

Omfillingsmasser for rørgater i bratt terreng

Tor Oxhøvd Svalesen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: november 2015

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Medveileder: Gudmund Reidar Eiksund, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk



MASTEROPPGÅVE

Student: TOR OXHOVD SVALESEN

Tittel: OMFYLLINGSMASSAR FOR RØYRGATER I BRATT
TERRENG

1 BAKGRUNN

Bruk av nedgrovne rørgater som vassveg til kraftverk er i dag nesten einerådande for bygging av vassveg til småkraftverk. Dei fleste småkraftverka har heilt eller delvis vassvegen som nedgrove rørgate, og løysingane utviklar seg vidare. I perioden 2001 - 2014 er det fullført 361 nye småkraftverk (> 1 MW) i Noreg. I samband med at 406 allereie har konsesjon (men ikkje bygd) og at 488 står att for konsesjonshandsaming i NVE, vil det truleg bli bygd 50 – 100 småkraftverk kvart år framover. Det er viktig for sikkerheten at slike rørgater byggast rett, samstundes som det er viktig for samfunnet å utnytte materialar og metodar optimalt for å unngå unødige dyre løysingar.

Sidan 2010, då NVE starta å føre eit register for brot og/eller alvorlege hendingar på rørgater, er det registrert 23 brot/skader på rørgater for småkraftverk.

2 GJELDANDE KUNNSKAP

Prosjekt- og masteroppgåver utført i 2011 - 2015 viser varierende praksis på både prosjektering og legging av nedgrovne røyr. Det finnst også eksempel på at legging av røyr skjer i terreng som ligg utanfor generelle retningslinjer for hellingssforhold m.m. I prinsipp finnst det tre måtar å hindre nedgrovne røyr å gli i bratt terreng:

- Tilstrekkeleg friksjon mellom røyrvegg og omfyllingsmasse
- Strekkfaste skøyter og –røyr ut frå forankringskloss
- Røyr som stukar mot kvarandre i muffene ned mot forankringskloss

I tillegg registrerast det også at krav til omfyllingsmasse ikkje fyllast i heile periferien på røyret. Det er ikkje påvist at dette har negativ effekt for stabilitet av rørgata. Forsøk gjort i laboratorium og i felt i 2011 – 2013 viser korleis ulike forhold med innbygging, omfyllingsmasse, komprimering, helling m.m. påverkar tilgjengeleg friksjon mellom røyr og grøft. Forsøka viser interessante samanhengar, men materialet er å rekne som foreløpig, sidan talet på forsøk er nokså lite. Det er heller ikkje funnen systematiske feil i grunnlaget for bygging av slike rørgater. For å møte auka krav til låge kostnader for småkraftverk, er det viktig å kunne utnytte stadeigene massar og varierende byggemetodar for rørgata, framleis med eit tilstrekkeleg sikkerhetsnivå.

2 HOVUDPUNKT I OPPGÅVA

Arbeidet med masteroppgåva vil innehalde følgjande hovudpunkt:

1. Innhenting av grunnlagsmateriale for røyrarter som viser variasjon i byggemetode, omfyllingsmasse og røyrtypar.
2. Oppstilling og gjennomgang ulike omfyllingsmassar brukt for røyrarter.
3. Testing av eigenskapar mot røyr i ulike omfyllingsmassar.
4. Gjennomføring av laboratorieforsøk med ulike omfyllingsmassar
5. Vurdering av kostnadsreduksjon s.f.a. ulike omfyllingsmassar
6. Utarbeiding av forslag til testprogram for fullskala testing situasjonen i 3. og 4.
7. Forslag til eventuell revisjon av retningslinje for bygging av nedgrovne røyr
8. Dokumentasjon og rapportering

Innhaldet i masteroppgåva vil bli tilpassa undervegs, men alle avvik i høve til oppgåveteksten skal grunnleggjast nøye.

3 RETTLEIING, DATA OG INFORMASJON

Formell rettleiar vil vere Leif Lia på NTNU og medrettleiarar Prof. Arne Aalberg (K) og Prof. Gudmund Eiksund (Geot.). Andre kontaktpersonar og samarbeidspartnarar i prosjektet vil vere:

Dag Norum og Dag Bachke, NVE Damsikkerhetsseksjonen
Bjarte Skår, Brødrene Dahl AS (leverandør)

Diskusjon med, og bidrag frå, kollegaer og medarbeidarar med NTNU, SINTEF, NVE, leverandørar, rådgivarar, entreprenørar og kraftselskap vert tilrådd. Bidrag som går inn i oppgåva skal alltid refererast til på rett vis.

4 RAPPORTFORMAT, REFERANSAR OG ERKLÆRING

Oppgåva skal skrivast i eit tekstbehandlingsprogram slik at figurar, tabellar, foto osb. får god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ei innhaldsliste, ei liste over figurer og tabellar, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar og kjelder. Oppgåva skal leverast i B5-format i pdf-format i DAIM og trykkast i tre eksemplar som sendast direkte frå trykkeri til faglærer/institutt.

Samandraget skal ikkje gå over meir enn 450 ord og skal vere eigna for elektronisk rapportering.

Masteroppgåva skal ikkje leverast seinare enn onsdag 10. november 2015.

Trondheim, 24. juni 2015

Leif Lia
Professor

Forord

Denne rapporten er undertegnedes avsluttende arbeid på det femårige masterstudiet bygg- og miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er utført sommeren og høsten 2015 i et samarbeid mellom institutt for vann- og miljøteknik (IVM), institutt for konstruksjonsteknikk (KT) og det nederlandske selskapet Penstock BV (PS).

Etter hvert som strømprisene har falt i 2014 og 2015 har byggingen av småkraftverk bremsa kraftig opp. Målet med oppgaven har vært å komme fram til nye metoder å bygge rørgater på som utnytter byggematerialene på en enda bedre måte enn i dag, og dermed legge et grunnlaget for å realisere prosjekt som pr i dag ikke er lønnsomme.

Mange personer har bidratt inn i dette. En spesielt stor takk rettes til hovedveileder professor Leif Lia (IVM) for stort engasjement og vilje til å bruke søndagskvelder, ettermiddager, lunsjpauser på jakt og vanlig kontortid på konstruktive innspill og diskutering av de resultatene som er kommet fram under arbeidet. Det har vært til stor inspirasjon. En stor takk også til førsteamanuensis Arne Aalberg (KT) for hjelp til å lande en modell for forsøkene med polyuretan og ikke minst takk til Guy Harris (PS) som har vært en svært interessant diskusjonspartner og samarbeidspartner i gjennomføringen av torsjonsforsøkene.

Jeg vil takke Bjarte Skår i Brødrene Dahl for tre interessante dager på deres kontor på Dale i Sunnfjord og for tilrettelegging for friksjonsforsøkene som ble kjørt der. Tusen takk til teamet i Norsk Grønnkraft for dagen i Oslo med diskusjon av byggemetoder på rørgater og deling av erfaringer. En stor takk til labteknikker ved materialteknisk laboratorium Gøran Loraås for bygging av modellen til torsjonsforsøkene.

Jeg ønsker også å takke de som har bidratt med hjelp, informasjon og nyttige diskusjoner i dette arbeidet. Det gjelder Dag Backe i NVE, Edvin Bakken i AEB AS og utbyggerne av Sundli kraftverk i Orkdal for at jeg fikk bli med på NVEs tilsyn under bygginga av rørgata til kraftverket og for mye skriftlig informasjon og nyttig stoff til oppgava. Tusen takk til Clemens Kraft AS også for omvisning på byggeplass ved Væla kraftverk i Tydal. Tusen takk til Jon Olav Volden i Norsk Grønnkraft for tilrettelegging for besøkene ved Nybuelve og Tverråne kraftverk.

I arbeidet med kartlegging av årsak til rørbrudd har Dag Kåre Lindland og Grete Holm Midtømme i NVE vært til stor hjelp.

Narvik 19.11.2015

Tor Oxhøvd Svalesen

Sammendrag

Dagnes praksis ved bygging av nedgravde rørgater på småkraftverk, er en økende bruk av masser med til dels høyt finstoffinnhold som omfylling rundt rørene. I bære- og støttesonen brukes det fortsatt pukk, men i den øvre omfyllingssonen brukes det masser i spennet 0-22 mm og 0-60 mm. Det virker ikke å være krav til største andel 0-stoff i disse massene.

Ved studering av leggeanvisninger fra de største produsentene på glassfiber, duktile støpejern og polyetylen-rør, går det fram at produsentene tillater bruk av finkornige masser med redusert krav til bæreevne i forhold til krav for fundamentsonen, i varierende del av tverrsnittet. Duktile støpejernsrør er den rørtypen som har lavest krav til omfyllingsmassene.

Studerte prøver av omfyllingsmasse tatt fra rørgater under bygging og stedlige masser, viser at velgraderte masser har bedre friksjonsegenskaper enn pukk til å forankre rørene på friksjon. Målt friksjonskoeffisient ligger i størrelsesorden 0,50 til 0,58 for lett pakke jordprøver mot røroverflate. De stedlige masseprøvene viser i 3 av 4 tilfeller minst like gode eller bedre egenskaper på friksjonskoeffisient og kornfordeling enn de massene som brukes i dag.

Basert på dette er det rom for økt bruk av stedlige masser til omfylling av rørgater.

Det er gjort forsøk med bruk av Polyuretan-skum som omfyllingsmateriale rundt nedgravde rørgater. Disse forsøkene er gjort som enkle verifikasjonsforsøk i laboratoriet av grenseflaten PU-skum-jord. Resultatene fra forsøkene er at PU som er minst like god eller bedre enn dagens praksis med bruk av pukk og sorterte masser. Forsøkene indikerer skjærkapasitet i grenseflaten jord-PU-skum i str. orden 3 ganger bedre enn grenseflaten jord-GRP, ved begynnende bevegelse/rotasjon

Kompresjonstester viser at 2/3 av trykkstyrken er mobilisert etter bare 2% tøyning. Det betyr at en relativt liten deformasjon setter opp nok motstand til å bære rør og vannet inni.

Summary

Current practice in the construction of buried penstocks in small hydro, is a growing use of soils with fine content as a part of the backfill around the penstock. In the carrying zone it is still normal to use crushed stone and coarse gravel, but in the upper zone around the pipe, masses of gravel and moraine in the range 0-22 mm and 0-60 mm, are more and more common to use.

The installation instructions from the largest manufacturers of fiberglass, ductile cast iron and polyethylene tubes does not say that the filling-material should be just crushed stones or coarse gravel. It is allowed to use fine-grained soils with reduced carrying capacity in a varying portion of the cross section. Ductile cast-iron pipes is the kind of penstock that has the lowest requirements to the filling materials.

Studied samples of backfill taken from penstocks under construction and native soil along the trench, shows that well-graded masses have better friction-capacity than gravel to anchor the pipes. Measured coefficient of friction is in the range of 0.50 to 0.58 for light compressed soil samples towards the penstock surface. The native soil samples indicates in 3 of 4 cases friction coefficient and grain size distribution of the same quality or better than the materials used today.

Based on this, there is room for increased use of native soil as backfill around the penstocks.

Use of polyurethane foam as backfill material around buried penstocks have been tested. These tests were done as simple verification tests in the laboratory of the interface PU foam soil. The results from the experiments is that PU is at least as good or better, than the current practice of using crushed rock and collated masses. The experiments indicate shear strength at the interface soil-PU-foam in a magnitude of 3 times better than the interface soil-GRP, at the initial movement / rotation

Compression tests show that 2/3 of the compressive strength is mobilized by only 2% strain. This means that a relatively small deformation sets up enough resistance to carry the pipe and the water inside.

Innhold

Innhold	1
Figurliste.....	3
Tabelliste	7
1 Innledning.....	9
1.1 Bakgrunn	9
1.2 Formål med oppgava	10
1.3 Metode.....	10
1.4 Begrensninger og omfang	10
2 Gjeldende regler og kunnskap om emnet	11
2.1 Tidligere oppgaver på emnet.....	11
2.2 Damsikkerhetsforskriften og NVEs retningslinje	11
3 Byggemetoder for rørgater	15
3.1 Rørmaterialer.....	15
3.2 Omfyllingsmasser brukt på rørgater	23
3.3 Komprimering	25
3.4 Studier av anlegg under bygging.....	27
3.5 Diskusjon.....	43
4 Friksjonsforsøk.....	47
4.1 Motivasjon.....	47
4.2 Friksjon og friksjonsfaktor	47
4.3 Materialer	48
4.4 Metode og oppsett	56
4.5 Resultat.....	60
4.6 Diskusjon.....	64
5 Forøk med polyuretan – skum.....	67
5.1 Bakgrunn	67
5.2 Gjeldende regler og standarder	68
5.3 Leggemetode for rør med omfylling av PU-skum	70
5.4 Materialelegenskaper	72
5.5 Måling av trykkfasthet og strekkfasthet i PU-materialet	77
.....	79
5.6 Diskusjon av materialparametre	82

5.7 Metode, oppsett, utstyr og fremgangsmåte for forsøk	86
5.8 Resultater torsjonsforsøk.....	97
5.9 Diskusjon og feilkilder	105
6 Konklusjon	109
Kilder.....	113

Figurliste

Figur 1: Forankring av rør; (a) oppstrøms forankring, (b) nedstrøms forankring, (c) forankring fra friksjon (Fra Bergsaker og Bårgard, 2012)	15
Figur 2: To typer grøftetverrsnitt for omfylling av GRP-rør. (Flowtite)	17
Figur 3: Snitt av muffe, viser pakning, prinsipp for låsespor til venstre (Brødrene Dahl)	17
Figur 4: Venstre: GRP-rør med ekstra tykk ende og freset spor til låsing, øverst h.: nærbilde av låsespor, nede h.: muffe med utfresa spor til låsering og hull for entring av ring inn i sporet (Brødrene Dahl).....	18
Figur 5: Prinsipp skjottemufter duktile rør, øverst standard, midten strekkfast, nederst forsterket strekkfast (PAM)	20
Figur 6: Eksempel på bruk av strekkfaste bend , bilde fra katalog til rørleverandøren Duktus	21
Figur 7: Oversikt over sikkerhetsfaktor, trykkklasser og SDR-benevning (Hallingplast)	21
Figur 8: Hydraulisk rigg for buttsveising av PE-rør (Hordaland Rørteknikk AS).....	22
Figur 9: Fleksible montasje-muligheter med PE-rør (Hordaland Rørteknikk AS)	23
Figur 10: Observerte prinsipper for omfylling; venstre: pukk nesten helt opp til topp rør, midten: pukk opp til 50-60% av diameter, høyre: pukk kun i bæresonen.	24
Figur 11: Materialprøver hentet fra rørgate på kraftverk under bygging. Fra venstre: Støttefylling Væla, bæresone Væla, bæresone Sundli, omfylling Sundli.	24
Figur 12: Utlegging av strømkabel og trekkerør. Overfylling med 0-22 mm bærelag etter komprimering før fylling av stedlige masser. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen	31
Figur 13: Typisk grøftetverrsnitt for GRP- prosjektet med 8-16 mm pukk 2/3 opp på røret. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen.....	31
Figur 14: Bekkekryssing Sundli Kraftverk, foto: Tor Oxhøvd Svalesen	32
Figur 15: 110 mm drenerør som går fullt etter bekkekryssing. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen...	32
Figur 16: Støpt såle ved åpen kryssing av bekk over rørgate. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen	32
Figur 17: Bend B7. Legg merke til størrelsen på plata i forhold til selve klossen rundt røret. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen.....	33
Figur 18: Armering av bend B7 (30°). Inn mot røret er det lagt en duk som skal hindre at betongen hefter direkte i GRP-materialet. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen	33
Figur 3-19: Utsnitt fra lengdeprofil på rørgate, Tverråga kraftverk (Norsk Grønnkraft AS) ..	36
Figur 20: Grus/Morenerygger i grøftetraseen ca 200 meter opp for Tverråne kraftverk. Personen holder en tommestokk på 2,0 m. Masseprøve M1 er hentet like ved. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)	36
Figur 21: Tverråne kraftverk, nedfylt rørgate ca 200 meter opp for kraftstasjonen. Masseprøve M2 er tatt i dette området. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen).....	37
Figur 22: Eksempel på grøfteprofil ca 350 meter opp for Tverråne kraftverk.: Humuslag på toppen, noe morenejord i varierende tykkelse og til dels kort vei ned på fjell. Ved god planlegging er det mulighet for å ta vare på morenelaget før boring og sprening. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)	37
Figur 23: Tverråne kraftverk ca 200 meter opp for kraftstasjonen, nedfylt rørgate, tilsynelatende med pukk rundt hele eller store deler av røret. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen) .	38
Figur 3-24: Typisk grøftetverrsnitt for rørgate av PE og duktilt støpejern, (Norsk Grønnkraft AS)	38

