



RAPPORT

# E6 Storslett bru

GEOTEKNISK PROSJEKTERINGSRAPPORT FOR  
REGULERINGSPLAN

DOK.NR. 20170779-02-R  
REV.NR. 0 / 2018-03-06

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

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

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

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



## Prosjekt

Prosjekttittel: E6 Storslett bru  
Dokumenttittel: Geoteknisk prosjekteringsrapport  
Dokumentnr.: 20170779-02-R  
Dato: 2018-03-06  
Rev.nr. / Rev.dato: 0 /

## Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: ÅF Engineering AS  
Kontaktperson: Frode Austgulen  
Kontraktreferanse: Avtaledokument - NGI\_AFE\_3.6\_M

## for NGI

Prosjektleder: Ragnar Moholdt  
Utarbeidet av: Ragnar Moholdt  
Kontrollert av: Vidar Gjelsvik

## Sammendrag

Statens vegvesen planlegger ny bru over Reisaelva ved Storslett i Troms. ÅF Engineering er engasjert for å prosjektere den nye brua med NGI som underleverandør for grunnundersøkelser og geoteknisk rådgivning.

ÅF Engineering vurderer innledningsvis tre ulike alternativer for ny bru. Alternativ 1 er en ettspenns nettverksbru over hovedløpet på 86 meter. Alternativ 2 er en 3-spenns bjelke-/platebru (2 akser ute i elva). Både Alternativ 1 og 2 har en ettspenns bjelke-/platebru over sideløpet (ca. 26 meter). Alternativ 3 er en skråkabelbru som spenner over begge elveløpene med en total lengde på ca. 150 meter.

Foreliggende rapport omfatter tolkning av grunnforhold og geoteknisk prosjektering for reguleringsplan.

Grunnundersøkelsene viser faste, velgraderte jordmaterialer av sand og grus øverst. Et betydelig finstoffinnhold gjør at disse massene må anses som telefarlige (klasse T3). Videre er det påtruffet lagdelte masser hovedsakelig av sand i øvre jordlag og med økende forekomst av siltlag i dybden. Det er boret til mer enn 80 meter dybde uten at det er påtruffet berg.

Innledningsvis er flere fundamenteringsmetoder vurdert. Det er valgt å gå videre med rammede stålrørspeler ettersom slike peler erfaringsvis er godt egnet til fundamentering av bruer der det skal tas ned store konsentrerte laster. Stålrørspeler har også fordeler ved at de kan overføre betydelige horisontallaster. I tillegg har de meget god momentstivhet og tåler hard ramming.

For reguleringsplanen er det utført beregninger av vertikal bæreevne for enkeltpeler etter Peleveiledningen (2012). Beregnet bæreevne på grunnlag av empiriske relasjoner mot CPTU gir generelt høyere verdier enn b-metoden. Beregningene tilsier at tilstrekkelig bæreevne for landkarene kan oppnås med 30 meter lange, Ø600 - 800 mm, stålrørspeler. Eventuelle fundamenter i elva vil kunne fundamenteres på tilsvarende peler, men pelelengden må antagelig økes til ca. 40 meter.

Det anbefales å utføre prøvepeling med dynamisk slagprøving for å verifisere bæreevnen til peler dimensjonert på basis av CPTU-metoden. På dette grunnlaget vil trolig den minste peledimensjonen (Ø600) kunne velges. Dette vil igjen kunne medføre kostnadsbesparelser og lettere ramming. Ved endelig dimensjonering basert på dynamisk slagprøving kan partialfaktoren for karakteristisk bæreevne ( $\xi$ ) reduseres, og pelenes beregnede bæreevne kan utnyttes i større grad (ca. 10% økning).

Beregninger som også tar hensyn til moment- og horisontalkrefter må utføres ifm. detaljprosjektering for byggeplan. I tillegg må det utarbeides rammekriterier for pelearbeidene og kontrollplan for utførelse av geotekniske arbeider.

## Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>Byggeplass og omgivelser</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Grunnforhold</b>	<b>6</b>
3.1	Kvartærgeologisk kart (NGU)	6
3.2	Grunnboringer	7
<b>4</b>	<b>Tiltaksbeskrivelse</b>	<b>8</b>
4.1	Eksisterende bru	8
4.2	Planer for ny bru	8
4.3	Midlertidig bru	9
4.4	Riggområde	9
<b>5</b>	<b>Jordparametere for peleberegninger</b>	<b>9</b>
5.1	$\beta$ – metoden	9
5.2	Empiriske relasjoner mot CPTU	10
5.3	Grunnvannsnivå	10
5.4	Dimensjonering for seismisk påvirkning	10
<b>6</b>	<b>Forskrifter og standard</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>Områdets egnethet og beregnet sikkerhet</b>	<b>12</b>
7.1	Skredfare	12
7.2	Riggområde	12
<b>8</b>	<b>Peleberegninger</b>	<b>12</b>
8.1	Forutsetninger for peleberegninger	12
8.2	Bæreevneberegninger etter $\beta$ – metoden	15
8.3	Bæreevne fra empiriske relasjoner mot CPTU	19
<b>9</b>	<b>Anbefalt fundamenteringsløsning</b>	<b>20</b>
9.1	Dimensjonering	20
9.2	Materialkrav	20
<b>10</b>	<b>Kontroll og overvåkning</b>	<b>21</b>
<b>11</b>	<b>Referanser</b>	<b>21</b>

## Vedlegg

Vedlegg A	Tolkning av grunnundersøkelser
Vedlegg B	Bæreevne av stålørspeler beregnet etter CPTU-metoden
Vedlegg C	Tegninger av bruløsninger

## Kontroll- og referanseside

## 1 Innledning

Statens vegvesen planlegger ny bru over Reisaelva ved Storslett i Troms, jf. figur 1 (under). ÅF Engineering er engasjert for å prosjektere den nye brua med NGI som underleverandør for grunnundersøkelser og geoteknisk rådgivning.

Foreliggende rapport omfatter tolkning av grunnforhold og geoteknisk prosjektering for reguleringsplan. Rapporten er strukturert iht. oppsett beskrevet i håndbok V220, ref. [1].

## 2 Byggeplass og omgivelser

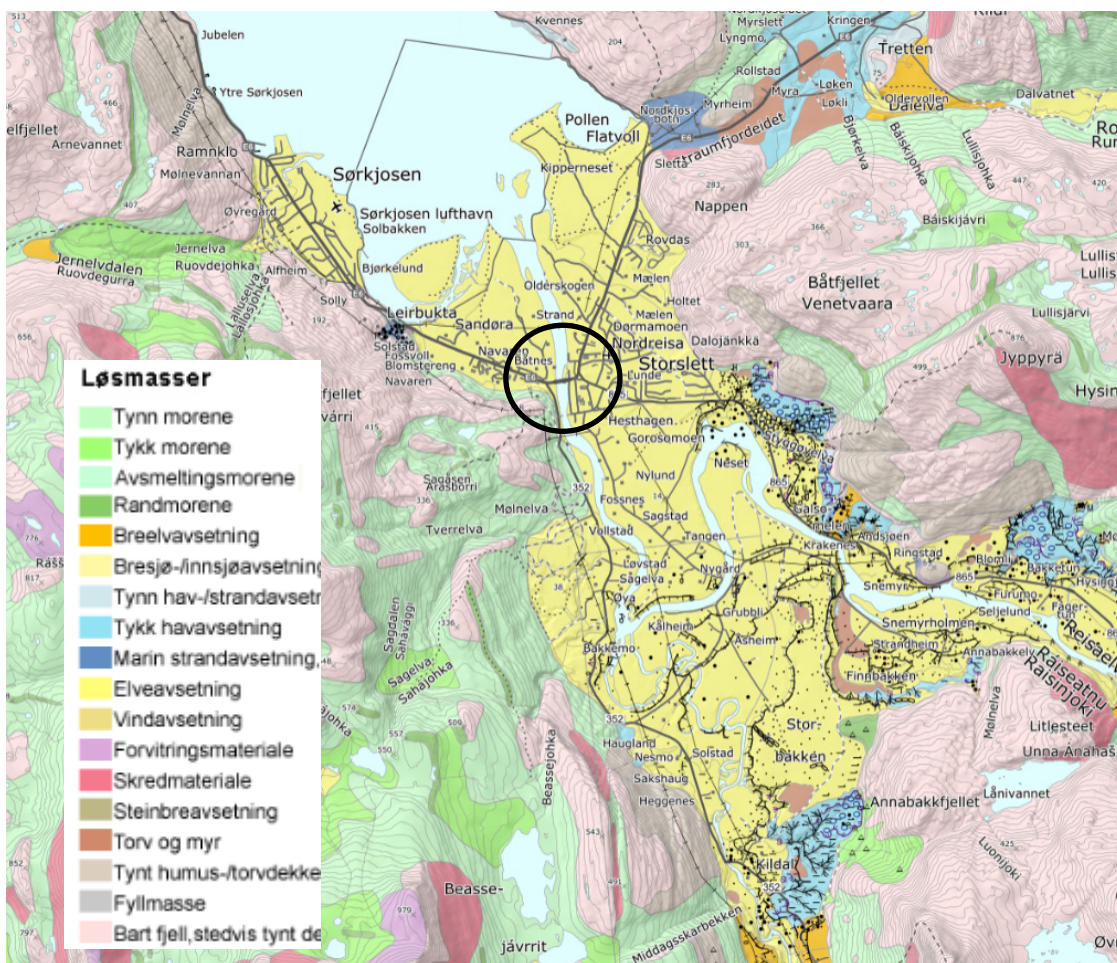
Ny bru skal ligge på Storslett, ca. 2 km oppstrøms utløpet av Reisaelva i Reisa fjorden.

Reisaelva er ca. 150 meter bred på det aktuelle stedet. Det er en øy ute i elva som deler elva i ett vestre hovedløp og et østre sideløp, jf. situasjonsplan i vedlegg C. Terrenget på sidene av elva er relativt flatt på kt. +4-5. Elvenivået varierer mellom ca. kt. +0,5 og +4,0. Det er tettbebyggelse på begge sider av elva. Nærmeste hus ligger ca. 30 meter fra landkaret både på vest- og østsida av elva.

## 3 Grunnforhold

### 3.1 Kvartærgeologisk kart (NGU)

Kvartærgeologisk kart fra NGU indikerer at løsmassene består av elveavsetninger i de øvre jordlag, jf. figur 1. Elveavsetninger vil i praksis si stein, grus og sand. Storslett bru ligger i et deltaområde ut mot Reisa fjorden hvor det må forventes å kunne være marine avsetninger i dybden, dvs. silt og leire. Kartet viser marine strand- og havavsetninger i nærheten. Like vest for brua er det berg i dagen som faller bratt av mot dalbunnen. Det bratte bergforløpet indikerer at bergnivået kan ligge dypt under brua. Kartet indikerer videre at det med stor sannsynlighet kan være morenemasser over berg.



Figur 1 Utsnitt av kvartærgeologisk kart (NGU)

### 3.2 Grunnboringer

Grunnundersøkelser for eksisterende bru, ref. [2], viser øverst grus, så sand og videre finsand nedover. På de største dybdene som ble undersøkt, dvs. ca. 10 meter, ble det antatt mo – melsand. Grunnundersøkelsen bestod av 3 dreiesonderinger som viste temmelig ensartede grunnforhold.

Supplerende grunnundersøkelser er utført i januar 2018. Det er utarbeidet en egen data-rapport med resultater fra grunnundersøkelsene, ref. [3].

Lagdeling og grov jordartsidentifikasjon er undersøkt med 16 totalsonderinger fordelt på 4 profiler / akser. Det er boret ned til varierende dybder mellom 50 og 85 meter uten at det er påtruffet berg. Sonderingene indikerer sandige masser med økende motstand i dybden.

Jordarter er undersøkt ved prøvetaking i 3 punkter og trykksondering (CPTU) i 4 punkter.

Alle prøveseriene går ned til 20 meter dybde. Kornfordelingsanalyser viser sandige, grusige og siltige jordmaterialer øverst (punkt 1 og 14, prøvedybde 1,5-5,5 m). Disse massene er velgraderte og må anses som telefarlige (telefarlighetsklasse T3). Under disse massene er det tatt prøver som viser middels – fin sand i borpunkt 1 og 14. I borpunkt 8, som ligger på en øy i elva, viser prøvene dessuten flere lag av silt fra 14 til 20 meter dybde. Sand- og siltlagene ligger her vekselvis.

Jordmassene blir gradvis mer siltige i dybden. CPTU-sonderingene går ned til 30 – 40 meters dybde. CPTU-sonderingene indikerer lagdelte masser som hovedsakelig består av "ren sand – siltig sand" og enkelte lag av "siltig sand – sandig silt". Det ser ut til at finstoffinnholdet / hyppigheten av siltige lag øker med dybden. Videre ser det ut til å være mest silt i borpunkt 8 (på øy i elva) og borpunkt 14 (øst for elva), men det indikeres også noen siltlag i borpunkt 1 og 3 (på vestsiden av elva).

## 4 Tiltaksbeskrivelse

### 4.1 Eksisterende bru

Eksisterende bru I på Storslett er ei fagverksbru i stål med en lengde på 77 meter og spenn på 76 meter over hovedløpet. Eksisterende bru II er ei stålbjelkebru med en lengde på 27 meter og spenn på 26 meter over sideløpet (østsiden). Begge bruene ble bygd i 1955 og har en vegbredde på 6,3 meter.

Bru I skal iht. brutegning være fundamentert på trepeler (vestre landkar) og betongpeler (østrelandkar). Bru II skal være direktefundamentert ved vestre landkar og fundamentert på betongpeler ved østre landkar.

### 4.2 Planer for ny bru

De to gamle bruene skal erstattes med ny bru for E6 over Reisaelva, som vil gi bedre fremkommelighet, spesielt for tungtransport. Ny bru skal ligge på samme sted som eksisterende bru. Eksisterende bru må derfor rives.

ÅF Engineering vurderer innledningsvis tre ulike alternativer for ny bru. Alternativ 1 er en ettspenns nettverksbru over hovedløpet på 86 meter. Alternativ 2 er en 3-spenns bjelke-/platebru (2 akser ute i elva). Både Alternativ 1 og 2 har en ettspenns bjelke-/platebru over sideløpet (ca. 26 meter). Alternativ 3 er en skråkabelbru som spenner over begge elveløpene med en total lengde på ca. 150 meter. Alt. 3 innebærer ett stort tårn som er tenkt plassert ute på øya i elva, dvs. tårnet ligger litt nærmere østre landkar enn det vestre.



Alle brualternativene innebærer en breddeutvidelse. Total bredde blir ca. 13 meter.

Tegning av eksisterende bru og prinsippsskisser av de ulike alternativene for ny bru er vist i vedlegg C.

### 4.3 Midlertidig bru

Det skal etableres midlertidig bru som skal benyttes i anleggsfasen. Midlertidig bru skal etableres ca. 19 meter nord for den nye brua (nedstrøms side).

### 4.4 Riggområde

Det skal etableres riggområde på vestsiden av Reisaelva, ca. 50 – 100 meter nord for den nye brua.

## 5 Jordparametere for peleberegninger

### 5.1 $\beta$ – metoden

Det har innledningsvis blitt utført beregninger iht. Peleveiledningen, [4], som grunnlag for mengde og kostnadsanslag basert på eksisterende informasjon om grunnforhold gitt i rapporten fra 1949, ref. [2].

Resultatene fra supplerende grunnundersøkelser i ref. [3] har siden blitt tolket, og jordparametere har blitt revidert.

Aktuelle parametere er gitt i tabell 1.

Tabell 1 Jordparametere benyttet i peleberegninger etter  $\beta$  – metoden i ref. [4]

Beregning	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\tan \varphi_k$	$N_q$	$\beta$
Før supplerende grunnundersøkelser - vertikal bæreevne for friksjonspeler i sand ( $\beta$ -metoden)	18	0,6	12	0.14-0.28 (10 - 50 m lange peler)
Etter supplerende grunnundersøkelser - vertikal bæreevne for friksjonspeler i sand ( $\beta$ -metoden)	18,5	0,7	17	0.17-0.30 (10 - 50 m lange peler)

## 5.2 Empiriske relasjoner mot CPTU

Formelgrunnlag fra Peleveiledningen (2012), ref. [4], er lagt til grunn for disse beregningene.

Den viktigste jordparameteren som inngår i bæreevneberegningene er lagringsfastheten ( $D_r$ ) som beregnes ut fra en korrelasjon mot målt spissmotstand fra CPTU ( $q_c$ ):

$$D_r = 0,4 * \ln \frac{q_c}{22 * (\sigma'_{v;0} * \sigma_a)^{0,5}}$$

Der  $\sigma'_{v;0}$  – beregnet in-situ vertikal effektivspenning og  $\sigma_a$  er atmosfærisk referanse-trykk (100 kPa).

Målt spissmotstand ( $q_c$ ) og tolket relativ lagringstetthet ( $D_r$ ) er presentert i vedlegg A.

## 5.3 Grunnvannsnivå

CPTU-sonderingene indikerer hydrostatisk poretrykk fra en grunnvannstand på ca. kt. 0 - 0.5. Grunnvannstanden vil imidlertid variere med vannstanden i Reisaelva.

## 5.4 Dimensjonering for seismisk påvirkning

Iht. Eurokode 8, [5], bør aktuell grunntype bestemmes ut fra gjennomsnittlig skjærbølge-hastighet ( $V_s$ ) i dybdeintervallet 0-30 meter:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Tolket skjærbølg hastighet  $V_{s,30}$  fra CPTU og resulterende grunntype er gitt i tabell 2:

Tabell 2 Tolket skjærbølg hastighet  $V_{s,30}$  fra CPTU og resulterende grunntype

CPTU (pkt.)	$V_{s,30}$ * (m/s)	Grunntype
1	197	C
3	196	C
8	215	C
14	200	C

Ved dimensjonering mht. seismisk påvirkning må det forutsettes Grunntype C – "Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter."

## 6 Forskrifter og standard

Foreliggende rapport omhandler geoteknisk prosjektering for reguleringsplan.

Relevante standarder, veiledninger og forskrifter er oppsummert i tabell 3.

Tabell 3 Relevante standarder, veiledninger og forskrifter

Standard, håndbok etc.	År
Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, ref. [6].	2016
Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering , ref. [7].	2016
Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, ref. [5].	2014
Statens vegvesen – Håndbok N400 Bruprosjektering, ref. [8].	2015
Statens vegvesen – Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, ref. [1].	2014
Norsk geoteknisk forening – Peleveiledningen, ref. [4]	2012
Byggeteknisk forskrift (TEK 17)	2017
NVE- Veileder 7/2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred, ref. [9]	2014
Saksbehandlingsforskriften (SAK 10)	2010

Innhold og struktur i foreliggende rapport er satt opp iht. beskrivelse for "normalt omfang" av vurderinger gitt i Eurokode 7 og V220 (felles beskrivelse).

Bru for ny E6 vurderes å komme inn under konsekvens og pålitelighetsklasse (CC/RC) 3 iht. Eurokode 0 og Statens vegvesens håndbok V220, hhv. ref. [6] og [1]. Tilsvarende vurdering iht. Saksbehandlingsforskriften gir tiltaksklasse 3. Disse klassene har bla. betydning for omfang av kontroll, jf. kap. 10.

TEK 17 angir krav aktuelle krav til sikkerhetsnivå mht. flom og skredfare. Flom og erosjonsproblematikk er ikke omfattet av vurderingene i denne rapporten. Utførte grunnundersøkelser gir grunnlag for å vurdere områdestabilitet iht. NVE veileder 7/2014, se kap. 7. TEK 17 setter også krav til pålitelighet av konstruksjoner. Disse kravene kan anses oppfylt dersom det prosjekteres iht. Eurokodene og relevante fagstandarder listet opp i tabell 3.

Dimensjonering for seismisk påvirkning skal utføres iht. Eurokode 8, jf. kap. 5.3.

Dimensjonering av peler er utført iht. Peleveiledningen (2012) som er i overensstemmelse med Eurokode 0 og 7. Relevante krav til prosjekteringen er også gitt i Statens vegvesens håndbok N400 og V220.

## 7 Områdets egnethet og beregnet sikkerhet

### 7.1 Skredfare

Grunnundersøkelsene indikerer ikke kvikkleire eller annen leire med sprøbruddegenskaper. Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot skred iht. NVE veileder 7/2014 er derfor ikke nødvendig.

Den aktuelle vegparsellen ligger også utenfor aktsomhetsområder for jord- og flomskred, steingsprang og snøskred (kilde NVE-atlas).

### 7.2 Riggområde

Grunnundersøkelsene viser grus og sand i de øvre jordlagene. Stabiliteten i riggområdet anses for å være god. Det må tas hensyn for å unngå å overbelaste den ytterste skråningskanten mot elva. Planlagt riggområde anses egnet til formålet.

## 8 Peleberegninger

### 8.1 Forutsetninger for peleberegninger

I foreliggende rapport er det kun regnet på vertikal bæreevne av enkeltpeler. Beregninger som også tar hensyn til moment- og horisontalkrefter må utføres ifm. detaljprosjektering for byggeplan.

#### 8.1.1 Dimensjonerende laster

Dimensjonerende laster for innledende beregninger ble mottatt pr. e-post fra ÅF Engineering den 27. november 2017.

Tabell 4 Dimensjonerende laster pr. landkar

Alternativ	Bru 1	Bru 2
Alternativ 1 – nettverksbue 86 m (bru 1) og ettspenns bjelke-/platebru 26 m (bru 2)	33 000 kN	19 500 kN
Alternativ 2 – 3-spenns bjelke-/platebru (bru 1), samt ettspenns bjelke-/platebru (bru 2)	20 000 kN (22 000 kN / pillar)	19 500 kN

Lastene er i bruddgrensetilstand og omfatter:

- Egenvekt overbygning
- Egenvekt landkar og pilarer, inkl. overfylling
- Trafikklast
- Oppdrift, med konservativ valgt lav vannstand på kt. -1,0 (har da bare betydning for pilarene).

Fundamentnivå for landkarene er foreløpig antatt å ligge på kt. -1,0. Fundamentnivå for pilarene er satt til kote -6,0, dvs. 3 meter under antatt elvebunn på kt. -3,0.

