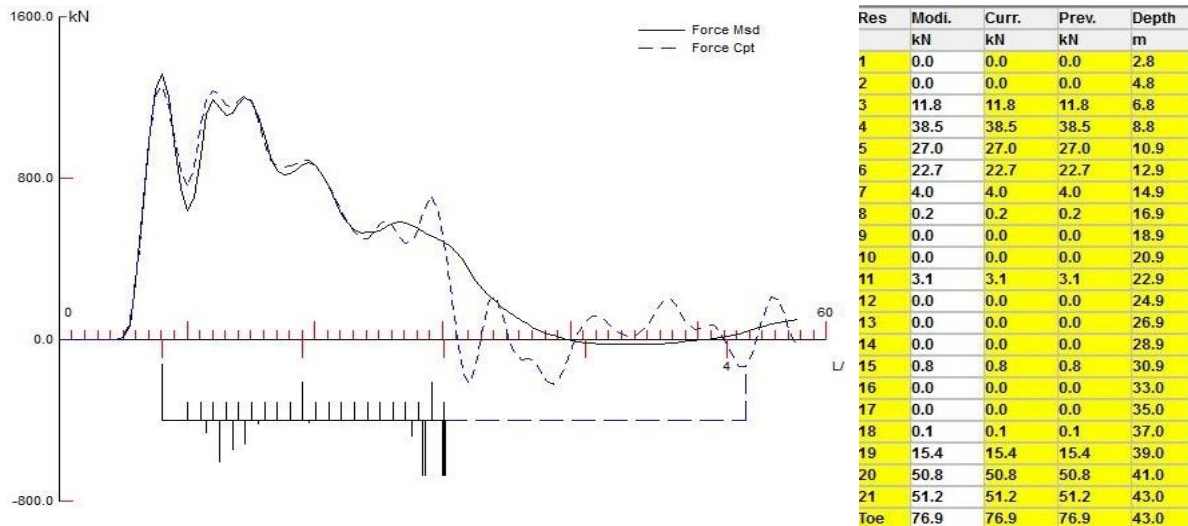
Tabell 5.9 Valgte kapasiteter fra iCAP

Pel	L [m]	$R_{c,m}$ [kN]
1	43	320
2	28	156
3	28	0
4	37	557
5	37	301
6	43	434

5.9 CAPWAP

Som nevnt i forrige kapittel, åpnes ikke rådatafilene direkte i CAPWAP, men ble først åpnet i Pile Driver Analyser, med tilleggsmodulen iCAP. Dette programmet konverterte filene over til et format som kan tolkes av CAPWAP. For våre målinger var det pelene på 45 meter, pel 1 og 6, som ble konvertert. Når man åpner disse filene i CAPWAP, får man umiddelbart opp kurver og kapasitet, dette er beregnet av iCAP. For å gjøre en beregning med programmet, velger vi funksjonen "Auto CAPWAP". Får da opp kurver for beregnet og målt kraft, samt tabell som viser fordeling av kraften langs pelen, se figur 5.18.

5 - RESULTATER



Figur 5.18 Kurver og tabell fra CAPWAP

Den beregnede kurven (stiplet) følger den målte kurven (heltrukket) godt i starten, men cirka ved $2,5 \cdot L/c$ begynner avviket å bli stort. Enheten langs x-aksen er tid, i enheten L/c , det vil si tiden støtbølgen bruker på fra topp til bunn av pelen. Oversikt over resultatene og kurvene er gitt i vedlegg L.

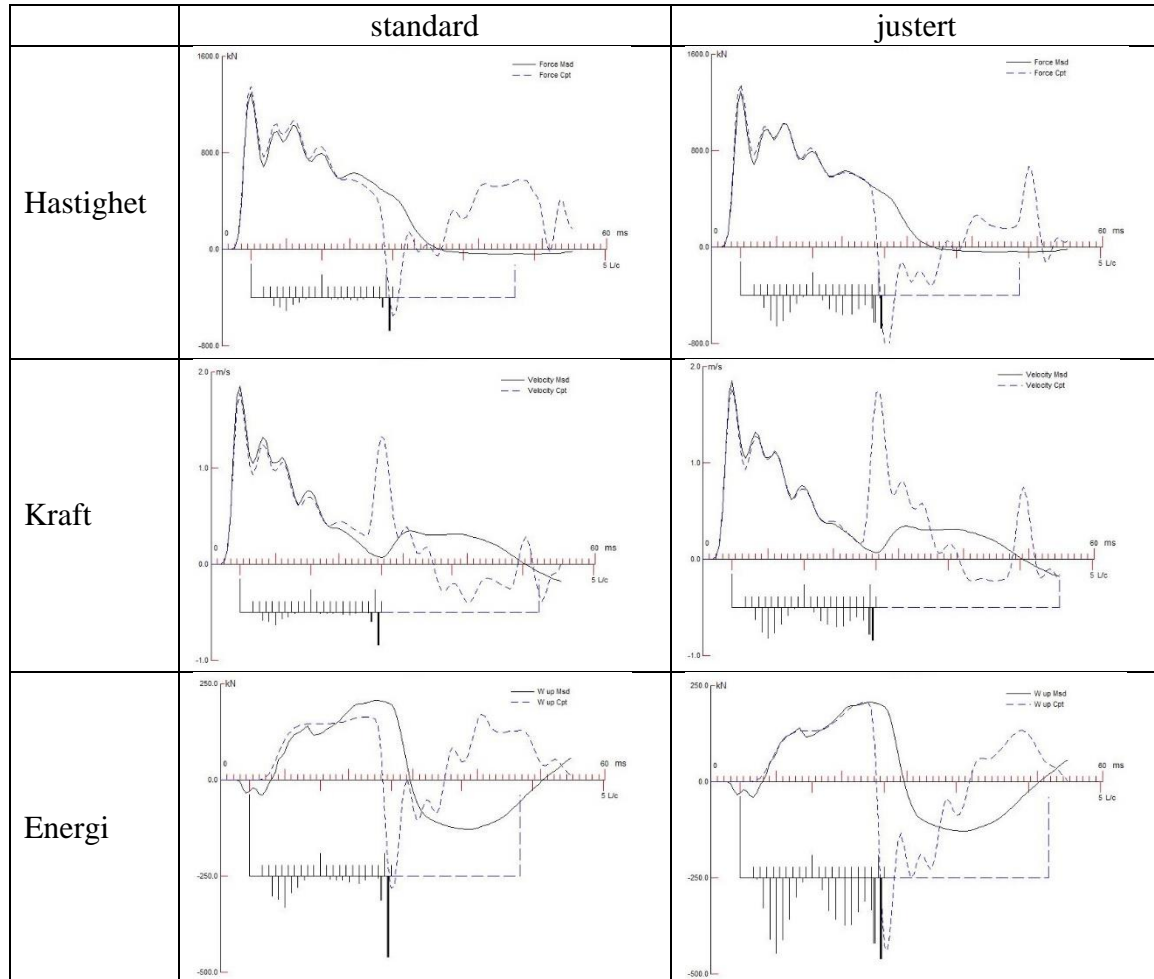
I CAPWAP kan brukeren selv justere på de forskjellige dempingsfaktorene. Eller benytte noen funksjoner, som fokuserer på forskjellige deler. "Auto toe"-funksjonen prøver å tilpasse kurven best i området som indikerer spissmotstand, mens "auto skin" prøver å tilpasse sidefriksjon. Ved å prøve seg litt frem med disse funksjonene, fikk vi andre verdier for kapasitet, tabell 5.10 viser oversikt over kapasitetene. Alle resultatene fra de justerte analysene er gitt i vedlegg M.

Tabell 5.10 Kapasiteter fra CAPWAP

Pel	I jord	h [m]	Synk [mm]	standard	justert
				$R_{c,m}$	$R_{c,m}$
1	43	0,3	20	304	345
2	28	0,3	32	-	-
3	28	0,2	26	-	-
4	37	0,3	22	-	-
5	37	0,2	19	-	-
6	43	0,2	16	559	396

For å kunne skille de to resultatene fra hverandre, må en evaluere hvilke beregnede kurver som best tilpasser de målte kurvene, tabell 5.11.

Tabell 5.11 CAPWAP-kurver for pel 6, standard vs. justerte



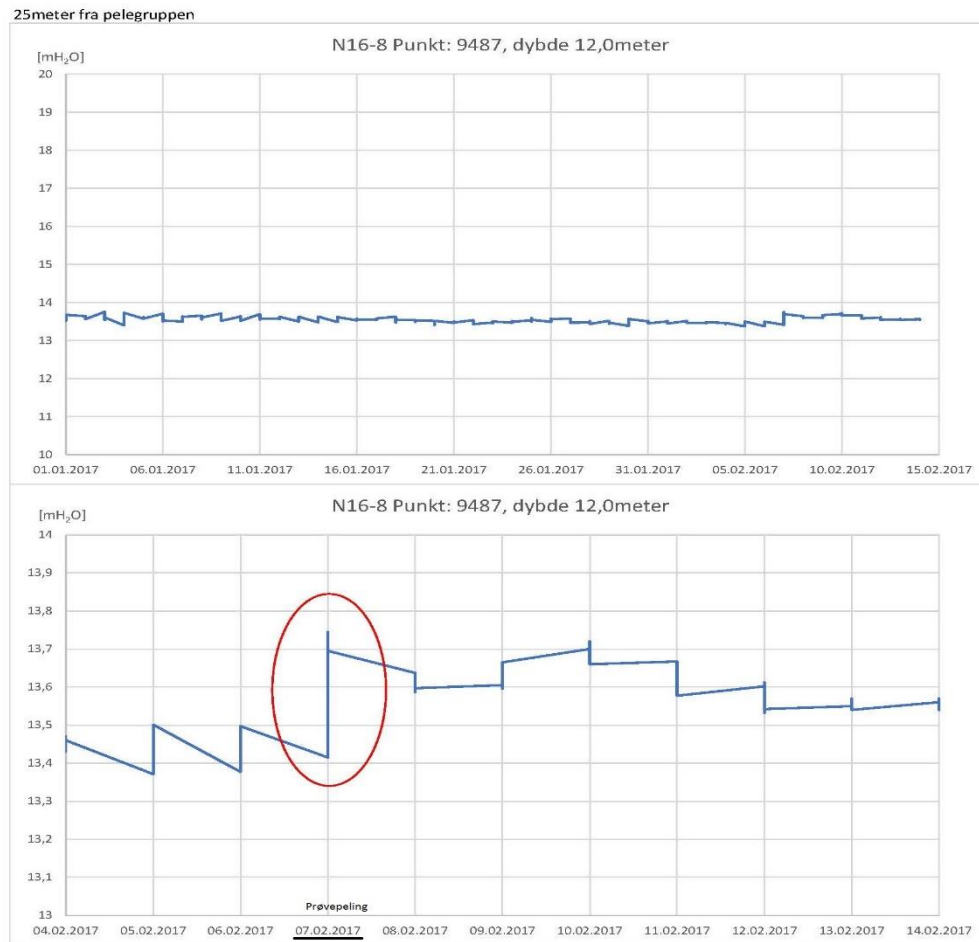
Ser at de justerte kurvene passer litt bedre enn kurvene generert fra "Auto-CAPWAP", særlig for energi. For pel nummer 1 er det vanskeligere å skille kurvene, men jeg velger de justerte verdiene også her. Dette gir oss følgende kapasiteter fra, se tabell 5.12.

Tabell 5.12 Valgte kapasiteter fra CAPWAP

Pel	l jord	$R_{c,m}$ [kN]
1	43	345
2	28	-
3	28	-
4	37	-
5	37	-
6	43	396

5.10 Poretrykksmålinger

Prøvepelingen tok sted den 07.02.2017. Poretrykkene er justert for lufttrykk. På figur 5.19 er det ringet rundt det som kan være indikasjon på poretrykksøkning samme dag som pelene ble rammet.



Figur 5.19 Poretrykksmålinger

På oversikten fra de siste 6-7 ukene er det derimot mer uklart om det er poretrykksendringer eller andre variasjoner som måles. Det er bare rammet 6 peler og målerne står ett stykke unna pelene. Når det rammes mange flere peler i området forventes poretrykket å stige og må derfor overvåkes. Oversikt over poretrykksmålingene er vist i vedlegg N.

5.11 Vibrasjonsmålinger

Vibrasjonsmålingene viser at det for store rystelser i punktene 10 og 20 meter i fra pelene. Mens måleren 65 meter ifra viser akseptable verdier. Ref. mail fra Multiconsult, vedlegg O.

6 DIMENSJONERING

Kapasitetene utregnet i kapittel 5, er alle verdier uten korrelasjons- eller partialfaktorer, se tabell 6.1.

Tabell 6.1 Oversikt over beregnede kapasiteter

	CASE	iCAP	CAPWAP	Chellis	Synk	α -metoden
	$R_{c,m}$ [kN]	$R_{c,m}$ [kN]	$R_{c,m}$ [kN]	$R_{c,m}$ [kN]	$R_{c,m}$ [kN]	$R_{c,cal}$ [kN]
1	320	320	345	-	790	724
2	230	156	-	-	578	457
3	133	0	-	355	474	457
4	557	557	-	-	758	610
5	301	301	-	-	594	610
6	432	434	396	-	654	724

For å komme til dimensjonerende verdier, må en dividere med faktorene:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,m}}{\xi_i \cdot \gamma_t} \text{ eller } \frac{R_{c,cal}}{\xi_i \cdot \gamma_t}$$

Partialfaktoren, γ_t , forholder seg utelukkende til installasjonsmetode og vil derfor være lik for alle metodene. Faktoren for rammede peler er 1,1, i henhold til tabell 2.1.

Korrelasjonsfaktorene, gitt i vedlegg A, er det derimot større variasjon i, se tabell 6.2. Det er lagt inn verdier for $n = 1$.

Tabell 6.2 Sammenligning av partial- og korrelasjonsfaktorer

	CASE	iCAP	CAPWAP	Chellis	Synk	α -metoden
γ_t	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
ξ_i	1,6	1,6	1,36	1,76	1,92	1,55
$\gamma_t \cdot \xi_i$	1,76	1,76	1,50	1,94	2,11	1,71
Differanse	17,6 %	17,6 %	1	29,4 %	41,2 %	14,0 %

Av tabellen ser man at CAPWAP, eller *dynamisk slagprøving med sammenfallende signaler*, kommer best ut når det gjelder samlet sikkerhetsfaktor. Nederste linje er øvrige metoder sammenlignet og differansen angitt i prosent. Synkmåling har størst differanse med 41% større sikkerhetsfaktor.

Til slutt får jeg følgende sammenstilling av dimensjonerende kapasiteter, se tabell 6.3.

Tabell 6.3 Oversikt over dimensjonerende kapasiteter

	CASE	iCAP	CAPWAP	Chellis	Synk	α -metoden
	$R_{c,d}$	$R_{c,d}$	$R_{c,d}$	$R_{c,d}$	$R_{c,d}$	$R_{c,d}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	182	182	196	-	449	411
2	131	89	-	-	329	260
3	76	0	-	202	269	260
4	316	316	-	-	431	347
5	171	171	-	-	337	347
6	245	247	225	-	372	411

7 DISKUSJON

7.1 PDA-målinger

Kapasitetene fra PDA-målingene, beregnet med CASE, iCAP og CAPWAP, er ikke pålitelige grunnet høy sluttsynk på pelene. I følge brukermanualen til CAPWAP, (PDI 2009), skal synkverdier over 10mm behandles med særlig forsiktighet og en bør ha kjennskap til tilsvarende grunnforhold for å kunne evaluere bæreevne fra analysene. Jeg har verdier fra 16-32mm og ligger følgelig langt over dette nivået. Når pelen har så stor deformasjon, oppfører den seg delvis som en fri pel, enn delvis som en pel rammet i jord. Kurvene som fremkommer er derfor forstyrret og kapasitetene som programmet beregner er usikre estimater.

Da jeg kjørte den første analysen, synes jeg kurven passet svært bra og anså resultatene som gode. Ved å gjøre flere justeringer med funksjonene i CAPWAP fikk jeg kurver som var vanskelig å skille fra den første, men med stor forskjell i kapasitet. Dette førte til at jeg ikke følte meg særlig trygg på beregningene. Generelt krever det mye erfaring for å kunne tolke CAPWAP-analyser. Dette gjelder særlig når en får sprikende kapasiteter og kurver som skal tolkes. En bør ikke bare ha erfaring med programmet, men også erfaring fra tilsvarende peletyper og grunnforhold for kunne gjøre gode geotekniske vurderinger av denne type analyser.

PDA-målingene er gjort umiddelbart etter peleramming. Da er det både omrørt leire og høyt poreovertrykk rundt pelen. Tabell i figur 5.18, som angir lastfordelingen langs pelene, viser at langs store deler av pelen er sidefriksjonen lik null. Det kan være det store poreovertrykket som i disse delene av leiren gir svært lave effektivspenninger og dermed tilnærmet null friksjon.

En annen forklaring kan være at det er noen kontrakterende lag i leiren. Når hammeren slår på pelen, vil det også føre til at jorda rundt pelen og nedover blir komprimert. Et kontrakterende lag vil få økt poretrykk og dermed redusert effektivspenninger og stryke langs pelen. Denne effekten er kun midlertidig og vil gå tilbake igjen. Om dette er tilfelle, er dette en effekt fører til at kapasiteten som måles er lavere enn den faktisk er.

PDA i kombinasjon med CAPWAP, gir lavest sikkerhetsfaktorer i Eurokode 7, og vil med dette har en fordel i forhold til øvrige metoder. Faktorene som er vist er for $n = 1$, det vil si 1 test. Dersom en gjøre flere tester vil korrelasjonsfaktoren ξ gå ned. Dette kan lett utnyttes når

en gjør PDA-målinger (Andenæs 2014) ved å øke antall peler som testes dersom en sliter med bæreevne i en pelegruppe. Når målingene gjøres er allerede peleriggen og utstyret på byggeplass. Ekstrakostnaden med å teste flere peler er på dette tidspunktet forholdsvis lav. I dette prosjektet ble PDA-data sendt direkte til konsulenten som tolket resultatene. Når det blir gjort på denne måten vil man kunne foreta korrigeringer underveis. Det gjør det også tids- og kostnadsbesparende. Dette har ført til at statiske prøvebelastninger er svært lite brukt og er byttet ut til fordel for dynamisk testing (Vegvesen 2014).

For betongpeler i leire vil endelig kapasitet øke med tiden. Hvor lang tid det vil ta før en kan regne med at pelen har fått sin fulle styrke, avhenger av type leire og størrelsen på pelen som angitt i Peleveiledningen (2012). Det er planlagt nye PDA-målinger 6 måneder etter at pelene ble rammet. Det forventes da at kapasiteten har steget betraktelig og at det blir disse verdiene blir lagt til grunn for videre prosjektering av byggeprosjektet.

7.2 Synkmålinger og Chellis strek

Synkmåling er den enkleste formen for peletesting. Det gjøres ved å telle antall slag som medgår for hver meter pelen blir rammet. Dette er en oppgave som skal utføres av peleentreprenøren og ansees som en del av leveransen. Det krever noe mer arbeid å tegne en Chellis strek, men også dette er en relativt lite ressurskrevende testmetode. Her må man være oppmerksom på at nøyaktigheten ikke er like god, dette gir seg også til syne i sikkerhetsfaktorene. De er henholdsvis 41% og 29% høyere enn for CAPWAP. Til tross for dette, får vi ganske høye dimensjonerende kapasiteter. Tar man gjennomsnittet av kapasitetene for hver pelelengde, samsvarer dimensjonerende kapasitet mellom α -metoden og synkmålingene rimelig godt, se tabell 7.1.

Tabell 7.1 Dimensjonerende kapasitet Synk vs. α -metoden

Lengde [m]	Synk	α -metoden	avvik
	$R_{c,d}$ [kN]	$R_{c,d}$ [kN]	
28	299	260	13 %
37	384	347	10 %
43	410	411	0 %

Siden synkmålingene er gjort dagen etter peling, mens α -metoden er kapasitet etter lang tid. Kan det antas at rammeformelen vil gi høyere kapasitet enn α -metoden, dersom

synkmålingene ble gjentatt etter noen måneder. Rammeformelen er derimot kun gyldig for friksjonsjordarter og kan kun under gitte forutsetninger være til nytte i andre jordarter (Vegvesen 2014). Dette gjør at resultatene fra synkmålingene og Chellis strek, ikke bør vektlegges i estimering av bæreevne.

Vi ser også at synkmålingene gjort med 0,3 meter fallhøyde, gir høyere kapasitet enn målingene som er gjort med 0,2 meter. Dette er også ett argument som støtter teorien om ett mulig kontrakterende lag i leiren, se kapittel 7.1.

7.3 α -metoden

Resultatene fra α -metoden er de som tydeligst viser økende kapasitet med økt pelelengde. Det kommer av den matematiske utformingen og er også intuitivt det man vil forvente av friksjonspeler, at lengre peler gir høyere kapasitet. Jeg har estimert s_u -profilen til leiren både ved hjelp av CPTu, treaks og ødometer. Selv om det ble tatt noen ingeniørmessige snarveier i tolkingen av ødometer og til dels treaks, så gjør kombinasjonen av dette, samt en svært god CPTu-sondering, at en kan ha god tiltro til resultatene fra α -metoden. α -verdiene vi får er relativt lave 0,26-0,29. Dermed får man bare bruke 26-29% av leirens opprinnelige stryke som dimensjonerende sidefriksjon langs pelen. Dette kommer av den lave plastisitetsindeksen til leiren. Sammenhengen mellom plastisitetsindeks og α -verdiene er vist av Karlsrud (2012), og angir hvor stor andel av leirens opprinnelige skjærstyrke man kan forvente vil virke langs pelen etter rekonsolidering.

Den største feilkilden i α -metoden er tolkingen av leirens skjærstyrke. Det ble brukt 54 mm prøvetaker til denne oppgaven, siden det er enklere og mindre tidkrevende både i felt og laboratoriet. Dette anser jeg som riktig valg, da fokuset i oppgaven har vært PDA-målingene og beregning av kapasitet fra disse. Hadde man derimot benyttet 75 mm prøvetaker, eller blokkprøver, er det mulig vi kunne påvist høyere skjærfasthet på leiren og dermed høyere kapasitet på pelene (Karlsrud og Hernandez-Martinez 2013).

7.4 Poretrykk- og vibrasjonsmålinger

Det er ikke lagt særlig vekt på poretrykk- eller vibrasjonsmålingene i oppgaven, da de ikke har noen direkte innvirkning på dimensjoneringsprosedyrene. Det er derimot praktisk og

anleggsteknisk svært viktige faktorer, derfor er noe tatt med for å gjøre oppgaven mer komplett. Ser også i mail fra Multiconsult (vedlegg O) at en rekke tiltak planlegges å bli iverksatt for å kompensere for dette. Ett eksempel er trekking av leirpølser for å redusere poretrykket, samt det å tilby beboere i nærheten kompensasjon for ubehag ved mye støy og rystelser i anleggsperioden.

7.5 Forslag til forbedringer og videre arbeid

Prøvene til treaks-forsøkene burde vært tatt med en 75 mm prøvetaker, for å få redusert prøveforstyrrelser (Karlsrud og Hernandez-Martinez 2013). I tillegg kunne det vært tatt en høykvalitets blokkprøve, for å få treaks-forsøk av høyere kvalitet. Treaks-forsøkene kunne blitt utført i apparat som har mulighet til å kjøre med baktrykk.

Oppgavens klare svakhet er at PDA-målingene er gjort på peler i omrørt leire med ett stort poreovertrykk. α -metoden er basert på opprinnelig styrke av leiren og α -verdiene er styrken som er forventet å komme tilbake etter lang tid. Det å få tilgang til PDA-målingene som skal gjøres 6 måneder etter peling ville vært en stor fordel.

REFERANSER

- Andenæs, A. (2014). *"Tresfjordbrua – Prosjektering og kontroll av store stålørspeler, med bruk av PDA"*, Multiconsult v/ Andreas Andenæs, Pelefundamenteringskurs: Tønsberg 2014.
- Eurokode 7 (2008). *"NS-EN 1997-1:2004+NA:2008"*, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1 Allmenne regler. Standard Norge.
- Goble, G.G., Likins, G.E. og Rausche, F. (1975). *"Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements, Final Report"*. Department of Civil Engineering, Case Western Reserve Univ., Cleveland, Ohio, 1975.
- Janbu, N. (1951). *"Beregning av frittstående pelers bruddlast og tillatte belastning"*. Teknisk ukeblad, Vol 98, No. 26, pp. 507-515.
- Karlsrud, 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."* Dr. Thesis for the degree of Doctor Philosophiae, NTNU, April 2012.
- Karlsrud, K. og Hernandez-Martinez, F. G. (2013). *"Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples"*. Canadian Geotechnical Journal 50.12 (2013): 1273-1293.
- Karlsrud, K., Clausen, C. J. F. og Aas, P. M. (2005^a) *"Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach."* Proceedings of International Symposium. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth. 2005.
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A., og Standvik, S. (2005^b). *"CPTU Correlations for Clays"*. Proc. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., 16. Osaka 2005. Vol. 2, pp. 683-702.
- Ladd, C.C. og Foott, R. (1974). *"A new design procedure for stability of soft clays."* Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT7. pp. 763-786.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. og Poulos, H.G. (1977). *"Stress-Deformation and Strength Characteristics."* State-of-the-Art Report. Proc. Int. Conf. on Soil Mech. Found Eng. 9 Tokyo 1977. Vol 2, pp. 429-494.
- Langseth M., Clausen, A.H. og Børvik, T. (2016). *"Impact Mechanics: Impact and Energy Absorption"*. Kompendium i faget TKT4128 Støtmekanikk, revidert august 2016, SIMLab/Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU: s 49-102.rr
- Likins, G.E., Rausche, F., Thendean, G. og Svinkin, M., (1996). *"CAPWAP Correlation Studies"*, Proc. of the 5th Int. Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles. University of Florida, Orlando Florida USA.
- Norconsult (2016). *"Lilleby B4 Grunnundersøkelse juni 2016. Vurdering av pelet alternativ"*. Geoteknisk notat om grunnforhold på Lilleby, utført av Norconsult, 15.juli 2016, for Lilleby Eiendom.
- PDI (2006). *"CAPWAP – Background Report, version 2006"*, User manual by Pile Dynamics Inc. (PDI), 2006.
- PDI (2009). *"PDA – Pile Driving Analyzer Manual of Operation"*, User manual by Pile Dynamics Inc. 2009.

Peleveiledningen (2012). "*Peleveiledningen 2012*", Den Norske Pelekomite, for Norsk Geoteknisk Forening.

Pålanalys AB (2017). "*PDA-MÅTNINGSRAPPORT*", Rapport fra PDA-målingen, fra Lilleby, Trondheim. 18.mars 2017, utførst av Pålanalys AB, for Kynningsrud AS.

Rausche, F., Goble, G.G. og Likins jr. G.E. (1985). "*Dynamic determination of pile Capacity*". Journal of Geotechnical Engineering, 1985, vol. 111. March: 367-383.

Vegvesen (2014). "*Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*" Oslo: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

VEDLEGG A: Korrelasjonsfaktorer, ξ

Korrelasjonsfaktorer ξ i henhold til Eurokode 7, (Vegvesen 2014):

Type prøver	Korrelasjonsfaktorer ξ							
Statiske prøvebelastninger $R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$	n = antall peler som prøves							
	ξ for n=	1	2	3	4	≥ 5		
	ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00		
	ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00		
Grunnundersøkelser/ Statisk bæreevne $R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$	n = antall profiler med prøvinger							
	ξ for n=^a	1	2	3	4	5	7	10
	ξ_3^b	1,55	1,55	1,45	1,45	1,45	1,35	1,35
	ξ_4^b	1,55	1,55	1,33	1,33	1,33	1,20	1,20
Dynamisk slagprøving/ Støtbølge teori $R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$	n = antall peler som prøves							
	ξ for n=	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20		
	$\xi_5^{b,c}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40		
	$\xi_6^{b,c}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25		
Slagprøving med sammenfallende signaler Modelfaktor $M_f = 0,85$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,36	1,28	1,23	1,21	1,19		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,28	1,15	1,11	1,06	1,06		
Rammeformel $R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$	n = antall peler som prøves							
	ξ for n=	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20		
Rammeformel med mål tilført energi og elastisk stukning Modelfaktor $M_f = 1,0$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25		
Rammeformel og måling av elastisk stukning Modelfaktor $M_f = 1,10$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,76	1,65	1,60	1,56	1,54		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,65	1,49	1,43	1,38	1,38		
Rammeformel uten måling av elastisk stukning Modelfaktor $M_f = 1,20$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,92	1,80	1,74	1,70	1,68		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,80	1,62	1,56	1,50	1,50		

^a Antall prøvingsprofiler n er å forstå som: n = 1 og n = 2 angir anbefalte verdier for ξ forutsatt at kjennskap til grunnforholdene er begrenset samtidig som det forventes betydelige variasjoner i grunnforholdene. n = 3 til n = 5 angir anbefalte verdier for ξ forutsatt normalt godt kjennskap til grunnforholdene. n = 7 og n = 10 angir anbefalte verdier for ξ forutsatt omfattende felt- og laboratoriedata foreligger, og forutsatt at usikkerhetene i vurderingene av jordartsparemetere er små. ^b Dersom dynamisk slagprøving brukes til påvisning av verdier beregnet fra resultater fra grunnundersøkelser, og den dynamiske slagprøvingen gir høyere karakteristisk verdi enn beregnet verdi, kan verdiene for ξ_3 til ξ_6 multipliseres med en modelfaktor på 0,90. ^c ξ -verdiene multipliseres med en materialfaktor M_f avhengig av måleopplegg under rammingen. Hvis det finnes forskjellige peler i fundamenteringen, bør grupper av tilsvarende peler vurderes for seg ved valg av antall

VEDLEGG B: Beskrivelse for valg av reduksjonsfaktor, f_a

Tabell som viser hvilke forhold som ansees gunstige og ugunstige med tanke på valg av f_a -verdi (Vegvesen, 2014):

	GUNSTIGE FORHOLD	UGUNSTIGE FORHOLD
Grunnforhold	Homogen og steinfri grunn. Økende fasthet med dybden. Jevnt og godt berg for feste av pelespissen ved spissbærende peler	Variierende grunnforhold. Korrosjonsfarlig grunn. Stein og blokker i grunnen med fare for påtvungen krumning. Skrått, ujevnt og hard bergart ved spissbærende peler.
Grunnundersøkelser	Omfattende grunnundersøkelser	Lite omfattende grunnundersøkelser eller mangelfulle grunnundersøkelser
Antall peler i gruppen	Antall peler i gruppen er større enn fem. Små variasjoner i pelelengder. Bøyestive, strekkfaste skjøter.	Antall peler i grupper er mindre enn tre. Store variasjoner i pelelengde. Dårlige skjøter, tap av rammeenergi.
Rammeutstyr og utførelse	Tilstrekkelig tungt lodd, god slaghet og god føring. Ikke bruk av jomfru. Loddrette peler. Erfaren entreprenør.	For lett lodd, dårlig slaghet og føring, stort tap av rammeenergi. Bruk av jomfru. Ramming fra flåte. Uerfaren entreprenør.
Installasjonsmetode	Peler installeres kontrollert ved boring, støping og gysing	Ramming/vibrering/pressing/ bruk av luftlodd/diesellodd sett i sammenheng med peletype/peledimensjon/pelelengde samt grunnforhold.
Kontroll av pelearbeidet	God kontroll av peler og ramming, samt av utstøping av betong og trekking av borerør. Føring av fullstendige protokoller. Tilpassing av spesifikasjoner under arbeidet.	Lite omfattende kontroll eller mangelfull kontroll. Ingen tilpassing under arbeidet.