Figur 25: Legging av rørgate Tverråga, overgang fra strekkfaste til ikke strekkfaste (blå rør). (Foto: Norsk Grønnkraft AS)	39
Figur 26: Prosjektert løsning for bekkekryssing Tverråga og Nybuelve kraftverk. (Norsk Grønnkraft AS).....	39
Figur 27: Nybuelve kraftverk, legging av duktile støpejernsrør. Masseprøvene M3 og M7 er tatt fra omfyllingsmassene på bildet (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen).....	42
Figur 28: Nybuelve kraftverk, oversiktsbilder bygging av rørgate. Entreprenør i gang med bildetaking og egenkontroll til venstre, graving av grøft til høyre.. (Foto Tor Oxhøvd Svalesen)	44
Figur 29: Rørgate Fall kraftverk med betongklosser på hver retningsendring. Bruk av strekkfaste skjøte burde vært vurdert. (Foto: Arne Hamarsland, NVE).....	45
Figur 4-30: Eksempel på kraft-forskyvningsdiagram (Bossel og Haugen 2013).....	48
Figur 31: Masseprøver henta fra Nybuelve kraftverk	50
Figur 32: Område stedlig masseprøve fra Tverråga er tatt.....	50
Figur 33: De fem masseprøvene brukt på GRP og duktile rør. Øverst fra venstre: M7, M1, og M6. Nederst fra venstre: M5 og M4.....	50
Figur 34: Masseprøve M1	51
Figur 35: Masseprøve M5	51
Figur 36: Hentested M4, Ekle Grustak AS, Trondheim.....	52
Figur 37: Masseprøve M4	52
Figur 38: Kornfordelingskrue samleplott prøver av finkornige masser	53
Figur 39: Kornfordelingskurve, samleplott masser fra bæresonen	54
Figur 40: Duktilt støpejernsrør med sink/bitumen ytterkappe	55
Figur 41: GRP rør.....	55
Figur 42: Prinsipptegning for forsøkene	56
Figur 43: Loggeutstyret, lastcelle og kalibrering med 1,0 og 2,0 kg lodd	57
Figur 44: sylinder og kasse montert på sink/bitumenrør.....	57
Figur 45: Sylinder og kasse montert på sementmørtelbetong-rør	57
Figur 46: t.v forsøk er gjennomført, bilde tatt før demontering. Legg merke til lodd og det tynne laget med finmasser som ligger igjen på røret. t.h:sylinder og kasse montert på GRP-rør.	58
Figur 47: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 1 i hver serie.....	61
Figur 48: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 2 i hver serie	61
Figur 49: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 3 i hver serie.....	61
Figur 50: Største statiske friksjonsfaktor, median av målt verdi for forsøk 1 til 3 i hver serie	62
Figur 51: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 1 i hver serie.....	62
Figur 52: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 2 i hver serie	63
Figur 53: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 3 i hver serie.....	63
Figur 54: Største statiske friksjonsfaktor for median av målt verdi for forsøk 1 til 3 i hver serie	63
Figur 55: Kasse mot rør med sementmørtelbetong	64
Figur 56: Oppløft av kasse på grunn av momentkrefter fre trekkraften i sylindere.....	65
Figur 57: Påføring av PU, forsøk Mjøndalen. (Foto: Penstock BV).....	70
Figur 58: Installasjon av PU rundt rør. Øvre bilde viser maskin som holder rør i riktig posisjon og 50% oppfylling med PU. Nedre viser påføring av øvre lag PU. Fylling mot grøftevegg (Penstock BV)	70

Figur 59: Bruk av forskaling til å forme PU-tverrsnittet (Penstock BV)	71
Figur 60: Polyol (lys) og isocyanat (mørk) klar til å veies opp før blanding	72
Figur 61: Målt stress-strain på homogent PU med tetthet 52 kg/m ³ (O.Buzzi et al. 2009)	74
Figur 62: Flytespenning for PU i forhold til densitet. Hc er homogent PU-skum. (O Buzzi et al. 2009).....	74
Figur 63: Kornfordelingskurve 4-8 mm knust pukkk brukt i forsøk 4-7	75
Figur 64: 4-8 mm knust pukkk brukt i forsøk 4-7, kornform.....	76
Figur 65: Terning 100 x 100 mm	77
Figur 66: Prøvestykker til strekkforsøk.....	78
Figur 67: Kjøring av terning 100 x 100 mm i prøvemaskin på materialteknisk laboratorium NTNU.....	78
Figur 68: Kjøring av strekkprøve i prøvemaskin på materialteknisk laboratorium NTNU	79
Figur 69: Spenning-tøyningsdiagram for de to terningene	80
Figur 70: Sammenpressing av terninger, form på materialet underveis	80
Figur 71: Bruddform på strekk-prøver	81
Figur 72: Spenning-tøyningsdiagram for måling av strekkfasthet PU-skum.....	82
Figur 73: Grenseflater og materialer, prisnippskisse for bruk av PU-skum rundt rør	86
Figur 74: Oversiktsbilde fra forsøk utført i Mjøndalen. På grøfta til venstre ble det ikke fylt over masser før påføring av trykk med jekk. På grøfta til venstre ble det lagt på ca 0,6 m overdekning. (Foto: Penstock BV).....	87
Figur 75: Ved skjærbrudd må kornene gli over hverandre og påføre spenning er på nabokorn. Fra Emdal (2009)	89
Figur 76: Beregning av vertikale spenninger i jordmaterialer (Bergsaker og Bårgaard, 2012).....	90
Figur 77: Stålrør med vinger som støpes inn i PU	91
Figur 78: Montering av PU-sylinder og omfylling med masser. Ureagert PU synes som gult flytende materiale på kjernen.	93
Figur 79: innfesting av lastcelle og manuell jekk i samme plate som betongringen er sveiset fast til.....	93
Figur 80: Oversikt over forsøksoppsett. Jekken festes i øyebolten på armen som påfører moment på vingene på sylinderen nede i betongringen. Når armen beveges vil prøvestykket rotere. Fastsvising av betongringen synes nede til høyre.	94
Figur 81: Oppsett for GRP-rør i samme testrigg.....	96
Figur 82: Resultat prøve 6 og prøve 7	97
Figur 83: Resultat prøve 1, opptredende skjærkraft	98
Figur 84: Angivelse av bruddsted prøve 1	98
Figur 85: Resultat prøve 2, opptredende skjærkraft	99
Figur 86: Ekspansjonen i PU-skummet presser opp omfyllingsmassene i forsøk 2	99
Figur 87: Resultat prøve 3, opptredende skjærkraft.....	100
Figur 88: Anvisning av bevegelsen i massene ved brudd forsøk 3.....	100
Figur 89: Resultat prøve 4, opptredende skjærkraft.....	101
Figur 90: Bruddanvisning i massene forsøk 4. Fig. til høyre: eksempel på ujevnheter i overflaten av sylinderen	101
Figur 91: Resultat prøve 5, opptredende skjærkraft.....	102
Figur 92: Bruddanvisning forsøk 5	102
Figur 93: Resultat prøve 6, opptredende skjærkraft.....	103
Figur 94: Bruddanvisning forsøk 6	103

Figur 95:Resultat prøve 7 GRP, opptredende skjærkraft	104
Figur 96: Bruddanvisning forsøk 7 GRP	104
Figur 97: Opptredende skjærkraft ved rotering av prøvestykke, forsøk 6 og 7	105

Tabelliste

Tabell 1: Stivhetskategorier for omfyllingsmasse rundt GRP-rør fra Flowtite.....	16
Tabell 2: Største kornstørrelse tillatt brukt i omfyllingsmassen inn mot røret (Flowtite).....	17
Tabell 3: Største nominelle kornstørrelse for trykkrør av PVC og PE, (NPG Norge, 2011)...	22
Tabell 4: Type masse brukt i bæresone og støttefylling på de fire studerte rørgatene. M(nr) referer til masseprøve nr for friksjonsforsøk.....	24
Tabell 5: Rørgate Tverråne kraftverk, trykklasser og rørtyper	34
Tabell 6: Nybuelve kraftverk, trykkklasse, dimensjon og lengde.....	40
Tabell 7: Nybuelve kraftverk, beregning av trykkklasse på rørgate	41
Tabell 8: Beregnet spenning i rørveggen PE-rør Nybuelve kraftverk	41
Tabell 9: Nybuelve kraftverk, rørgate, beregning av nødvendig overdekning basert på trykk og avvinkling.....	42
Tabell 10: Masseprøver til bruk i friksjonsforsøk.....	49
Tabell 11: Oversikt over gjennomførte forøksserier med jordmaterialer	59
Tabell 12: Største målte statiske friksjonsfaktor målt på DN500 PN6 GRP	60
Tabell 13: Største målte statiske friksjonsfaktor på DN500 duktile støpejernsrør m/sink/bitumen ytterkappe. M6 = 8-16 knust pukk, M2 = stedlig Tverråne, M4 = Naturmasser Ekle, M5 = svart, sandig jord, M7 = 16-22 delvis knust naturpukk Tverråne	62
Tabell 14: Materialelegenskaper PU målt i tidligere arbeid	73
Tabell 15: Data på prøvestykker brukt i strekk- og trykkforsøk	77
Tabell 16: Resultater fra trykkforsøk	79
Tabell 17: Resultat måling av strekkfasthet	81
Tabell 18: Oversikt over friksjonsforsøkene utført med PU-skum	96

1 Innledning

Denne masteroppgava viderefører arbeidet som tidligere er gjort i et samarbeidsprosjekt mellom Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Institutt for vann- og miljøteknikk ved NTNU om nedgravde rørgater. Samarbeidsprosjektet startet i 2011 og det er tilsammen skrevet fire prosjektoppgaver og to masteroppgaver om emnet. Denne oppgaven blir den tredje masteroppgaven om emnet. Prosjektets langsiktige mål er å øke kunnskapen og forståelsen av hvilke krefter som virker på nedgravde rørgater for kraftverk, for å ha et best mulig grunnlag for riktig prosjektering og bygging.

1.1 Bakgrunn

Siden 2001 er det fullført over 300 nye småkraftverk i Norge. Pr 3. kvartal 2015 ligger det 516 nye søknader om konsesjon til behandling hos NVE og det er gitt 426 konsesjoner der bygging ikke er satt i gang. (NVE [1], 2015) På grunn av reglene om grønne sertifikat som pr i dag sier at kraftverket må være satt i drift senest 31.12.2020 for å få bli med i ordningen, var det fram til sommeren 2014 ventet et stort press på utbygging av småkraft fram til og med 2020. Basert på antall søknader til behandling og allerede gitte konsesjoner, var det forventet bygging av 50 -150 småkraftverk pr år i denne perioda. Det siste året har fallet i kraftprisene og prisene på elsertifikater ført til en kraftig oppbremsing i bransjen. De tre første kvartalene i 2015 er det ferdigstilt og satt i drift bare 20 småkraftverk med en samlet produksjon på 515 GWh. Det gir en gjennomsnittlig produksjon på 27,5 GWh pr kraftverk. Utbyggingstakten ligger altså langt under det som må til for å realisere de tillatelsene som er gitt før 2020 og det ser ut til å være de større småkraftverkene som prioriteres. Antall småkraftverk under bygging ved utgangen av tredje kvartal 2015 er 42.

Behovet for mer solid finansiering har økt i takt med at prisene har falt. Det har skjedd strukturendringer i bransjen det siste året der minst tre store selskap; Blåfall, Norsk Grønnkraft og Småkraft har solgt hele eller deler av sine portefølger med prosjekter og/eller utbygde kraftverk. Lønnsomheten har falt og mange anlegg som ble vurdert som lønnsomme å bygge for et par år tilbake vurderes nå som for dyre til å settes i gang.

Rørgatene utgjør ofte nær halvparten av utbyggingskostnadene på et småkraftverk. De fleste av konsesjonssøknadene som ligger til behandling og som har fått konsesjon er planlagt med nedgravd rørgate. Ved å forske på materialer og metoder for å redusere tid og ressursbruk på bygging av rørgater kan flere av de verkene som pr nå vurderes som for dyre å bygge, kanskje realiseres allikevel, selv med det nye prisbildet bransjen forventer.

Det er viktig for sikkerheten at rørgater bygges riktig. Samtidig er det viktig for samfunnet å utnytte materialer og metoder optimalt for å unngå unødige dyre løsninger. Svalesen (2015) studerte innrapporterte rørbrudd for perioden 2009 til 2014 og fant at det ikke er grunn til å tro at det er feil i beregningsmetodikken for beregning av stabilitet som er årsaken til de rørbruddene som har oppstått. Gjennomgående var det noe materialfeil, manglende kontroll i byggeperioden og andre tilfeldig feil på grunn av vær og uheldige omstendigheter. Det ble også observert at friksjonsegenskapene som legges til grunn for omfyllingsmassene ved beregning av glidestabilitet, baserte seg på til dels svært konservative verdier. Det betyr at anleggene har til dels betydelig mer innbygget sikkerhet enn det som tilsynelatende oppgis.

Det gir også grunnlag for å undersøke om det brukes mere ressurser enn nødvendig på å oppnå en tilfredsstillende grad av sikkerhet for rørgatene som bygges.

De tidligere prosjekt- og masteroppgavene har i laboratoriet og felt sett på hvordan ulike forhold som innbygging, omfyllingsmasse, komprimering og helning påvirker tilgjengelig friksjon mellom rør og grøft og hvordan dette stemmer med gjeldene praksis for teoretisk beregning av sikkerhetsfaktor. Foreløpige resultat indikerer at sikkerhetsfaktoren mot glidning i realiteten er høyere enn beregna for slakt terreng og lavere enn beregningsmodellene tilsier når vinkelen nærmer seg friksjonsvinkelen til omfyllingsmassene.

1.2 Formål med oppgava

Lavere lønnsomhet i bransjen og det som er observert i tidligere oppgaver og arbeid legger grunnlaget for problemstillingene i denne oppgaven. Denne oppgava skal se på hvordan rørlegging utføres i praksis, kartlegge metoder for installasjon og gjennomføre tester av aktuelle materialer som brukes eller kan brukes til omfylling rundt rørgata. Det er grunn til å tro at leggemetoden og omfyllingsmassene varierer noe fra anlegg til anlegg og det er derfor interessant å prøve å beskrive dette.

Institutt for vann- og miljøteknikk har i samarbeid med institutt for konstruksjonsteknikk, blitt engasjert til å gjøre enkle verifikasjonsforsøk for å finne ut om skum av polyuretan kan brukes som omfyllingsmateriale på rørgater. Oppdraget gjennomføres innenfor ramma av denne masteroppgaven og innebærer materialforsøk på materialteknisk laboratorium ved NTNU.

1.3 Metode

Datagrunnlag og materialprøver samles ved å besøke kraftverk under bygging og intervjuer bransjeaktører. De tidligere oppgavene om emnet danner det teoretiske grunnlaget for vurdering av de dataene som samles inn.

Materialenes friksjonsegenskaper mot de rørtypene som stort sett brukes testes i forsøk. Hvert forsøk med en type masse mot en type rør gjentas tre ganger for å redusere tilfeldige feil i oppsettet. De tre identiske forsøkene utgjør en serie. Det lages en siktekurve på hvert materiale for å kunne sammenligne materialene med hverandre.