Omregnet last pr. pel for Alternativ 1 og 2 er vist i tabell 5.

Tabell 5 Dimensjonerende vertikal last pr. pel [kN] for landkar til bru 1

Alternativ	Antall peler	Dim. last	Dim. last*
Alternativ 1 – nettverksbue 86 m	12	2750	4 000
Alternativ 2 – 3-spenns bjelke- /platebru, 86 m	8	2750	4 000

\*Anslått dimensjonerende last som også tar høyde for horisontallast og moment

### 8.1.2 Fundamenteringsløsning

Valg av peletype ble diskutert i møte med ÅF Engineering den 23. november. Flere typer peler ble vurdert. Det ble valgt å gå videre med rammede stålrørspeler ettersom slike peler erfaringsvis er godt egnet til fundamentering av bruer der det skal tas ned store konsentrerte laster. Stålrørspeler har også fordeler ved at de kan overføre betydelige horisontalaster. I tillegg har de meget god momentstivhet og tåler hard ramming.

Stålrørspelene rammes fra et forhåndsbestemt terrengnivå, og det settes ned spunt for etablering av tørr byggegrøp. For fundamenter i elva må det fylles ut midlertidig med rambare masser. Forut for disse arbeidene må det forgraves og masseutskiftes stein / "erosjonshud" i elva (topplag) som potensielt kan vanskeliggjøre nedramming.

### 8.1.3 Grunnvannstand og fundamentnivå

Plassering og nivå for fundamenter er ikke endelig bestemt. Forutsatte terreng-, grunnvanns- og fundamentnivåer i tabell 6 (under) må derfor oppdateres ved prosjektering for byggeplan.

Forutsetninger vedrørende grunnvannstand / vannstand i Reisaelva påvirker effektivspenningene langs pelene og som følge av dette påvirkes også beregnet bæreevne. Spesielt gjelder dette for  $\beta$  – metoden. Det er utført beregninger både for fundamenter på land (landkar) og i elv (pilarer), jf. tabell 6. Beregninger for peler på land er utført både med høy vannstand (flom) og lav vannstand (antatt normal vintervannstand). Sistnevnte forutsetning gir grunnlag for å kunne sammenligne bæreevnen fra  $\beta$ - og CPTU-metoden direkte.

Alle CPTU-sonderingene er utført på land og peleberegningene etter CPTU-metoden er således mest representative for forholdene ved landkarene. Det er regnet fra forboret dybde som omtrent tilsvarer uk landkar på kote -1,0 (~0,5 m avvik har i praksis ingen

betydning). CPTU – målinger er sanntidsmålinger, dvs. at grunnvannsnivå / poretrykk på måletidspunktet inngår i kapasitetsberegningene, jf. tabell 6. Beregnet kapasitet antas ikke å bli vesentlig påvirket av evt. høyere grunnvannstand ifm. flom.

Tabell 6 Forutsetninger vedrørende grunnvannsnivå og fundamentnivå for peleberegninger

Beregning	Fundament (alternativ)	Terreng (moh)	Grunnvannst. (moh)	Fundamentnivå (moh)
1) $\beta$ -metoden	Landkar (alternativ I+II)	6.0	4.0	-1.0
2) $\beta$ -metoden	Landkar (alternativ I+II)	6.0	0.5	-1.0
3) $\beta$ -metoden	Pilarer i elv (alternativ II)	-3.0	-3.0	-6.0
CPTU – metoden, borpunkt 1	Landkar (alternativ I+II)	5.8	0.5	-1.0
CPTU – metoden, borpunkt 3	Landkar (alternativ I+II)	3.7	0.5	-0.3*
CPTU – metoden, borpunkt 8	Landkar (alternativ I+II)	1.6	0.5	-1.4**
CPTU – metoden, borpunkt 14	Landkar (alternativ I+II)	4.5	0.5	-1.0

\*Ikke beregnet fra kt. -1,0 pga. mindre enn 30 meter CPTU - måledata (vil utnytte hele målelengden)

\*\* CPTU – måledata starter fra kt. -1,4 pga. forboring.

#### 8.1.4 Partialfaktorer

Som grunnlag for kostnadsoverslag ifm. reguleringsplan er det utført beregninger av vertikal bæreevne for friksjonspeler i sand iht. Peleveiledningen (2012). Beregninger av horisontalkapasitet, tverrsnittskrefter og momenter forutsettes utført ifm. byggeplan.

Det er forutsatt lukkede stålrørspeler, jf. kap. 8.1.2.

Vertikal bæreevne er beregnet på grunnlag av to forskjellige metoder beskrevet i Peleveiledningen, [4], jf. etterfølgende kapitler. Felles for begge metodene er at det må bestemmes partialfaktorer for å ta høyde for usikkerheter i parametere og beregningsmodell.

Karakteristisk bæreevne beregnes med en korrelasjonsfaktor ( $\xi$ ). Videre skal karakteristisk bæreevne divideres med en partialfaktor for motstand ( $\gamma_t$ ) for å få dimensjonerende bæreevne:

$$R_c; d = \frac{R_c; k}{\gamma_t} = \frac{R_c; cal}{\gamma_t * \xi}$$

For bestemmelse av riktig korrelasjonsfaktor ( $\xi$ ) er det forutsatt at det utføres grunnundersøkelser i 4 profiler. Videre er det forutsatt rammede peler for bestemmelse av partialfaktor for motstand ( $\gamma_i$ ).

Tabell 7 Omfang grunnundersøkelser, korrelasjonsfaktor ( $\xi$ ) og partialfaktor for motstand ( $\gamma_R$ ) for rammede peler (ref. tabell NA.A.6 og NA.A.10 i Eurokode 7)

Grunnundersøkelser – antall profiler med prøvninger	Korrelasjonsfaktor ( $\xi$ )	Partialfaktor for motstand
4	1,45*	1,1

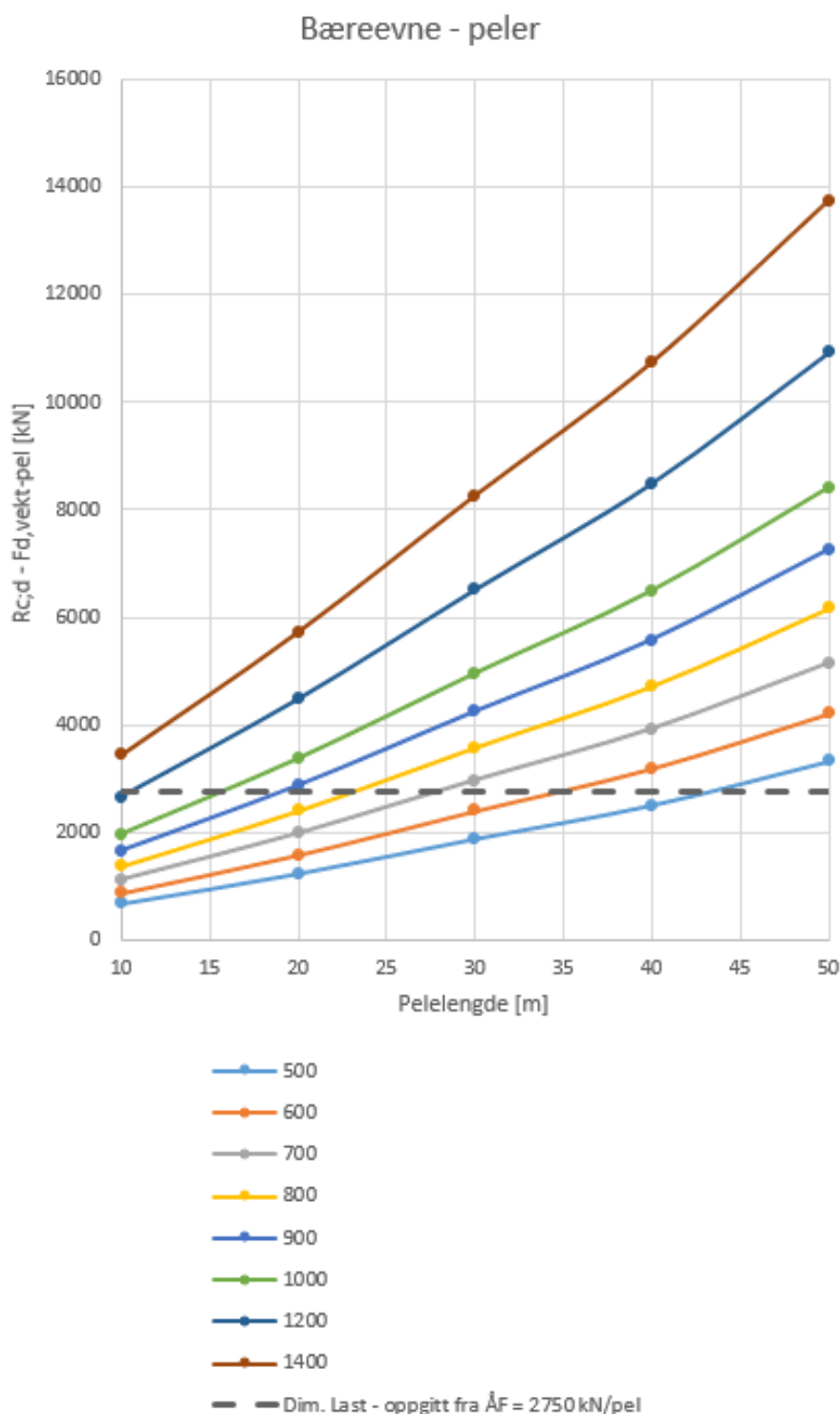
\*) forutsetter normalt god kjennskap til grunnforholdene, vurderes gyldig her

## 8.2 Bæreevneberegninger etter $\beta$ – metoden

Dette er metoden beskrevet i den gamle Peleveiledningen fra 1991. Metoden gir betydelig rom for brukeren til å velge parametere, og anses for å gi generelt konservative verdier for bæreevnen. Den kan likevel benyttes for overslagsberegninger.

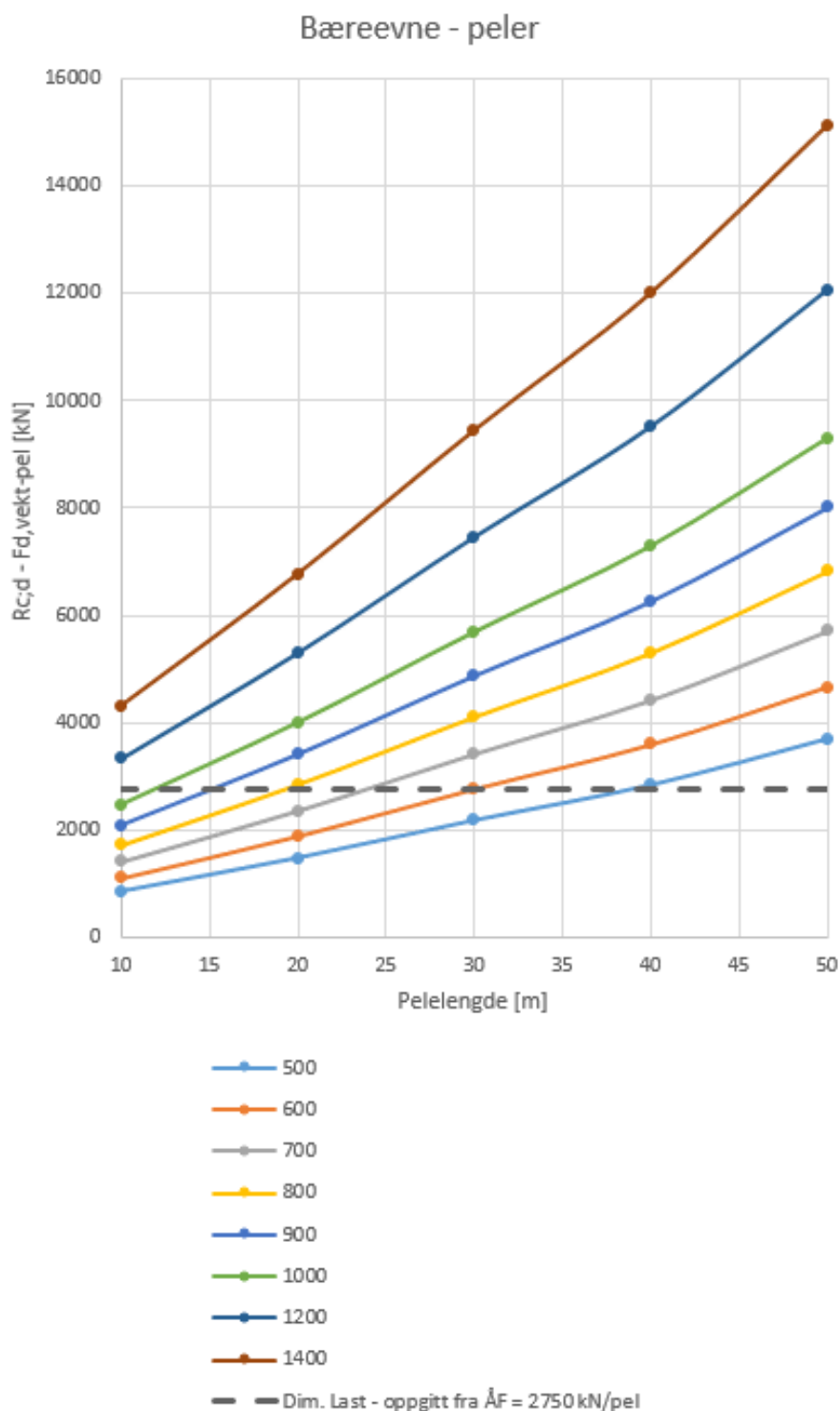
Det har innledningsvis blitt utført beregninger basert på eksisterende informasjon om grunnforhold gitt i rapporten fra 1949, ref. [2]. Resultatene er tidligere oversendt ÅF Engineering pr. e-post.

Supplerende grunnundersøkelser i 2018 ref. [3] har siden blitt tolket, og jordparameterne har blitt revidert, jf. kap. 5.1. Resultatene fra de reviderte bæreevneberegningene er presentert på figur 2, 3 og 4, under, som representerer hhv. beregningsforutsetning 1), 2) og 3) i tabell 6.

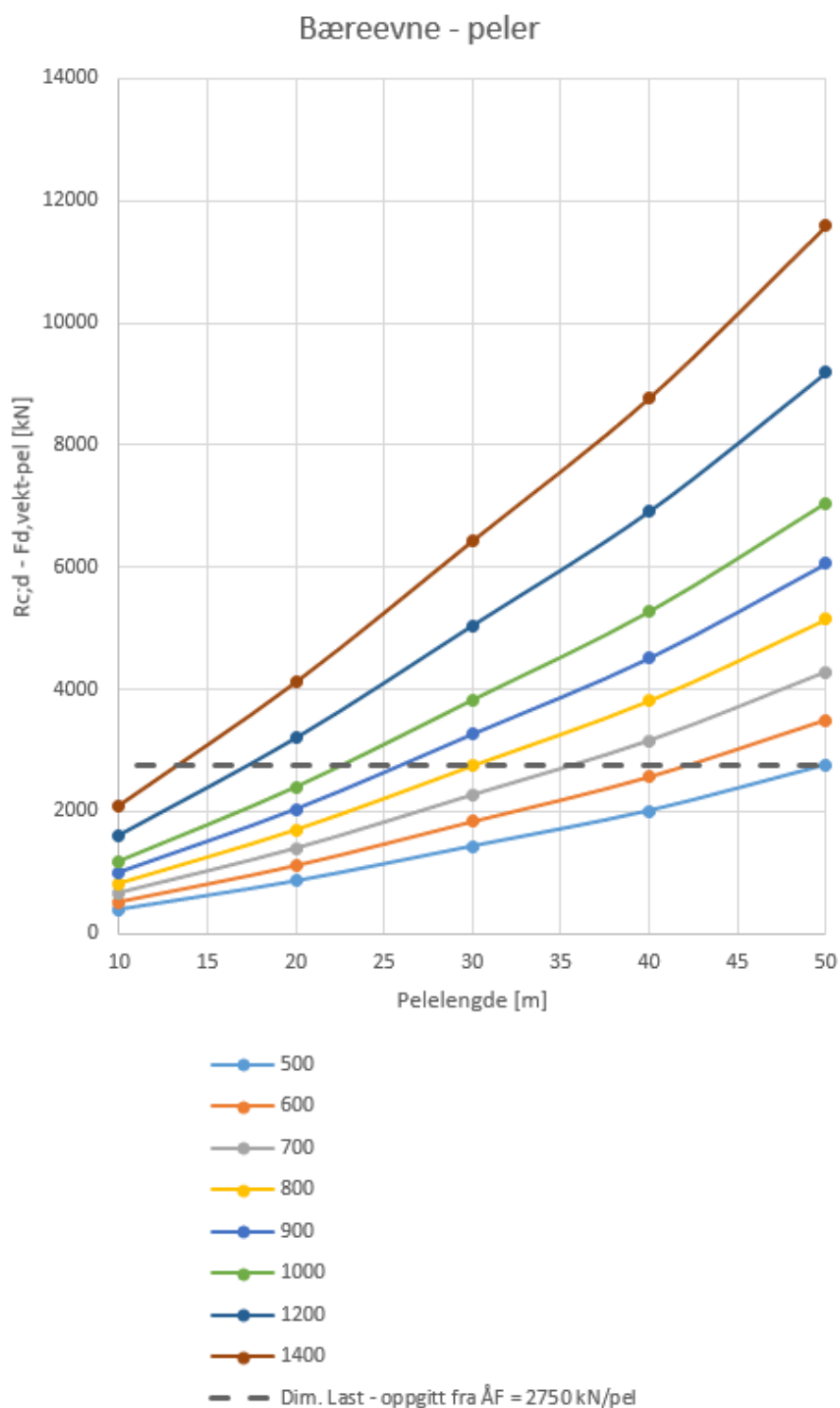


Figur 2 Fundament for landkar (uk kt. -1): Resultater fra beregninger av vertikal bæreevne for lukkede stålrørspeler (enkeltpeler dimensjon 500 – 1400 mm). Jordparametere vurdert fra supplerende grunnundersøkelser (2018). Antatt flomvannstand (kote 4,0) og terreng på kote 6 – forutsetning 1), tabell 6.





Figur 3 Fundament for landkar (uk kt. -1): Resultater fra beregninger av vertikal bæreevne for lukkede stålrørspeler (enkeltpeler dimensjon 500 – 1400 mm). Jordparametere vurdert fra supplerende grunnundersøkelser (2018). Antatt normal vintervannstand (kote 0,5) og terreng på kote 6 – forutsetning 2, tabell 6).



Figur 4 Fundament for pilarer i elv (kt. -6): Resultater fra beregninger av vertikal bæreevne for lukkede stålrørspelar (enkeltpelar dimensjon 500 – 1400 mm). Jordparametere vurdert fra supplerende grunnundersøkelser (2018). Antatt grunnvannstand og elvebunn på kote -3 – forutsetning 3, tabell 6.

### 8.3 Bæreevne fra empiriske relasjoner mot CPTU

I Peleveiledningen (2012) er det også beskrevet en metode for beregning av bæreevne for friksjonspeler i sand basert på korrelasjoner mellom resultater fra CPTU og prøvebelastningsforsøk. Dette er en nyere metode for beregning av pelekapasitet som anses for å være mer pålitelig enn  $\beta$  – metoden.

I denne beregningsmetoden inngår flere faktorer, jf. tabell 8.

Tabell 8 Valg av faktorer for bæreevneberegninger etter CPTU-metoden

Parametere	Verdi	Kommentar
$Z_t$	20 og 30 meter	Forutsatt total pelelengde
$\sigma_a$	100 kPa	Referansespenning
$F_{Dr} = 2,1 \cdot (Dr-1)^{1,7}$	Varierer	Dr som vist i vedlegg A
$F_{last}$	1,3	Trykkbelastning
$F_{spiss}$	1,6	Lukket pel
$F_{mat}$	1,0	Stål
$F_{\sigma} = [\sigma'_{v0} / \sigma_a]^{0,25}$	Varierer	Spenningsfaktor
$q_{bk} = 0,8 \cdot q_c / [1 + Dr^2]$	Varierer	Karakteristisk spissmotstand ( $q_{bk}$ ) beregnes fra $q_c$ og Dr (presentert i vedlegg A)

Beregningene etter CPTU-metoden gir en god del høyere bæreevne enn beregningene etter  $\beta$  – metoden. Spesielt er bidraget til bæreevnen fra spissmotstanden vesentlig høyere. CPTU-beregningene tilsier altså mindre dimensjoner / evt. kortere peler enn det  $\beta$  – metoden gjør. Det er regnet på peler med 20-30 meters lengde og diameter 800-900 mm. Resultatene er oppsummert i tabell 9. I vedlegg B er det presentert diagrammer med kurver som indikerer hvordan bæreevnen varierer med dybden. Det er egne kurver for beregnet sidefriksjon ( $R_{sk}$ ), spissmotstand ( $R_{bk}$ ) og total dimensjonerende motstand ( $R_{cd}$ ). Merk at bæreevnen i prinsippet kun er riktig i den dybden som tilsvarer forutsatt pelelengde (dvs. ved 20 og 30 meter dybde).

Tabell 9 Dimensjonerende bæreevne ( $R_{cd}$ ) for stålrørspeler etter CPTU-metoden

CPTU - borpunkt	30 meter lang Ø900 mm pel [kN]	20 meter lang Ø800 mm pel [kN]	30 meter lang Ø600 mm pel [kN]
1	8800 (4900)	5700 (2900)	4600 (2800)
3	8100* (4900)	5000 (2900)	4200* (2800)
8	9000 (4900)	5600 (2900)	4800 (2800)
14	8400 (4900)	4900 (2900)	4400 (2800)

\*27,2 meter lang pel, dvs. ikke 30 m pga. CPTU-måledybde < 30 m

() – tall i parentes angir beregnede verdier etter  $\beta$ -metoden, jf. figur 3, for sammenligning

## 9 Anbefalt fundamenteringsløsning

### 9.1 Dimensjonering

Innledende beregninger etter  $\beta$ -metoden med konservativt valgte jordparametere (før grunnundersøkelser) indikerte at det ville bli nødvendig med i størrelsesorden 50 meter lange peler og dimensjon Ø900 mm.