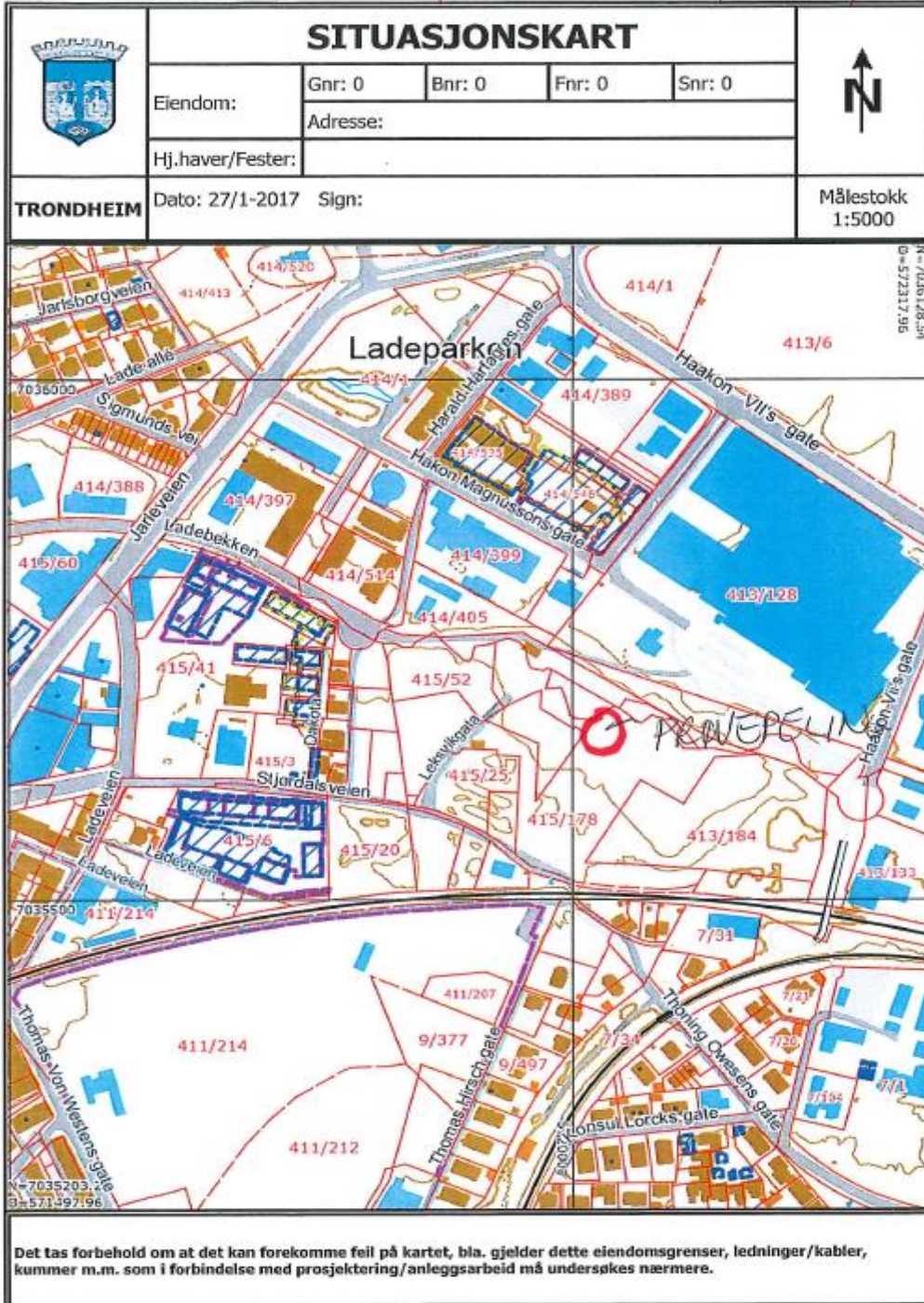
Vurderte forhold	f_a
Gunstige	0,90
Midlere	0,75
Ugunstige	0,60

VEDLEGG C: Situasjonsskart, borplan

Utskrift

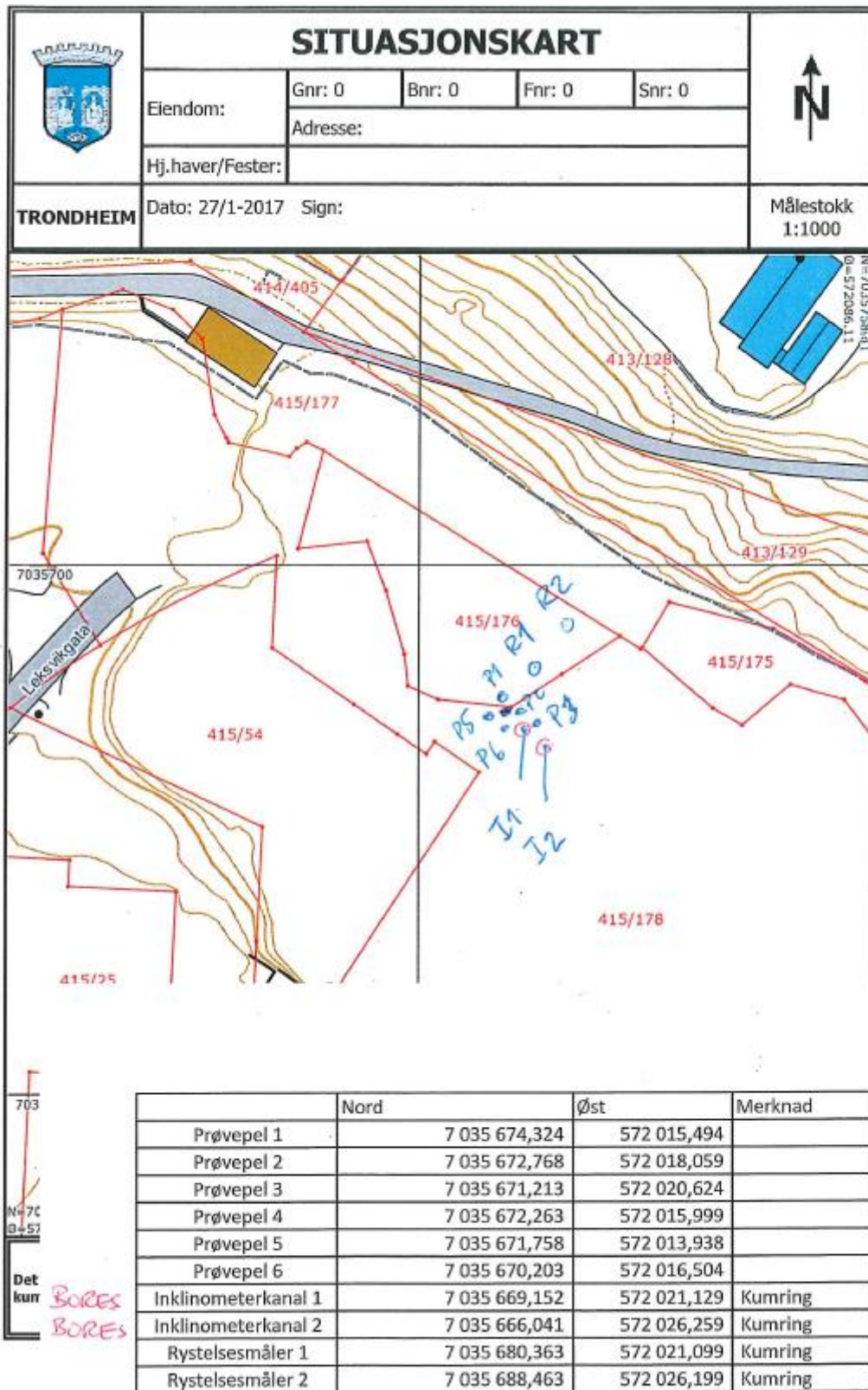
Page 1 of 1

418524 LILLEBY BY



SR 27/1 - 2017

<https://kart5.nois.no/trondheim/Content/printDynaLeg.asp?Left=571497.9617270315...> 27.01.2017



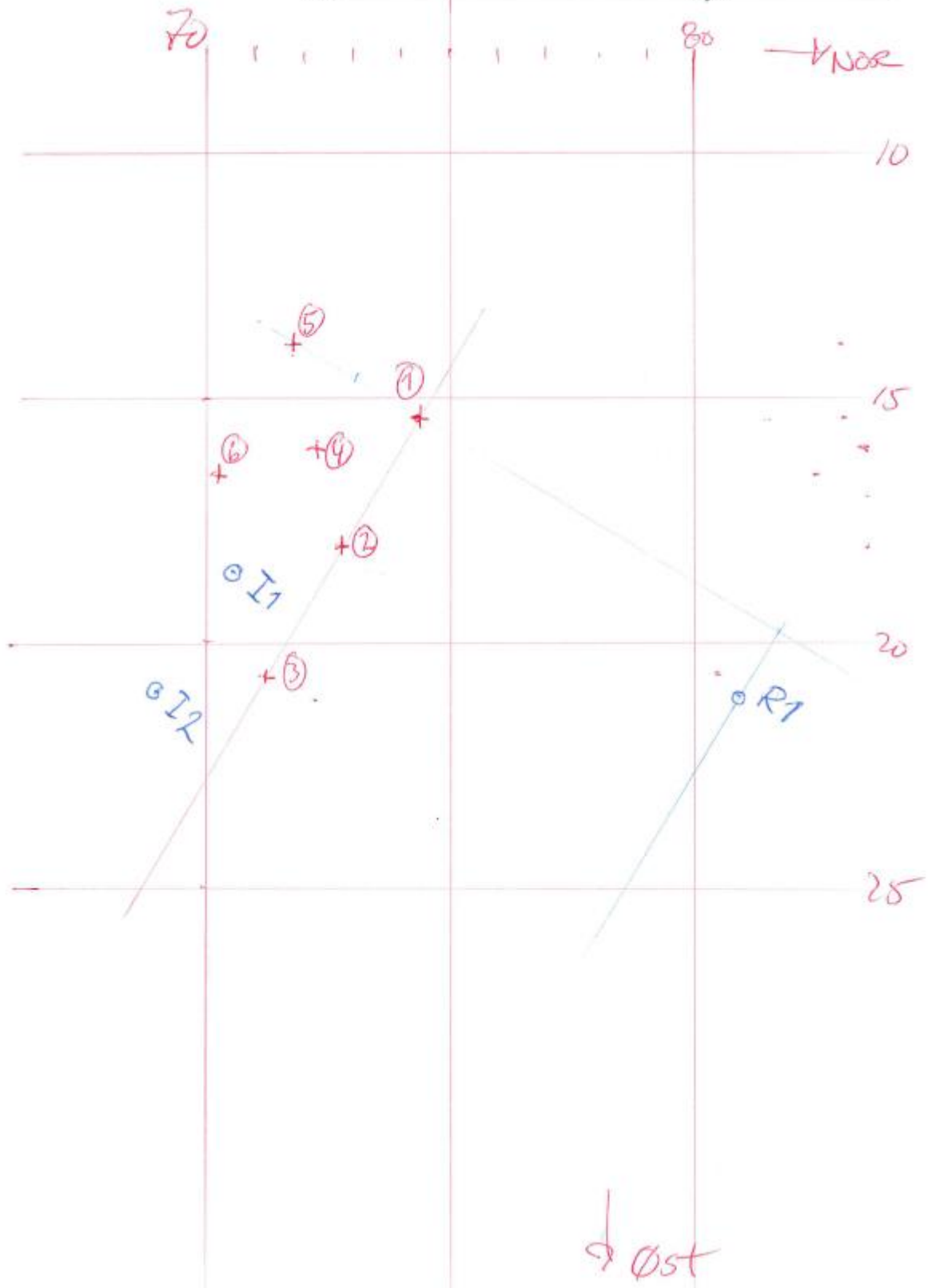
<https://kart5.nois.no/trondheim/Content/printDynaLeg.asp?Left=571922.112013828&...> 27.01.2017

Multiconsult

Oppdrag: _____ Side: _____

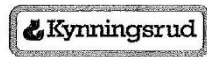
Oppdrag nr: _____ Dato: _____

Vedr.: _____ Sign.: _____



VEDLEGG D: Peleprotokoller

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler



Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**
 Kunde: **Veidekke**
 Ansv. leder pelearbeid: _____
 Maskinfører sign. (RAM + ER): **NA**
 Konstruksjonsdel: _____
 Tegningsnr og navn: _____
 Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**

Pelenr: **5**
 Rekkefølgenr: **1**
 Helning:
 Rammedato: **7/2-17**
 Etterram. dato: _____
 Tegn. revisjon: _____
 Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]: _____

Loddyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming:	70k
Loddyngde [kN] og v-grad ved stoppramming:	70k

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: _____ Lang spiss: **JA** / **NEI**

Element + element osv.	1. element (bunnpel)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	13,2	13,0	13,0							39,2
Støpedato:	26/1	26/1	26/1							
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: _____ Skjøt i topp: **JA** / **NEI** Høyde +/- r-nivå [m]: **+2m** Kappet [m]: _____ NR 1 _____ NR 2 _____

	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.
1	10	16	1000		26	10	26	1000		51	20	1	35	PDA
2		20			27		36			52			22	3/2
3		20			28		43			53			19	
4		8			29		44			54				
5		0			30		52			55				
6		0			31		50			56				
7		0			32		56			57				
8		0			33	20	45			58				
9		0			34		39			59				
10		4			35		48			60				
11		5			36		40			61				
12		5			37		42			62				
13		8			38					63				
14		10			39					64				
15		10			40					65				
16		18			41					66				
17		20			42					67				
18		17			43					68				
19		24			44					69				
20		25			45					70				
21		24			46					71				
22		25			47					72				
23		32			48					73				
24		35			49					74				
25		36			50					75				

Tillegg for: _____ side: **1**
 av: **1**

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddyngde [kN]
 IM = Innmelding KR = Kriteria (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling.

Kunde, dato & sign: _____

Utarbeidet av: F. Martinsen, Revisjon 04 - 07.06.2016

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler

Kynningsrud

Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**
 Kunde: **Veidekke**
 Ansv. leder pelearbeid:
 Maskinfører sign. (RAM + ER): *NA*
 Konstruksjonsdel:
 Tegningsnr og navn:
 Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**
 Loddtyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming: **70k**
 Loddtyngde [kN] og v-grad ved stoppramming: **70k**

Pelenr: **6**
 Rekkefølgenr: **2**
 Helning:
 Rammedato: **7/2-17**
 Etterram. dato:
 Tegn. revisjon:
 Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]:

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: Lang spiss: JA / NEI

Element + element osv.	1. element (bunneel)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	112	13	8	13						45,2
Støpedato:	25/1	26/1	24/5	24/1						
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: Skjøtt i topp: JA / NEI Høyde +/- r-nivå [m]: *+2 m* Kappet [m]: NR 1 NR 2

	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.
1	10	17	1000	1000	26	20	24	1000		51	20	1	27	PDA
2		15			27		24			52			18	8/2
3		15			28		25			53			16	
4		14			29		25			54				
5		0			30		25			55				
6		0			31		42			56				
7		0			32		42			57				
8		0			33		41			58				
9		4			34		37			59				
10		6			35		37			60				
11		17			36		44			61				
12		20			37		46			62				
13		21			38		53			63				
14		22			39		46			64				
15		25			40		49			65				
16		25			41		51			66				
17		25			42		51			67				
18		20			43		53			68				
19		20			44					69				
20		27			45					70				
21		30			46					71				
22	20	21			47					72				
23		22			48					73				
24		22			49					74				
25		22			50					75				

Tillegg for: side: av:

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddtyngde [kN]
 IM = Innmåling KR = Kriteria (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling.

Kunde, dato & sign: _____

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler

Kynningsrud

Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**

Kunde: **Veidekke**

Ansv. leder pelearbeid: **NA**

Maskinfører sign. (RAM + ER): **NA**

Konstruksjonsdel: _____

Tegningsnr og navn: _____

Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**

Loddyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming: **70k**

Loddyngde [kN] og v-grad ved stoppramming: **70k**

Pelenr: **1**

Rekkefølgenr: **3**

Helning: **✓**

Rammedato: **7/2-17**

Etterram. dato: _____

Tegn. revisjon: _____

Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]: _____

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: _____ Lang spiss: **JA** / **NEI**

Element + element osv.	1. element (bunnet)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	11,2	13	8	13						45,2
Støpedato:	25/1	26/1	2/5	26/1						
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: _____

Skjøtt i topp: **JA** / **NEI** Høyde +/- r-nivå [m]: **+2m** Kappet [m]: _____

NR 1 _____ NR 2 _____

	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.
1	10	14	1000		26	20	35	1000	51	20	1	32 PDA
2		14			27		31		52			22 3/1
3		18			28		30		53			20
4		10			29		30		54			20
5		2			30		30		55			
6		2			31		27		56			
7		1			32		30		57			
8		1			33		42		58			
9		4			34		38		59			
10		4			35		40		60			
11		10			36		40		61			
12		12			37		44		62			
13		12			38		47		63			
14		20			39		44		64			
15		24			40		52		65			
16		24			41		53		66			
17		22			42		50		67			
18		24			43		51		68			
19		25			44				69			
20		27			45				70			
21		26			46				71			
22		27			47				72			
23		27			48				73			
24		32			49				74			
25		37			50				75			

Tillegg for: _____ side: _____

av: _____

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddyngde [kN]
 IM = Innmåling KR = Kriteie (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling.

Kunde, dato & sign: _____

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler

Kynningsrud

Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**
 Kunde: **Veidekke**
 Ansv. leder pelearbeid:
 Maskinfører sign. (RAM + ER): **NA**
 Konstruksjonsdel:
 Tegningsnr og navn:
 Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**
 Loddtyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming: **70k**
 Loddtyngde [kN] og v-grad ved stoppramming: **70k**

Pelenr: **4**
 Rekkefølgenr: **4**
 Helning:
 Rammedato: **7/2-17**
 Etterram. dato:
 Tegn. revisjon:
 Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]:

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: Lang spiss: **JA** / **NEI**

Element + element osv.	1. element (bunnpel)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	13,2	13	13							39,2
Støpedato:	26/1	26/1	25/1							
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: Skjøtt i topp: **JA** / **NEI** Høyde +/- r-nivå [m]: **+2m** Kappet [m]: NR 1 NR 2

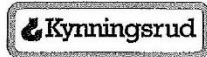
	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.
1	10	17	1000	1000	26	20	25	1000		51	30	1	45	PDA
2		10			27		24			52			27	9/2
3		8			28		25			53			26	
4		8			29		25			54			22	
5		0			30		25			55				
6		0			31		25			56				
7		0			32		27			57				
8		0			33		30			58				
9		2			34		32			59				
10		17			35		35			60				
11		20			36		37			61				
12		20			37		40			62				
13		20			38					63				
14		20			39					64				
15		20			40					65				
16		20			41					66				
17		20			42					67				
18		22			43					68				
19		22			44					69				
20		24			45					70				
21		27			46					71				
22		30			47					72				
23		32			48					73				
24		35			49					74				
25		36			50					75				

Tillegg for: side: av:

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddtyngde [kN]
 IM = Innmåling KR = Kriteie (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling.

Kunde, dato & sign: _____

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler



Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**
 Kunde: **Veidekke**
 Ansv. leder pelearbeid:
 Maskinfører sign. (RAM + ER): **NCA**
 Konstruksjonsdel:
 Tegningsnr og navn:
 Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**

Pelenr: **2**
 Rekkefølgenr: **5**
 Helning: **✓**
 Rammedato: **7/2-17**
 Etterram. dato:
 Tegn. revisjon:
 Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]:

Loddyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming:	70k
Loddyngde [kN] og v-grad ved stoppramming:	70k

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: Lang spiss: **JA** / **NEI**

Element + element osv.	1. element (bunnpel)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	12,2	10	8							30,2
Støpedato:	26/1	21/10-14	23/3-15							
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: Skjøtt i topp: **JA** / **NEI** Høyde +/- r-nivå [m]: **+2m** Kappet [m]: NR 1 NR 2

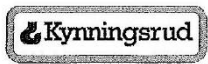
	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.	
1	10	21	1000		26	20	27	1000	51	30	1	48	PDA
2		8			27		30		52			35	82
3		7			28		31		53			32	
4		6			29				54				
5		0			30				55				
6		0			31				56				
7		0			32				57				
8		0			33				58				
9		8			34				59				
10		12			35				60				
11		17			36				61				
12		22			37				62				
13		20			38				63				
14		23			39				64				
15		20			40				65				
16		23			41				66				
17		27			42				67				
18		25			43				68				
19		27			44				69				
20		25			45				70				
21		25			46				71				
22		27			47				72				
23		44			48				73				
24	20	30			49				74				
25		26			50				75				

Tillegg for: side: av:

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddyngde [kN]
 IM = Innmåling KR = Kriteria (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling. Kunde, dato & sign: _____

Utarbeidet av: F. Martinsen. Revisjon 04 - 07.06.2016

Pele- og rammeprotokoll, betongpeler



Prosjektnr og navn: **8485 Lilleby Prøvepeling**
 Kunde: **Veidekke**
 Ansv. leder pelearbeid:
 Maskinfører sign. (RAM + ER):
 Konstruksjonsdel:
 Tegningsnr og navn:
 Maskin-/ loddtype: **Juntan PMX 28**

Pelenr: **3**
 Rekkefølgenr: **6**
 Helning:
 Rammedato: **7/1-17**
 Etterram. dato:
 Tegn. revisjon:
 Krav til nettoenergi ved stoppslagning [kNm]:

Loddyngde [kN] og v-grad ved prod. ramming: **70k**
 Loddyngde [kN] og v-grad ved stoppramming: **70k**

Type betongpel: **270 SP2 8 x 12** Kvalitet: Lang spiss: JA / NEI

Element + element osv.	1. element (bunnet)	2. element	3. element	4. element	5. element	6. element	7. element	8. element	9. element	SUM
Lengde inkl. spiss [m]	12,2	10,0	8,0							30,2
Støpedato:	20/1	21/10-17	23/3-15							
Transportdato:										
Bitumen [m]										
Produsentnavn:										

Merknader: Skjøtt i topp: JA / NEI Høyde +/- r-nivå [m]: **+2m** Kappet [m]: NR 1 NR 2

	FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.		FALLH. cm	ANT. SLAG	SYNK mm	ANM.
1	10	17	1000		26	20	28	1000		51	30	1	48	7DA
2		8			27		29			52	25		29	8/2
3		8			28		30			53	20		26	
4		8			29					54				
5		0			30					55				
6		0			31					56				
7		0			32					57				
8		0			33					58				
9		8			34					59				
10		10			35					60				
11		15			36					61				
12		20			37					62				
13		20			38					63				
14		21			39					64				
15		21			40					65				
16		21			41					66				
17		21			42					67				
18		22			43					68				
19		22			44					69				
20		20			45					70				
21		24			46					71				
22		27			47					72				
23	20	23			48					73				
24		24			49					74				
25		27			50					75				

Tillegg for: *Utført 1st beregning på 25m som multiconsult* side:
tag med seg av:

Rammeenergi [kNm] = virkningsgrad x fallhøyde [m] x loddyngde [kN]
 IM = Innmelding KR = Kriterie (stoppslagning) ER = Etterramming
 Geometrisk utførelseskontroll på egen rapport/ sammenstilling. Kunde, dato & sign: _____

VEDLEGG E: Betongpeler

Betongpeler

Betongpeler dimensjoneres etter NS-EN 1992, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 Peler blir produsert etter NS-EN 12794: Prefabrikkerte betongprodukter - Fundamentpeler
 Håndtering skjer iht. Pelevedledningen 2012.

PELETYPE:	P230-0416	P230-0420	P270-0812	P270-0816	P270-0816	P350-0816	P345-0820
Type	M60	M60	M60	M60	M45	M45	M45
Bestandighetsklasse	M60	M60	M60	M60	M45	M45	M45
MAL OG VEKT :							
Sidekant	235	230	270	270	270	350	345
Tverrsnitt	0,055	0,053	0,073	0,073	0,073	0,123	0,119
Overflate pr. m	0,94	0,92	1,08	1,08	1,08	1,40	1,38
Vekt pr. m	142	145	185	185	195	315	325
Spiss diameter, Brinnell 400HDS	60	60	60	60	60	80	80
TEKNISKE DATA :							
Lengdearmring, B500	4016	4020	8012	8012	8016	8016	8020
Spiralarmering	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø6	Ø6
Betongkvalitet	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
Betongoverdekning	25	30	25	25	25	45	45
DIM. KAPASITET PEL UTEN SKJØT (L < 13 m)							
Dim.kapasitet, aksiallast	1 410	1 566	1 906	1 906	2 141	3 026	3 224
Dim.kapasitet, moment	29	31	38	38	43	67	73
Reduksjonsfaktor, $f_s = 0,75$							
N_i :	1 058	1 175	1 430	1 430	1 606	2 270	2 418
M_i :	22	23	29	29	32	50	55
DIM. KAPASITET PEL MED SKJØT							
Dim.kapasitet, aksiallast	1 316	1 399	1 854	1 854	1 854	3 026	3 224
Dim.kapasitet, moment	26	28	37	37	37	67	71
Dim.kapasitet, strekk	312	374	393	393	449	699	714
Reduksjonsfaktor, $f_s = 0,75$							
N_i :	987	1 049	1 391	1 391	1 391	2 270	2 418
M_i :	20	21	28	28	28	50	53

Dimensjonerende kapasitet for aksiallast ($N_{i,rad}$) er største aksiallast ved bøyemoment som kun skyldes utilisitet eksentrisitet.

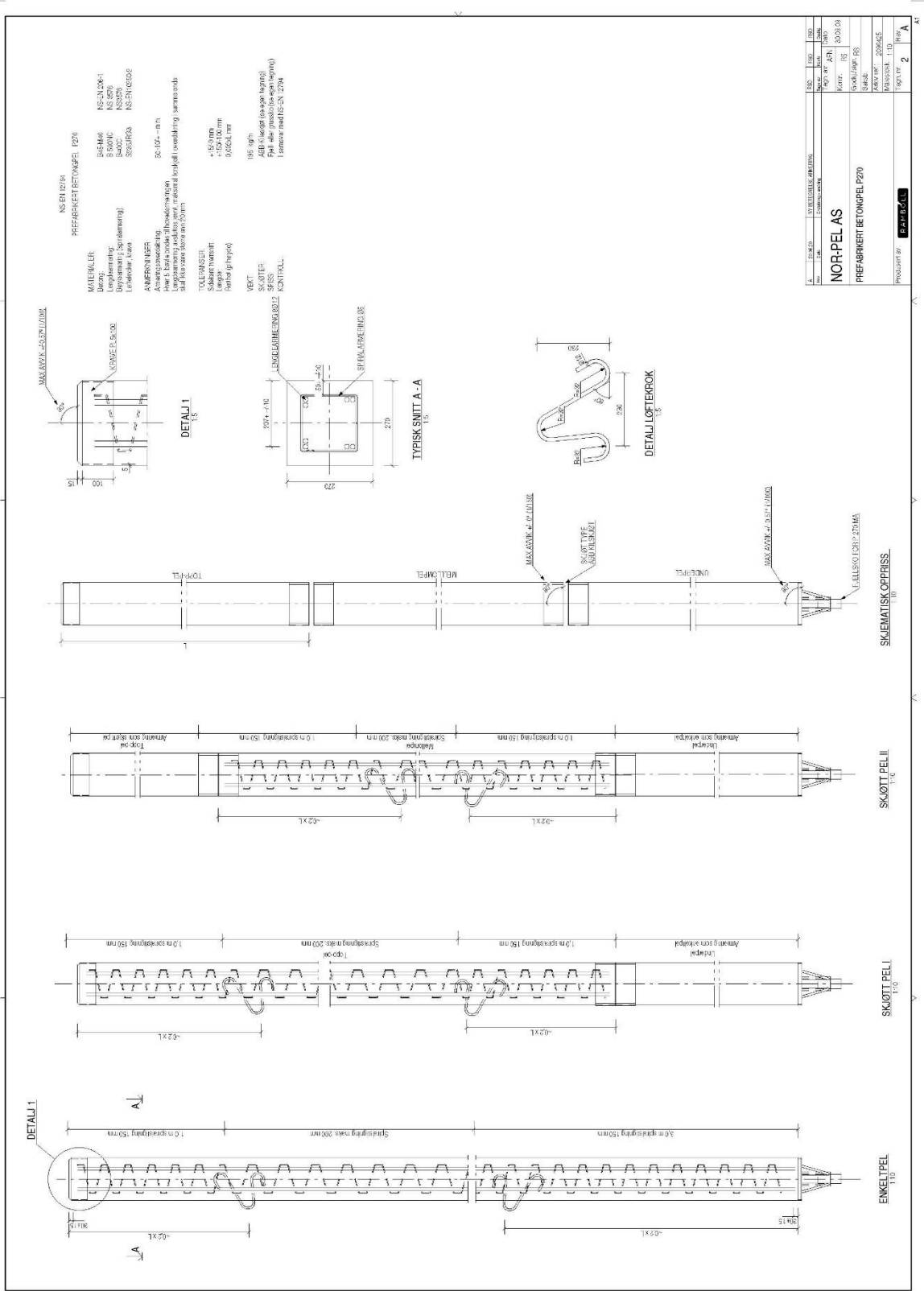
Dimensjonerende kapasitet ($M_{i,rad}$) er største bøyemoment ved null aksiallast

De oppgitte installerte kapasiteter hensyntar parallell- og diagonalbøying av hhv. en uskjøttet og en skjøttet pel med ifjells. Evt. avrusting av pelespiss er ikke hensyntatt.

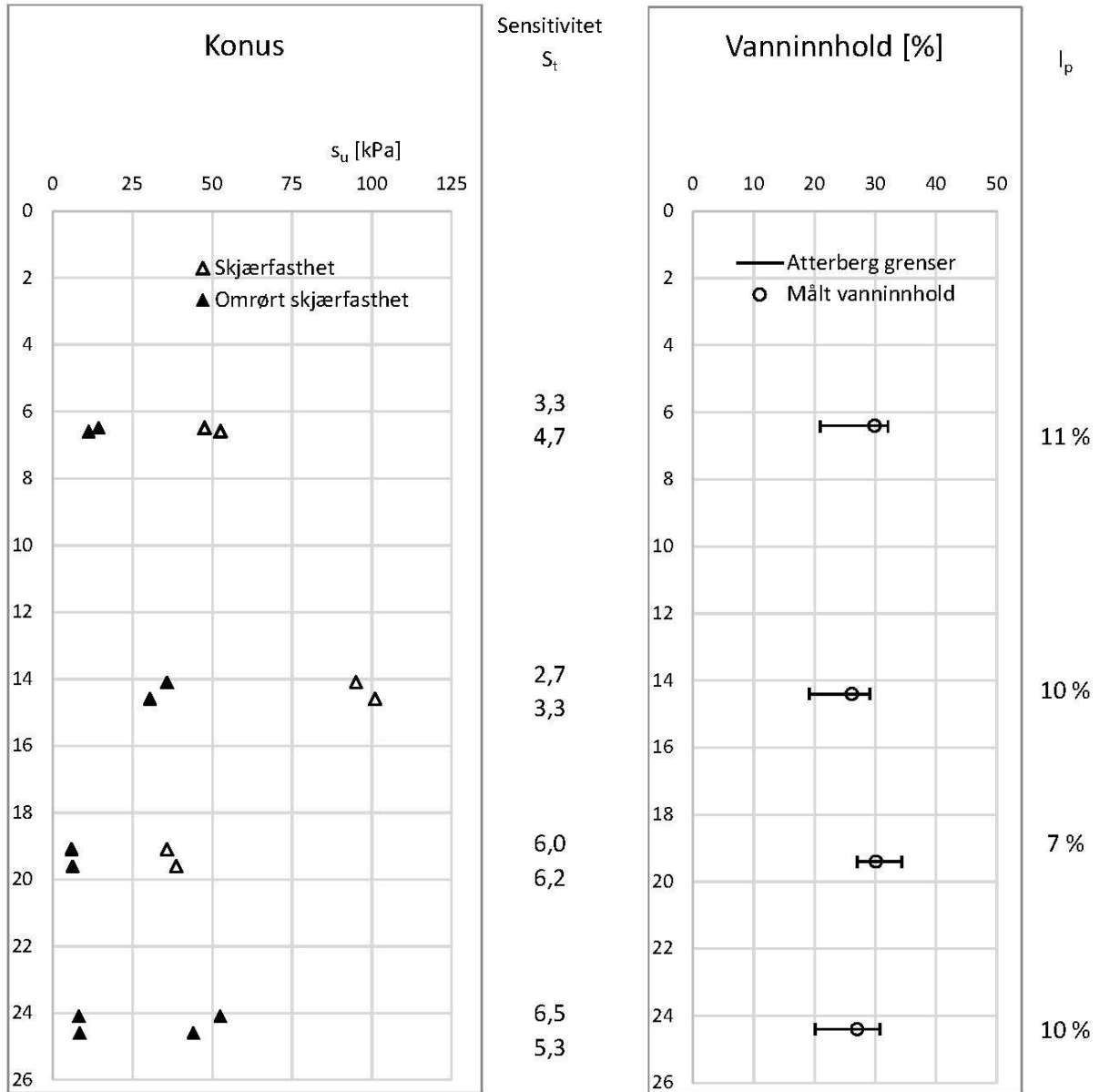
- Installert aksialkapasitet: $N_i = N_{i,rad} \times f_s$
- Installert momentkapasitet: $M_i = M_{i,rad} \times f_s$

Grunnlag for valg av reduksjonsfaktoren f_s er gitt i Pelevedledningen 2012, tabell 1.2





VEDLEGG E - Betongpeler




VEDLEGG F: Rutineundersøkelser








VEDLEGG F - Rutineundersøkelser

		LABORATORIUM FOR GEOTEKNIKK							
		NTNU							
RUTINEUNDERSØKELSER			Project TBA4900		MASTEROPPGAVE				
Borested		Lilleby		Operator / Group		Åge Dyb			
Hull nr.		-		Sampling date		19.04.2017			
Prøve nr.		975		Testing date		24.04.2017			
Dybde, z		5,0 - 5,8 m		Kontroll					
Grunnvannstand		~1,0m under terreng		Korndensitet fra pycnometer					
Lengde av prøve, L		75,5 cm	Masse pycnometer+vann (1)			g			
Volum av prøve, 22.9*L		1729,0 cm ³	Masse pycnometer+prøve+vann (2)			g			
Masse av sylinder m/prøve		5149,7 g	Total masse tørr			g			
Masse av tom sylinder		1697,5 g	Skål nr.						
			Masse skål			g			
Masse, prøve		3452,2 g	Masse tørr (3)			g			
Midlere densitet, ρ		2,00 g/cm ³	Korndensitet						
Tyngdetetthet, Y = ρ * g		19,59 kN/m ³	ρ = (3) / ((1+3-2)*ρ _w)			g/cm ³			
Oppdeling av prøven		Generell klassifisering				Rutineparametre			
0							Plastisitetsindeks:		
10		Enaks	Jordart: Middels fast/fast leire				I _p = w _L - w _p 13 %		
20		Triaks	Beskrivelse: Homogen grå leire, uten laginndeling				Flyteindeks: I _t = w-w _p / w _L -w _p 89 %		
30		w ₁					Porøsitet, n		
40		w ₂							
50		Ødo					Poretall, e		
60		w _L /w _p	Merknader:						
70		Backup							
60			Konus forsøk		Enaks. trykk		Metningsgrad S _r %		
70			Prøve nr.	s _u kPa	s _r kPa	S _t -	Prøve nr.	s _u kPa	ε _a %
75,5									Salt innhold, S g/l
80									Humusinnhold - %
Vann innhold w (%)			1	2	3	w _L	w _p	Densitet, liten prøve	
Skål nr.			228	230		233	242	Ring	Skål
Total masse våt		g	67,57	54,7		64,63	45,55	Ring/skål nr.	
Total masse tørr		g	58,0	46,84		55,52	42,61	Tot.masse våt	g
Masse vann		g	9,6	7,9		9,1	2,9	Tot.masse tørr	g
Masse skål		g	27,03	21,14		27,17	27,57	Masse ring/skål	g
Masse tørr prøve		g	30,9	25,7		28,4	15,0	Masse våt prøve	g
								Masse tørr prøve	g
Vanninnhold, w		%	31 %	31 %		32 %	20 %	Volum	g
								Densitet, ρ	g/cm ³

VEDLEGG F - Rutineundersøkelser

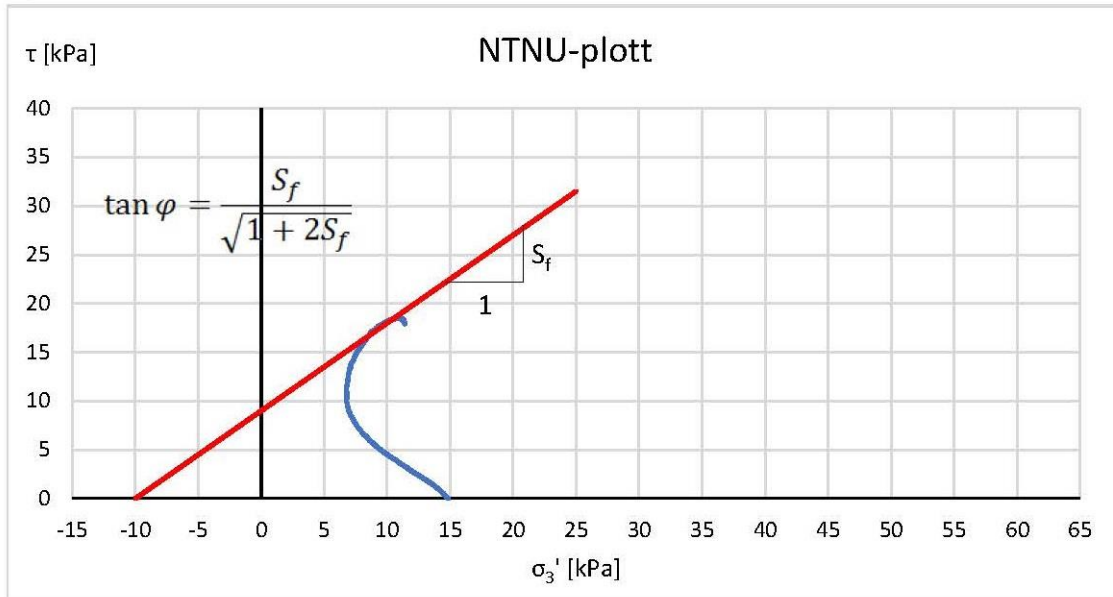
		LABORATORIUM FOR GEOTEKNIKK					
		NTNU					
RUTINEUNDERSØKELSER			Project		TBA4900	MASTEROPPGAVE	
Borested		Lilleby		Operator / Group		Åge Dyb	
Hull nr.		-		Sampling date		19.04.2017	
Prøve nr.		R27		Testing date		24.04.2017	
Dybde, z		6,0 - 6,8		m		Kontroll	
Grunnvannstand		~1,0m under terreng		Korndensitet fra pycnometer			
Lengde av prøve, L		75,5		cm		Masse pycnometer+vann (1)	
Volum av prøve, 22.9*L		1729,0		cm ³		Masse pycnometer+prøve+vann (2)	
Masse av sylinder m/prøve		5202,4		g		Total masse tørr	
Masse av tom sylinder		1716,4		g		Skål nr.	
						Masse skål	
Masse, prøve		3486		g		Masse tørr (3)	
Midlere densitet, ρ		2,02		g/cm ³		Korndensitet	
Tyngdetetthet, Y = ρ * g		19,78		kN/m ³		ρ = (3) / ((1+3-2)*ρ _w)	
						g/cm ³	
Oppdeling av prøven		Generell klassifisering				Rutineparametre	
0		cm				Plastisitetsindeks:	
10		Backup		Jordart: Middels fast/fast leire		I _p = w _L - w _p 11 %	
20		Triaks		Beskrivelse: Homogen grå leire, uten laginndeling		Flyteindeks: I _t = w - w _p / w _L - w _p 82 %	
30		Ødo				Porøsitet, n	
40		w ₂				Poretall, e	
50		w _L		Merknader:			
60		w _p					
		▽ ₁		Konus forsøk		Enaks. trykk	
		▽ ₂		Prøve s _u s _r s _t		Prøve s _u ε _a	
				nr. kPa kPa -		nr. kPa %	
70				1 47,6 14,4 3,31			
75,5				2 52,6 11,3 4,65			
80							
						Metningsgrad S _r %	
						Salt innhold, S g/l	
						Humusinnhold - %	
Vann innhold w (%)		1	2	3	w _L	w _p	Densitet, liten prøve
Skål nr.		228	242		230	7	Ring Skål
Total masse våt		g 68,95	68,83		67,86	52,14	Ring/skål nr.
Total masse tørr		g 59,6	59,04		56,6	48,54	Tot.masse våt g
Masse vann		g 9,3	9,8		11,3	3,6	Tot.masse tørr g
Masse skål		g 27,03	27,57		21,14	31,52	Masse ring/skål g
Masse tørr prøve		g 32,6	31,5		35,5	17,0	Masse våt prøve g
						Masse tørr prøve g	
Vanninnhold, w		%	29 %	31 %	32 %	21 %	Volum g
						Densitet, ρ g/cm ³	