Verifikasjonsforsøkene med Polyuretan som omfylling gjøres som modellforsøk i laboratoriet. Hvilke forsøk som gjennomføres baserer seg på en systemanalyse der den antatt mest interessante grenseflaten for systemet rør-skum-jord velges ut.

1.4 Begrensninger og omfang

Denne oppgava er begrensa til 30 studiepoeng ved NTNU. Det vil si en arbeidsbelastning tilsvarende ett semester. Forsøkene med bruk av polyuretan-skum kom til under veis etter at arbeidet med oppgaven hadde startet. Det førte til nedprioritering av to av problemstillingene i oppgaveteksten:

- pkt 5 vurdering av kostnadsreduksjon s.f.a. ulike omfyllingsmasser
- pkt 6 forslag til testprogram for fullskala testing av friksjonsegenskaper for ulike omfyllingsmasser mot rør

2 Gjeldende regler og kunnskap om emnet

2.1 Tidligere oppgaver på emnet

Arbeidet med denne rapporten bygger på tidligere master- og prosjektoppgaver utført på emnet. Disse finnes ved institutt for vann- og miljøteknikk ved NTNU. Dette er:

2.1.1 Prosjektoppgavene

- «Nedgravde rørgater i bratt terreng» ved Håkon Bergsaker, 2011
- «Rørgater i bratt terreng» ved Erlend Hillestad Bårgard, 2011
- «Stabilitet av nedgravde rørgater» ved Eirik Bossel og Mats Breien Haugen, 2012

2.1.2 Masteroppgavene

- «Forankring av rørgater i bratt terreng» ved Håkon Bergsaker og Erlend H. Bårgard, 2012

Oppgaven undersøker beregningsmodellene for glidestabilitet, motstand mot oppløft og global knekking, som brukes både i vannkraftbransjen og andre fagområder. Dette er gjort gjennom modellering, fysiske modellforsøk i laboratorier ved NTNU og fullskala uttrekksforsøk i felt med DN 500 PN6 GRP-rør på 6,0 meter.

- «Forankring av rørgater i bratt terreng» ved Eirik Bossel og Mats Breien Haugen, 2013

Viderefører uttrekks-forsøka i felt til Bergsaker og Bårgard (2012) og presenterer fem ulike beregningsmodeller for å beregne stabiliteten til ei rørgate forankra på friksjon. Beregningsmodellene evalueres med modellforsøk i laboratorium og feltforsøk. I laboratoriet testes det DN 100 PN 16 og DN 300 PN 16 GRP rør med lengde hhv 3,5 og 3,0 meter. I laboratorietestene brukes det 4-8 mm puk. I felt testes det DN 500 PN 6 GRP-rør horisontalt og med helning. Testene måler friksjonsmotstanden mot å trekke rørene ut av massene som er fylt rundt.

Masteroppgavene er tilgjengelige på NTUS side for digital arkivering og innlevering av masteroppgaver. Bruk søkeordet «rørgater» i søkefeltet.

2.2 Damsikkerhetsforskriften og NVEs retningslinje

NVE har i «Retningslinjer nr 1/2011» gitt «retningslinjer for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter». Disse utdyper bestemmelsene som er gitt i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften) §§ 5-14 og 5-15, og gir uttrykk for den praksis NVE vil følge i sin saksbehandling.

§ 5-14 handler om stenge og tappeorganer og gjengis ikke her. § 5-15 handler om rør og tverrslagsporter. Det mest relevante avsnittet for arbeidet med denne rapporten er § 5-15 a) andre ledd:

«Nedgravde rør skal plasseres i stabile masser. Røret legges slik at det ikke oppstår skadelige setninger, aksial eller sideveis forskyvning. Omfylling skal ikke skade eller deformere røret. Skadelig erosjon som kan oppstå i masser på utsiden av røret skal forebygges.»

§5-15 andre og tredje ledd sier:

«Dimensjonerende lastvirkninger skal klarlegges ved beregninger utført etter anerkjente metoder og baseres på realistiske forutsetninger om konstruksjonens egenskaper og oppførsel.

Ved dimensjonering skal konstruksjonen kontrolleres i følgende grensetilstander:

- *Bruddgrensetilstand*
- *Ulykkestilstand*
- *Utmattelsestilstand*
- *Bruddgrensetilstand*

Relevante krav som gjelder omfyllingen rundt nedgravde rør ihht NVEs retningslinje for stenge- og tappeorganer, rør og tappeorganer, er følgende (NVE, 2011):

- Frittliggende og nedgravde rør med skjøter/koblinger og fundamenter, skal representere et **entydig statisk system** der det er definert hvor røret fastholdes og hvor det kan forskyve seg pga trykk- og temperaturendringer.
- Alle rør skal kontrolleres for **karakteristisk innvendig overtrykk** langs hele rørtraseen. Karakteristisk overtrykk tilsvarer høyeste statiske trykk tillagt maksimal svingegrense eller maksimalt dynamisk trykk (trykkstøt) beregnet for ulike snitt langs røret. Tilhørende minimumstrykk skal normalt ingen steder være under atmosfæretrykket, men et begrenset undertrykk kan aksepteres dersom tilfredsstillende sikkerhet kan dokumenteres.
- Uten grundig dokumenterte beregninger skal ikke **dynamisk vanntrykk** settes lavere enn 30% av statisk vanntrykk. I konsekvensklasse 2 og høyere skal det fremlegges dynamiske beregninger av trykkstøtet langs rørtraseen. Beregninga skal ta hensyn til turbinens eller pumpas karakteristikk med hensyn til trykk og vannføring som funksjon av tid. For rør i konsekvensklasse 1 kan det antas lineært avtagende trykkstigning fra kraftstasjon til nærmeste fri vannspeil eller til vesentlig økt strømningsstverrsnitt. Da gjelder imidlertid at rørene skal dimensjoneres med en sikkerhetsfaktor tilsvarende for samme rørtype i konsekvensklasse 2.
- **Sikkerhet for nedgravde rør mot glidning ivaretas av friksjonen mellom rør og omfyllingsmasser.** Nedgravde rør som ikke ligger stabilt med omfyllingsmasser alene må sikres med forankringsfundamenter. For rørtraseer brattere enn 20(o) skal det utføres beregninger som viser hvordan stabiliteten blir ivaretatt. Det skal anvendes anerkjente beregningsmodeller ifm. stabilitetsanalysen.
- **Sikkerhet mot glidning i drenert grøft** skal i bruddgrensetilstand være **minst 1,5**. Sikkerheten mot glidning ved **vannfylt grøft** til topp rør skal være **minst 1,1**.

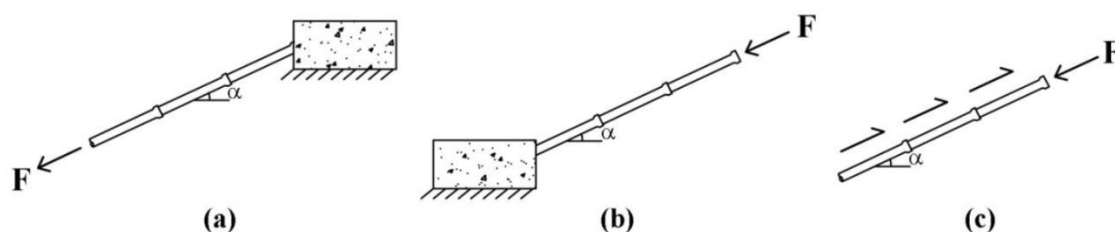
- Rørene monteres slik at de er sikret mot aksiell forskyvning og utknekking. Strekkfaste koblinger monteres ofte slik at det er strekk i rørstrengen etter montasje og før rørfylling.
- Bend og andre formstykker uten strekkfaste skjøter skal vanligvis stabiliseres ved hjelp av egenvekt, vannvekt og jordtrykk, eventuelt støpes inn.
- Ved horisontale og vertikale retningsendringer i rørtraseen oppstår det bendkrefter. Kravet er at røret skal ligge i ro uten deformasjoner. Uten strekkfaste skjøter skal det for sideveis- og vertikal kraft bare regnes med stabiliserende bidrag fra overdekningssmassen vertikalt over røret og maksimalt i en lengde på 1/3 av lengden på tilstøtende rør.
- Ved avvinkling tillates det ikke å regne passivt jordtrykk mellom rør og grøftevegg. Det skal brukes en **montasjeunøyaktighet på 0,5** i forbindelse med kontrollen.
- **Rørene legges slik at de er tilfredsstillende sikret mot aksial forskyvning, utknekking og utglidning.**
- Fundamentet i grøfta skal være stabilt og avrettet og det skal ikke forekomme oppstikkende steiner eller fjellknatter.
- De graderte omfyllingsmassene inn mot rørveggen skal ha en tykkelse på minst 0,3 m og innfylles slik at utvendig røroverflate eller korrosjonsbeskyttelse ikke skades.
- I fjellgrøft skal tykkelsen på grøftesålen være 0,3 meter mens sålen i løsmassegrøft skal være minst 0,2 meter.
- Grøftesåle og omfyllingsmasser skal komprimeres for at rør og rørfundamenter blir liggende stabilt uten fare for setninger eller uforutsigbare tileggspåkjenninger.
- Geoteknisk tekstil legges i den grad det blir nødvendig for å beskytte omfyllingen mot finstoffinntrenging.
- Overdekningen skal være minst 0,8 meter og gå 1,5 ganger til hver side for røraksen i områder uten trafikklast.
- Nødvendige tiltak gjøres mot utgraving/utvasking av omfyllingsmassene både ved montasje og senere drift. Dette kan være drenasjerør, avskjærende grøfter, sperrer og lignende.
- Ved bygging og fornyelse av rørgater skal det utarbeides tekniske planer som sendes NVE til godkjenning før man får tillatelse til oppstart. Disse skal minimum inneholde:
 - Kart med inntegna rørtrase i horisontal og vertikalplanet
 - Plassering av bend, spesielle rørdeler, forankringer samt overgangen mellom ulike rørtyper, trykklasser og rørdimensjoner
 - Dimensjonering av rør med tilhørende konstruksjonsdeler, inkl trykkstøtsberegninger

- Kontroll av sikkerheten mot glidning av nedgravde rør i trasé med helning større enn 20°
- Stabilitetsberegninger av betongfundamenter eller andre typer forankringer
- Kontroll av skråningsstabilitet der rør legges i bratt løsmasserterreng og ellers ved vanskelige grunnforhold
- Beskrivelse av hvordan rør skal legges relatert til stedlige forhold langs rørtraséen. Dette kan være viktig ved kontrollpunkter som kryssing av veg, jernbane, elv og bekkeløp og ved retningsendringer i vertikal- eller horisontalplanet.
- Drenering og bortledning av vann fra rørgrøft
- Plassering og beskrivelse av stengeanordning

3 Byggemetoder for rørgater

3.1 Rørmaterialer

Rørgater kan bygges og forankres etter de tre prinsippene vist i figur 1. Ikke alle typer rør kan brukes til de forskjellige prinsippene fordi de har ulike egenskaper til å tåle og overføre strekk- og trykk-krefter.



Figur 1: Forankring av rør; (a) oppstrøms forankring, (b) nedstrøms forankring, (c) forankring fra friksjon (Fra Bergsaker og Bårgard, 2012)

I dagens marked er det Glassfiberarmert Polyester (GRP), duktile støpejernsrør og Polyetylenrør (PE) som i hovedsak brukes ved bygging av nye, nedgravde rørgater. Stålrør kan også brukes.

3.1.1 Glassfiberarmert Polyester

Generelt

GRP (Glassfibre Reinforced Polyester) også kjent som GUP (Glassfiberarmert Umetta Polyester) i Norge tidligere, er en herdeplast med kryssbundet molekyllær struktur. GRP kan ikke bli omforma etter at det har fått sin endelige form i motsetninger til termoplasten som PE, PVC og PP. GRP blir i hovedsak bygd opp av polyester og armeres med glassfiber. Materialet er dermed korrosjonsfritt. Det finnes flere produsenter og hovedforskjellen mellom leverandørene er hvordan glassfibrene tilsettes i produksjonsprosessen og hvilken retning de har. Her er en kort oversikt:

Kontinuerlig vikleprosess

- Brukes av Flowtite (tidligere Vera Fabrikker i Sandefjord)
- utvendig påføring av polyester, sand og kontinuerlig glassfiber i tangensiell retning på røret og kutta glassfiber som gir styrke i aksiell retning
- gode egenskaper på ringstivhet, mer begrenset strekkapasitet i aksiell retning fordi hovedvekten av glassfibrene ligger i ringretningen.



Sentrifugal støping

- Brukes av Hobas og C-Tech
- Roterende form der polyester, sand/kalsium karbonat og kutta glassfiber blir tilført innvendig.
- Tilfeldig påføring av kutta fiber gir teoretisk lik styrke i alle retninger



Kryssvikling

- Brukes av Sarplast og Ameron
- Roterende kjerne med utvendig materialpåføring
- Består av polyester og kontinuerlig glasfiber lagt i kryss
- Brukes i industri, shipping og olje og gass, stor aksialstyrke



Bruksområde og krav til installasjon/omfylling

Glassfiber er normalt konkurransedyktig for trykk opp til 32 bar og leveres normalt i 6 eller 12 m lengder. (Brødrene Dahl [1]) Rør finnes i diametere fra 100 til 3000 mm for trykkklasser PN6 til PN16. PN 20 til PN 32 finnes i størrelsene 300 til 1400 mm. (Flowtite) Her følger krav til omfylling rundt rør fra Flowtite:

I installasjonsveiledningen skrives det «*Pipe zone backfill may be selected from the soil removed from the trench or may require special soils to be imported to the job site.*»

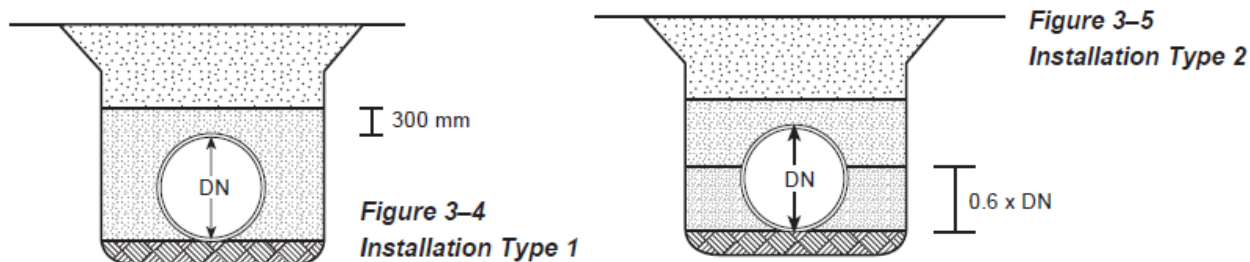
Flowtite opererer med fire stivehetskategorier for omfyllingsmassene:

Stivhets kategori	Bekrivelse
SC1	Knust stein, < 15% sand, max 25% passerer 9,5 mm sikt og maks 5% finesstoff ¹
SC2	Rene grovkornede jordarter med < 12% finstoff ¹
SC3	Rene, grovkornede masser med 12 % eller mer finstoff ¹ . Sandige eller grusige finkornige jordarter med < 70% finstoff ¹
SC4	Finkornede jordarter med mer enn 70% finstoff ¹

1)% finstoff er vektprosenten av jordpartikler som passerer en sikt med 0,076 mm åpning

Tabell 1: Stivhetskategorier for omfyllingsmasse rundt GRP-rør fra Flowtite

Figur 2 viser to typer grøftetverrsnitt avhengig av bruken av arealet over røret. Legg merke til at «rørsonen» defineres til 300 mm over topp rør. Kravene til omfyllingsmasse gjelder i rørsonen.