Reviderte beregninger etter  $\beta$ -metoden med tolkede jordparametere fra supplerende grunnundersøkelser (2018) tilsier at det kan velges mindre dimensjon og kortere pelelengde. Figurer i kapittel 8.2 indikerer at det f.eks. kan velges Ø800 mm peler med ca. 30 meter lengde for landkar og 40 meter lengde for fundament til pilarer i elv.

Beregnet bæreevne på grunnlag av empiriske relasjoner mot CPTU gir generelt høyere verdier enn  $\beta$ -metoden. Beregningene indikerer at det i utgangspunktet kan velges kortere pelelengde enn 30 meter for landkar (jf. kap. 8.3 og vedlegg B). Dersom det f.eks. velges 20 meter lange peler, vil imidlertid bidraget til bæreevnen fra spissmotstand være mye større enn bidraget fra sidefriksjon (se diagram i vedlegg B). Bidraget til bæreevne fra spissmotstanden varierer generelt mer med dybden enn bidraget fra sidefriksjonen. Slik sett vil det være tryggere å velge relativt sett lengre peler og heller gå ned på diameter. Utførte beregninger tilsier at tilstrekkelig bæreevne kan oppnås for landkar med ca. 30 meter lange, Ø600 mm, stålrørspeler. Bidragene til bæreevne fra spissmotstand og sidefriksjon er da omtrent like store.

Det anbefales å utføre prøvepeling med dynamisk slagprøving for å verifisere bæreevnen til peler dimensjonert på basis av CPTU-metoden beskrevet over. Beregningene med CPTU-metoden gir generelt høyere bæreevne og mindre peledimensjoner enn den mer konvensjonelle  $\beta$ -metoden (evt. kortere peler). Mindre peledimensjon vil i tillegg til direkte kostnadsbesparelser (materialer) gi besparelser pga. lettere ramming. Ved endelig dimensjonering basert på dynamisk slagprøving kan partialfaktoren for karakteristisk bæreevne ( $\xi$ ) reduseres, og pelenes beregnede bæreevne kan utnyttes i større grad (ca. 10% økning)

### 9.2 Materialkrav

Det er ifm. dimensjoneringen over forutsatt at pelene rammes lukket. Det anbefales å benytte ordinær bergspiss pga. fare for å treffe på stein i de øvre jordlagene.

Ytterligere materialkrav og konstruktiv dimensjonering foretas ifm. videre prosjektering for byggeplan.

## 10 Kontroll og overvåking

Det skal iht. Eurokode 0 utføres både prosjekterings- og utførelseskontroll for kontrollklasse 3. Kontrollklasse 3 innebærer at det skal foretas utvidet kontroll, dvs. at kontrollene skal utføres av uavhengige firma, evt. av Statens vegvesen selv. Vegdirektoratet skal videre fastsette kontrollgrad iht. håndbok N400. Kontrollgraden (I-IV) setter rammer for innholdet av kontroll. En slik kontroll vil også oppfylle kontrollkravene som gjelder ifm. godkjenning av offentlige planer (SAK 10).

I forbindelse med videre prosjektering for byggeplan må det utarbeides rammekriterier for pelearbeidene og kontrollplan for utførelse av geotekniske arbeider.

## 11 Referanser

- [1] Statens vegvesen, Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2014.
- [2] Statens vegvesen, Rapport fra Veglaboratoriet. Grunnundersøkelse for Nordreisa bru. Troms fylke, 1949.
- [3] NGI, Rapport 20170779-01-R. Storslett bru. Grunnundersøkelser - datarapport., 2018.
- [4] Norsk geoteknisk forening, Peleveiledningen, 2012.
- [5] Standard norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, 2014.
- [6] Standard norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [7] Standard norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Geoteknisk prosjektering, 2016.
- [8] Statens vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering, 2015.
- [9] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Veileder 7/2014 "Sikkerhet mot kvikkleireksred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.", 2014.
- [10] Robertson, P, Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), ss. 151-158., 2015.

# Vedlegg A

## TOLKNING AV GRUNNUNDERSØKELSER

### Innhold

<b>A1 CPTU</b>	<b>2</b>
A1.1 Jordartsklassifisering	2
A1.2 Parametertolkning	11

### Figurer

Figur A1-A4	Utvidet plott av CPTU i borpunkt 1, 3, 8 og 14	M=1:200
-------------	--	---------

## A1 CPTU

### A1.1 Jordartsklassifisering

Jordarter kan identifiseres ved hjelp av klassifikasjonsdiagrammer fra Robertson der normaliserte verdier er brukt (Robertson 1990). Disse verdiene er  $Q_t$  - normalisert spissmotstandsforhold,  $B_q$  – poretrykksforhold og  $F_r$  – normalisert friksjonsforhold.

$$1) Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$$

$$2) B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$3) F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\%$$

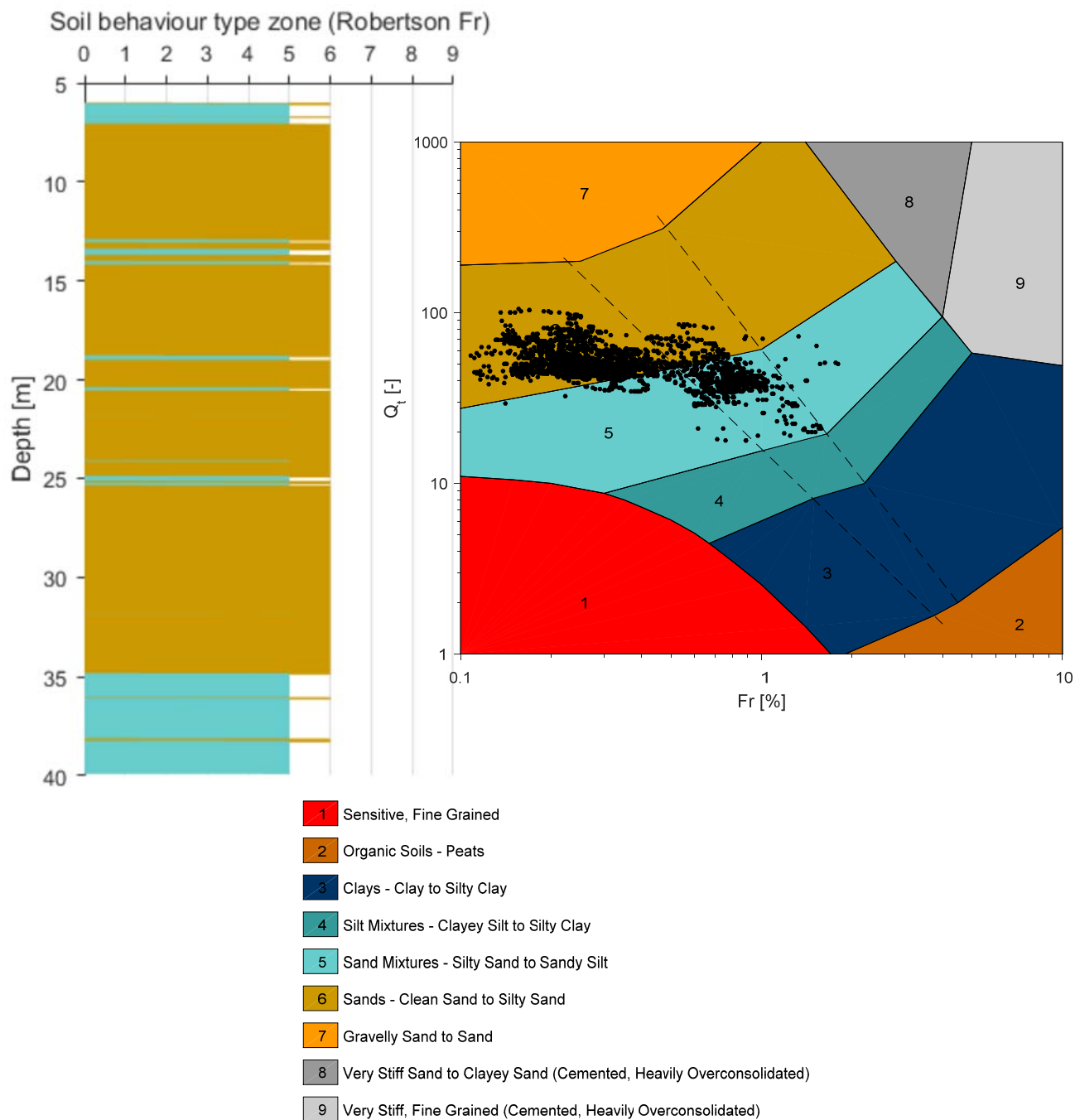
Der  $q_t$  er korrigert spissmotstand,  $\sigma_{v0}$  er totalt vertikalt overlagingstrykk,  $\sigma_{v0}'$  er effektivt vertikalt overlagingstrykk,  $u_2$  er poretrykk målt umiddelbart bak konen,  $u_0$  er initialt in-situ poretrykk og  $f_s$  er målt sidefriksjon.

Jordklassifiseringsresultater er vist på figur 1-8. Øverst er det forboret gjennom grove masser (stein) til varierende dybder fra 3 – 6 meter. Disse løsmassene er derfor ikke med i CPTU-tolkningen. Tabell 1 gir en oversikt over resultatene fra klassifiseringen.

Tabell 1 Oppsummering av jordklassifisering fra CPTU

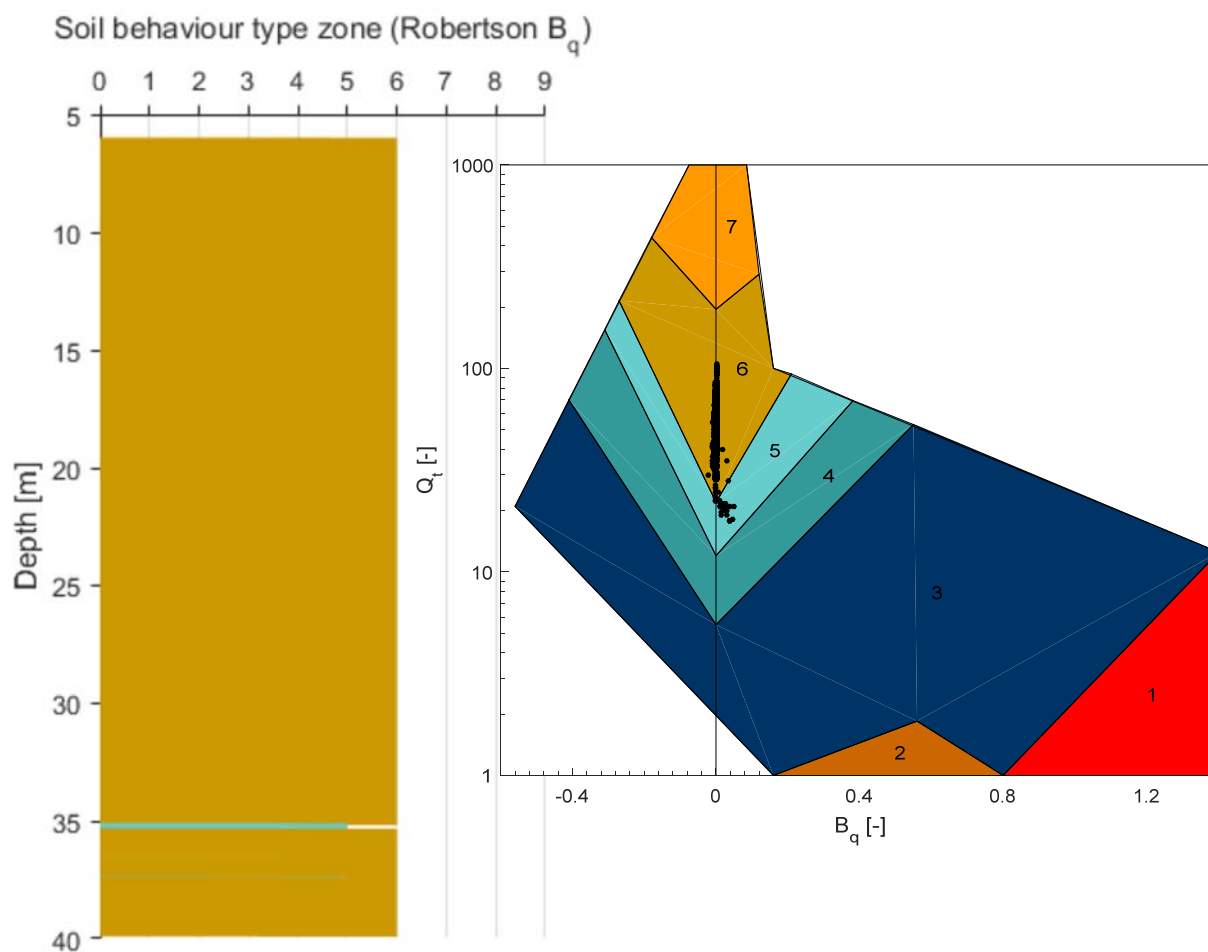
Borpunkt	Beskrivelse
1	Løsmassene er i hovedsak tolket som "ren sand – siltig sand". Tolkningen basert på friksjonsforholdet, $F_r$ , indikerer enkelte lag av "siltig sand – sandig silt" ned til ca. 35 meter, og at slike masser dominerer videre ned til 40 meter.
3	Løsmassene er i hovedsak tolket som "ren sand – siltig sand". I ca. 5 meter dybde indikeres et tynt lag av "grusig sand – sand." Tolkningen basert på friksjonsforholdet, $F_r$ , indikerer også enkelte lag av "siltig sand – sandig silt".
8	Løsmassene er i hovedsak tolket som "ren sand – siltig sand". I ca. 5 meter dybde indikeres et tynt lag av "grusig sand – sand." Tolkningen basert på friksjonsforholdet, $F_r$ , indikerer enkelte lag av "siltig sand – sandig silt" mellom 15 og 20 meter, og at slike masser dominerer under ca. 26 meter dybde.
14	Løsmassene er i hovedsak tolket som "ren sand – siltig sand." Tolkningen basert på friksjonsforholdet, $F_r$ , indikerer enkelte lag av "siltig sand – sandig silt", og at slike masser dominerer i dybdene 20-23 og 36-39 meter.

### A1.1.1 Jordartsklassifisering i borpunkt 1



Figur 1 Tolkning basert på friksjonsforholdet Fr (Robertson)

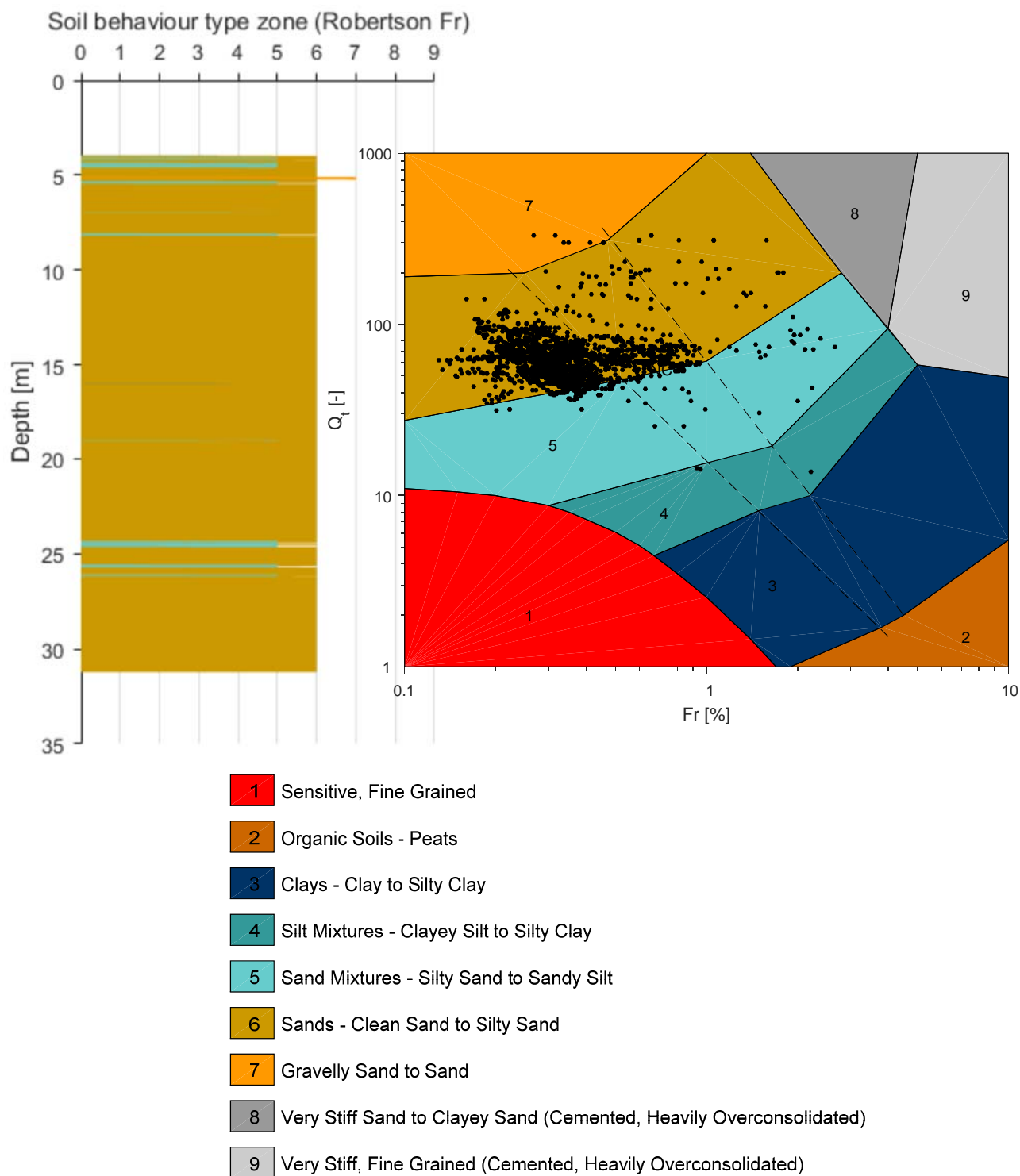




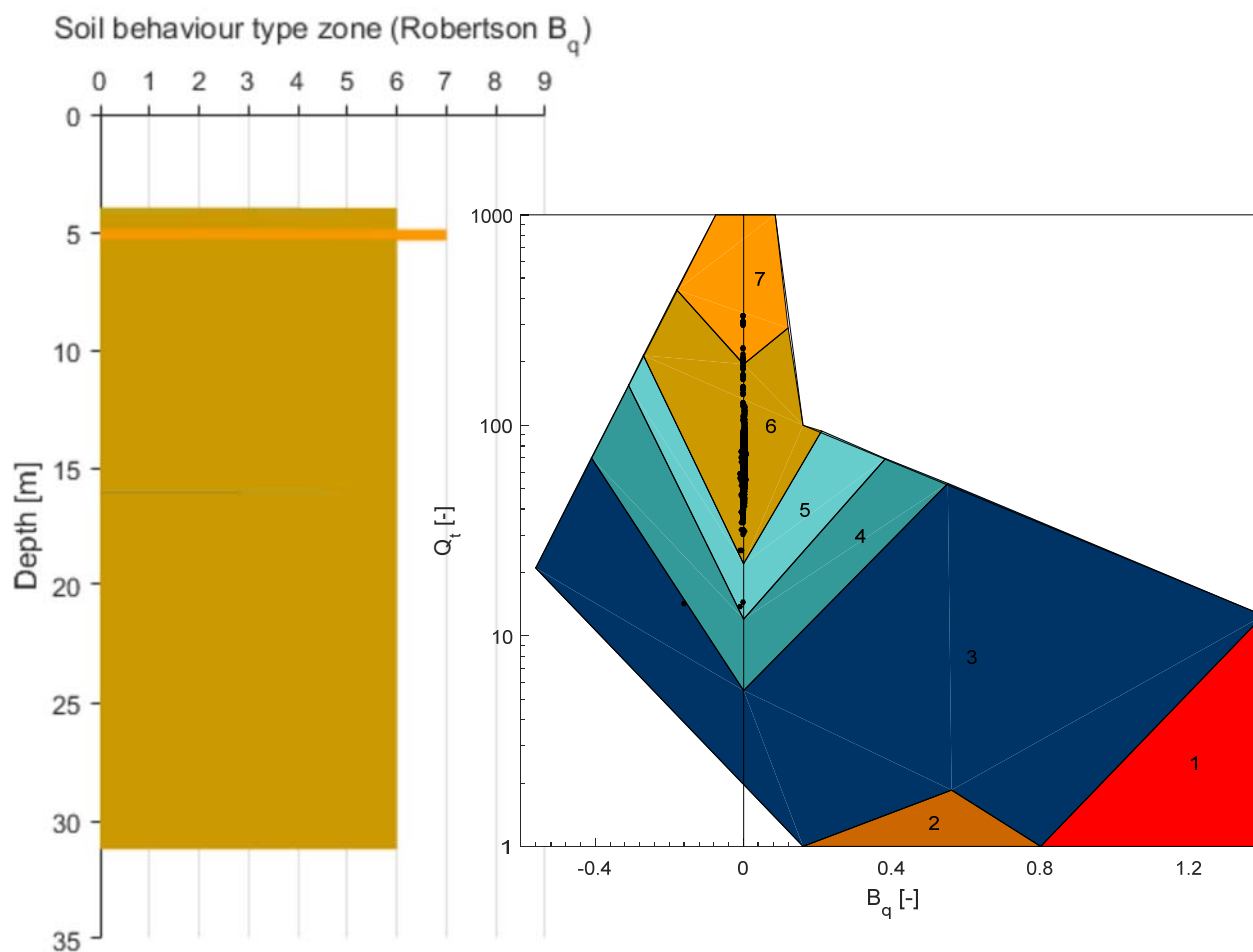
- 2 Organic Soils - Peats
- 3 Clays - Clay to Silty Clay
- 4 Silt Mixtures - Clayey Silt to Silty Clay
- 5 Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
- 6 Sands - Clean Sand to Silty Sand
- 7 Gravelly Sand to Sand
- 8 Very Stiff Sand to Clayey Sand (Cemented, Heavily Overconsolidated)
- 9 Very Stiff, Fine Grained (Cemented, Heavily Overconsolidated)