VEDLEGG F - Rutineundersøkelser

 LABORATORIUM FOR GEOTEKNIKK NTNU											
RUTINEUNDERSØKELSER		Project	TBA4900	MASTEROPPGAVE							
Borested	Lilleby	Operator / Group	Åge Dyb								
Hull nr.	-	Sampling date	28.04.2017								
Prøve nr.	190	Testing date	01.05.2017								
Dybde, z	19,0 - 19,8 m	Kontroll									
Grunnvannstand	~1,0m under terreng	Korndensitet fra pycnometer									
Lengde av prøve, L	75,5 cm	Masse pycnometer+vann (1)	g								
Volum av prøve, 22.9*L	1729,0 cm ³	Masse pycnometer+prøve+vann (2)	g								
Masse av sylinder m/prøve	5210,4 g	Total masse tørr	g								
Masse av tom sylinder	1695,9 g	Skål nr.									
		Masse skål	g								
Masse, prøve	3514,5 g	Masse tørr (3)	g								
Midlere densitet, ρ	2,03 g/cm ³	Korndensitet									
Tyngdetetthet, $\gamma = \rho * g$	19,94 kN/m ³	$\rho = (3) / ([1+3-2]*\rho_w)$	g/cm ³								
Oppdeling av prøven	Generell klassifisering			Rutineparametre							
0					Plastisitetsindeks:						
	w _L				$I_p = w_L - w_p$	7 %					
10	w _p	Jordart:	Fast leire								
	w ₁				Flyteindeks:						
20	Triaks	Beskrivelse:	Homogen grå leire, uten laginndeling		$I_t = w - w_p / w_L - w_p$	41 %					
	Ødo				Porøsitet, n						
30	w ₂										
40	∇ ₁										
	Backup	Merknader:	Stor stein i prøven, ellers ok.		Poretall, e						
50											
	∇ ₂	Konus forsøk		Enaks.trykk							
60	Backup	Prøve nr.	s _u kPa	s _r kPa	S _t -	Prøve nr.	s _u kPa	ε _a %	Metningsgrad S _r	%	
		1	35,8	6,0	5,97						
70		2	38,7	6,2	6,24				Salt innhold, S	g/l	
75,5											
80									Humusinnhold	- %	
Vann innhold w (%)		1	2	3	w _L	w _p	Densitet, liten prøve				
Skål nr.		228	242		230	7			Ring	Skål	
Total masse våt	g	61,87	62,45		72,39	43,32	Ring/skål nr.				
Total masse tørr	g	53,8	54,41		59,33	40,79	Tot.masse våt	g			
Masse vann	g	8,1	8,0	1,0	13,1	2,5	Tot.masse tørr	g			
Masse skål	g	27,03	27,57		21,14	31,52	Masse ring/skål	g			
Masse tørr prøve	g	26,7	26,8		38,2	9,3	Masse våt prøve	g			
							Masse tørr prøve	g			
Vanninnhold, w	%	30 %	30 %		34 %	27 %	Volum	g			
							Densitet, ρ	g/cm ³			

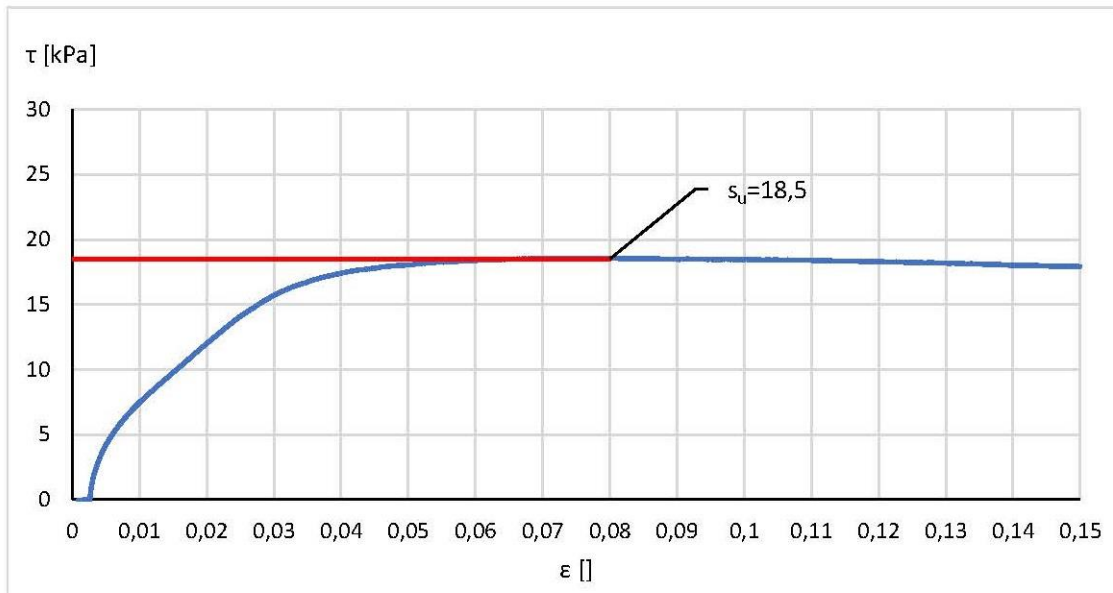
VEDLEGG G: Treaksial - resultater

5,25 meter

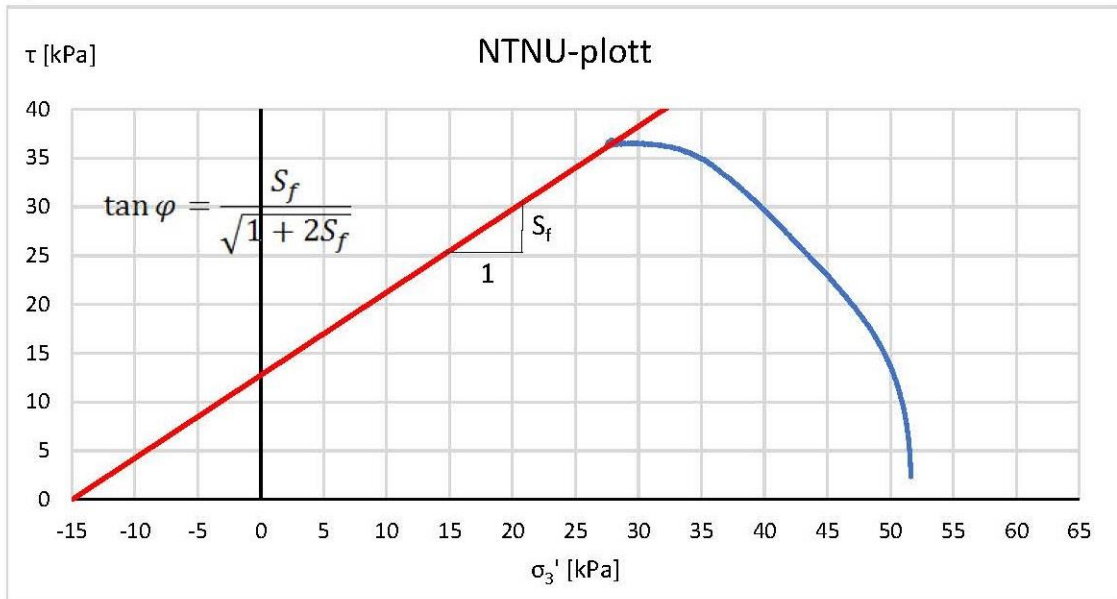


S_f -linje	-10	0
	25	31,5

$a = 10$
 $S_f = 0,9$
 $\tan \varphi = 0,538$
 $\varphi = 28,3$

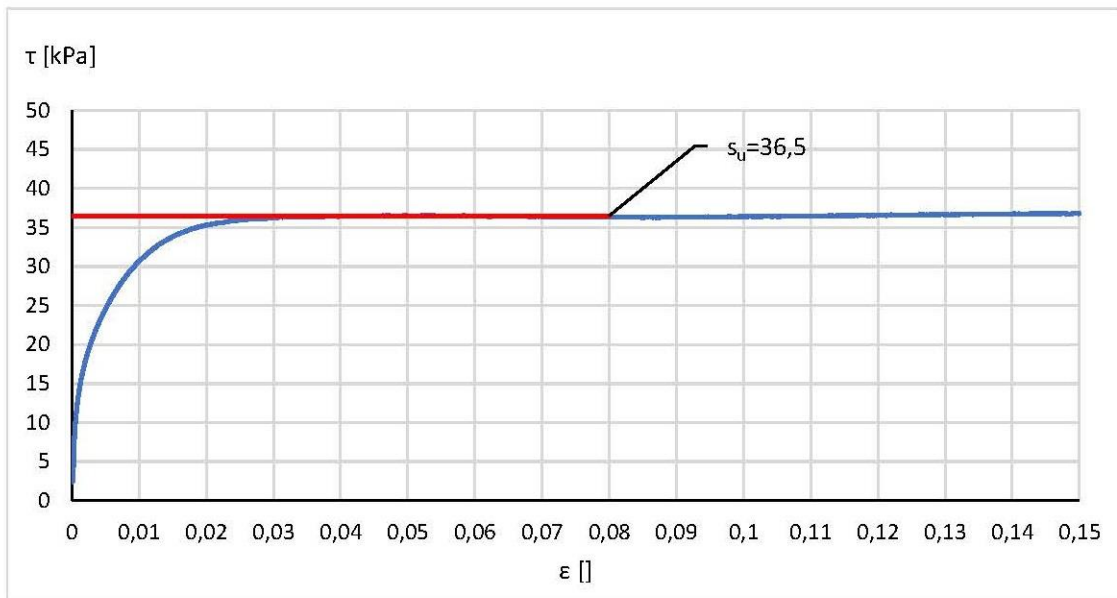


6,25 meter

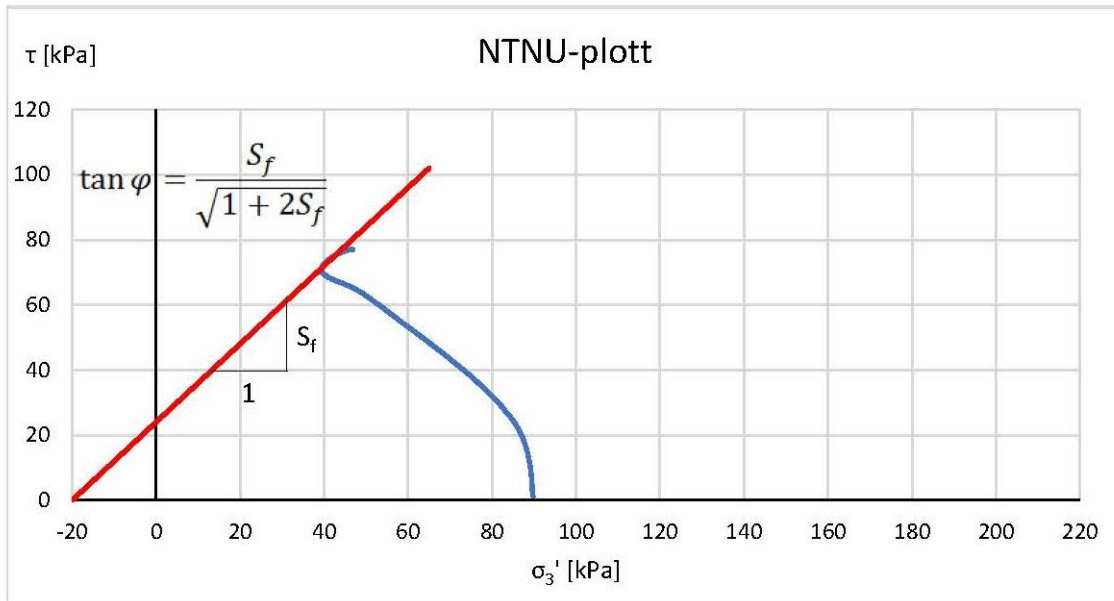


S_f -linje	-15	0
	35	42,5

$a = 15$
 $S_f = 0,85$
 $\tan \varphi = 0,517$
 $\varphi = 27,4$

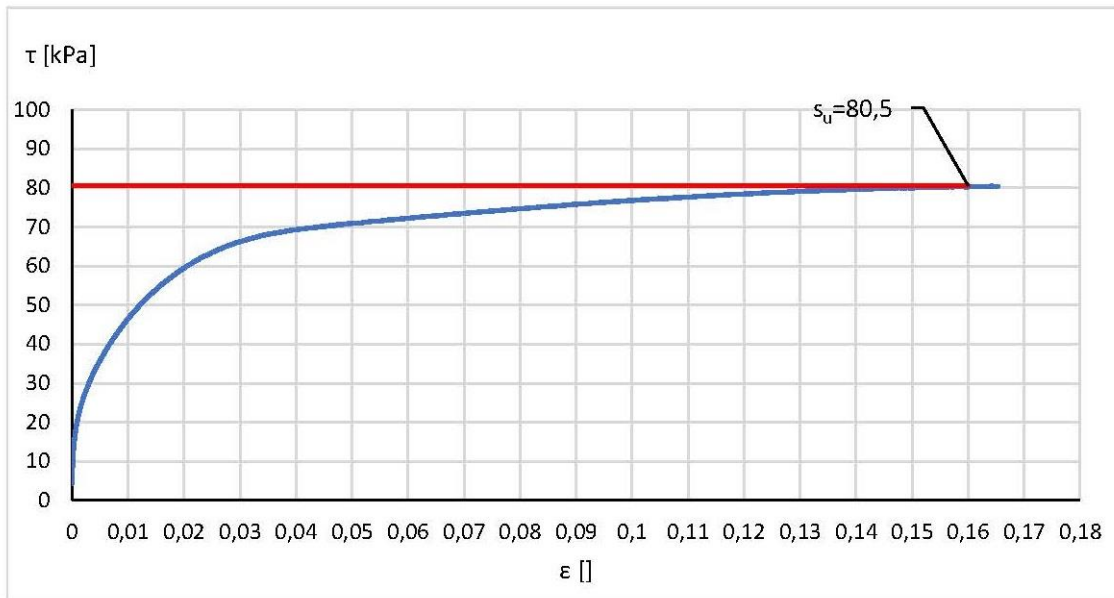


14,25 meter

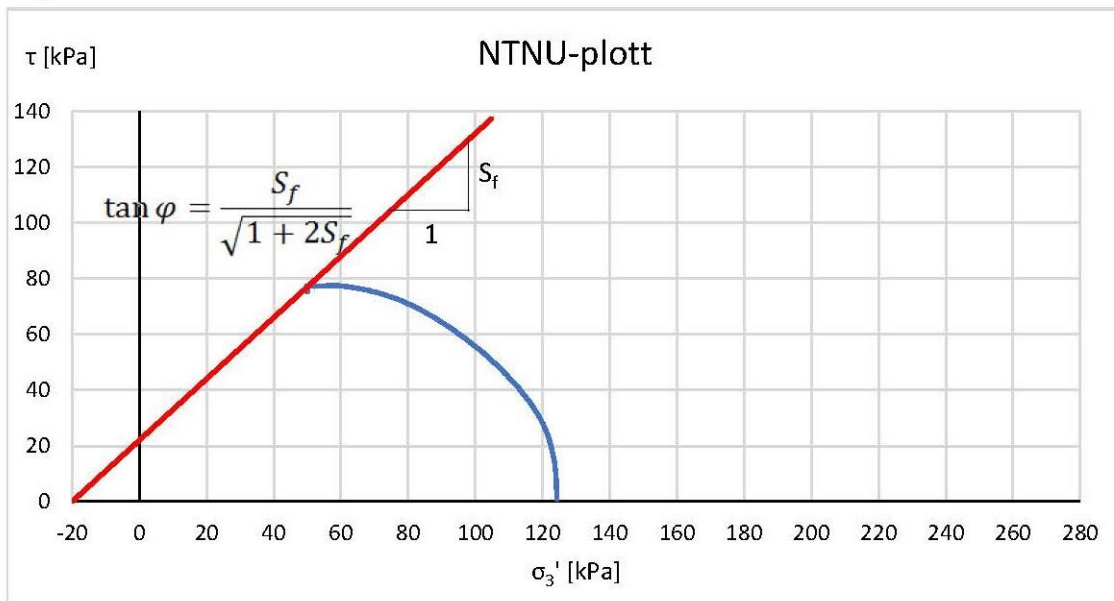


S_f - linje	-20	0
	65	102

$a = 20$
 $S_f = 1,2$
 $\tan \varphi = 0,651$
 $\varphi = 33,1$

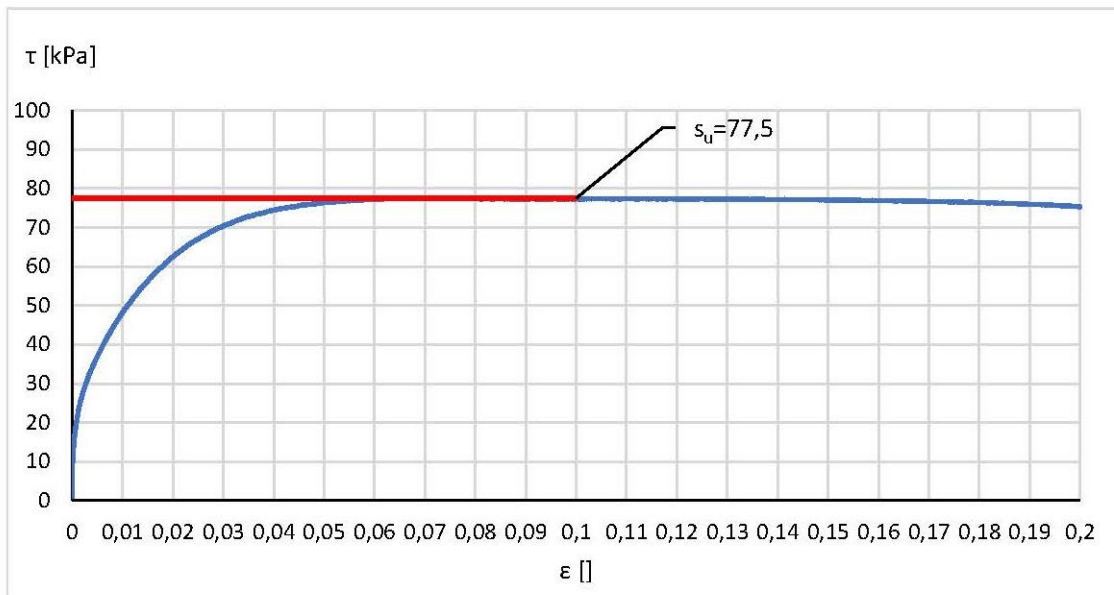


19,25 meter

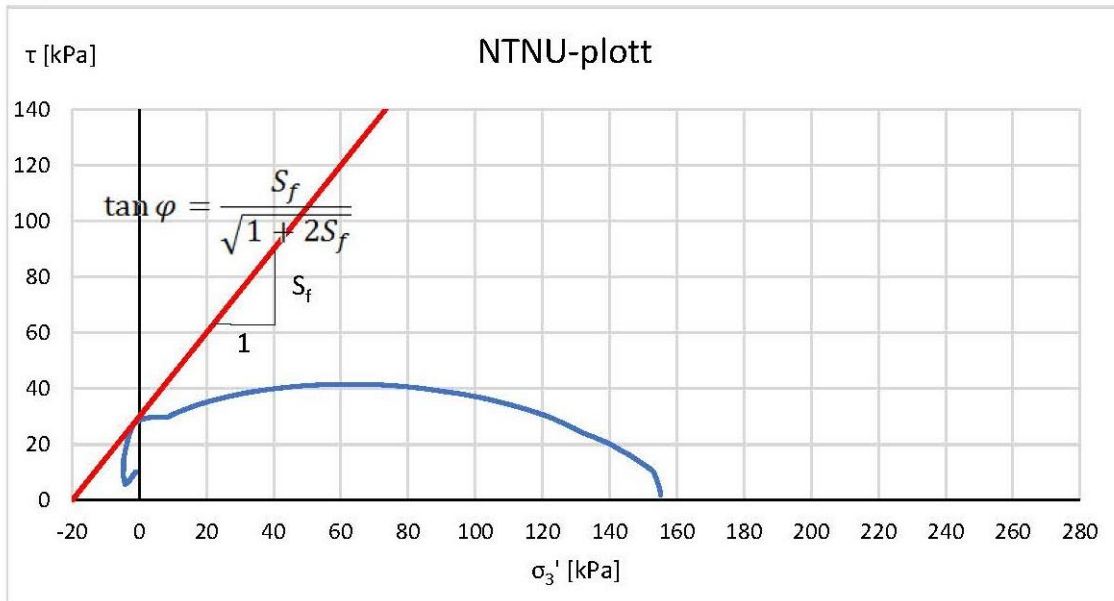


S_f -linje	-20	0
	105	137,5

$a = 20$
 $S_f = 1,1$
 $\tan \varphi = 0,615$
 $\varphi = 31,6$

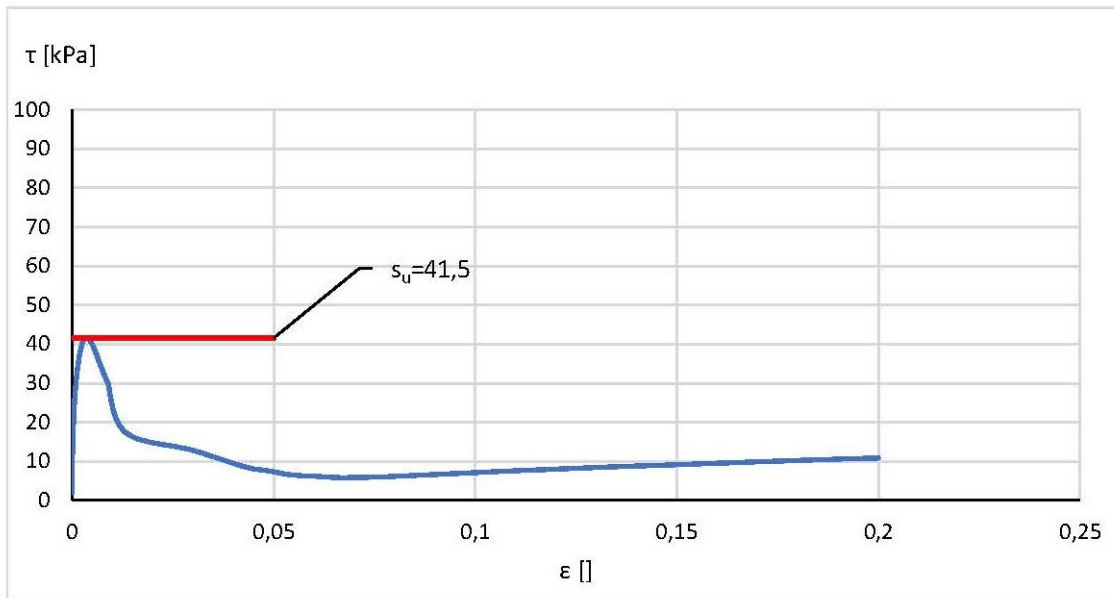


24,55 meter

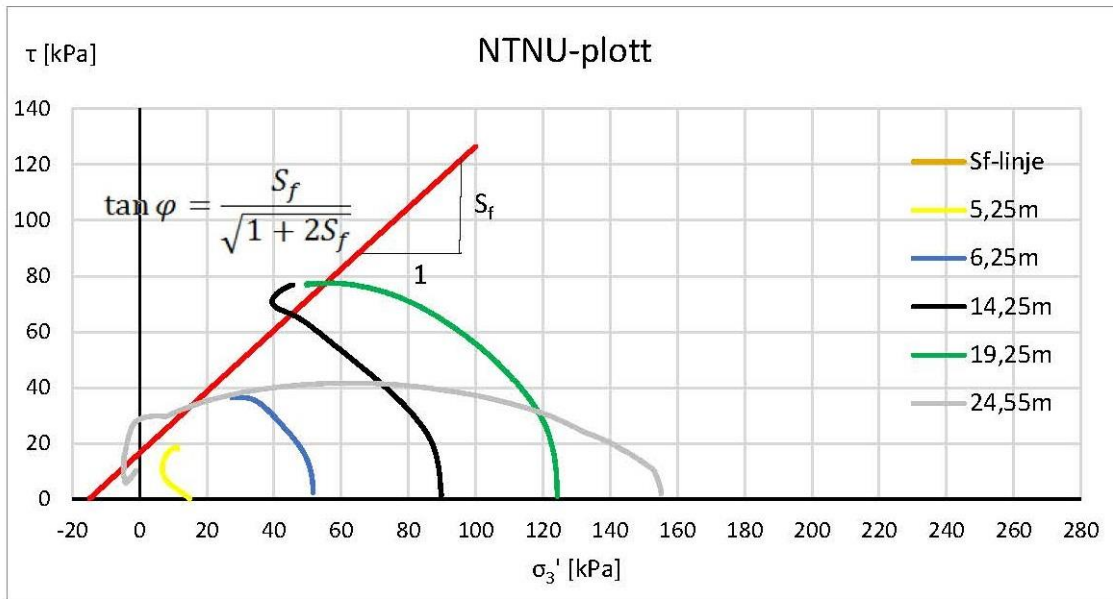


S_f - linje	-20	0
	80	150

$a = 20$
 $S_f = 1,5$
 $\tan \varphi = 0,750$
 $\varphi = 36,9$

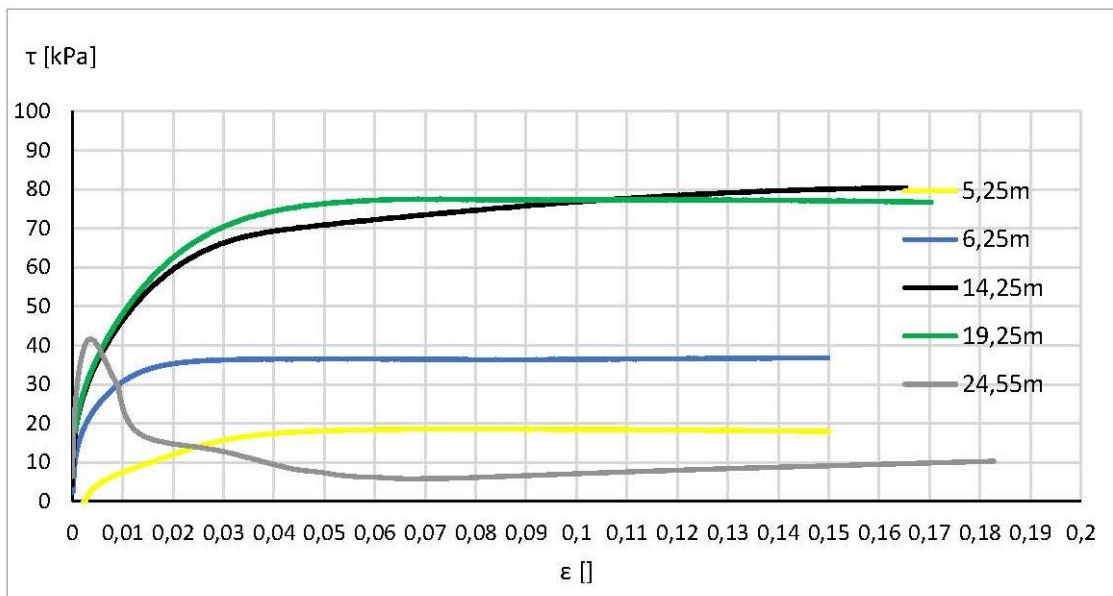


Samlet



S _f -linje	-15	0
	100	126,5

a = 15
 S_f = 1,1
 tan φ = 0,615
 φ = 31,6



#	Dybde [m]	w [%]	σ_{v0}' [kPa]	σ_{celle} [kPa]	ΔV [cm ³]	$\Delta V/V$ []	Kvalitet
1	5,25	31	60	39	(0,71)	(kort konsolidering)	
2	6,25	30	69	45	(Strømbrudd under konsolidering)		
3	14,25	26	145	94	7,15	3,12 %	Dårlig
4	19,25	30	193	125	0,47	0,21 %	Godt
5	24,55	27	239	156	-	-	-

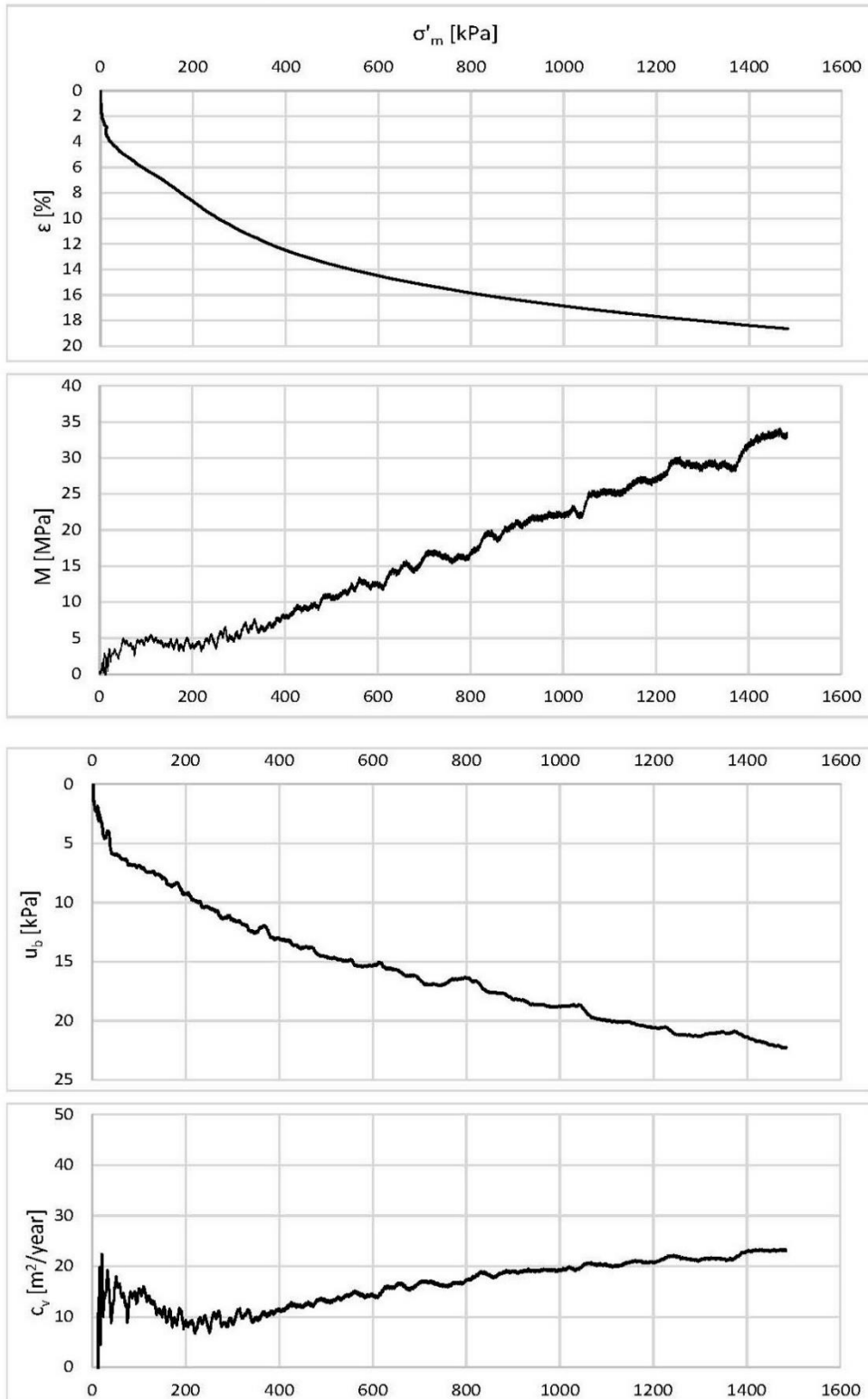
VEDLEGG G - Treaksial - resultater

Formler brukt i excel-arket:

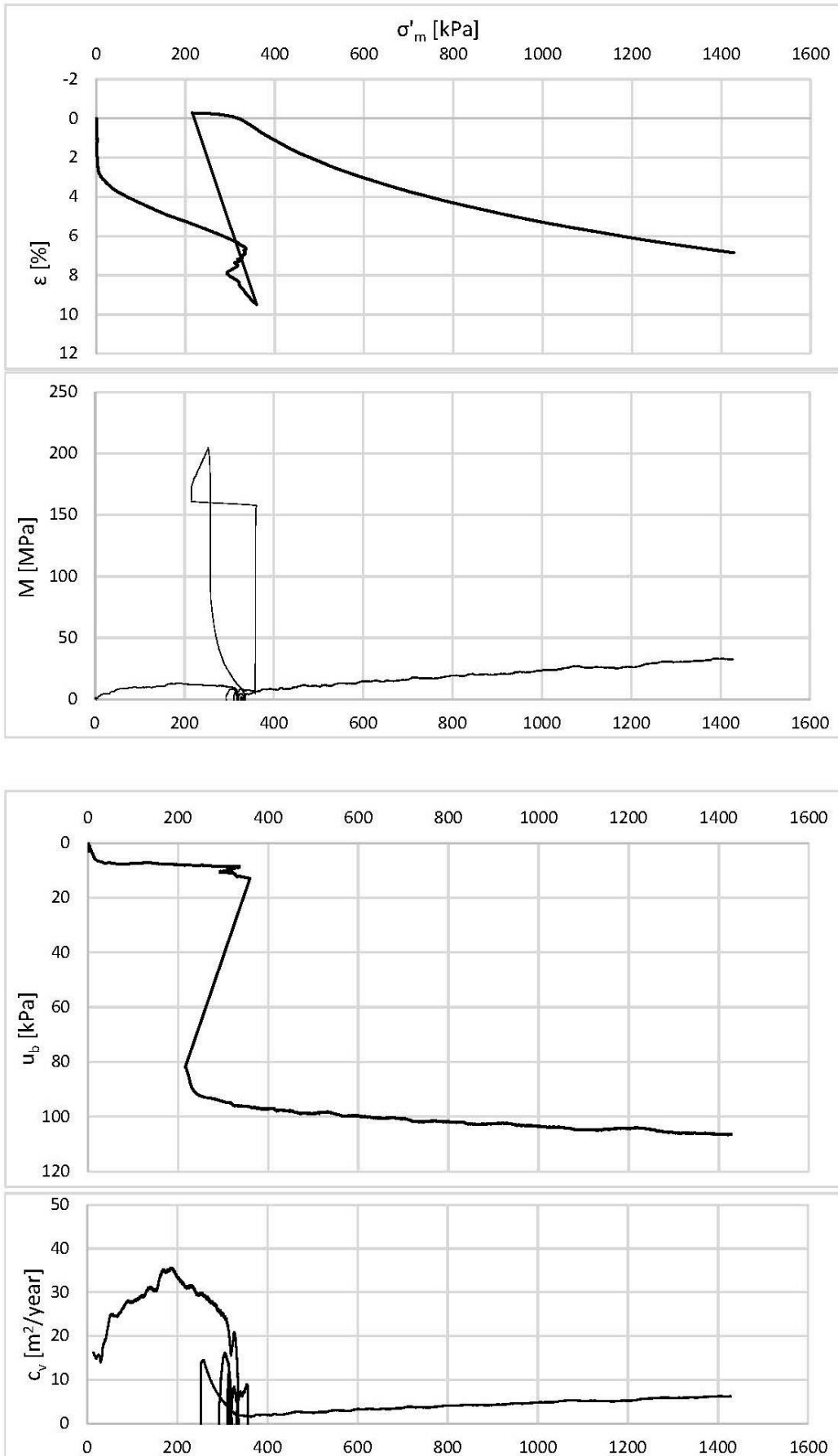
Deformasjon	Tøyning	Kraft	Vertikal trykk	Celle trykk	Pore trykk	Effektiv vertikal	Effektiv celle	$\sigma_1 - \sigma_3$	$(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$	$(\sigma_1' - \sigma_3')/2$
[mm]	[]	[N]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
δ	ϵ	F	σ_1	σ_3	u	σ_1'	σ_3'	q	p'	τ
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,023003	0,00023003	-2,1734	33,2845269	34,2333	20,4213	12,8632269	13,812	-0,9487731	13,4957423	-0,4743865
0,025503	0,00025503	-2,0776	33,32757	34,2345	20,4197	12,90787	13,8148	-0,90693	13,51249	-0,453465
0,028003	0,00028003	-1,9662	33,3739207	34,2322	20,4312	12,9427207	13,801	-0,8582793	13,5149069	-0,4291397
0,030503	0,00030503	-1,7715	33,4607298	34,234	20,4437	13,0170298	13,7903	-0,7732702	13,5325433	-0,3866351
0,033003	0,00033003	-1,3274	33,6568966	34,2363	20,4514	13,2054966	13,7849	-0,5794034	13,5917655	-0,2897017
0,035503	0,00035503	-1,1238	33,7418792	34,2324	20,452	13,2898792	13,7804	-0,4905208	13,6168931	-0,2452604
0,038003	0,00038003	-1,0609	33,7755456	34,2386	20,4747	13,3008456	13,7639	-0,4630544	13,6095485	-0,2315272