Figur 2: To typer grøftetverrsnitt for omfylling av GRP-rør. (Flowtite)

Type 2 tillater bruk av ulike masser over og under 60% høyde av nominell diameter, og brukes typisk for lavere trykk (<10 bar) med liten trafikkbelastning og begrensa krav til å håndtere undertrykk. Type 2 illustrer også godt at GRP-rør er helt avhengig av god nok støtte på sidene og nedre halvdel av røret for å hindre deformasjon av røret og ovalitet.

For rør fra 300 mm og oppover skal det brukes SC1 og SC2 i bære- og støttesonen opp til $0,6 \times DN$. Fra $0,6 \times DN$ og opp til 300 mm over topp rør kan både SC3 og SC4 brukes. SC3 forutsettes komprimert til 85% Standard Proctor Density (SPD) og SC4 til 90% SPD. Avhengig av lasttilfelle for internt vakum, trafikklast, hvilke type masser grøfta er gravd i og grunnvannstand, er det utarbeida tabeller for hvor stor total overdekning røret tåler og hvilke typer SC-klasse som kan benyttes.

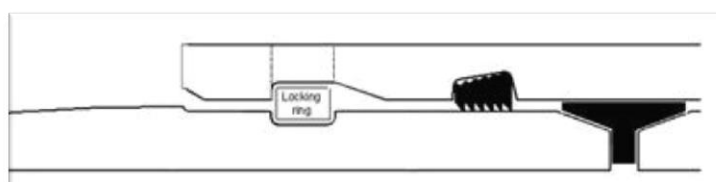
Av tabellene for installasjonstype 1 går det også fram at SC3 og SC4 kan brukes rundt hele røret i de tilfeller det er fordelaktige lastkombinasjoner og stabil masse i grøftebunn og vegger.

Det er egne krav til største kornstørrelse i rørsonen gitt i tabell 2:

DN	Største kornstørrelse [mm]
< 450	13
500 – 600	19
700 – 900	25
1000 – 1200	32
> 1300	40

Tabell 2: Største kornstørrelse tillatt brukt i omfyllingsmassen inn mot røret (Flowtite)

Metoder for sammenkobling og bend
GRP skjøtes ved å bruke muffe som rørendene tres inn i. Muffene inneholder pakninger som tetter mellom rørveggen og muffeveggen. Rørene skal ha en viss avstand inne i muffa til å vandre på i forbindelse med egenutvidelse pga endringer i temperatur.



Figur 3: Snitt av muffe, viser pakning, prinsipp for låsespor til venstre (Brødrene Dahl)

Nedgravde rør lagt i helning forankres ved at friksjonen mellom rør og jord hindrer røret fra å skli.

18

3.1.2 Duktile støpejernsrør

Generelt

Duktile støpejernsrør er sentrifugalstøpte rør av seigjern. Vanlig gråjern består av jern (Fe), karbon(C) og silisium (Si) og er et sprøtt materiale. Ved å tilsette 800-1000 g magnesium pr tonn til gråjernsmelta, blir materialet seigt, smidig og bøyelig. (PAM)

E-modul $1,7 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ og strekkfasthet 420 N/mm^2 .

Avhengig av bruksområde og valg omfyllingsmasser finnes det flere varianter av utvendig overflatebehandling. Fra rørprodusenten PAM (PAM,Sain-Gobian) oppgis disse å være:

- I. Sink og bitumen belegg, sorte rør. 200 g/m^2 sink + $70 \mu\text{m}$ bitumen
- II. Natural, blå rør, 400 g/m^2 sinkaluminium (85% sink + 15% aluminium) + $100 \mu\text{m}$ epoksybelegg
- III. Polyetylen, belegg av PE lagt over 200 g/m^2 sink. Veiduk klasse 5 kan brukes som ekstra beskyttelse av PE-kappa
- IV. ZMU, blå rør med 5 mm fiberarmert sementmørtelbetong lagt over 200 g/m^2 sink

Bruksområde og krav til installasjon/omfylling

Duktile støpejernsrør brukes stort sett på trykkklassene PN32 og oppover, der terrenget tilsier at det er behov for strekkfaste egenskaper på rørgata eller der tilgjengelige omfyllingsmasser krever et mer robust rør enn GRP og PE. Rørene fås i dimensjoner fra DN100 til DN 2000 og i trykkklasser opp til 100 bar. En utbygger oppgir at de vurderer duktile rør til å bli for tungt og dyrt fra ca DN 900 og oppover. Med en E-modul på $1,7 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ har rørene god ringstivhet og er mindre sårbare for manglende komprimering, manglende sidestøtte og setninger i fundamentet, enn andre typer rør.

Det skilles mellom rørgater med trafikklast og rørgater uten trafikklast/vannkraftanlegg. I det videre presenteres krav til omfyllingsmasser for rørgater uten trafikklast/vannkraftanlegg som gjelder for overflatebehandling I bitumen og II Natural.

«For rørgater i vannkraftanlegg i jomfruelig mark uten trafikklast, er kravene redusert. Dette gjelder grøftemasser, komprimering og overdekning. Stedlige morenemasser er godt anvendelig.»

Grøftebunnen skal være slik at rørene ikke ligger direkte på store steiner eller oppstikkende fjellpartier. Det er avgjørende for rørledningens levetid. I utgravd grøft er minste tykkelse på nedre fundament mot grøftebunn 150 mm. For sprengt grøft 300 mm.

Det skilles mellom nedre fundament, ovre fundament og omfyllingsmasser. Nedre fundament er mellom røret og grøftebunnen og kan bestå av stedlige masser som morenegrus med steinstørrelse opp til 60 mm. Komprimering anbefales, men kan vurderes ut fra de stedlige massene. Øvre fundament er massene mellom underkant rør og $\frac{1}{4}$ av rørets diameter. Samme masekrav som til nedre fundament. Komprimering kan gjøres med spade eller støvler.

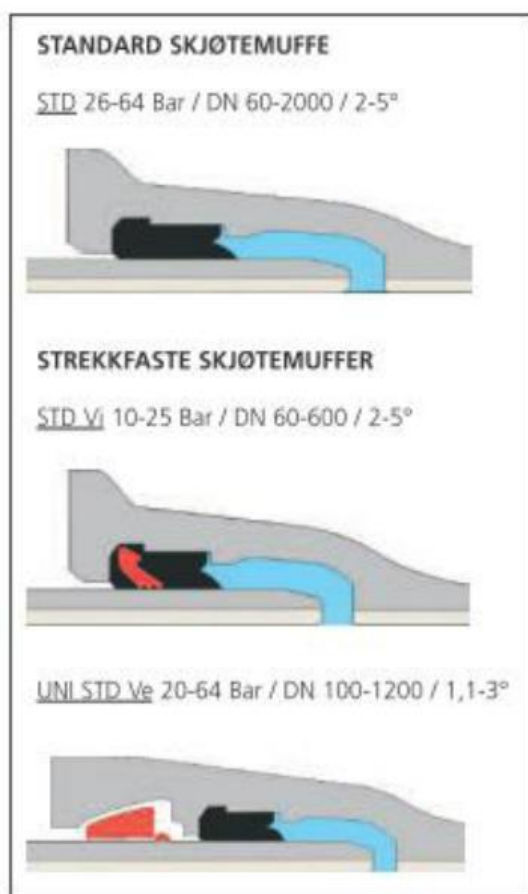
Hovedregel for omfyllingsmassene er at massene i kontakt med rørets overflate er av samme slag. Unngå felter med blanding av morenemasser, jord og leire i direkte kontakt med

røroverflaten. Omfyllinga bør gå minimum 300 mm over røret. Overdekning opp til 10 meter er vanligvis ikke noe problem. Det fremgår ikke direkte hva som er kravene til største steindiameter i omfyllingsmassene, men generelle krav for bruk i kommunaltekniske anlegg med trafikklast er 0-60 mm ved naturmaterialer og maks 32 mm kornstørrelse ved knuste materialer.

For rør med utvendig fiberarmert sementmørtelbetong står det i installasjonsveiledningen: « Som fyllmaterial kan praktisk talt alle former for utgravningsmaterialer brukes, selv sprengningsmaterialer med stein opptil 100 mm. Annen omfyllingsmasse er bare unntaksvis nødvendig.» (Buderus)

Metoder for sammenkobling og bend

De høye verdiene for flytegrense, E-modul og strekkfasthet tillater at rør og rørforbindelser tar opp store krefter. Dette utnyttes i strekkfaste skjøtemuffer. Eksempelvis kan en DN 300 skjøtemuffe utsettes for 34 tonn trekraft. (PAM)



Figur 5: Prinsipp skjøtemuffer duktile rør, øverst standard, midten strekkfast, nederst forsterka strekkfast (PAM)

Figur 5 viser prinsippene for skjøting av duktile støpejernsrør og deler. Øverste figur viser standard skjøtemuffe som brukes når det ikke er behov for strekkfaste egenskaper. Det vil si at rørene legges på samme måten som GRP-rør med at de fastholdes av friksjonen mellom jord og rør og har litt rom for å utvide seg pga temperatur i hver muffe. Tillatt avvinkling i hver muffe 2-5 grader.

Tegningen i midten viser en skjøtemuffe med strekkfaste egenskaper der det ligger gripehoder inne i pakningen som låser seg dersom røret trekkes ut igjen av muffen.

Behøves det større strekkfast kraft kan den nederste prinsippet benyttes, der røret som tres inn i muffa har en sveisevulst som låses av kiler som legges inn bak sveisevulsten og hindrer røret å gli ut igjen. Mekanismen i muffa er todelt: pakningen tetter for vannet og sveisevulsten gir strekkfasthet.

Som figurene viser er det en glippe mellom muffa og rørveggen. På grunn av temperaturutvidelse må rørgata ha mulighet til utvidelse uten at det oppstår trykkspenninger med påfølgende utknekking.

Figur 6 er et bilde fra en rørkatalog til produsenten Duktus som viser muligheten for bruk av strekkfaste bend. Når trykket settes på holdes røret sammen av de strekkfaste skjøtene. Skulle dette vært bygd med GRP eller ikke strekkfaste skjøter måtte det ha blitt bygd fire betongklosser (eller en stor) for å holde røret sammen.



Figur 6: Eksempel på bruk av strekkfaste bend , bilde fra katalog til rørleverandøren Duktus

Med strekkfaste bend tas den utadretta krafta på grunn av avvinklinga opp av rørmaterialet i seg selv og har ikke behov for forankringsklosser av betong. Det er det samme prinsippet som brukes i vanlig rørlegging når et bend monteres på et rett rørstrekk: vannet trykker mot veggen i bendet tilsvarende det projiserte arealet av rørtverrsnittet og prøver å dra bendet med seg, men i og med bendet henger fast i det rette strekket tas kraften opp i skjøten mellom rett rør og bend og overføres til det rette strekket som strekkspenninger i rørveggen.

Katalogen til leverandøren Duktus viser at det finnes strekkfaste bend for 11, 22, 30 og 45 grader i dimensjonene DN 80 til DN 1000.

3.1.3 PE-rør

Generelt

Polyetylen-rør ekstruderes ut fra smeltet PE-granulat og finnes i mange forskjellige trykklasser og dimensjoner. Plastmaterialet har en densitet på $0,96 \text{ kg/m}^3$. Ved beskrivelse av trykklasser brukes begrepet *SDR*, som er et dimensjonerende forholdstall mellom ytterdiameter D_y og veggtykkelse e gitt slik:

$$SDR = \frac{D_y}{e}$$

Avhengig av ønsket sikkerhetsfaktor på rørmaterialet kan trykklassene leses ut av fig. 7:

c:	SDR41	SDR33	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13,6	SDR11	SDR9	SDR7,4
1,6	PN3,2	PN4	PN5	PN6,3	PN8	PN10	PN12,5	PN16	PN20
1,25	PN4	PN5	PN6,3	PN8	PN10	PN12,5	PN16	PN20	PN25
"c" = Sikkerhetsfaktor/Designfaktor				PN = Nominellt trykk / Pressure nominal					
SDR = Dimensjonerende forholdstall for "Dy" og "e". (Dy / SDR = e)									

Figur 7: Oversikt over sikkerhetsfaktor, trykklasser og SDR-benevnning (Hallingplast)

For PE100 gjelder (ved +23 grader celsius):

- Langtids strekkfasthet 10 N/mm^2 (uten at røret deformeres)
- Kort tids strekkfasthet 20 N/mm^2 (for belastning i opptil 1 minutt)

Bruksområde og krav til installasjon/omfylling

PE-rør produseres i diametere opp til 2000 mm og kan brukes på relativt høye trykk. På grunn av at veggtykkelsen går til dels kraftig opp med økende trykklasser og diametere og at prisen

på PE er en tilnærma kilopris, er PE for det meste brukt på lave trykklasser opp til PN 6 og dermed på øverste del av rørgaten.

PE er et fleksibelt materiale og rørene kan legges med en bøyeradius på 30 ganger ytre diameter under installasjon og 60 ganger ytre diameter ved ferdig installert anlegg.

Krav til ringstivhet er et viktig dimensjoneringskriterie i installasjonsveiledningen for plastrør. Det synes å være normalt med en gjennomsnittlig deformasjon av røret over lang tid på 2,5-10 % ved bruk av «gode masser i ledningssonen og vanlige overdekningshøyder» (NPG Norge, 2011). For videre bruk i denne rapporten forutsettes at krav til ledningssonen er overdekning på 0,6 - 3 meter, liten/ingen trafiklast og fare for frost eller utvasking. Ved krav til maksimum relativ deformasjon på nylagte rør på 5% (og 10% etter 5 år), blir «krav til ledningssonen» «middels». Det kan da brukes følgende masser:

- Finpukk (8-22, 4-14) eller singel (8-22)
- Finpukk med maksimal nominell kornstørrelse mellom 4 og 8 mm
- Velgradert grus/grov sand med minimum nominell kornstørrelse 2 mm

Dersom det ikke er fare for «frost eller utvasking» eller det godtas en maksimum relativ deformasjon på nylagte rør på 8% (13% etter 10 år), kan det også brukes:

- Grusholdig sand, grov sand med minimum nominell kornstørrelse 0,2 mm

I innledningen til installasjonsveilederen står det at ved å følge metodene beskrevet i veilederen, kan den forventede relative deformasjonen halveres.

Maksimum tillatt nominell kornstørrelse for trykkledninger av PVC eller PE er gitt i tabell 3:

Rørdiameter [mm]	Velgraderte og naturlige masser	Ensgraderte knuste masser (pukk)
DN < 300	22	22
300 ≤ DN < 600	32	22
DN ≥ 600	40	32

Tabell 3: Største nominelle kornstørrelse for trykkør av PVC og PE, (NPG Norge, 2011)

Metoder for sammenkobling og bend

PE-rør sammenføres enten ved buttsveising eller elektrosvaiging. Ved buttsveising klemmes hver av de to rørendene som skal sammenføres mot en varm plate med et bestemt trykk. Plastmaterialet smeltes og etter en viss tid fjernes den varme platen og den smeltede platen i de to endene klemmes mot hverandre med et gitt trykk. Figur 8 viser den hydrauliske jekken som brukes til å håndtere rørene. Ved elektrosvaiging tres rørene inn i ei muffe der det ligger en motstandstråd på innsida av muffa. Når det kjøres strøm gjennom motstandstråden smeltes plastmaterialene sammen til ett stykke. Kun rør med samme SDR klasse kan buttsveises sammen. Ved sammenføring av ulike SDR klasser må det brukes elektromuffer tilpasset



Figur 8: Hydraulisk rigg for buttsveising av PE-rør (Hordaland Rørteknikk AS)

SDR klassen på røret, men vær obs på at rørene vil ha ulik indre diameter. Det finnes også mekaniske koblinger for å sammenføye PE rør, men buttsveising eller elektromuffer er det som anbefales. (Hallingplast [1], Hallingplast [2])



Figur 9: Fleksible montasje-muligheter med PE-rør (Hordaland Rørteknikk AS)

Det finnes et stort sortiment med elektrosveisedeler til PE-rør, blant annet bend fra 11 til 90 grader vinkel. Det er også mulig å buttsveise sammen rør som er skåret med vinkel. Ved elektrosveising eller speilsveising av bend smeltes rørdelene sammen og skjøten blir strekkfast.