Figur 2 Tolkning basert på poretrykksforholdet  $B_q$  (Robertson)

### A1.1.2 Jordartsklassifisering i borpunkt 3



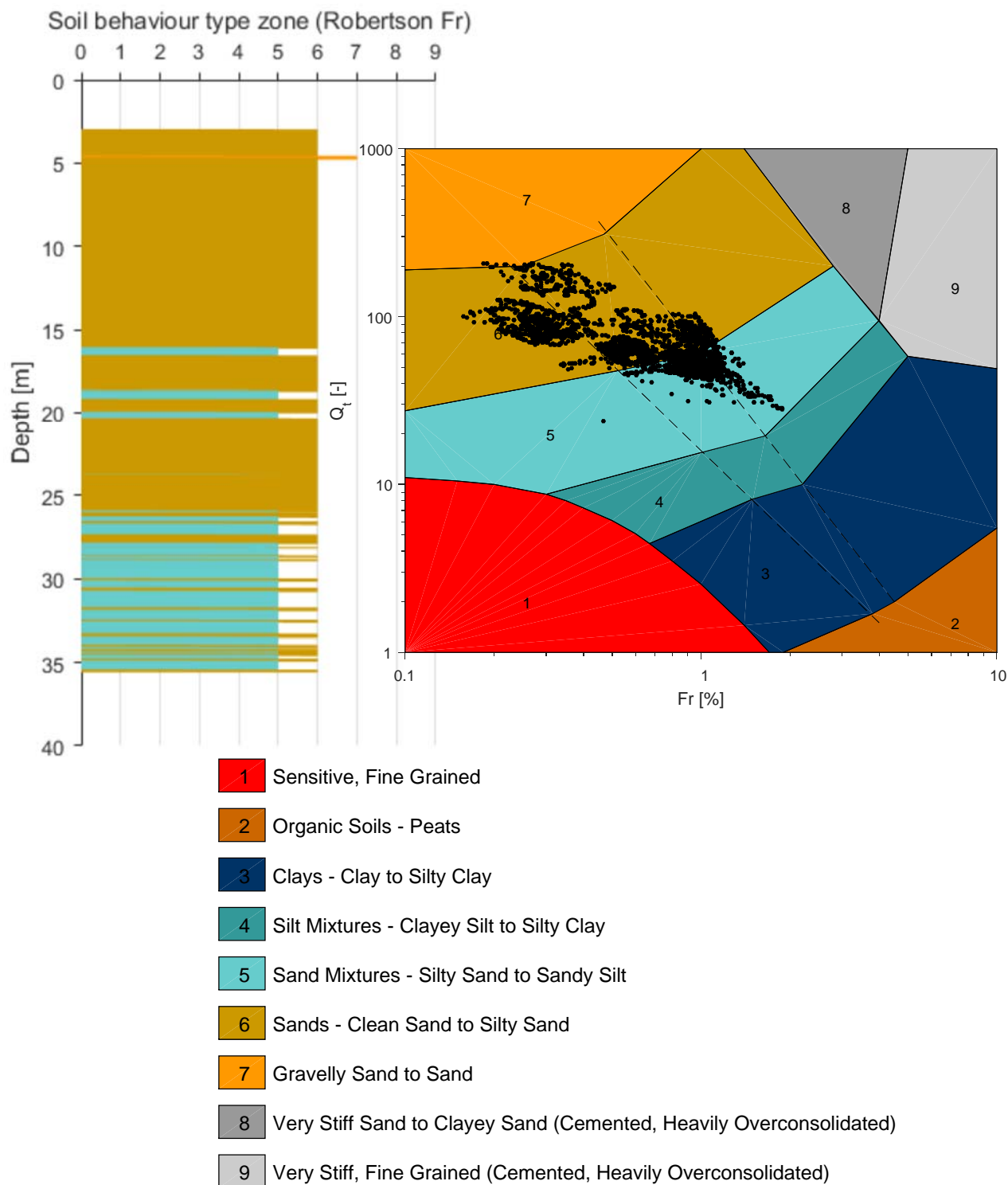
Figur 3 Tolkning basert på friksjonsforholdet Fr (Robertson)



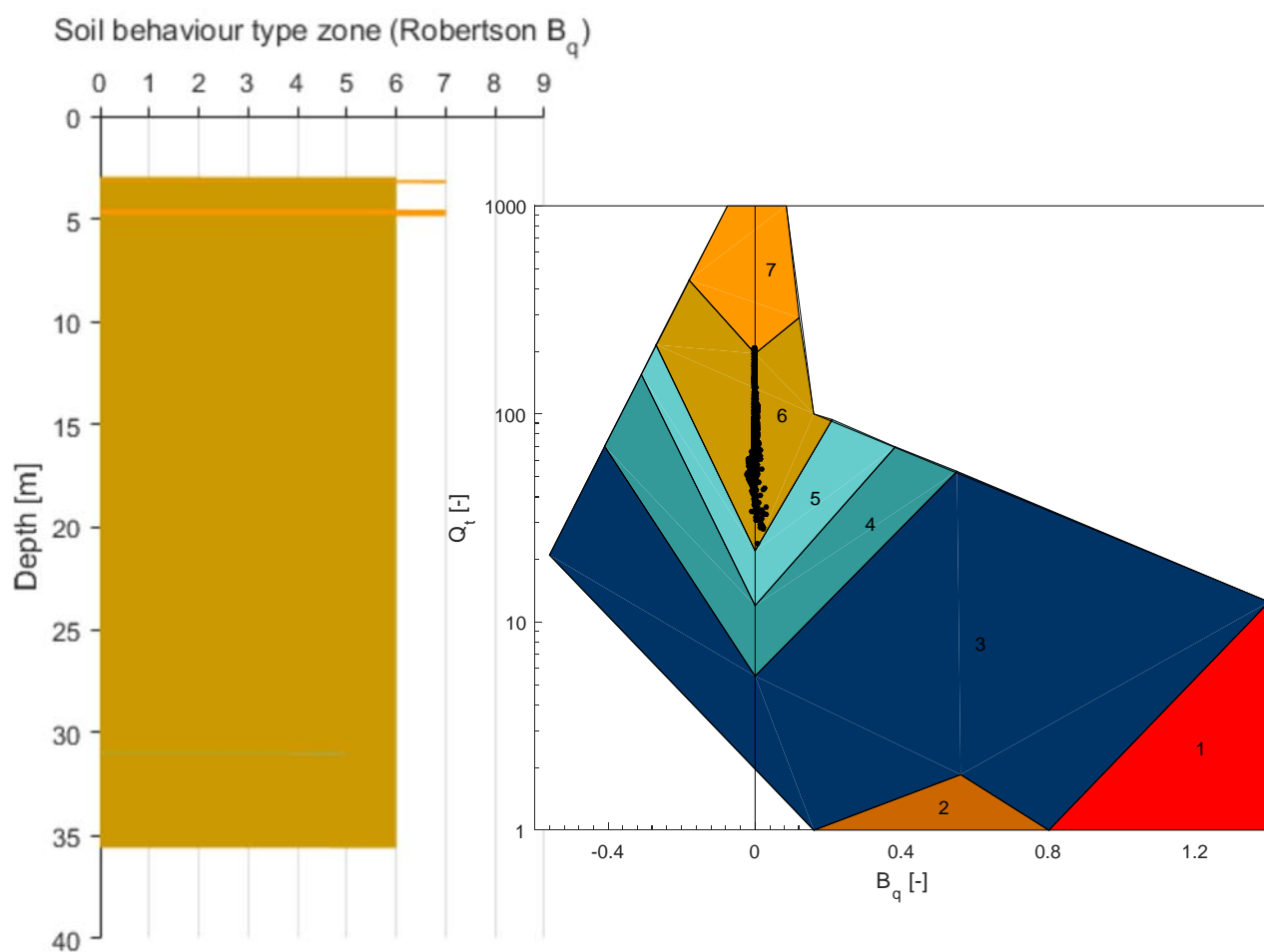
- 1 Sensitive, Fine Grained
- 2 Organic Soils - Peats
- 3 Clays - Clay to Silty Clay
- 4 Silt Mixtures - Clayey Silt to Silty Clay
- 5 Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
- 6 Sands - Clean Sand to Silty Sand
- 7 Gravelly Sand to Sand
- 8 Very Stiff Sand to Clayey Sand (Cemented, Heavily Overconsolidated)
- 9 Very Stiff, Fine Grained (Cemented, Heavily Overconsolidated)

Figur 4 Tolkning basert på poretrykksforholdet  $B_q$  (Robertson)

### A1.1.3 Jordartsklassifisering i borpunkt 8



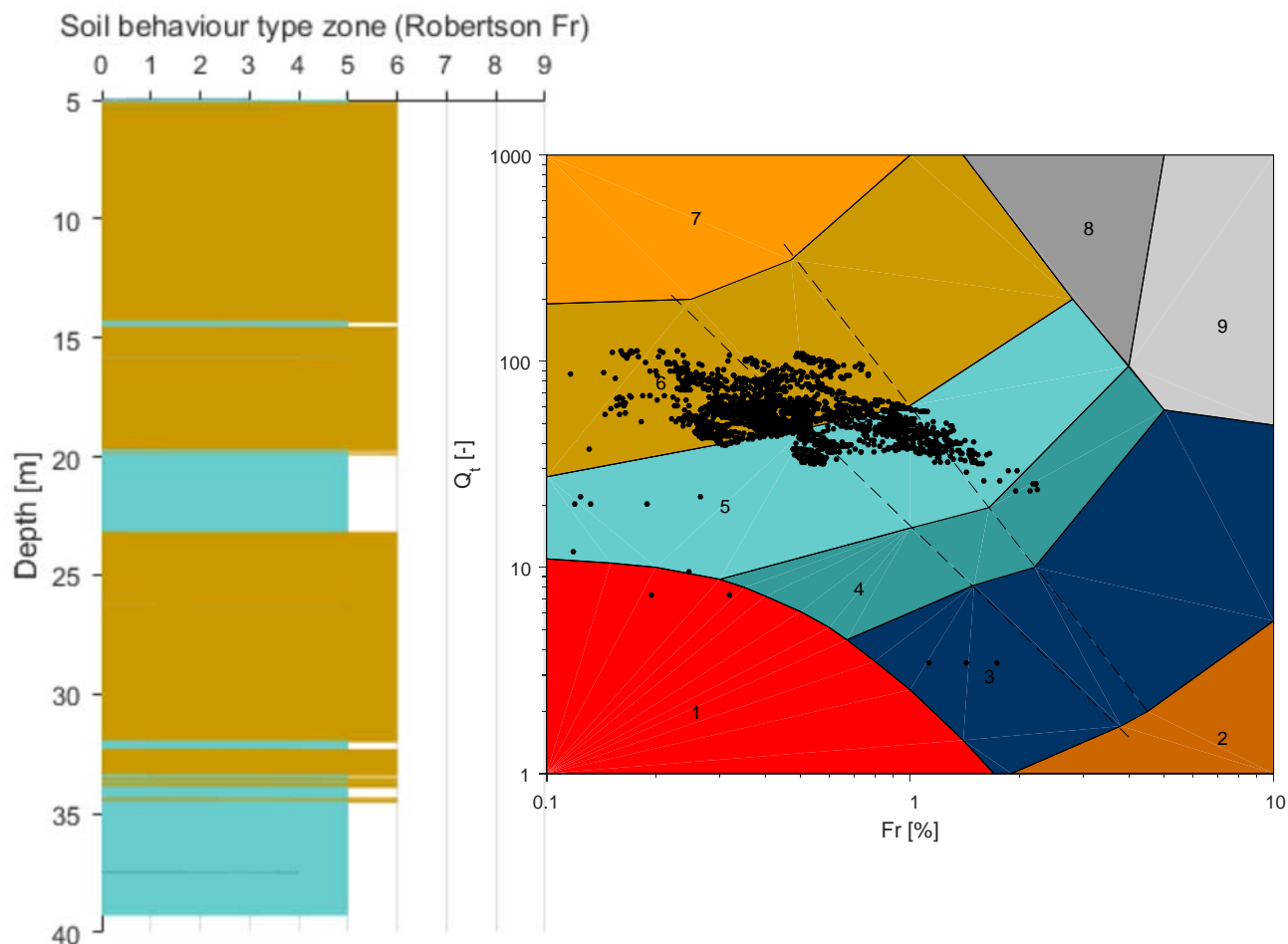
Figur 5 Tolkning basert på friksjonsforholdet Fr (Robertson)



- 1 Sensitive, Fine Grained
- 2 Organic Soils - Peats
- 3 Clays - Clay to Silty Clay
- 4 Silt Mixtures - Clayey Silt to Silty Clay
- 5 Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
- 6 Sands - Clean Sand to Silty Sand
- 7 Gravelly Sand to Sand
- 8 Very Stiff Sand to Clayey Sand (Cemented, Heavily Overconsolidated)
- 9 Very Stiff, Fine Grained (Cemented, Heavily Overconsolidated)

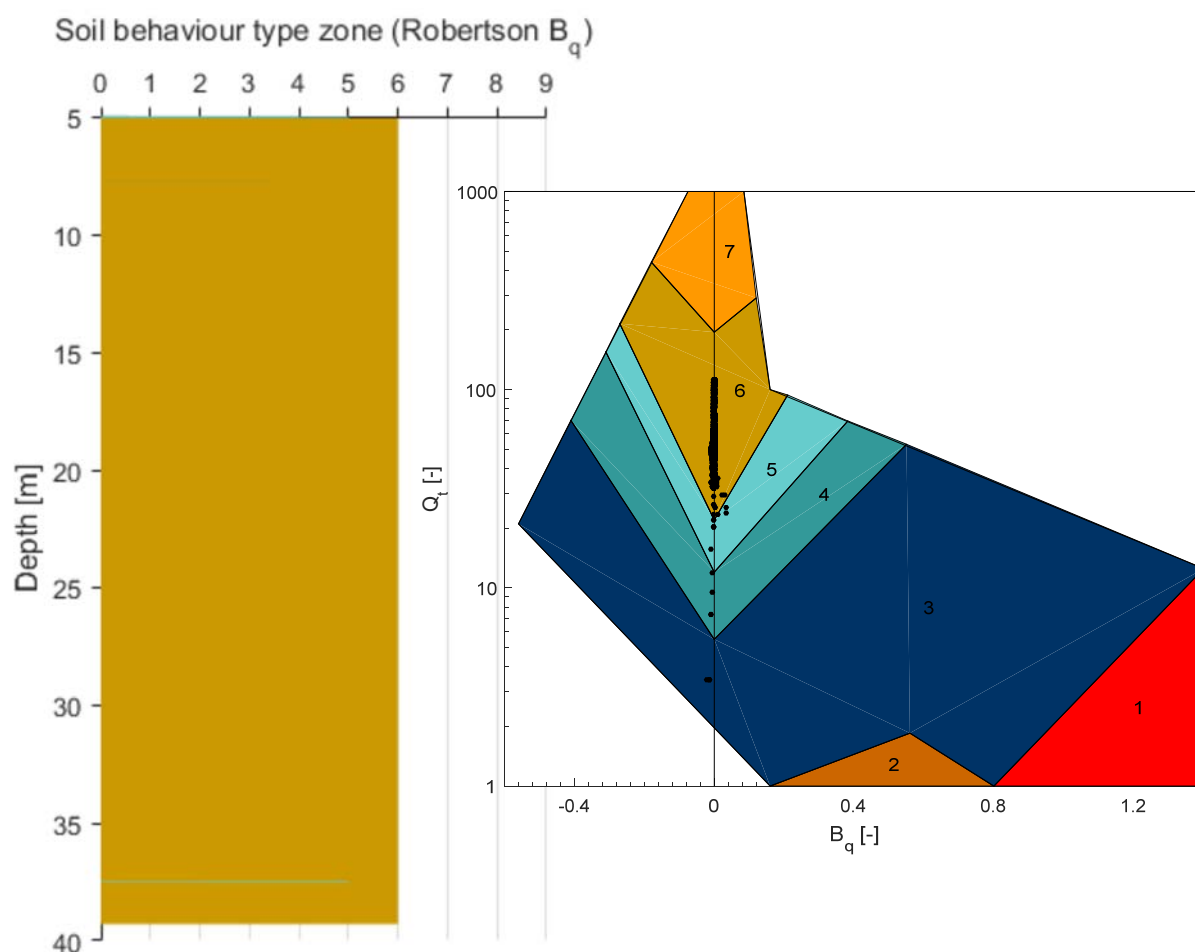
Figur 6 Tolkning basert på poretrykksforholdet  $B_q$  (Robertson)

### A1.1.4 Jordartsklassifisering i borpunkt 14



- 1 Sensitive, Fine Grained
- 2 Organic Soils - Peats
- 3 Clays - Clay to Silty Clay
- 4 Silt Mixtures - Clayey Silt to Silty Clay
- 5 Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
- 6 Sands - Clean Sand to Silty Sand
- 7 Gravelly Sand to Sand
- 8 Very Stiff Sand to Clayey Sand (Cemented, Heavily Overconsolidated)
- 9 Very Stiff, Fine Grained (Cemented, Heavily Overconsolidated)

Figur 7 Tolkning basert på friksjonsforholdet Fr (Robertson)



- 1 Sensitive, Fine Grained
- 2 Organic Soils - Peats
- 3 Clays - Clay to Silty Clay
- 4 Silt Mixtures - Clayey Silt to Silty Clay
- 5 Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
- 6 Sands - Clean Sand to Silty Sand
- 7 Gravelly Sand to Sand
- 8 Very Stiff Sand to Clayey Sand (Cemented, Heavily Overconsolidated)
- 9 Very Stiff, Fine Grained (Cemented, Heavily Overconsolidated)

Figur 8 Tolkning basert på poretrykksforholdet  $B_q$  (Robertson)

## A1.2 Parametertolkning

For tolkning av dimensjoneringsparametere er det benyttet korrelasjoner fra litteraturen, jf. tabell 2. Øverst er det forboret gjennom grove masser (stein) til varierende dybder fra 3 – 6 meter. Disse løsmassene er derfor ikke med i CPTU-tolkningen.

Tabell 2 Korrelasjoner for tolkning av parametere

Parameter	Korrelasjon	Referanse
Tyngdetetthet $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma = 12 + 1,5 \cdot \text{LN}(f_s + 1)$	Mayne 2014
	$\gamma = 26 - 14 / (1 + (0,5 \log(f_s + 1))^2)$	Mayne & Peuchen 2012
	$\gamma = 10 \cdot (0,27 \cdot \text{LOG}(R_f) + 0,36 \cdot \text{LOG}(q_t/p_a) + 1,236)$	Robertson & Cabal 2010
	$\gamma = 11,46 + 0,33 \cdot \text{LOG}(z) + 3,1 \cdot \text{LOG}(f_s) + 0,7 \cdot \text{LOG}(q_t)$	Mayne 2010
Friksjonsvinkel $\varphi$ (°)	$\varphi = 17,6 + 11 \cdot \text{LOG}(q_{t1})$	Kulhawy & Mayne 1990
	$\varphi = \text{ATAN}(1/2,68 \cdot (\text{LOG}(q_t/\sigma'_{v0}) + 0,29))$	Robertson & Campanella 1983
	$\varphi = 25 \cdot (q_{t1})^{0,1}$	Uzielli et al. 2013
	$\varphi$ basert på tolkning av Dr og $\sigma'_{m0}$ (middelspenning)	Andersen & Schjetne. 2013
	NTH-metoden	Senneset et al. 1989
Relativ lagringstetthet Dr (%)	$Dr = 0,4 \cdot \text{LN}(q_c / (22 \cdot (s'_{v0} \cdot 100)^{0,5}))$	Peleveiledningen (2012), kap.4.2.1, eq. (4-2)
Skjærbølge- hastighet (Vs)	$V_s = 118,8 \cdot \text{LOG}(f_s) + 18,5$	Mayne 2006
	$V_s = (10,1 \cdot \text{LOG}(q_t) - 11,4)^{1,67} \cdot (f_s/q_t \cdot 100)^{0,3}$	Hegazy & Mayne (1995)

Tabell 3 gir en oversikt over resultatene fra klassifiseringen.