VEDLEGG H: Ødometer - resultater

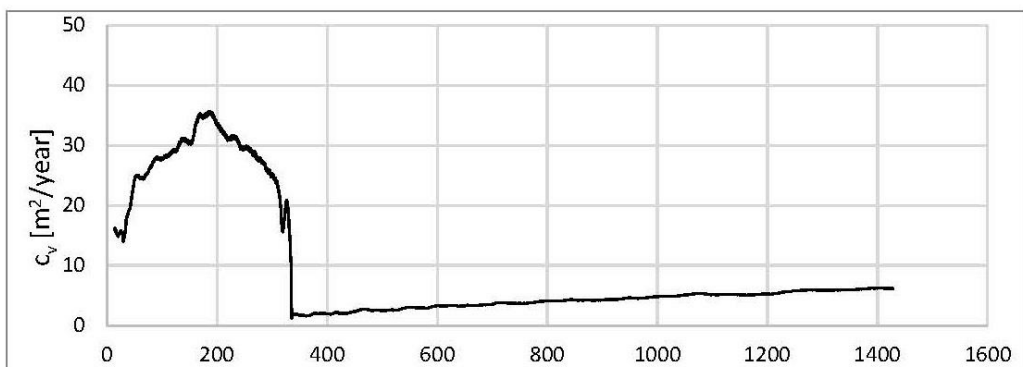
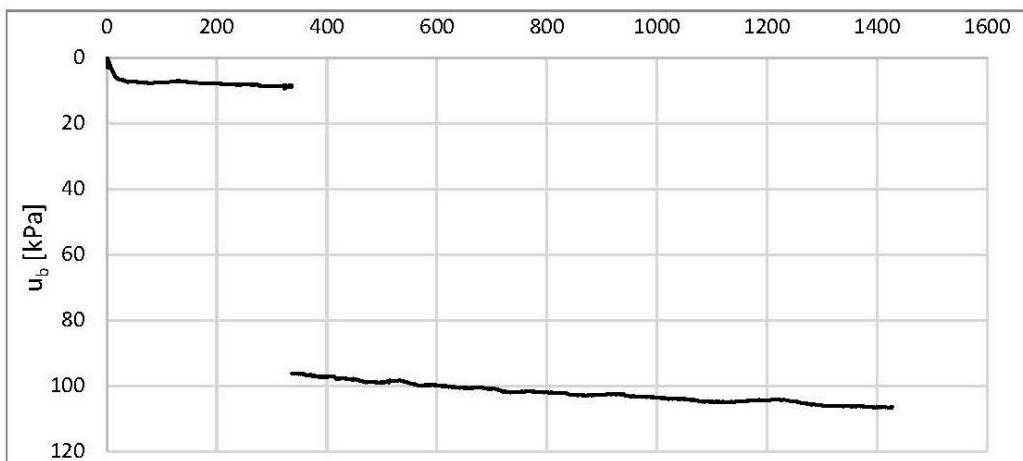
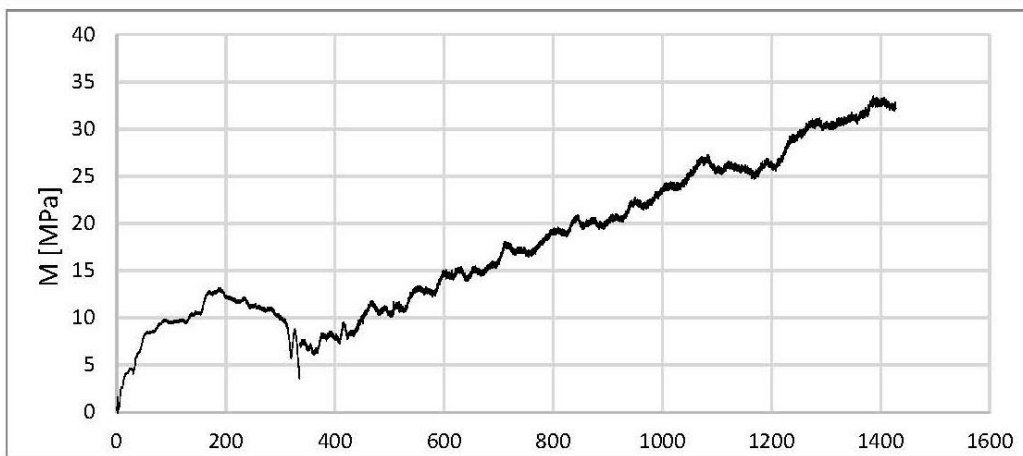
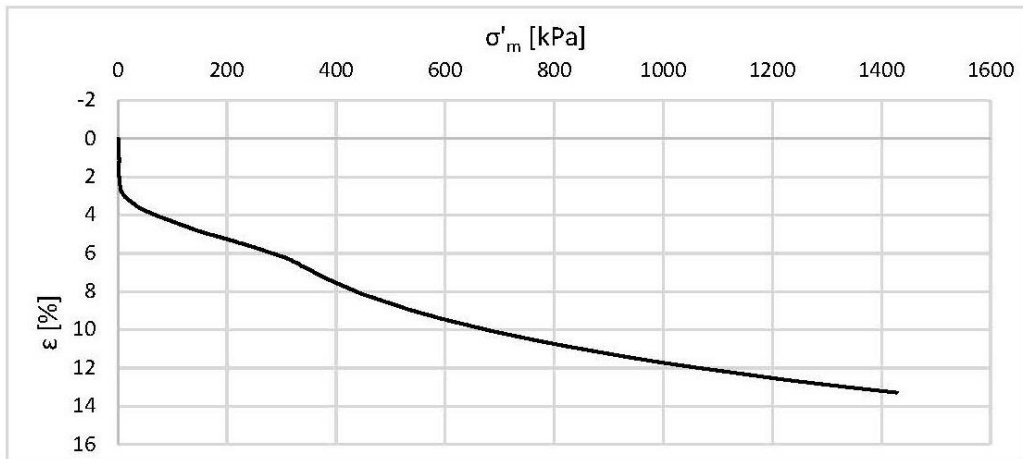
Ødometer resultater fra 5,40 meter



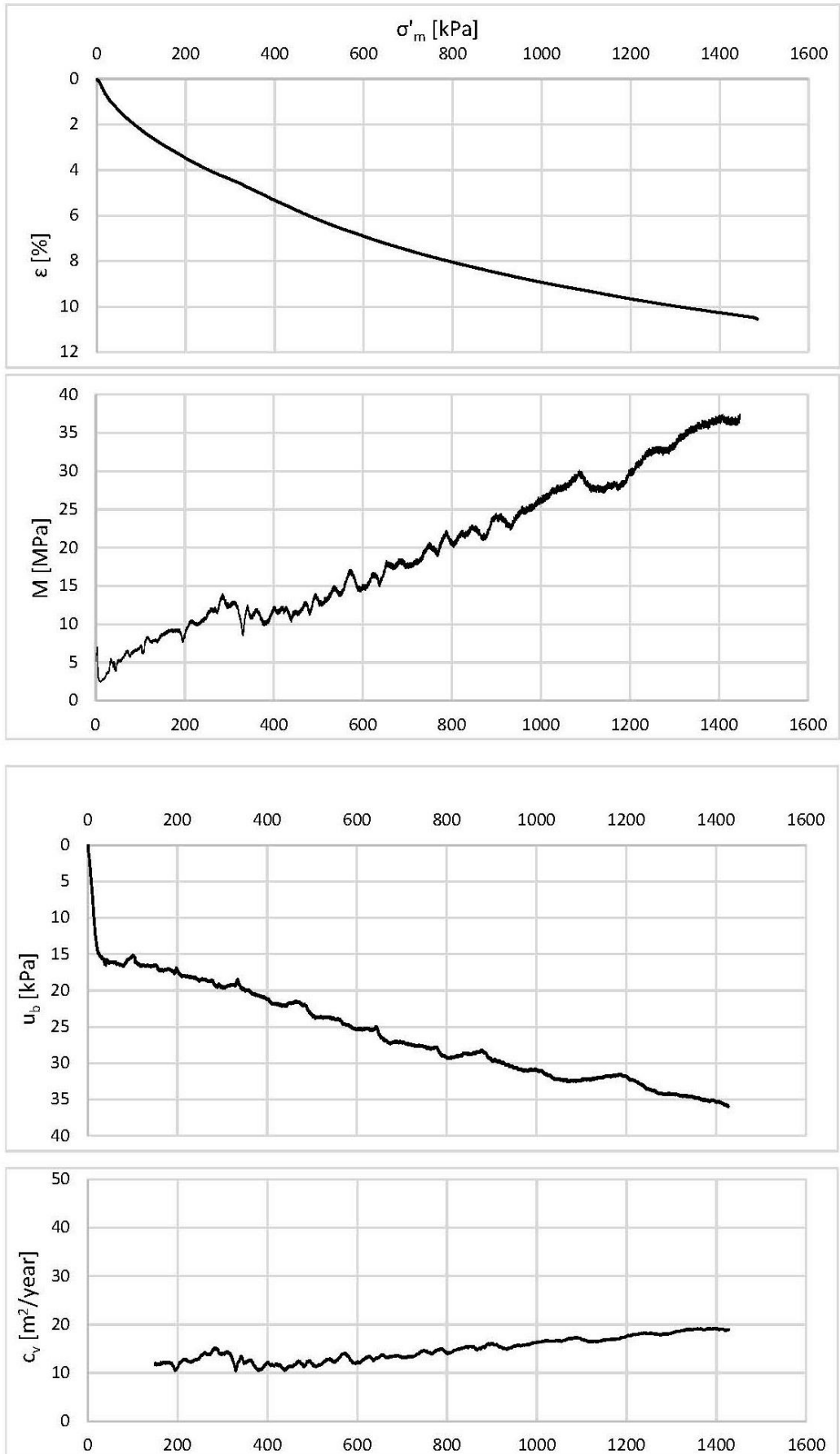
Ødometer resultater fra 6,35 meter



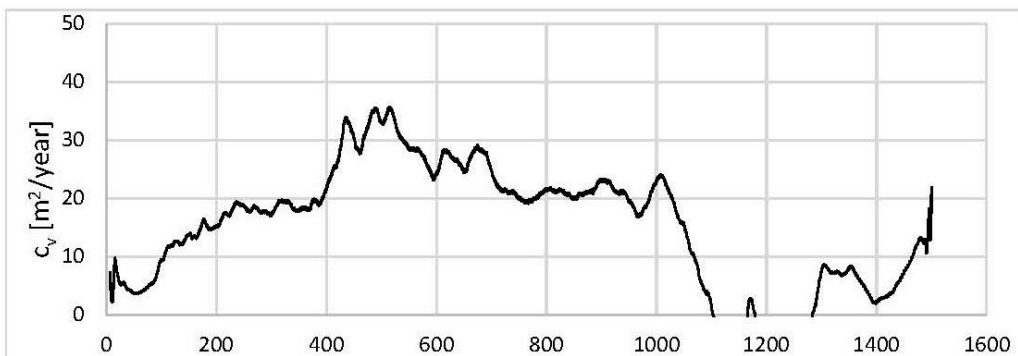
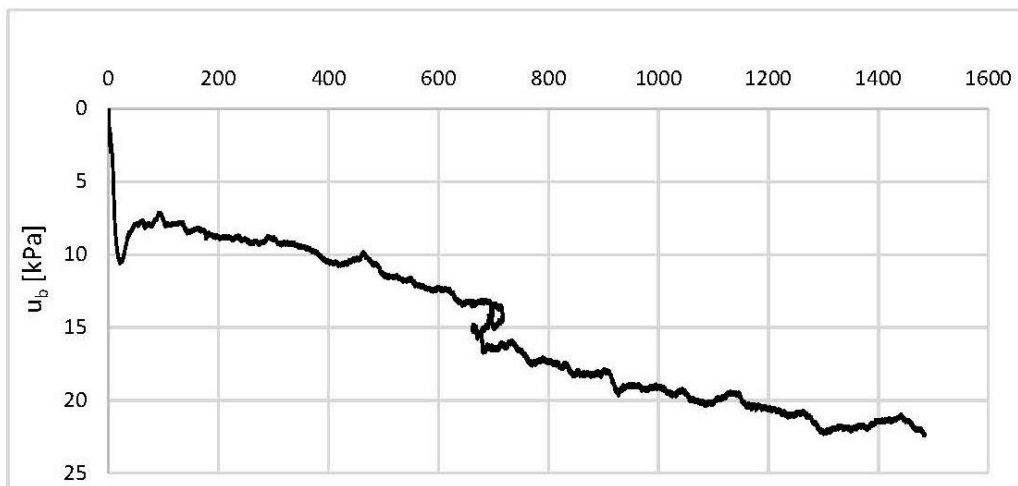
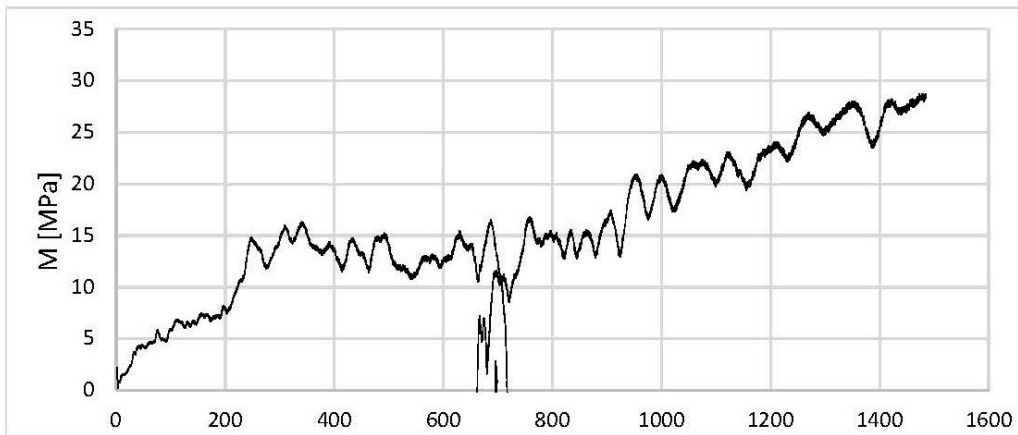
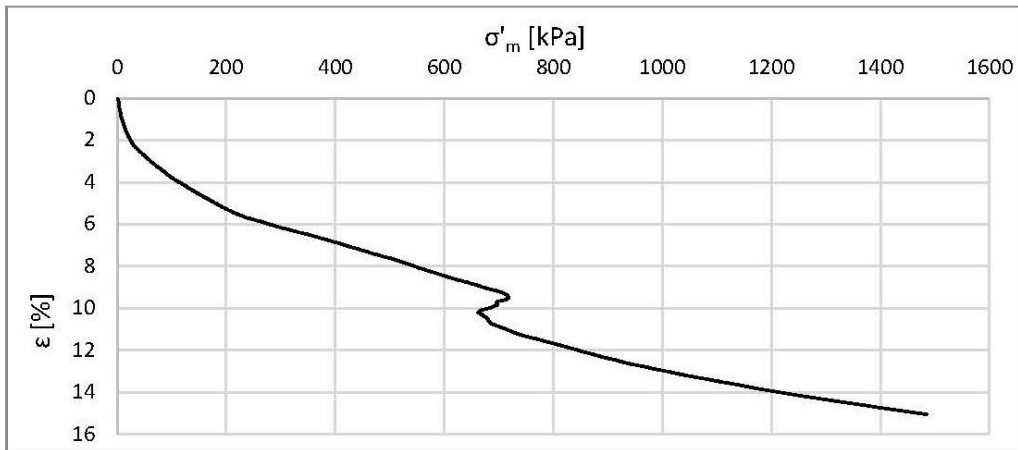
Ødometer resultater fra 6,35 meter, justerte grafer



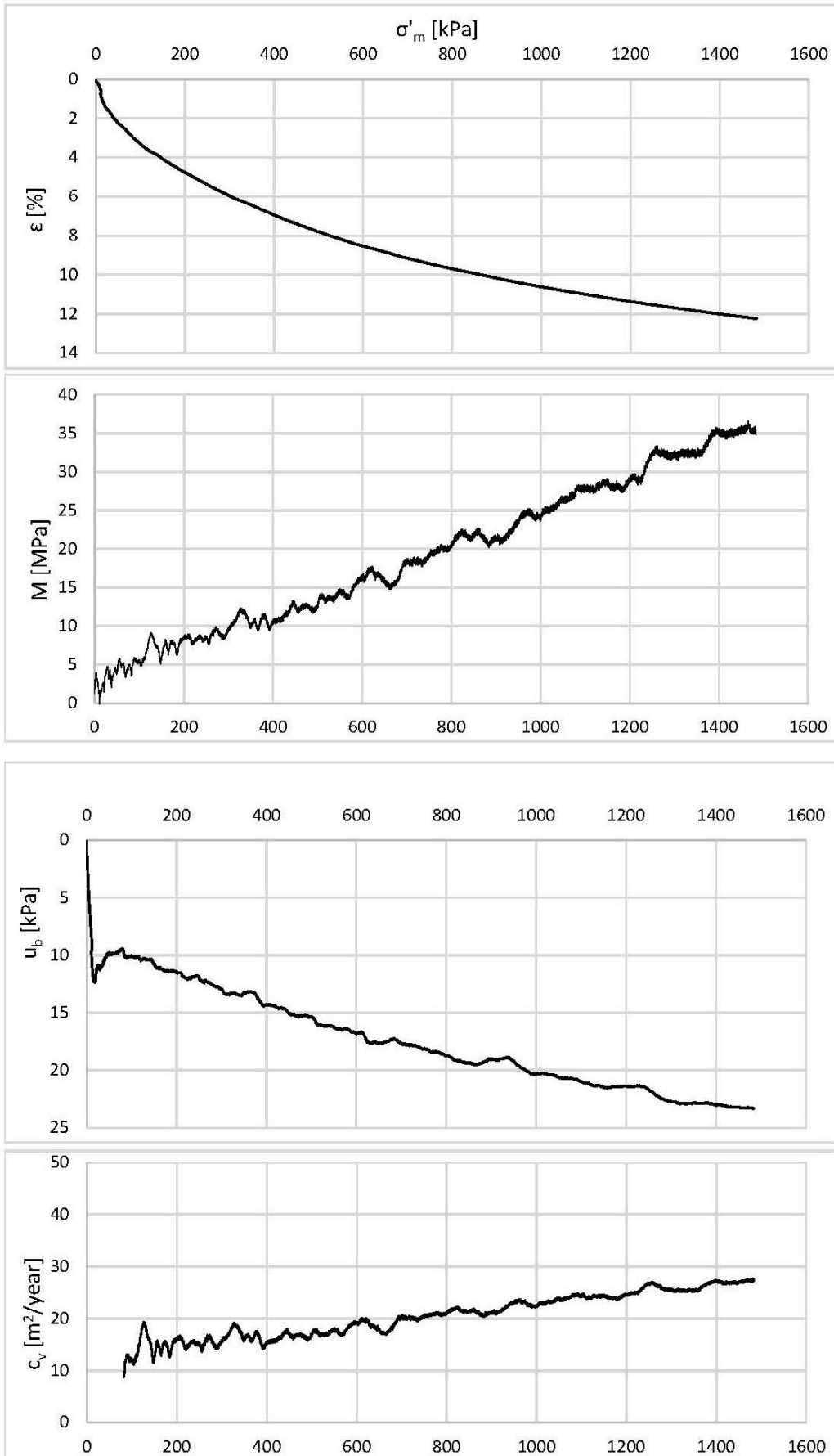
Ødometer resultater fra 14,40 meter



Ødometer resultater fra 19,40 meter



Ødometer resultater fra 24,20 meter



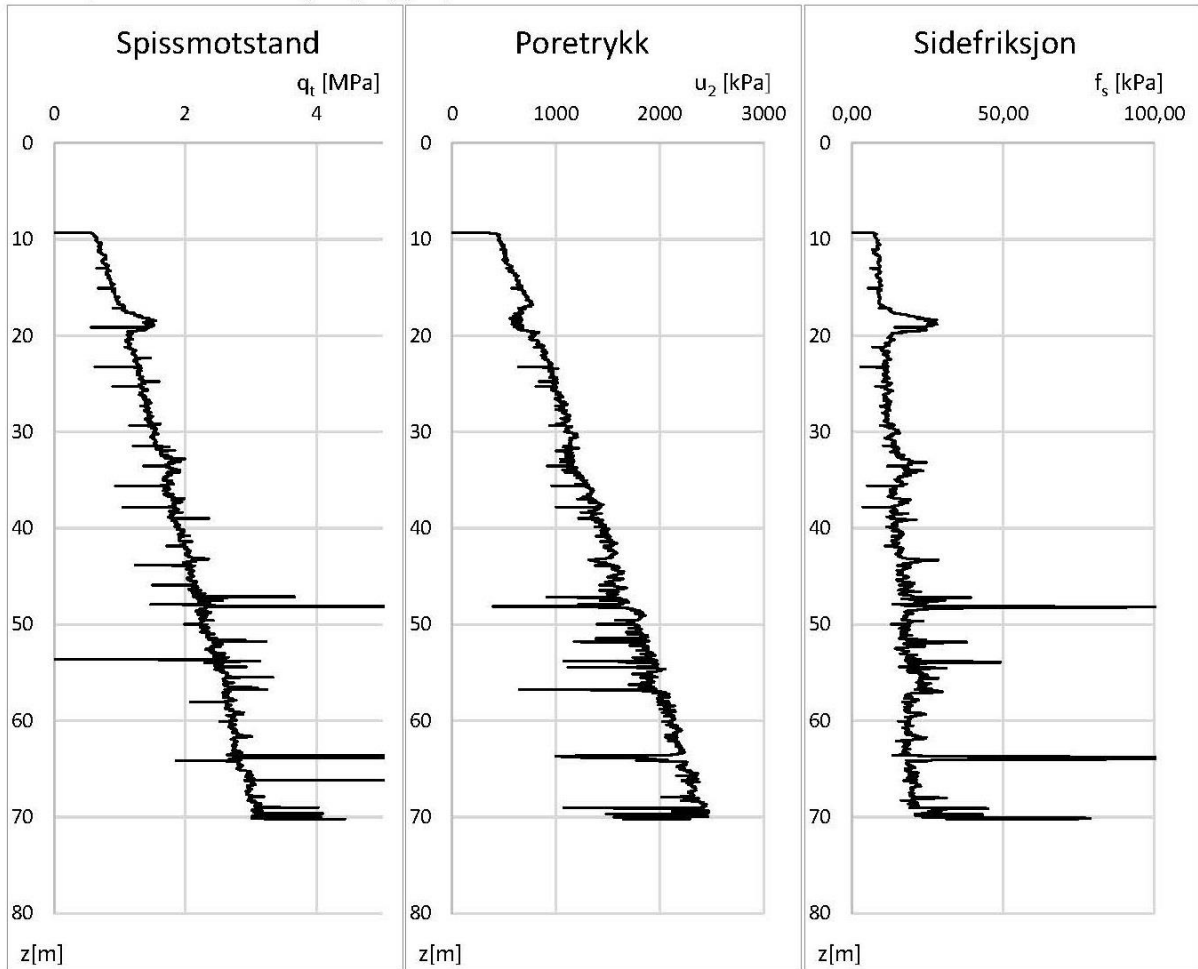
VEDLEGG H - Ødometer - resultater

Formler brukt i excel-arket:

Tid t [s]	Vertikal	Pore	Effektiv	Midlere	Tøyning []	Tøyning [%]	Modul [kPa]	Snitt [MPa]	Snitt [m ² /år]	c _v = dσ/dt * [H ₀ (1-ε)] ² / (2u _b)				
	Deformasj [μm]	spenning [kPa]	trykk [kPa]	spenning [kPa]						σ - 2/3·u _b σ' _m	c _v	dσ/dt	[H ₀ (1-ε)] ²	(2u _b)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,21041	-0,4321	1,2116	-1,6437	-1,23983	1,1E-05	0,00105	-1888,89						
5	0,62925	-0,6798	0,89939	-1,57919	-1,27939	3,1E-05	0,00315	-478,595	-41,1813	-249492	0,0004	2,4232		
10	1,04212	-0,8061	0,72476	-1,53086	-1,28927	5,2E-05	0,00521	-1395,23	-13,8558	-62315,1	0,0004	1,79877		
15	1,46195	-0,94255	0,56401	-1,50656	-1,31856	7,3E-05	0,00731	-460,508	-50,9685	-184725	0,0004	1,44951		
20	1,87781	-1,0147	0,47015	-1,48485	-1,32813	9,4E-05	0,00939	2189,47	-21,4117	-60393,5	0,0004	1,12802		
25	2,29069	-1,0091	0,41075	-1,41985	-1,28293	0,00011	0,01145	-1850,58	121,245	285081	0,0004	0,9403		
30	2,71349	-1,1114	0,31598	-1,42738	-1,32206	0,00014	0,01357	460,667	-120,111	-246746	0,0004	0,8215		
35	3,12637	-1,127	0,27832	-1,40532	-1,31255	0,00016	0,01563	-134,274	37,9531	59981,5	0,0004	0,63197		
40	3,54323	-1,1579	0,23617	-1,39407	-1,31534	0,00018	0,01772	87,4818	-12,6801	-17651,8	0,0004	0,55664		
45	3,96206	-1,1814	0,19817	-1,37957	-1,31351	0,0002	0,01981	131,402	9,78144	11554,8	0,0004	0,47233		
50	4,37494	-1,1997	0,16665	-1,36635	-1,3108	0,00022	0,02187	707,522	17,2599	17109,3	0,0004	0,39634		

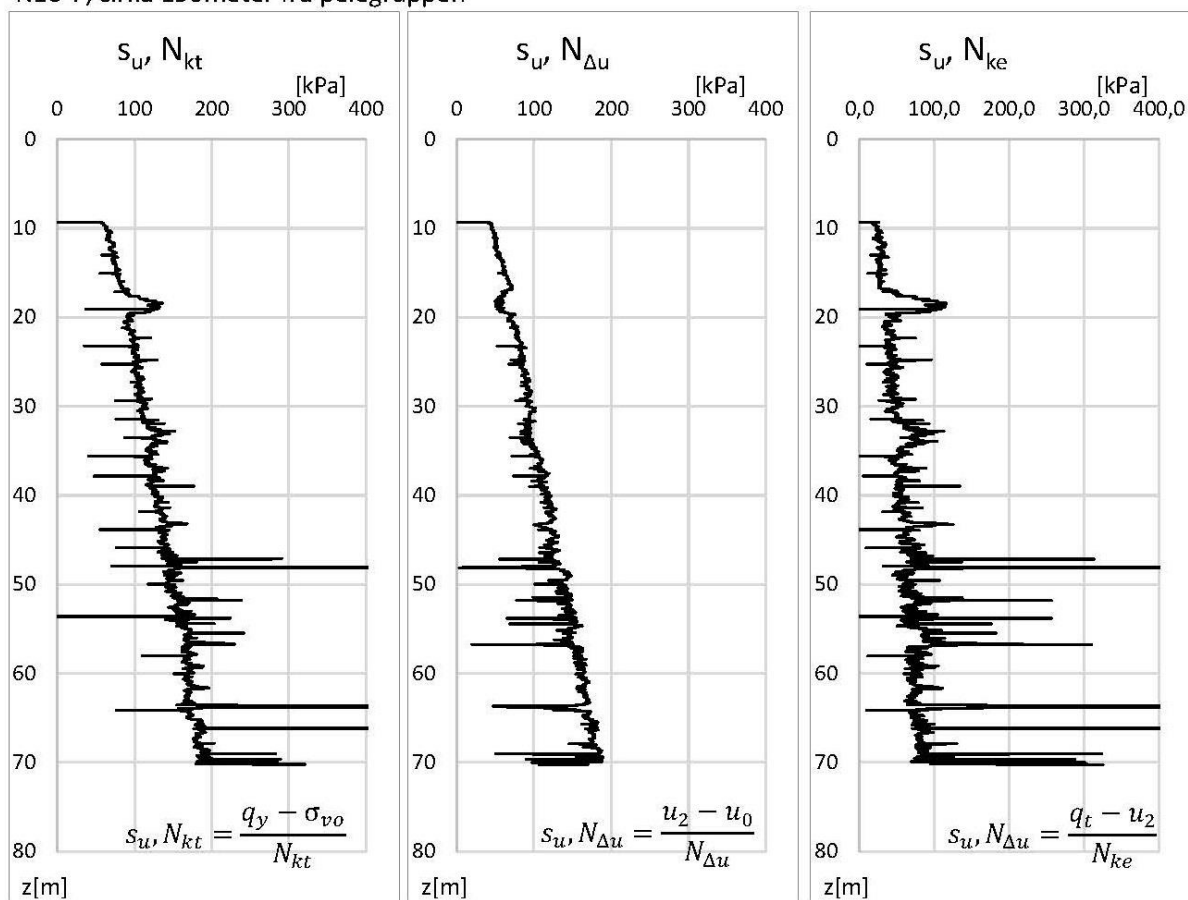
VEDLEGG I: CPTu-resultater

N16-7 (cirka 150meter fra pelegruppen)

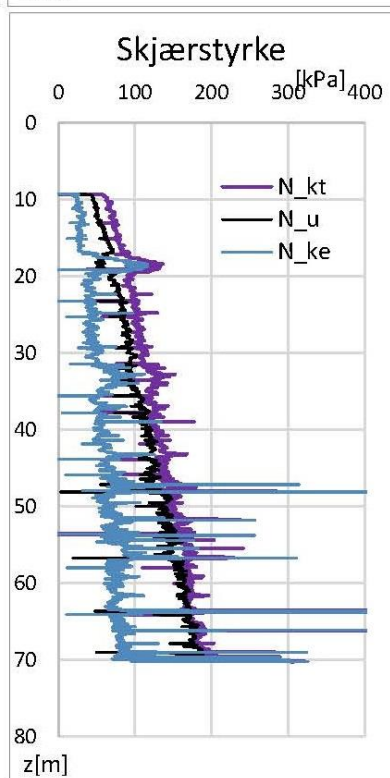


N16-7	+1,3	Målt spissmotstand	Korrigert spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk	Total vertikaltrykk	Effektivt vertikaltrykk	Hydrostatisk vanntrykk	$S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt}$	$S_u = (u_2 - u_0) / N_{\Delta u}$	$S_u = (q_t - u_2) / N_{ke}$
Dybde	Dybde	q_c [MPa]	q_t [MPa]	f_s [kPa]	u_2 [kPa]	σ_{vo} [kPa]	σ'_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	$s_{u, N_{kt}}$	$s_{u, N_{\Delta u}}$	$s_{u, N_{ke}}$
8	9,3	0	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0,0
8,02	9,32	0,5121	0,5651	6,7	350,7	0,4	0,4	0	56,5	35,1	26,8
8,04	9,34	0,5179	0,5723	7,2	360,5	0,8	0,8	0	57,2	36,1	26,5
8,06	9,36	0,5131	0,5717	7,5	387,8	1,2	1,2	0	57,0	38,8	23,0
8,08	9,38	0,5031	0,5631	7,6	397,1	1,6	1,6	0	56,1	39,7	20,7
8,1	9,4	0,5074	0,5710	7,5	421,2	2	2	0	56,9	42,1	18,7
8,12	9,42	0,5236	0,5882	7,8	427,6	2,4	2,4	0	58,6	42,8	20,1
8,14	9,44	0,535	0,6002	7,8	431,8	2,8	2,8	0	59,7	43,2	21,1
8,16	9,46	0,5288	0,5939	8,3	431,3	3,2	3,2	0	59,1	43,1	20,3