Når PE-rørene sveises sammen blir de en lang streng med strekkfaste egenskaper, så å si analogt til en vannslange. Det gjør at alle kreftene fra vanntrykket tas opp av røret uten behov for klosser eller forankringer ved bend og retningsendringer. Figur 9 viser fleksibiliteten for tilpassing av grøftetraseen til terrenget. Det er allikevel viktig å forankre rørene godt. PE-tverrsnittet har bare en viss strekkfasthet dersom det blir for store strekk-krefter.

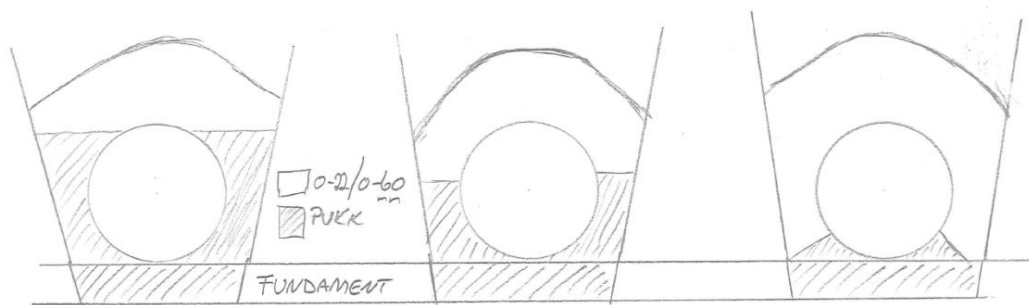
3.1.4 Oppsummering rør

Oppsummert synes det som at PE er mest konkurransedyktig i toppen av rørgata eller der det er behov for strekkfaste egenskaper gjerne i kombinasjon med behov for fleksibilitet til retningsendringer. GRP egner seg best opp til PN 32 der det ikke er for bratt og/eller behov for strekkfaste egenskaper. Duktile støpejernsrør ser ut til å egne seg best i trykklasser høyere en PN 32 og der det er behov for strekkfaste egenskaper og/eller der bruken av grovere/stedlige omfyllingsmasser viser seg lønnsomt.

PE og duktilt deformeres plastisk, mens GRP har en ikke plastisk deformasjon.

3.2 Omfyllingsmasser brukt på rørgater

Omfyllingsmassene brukt rundt et nedgravd rør kan grovt deles inn i bæresone og støttefylling. Bæresonen er fundamentet røret hviler på og skal ta opp vekta av røret og massene over. Støttefyllingens oppgave er å holde røret i riktig posisjon og å hindre skade på rørets ytterkappe fra massene som legges på når grøfta fylles igjen. Det varierer fra rørtype til rørtype hvor høyt opp på røret skillet mellom bæresone og støttefylling går. Det avhenger i hovedsak av rørets behov for sidetrykk for å hindre ovalitet, ettersom det kan være vanskeligere å komprimere sorterte masser tilstrekkelig. Fig 10 viser tre forskjellige situasjoner som er observert i tegninger og i praksis på fordelingen av andel pukkk mot andre sorterte masser.



Figur 10: Observerte prinsipper for omfylling; venstre: pukke nesten helt opp til topp rør, midten: pukke opp til 50-60% av diameter, høyre: pukke kun i bæresonen.

Ut fra egne observasjoner og flere intervjuer med anleggspersonell og utbyggere, synes det å være en tendens til at der det før ble brukt pukke rundt hele røret, går det nå mot at en stadig større andel av tverrsnittet fylles av rimeligere sorterte masser. De rimeligere massene er i noen tilfeller knuste masser og i andre tilfeller sortert fra grustak eller morene. Felles er at de inneholder 0-stoff og har en stor variasjon i korndiameter. Typisk 0-22 mm eller 0-60 mm. Tabell 4 viser fordelingen av type masse brukt på de fire studerte rørgatene. M-tallet viser til prøvenummer.

Kraftverk	Bæresone	Støttefylling	Rørtype
Sundli	8-16 mm knust pukke (M6) kl 1-11	0-22 mm knust, sams masse (M11)	GRP
Væla	8-22 mm pukke (M10) kl 2-10	0-8 mm sorterte morenemasser (M9)	GRP
Tverråne	16-22 naturpukke (M7) Prosjektert kl 4-8 (observert kl 12-12 i bratteste skråning)	0-60 mm sorterte masser (M8)	Duktil
Nybuelva	16-22 naturpukke (M7) kl 4-8	0-60 mm sorterte masser (M3)	Duktil

Tabell 4: Type masse brukt i bæresone og støttefylling på de fire studerte rørgatene. M(nr) referer til masseprøve nr for friksjonsforsøk.

Figur 11 viser bilde av masseprøvene tatt fra bæresone og omfylling fra Væla kraftverk og Sundli kraftverk.



Figur 11: Materialprøver hentet fra rørgate på kraftverk under bygging. Fra venstre: Støttefylling Væla, bæresone Væla, bæresone Sundli, omfylling Sundli.

3.3 Komprimering

I henhold til NVEs retningslinje referert tidligere, skal «grøftesåle og omfyllingsmasser komprimeres for at rør og rørfundamenter blir liggende stabilt uten fare for setninger eller uforutsigbare tilleggspåkjenninger». Basert dette og besøkene på anlegg under bygging og intervjuer av anleggspersonale, har det å komprimere i forbindelse med legging av rør i grøfter følgende hensikter:

1. Hindre setninger i fundamentet under røret
2. Gi nok støtte i side til å hindre ovalitet
3. Øke spenningene inn mot røret for å øke friksjonskapasiteten
4. Hindre setninger i veier eller andre konstruksjoner som bygges oppå rørgata

Ved å komprimere grøftesålen før røret legges ned i grøfta, sikker man at fundamentet røret ligger på ikke får setninger over tid slik at røret mister støtten under og blir bøyd ned av vekten av vannet i røret og massene over. Dette er spesielt viktig for GRP-rør der det er forskjell mellom produsentene på hvor godt rørene tåler strekk i aksiell retning (nedbøying gir strekk på undersiden av rørtverrsnittet). Metoden for påføring av glassfiberen og hvilke retning evt kontinuerlig glassfiber har, betyr mye for aksiell strekkapasitet. Duktile støpejernsrør er som navnet tilsier duktile og har større kapasitet til å tåle krefter utenfra som gir strekk og trykk i aksiell retning. PE-rør har en elastisitet som gjør at de ved moderate setninger tåler strekk i underside og former seg etter setningen, men de kan få en ovalitet.

Å etablere nok støtte på siden av røret er viktig for at rør med liten ringstivhet som GRP og PE, får den nødvendige støtten mellom klokka 3 og 5 og klokka 7 og 9. Dersom ikke omfyllingsmassene gir nok støtte her vil røret presses ned av vekten av massene over og røret blir ovalt. For å hindre dette er stapping minst like viktig som komprimering. Stapping går ut på å bruke håndtaket på ei krafse, en spade eller en plankebit og manuelt dytte inn og hardstampe omfyllingsmassene inn under røret. Entreprenøren på rørgata på Sundli kraftverk komprimerte først fundamentet, men så ventet de med å komprimere omfyllingsmassene til de var fylt opp til ca klokka 11 og 1. Dette fordi komprimering med kraftig komprimeringsverktøy på et lavere fyllingsnivå ville presse pukken inn under røret og løfte det opp og ut av posisjon. Her ble det brukt pukk i fundamentet, så ble det fylt pukk opp til ca klokka halv 4 som ble stappet inn under røret manuelt. Så ble det fylt pukk vekselvis på hver side videre opp til klokka 11 og 1. Dermed blir manuell stapping svært viktig for å sikre nok støtte i bæresona mellom klokka 4 og 6.

3.3.1 Diskusjon rundt komprimering

Bossel og Haugen (2012) studerte virkningen av komprimering med tanke på glidestabilitet for rør og viste at komprimering rundt røret gav større friksjonskapasitet enn med ukomprimerte masser. Tre mulige årsaker ble vurdert. Konklusjonen fra forsøkene ble at den viktigste bidragsyteren til økt friksjonskapasitet var at økt trykk ovenfra øker spenningene rundt røret fra omfyllingsmassen. Større jordtrykk inn mot røroverflaten øker friksjonen mellom rør og omfyllingsmasser.

Jo brattere helning røret skal legges i, jo viktigere blir glidestabilitet som dimensjoneringskriterie. Komprimering fører som sagt til økt normalspenning inn mot røroverflaten og dermed større motstand mot glidning. Følgelig blir komprimering viktigere

og viktigere jo brattere det blir. Ut fra observasjoner under befaringene, virker det som at god komprimering blir vanskeligere og vanskeligere jo brattere terrenget blir. På Tverråne sa anleggspersonalet rett ut at skråningen ned mot kraftstasjonen var så bratt at det ikke er mulig å bruke vibroplate på en fornuftig måte. Dermed ble det ikke komprimert annet enn den komprimeringa som gravemaskinen gav når den fyllte tilbake grøfta. I denne skråningen brukes det strekkfaste, duktile støpejernsrør. Risikoen ved at det ikke komprimeres vurderes derfor som liten, men anleggspersonalet har helt rett i at det ikke er mulig å få til den komprimeringa som teorien tilsier, i en så bratt skråning. Erfaringen fra dette er at der effekten av komprimering trengs mest, er det også vanskeligst å få det til. Det er lett å få komprimert godt og riktig på flat mark, men da er glidestabiliteten på røret heller ikke noe problem.

På bakgrunn av dette bør beregning av glidestabilitet ikke forutsette komprimering med vibroplate, men bare den komprimeringa gravemaskinen gir når den fyller massene tilbake. Derfor er det ikke gjort komprimering av massene i friksjonsforsøkene, men bare lett klapping med et 20 kg lodd som er sluppet fra ca 2-3 cm høyde. Dette for å imitere effekten av en gravemaskin som slipper massene ned mot røret fra litt høyde eller belter over/klapper på massene når de ligger i grøfta.

Svalesen (2015) diskuterer også langtidseffekten av mekanisk komprimering og den komprimeringa av masser som foregår når vann og frost får jobbet med massene i en vinter eller to. Det er usikkert hvor mye av de økte spenningene mekanisk komprimeringa gir, som blir igjen etter noen år når telen utjevner spenningene mot omgivelsene. Det er også usikkert og hvor mye løst lagrede masser komprimeres over tid og setter opp av spenninger mot røret.

3.4 Studier av anlegg under bygging

I arbeidet med prosjektoppgave høsten 2014 og masteroppgave sommeren 2015 har undertegnede besøkt fire kraftverk under bygging der fokuset for befaringa lå på rørgatene og hvordan disse bygges. Det første er Sundli Kraftverk i Orkdal kommune. Der fikk undertegnede være med NVE v/ Dag Bache på tilsyn under bygging. Anleggspersonellet ble også intervjuet om hvordan de utførte rørmontasjen. Det andre kraftverket var Væla kraftverk i Tydal der prosjektleder fra Clemens Kraft viste rundt. Det var ingen arbeidere som utførte rørlegging i Tydal den dagen befaringa fant sted. Det tredje var Tverråne kraftverk og det fjerde Nybuelve kraftverk, begge ved Nesbyen i Hallingdal. Disse ble befart to ganger, første gang sammen med professor Leif Lia og siste gang kun av undertegnede. Anleggspersonalet ble begge gangene intervjuet om hvordan de utførte bygginga av rørgatene.

I oversiktene videre er det studert tekniske planer for Sundli og Tverråne. Beskrivelsene av Sundli og Væla er hentet direkte fra Svalesen (2015) og bare tilført enkelte tilleggsopplysninger.

Det er tatt jordprøver av omfyllingsmasser og stedlig grøftemasse ved flere av anleggene. Det opplyses i teksten hvor disse er tatt og de betegnes M for masse og et nummer. Disse jordprøvene brukes videre i forsøkene med måling av friksjon mellom masser og rør i kapittel 4. Vedlegg 4 inneholder terrengprofiler og grøftesnitt for rørgatene.

3.4.1 Sundli kraftverk

NVE krever en teknisk plan som skal godkjennes før bygging. Den delen av teknisk plan som omhandler rørgata fikk undertegnede en kopi av og beregningene som ligger til grunn er referert nedenfor.

Anleggsdata

Fallhøyde:	210 meter
Max slukeevne:	846 l/s
Turbin:	Horisontal Pelton med 5 stråler, turtall 750 r/min, rusetall 1150 r/min
Hovedventil stasjon:	DN600 PN 40 spjeldventil
Installert effekt:	1,35 MW
Årsproduksjon:	5,3 GWh
Rørtype:	DN800 GRP PN 6-25 og DN800 duktile støpejernsrør PN30 klasse C30
Rørlengder:	GRP 1761 meter og støpejern 364 meter, totalt 2125 meter
Minstevannføring:	30 l/s
Reguleringshøyde:	Strømtjønna inntaksmagasin: 20.mai-20.august: 1 meter, resten av året 2 m
NVE klassifisering:	Klasse 2

Prosjektering

Rørgata er prosjektert av NTE Energiutvikling i henhold til NVEs retningslinje 1/2011: «Retningslinjer for stenge- og tappeorganer, rør og tverrslagsporter». Forankringspunkter er turbinhus og silkekammer i dam samt 6 rørbend. To av rørbenda er forankra med fjellbolter, mens resten er fundamentert på løsmasser. Det er 6 bekkekryssinger. Ved ett av disse er bekken lagt i rør under rørgata, ved ett går rørgata i friluft over bekken og ved de fire siste går bekkene fritt oppå rørgrøfta. God drenering av rørgrøft og kummer skal vektlegges. Der bekkene krysser fritt oppå rørgata steinsettes bunnen av bekken slik at flomvann ikke graver

seg ned mot røret. Det monteres rørbruddsventil ved inntaket og fire inspeksjonsluker med maks avstand 500 m. Utnyttelse av nominelt trykk settes til 85%.

Beregninger og design (klasse 2 anlegg)

I rørberegningsrapporten har NTE Energiutvikling dokumentert hva som er gjort at beregninger og vurderinger i forbindelse med prosjekteringa av rørgata. I det videre refereres hva som er gjort, hvilke metode som er brukt og resultatet:

Dynamiske beregninger av trykkstøt i rørledninger

Gjennomført med det dynamiske beregningsprogrammet Alab. Dimensjonerende kurve er den der kun hovedventilen lukker på 120 sekund uten demping i siste del av lukkingen. Det gir trykkstøt på 36,5 mVS. Valgt dimensjonerende verdi for trykkstøt på hele rørgata: 40 mVS. Det tilsvarer ca 19,2% av total fallhøyde (som er lavere enn NVEs krav på 30% dersom dynamisk beregning ikke utføres). Trykkstøt ved fullt avslag normal drift: 5,5 mVS. Totalt falltap for inntak, varegrind, rørgate, bend og hovedventil er beregnet til 9,5 mVS.

Detaljert beregning av hver enkelt rørdel

Beregningene er gjort i regneark med informasjon om avstand fra inntak, laveste kotehøgde i rør, stedlig vannsøyle/statisk trykk, karakteristisk trykk, sikkerhetsfaktor, valgt trykkklasse, helningsvinkel rør, vertikal avvinkling mellom rør, horisontal avvinkling mellom rør, relativ belastning, utnyttelse av nominelt trykk (maks 85% utnytta).

Det kontrolleres for at hvert rørs karakteristiske trykk (summen av statisk trykkehøyde og strykkstøt) ikke overstiger 85% av rørets nominelle trykkklasse.