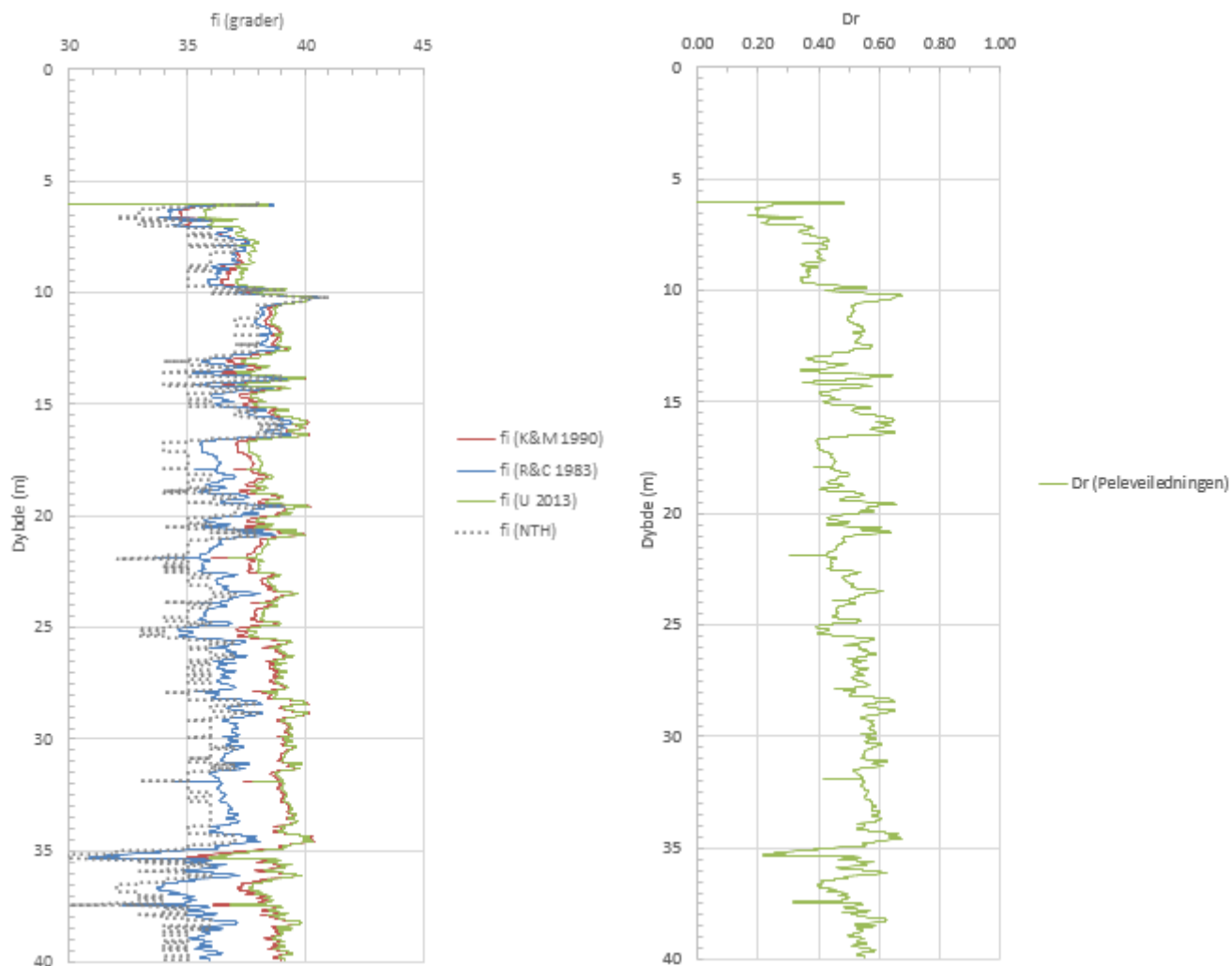
Tabell 3 Oversikt over tolkede parametere

Borpunkt	$\gamma$ – variasjonsområde (kN/m <sup>3</sup> )	Dr – variasjonsområde (%)	$\varphi$ – variasjonsområde (°)	V <sub>s,30</sub> * (m/s)
1	6-40 m: 15.5 – 22	6-10 m: 0.2-0.4 10-40 m: 0.4-0.6	6-40 m: 35-39	197
3	5-31m: 16.5 - 20	5-31 m: 0.4-0.6	5-31 m: 35-39	196
8	3-35 m: 15.5 – 22	3-35 m: 0.4-0.65	3-35 m: 36-40	215
14	5-39 m: 16-22	5-39 m: 0.35-0.6	5-39 m: 34-39	200

\*V<sub>s,30</sub> angir tolket middelværdi ned til 30 meter dybde

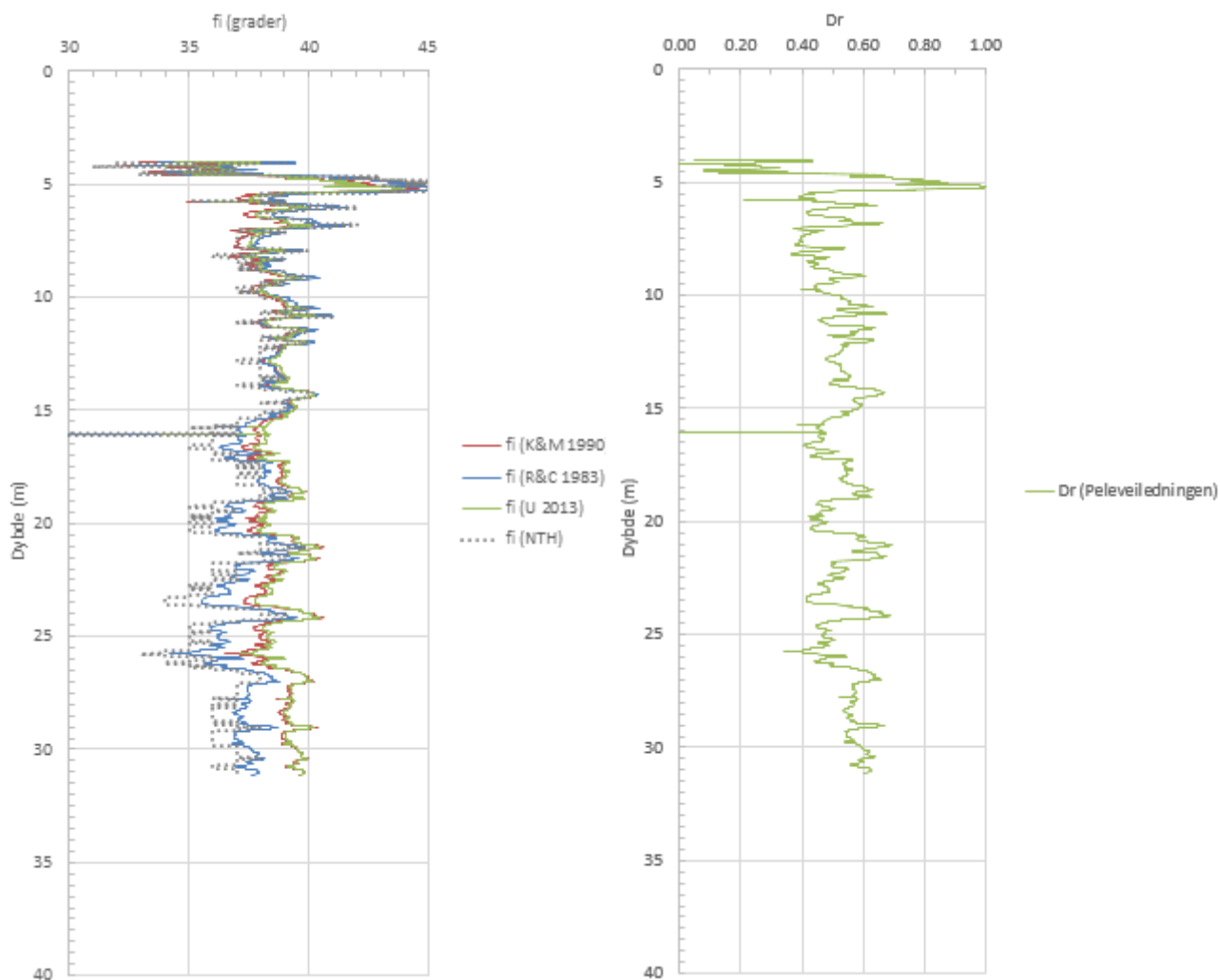


### A1.2.1 Friksjonsvinkel og relativ lagringstetthet i borpunkt 1



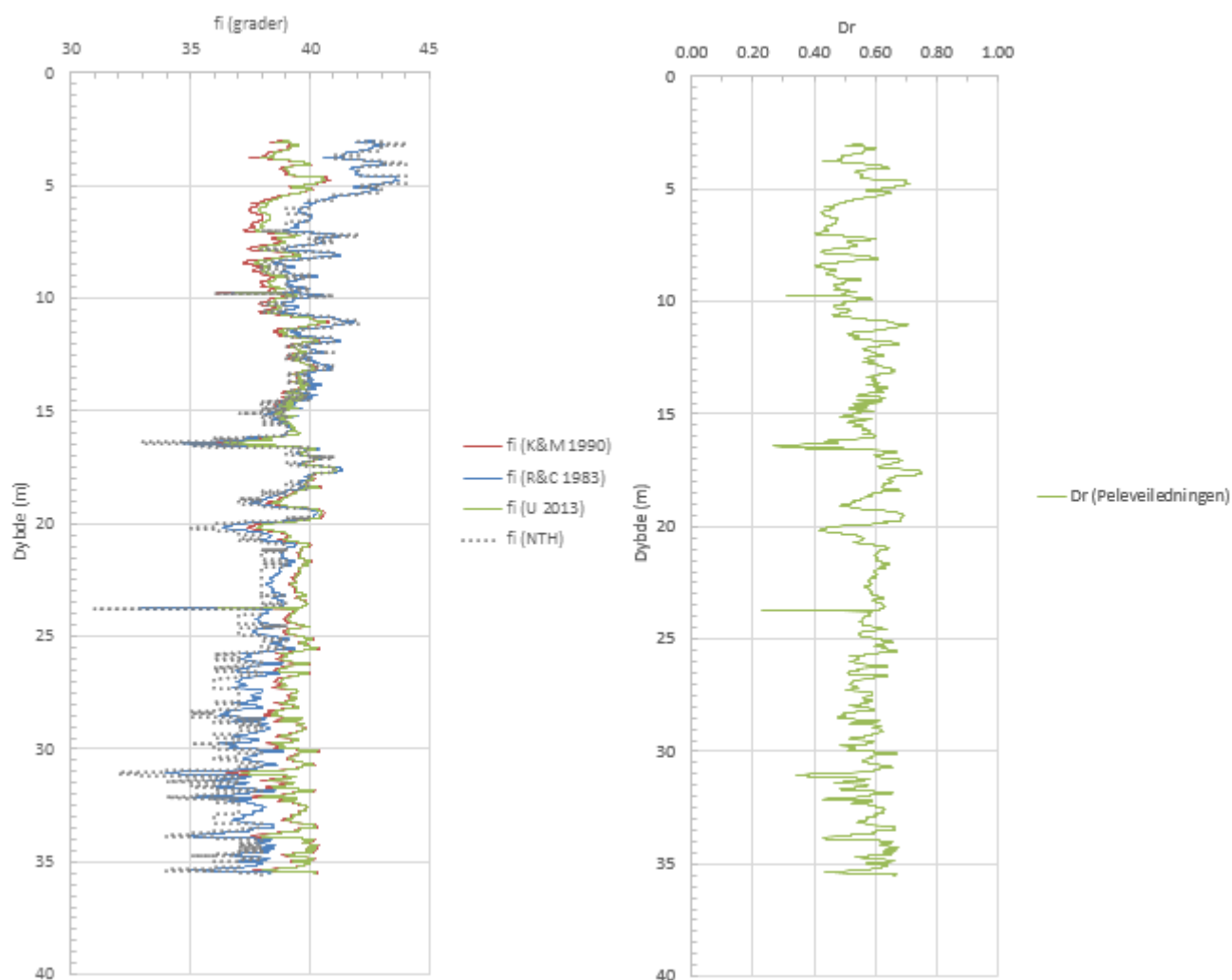
Figur 9 Tolkning av friksjonsvinkel ( $\varphi$ ) og relativ lagringstetthet ( $Dr$ ).

### A1.2.2 Friksjonsvinkel og relativ lagringstetthet i borpunkt 3



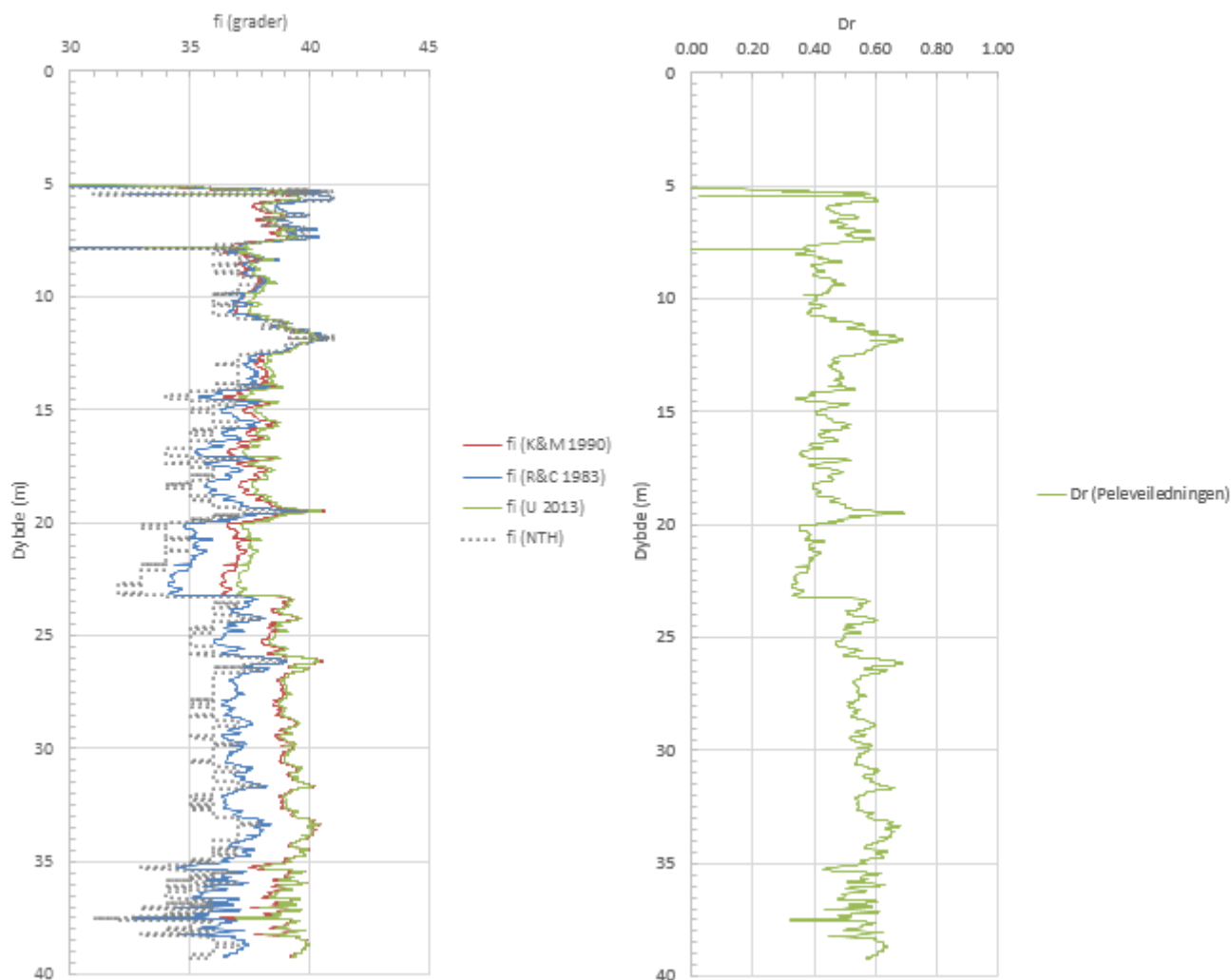
Figur 10 Tolkning av friksjonsvinkel ( $\varphi$ ) og relativ lagringstetthet ( $D_r$ ).

### A1.2.3 Friksjonsvinkel og relativ lagringstetthet i borpunkt 8



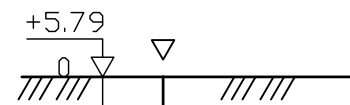
Figur 11 Tolkning av friksjonsvinkel ( $\varphi$ ) og relativ lagringstetthet ( $D_r$ ).

### A1.2.4 Friksjonsvinkel og relativ lagringstetthet i borpunkt 14



Figur 12 Tolkning av friksjonsvinkel ( $\varphi$ ) og relativ lagringstetthet (Dr).

1C



Dybde, m

5  
10  
15  
20  
25  
30  
35  
40

2 4 6 8 10 12 14 16 18 20  
Spissmotstand,  $q_c$  (MPa)  
0.18 0.16 0.14 0.12 0.10 0.08 0.06 0.04 0.02 0.00  
Sidefriksjon,  $f_s$  (MPa)

0.10 0.20 0.30 0.40  
Poretrykk,  $u$  (MPa)

2.00 4.00 6.00 8.00 10.00 12.00 14.00 16.00 18.00 20.00  
Korrigert spissmotstand,  $q_T$  (MPa)

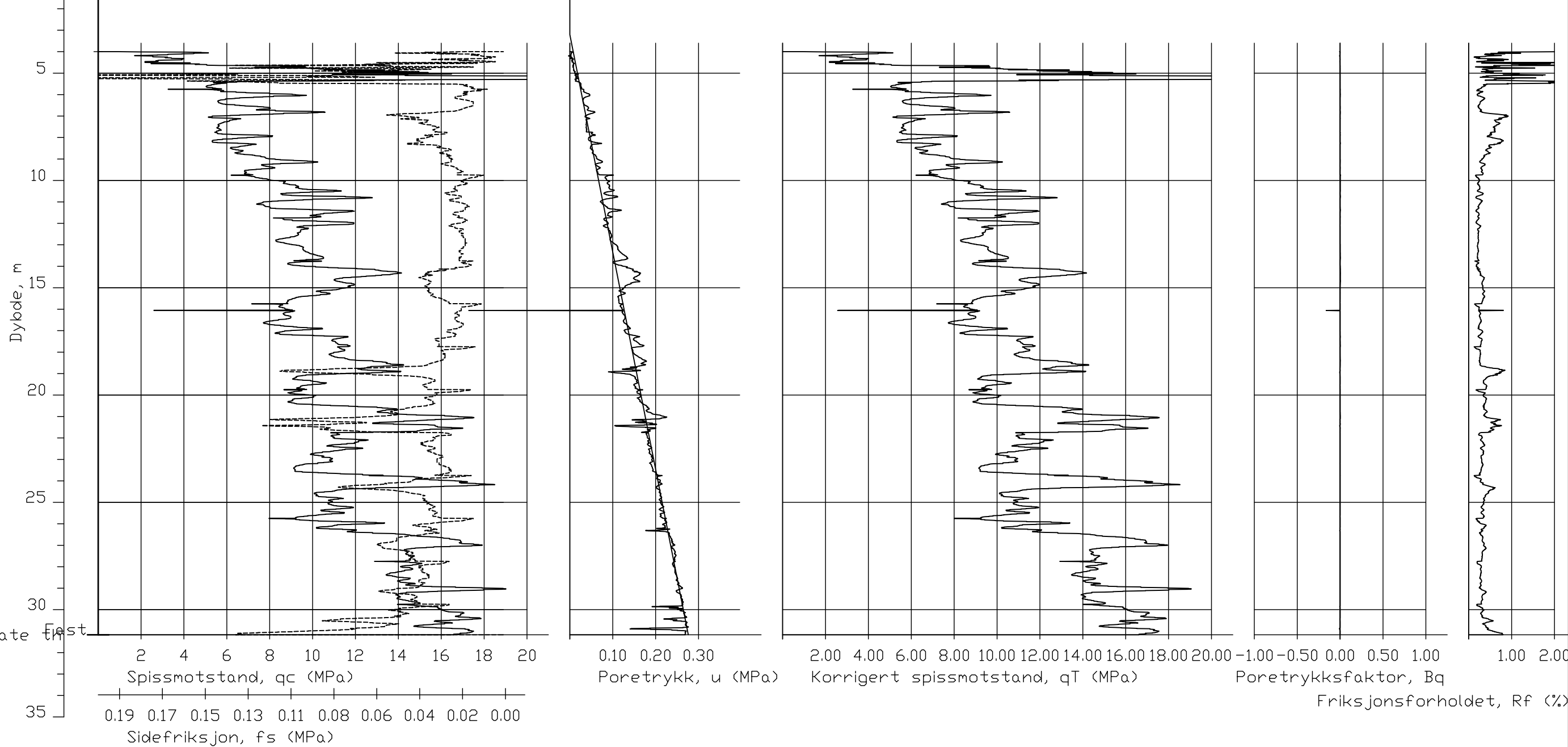
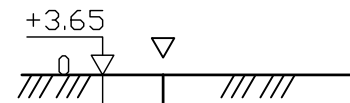
-1.00 -0.50 0.00 0.50 1.00  
Poretrykksfaktor,  $B_q$

Friksjonsforholdet,  $R_f$  (%)