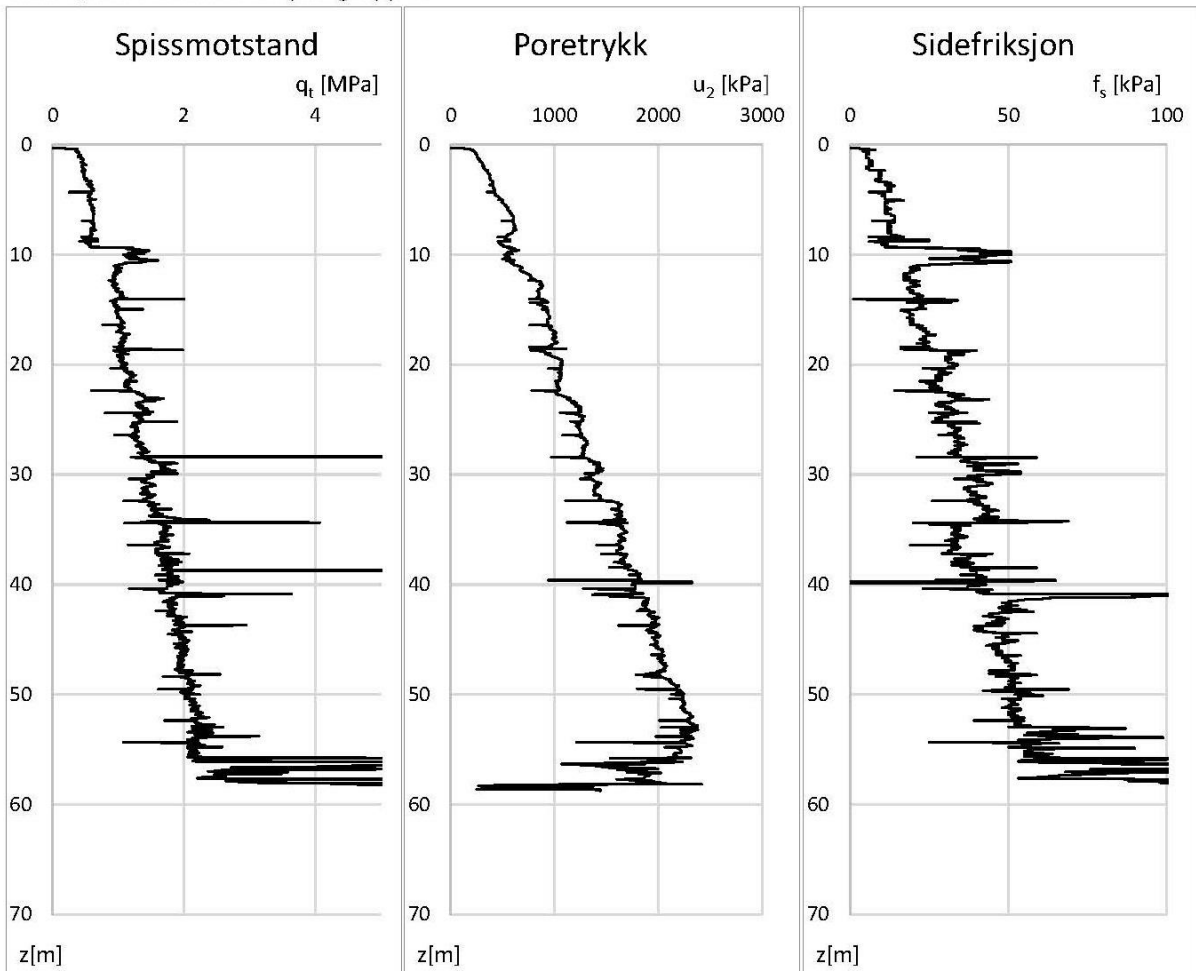
N16-7, cirka 150meter fra pelegruppen



$N_{kt} = 10$
 $N_{ke} = 8$
 $N_{\Delta u} = 10$

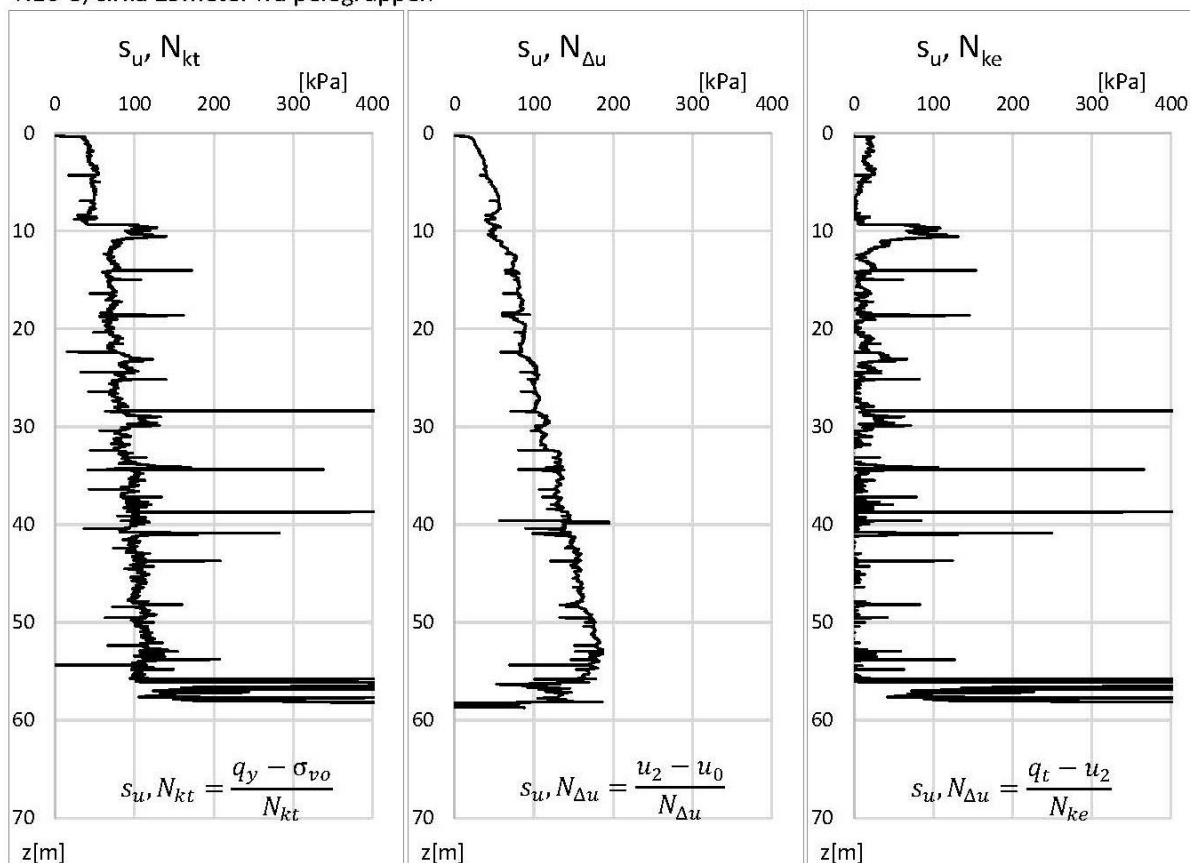


N16-8, cirka 25meter fra pelegruppen

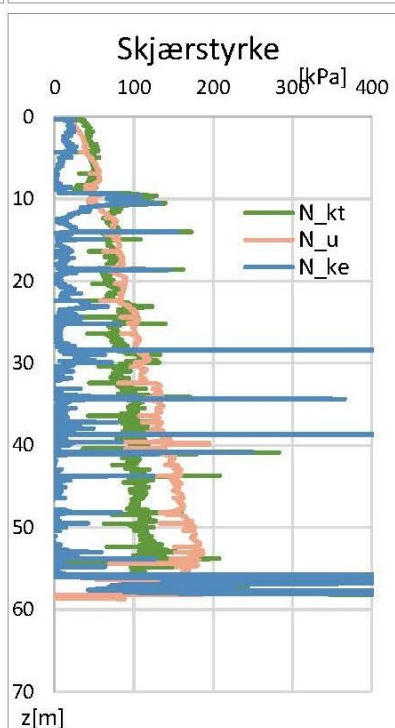


N16-8		Målt spissmotstand	Korrigert spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk	Total vertikaltrykk	Effektivt vertikaltrykk	Hydrostatisk vanntrykk	$S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt}$	$S_u = (u_2 - u_0) / N_{\Delta u}$	$S_u = (q_t - u_2) / N_{ke}$
Dybde	Dybde	q_t [MPa]	q_t [MPa]	f_s [kPa]	u_2 [kPa]	σ_{vo} [kPa]	σ'_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	$s_{u'} N_{kt}$	$s_{u'} N_{\Delta u}$	$s_{u'} N_{ke}$
1,6	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,62	0,32	0,097	0,117	2	132	0,4	0,4	0	11,7	13,2	-1,9
1,64	0,34	0,175	0,194	3	129	0,8	0,8	0	19,4	12,9	8,2
1,66	0,36	0,233	0,257	4	160	1,2	1,2	0	25,6	16,0	12,1
1,68	0,38	0,33	0,357	4	176	1,6	1,6	0	35,5	17,6	22,6
1,7	0,4	0,349	0,376	4	176	2	2	0	37,4	17,6	24,9
1,72	0,42	0,31	0,338	6	188	2,4	2,4	0	33,6	18,8	18,8
1,74	0,44	0,31	0,341	8	205	2,8	2,8	0	33,8	20,5	17,0
1,76	0,46	0,31	0,342	8	209	3,2	3,2	0	33,8	20,9	16,6

N16-8, cirka 25meter fra pelegruppen

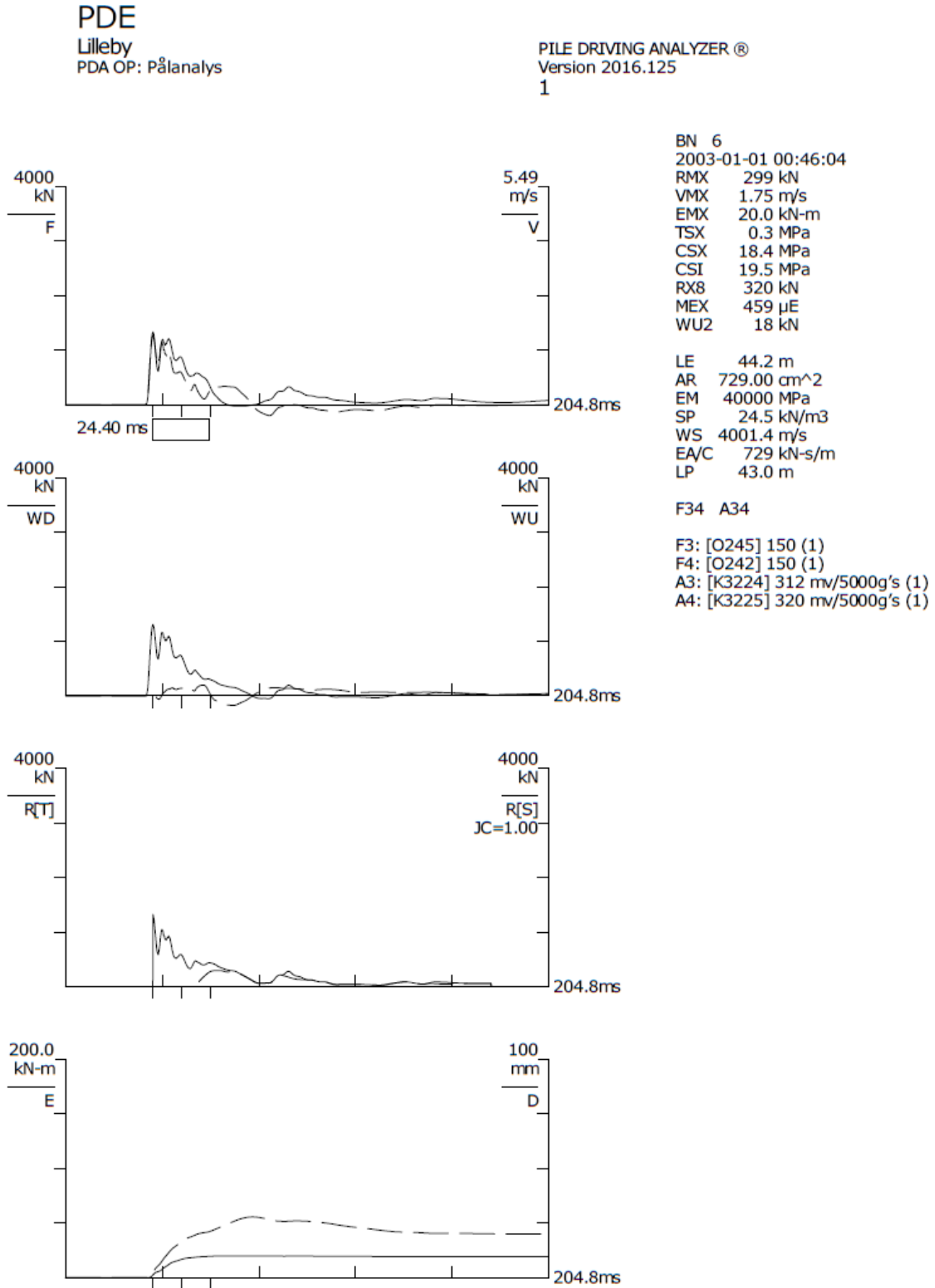


$N_{kt} = 10$
 $N_{ke} = 8$
 $N_{\Delta u} = 10$



VEDLEGG J: CASE-analyser

Pel 1: (hentet fra Pålanalys 2017)

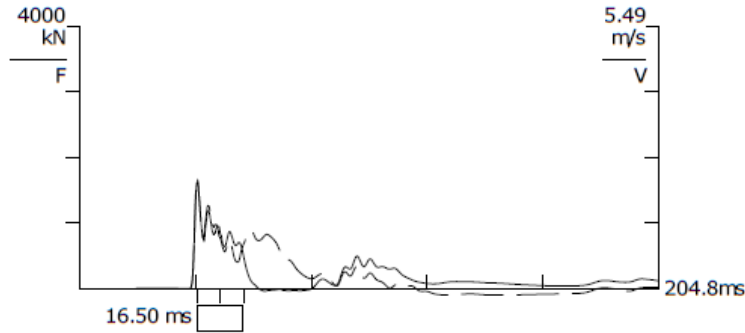


Pel 2: (hentet fra Pålanalys 2017)

PDE

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2016.125
2

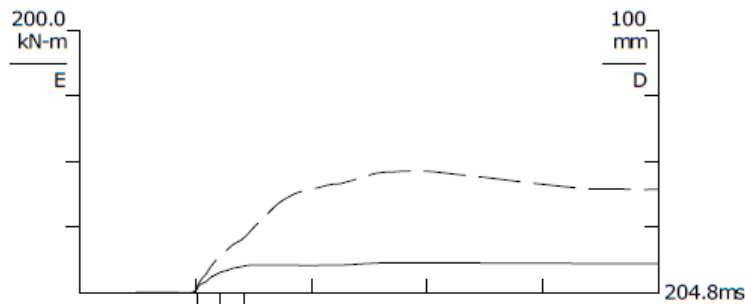
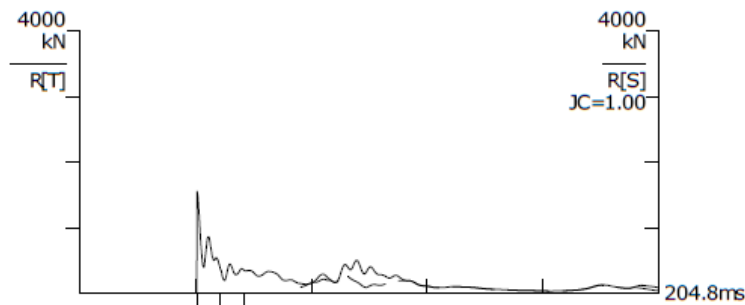
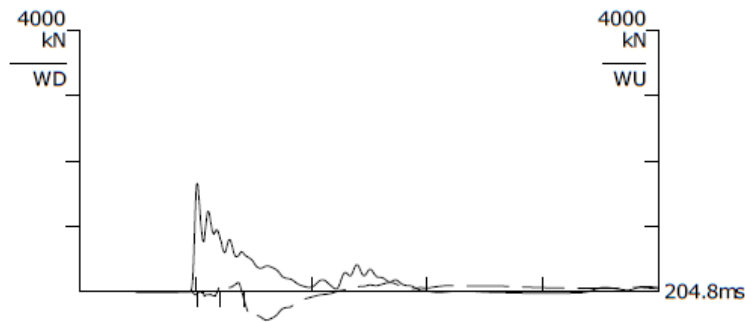


BN 4
2003-01-01 01:06:45
RMX 216 kN
VMX 2.32 m/s
EMX 22.8 kN-m
TSX 0.9 MPa
CSX 22.3 MPa
CSI 29.3 MPa
RX8 230 kN
MEX 558 µE
WU2 -97 kN

LE 29.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 28.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1.1)
F4: [O242] 150 (1.1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

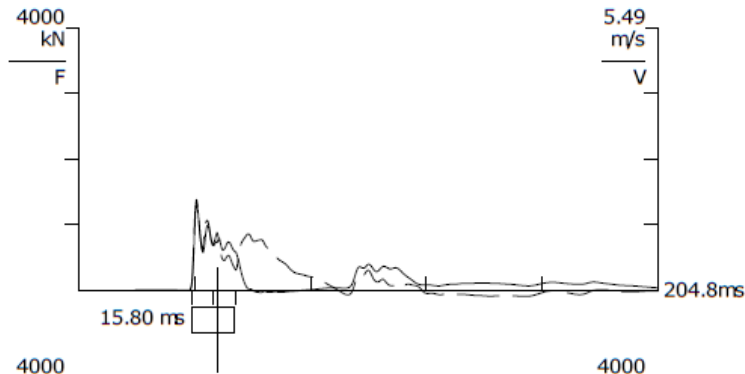


Pel 3: (hentet fra Pålanalys 2017)

PDE

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2016.125
3

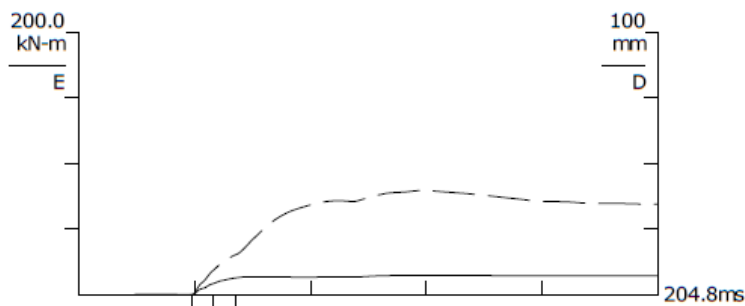
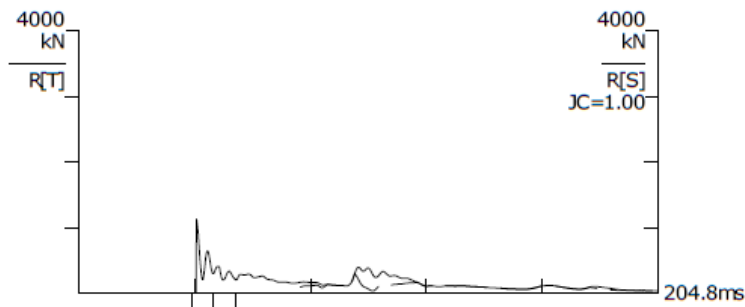
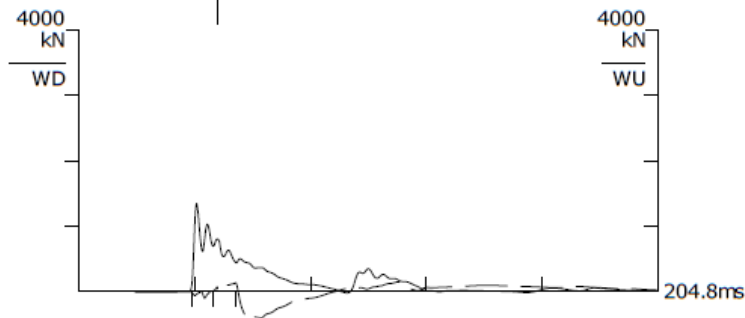


BN 4
2003-01-01 01:17:12
RMX 133 kN
VMX 1.90 m/s
EMX 14.8 kN-m
TSX 0.6 MPa
CSX 18.0 MPa
CSI 23.7 MPa
RX8 133 kN
MEX 449 μ E
WU2 -212 kN

LE 29.2 m
AR 729.00 cm^2
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 28.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

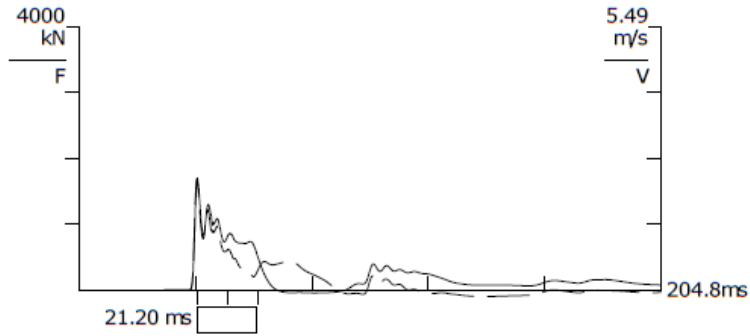


Pel 4: (hentet fra Pålanalyt 2017)

PDE

Lilleby
PDA OP: Pålanalyt

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2016.125
4

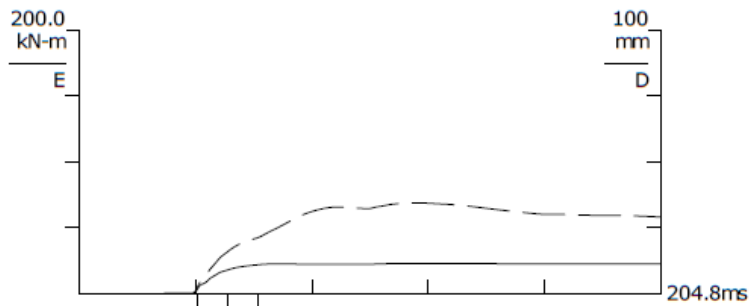
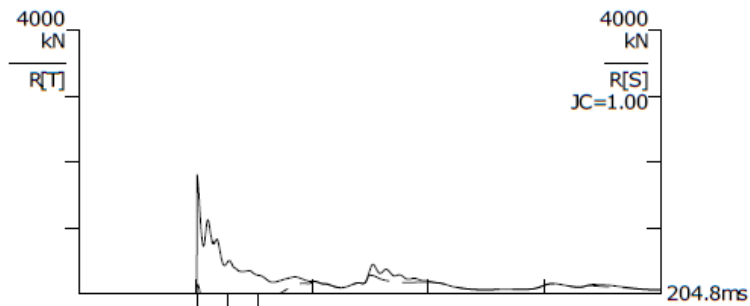
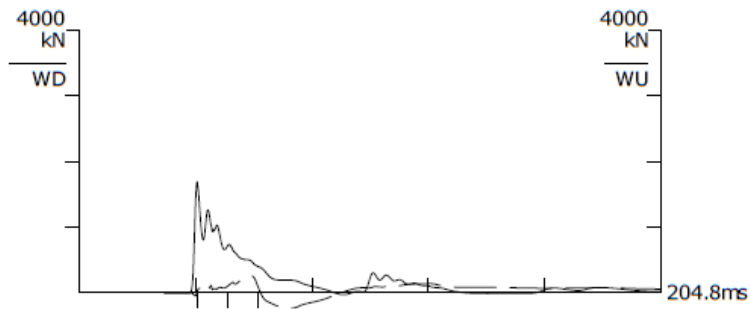


BN 5
2003-01-01 00:57:52
RMX 244 kN
VMX 2.30 m/s
EMX 22.9 kN-m
TSX 0.6 MPa
CSX 23.4 MPa
CSI 33.2 MPa
RX8 557 kN
MEX 584 µE
WU2 122 kN

LE 38.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 37.0 m

F34 A34

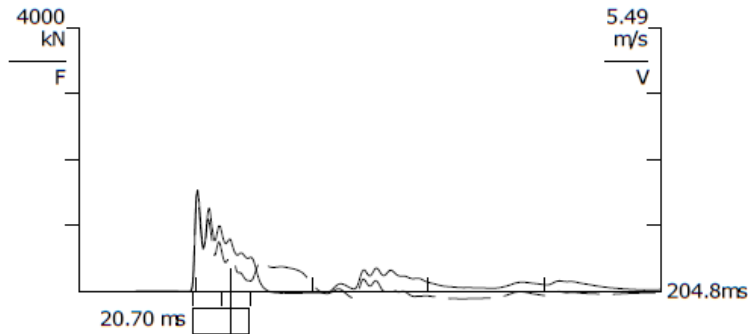
F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)



Pel 5: (hentet fra Pålanalyt 2017)

PDE
Lilleby
PDA OP: Pålanalyt

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2016.125
5

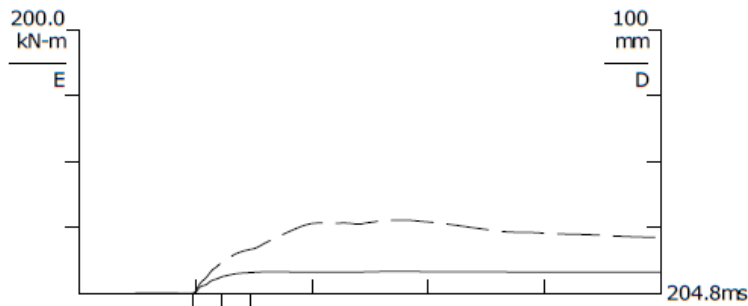
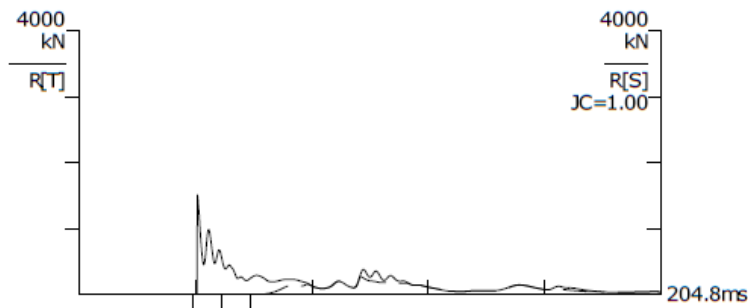
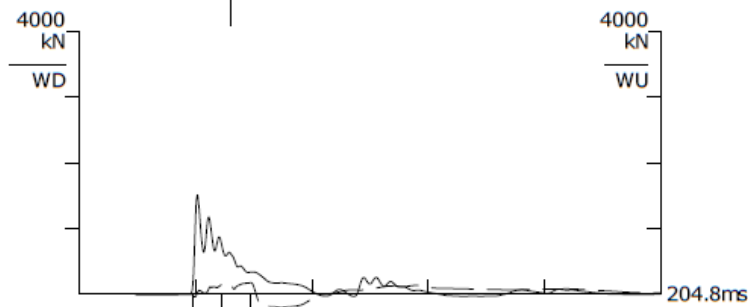


BN 4
2003-01-01 01:32:40
RMX 200 kN
VMX 2.04 m/s
EMX 16.7 kN-m
TSX 0.4 MPa
CSX 21.1 MPa
CSI 21.5 MPa
RX8 301 kN
MEX 528 μ E
WU2 -1 kN

LE 38.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 37.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

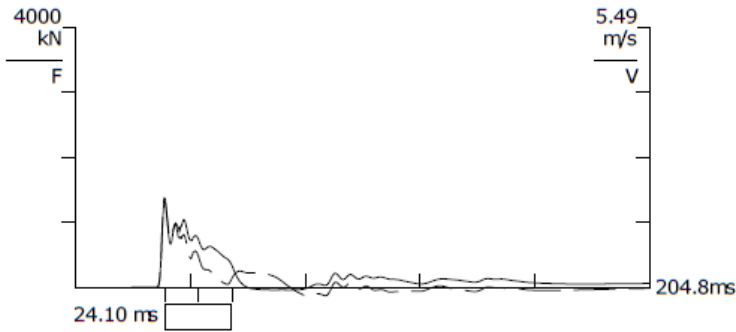


Pel 6: (hentet fra Pålanalyt 2017)

PDE

Lilleby
PDA OP: Pålanalyt

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2016.125
6

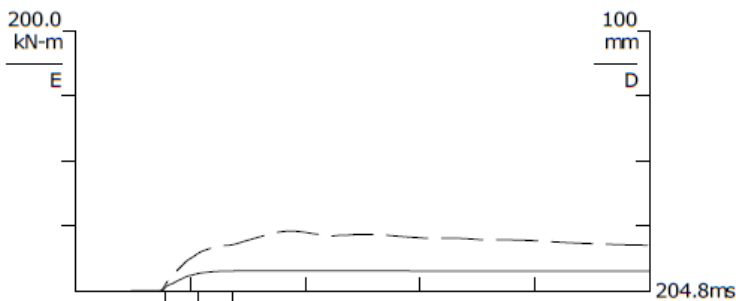
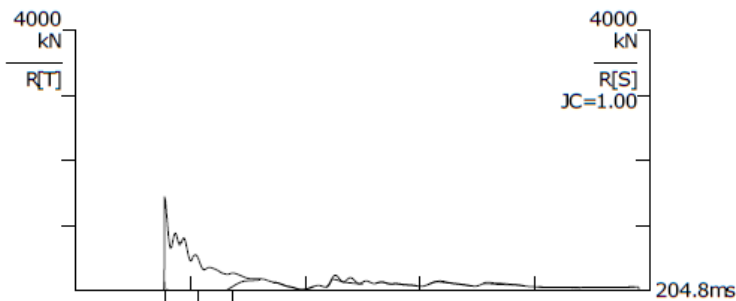
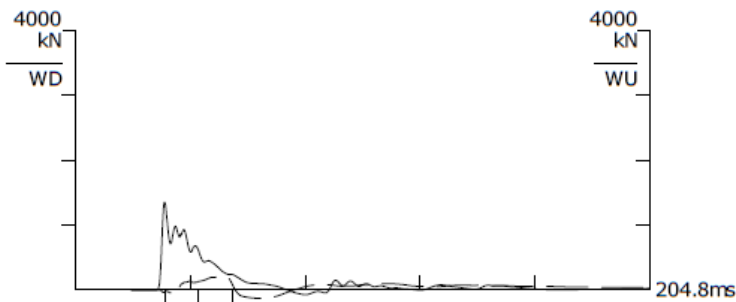


BN 5
2003-01-01 01:41:48
RMX 180 kN
VMX 1.90 m/s
EMX 15.6 kN-m
TSX 0.5 MPa
CSX 18.1 MPa
CSI 20.9 MPa
RX8 432 kN
MEX 452 µE
WU2 90 kN

LE 44.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 43.0 m

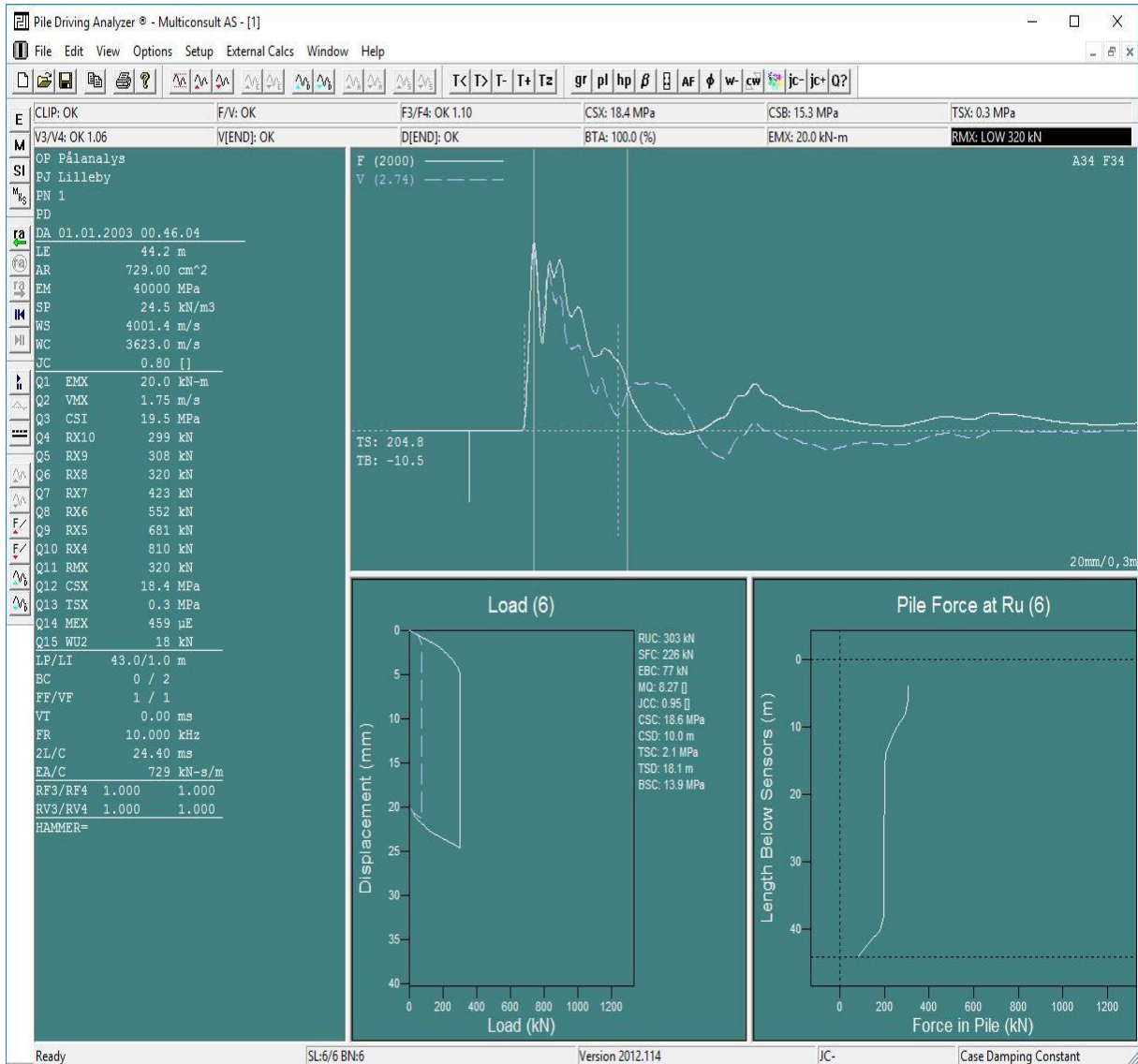
F34 A34

F3: [O245] 150 (1.05)
F4: [O242] 150 (1.05)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)



VEDLEGG K: CASE-analyser med iCAP

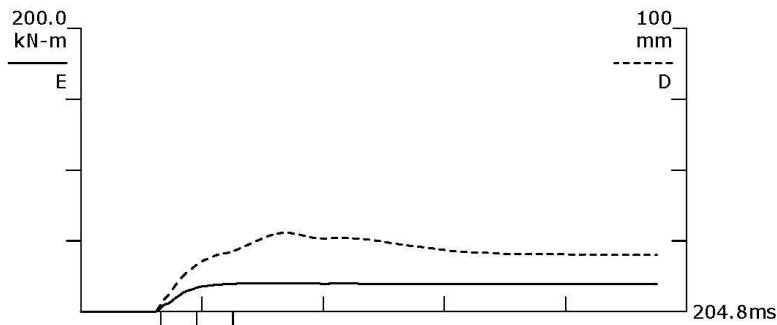
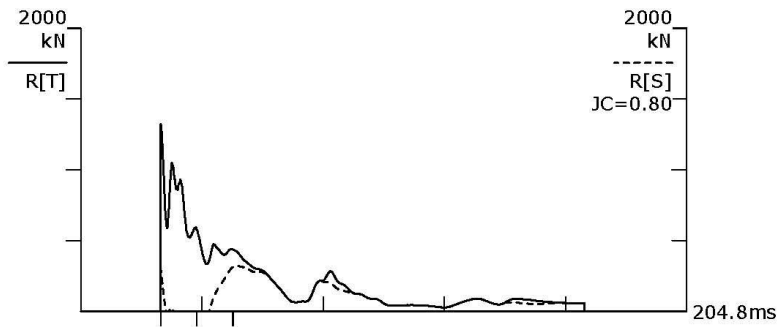
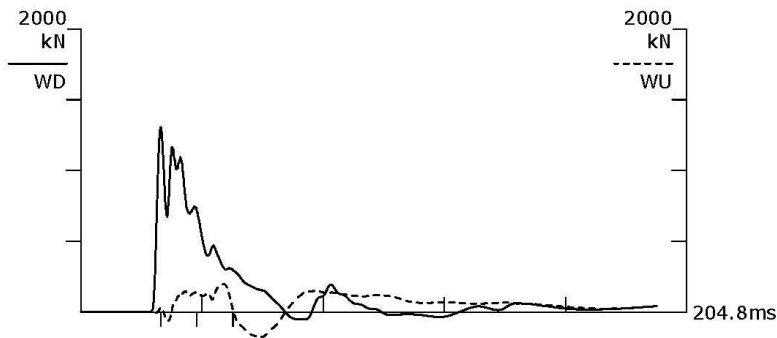
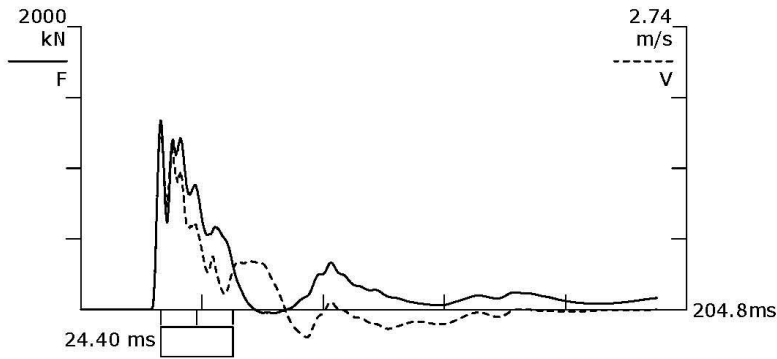
Pel nummer 1, 45 meter:



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2012.114
1



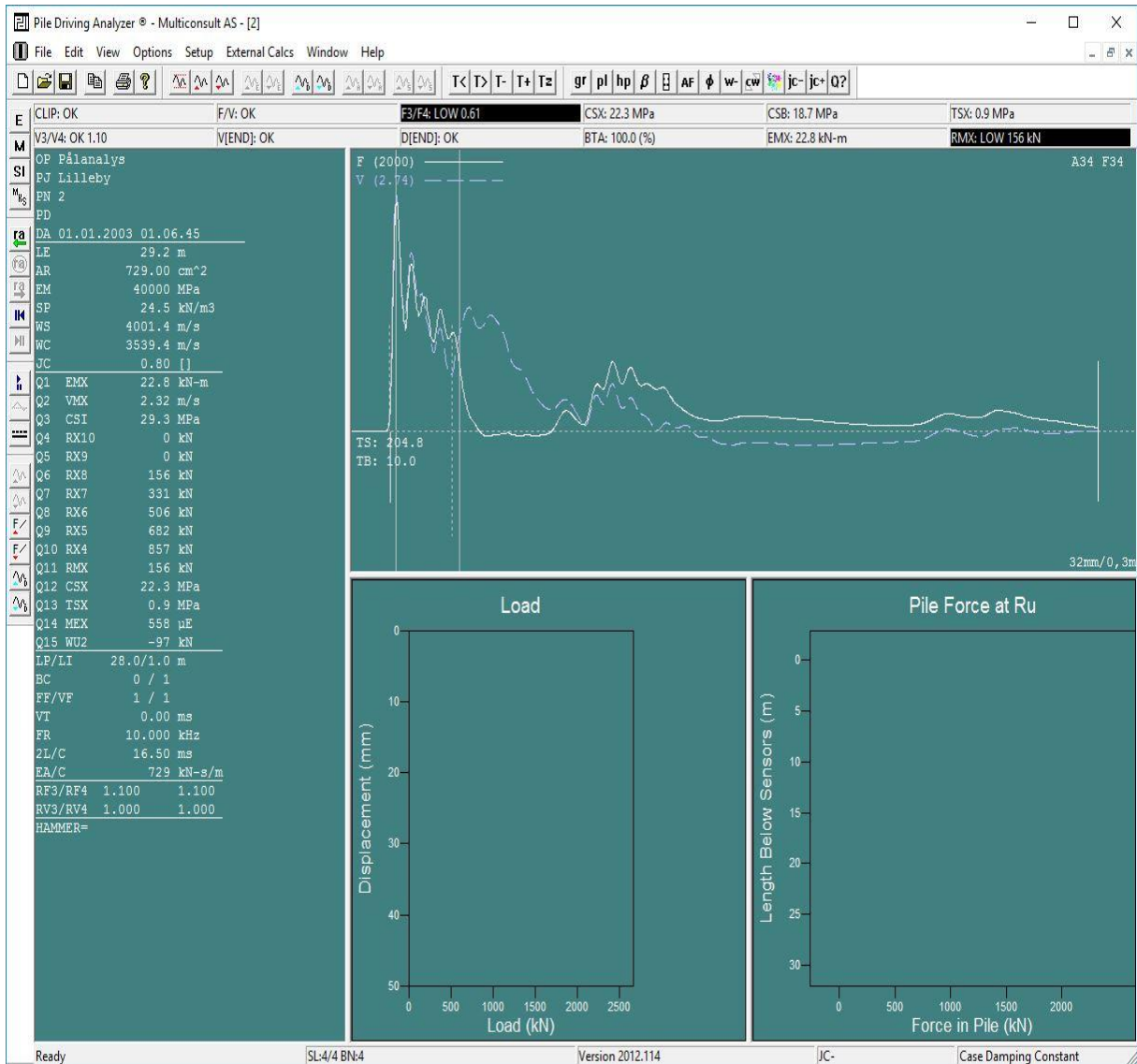
BN 6
01.01.2003 00.46.04
EMX 20.0 kN-m
VMX 1.75 m/s
CSI 19.5 MPa
RX10 299 kN
RX9 308 kN
RX8 320 kN
RX7 423 kN
RX6 552 kN
RX5 681 kN

LE 44.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 43.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

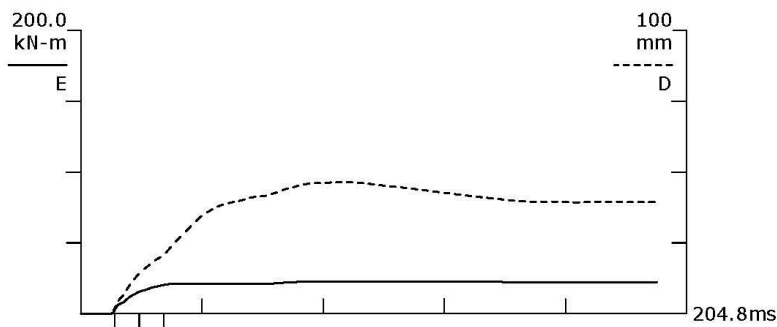
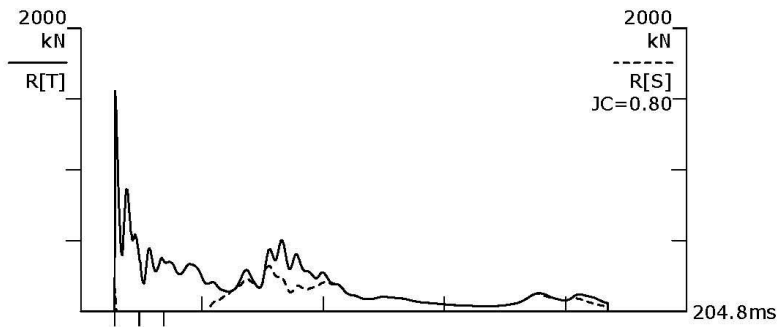
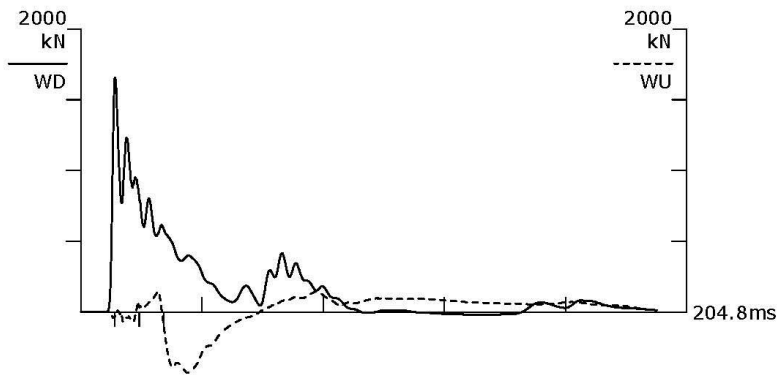
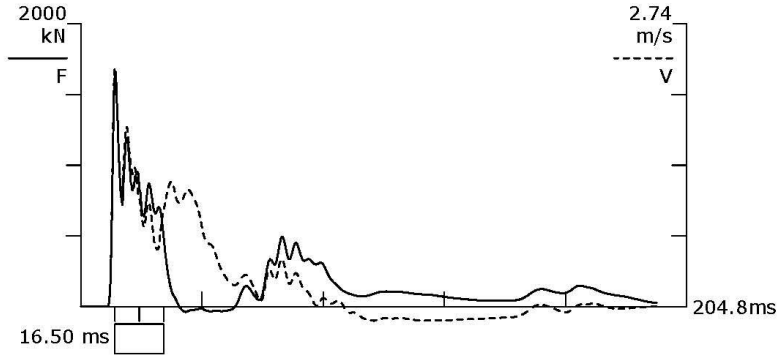
Pel nummer 2, 30 meter:



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2012.114
2



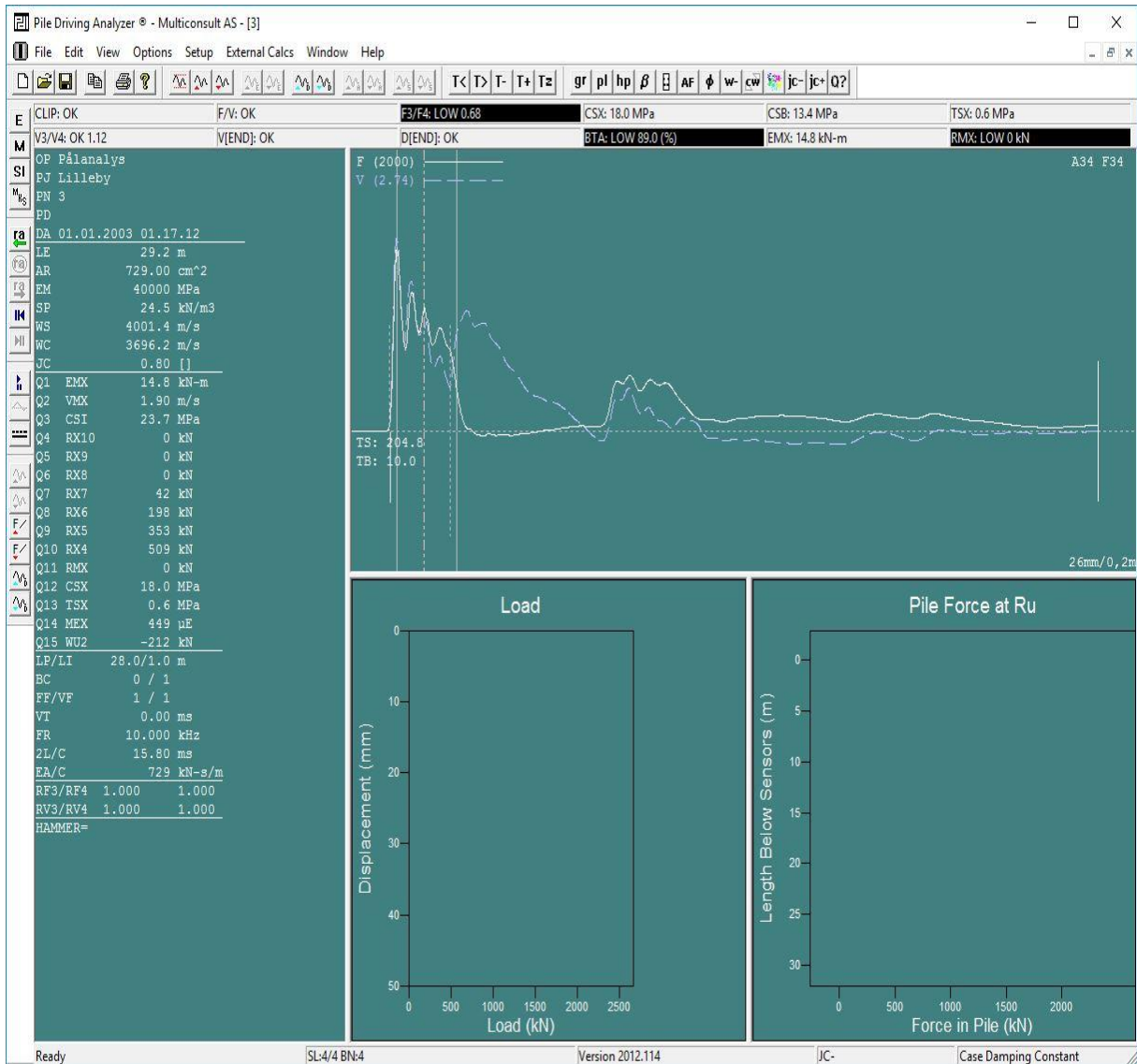
BN 4
01.01.2003 01.06.45
EMX 22.8 kN-m
VMX 2.32 m/s
CSI 29.3 MPa
RX10 0 kN
RX9 0 kN
RX8 156 kN
RX7 331 kN
RX6 506 kN
RX5 682 kN

LE 29.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 28.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1.1)
F4: [O242] 150 (1.1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

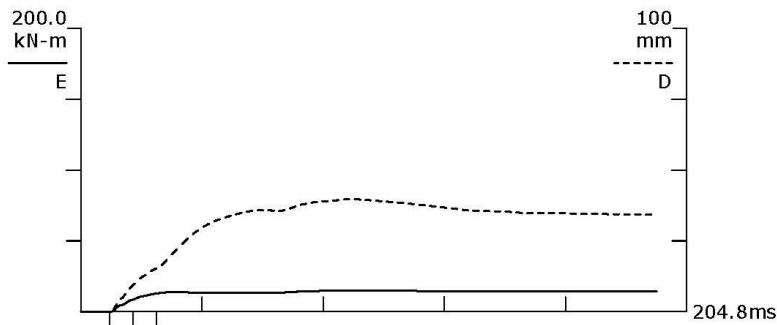
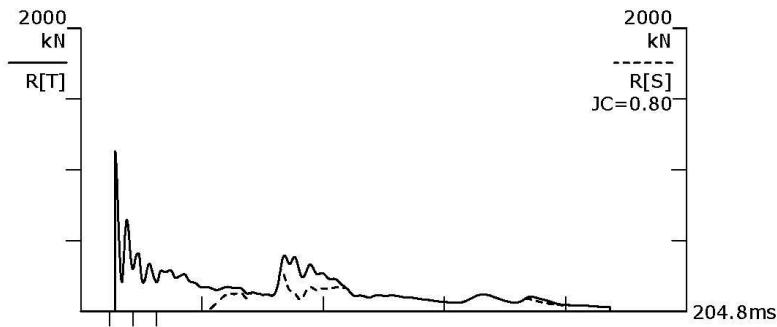
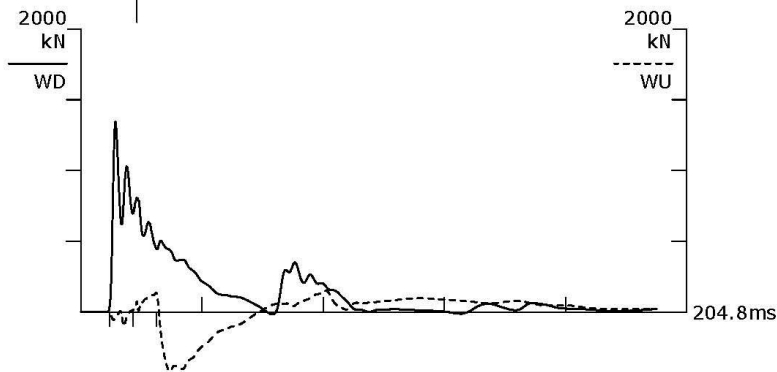
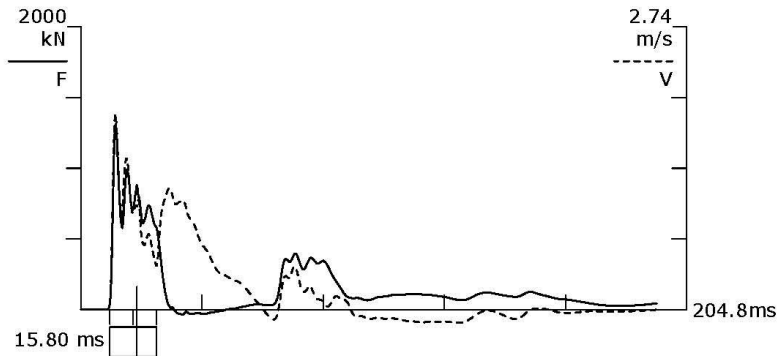
Pel nummer 3, 30 meter:



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2012.114
3



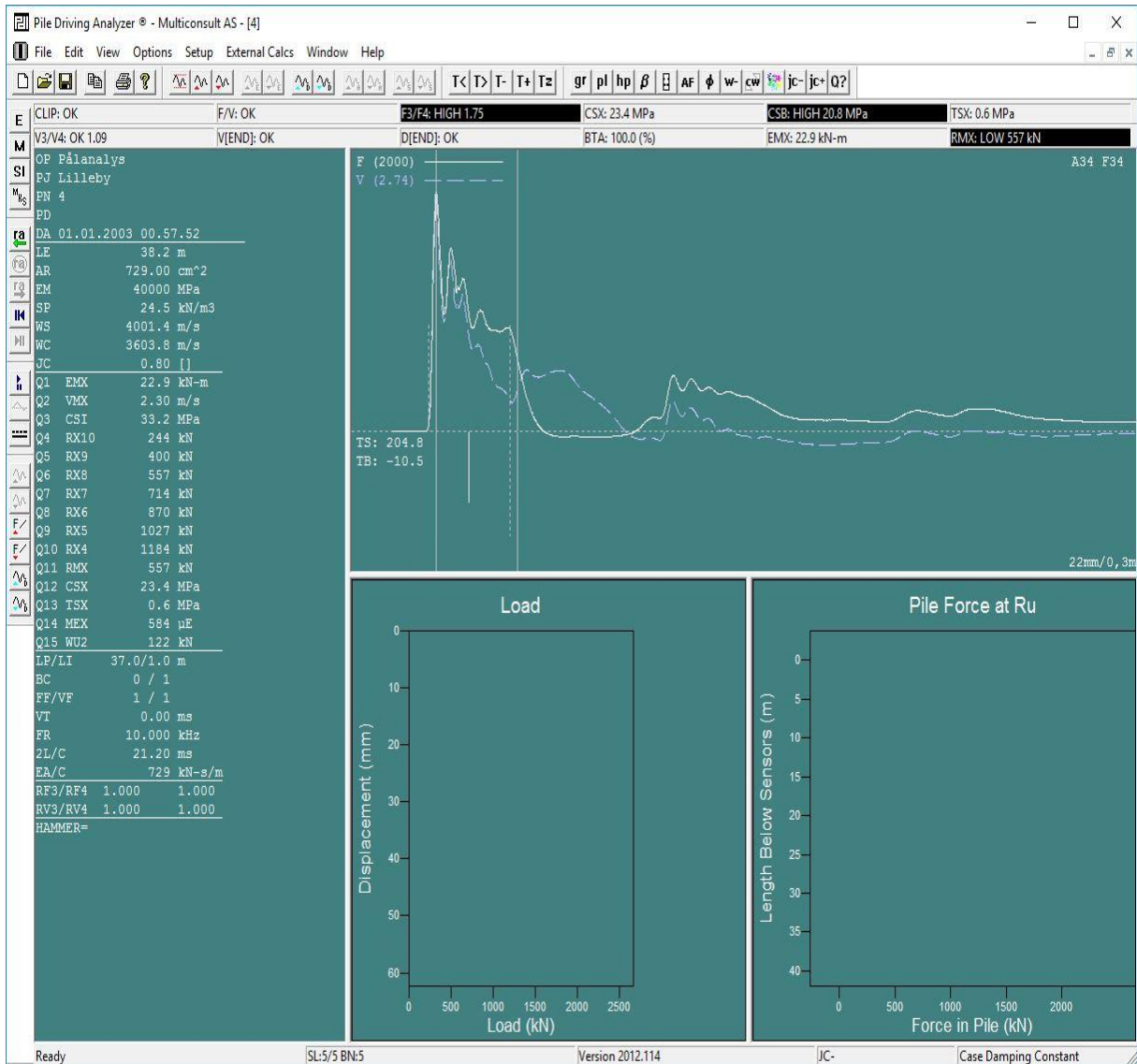
BN 4
01.01.2003 01.17.12
EMX 14.8 kN-m
VMX 1.90 m/s
CSI 23.7 MPa
RX10 0 kN
RX9 0 kN
RX8 0 kN
RX7 42 kN
RX6 198 kN
RX5 353 kN

LE 29.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 28.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

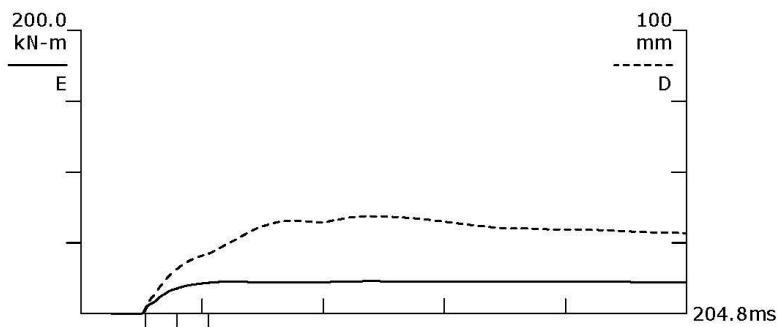
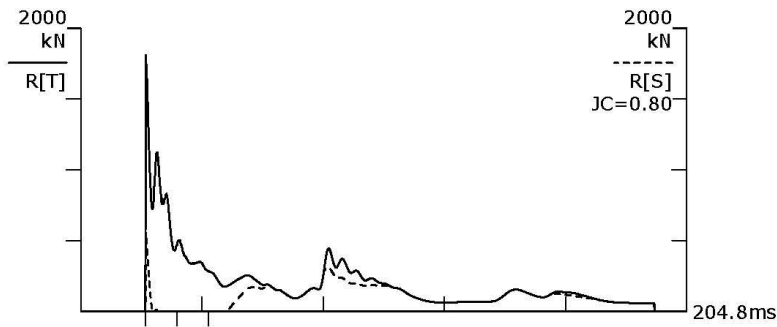
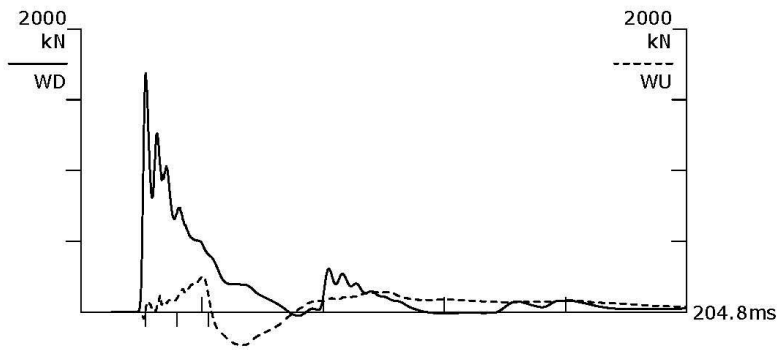
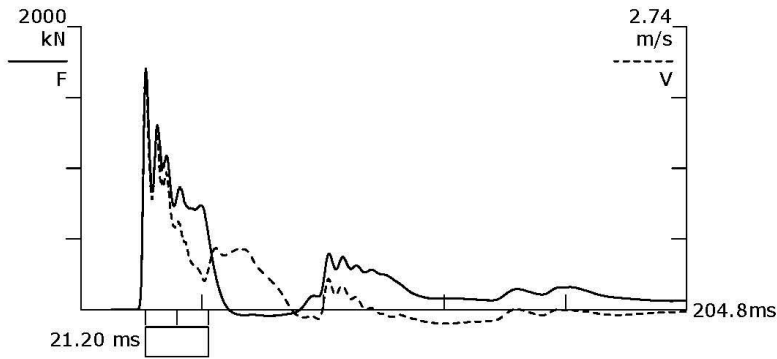
Pel nummer 4, 39 meter:



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2012.114
4



BN 5

01.01.2003 00.57.52

EMX 22.9 kN-m

VMX 2.30 m/s

CSI 33.2 MPa

RX10 244 kN

RX9 400 kN

RX8 557 kN

RX7 714 kN

RX6 870 kN

RX5 1027 kN

LE 38.2 m

AR 729.00 cm²

EM 40000 MPa

SP 24.5 kN/m³

WS 4001.4 m/s

EA/C 729 kN-s/m

LP 37.0 m

F34 A34

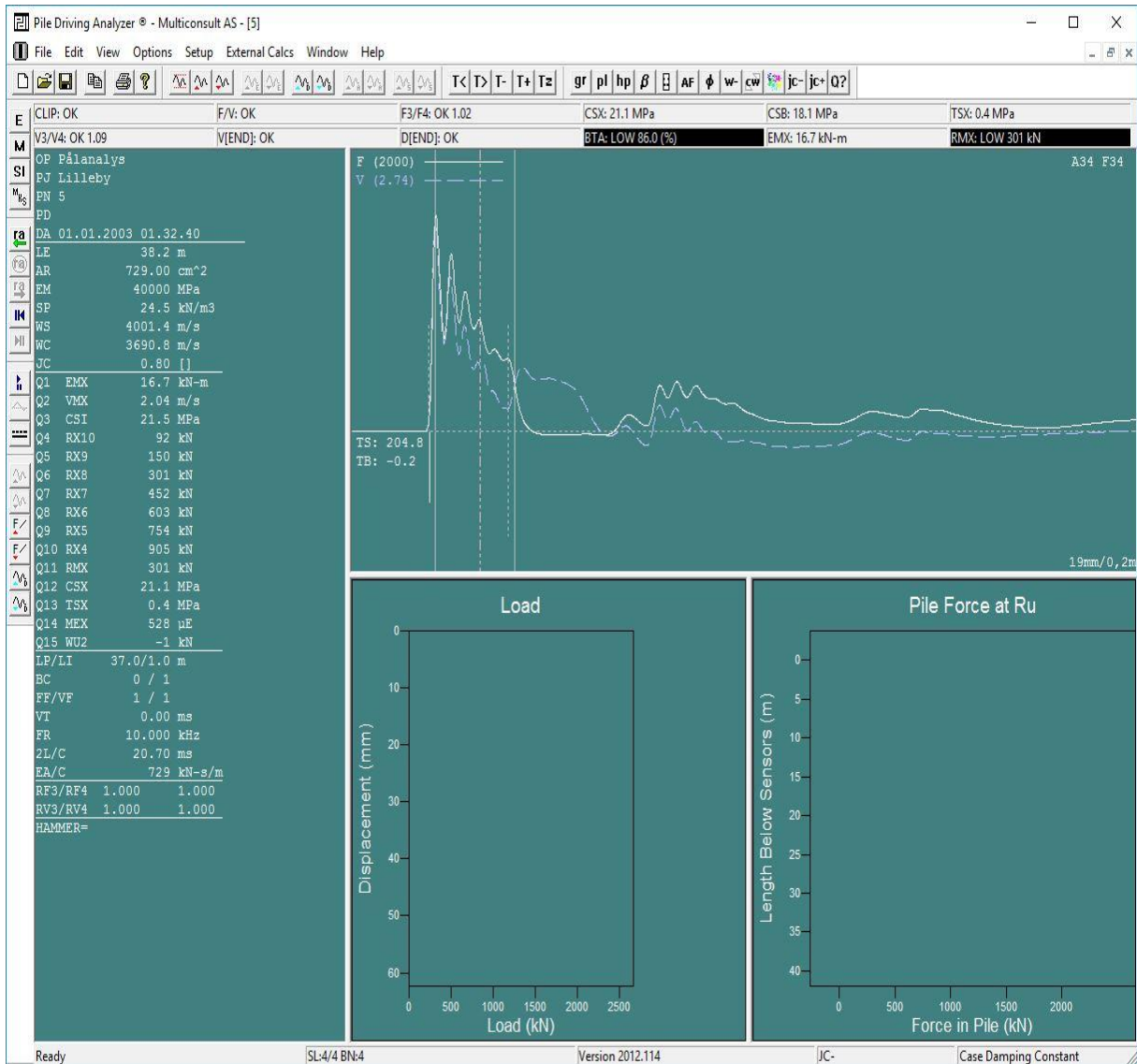
F3: [O245] 150 (1)

F4: [O242] 150 (1)

A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)

A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

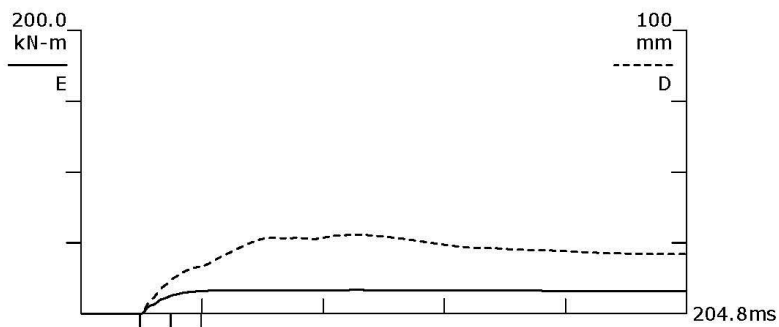
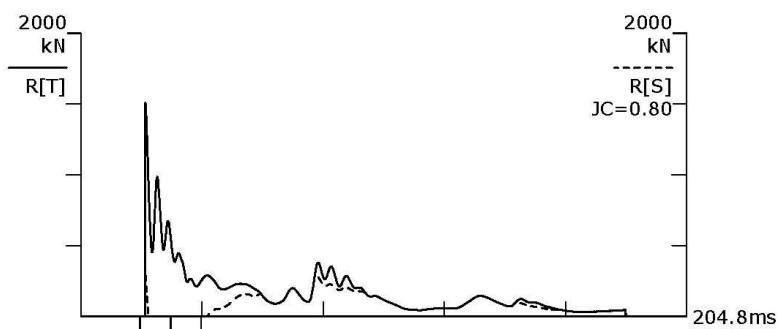
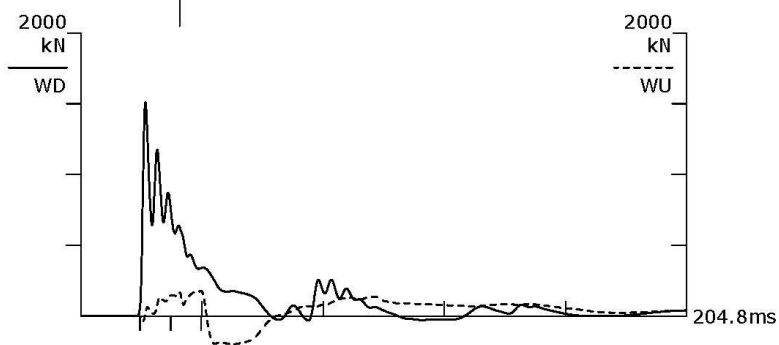
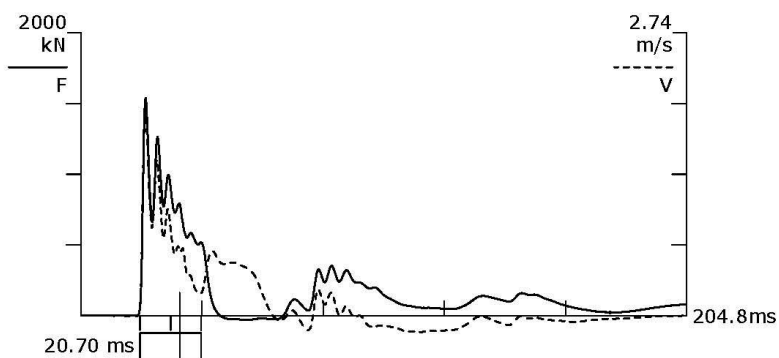
Pel nummer 5, 39 meter



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2012.114
5



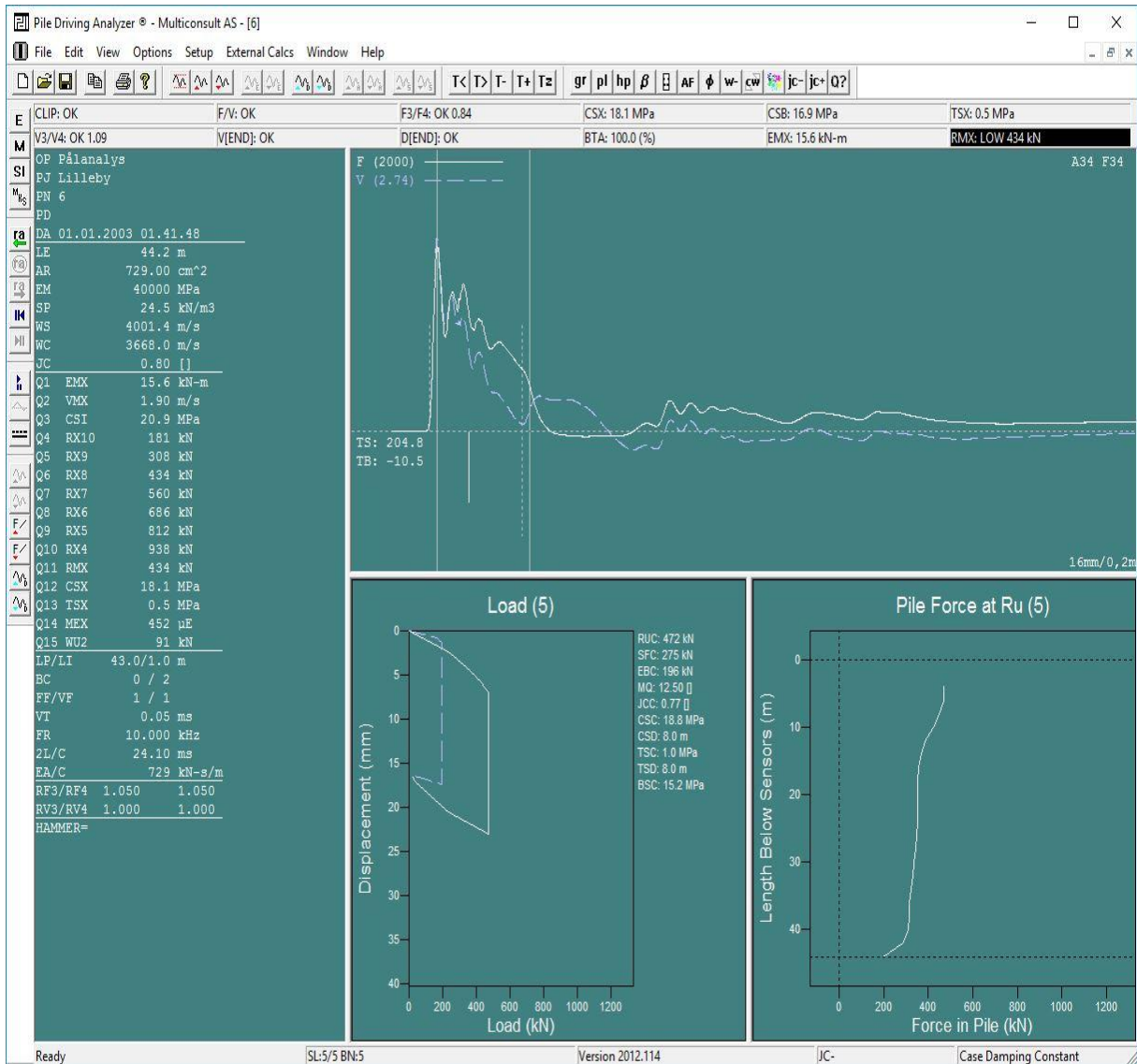
BN 4
01.01.2003 01.32.40
EMX 16.7 kN-m
VMX 2.04 m/s
CSI 21.5 MPa
RX10 92 kN
RX9 150 kN
RX8 301 kN
RX7 452 kN
RX6 603 kN
RX5 754 kN

LE 38.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 37.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1)
F4: [O242] 150 (1)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

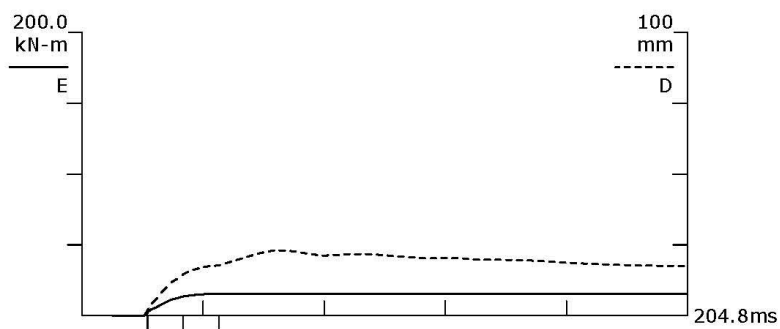
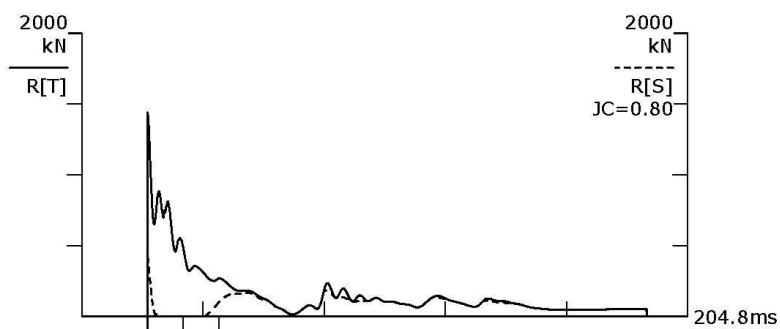
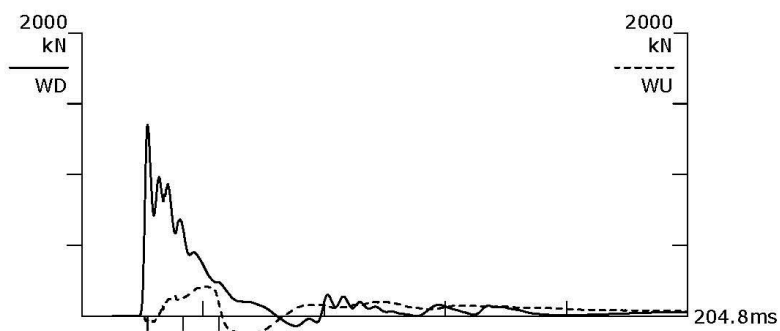
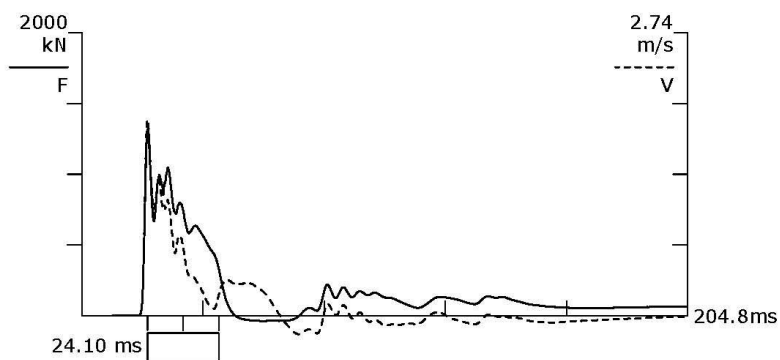
Pel nummer 6, 45 meter



Multiconsult AS

Lilleby
PDA OP: Pålanalys

PILE DRIVING ANALYZER®
Version 2012.114
6



BN 5
01.01.2003 01.41.48
EMX 15.6 kN-m
VMX 1.90 m/s
CSI 20.9 MPa
RX10 180 kN
RX9 306 kN
RX8 432 kN
RX7 558 kN
RX6 684 kN
RX5 811 kN

LE 44.2 m
AR 729.00 cm²
EM 40000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 4001.4 m/s
EA/C 729 kN-s/m
LP 43.0 m

F34 A34

F3: [O245] 150 (1.05)
F4: [O242] 150 (1.05)
A3: [K3224] 312 mv/5000g's (1)
A4: [K3225] 320 mv/5000g's (1)

VEDLEGG L: CAPWAP-analyser

Pel nummer 1, 45 meter. Kraft

CAPWAP 2006-3-Multiconsult AS - [Pel nr 1]

File Edit View Input Update Tools Analysis Window Help

HR HM Hc DV CM K F2 AC AF AT RD AB AB AQ AQ

JSK - Case Skin Damping, dimensionless. Suggested: 0.000 to 0.406. Lilleby; 1;

Blow Ct.(b/m) Match Quality Mult. Blow
 Msd 50 AN # 502 RSA 0
 Cpt 40.5 Now 8.46 Start
 Match Best 8.46 End
 Set (mm)
 Msd 20 Cpt 24.719

Prev/Best Interp:F8 Replace Shaft Hold
 Rult Rs Unresolv.
 302.5 225.6 0

Res	Modi.	Curr.	Prev.	Depth
	kN	kN	kN	m
1	0.0	0.0	0.0	2.8
2	0.0	0.0	0.0	4.8
3	11.8	11.8	11.8	6.8
4	38.5	38.5	38.5	8.8
5	27.0	27.0	27.0	10.9
6	22.7	22.7	22.7	12.9
7	4.0	4.0	4.0	14.9
8	0.2	0.2	0.2	16.9
9	0.0	0.0	0.0	18.9
10	0.0	0.0	0.0	20.9
11	3.1	3.1	3.1	22.9
12	0.0	0.0	0.0	24.9
13	0.0	0.0	0.0	26.9
14	0.0	0.0	0.0	28.9
15	0.8	0.8	0.8	30.9
16	0.0	0.0	0.0	33.0
17	0.0	0.0	0.0	35.0
18	0.1	0.1	0.1	37.0
19	15.4	15.4	15.4	39.0
20	50.8	50.8	50.8	41.0
21	51.2	51.2	51.2	43.0
Toe	76.9	76.9	76.9	43.0
Toe 2	0.0	0.0	0.0	0.0
Toe 3	0.0	0.0	0.0	0.0

Blow No. 6

JS/JT	SS/ST	QS/QT	UN/TG	CS/CT	PS/PL	SK/BT	SD/DP	PI	RU/Rt
0.4065	1.313	1.004	0.038	1.	0.	0.	0	0.02	302.5
0.1386	1.313	1.004	0.	1.015	10.768	0.	2	Modi:	76.9

s/m mm mm kN kN

Red means out of suggested range. Blue means change since last try.