Kastevidde ved rørbrudd

Beregnes som $kastelengde = \frac{mVS}{2}$

Lengde ved kraftstasjon: 210 m / 2 = 105 meter

Innknekkingsstrykk for nedgravd rør

Det refereres til en formelen $p_{krit} = 24 \cdot k \cdot SN \cdot n^2 / (1 - v^2)$ (Hartmann, 2009+2006, s 62). Det er prosjektert med både rørstivhet SN 5000 (N/m²) og SN 10000 (N/m²). og sikkerhetsfaktoren > 2,0. SN10000 har sikkerhet mot innknekkning på 5,37 og SN5000 har sikkerhet på 2,69. Begge er større enn 2,0, men SN 5000 har liten margin for trafikklast.

Beregning av temperaturlast

Prosjekteringa er basert på en minimumsavstand på 10 mm mellom hver rørende og midlere leggetemperatur 10°C. Ekspansjon tas opp i hver muffe. Laveste vanntemperatur 0°C og høyeste 15 °C. Lengdeutvidelseskoeffisient GRP=0,03 mm/m°C og støpejern 0,011 mm/m°C.

GRP kontraksjon 1,8mm < 10 mm og ekspansjon 0,9 mm < 10 mm → OK

Støpejern kontraksjon 0,75 mm < 10 mm og ekspansjon 0,37 mm < 10 mm → OK

Beregning av eksterne krefter for nedgravd rør

Eksterne krefter på røret påføres av vinkelavvik mellom hver rørlengde, jordtrykk og trafikklast. Det legges inn en sikkerhet på $0,5^\circ$ for vinkelavvik ved design. Det vil si at dersom rørprodusentens leggeanvisning tillater 2° skal man ved design ikke tillate vinkelendring større enn $1,5^\circ$ for å dekke opp montasjeunøyaktighet. Det forutsettes minimum 1,0 m overdekning på GRP-rør. Trafikklast dimensjoneres for 80 kN akseltrykk fordelt på to flater med avstand 2,0 meter. Det kontrolleres for innknekking når jordtrykk (19 kN/m²) og trafikklast (70,2 kN/m²) legges på. Fullt vakuum regnes som 10 mVS. Summen av jordtrykk, trafikklast og vakuum utgjør hhv 1,9 mVS + 7,02 mVS + 10 mVS = 18,92 mVS. SN10000 tåler et undertrykk på 52,7 mVS og SN5000 tåler undertrykk på 26,88 mVS. Dvs OK.

Beregning/kontroll av sikkerhet mot glidning i bratte partier med helning over 20°

Beregninga baserer seg på kompendium i damsikkerhet II (Hartmann 2010) som er beskrevet under pkt 2.2. Det kontrolleres for den bratteste delen av rørgata (helning $26,4^\circ$, 1,6 m overdekning, $1,5^\circ$ avvinkling horisontalt og vertikalt) og den delen av rørgata med høyest trykk. Det brukes en friksjonsfaktor $\mu = 0,25$ og indre friksjonsvinkel $\phi = 28^\circ$ når massene er tørre og $\phi = 23^\circ$ når grøfta er vannfylt. Det gir en sikkerhetsfaktor på 1,57 for tørr grøft og 1,25 for vannfylt grøft. Til sammenligning brukte Bossel og Breien (2014) friksjonsfaktor $\mu = 0,62$ og indre friksjonsvinkel $\phi = 42^\circ$ i sine forsøk.

Beregning av reaksjonskraft i bend og sikkerhet mot gliding og velting betongfundamenter

Beregninga tar utgangspunkt i reaksjonskraft fra vanntrykket og retningen denne har. For klossen med fjellbolter gjøres det en momentbetraktning der det drivende momentet motvirkes av stabiliserende krafta fra fjellboltene. Det kontrolleres at foreslått tverrsnittsareal for boltene er innafor tillat kapasitetsutnyttelse av fjellbolter. Videre beregnes nødvendig innboringslengde på boltene etter NVEs retningslinjer for betongdammer utgave 2 okt. 2005. Største verdi av nødvendig inngysingslengde og dermed minste innboringslengde for overføring av kraft mellom stål/mørtel (960 mm) og mørtel/fjell (1463 mm) blir 1463 mm.

Betongklossene fundamentert på løsmasser tar utgangspunkt i reaksjonskrafta mot fundamentet fra vanntrykket som drivende moment og horisontalkraft. Stabiliserende moment kommer fra vekta av klossens betongsåle, betongen som støpes rundt røret og jordoverdekninga. Kravet her overholdes med svært god margin. Stabiliserende horisontalkraft kommer fra friksjonen mellom jord og betong med friksjonsfaktor $\mu_{\text{jord/betong}} = 0,7$. Det er sikkerheten mot glidning som blir dimensjonerende for klossens størrelse. Kravet til sikkerhet på 1,4 overholdes akkurat. Overdekningen over klossen varierer mellom 1,5 og 2,2 m.

Det er også utført en beregning av bæreevne ved bendene basert på Statens vegvesens håndbok 016 – geoteknikk i vegbygging- kapittel 6 bæreevne. Alle bendene har en beregnet sikkerhetsfaktor på 3 til 4 mellom midlere opptredende vertikaltrykk og midlere vertikal bæreevne.

Beregning av fundamenter ved kryssing av elv ved bro på kote 55

Ved kryssing av elv vurderes to lastsituasjoner som dimensjonerende:

- islast med angrepspunkt 0,25 m under vannstand og normalvannstand regnet som midt på fundamentet
- flomvannstand lik høyden på fundamentet

Det er beregnet størrelse på fundamentene $B \times H \times L = 0,7 \times 1,4 \times 1,4$ m, rørlengde $L = 7,0$ meter og bruk av fire Ø32 mm fjellbolter. Det gjøres en momentbetraktning av drivende og stabiliserende moment for å kontrollere velting med krav om sikkerhetsfaktor $S_v = 1,4$. Sikkerhet mot glidning $S_g = \text{vertikale krefter/horisontale krefter} = 1,5$.

For lasttilfelle 1 er $S_v = 2,5$ som er $> 1,4$ og $S_g = 4,33$ som er $> 1,5$

Lasttilfelle 2 er ikke utregnet. Det vises til at summen av vertikale krefter blir relativt små sammenligna med islasta i tilfelle 1.

Beregning av forankringskloss i kraftstasjonen

Forankringsklossen i kraftstasjonen dimensjoneres for å tåle karakteristisk trykk på $210 + 40 \text{ mVS} = 250 \text{ mVS}$ ved å beregne momentstabilitet om underkant av gulvet i motsatt ende av bygget som røret kommer inn. Det forutsetter at hele betongkonstruksjonen i gulvet kan overføre moment og skjærkrefter fra forankringsklossen og helt gjennom stasjonen til motsatt yttervegg. Sikkerhet mot velting S_v skal være $> 1,4$ og er en momentbetraktning av stabiliserende og drivende moment. Utregnet $S_v = 9,01$, som er langt over kravet. Sikkerhet mot glidning S_g skal være $> 1,4$ og er en kraftparbetraktning mellom drivende kraft (vanntrykket) og stabiliserende kraft (friksjon betong-jord). Friksjonskoeffisient jord-betong er satt til $\mu = 0,7$. Utregnet $S_g = 1,40$. Dvs akkurat på kravet. Det gis ingen begrunnelse for verdien av friksjonskoeffisienten jord-betong.

Generelle forutsetninger fra prosjekterende

Det forutsettes at rørene plasseres i henhold til plan og at rørleverandørens leggeanvisninger følges. Omfyllingsmassene skal være ihht anvisninger. Overdekningen minst 1,0 meter. Det kan brukes GRP rør med 3 og 6 meters lengde. Duktile støpejernsrør er designa for bruk av 7 m lengder. Ved større endringer i utførelse må kontrollberegninger utføres og dokumenteres.

Observasjoner fra befaringa av leggemetode/omfylling

Utbyggeren har valgt en entrepriseform der betaling for rørentreprisen gjøres etter medgått tid, men med et øvre pristak. På den måten vil de sikre seg et entreprenøren bruker den tida som trengs for gjøre jobben ordentlig, samtidig som entreprenøren også har insentiv til å ikke gå ut over den avtalte ramma. De fem grunneierne er hele tiden aktivt med i rørleggingsprosessen. Avtalen er at de leverer rør og grus/pukk fram på grøftekanten og at entreprenøren overtar deretter med selve legginga. Figur 12 og 13 viser et tverrsnitt av grøfta slik den legges. Leggehastigheten varierer svært mye ettersom hvor vanskelig terrenget er. Fra 400 m pr uke ned til 40 m uka etter.

Grøftetversnitt og omfyllingsmasser



Figur 13: Typisk grøftetversnitt for GRP-prosjektet med 8-16 mm pukk 2/3 opp på røret. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen



Figur 12: Utlegging av strømkabel og trekkerør. Overfylling med 0-22 mm bærelag etter komprimering før fylling av stedlige masser. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen

Røra legges nedenfra og oppover i 3 eller 6 m lengder. Det bygges et fundament under røra på 30 cm på løsmasser og 20 cm på fjell som komprimeres med gravemaskin før røret legges ut. Når røret er lagt på plass fylles det 8-16 mm pukk opp til ca 2/3 av rørets høyde før neste komprimering (masseprøve M6). Entreprenøren poengterte at de ikke komprimerte før fordi det ville presse pukk inn under røret og føre til at røret løfta seg og fikk feil retning. På den øvre 1/3 av røret og opp til minst 30 cm over røret brukes bærelag 0-22 mm (masseprøve M11). Dette er en fraksjon med en viss andel finstoff som ikke er like permeabel som pukk. Over bærelaget brukes stedlige masser som varierer mellom leire, sprengstein, sandjordarter og myrjord. Generelt minst 1 m overdekning og 1,6 m i det bratteste partiet på 26°. Maks overdekning er 6 meter. Masseprøve M11 er hentet fra

Overdekninga ble kvalitetskontrollert med bruk av pinner med lengde på en meter som var satt ned på røret. Store deler av grøfta var sprengt ut i fjell. Kvaliteten på fjellet var noe oppsprukket så grøfta ble ofte bredere enn ønskelig og kanten ujevn. Dermed gikk det med betydelig mer pukk enn beregna.

Det er ikke brukt landmåler på anlegget. I stedet bruker entreprenøren grøftelaser til å holde riktig fall på slake strekninger.

Drenering og kryssing av bekker

Langsmed hele grøfta legges det en 110 mm drensledning i rørfundamentet. Denne føres ut av grøfta med jevne mellomrom, spesielt før og etter bratte partier. Alle drensrøråpninger skal kontrolleres jevnlig som en del av internkontrollen på kraftverket. Fig 14 viser en bekkekryssing og fig 15 viser vannføringa i ett av drensrøra som kom ut rett etter denne kryssinga. Den røde traktoren kan sees i begge bildene. 110 røret går helt full med vann og indikerer betydelig vanntransport i rørgrøfta. Dybden fra bunnen av bekken og ned til topp rør var i størrelsesorden 2-2,5 meter og det er støpt ei plate i bekkeleiet for å hindre utgraving. Rundt røret er det ei grustetting der traktoren står for å hindre sigevannet i å følge grøfta videre.



Figur 14: Bekkekryssing Sundli Kraftverk, foto: Tor Oxhovd Svalesen



Figur 15: 110 mm drenerør som går fullt etter bekkekryssing. Foto: Tor Oxhovd Svalesen



Figur 16: Støpt såle ved åpen kryssing av bekk over rørgate. Foto: Tor Oxhovd Svalesen

Ved et par punkt nedenfor lange, bratte partier lages det også en betongpropp med leire oppå for å hindre at sigevann skal følge grøfta hele traseen. Figur 20 viser kryssing av bekk der bekken krysser ca 90 grader på rørtraseen. Den støpte betongsålen og steinsettinga er ment å hindre at bekken skal erodere seg ned mot rørgata ved stor vannføring.

Bygging av forankringsklosser

Den planlagte forankringsklossen som skulle boltes til fjell ble gjort om til forankringskloss i løsmasser fordi det ikke var godt nok hold i fjellet. Forankringsklossene bygges slik at først støpes bunnplata, så legges røret over bunnplata. Deretter forskales og armeres det rundt bendet før betongen helles i. Til slutt fylles klossen ned med foreskrevne overdekning. Figur 18 og 19 viser bend B7 med 30 graders retningsendring før det skal støpes rundt.



Figur 18: Armering av bend B7 (30°). Inn mot røret er det lagt en duk som skal hindre at betongen hefter direkte i GRP-materialet. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen



Figur 17: Bend B7. Legg merke til størrelsen på plata i forhold til selve klossen rundt røret. Foto: Tor Oxhøvd Svalesen

Andre forhold observert og diskutert på befaringa

Fokus på pris kan føre til at legging gjennomføres under dårlige forhold. Det nevnes spesielt legging av rør på frossen grunn. Entreprenøren som var ansvarlig for rørmontasjen, Jerpstad Maskin, la ikke rør vinterstid, men di visste om andre som gjorde dette. Legging på vinteren mente flere av de sakkyndige personene på befaringa gav stor fare for ovalitet pga setninger når telen går ut av massene.

Å engasjere Sivilingeniør Edvin Bakken AS til ekstern kvalitetskontroll av entreprenørens egenkontroll av utførelsen, er noe byggherren har valgt selv. Det har ikke vært pålagt av NVE. NVE har allikevel stilt en del krav til sjekklister og egenkontroll i byggefasen som Edvin Bakken nå er med og dekker opp. Kontrollplan fra bygginga som skal sendes inn til NVE underveis og når anlegget er ferdigstilt. Når anlegget er ferdigstilt kommer det krav om VTA ettersom det er klassifisert i klasse 2.

3.4.2 Væla kraftverk

Væla kraftverk ligger i Tydal kommune. Utbygger er Clemens Kraft AS. Rørgata har jevnt fall på gjennomsnittlig 10% og er klassifisert i klasse 0. Installert effekt er 0,9 MW med årsproduksjon ca 3,2 GWh/år. Verket har konsesjonsfritak og bygges etter kommunal byggesaksbehandling i Tydal kommune. Det er to krav som NVE har pålagt; dammen har klasse 1 og det er fastsatt ei minstevassføring. Ellers er ikke NVE inne i byggeprosessen i form av kontroll i byggetida. Kommunen har ingen egen oppfølging eller tilsyn i byggeperioden.

Bildene fra befaringa er gått tapt, så her refereres bare notatene fra samtale med prosjektleder. Det var ingen fra entreprenøren til stede under befaringa.

Leggemetode og omfylling

Rørgata er 780 m lang og består av DN900 PN6 og PN10 GRP rør fra Flowtite. Såle og omfylling er pukk 8-16 mm evt 8-22 mm som fylles opp til klokken 10 og klokken 2 (masseprøve M10). På toppen av røret legges det 0-8 mm sorterte morenemasser (M9). Pukken komprimeres mens morenemassene og de øvrige massene over legges på

ukomprimert. Ovalitet horisontalt og vertikalt måles ved legging og etter 2-3 uker. Det legges med 110 mm drenerør i fundamentet som føres ut av grøfta for hver 200 meter. Rørene legges nedenfra og oppover mot inntaket.

Kontrollrutiner

Byggherren/prosjektlederen utfører selv kontrollen med entreprenørens utførelse og sjekker punkter som ovalitet, kvalitet på omfyllinga og avvinkling i rørmuffene. Med jevne mellomrom leies det inn landmåler som kontrollerer at sideveis plassering og høyde er riktig. Han måler også inn de røra som er lagt. I dette prosjektet kjenner byggherre og entreprenør hverandre fra tidligere prosjekt og baserer samarbeidet på tillit og entreprenørens internkontroll/egenkontroll.

Da rørlegginga startet kom det en person fra leverandøren Brødrene Dahl og holdt et kort kurs for alle som skulle være med i grøfta under bygging og hva som var viktig å huske på.

3.4.3 Tverråne kraftverk

Anleggsdata

Tverråne kraftverk ligger i Nesbyen kommune i Halingdal. Utbygger er Norsk Grønnkraft AS (NGK). Vannet hentes i et bekkeinntak og ledes gjennom ei 2070 meter lang rørgate ned til kraftstasjonen. Rørgata består av tre typer rør. Bekkeinntaket er en gravitasjonsdam i betong med en bredde på 20 meter og en største høyde på ca 3 meter. Anlegget er konsesjonsfritt og plassert i klasse 0. NGK opplyser at anlegget bygges om etter klasse 1. Teknisk plan er utarbeida av Brødrene Dahl.