Could not penetrate 40 cm

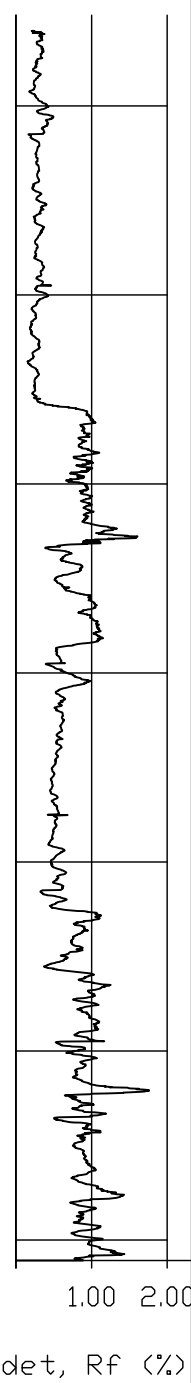
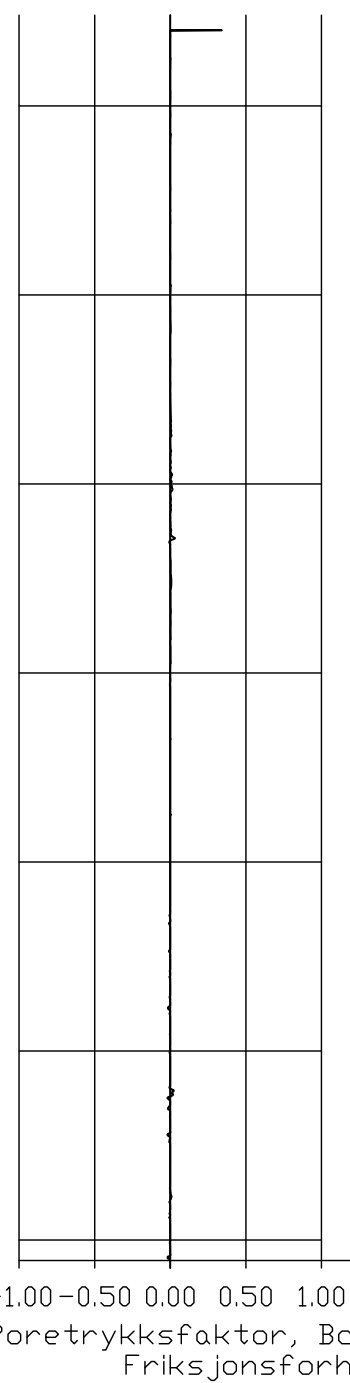
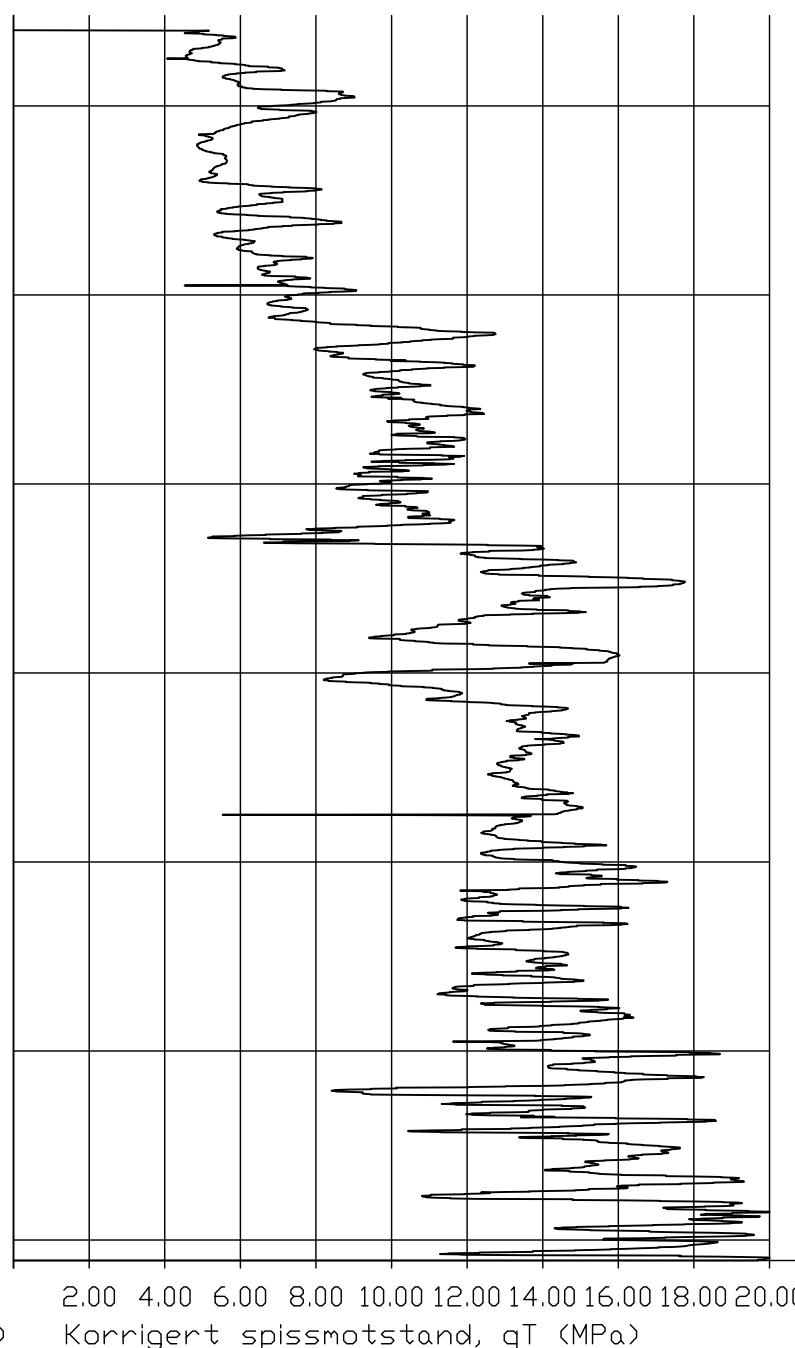
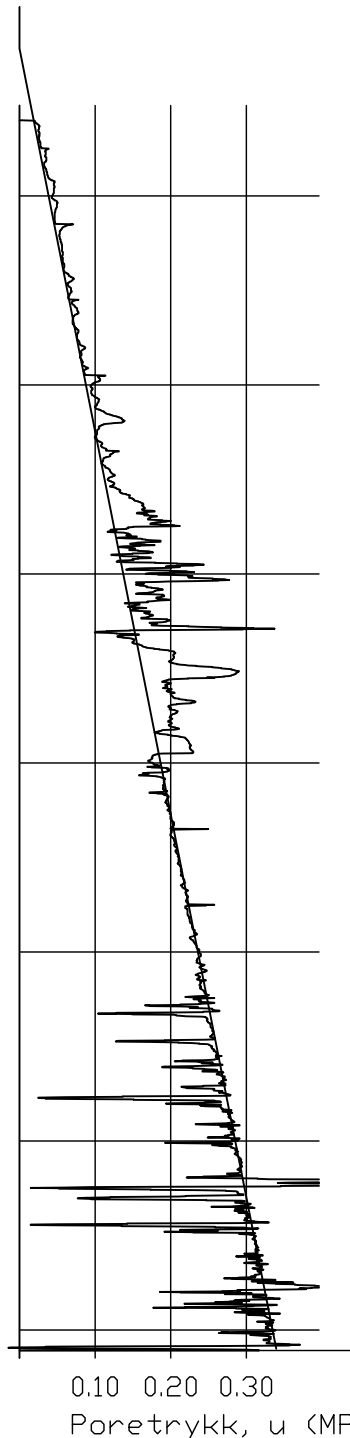
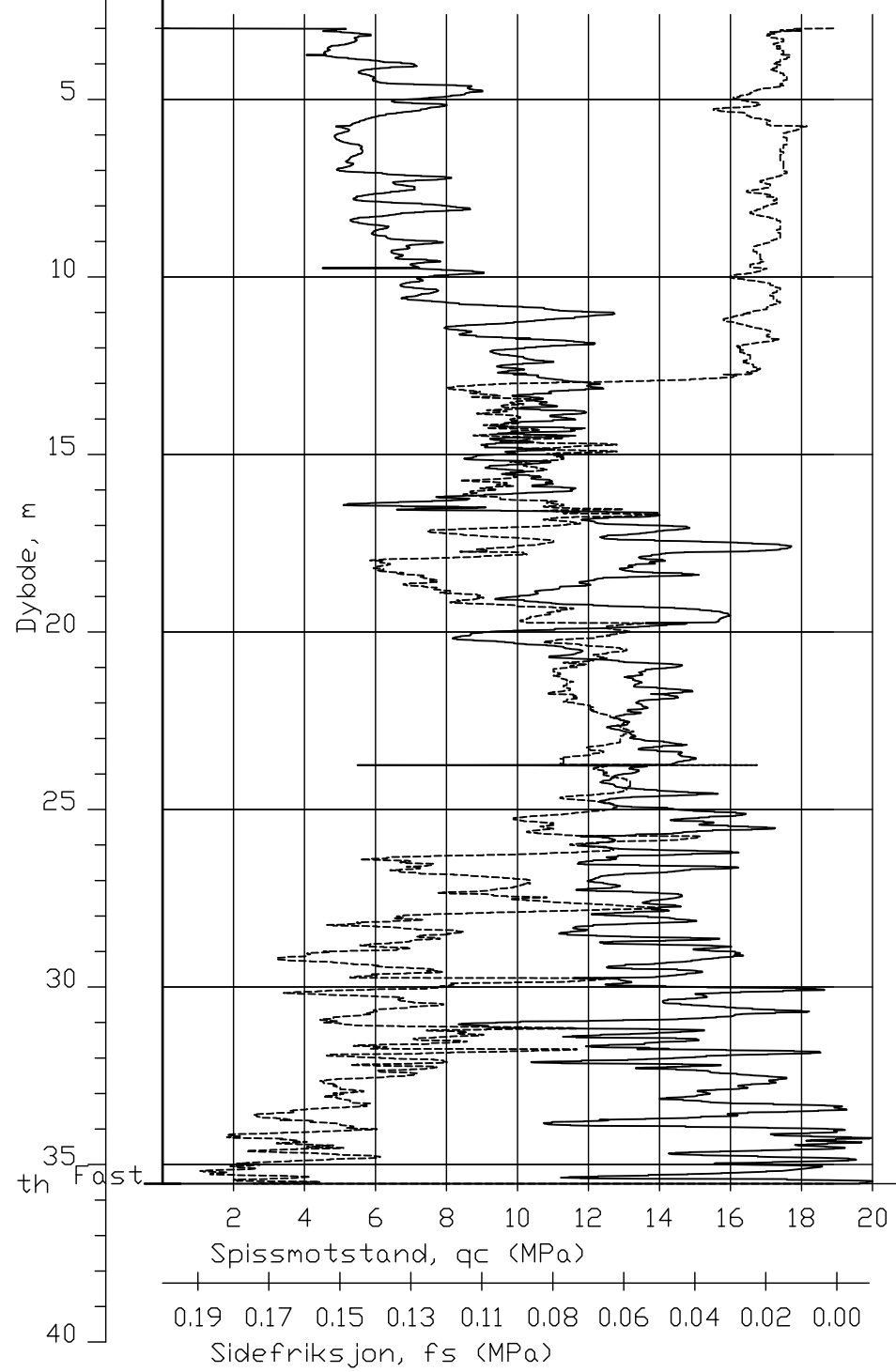
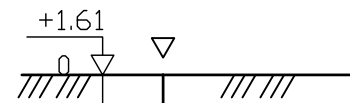
STORSLETT BRU		Rapport nr. 20170779-02-R	
CPTU - korpunkt 1		Dato. 07.02.2018	Figur nr. A1
M=1:200		Tegn. RMO	Kontr. VG
		Godkj. RMO	

3C



STORSLETT BRU		Rapport nr. 20170779-02-R	
CPTU - korpunkt 3		Dato. 07.02.2018	Figur nr. A2
M=1:200		Tegn. RMO	Kontr. VG
		Godkj. RMO	

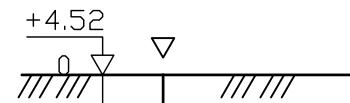
8C



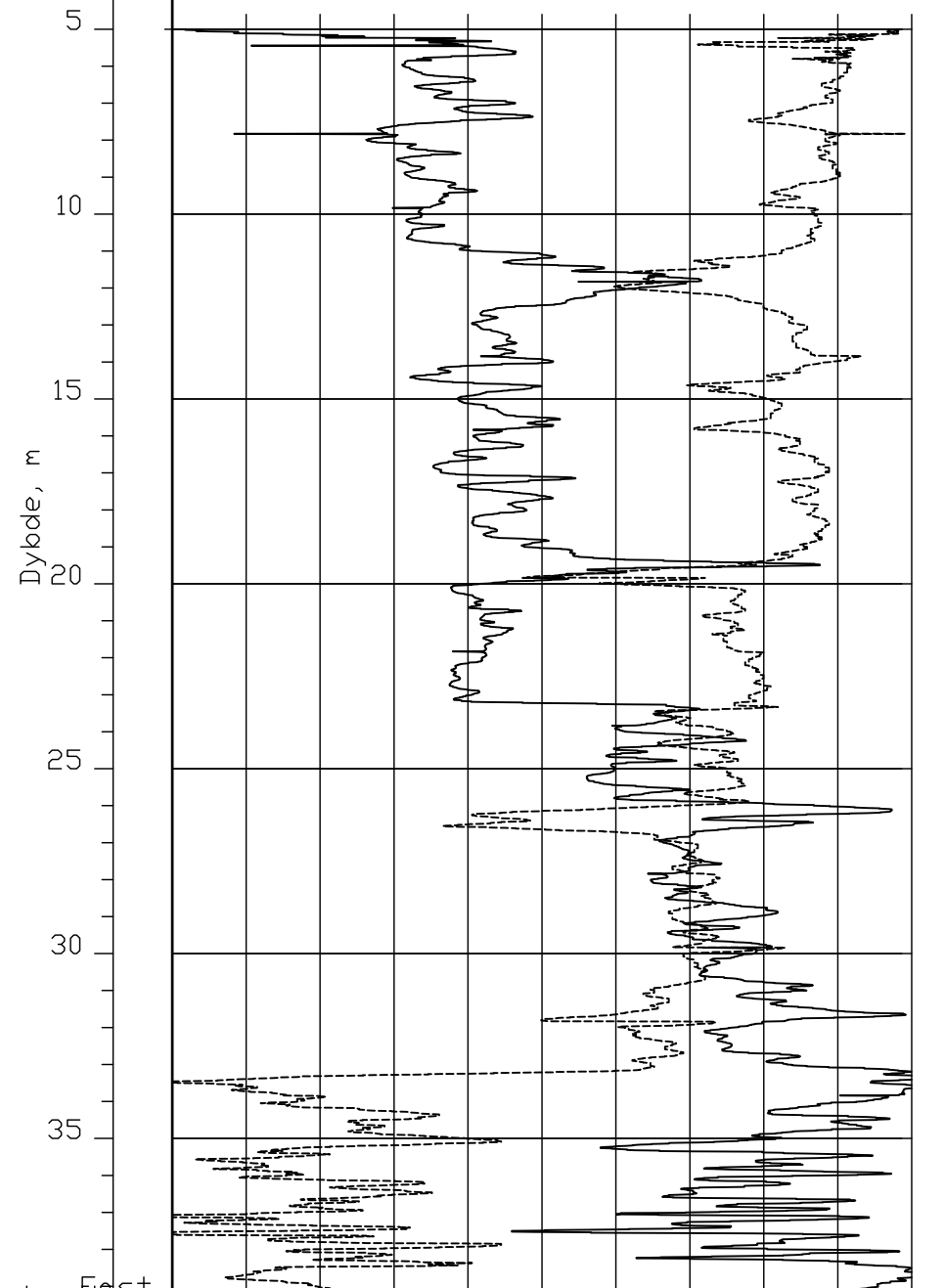
could not penetrate th Fast

STORSLETT BRU		Rapport nr. 20170779-02-R	
CPTU - borpunkt 8		Dato. 07.02.2018	Figur nr. A3
M=1:200		Tegn. RMO	Kontr. VG
		Godkj. RMO	

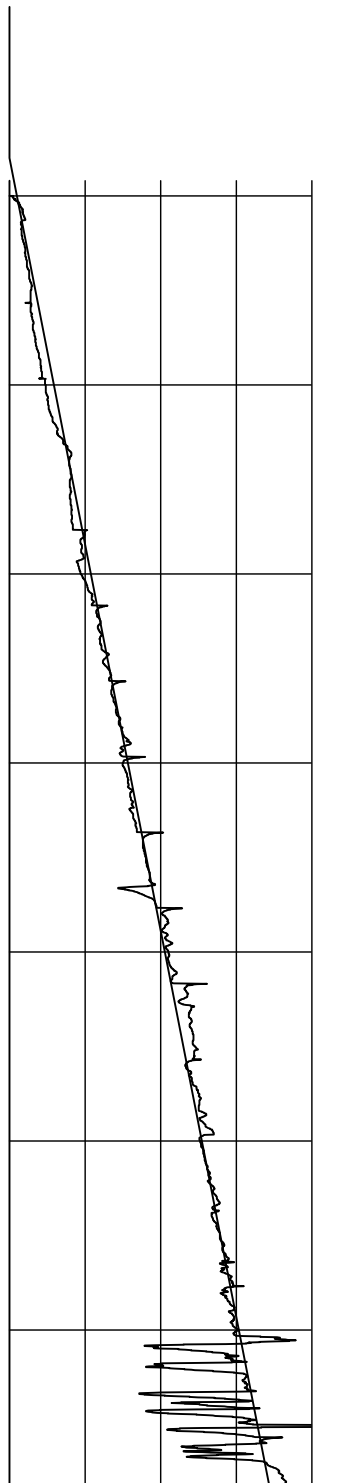
14C



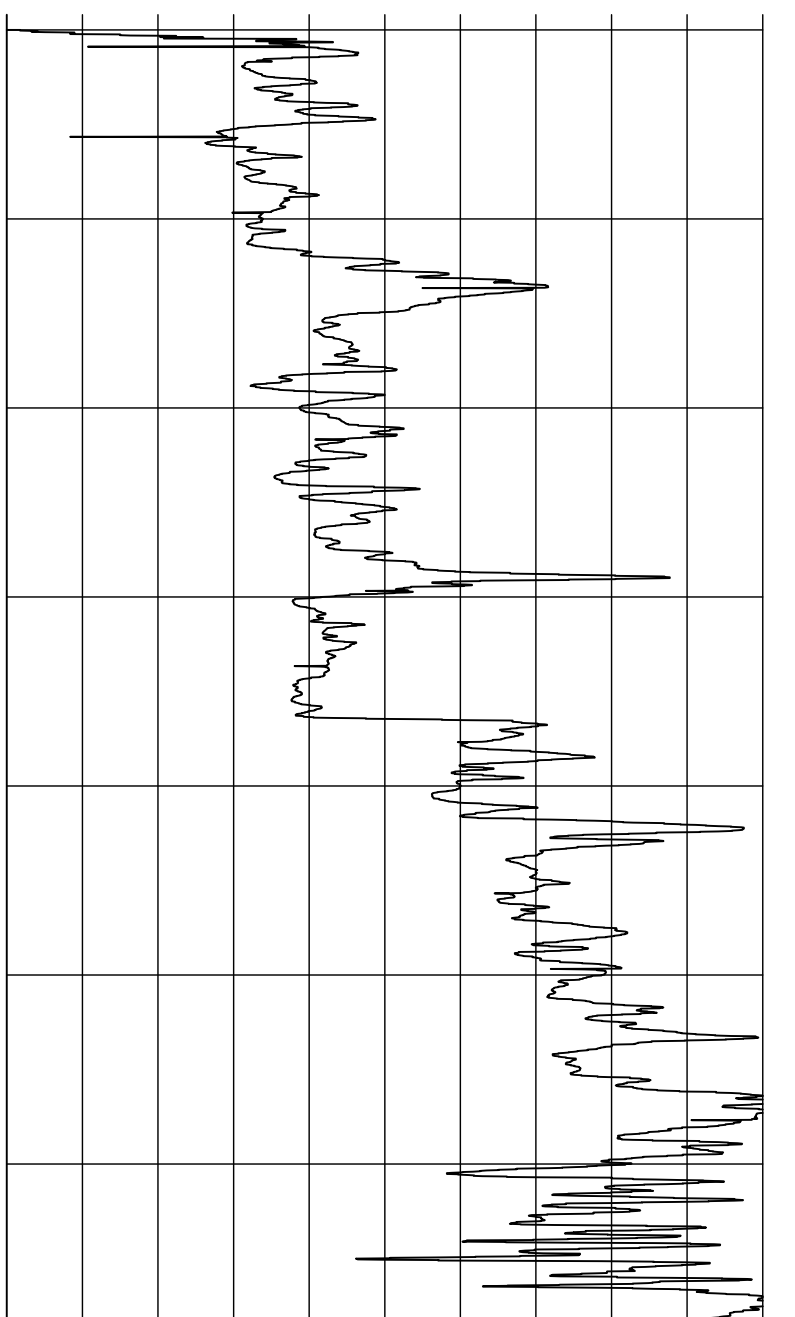
Dybde, m



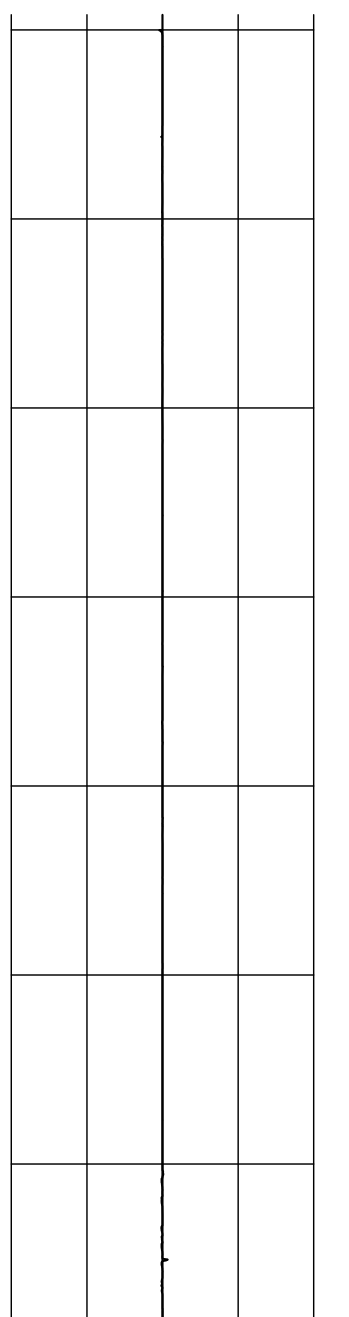
Spissmotstand,  $q_c$  (MPa)  
 Sidefriksjon,  $f_s$  (MPa)



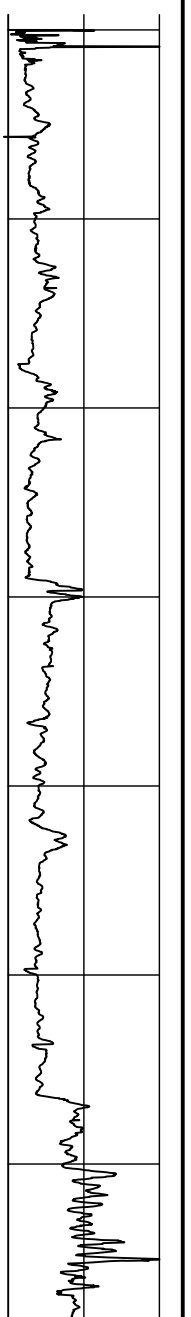
Poretrykk,  $u$  (MPa)



Korrigert spissmotstand,  $q_T$  (MPa)



Poretrykksfaktor,  $B_q$



Friksjonsforholdet,  $R_f$  (%)

Could not penetrate fast

STORSLETT BRU		Rapport nr. 20170779-02-R	
CPTU - korpunkt 14		Dato. 07.02.2018	Figur nr. A4
M=1:200		Tegn. RMO	Kontr. VG
		Godkj. RMO	