0.4065	1.313	1.004	0.038	1.	0.	0.	0	0.02	302.5
0.1386	1.313	1.004	0.	1.015	10.768	0.	2	Previous	76.9

Click overall parameter input field for suggestion; F4 - AC; F5 - quick standard AQ; F6 - quick al. RU= 302.5; Rt= 76.90; Rs= 225.60 kN

Pel nummer 1, 45 meter. Hastighet

CAPWAP 2006-3-Multiconsult AS - [Pel nr 1]

File Edit View Input Update Tools Analysis Window Help

HR HM H_c DV CM K F2 AC AF AT RD AB AB AQ AQ

JSkin - Case Skin Damping, dimensionless. Suggested: 0.000 to 0.406. Lilleby; 1;

Blow Ct.(b/m) Match Quality Mult. Blow
 Msd 50 AN # 503 RSA 0
 Cpt 37.6 Now 9.5 Start
 Match Best 9.5 End
 Set (mm)
 Msd 20. Cpt 26.59

Prev/Best Intep:F8 Replace Shaft Hold
 Rult Rs Unresolv.
 302.5 225.6 0. Menu

Res	Modi.	Curr.	Prev.	Depth
	kN	kN	kN	m
1	0.0	0.0	0.0	2.8
2	0.0	0.0	0.0	4.8
3	11.8	11.8	11.8	6.8
4	38.5	38.5	38.5	8.8
5	27.0	27.0	27.0	10.9
6	22.7	22.7	22.7	12.9
7	4.0	4.0	4.0	14.9
8	0.2	0.2	0.2	16.9
9	0.0	0.0	0.0	18.9
10	0.0	0.0	0.0	20.9
11	3.1	3.1	3.1	22.9
12	0.0	0.0	0.0	24.9
13	0.0	0.0	0.0	26.9
14	0.0	0.0	0.0	28.9
15	0.8	0.8	0.8	30.9
16	0.0	0.0	0.0	33.0
17	0.0	0.0	0.0	35.0
18	0.1	0.1	0.1	37.0
19	15.4	15.4	15.4	39.0
20	50.8	50.8	50.8	41.0
21	51.2	51.2	51.2	43.0
Toe	76.9	76.9	76.9	43.0
Toe 2	0.0	0.0	0.0	0.0
Toe 3	0.0	0.0	0.0	0.0

Blow No. 6

JS/JT	SS/ST	QS/QT	UN/TG	CS/CT	PS/PL	SK/BT	SO/OP	PI	RU/Rt
0.4065	1.313	1.004	0.038	1.	0.	0.	0	0.02	302.5
0.1386	1.313	1.004	0.	1.015	10.768	0.	2	Modi.	76.9

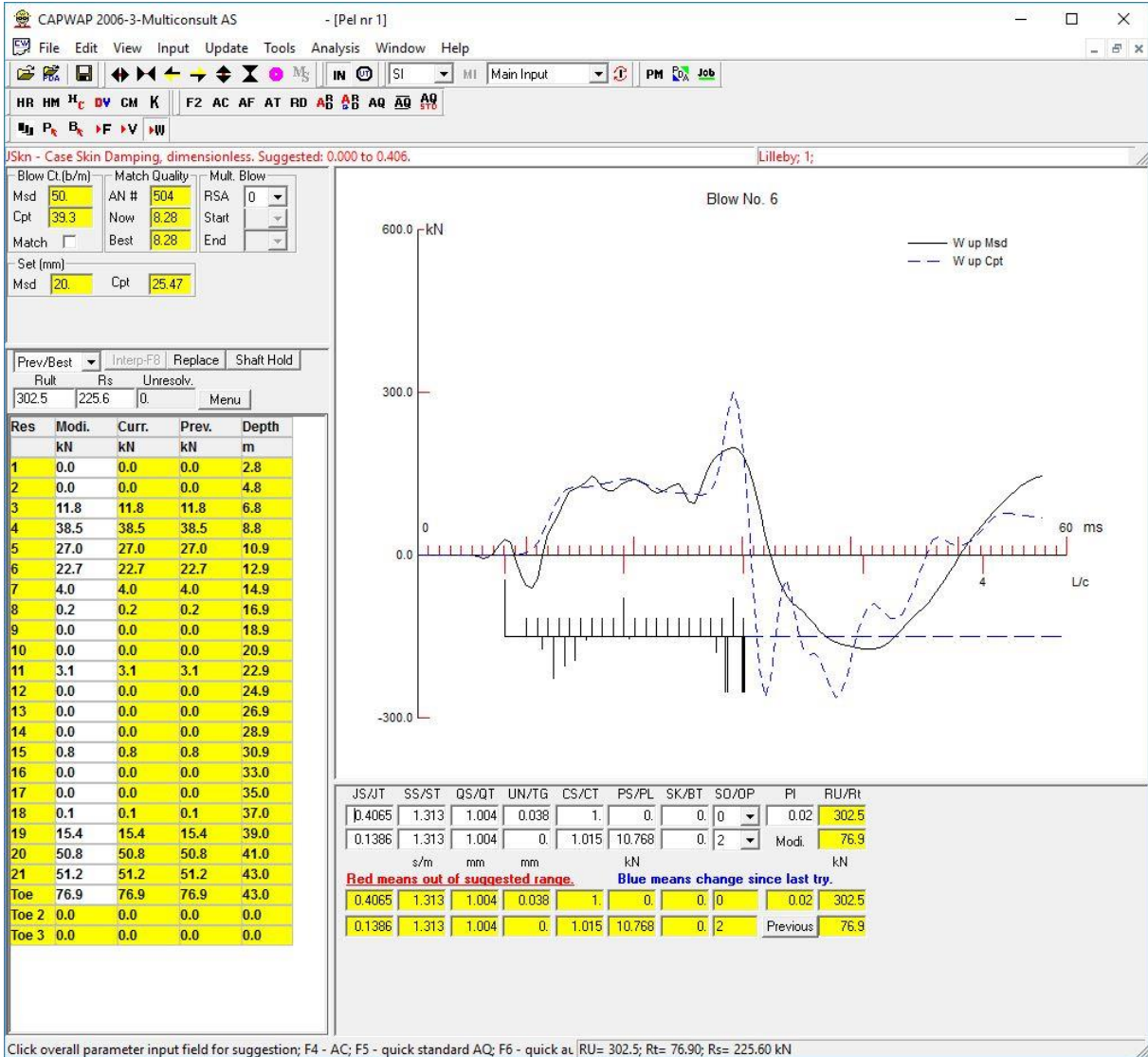
s/m mm mm kN kN

Red means out of suggested range. Blue means change since last try.

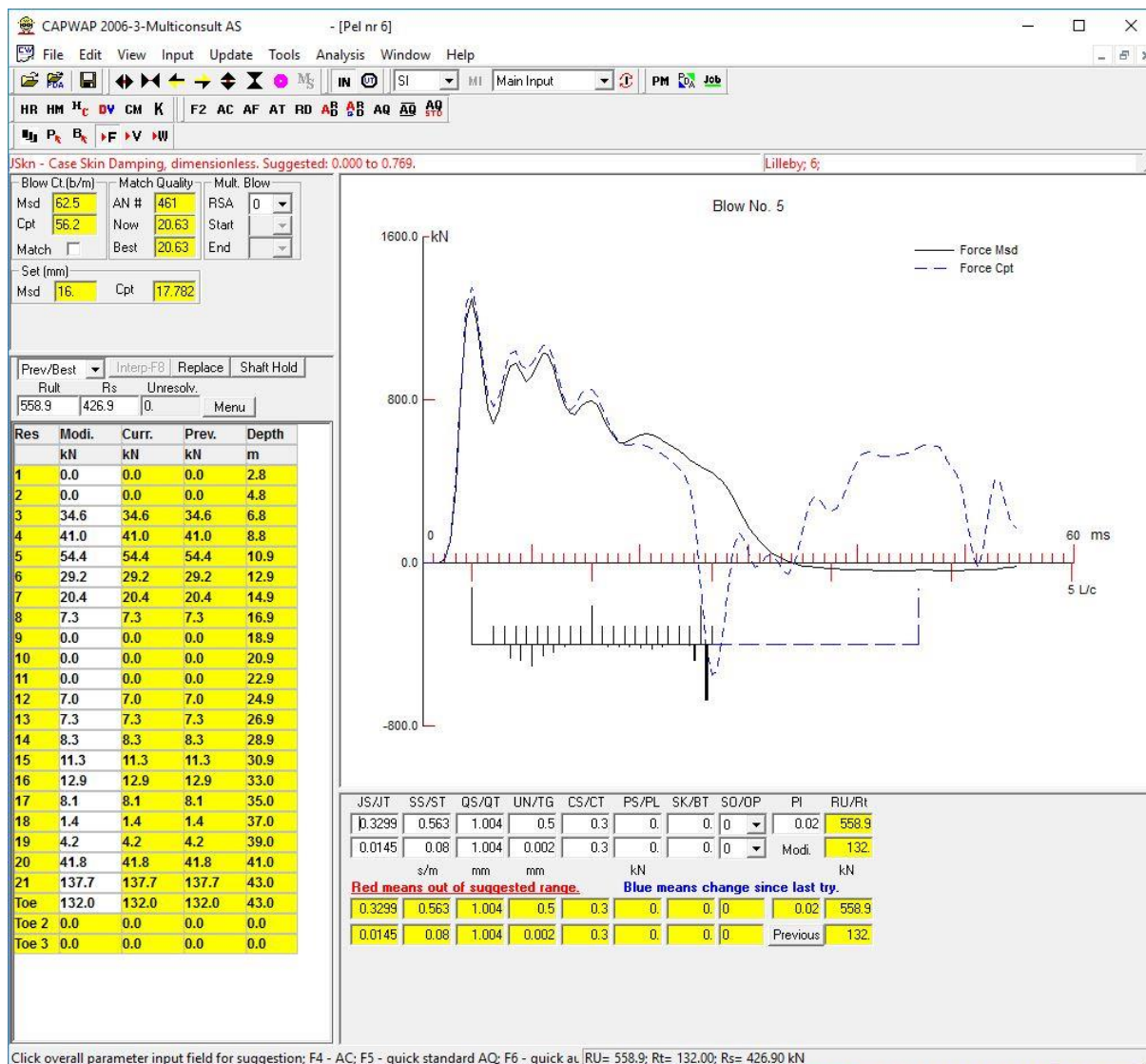
0.4065	1.313	1.004	0.038	1.	0.	0.	0	0.02	302.5
0.1386	1.313	1.004	0.	1.015	10.768	0.	2	Previous	76.9

Click overall parameter input field for suggestion; F4 - AC; F5 - quick standard AQ; F6 - quick au |RU= 302.5; Rt= 76.90; Rs= 225.60 kN

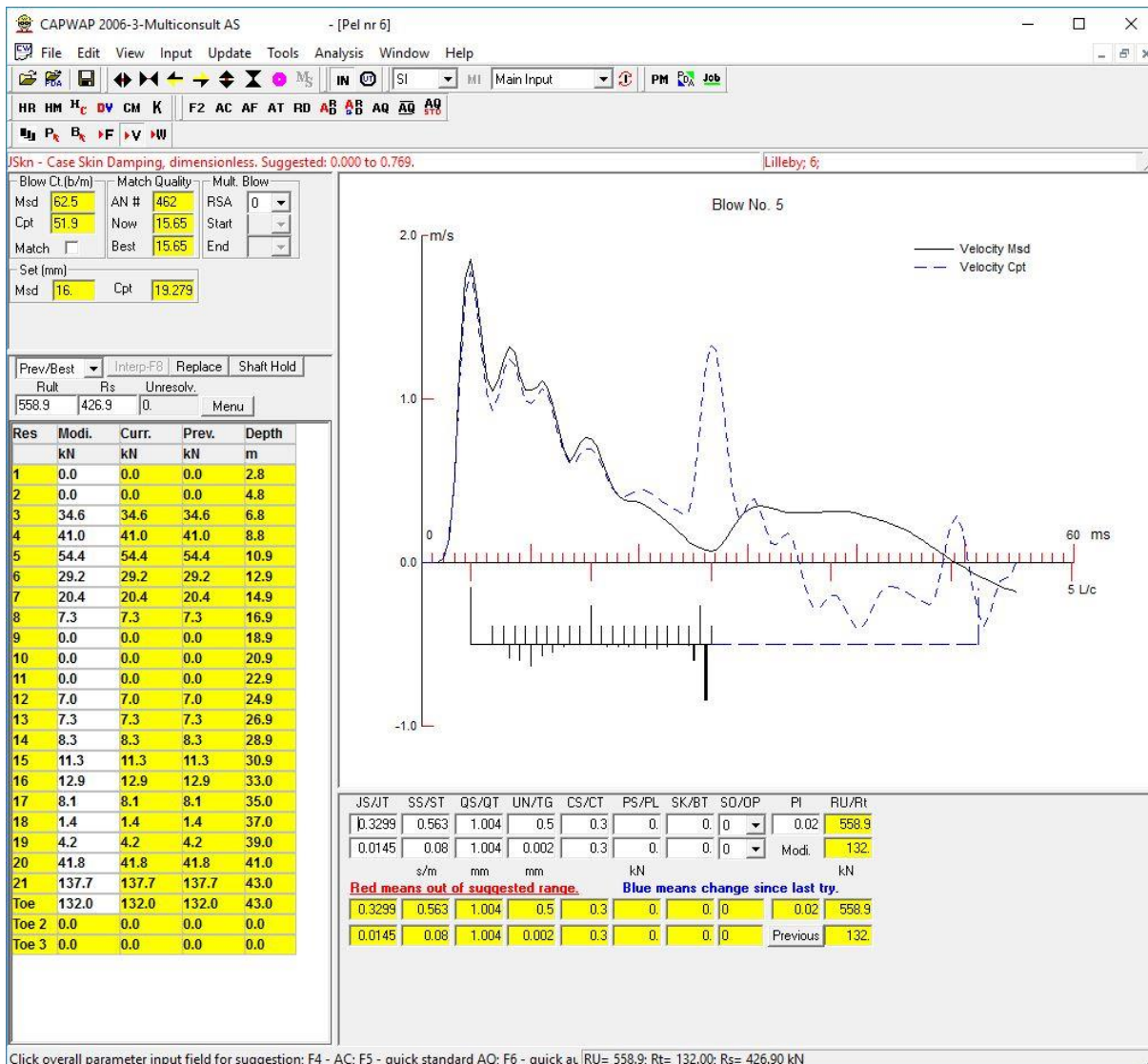
Pel nummer 1, 45 meter. Energi



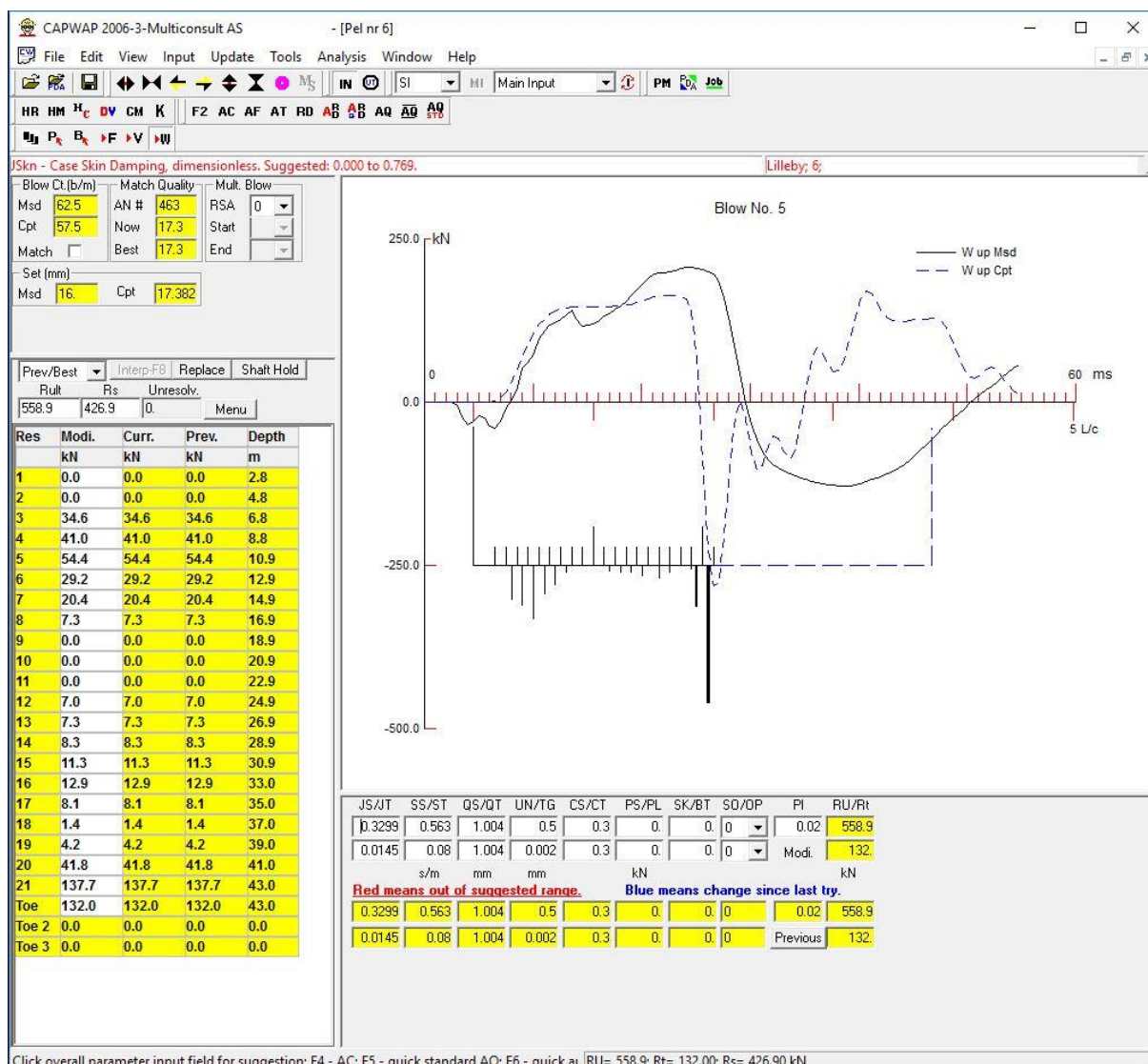
Pel nummer 6, 45 meter. Kraft



Pel nummer 6, 45 meter. Hastighet



Pel nummer 6, 45 meter. Energi

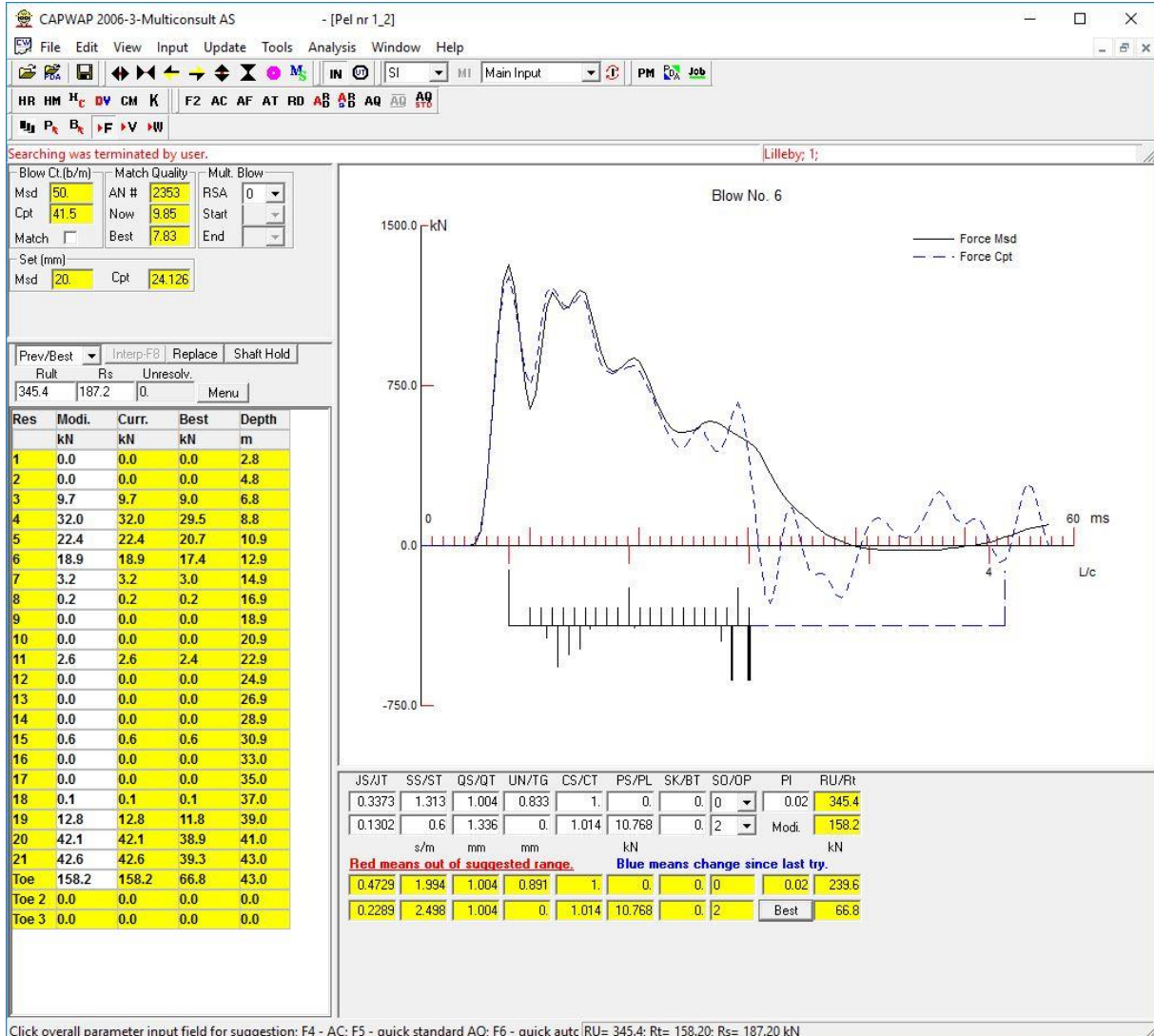


CAPWAP-Parametre:

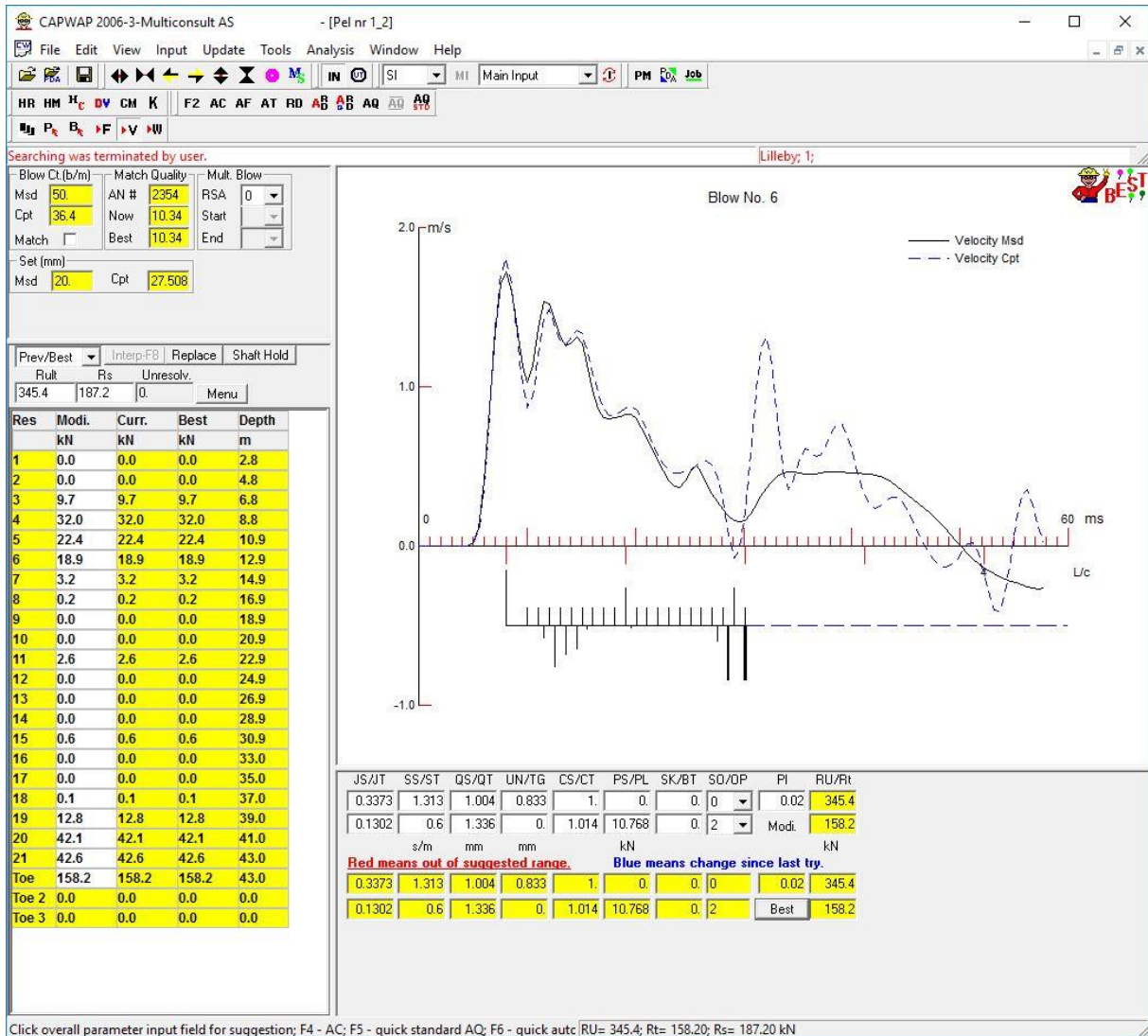
JS	Case Skin Damping, dimensionless	0,000 – 0,252
JT	Case Toe Damping, dimensionless	0,000 – 0,100
SS	Smith Skin Damping	0,080 – 1,313 [s/m]
ST	Smith Toe Damping	0,080 – 1,313 [s/m]
QS	Skin Quake (soil seg. no. 1)	1,004 – 7,500 [mm]
QT	Toe Quake	1,004 – 26,753 [mm]
UN	Skin Friction Unloading Limit	0,000 – 1,000
TG	Toe Res. Gap (TG+QT)	0,000 – 21,918 [mm]
CS	Skin Unloading to Loading Quake Ratio	0,300 – 1,000
CT	Toe Unloading to Loading Quake Ration	0,300 – 1,003
PS	Weight of Soil Plug attached to Pile Shaft in FU	0,000 – 1,794 [kN]
PL	Weight of Soil Plug attached to Pile Toe on FU	0,000 – 10,769 [kN]
SK	Skin Soil Support Dashpot	0,177 – 0,355 [EA/c]
BT	Toe Soil Support Dashpot	3,000 – 10,000 [EA/c]
SO	Skin Damping: 0=Viscous 1=Smith 2=Smit-viscous	
OP	Toe Damping: 0=Viscous 1=Smith 2=Smit-viscous	
PI	"Pile Damping" relative reduction of wave change	0,000-0,030