Fallhøyde:	308 meter
Max slukeevne:	1,2 m ³ /s
Installert effekt:	3,0 MW
Årsproduksjon:	7,8 GWh
NVE klassifisering:	Klasse 0
Trykkstøt:	18% av brutto fallhøyde
Dim trykk:	362 m.V.S

Rørgata har følgende data: (profil 0 ved kraftstasjonen)

Rørtype, dimensjon	Trykkklasse	Dimensjon	Lengde	Lengdeprofil	Merknad
Strekkfaste, duktile støpejernsrør	C40 og C30	DN 700	350 meter	0-350	Største helning 26,8 grader
Duktile støpejernsrør	C25	DN 700	600 meter	350-950	
PE-rør	SRD 17 og SDR 26	Ø 800 mm	1120 meter	950-2070	

Tabell 5: Rørgate Tverråne kraftverk, trykklasser og rørtyper

Beregninger og design (klasse 1 anlegg)

Basert på teknisk plan er følgende beregninger gjort i prosjekteringen:

Dynamiske beregninger av trykkstøt i rørledninger

Trykkstøt er beregnet til 18 % av brutto fallhøyde på 308 mVs, fastsatt til 54 mVs. Dette gir høyeste karakteristiske trykk på 36,2 bar. (som er lavere enn NVEs krav på 30% dersom dynamisk beregning ikke utføres).

Detaljert beregning av hver enkelt rørdel

Skal være utført men beregningene ligger ikke ved eksemplaret av teknisk plan. Det som står i teknisk plan er følgende tabell:

Rør	Kotehøgde (moh)		Statisk Trykk mVs	Karakteristisk Trykk mVs	Tillatt trykk	Lengde m
	Start	Slutt				
HRV	737	737				
PE SDR26	737	708	29	48	50	770
PE SDR17	708	690	47	78	78	320
PE SDR13,6	690	674	63	92	99	80
C25	674	530	207	248	250	610
C30	530	487	250	300	300	120
C40	487	429	308	370	400	170
Stasjon	429		308			

Figur 3:- Beregning av trykkklasse på rør, Tverrråne kraftverk

Innknekkingsstrykk for nedgravd rør/rørbrudd

Det fremgår ikke konkrete beregninger, men det blir monter luftør i inntakskonstruksjonen for å sikre inn- og utlufting av innløpsrøret under tømning og fylling av rørgate. Lufterøret er dimensjonert slik at lufthastigheten gjennom røret blir mindre enn 50 m/s ved rørbrudd. Det gir dimensjon DN300. Det monteres en spjeldventil i duktilt støpejern som rørbruddsventil etter innløpskonsus.

Beregning av temperaturlast

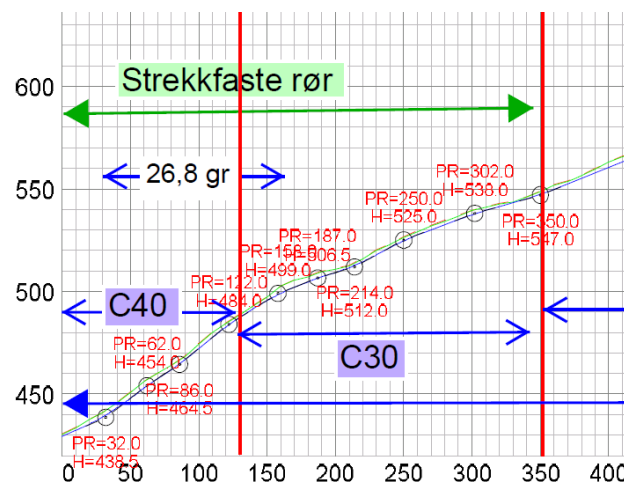
Er utført for PE-rørene: 15 °C temperaturforskjell og lengdeutvidelseskoeffisient $PE=0,16 \text{ mm/m}^\circ\text{C}$ gir lengdeendring på 2808 mm. Det oppgis ikke hvordan disse kreftene skal tas opp.

Beregning av glide stabilitet og bendkrefter for nedgravd rør

Eksterne krefter på røret påføres av vinkelavvik mellom hver rørlengde, jordtrykk og trafikklast. Planen for rørgata har rom for lokale terrengtilpasninger underveis, men med største tillatte vinkelavvik på 1,5 grader på strekkfaste duktile støpejernsrør, 2 grader på de duktile støpejernsrøra og minste kurveradius på 50 m på PE-ledningene. Det legges inn en sikkerhet på 0,5° for vinkelavvik ved design. Disse tallene gjelder design slik at kravet om montasjeunøyaktighet på 0,5° kommer i tillegg til disse. Overdekning er beregnet i forhold til utadretta bendkraft og glide stabilitet i regneark utarbeida av Ragnar Hartmann.

Beregning/kontroll av sikkerhet mot glidning i bratte partier med helning over 20°

Beregninga baserer seg regneark utarbeida av Ragnar Hartmann. Overdekninga er satt til >0,8 meter for PE-rørene, >1,1 meter for duktile støpejern og >0,8 meter for strekkfaste duktile støpejern. Det er valgt strekkfaste rør i den nedre og bratteste delen av rørgata med helning på 27 grader. Snitthelninga ellers i rørtraseen ligger på 2,4° for PE og 13 ° for de duktile støpejerna. Det brukes en friksjonsfaktor $\mu = 0,5$.



Figur 3-19: Utsnitt fra lengdeprofil på rørgate, Tverråga kraftverk (Norsk Grønnkraft AS)

Snitthelninga til høyre for den røde streken på profil 140 er 15 grader og dermed ikke krav om beregning av glidestabilitet.

Beregning av reaksjonskraft i bend og sikkerhet mot gliding og velting betongfundamenter

Det oppgis ikke i teknisk plan at det skal brukes betongklosser for fundamentering eller opptak av reaksjonskrefter bortsett fra forankringsklossen nede i kraftverket.

Observasjoner fra befaringa av Tverråne kraftverk

Anlegget ble befart to ganger, første gang 29/6 2015 og andre gang 4/8.2015. De nederste 300 meterne av traseen var avdekka ved den første befaringa og basert på informasjon fra anleggsarbeiderne ble det prenging av fjell langs det meste av rørtraseen. Rørlegginga var ennå ikke kommet i gang. Massene langs traseen de første 200 metrene bar preg av grus og morenejord med en mektighet på minst 2 meter flere steder. Figur 20 viser eksempel på dette.



Figur 20: Grus/Morenerygger i grøftetraseen ca 200 meter opp for Tverråne kraftverk. Personen holder en tomme stokk på 2,0 m. Masseprøve M1 er hentet like ved. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)

Det ble tatt to jordprøver av dette materialet to forskjellige steder i skråningen, disse er omtalt som M1 og M2 i friksjonsforsøkene. Lengre opp i traseen var det et tynnere lag med masser og dermed blir andelen jord/humusholdige masser noe større. Figur 22 viser eksempel på dette.

Ved andre gangs befaring var rørlegginga kommet ca 150 meter opp for kraftstasjonen. De strekkfaste rørene ble lagt nedenfra og oppover. Skråningen var for bratt de første 140 meterne til at det var mulig å kjøre dumper med pukk opp langs rørgata. Derfor ble pukken som ble brukt til omfylling borta opp en og en skuffe med gravemaskin. Entreprenøren anslo at dette arbeidet tok minst to dager ekstra sammenligna med framdrifta de erfaringsmessig skulle hatt. I henhold til beskrivelsen skulle det brukes 0-60 mm sorterte masser på øvre halvdel av røret. På tidspunktet for befaring var det siste røret lagt med pukk rundt hele røret, se figur 23. Anleggsarbeiderne fortalte at det ikke ble komprimert med vibroplate på siden eller over røret i det bratte partiet fordi det rett og slett var for bratt til å få det til på en fornuftig måte.



Figur 22: Eksempel på grøfteprofil ca 350 meter oppfor Tverråne kraftverk.: Humuslag på toppen, noe morenejord i varierende tykkelse og til dels kort vei ned på fjell. Ved god planlegging er det mulighet for å ta vare på morenelaget før boring og sprening. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)



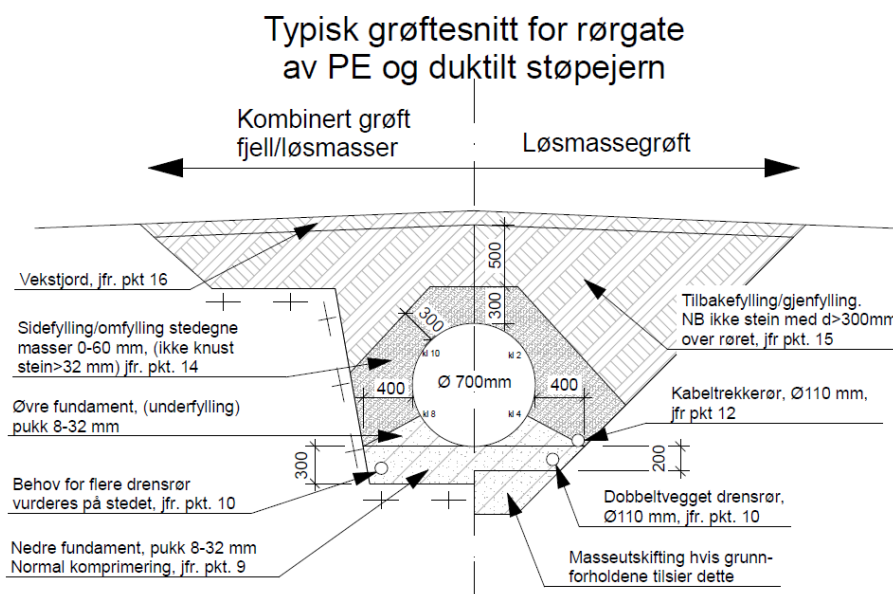
Figur 21: Tverråne kraftverk, nedfylt rørgate ca 200 meter opp for kraftstasjonen. Masseprøve M2 er tatt i dette området. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)



Figur 23: Tverråne kraftverk ca 200 meter opp for kraftstasjonen, nedfylt rørgate, tilsynelatende med pukk rundt hele eller store deler av røret. (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)

Grøftetverrsnitt og omfyllingsmasser

Det brukes 8-22 mm pukk i bæresonen opp til ca klokka 4 og 8 (masseprøve M7). På resten av tverrsnittet brukes 0-60 mm sorterte morenemasser fra grustak (M8). Figur 24 viser prosjektert grønftetverrsnitt med minste tykkelse 400 mm på omfyllingsmasse på nedre halvdel av røret og 300 mm på øvre. Over dette legges stedlige maser med maks steindiameter 300 mm.

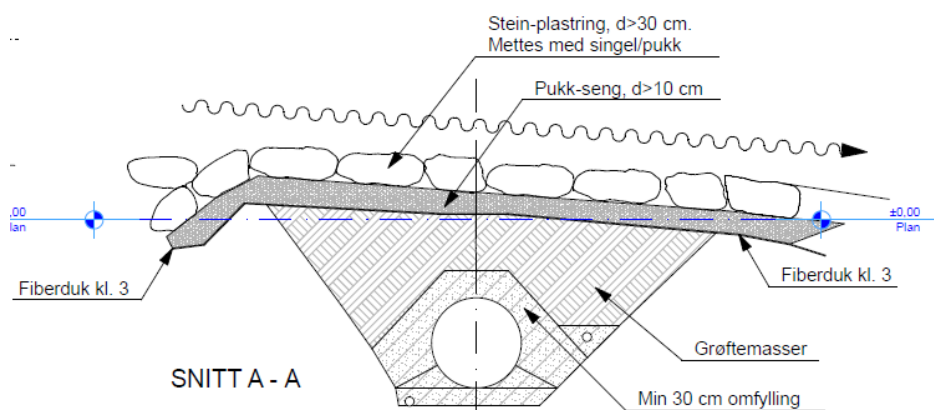


Figur 3-24: Typisk grønftetverrsnitt for rørgate av PE og duktilt støpejern, (Norsk Grønnraft AS)



Figur 25: Legging av rørgate Tverråga, overgang fra strekkfaste til ikke strekkfaste (blå rør). (Foto: Norsk Grønnkraft AS)

omkringliggende masser brukes det fiberduk for å beskytte drenering. Det ble ikke observert bruk av fiberduk på de to befaringene. Lengdeprofilen på rørgata (Vedlegg 4) indikerer ikke kryssing av bekk og det ble ikke observert andre forhold som gav ugunstige forhold for drening. Med bruk av omfyllingsmasser over rørfundamentet med såpass stor andel 0-stoff som observert her, bør ikke overflatevannet komme så lett til bæresonen. Dette avhenger og av at tilbakefyllingen av sprengstein ikke skaper «steinreir» som vannet trekker ned i og ledes mot rørgata. Figur 26 viser snitt av prosjektert løsning for bekkekryssing.



Figur 26: Prosjektert løsning for bekkekryssing Tverråga og Nybuelva kraftverk. (Norsk Grønnkraft AS)

Andre forhold observert og diskutert på befaringa

I og med at rørene legges i pukk i den bratte helninga ovenfor kraftstasjonen synes det som at utbyggeren ikke utnytter helt de egenskapene som er mulig å benytte med strekkfaste rør med stor ringstivhet.

Grøftesålen komprimeres. Det fremheves i leggeanvisningen at duktile rør er ringstive og det er derfor ikke nødvendig å komprimere omfyllingsmassene. PE-rør er fleksible og tåler noe deformasjon, men det er viktig at rørene har god sidestøtte for å hindre deformasjon. Figur 25 viser legginga av strekkfaste rør (svarte) og overgangen til ikke strekkfaste rør (blå). Bildet viser nivået pukk fylles til før det brukes sorterte masser på resten av omfyllinga.

Drenering og kryssing av bekker

Prosjekteringa tilsier at det legges dobbelvegga 110 mm drensrør som føres ut av grøfta med 100 til 200 meters mellomrom. Der drensrøret ledes ut av grøfta legges det i en terskel av tette masser

slik at sigevann ledes ut av grøfta. Terskelen skal gå 1/3 opp på røret. Der det er fare for tilslemming av finstoff fra

3.4.4 Nybuelve kraftverk

3.1.1 Anleggsdata

Nybuelve kraftverk ligger i Nesbyen kommune i Hallingdal. Utbygger er Norsk Grønnkraft AS (NGK). Utbygging skjer samtidig med Tverråne kraftverk med i hovedsak samme entreprenører og leverandør på rørgata. Vannet tas inn i et bekkeinntak. Inntaket og betongdammen blir ca 2 meter høyt og 10 meter bredt. Rørgata er 2835 meter lang består av en kombinasjon av PE og duktile støpejernsrør. Anlegget er konsesjonsfritt og plassert i klasse 0. NGK opplyser at anlegget bygges som etter klasse 1. Teknisk plan er utarbeida av Brødrene Dahl. Kraftverket ligger i samme sidedal som Tverråne, ca 15 minutters kjøretur lengre sør.

Fallhøyde:	540 meter
Max slukeevne:	0,794 m ³ /s
Installert effekt:	3,56 MW
Årsproduksjon:	7,1 GWh
NVE klassifisering:	Klasse 0
Trykkstøt:	15% av brutto fallhøyde
Dim trykk:	625 m.V.S

Rørgata har følgende data: (profil 0 ved kraftstasjonen)

Rørtype, dimensjon	Trykkklasse	Dimensjon	Lengde	Lengdeprofil	Merknad
Duktile støpejernsrør	C30 – C64	DN 600	1850 meter	0-1850	
PE-rør	SDR 11, SRD 17 og SDR 26	Ø 710 mm	985 meter	1850-2835	

Tabell 6: Nybuelve kraftverk, trykkklasse, dimensjon og lengde.