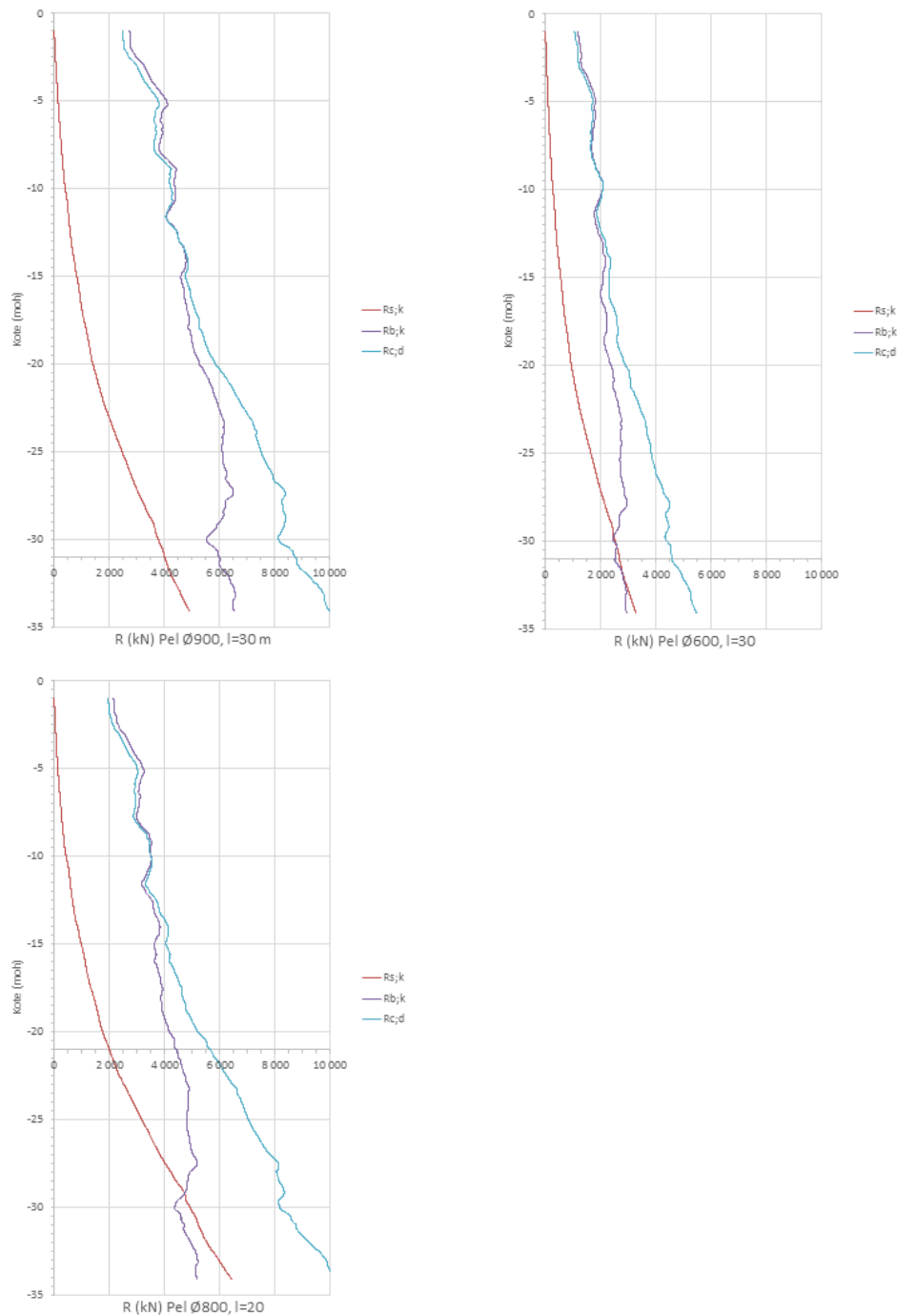
# Vedlegg B

## BÆREEVNE AV STÅLRØRSPELER BEREGNET ETTER CPTU-METODEN

### Innhold

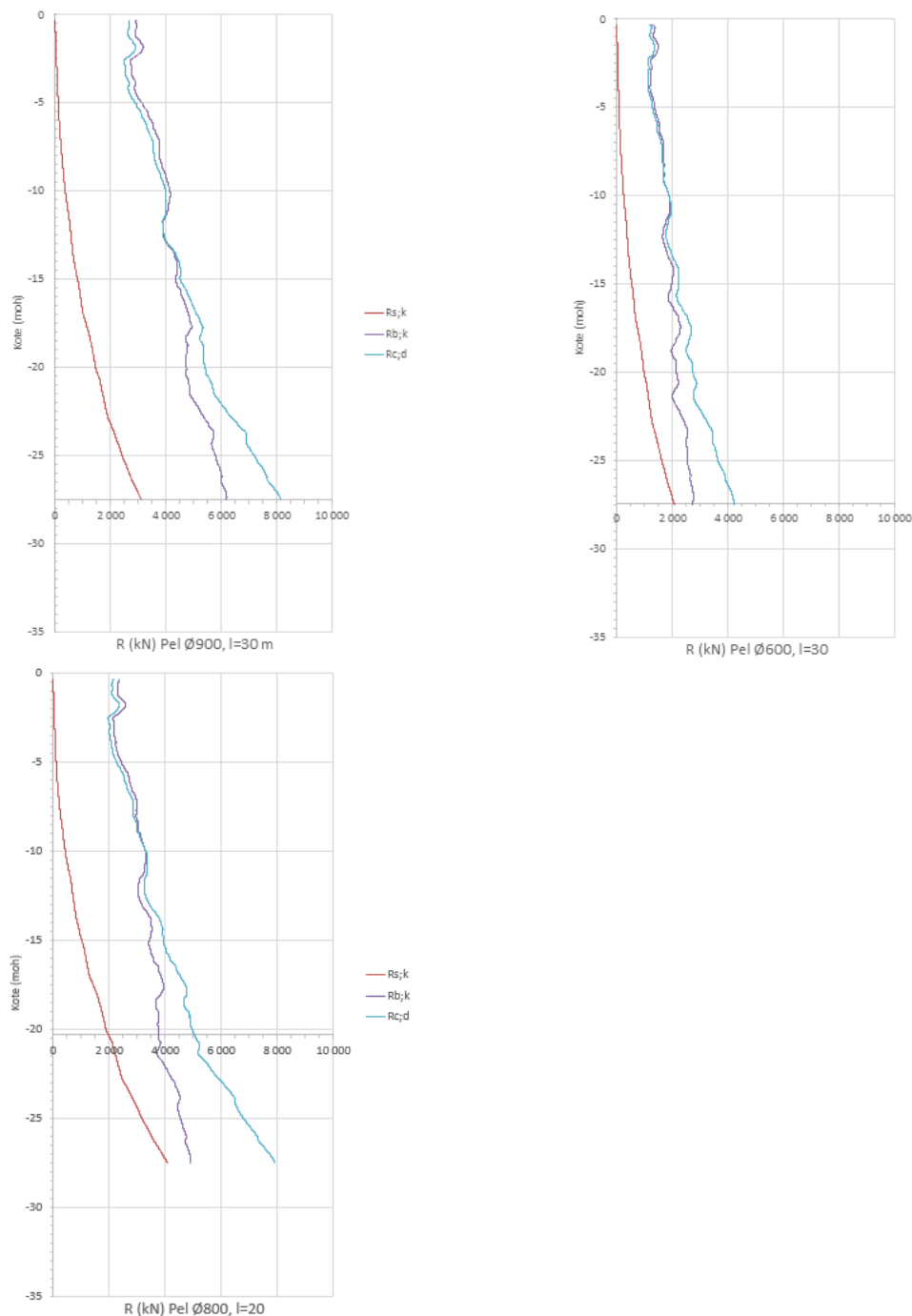
<b>B1</b>	<b>Bæreevne fra CPTU i borpunkt 1</b>	<b>2</b>
<b>B2</b>	<b>Bæreevne fra CPTU i borpunkt 3</b>	<b>2</b>
<b>B3</b>	<b>Bæreevne fra CPTU i borpunkt 8</b>	<b>4</b>
<b>B4</b>	<b>Bæreevne fra CPTU i borpunkt 14</b>	<b>4</b>

## B1 Bæreevne fra CPTU i borpunkt 1



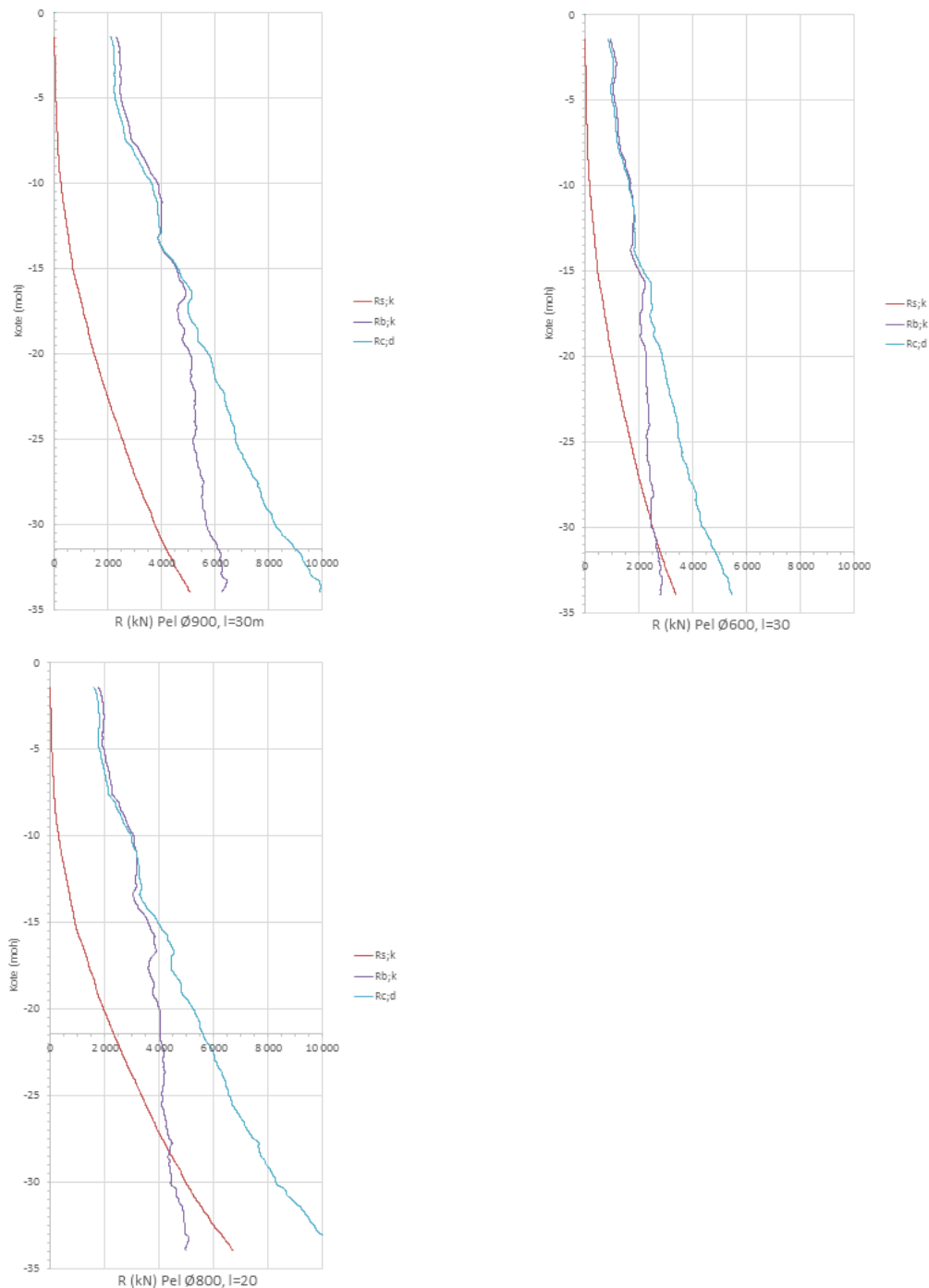
Figur 1 Bæreevne [kN] fra sidefriksjon ( $R_{sk}$ ) og spissmotstand ( $R_{bk}$ ), samt total dimensjonerende motstand ( $R_{cd}$ ) beregnet fra CPTU-måledata i borpunkt 1. Ø900 mm stålrørspel øverst til venstre. Forutsatt lengde er 30 meter. Ø600 pel - 30 meter lengde til høyre. Ø800 mm stålrørspel, 20 m lengde, i det nederste diagrammet.

## B2 Bæreevne fra CPTU i borpunkt 3



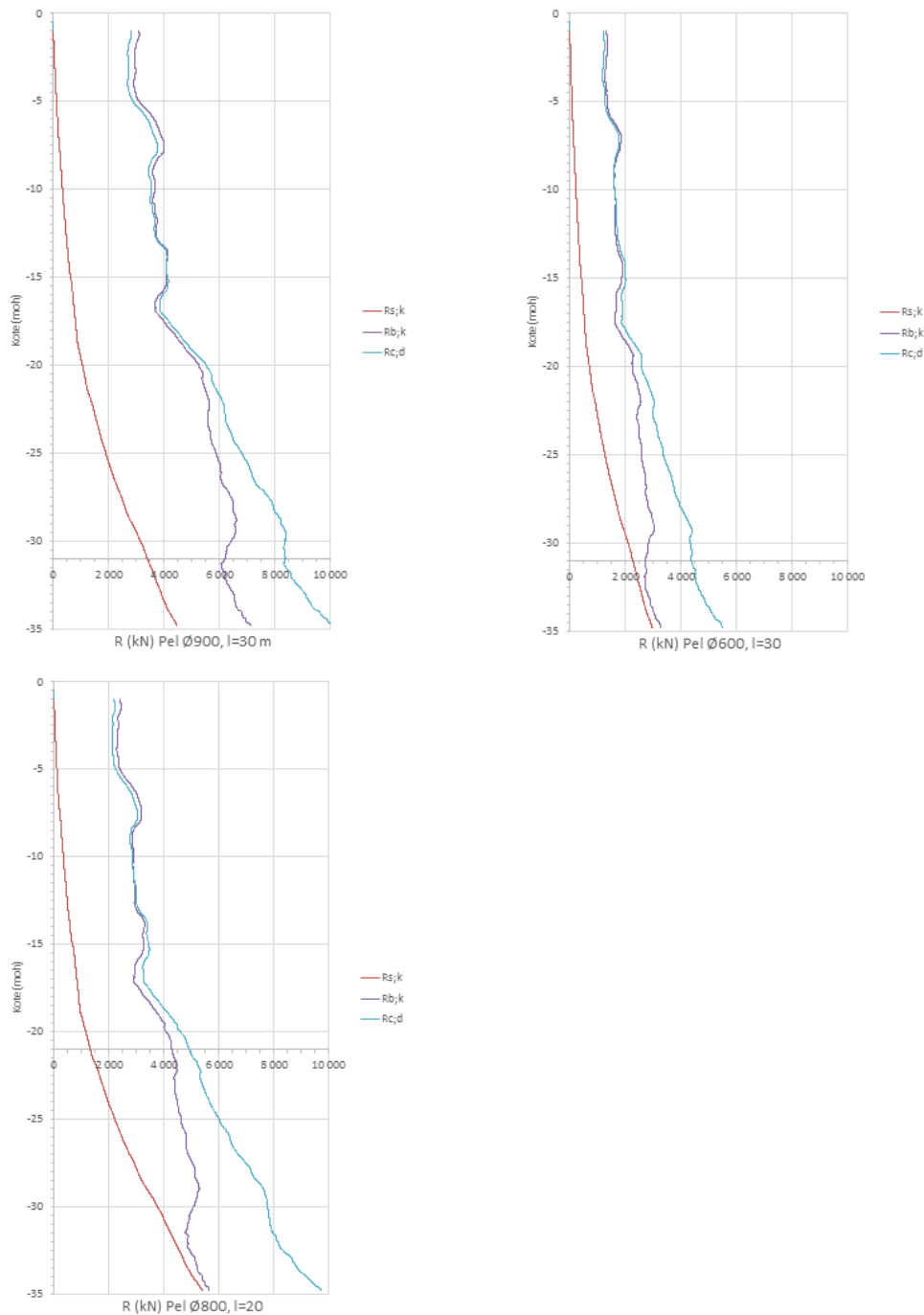
Figur 2 Bæreevne [kN] fra sidefriksjon ( $R_{sk}$ ) og spissmotstand ( $R_{bk}$ ), samt total dimensjonerende motstand ( $R_{cd}$ ) beregnet fra CPTU-måledata i borpunkt 3.  $\varnothing 900$  mm stålrørspel øverst til venstre. Forutsatt lengde er 27,2 meter (tilsvarer CPTU måledybde).  $\varnothing 600$  pel - 27,2 meter lengde til høyre.  $\varnothing 800$  mm stålrørspel, 20 m lengde, i det nederste diagrammet.

## B3 Bæreevne fra CPTU i borpunkt 8



Figur 3 Bæreevne [kN] fra sidefriksjon ( $R_{sk}$ ) og spissmotstand ( $R_{bk}$ ), samt total dimensjonerende motstand ( $R_{cd}$ ) beregnet fra CPTU-måledata i borpunkt 8.  $\varnothing 900$  mm stålrørspel øverst til venstre. Forutsatt lengde er 30 meter.  $\varnothing 600$  pel - 30 meter lengde til høyre.  $\varnothing 800$  mm stålrørspel, 20 m lengde, i det nederste diagrammet.

## B4 Bæreevne fra CPTU i borpunkt 14



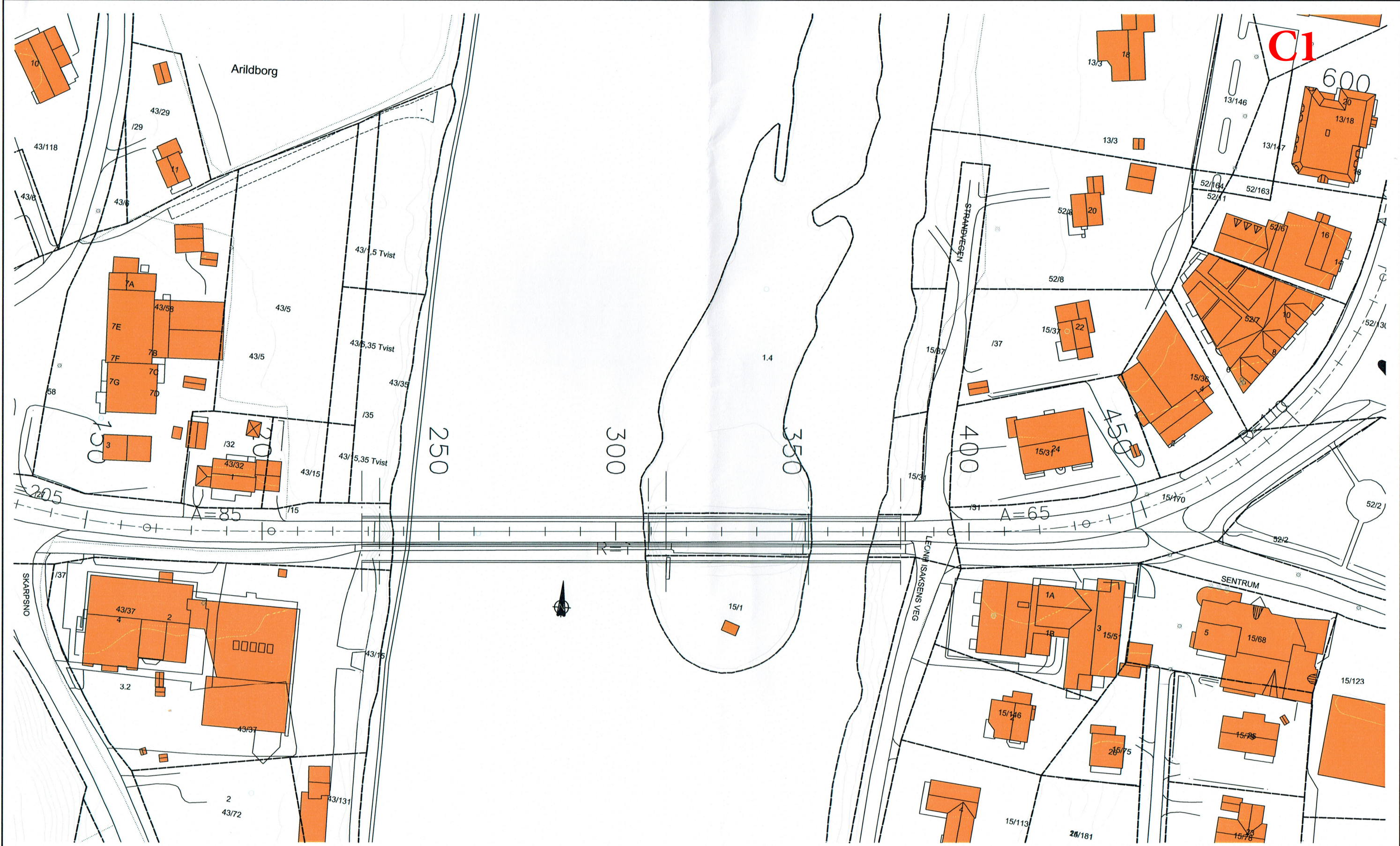
Figur 4 Bæreevne [kN] fra sidefriksjon ( $R_{sk}$ ) og spissmotstand ( $R_{bk}$ ), samt total dimensjonerende motstand ( $R_{cd}$ ) beregnet fra CPTU-måledata i borpunkt 14.  $\varnothing 900$  mm stålrørspel øverst til venstre. Forutsatt lengde er 30 meter (tilsvarende CPTU måledybde).  $\varnothing 600$  pel - 30 meter lengde til høyre.  $\varnothing 800$  mm stålrørspel, 20 m lengde, i det nederste diagrammet.