VEDLEGG M: CAPWAP-analyser med justerte verdier

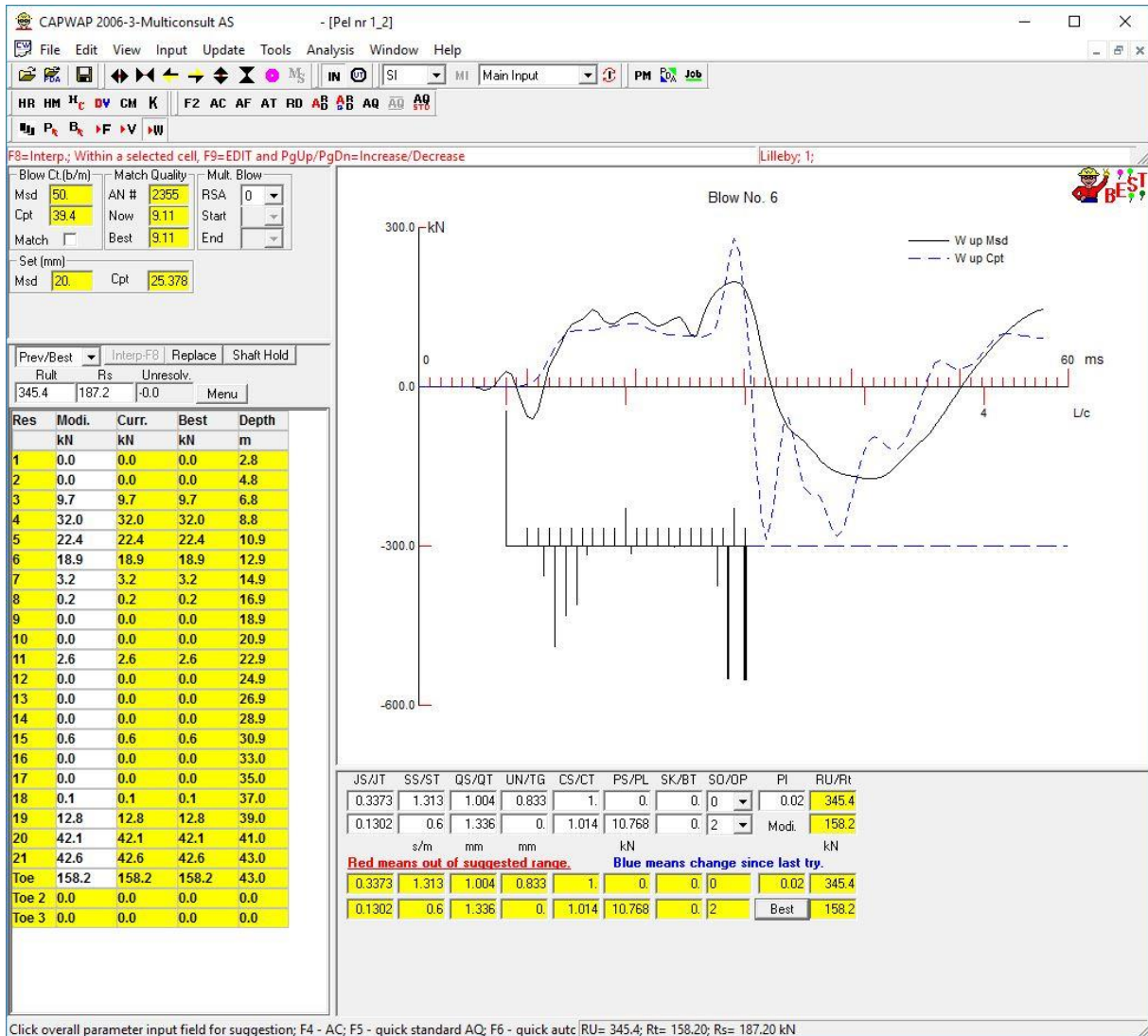
Pel nummer 1, 45 meter. Kraft



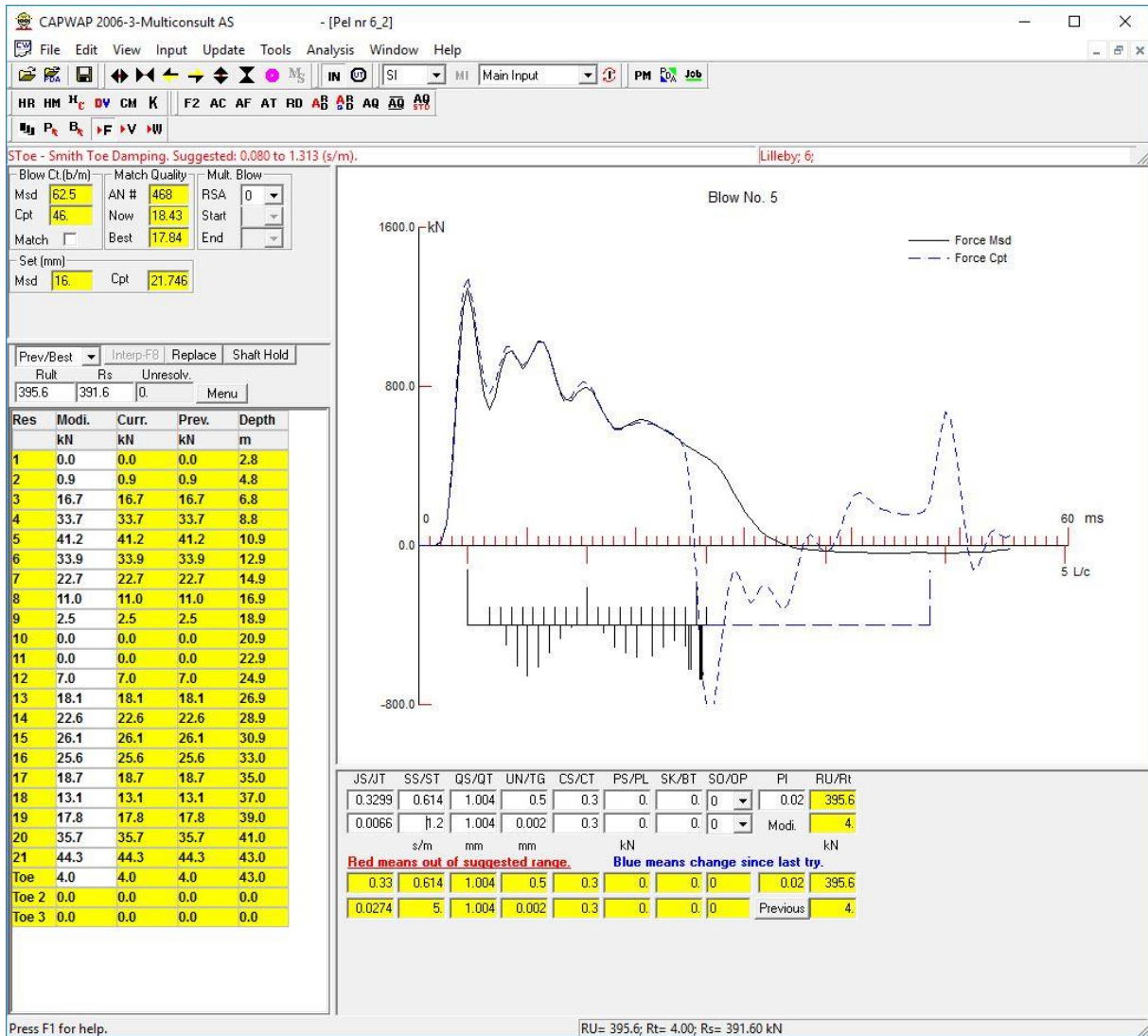
Pel nummer 1, 45 meter. Hastighet



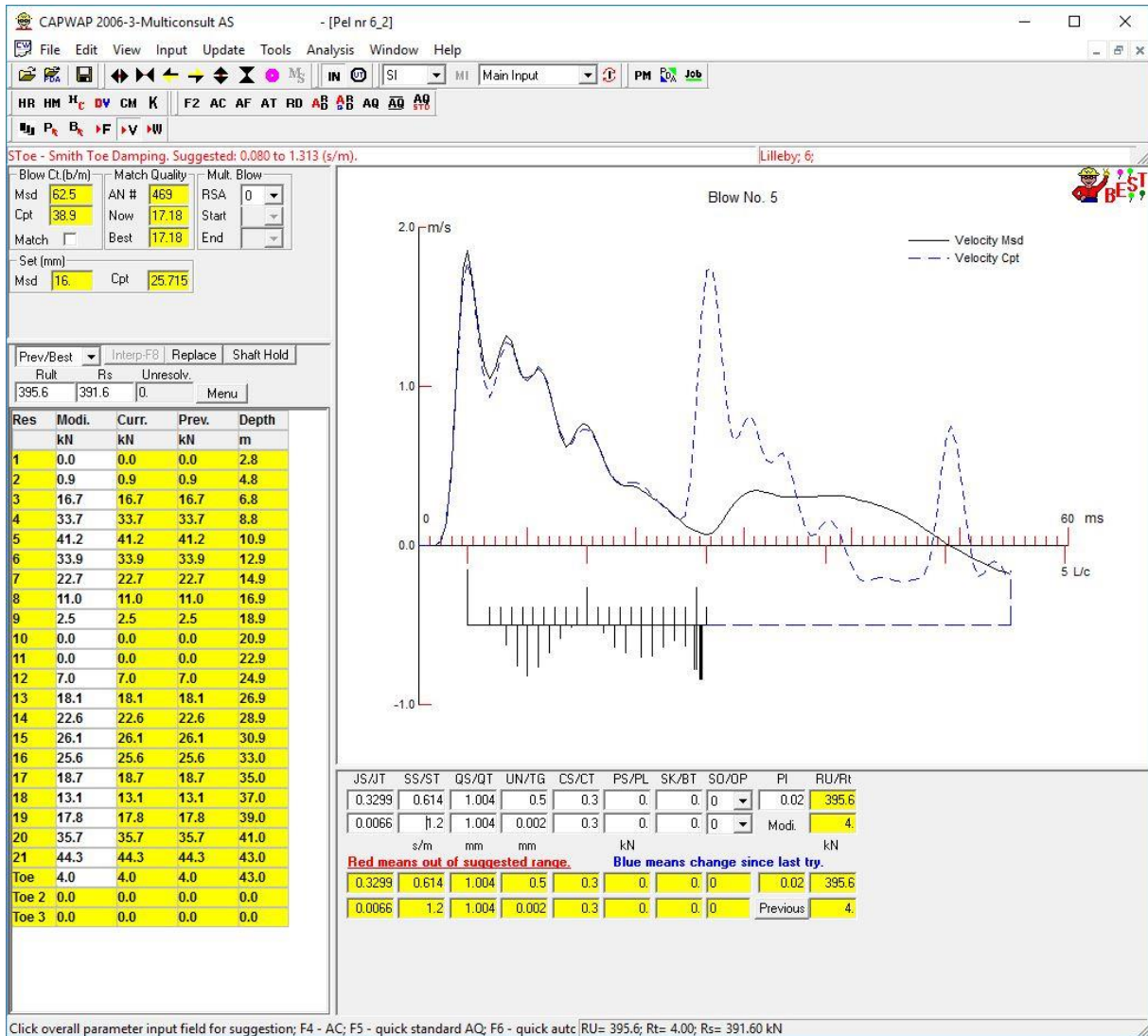
Pel nummer 1, 45 meter. Energi



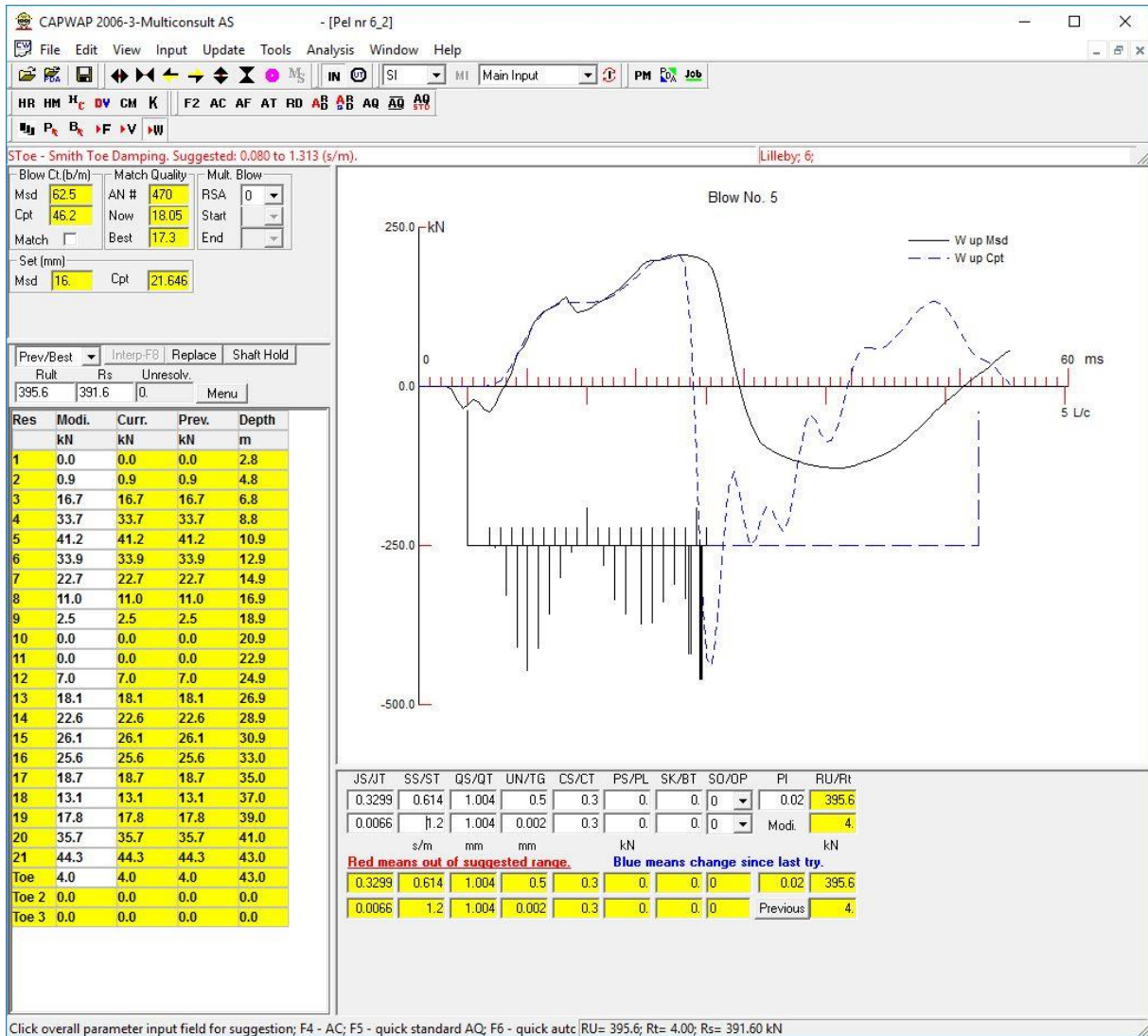
Pel nummer 6, 45 meter. Kraft



Pel nummer 6, 45 meter. Hastighet

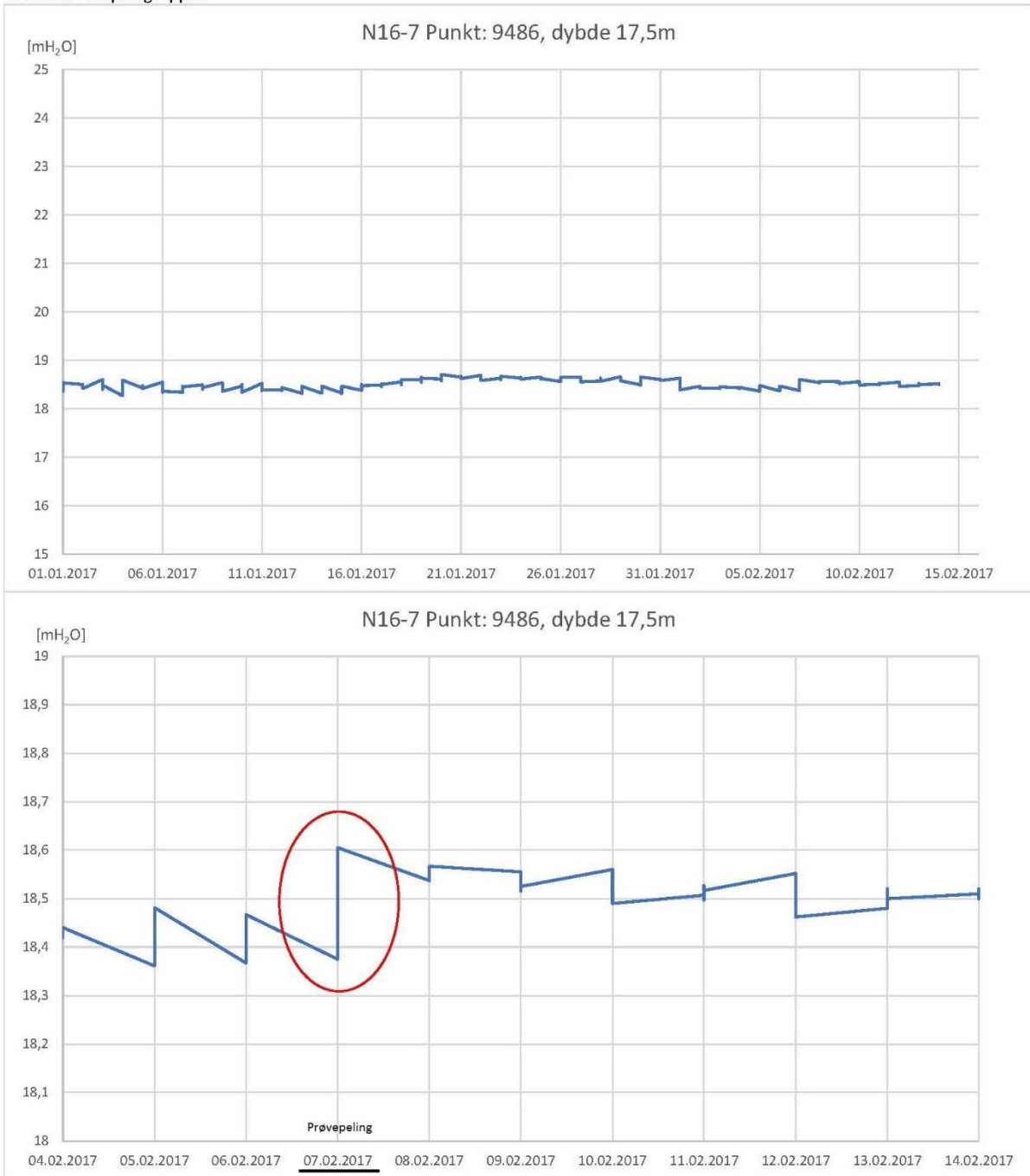


Pel nummer 6, 45 meter. Energi

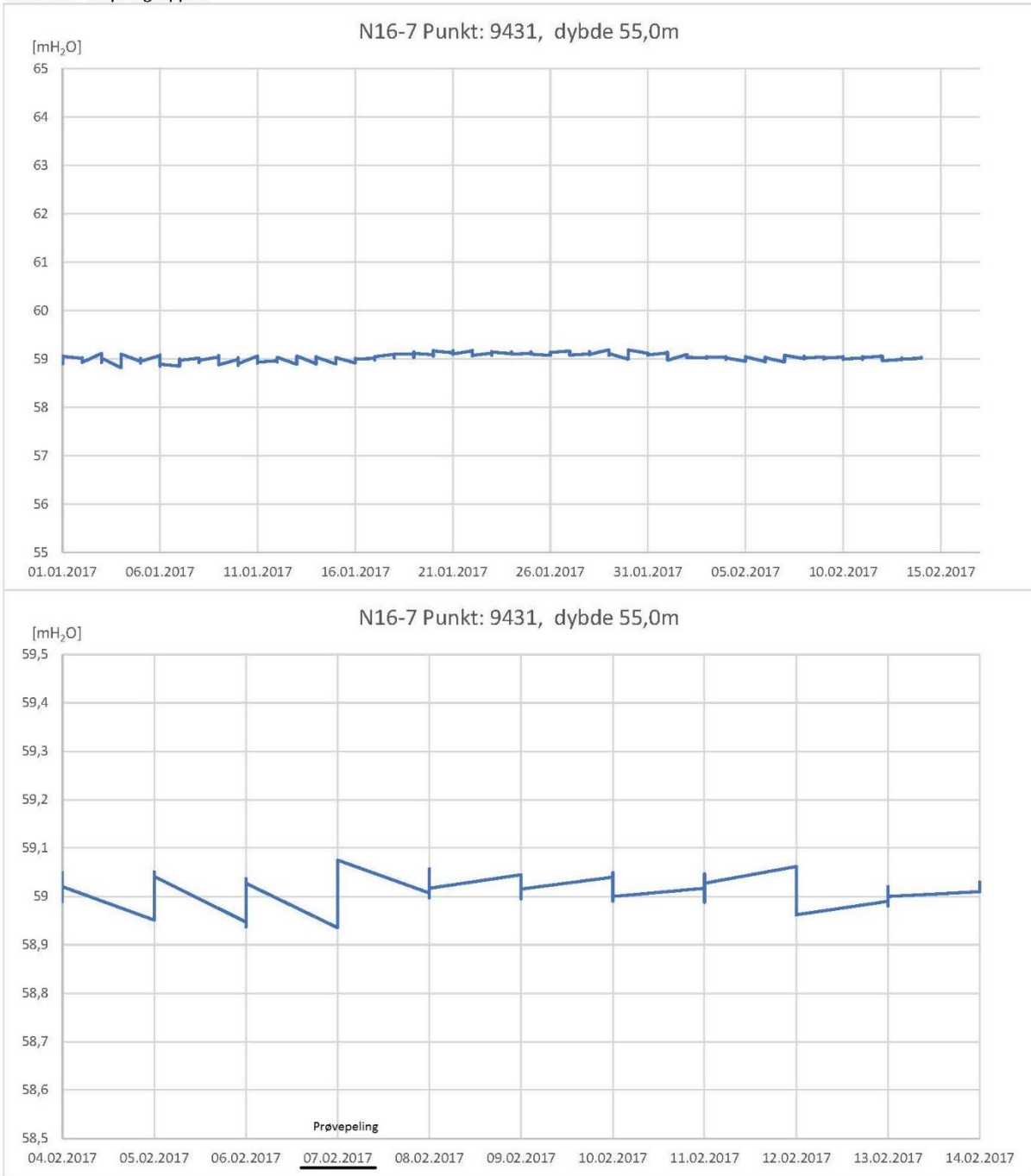


VEDLEGG N: Poretrykksmålinger

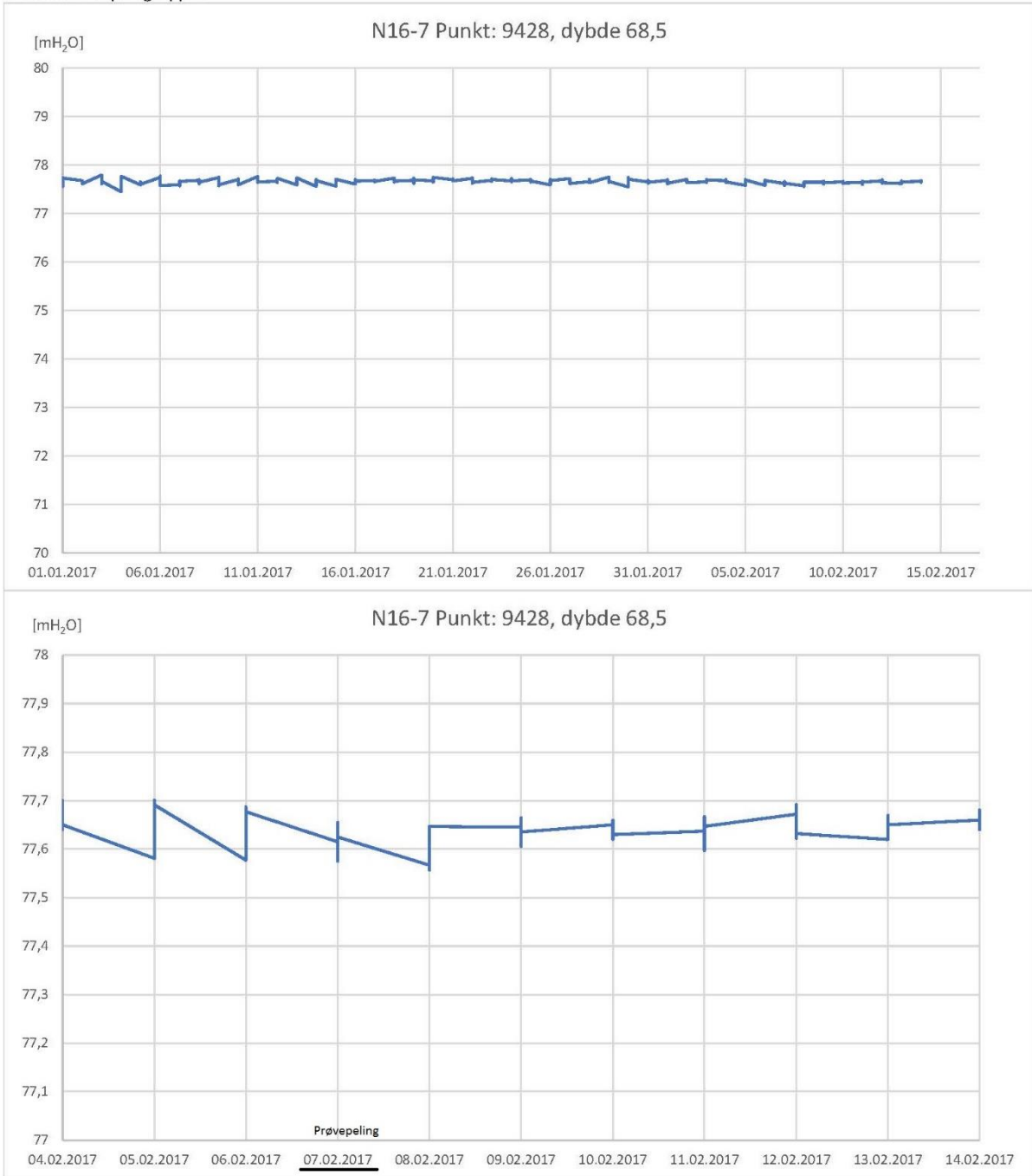
150meter fra pelegruppen



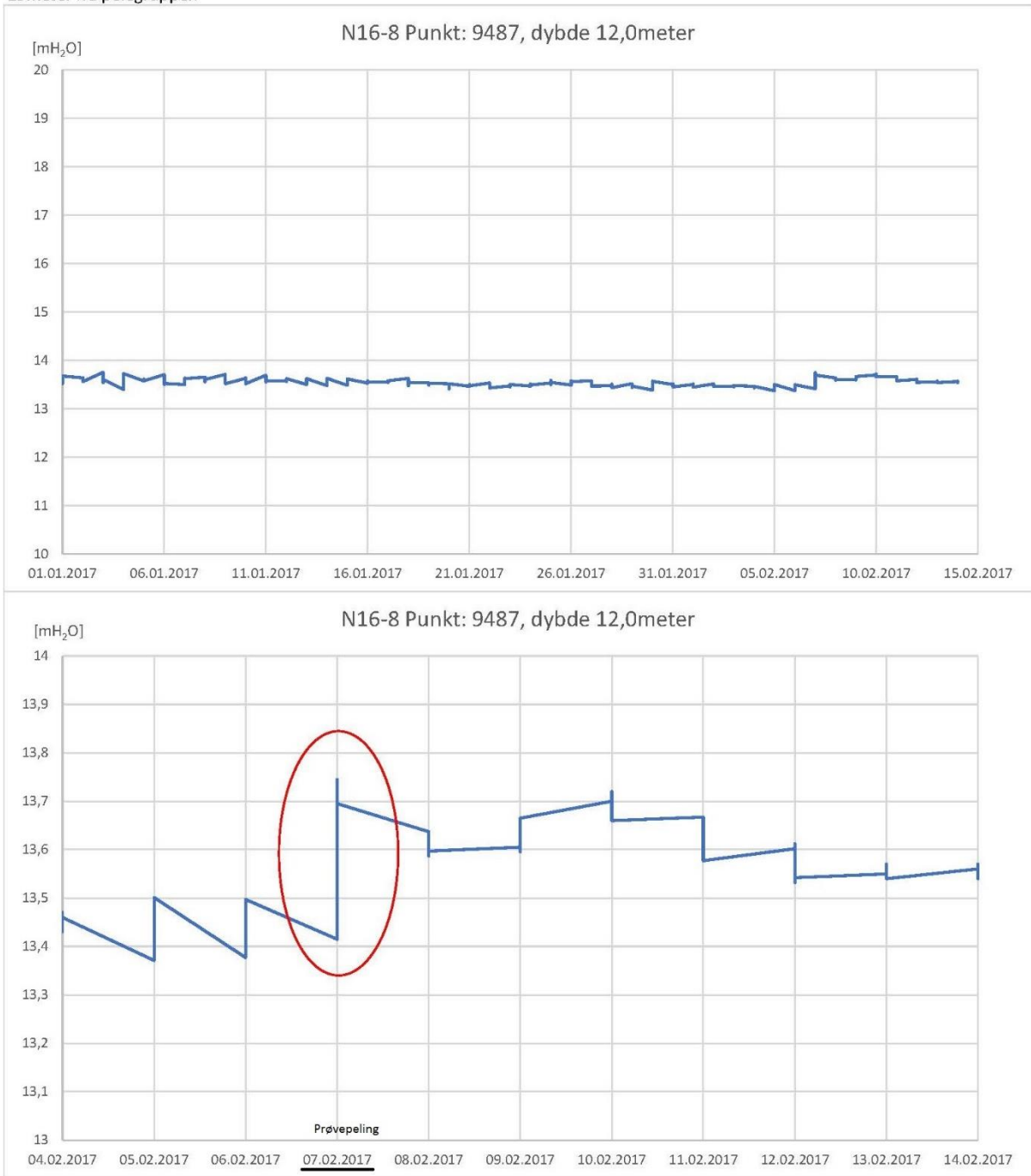
150meter fra pelegruppen



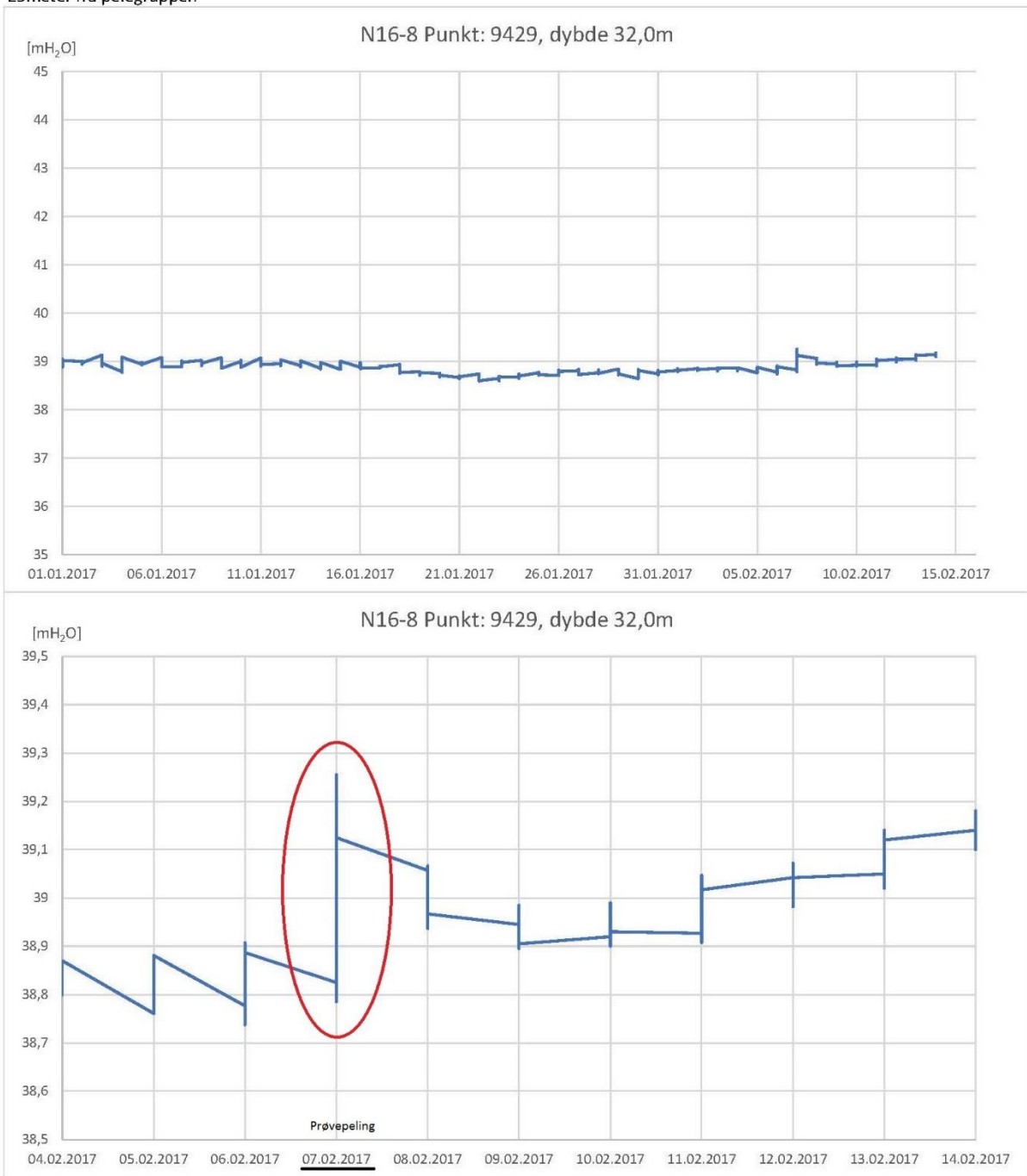
150meter fra pelegruppen



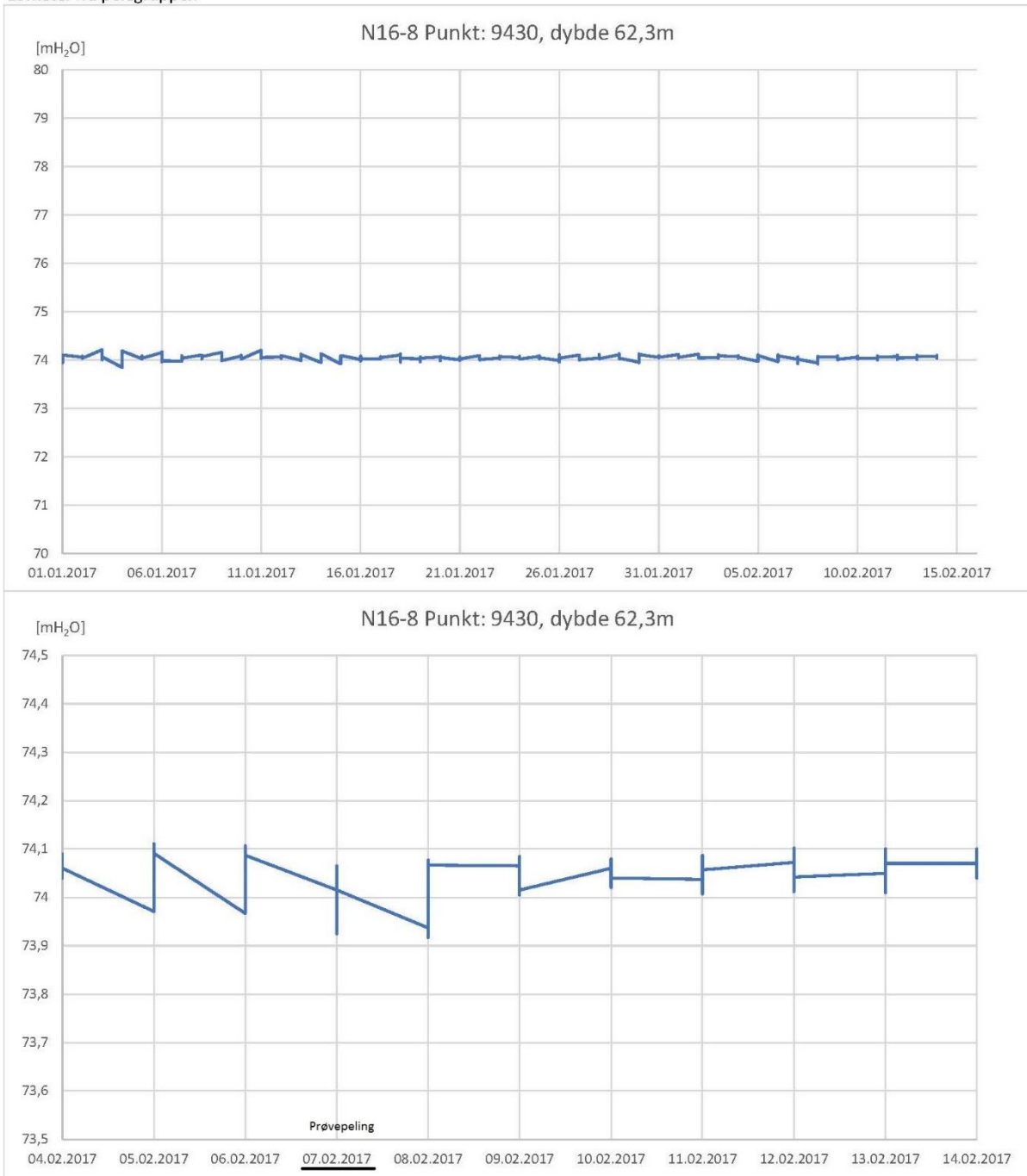
25meter fra pelegruppen



25meter fra pelegruppen



25meter fra pelegruppen



VEDLEGG O: Mail fra Multiconsult

Mail med Sigbjørn Rønning fra Multiconsult, som er rådgiver for byggherren i prosjektet:

From: Rønning, Sigbjørn
Sent: mandag 20. februar 2017 13.10
To: Hanssen, Stian B. <stian.b.hanssen@multiconsult.no>
Subject: RE: Lilleby, prøvepeling

PDA-resultater.

Vi kan få oversendt rådatafiler fra PDA på 1-2 peler som ble målt.

Resultatene viser sannsynligvis svært lite grunnlag på grunn av stor synk og liten bæreevne.

For øvrig kan vi gi følgende informasjon:

1. Prøvepeling
 - De 6 prøvepelene ble rammet den 7/2
 - Rammemotstanden var liten, dvs det er liten bæreevne umiddelbart. Det er foreløpig usikkert hvor mye bæreevne som kan hentes ut pr pel.
 - PDA-målingene som ble utført viser svært lite motstand og har derfor kun verdi som «0-punkt»
2. Rystelsesmålinger:
 - Rystelsesmålinger utført med 3-veis målere (x, y, z) i 3 punkt 1: ca 10m fra peler, 2: ca 20m fra peler og 3: ca 65m fra peler
 - Målingene viser at rystelsene er store både i punkt 1 og 2. Størrelsen på rystelsene kan medføre risiko for bygningsskader.
 - Målingene i pkt 3 viser akseptabelt nivå i forhold til bygningsskader, men vil være svært ubehagelige for personer som bor så nært.
 - Foreløpig vurderes avstanden på ca 65m å være minimum avstand mellom peleramming og ferdigstilte bolighus.
3. Støymålinger:
 - Støymålinger ble utført den 7/2 mens pelearbeidene pågikk.
 - Resultatene fra disse oversendes senere.
4. Inklinometermålinger og innmåling på terreng
 - Det ble utført inklinometermålinger i 2 kanaler, Kanal 1 ca. 3m fra senter pelegruppe, og Kanal 2 ca. 6m fra senter pelegruppe
 - Kanalene fjernes i morgen den 16/2.
 - Resultatene viser horisontalforskyvninger på inntil ca. 10mm i kanal 1, noe mindre i kanal 2
 - Dette bekreftes av målingene på terreng.
 - Målingene på terreng viser inntil 12mm heving under pelearbeidene.
 - Resultatene betyr at ved peleramming for planlagt bygg må det trekkes leirpølser for anslagsvis 50% av pelene for å unngå for store forskyvninger for nybygd kulvert gjennom området.

5. Poretrykk

- Det ble målt poretrykk i 3 målere som står ca 20m fra senter pelegruppe.
- Resultatene viser at poretrykket påvirkes lite av denne pelerammingen i denne avstanden. Nærmere pelene vil påvirkningen være større.
- Ved massiv peleramming for nybygget vil det være en fordel med trekking av leirpølser.

6. Rapportering:

Rapportering av resultatene vil oversendes i løpet av noen uker.

7. Foreløpige konklusjoner:

- Pelenes bæreevne forventes å øke betydelig med tiden. Neste runde PDA-målinger utføres tidligst om 6 måneder. Det vil da være mulig å si noe om bæreevnen pr pel og om løsningen er egnet for formålet.
- Trekking av leirpølser vil ha effekt både med hensyn på forskyvninger og med hensyn til poretrykk. Sannsynligvis vil dette anbefales.
- Rystelser fra peleramming kan være skadelige for eksisterende bygg innenfor en radius på 50-60m. Ubehag kan vurderes kompensert for beboere som ligger nært dette området. Tilbud om overnatting på hotell for skiftarbeidere kan være et egnet tilbud (oppfattes positivt – benyttes i liten grad)

Når det gjelder tilgang på data:

1. PDA-målingene vil sannsynligvis ha liten verdi, men vi kan etterspørre rådata gjennom Kynningsrud
2. Rystelsesmålingene vil være av interesse. Vi ha benyttet 3-veis målere. Rådata er tilgjengelig om ønskelig (kfr. Arne Buhagen)
3. Støymålingene – data kan gjøres tilgjengelig (kfr A. Windsor)
4. Inklinometermålingene – data er tilgjengelig.
5. Poretrykksmålingene – ikke sammenstilt ennå, men vil være tilgjengelig.

Mvh
Sigbjørn