# Vedlegg C

## TEGNINGER AV BRULØSNINGER


### Innhold

<b>C1</b>	<b>Foreløpig situasjonsplan</b>	<b>2</b>
<b>C2</b>	<b>Tegninger av eksisterende bru</b>	<b>3</b>
<b>C3</b>	<b>Foreløpig tegning - Alternativ 1 (oppriss)</b>	<b>5</b>
<b>C4</b>	<b>Foreløpig tegning - Alternativ 2 (oppriss)</b>	<b>6</b>
<b>C5</b>	<b>Foreløpig tegning - Alternativ 3 (oppriss)</b>	<b>7</b>
<b>C6</b>	<b>Foreløpig tegning – tverrsnitt av kjørebane</b>	<b>8</b>



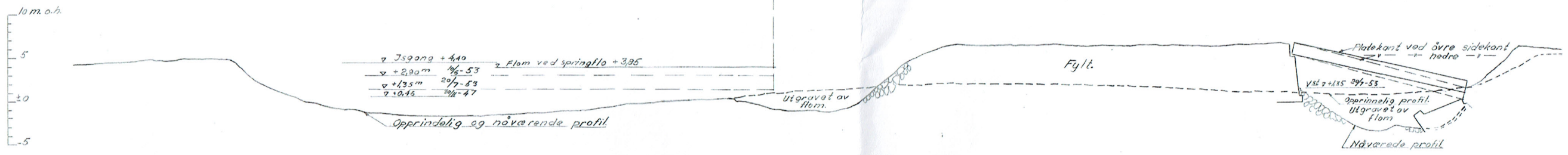
PLAN, 1:500

A3 GIR HALV MÅLESTOKK

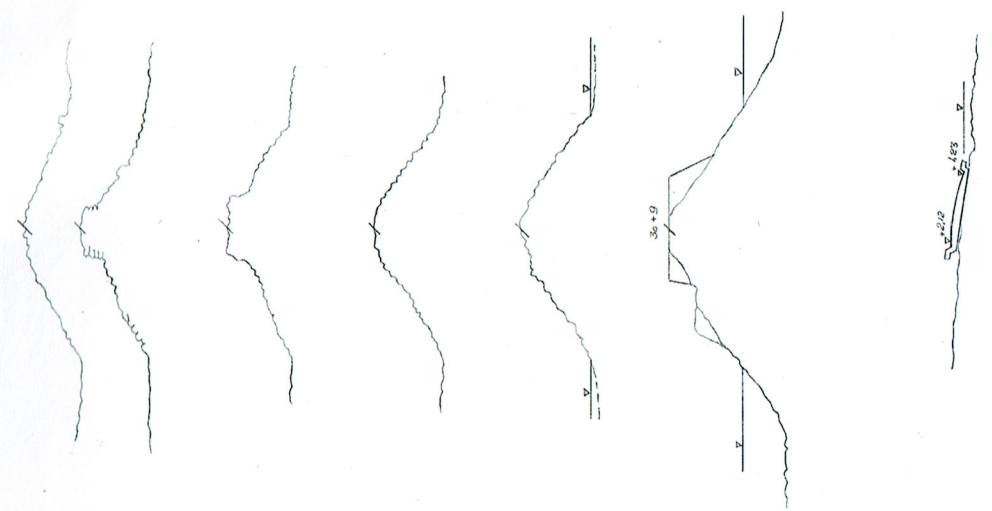
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godjent	Rev. dato
Godjent	arbeidsføring ifølge notat fra Vegdirektoratet	Saksnr.			
 Statens vegvesen		Tegningsdato			
E6 Storslett bru		Bestiller			
STORSLETT BRU		Prosjekt for			
Foreprosjekt		Produsert av			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer /	SOM ANGITT
			..VAT17249	revisjonsbokstav	

FORELØPIG 20171123

17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34

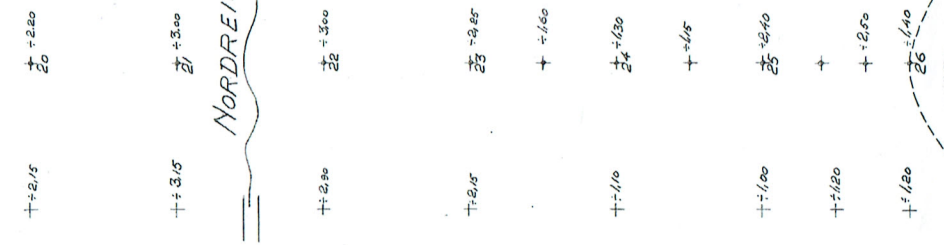


NORDREISA BRU (Ombygging)  
 Profiler etter undergravningen våren 1953.  
 M = 1:250

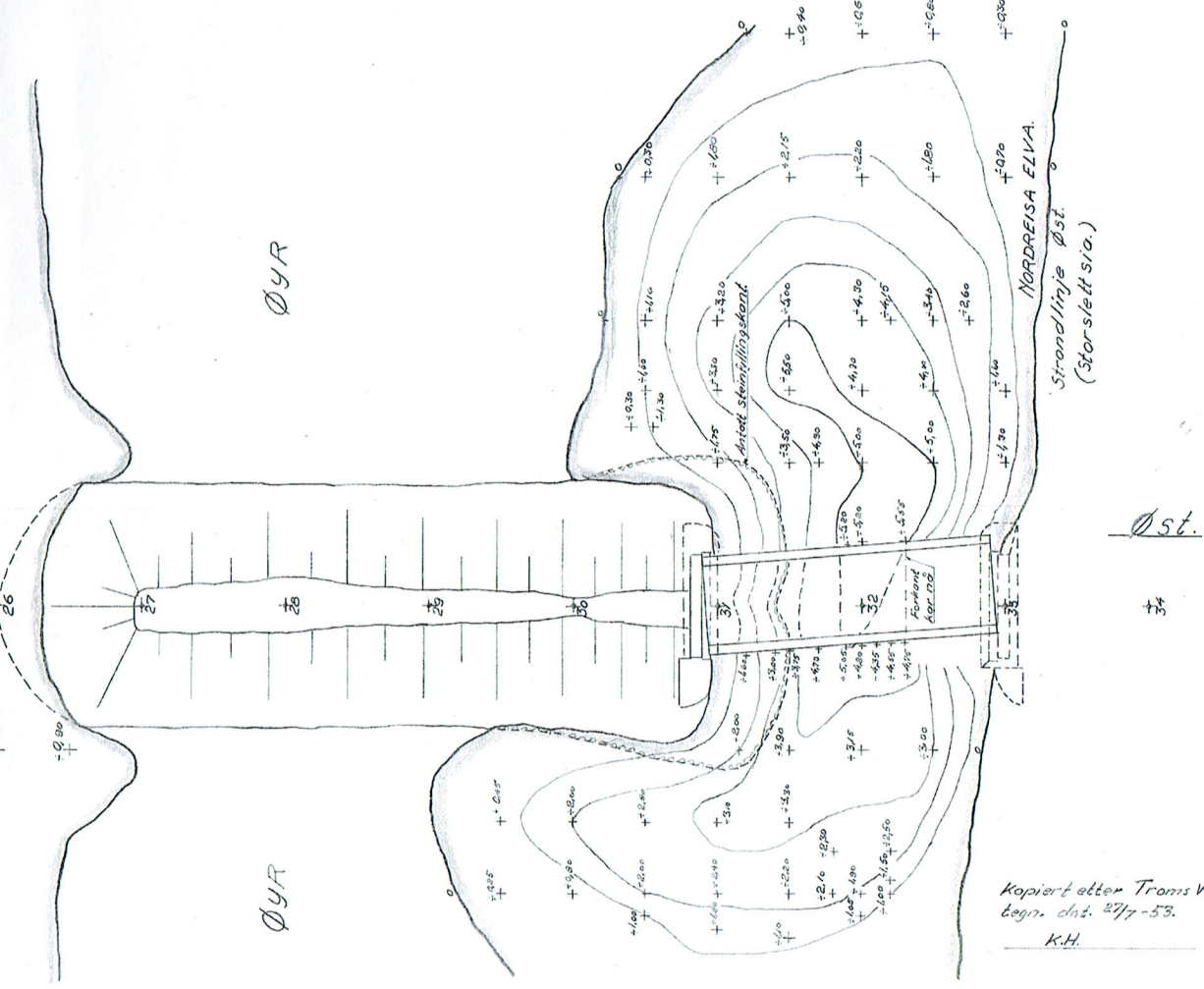


Vest.

Strømdlinje Vest (Sørkjassia)



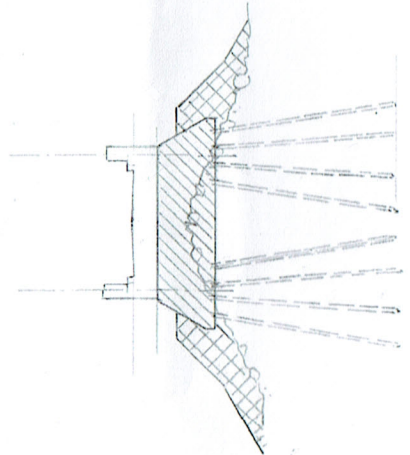
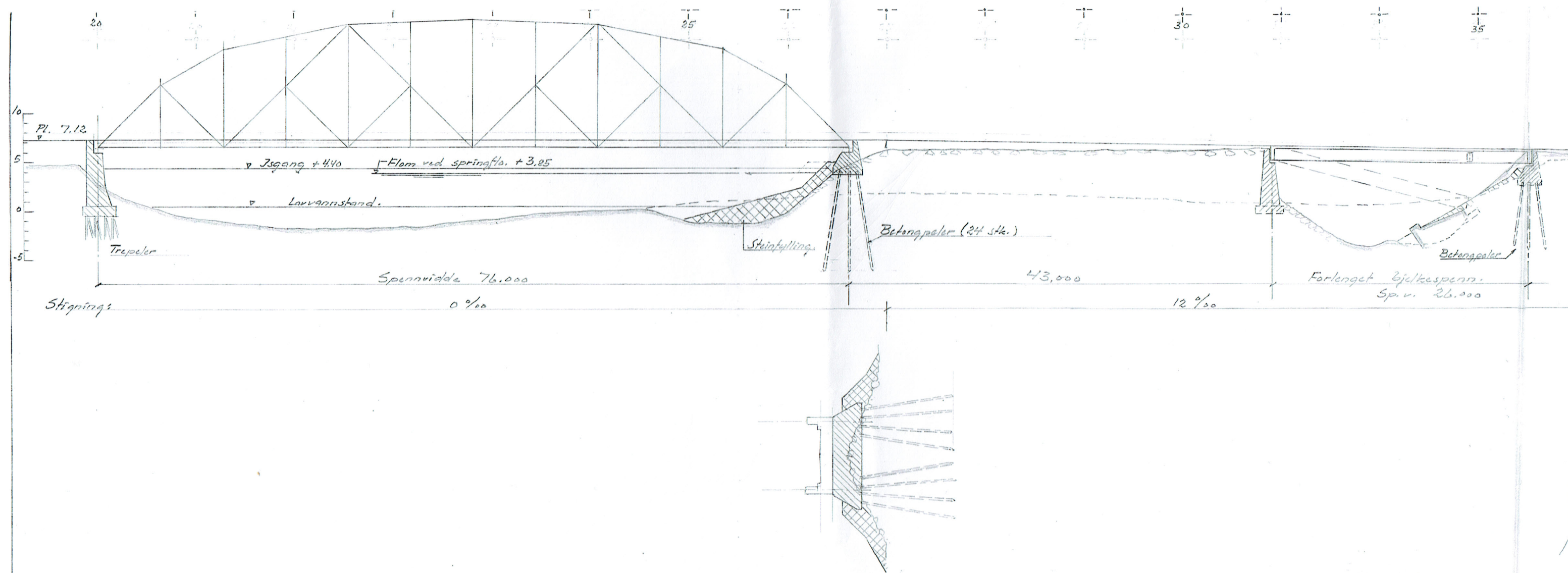
NB. Vannstand under loading varierte fra +1.32 til +1.38  
 Alle påførte loddetall er nettodypde. (± 0 svarer til høyde +1.35 på lengdeprofilen)



Øst.

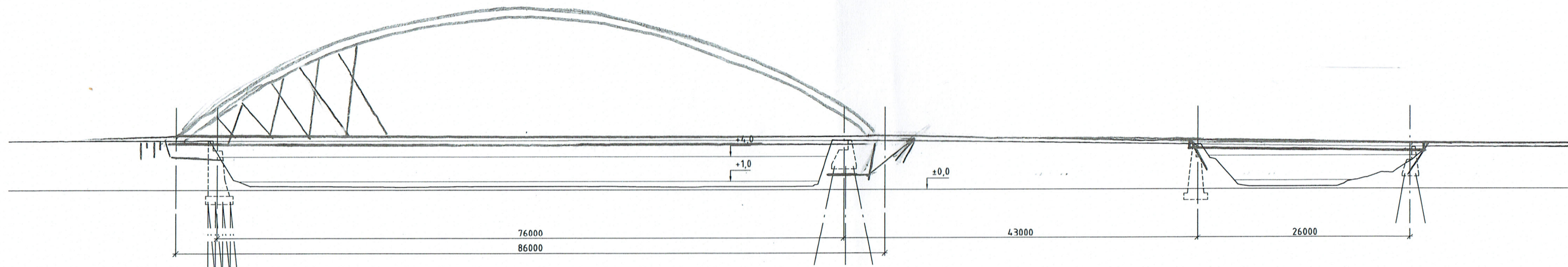
Kopiert etter Troms Vegkontor's  
 tegn. dnt. 27/7-53.  
 K.H.



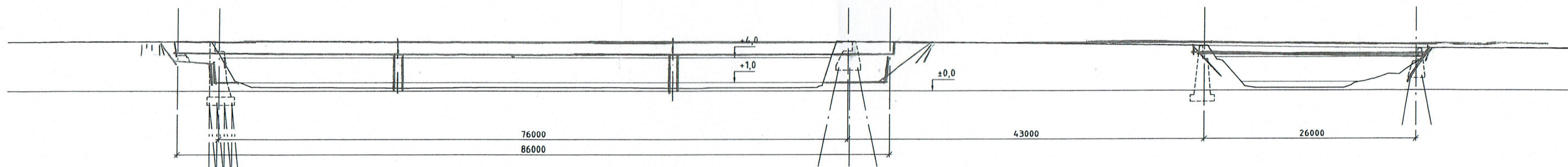


Förslag med större spennvidder.

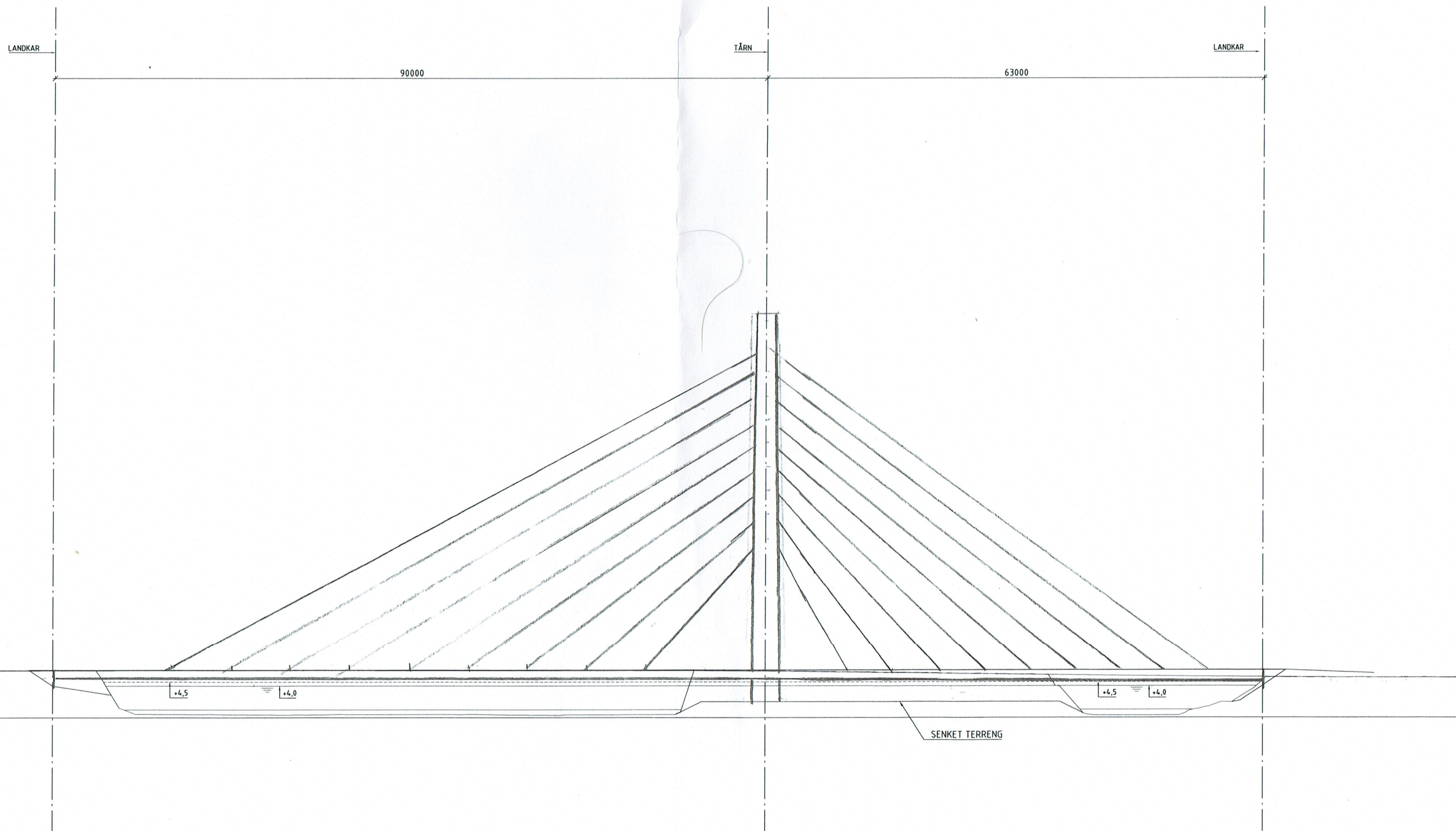
Nordreisa Bru	M.	Tegner Q.
Troms fylke.	1/250	
Vegdirektoratet. Oslo, 9/11-53	Estatens for.	
Bruavdelingen.	R.T.	19/53
		Estatens for.



ALT. 1  
FORELØPIC 20171127

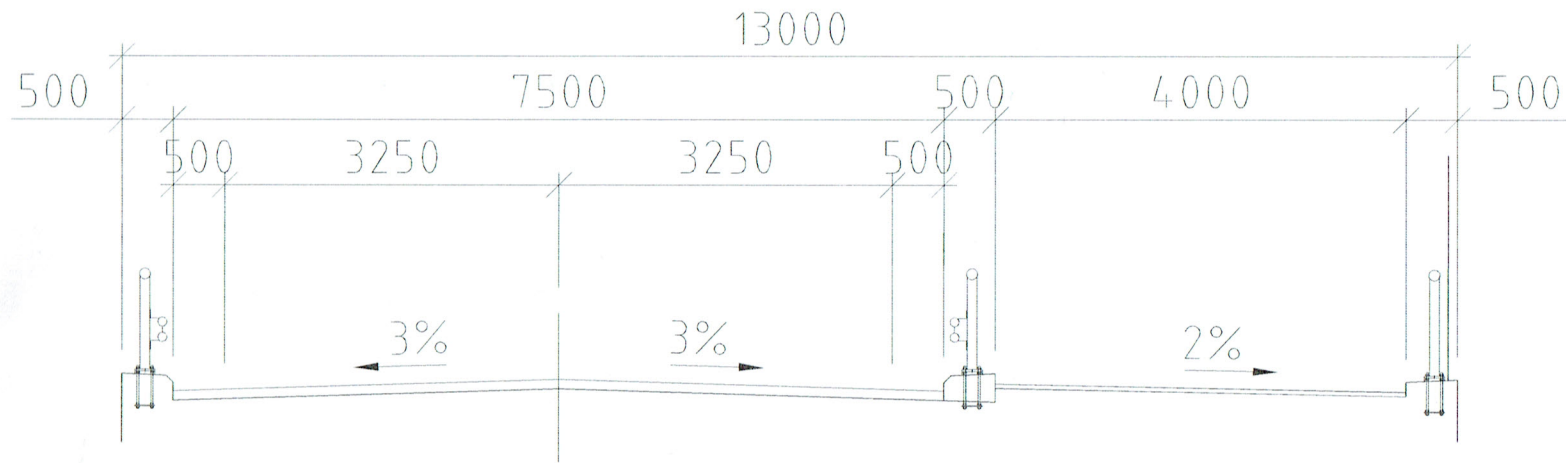


ALT. 2  
FORELØPIG 2017 11 27



ALT 3  
FORELØPIG 20171127

ALT. 3  
SKRÅSTAGBRU  
1:500 I A3  
VIST UTEN EKSIST FUNDAMENT



<b>Dokumentinformasjon/Document information</b>		
<b>Dokumenttittel/Document title</b> Geoteknisk prosjekteringsrapport		<b>Dokumentnr./Document no.</b> 20170779-02-R
<b>Dokumenttype/Type of document</b> Rapport / Report	<b>Oppdragsgiver/Client</b> ÅF Engineering AS	<b>Dato/Date</b> 2018-03-06
<b>Rettigheter til dokumentet iht kontrakt/ Proprietary rights to the document according to contract</b> Oppdragsgiver / Client		<b>Rev.nr.&amp;dato/Rev.no.&amp;date</b> 0 /
<b>Distribusjon/Distribution</b> BEGRENSET: Distribueres til oppdragsgiver og er tilgjengelig for NGIs ansatte / LIMITED: Distributed to client and available for NGI employees		
<b>Emneord/Keywords</b> grus, sand, silt, bru, stålrørspeler,		

<b>Stedfesting/Geographical information</b>	
<b>Land, fylke/Country</b> Norge, Troms	<b>Havområde/Offshore area</b>
<b>Kommune/Municipality</b> Nordreisa	<b>Felt navn/Field name</b>
<b>Sted/Location</b> Storslett	<b>Sted/Location</b>
<b>Kartblad/Map</b> 1734 IV	<b>Felt, blokknr./Field, Block No.</b>
<b>UTM-koordinater/UTM-coordinates</b> Sone: 33 Øst: 732156 Nord: 7751378	<b>Koordinater/Coordinates</b> Projeksjon, datum: Øst: Nord:

<b>Dokumentkontroll/Document control</b>					
<b>Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001</b>					
<b>Rev/Rev.</b>	<b>Revisjonsgrunnlag/Reason for revision</b>	<b>Egenkontroll av/ Self review by:</b>	<b>Sidemanns-kontroll av/ Colleague review by:</b>	<b>Uavhengig kontroll av/ Independent review by:</b>	<b>Tverrfaglig kontroll av/ Inter-disciplinary review by:</b>
0	Originaldokument	2018-03-06 Ragnar Moholdt	2018-03-06 Vidar Gjelsvik		

<b>Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release</b>	<b>Dato/Date</b> 6. mars 2018	<b>Prosjektleder/Project Manager</b> Ragnar Moholdt
--	----------------------------------	--

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

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

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

[www.ngi.no](http://www.ngi.no)

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

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

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

[www.ngi.no](http://www.ngi.no)