Beregninger og design (klasse 1 anlegg)

Basert på teknisk plan er følgende beregninger gjort i prosjekteringen:

Dynamiske beregninger av trykkstøt i rørledninger

Selve utregningen er ikke vist i dette eksemplaret av teknisk plan. Det opplyses at «Det er utført detaljert trykkstøtsberegning langs traseen som gav betydelig høyere prosentvis trykkstøt i området ved profil 2000-2785 enn nede ved stasjonen» Trykkstøt er beregnet til 15 % av brutto fallhøyde på 543 mVs, fastsatt til 82 mVs nede ved stasjonen. Dette gir høyeste karakteristiske trykk på 62,5 bar. (NVEs krav er at trykkstøtet settes til 30% dersom dynamisk beregning ikke utføres).

Detaljert beregning av hver enkelt rørdel

Den tekniske planen oppgir følgende tabell som beregner trykk-klassene på rørgata:

Rør	Kotehøgde (moh)		Statisk Trykk mVs	Karakteristisk Trykk mVs	Tillatt trykk	Lengde m
	Start	Slutt				
HRV	853	853				
PE SDR26	853	831	22	44	50	660
PE SDR17	831	815	38	76	78	100
PE SDR11	815	770	83	125	125	200
C30	770	595	258	300	300	800
C40	595	505	348	400	400	350
C50	505	420	433	498	500	250
C64	420	310	543	624	640	450
Stasjon	310		543	624		

Tabell 7: Nybuelve kraftverk, beregning av trykkklasse på rørgate

Innknekkingsstrykk for nedgravd rør/rørbrudd

Det fremgår ikke konkrete beregninger, men det blir monter luftør i inntakskonstruksjonen for å sikre inn- og utlufting av innløpsrøret under tømning og fylling av rørgate. Lufterøret er dimensjonert slik at lufthastigheten gjennom røret blir mindre enn 50 m/s ved rørbrudd. Det gir dimensjon DN300. Det monteres ikke rørbruddsventil på dette anlegget.

Beregning av temperaturlast og spenninger

Er utført for PE-rørene: 15 °C temperaturforskjell og lengdeutvidelseskoeffisient $PE=0,16 \text{ mm/m}^\circ\text{C}$ gir lengdeendring på 2232 mm. Det oppgis ikke hvordan disse kreftene skal tas opp. Opptredende spenninger på grunn av innvendig trykk i PE-røret kontrolleres mot maks tillatt spenning på 10 N/mm² og en materialfaktor på 1,6. Det vil si at dimensjoneringskriteriet er en spenning i plasten på 6,25 N/mm². Beregnet spenning i plasten er som følger:

Trykkklasse	Beregnet spenning i rørveggen
Ø710 SDR26	5,52 N/mm ²
Ø710 SDR 17	6,03 N/mm ²
Ø710 SDR11	6,25 N/mm ²

Tabell 8: Beregnet spenning i rørveggen PE-rør Nybuelve kraftverk

3.1.3.6 Beregning av glidestabilitet og bendkrefter for nedgravd rør

Det er gjort beregninger på minste overdekning på grunn av sideveis og oppadretta krefter fra avvinkling. Kalkulasjonen er gjort på nederste kotehøyde i hver enkelt trykkklasse med krav om sikkerhetsfaktor > 1,5 ved drenert grøft og >1,1 ved vannfylt grøft. Beregningene baserer seg på regneark utarbeida av Ragnar Hartmann. Tabell 9 viser beregnede minste overdekning ved ulike avvinklinger og trykkklasse.

Profil	Rørtype	Klasse	Avvinkling	Overdekning
1850 - 2780	PE	SDR 13,7, 17 og 26	-	> 0,80
1400 - 1850	Duktile st.jern	C30	< 2,0	> 1,00
1050 - 1400	Duktile st.jern	C30	< 2,0	> 1,20
700 - 1040	Duktile st.jern	C40	< 1,5	> 1,20
700 - 1040	Duktile st.jern	C40	< 2,0	> 1,75
450 - 700	Duktile st.jern	C50	< 1,5	> 1,75
450 - 700	Duktile st.jern	C50	< 2,0	> 2,25
350-450	Duktile st.jern	C64	< 1,5	> 1,75
350-450	Duktile st.jern	C64	< 2,0	> 2,50
250 - 350	Duktile st.jern	C64	< 1,0	> 1,75
0-350	Duktile st.jern	C64	< 0,5	> 1,20

Tabell 9: Nybuelve kraftverk, rørgate, beregning av nødvendig overdekning basert på trykk og avvinkling

Planen for rørgata har rom for lokale terrengtilpasninger underveis, men med største tillatte vinkelavvik på 2 grader på de duktile støpejernsrøra og minste kurveradius på 100 m på PE-ledningene. Disse tallene gjelder design slik at kravet om montasjeunøyaktighet på 0,5° kommer i tillegg til disse.

Beregning/kontroll av sikkerhet mot glidning i bratte partier med helning over 20°

Planlagt rørgate har en gjennomsnittlig stigning på 11 grader. Største stigning er 20 grader over en lengde på 50 meter. Det er gjort stabilitetsberegninger på overgangene mellom trykklasser og ved pel 1400, men disse ligger ikke ved.

Øvrig

Ved maksimal slukeevne på 800 l/s er hastigheten på vannet i DN 600-røra ca 2,8 m/s.

Det poengteres spesifikt at ved sammenkobling mellom rørgate og innstøpningsrør i stasjonen skal «lengdetilpasning tas i rør nr 2 nedenfra. Rør nr 1 kappes IKKE».

Observasjoner fra befaringa

I og med at Nybuelva og Tverråne bygges samtidig er mye likt ved de to kraftverkene. Leggeanvisningene er de samme og det er samme entreprenør. Informasjon om grøftetverrsnitt, omfyllingsmasser, drenering og bekkekryssinger har like løsninger som for Tverråne og det vises til avsnittene der.

Ved første befaring 29/6 var rørlegginga godt i gang. Figur 27 viser legging av duktile støpejernsrør ca 300 meter opp for kraftstasjonen. Bøttene på bildet inneholder masseprøvene M3



Figur 27: Nybuelve kraftverk, legging av duktile støpejernsrør. Masseprøvene M3 og M7 er tatt fra omfyllingsmassene på bildet (Foto: Tor Oxhøvd Svalesen)

fra omfyllinga og M7 fra fundamentet. Prøvene er tatt direkte i grøfta fra det som er fylt rundt røret. Grøftebunnen komprimeres med vibroplate før rørene legges nedi. Ved montasje tas det først bilde av begge rørendene, så legges pakningen i og det påføres glidemiddel. Gravmaskinen brukes til å entre rørene i hverandre først med stropp, så brukes baksiden av skuffa mot en treplanke i enden til å få klemme rørene sammen til rett avstand. Så rettes røret opp til den retningen det skal ha før det fylles pukk på siden og røret løftes med stropp til det når den posisjonen i høyde og bredde det skal ha. Det kontrolleres at pakningen sitter på rett plass ved å stikke en tynn metallplate inn mellom røret og yttermuffa for å måle avstanden inn til pakningen. Entreprenørens egenkontroll med utfylling av sjekklistor og fotografering ble utført.

3.5 Diskusjon

3.5.1 Byggemetoder

Figur 28 er bilder fra Nybuelva og viser hvordan et typisk anleggsområde ser ut under rørlegging med grøft og kjørevei for inntransport av rør, masser og maskiner. Det viser også at terrenget varierer nedover dalsida og at overdekningen kan bli relativt stor for å få en jevn helning på røret uten for stor avvinkling i skjøtene. Det kan gi til dels store variasjoner i overdekningshøyden. I den sammenheng er det verd å merke seg at krav til minimum overdekning beregnes etter det laveste punktet pr trykkklasse. Duktile støpejernsrør tåler opp til 4 graders avvinkling avhengig av muffe- og pakningstype, men ofte brukes bare to grader som dimensjoneringskriterie for å forenkle installasjonsarbeidet og redusere risiko for feil montering. Ved store overdekninger på grunn av naturlige terrengvariasjoner kunne en større avvinkling vær brukt for å spare tid og resurser, men dette krever at kyndig person gjør disse vurderingen på plassen.



Figur 28: Nybuelve kraftverk, oversiktsbilder bygging av rørgate. Entreprenør i gang med bildetaking og egenkontroll til venstre, graving av grøft til høyre.. (Foto Tor Oxhøvd Svalesen)

Bruk av stedlige masser til omfylling rundt rør på kraftverk er svært sjelden brukt, til tross for at leggeanvisningen på flere av rørtypene tillater fraksjoner som muliggjør dette. Det til tross for at vann og avløpsbransjen i en del tilfeller fyller stedlig masse tilbake rundt de samme typer rør som kraftbransjen bruker.

Med tanke på alt ekstraarbeidet med å belte ei og ei skuffe med pukk opp skråningen på Tverråne og de morenemassene som fantes i grøftetraseen, burde rørene ved Tverråne blitt lagt i stedlige masser. Leggeanvisningene tillater det og massene kunne blitt sortert ut med en dyrkingsskuffe eller en roterende soldeskuffe på gravemaskinen. Friksjonsforsøkene i kapittel 4 viser at friksjonsegenskapene mellom de stedlige massene og rør er minst like god som den delvis knuste, delvis avrunda pukken som ble brukt. Dette er spesielt interessant sett i sammenheng med at Norsk Grønnkraft sier pukk og transportlengde er en sentral faktor for prisen på rørgata.

3.5.2 Bruk av strekkfaste bend og klosser

Basert på intervju med flere aktører i bransjen er det trolig bare to kraftverk som er bygd med strekkfast bend. Det er Tverråga kraftverk i Hemnes og Jora kraftverk i Kvam. Jora utnytter også de strekkfaste egenskapene til rørgata. Norsk Grønnkraft er utbygger på begge to og svenske Vattenfall var prosjekterende på Jora. Rørgata er bygd i bratt terreng med DN 600 duktile, strekkfaste rør. Teknisk plan er godkjent av NVE og utnytter materiale og produktspekter slik at flate partier av rørgata brukes som forankring for de bratte. Friksjonen mellom rør og omfyllingsmasser på flate partier overføres via de strekkfaste skjøtene og gjør

rørgata stabil i de bratte partiene. Som eksempel brukes et strekke på 30 meter med 3 meters dybde på øversida av en skråning, til å forankre rørene i skråningen. Det ble også brukt et strekkfast bend på 35 grader og de unngikk dermed å støype forankringskloss, slik tradisjonell metode hadde vært.

Jora er et prosjekt som utnytter rørmaterialet og bruker de strekkfaste egenskapene som er tilgjengelig, til å fordele bendkreftene som oppstår ut i rørmaterialet og over i omfyllingsmassene. Å bruke strekkfaste bend og rør med en nødvendig forankringslengde basert på friksjonen mellom jord og rør, til å balansere bendkreftene fremstår som en tidsbesparende og kosteffektiv løsning i stedet for å støype forankringsklosser i betong. Det er en løsning som burde blitt brukt i mye større grad enn i dag.

I intervjuene kom det også fram at det er en del forskjell mellom konsulentene på hvilke løsning de presenterer. Norconsult kom til at det måtte inn betongklosser for å forankre rørgata på Tverråga, men Multiconsult kom til at det ikke var nødvendig og det ble brukt strekkfast bend i stedet. I prosjektene Nybuelve og Tverråne var det opprinnelig tenkt å bruke en del stedlige masser til omfylling rundt rørgatene. Av ukjent årsak ble dette gått bort ifra og det ble i stedet brukt innkjøpte sorterte masser. Basert på siktekurvene av stedlige masser M1 og innkjøpte masser M3 og M8, fremstår stedlig masse med bedre egne siktekurve til omfylling enn det som kjøres inn.



Figur 29: Rørgate Fall kraftverk med betongklosser på hver retningsendring. Bruk av strekkfaste skjøte burde vært vurdert. (Foto: Arne Hamarsland, NVE)

Figur 29 viser et bilde av en del av rørgata ved Fall kraftverk. Dette er et prosjekt der bruk av strekkfaste bend burde gitt god gevinst.

Forholdet til finstoff ned i bæresonen og drenering

Et argument som er fremført flere ganger mot å bruke stedlige masser, er at finstoffet vil trenge ned i pukklaget og redusere den drenerende evnen som pukklaget skal ha for å lede bort vann. Bekymringen for dette kan være berettiget, men kornfordelingskurvene fra masseprøvene viser at det som brukes i dag av flere forskjellige aktører i bransjen, har minst like stor andel finstoff som de stedlige massene på sida av grøfta. Ingen av de befarte anleggene bruker fiberduk til å separere bæresonen fra resten av omfyllingsmassene, selv om alle innkjøpte, sorterte masser bortsett fra på Sundli består av minst 40% sand. Sundli er også i en særstilling med tanke på mengde pukklaget rundt røret og dermed stort areal som finstoffet kan fordele seg over. Bruk av fiberduk til å separere massene bør vurderes mer nøye enn det gjøres i dag, basert på disse observasjonene.

Et argument mot fiberduk er at den kan gå tett over tid. Det kan allikevel hende det kan være hensiktsmessig. Norsk Grønnkraft (NGK) refererte spesielt til ett prosjekt, Kinnforsen i Vefsn, der den nedgravde rørgata var bygd med mye pukk i grøfta og samla opp store mengder vann som fulgte grøfta nedover. NGK mener de kunne redusert mye av vannet hvis det hadde vært brukt tettere masser rundt og over røret.

Dersom rørgata krysser ei dalside eller går på skrå nedover langs denne, vil grøfta fungere som en stor avskjærende drenering som samler mye sigevann. I de stedlige masene som finnes i dalsida fra før er det sjelden det samler seg mye vann. Et argument for å bruke en større andel vellgraderte stedlige eller tilkjørte masser er at forholdene for overflatevannet og det vannet som kommer sigende gjennom dalsida, møter de samme forholdene i rørgata som ellers i området. Vannet vil ikke så lett trenge ned til bæresonen på rørgata og ledes langs røret. Ved siden av pris og mindre transport er trolig dette en av de største fordelene ved bruk av stedlige og/eller finkornige masser. Den vesentligste oppgaven til dreneringa må være å hindre at det bygger seg opp poretrykk mot bæreflaten på undersida av røret. Med relativt tette masser i omfyllingssonen og en fiberduk som er delvis tett rundt bæresonen, vil fortsatt fundamentet være drenert og funksjonen opprettholdes.

Kontroll i byggefasen

Svalesen (2015) viser at den viktigste årsaken til rørbruddene som har skjedd de siste fire årene er manglende kyndig kontroll av utførelsen. Dette er ikke kritikk av de byggherrene som har tatt imot besøk på verkene som er under bygging, men en mer generell betraktning rundt hvordan dagens byggeprosjekter synes å være organisert. Basert på funnene til Svalesen (2015) og oversikten over rørbrudd som ligger ved som vedlegg 3, er det viktigste tiltaket for å få ned antallet rørbrudd som ikke har med materialfeil å gjøre, økt kyndig kontroll fra byggherrens side. For at byggherren skal ha mulighet til å avdekke mangler ved utførelsen må det være en byggherrerepresentant til stede. Ved intervju av utbyggere går det fram at de prioriterer å benytte entreprenører de har tillit til og at kvaliteten i høy grad baseres på tillit.

I denne sammenheng er Sundli kraftverk i en egen klasse ettersom grunneierne bygger i egen regi og er direkte engasjert i bygginga av rørgata. De vil ha god kontroll med entreprenørens utførelse. For de større utbyggerne som ikke har mulighet til å følge opp på samme måte, virker omfanget av byggherrekontroller å være ganske lavt. Kvalitetskontrollen synes å basere seg på entreprenørens fotografier av utført muffemontasje og sjekklister som fylles ut av entreprenør. Noen steder måles rørene inn av landmåler og det kontrolleres for ovalitet inne i røret. På både Nybuelve og Tverråne fungerer entreprenørens egenkontroll for det utførte arbeidet med bilder og sjekklister. Det ble observert på befaringa. På Væla var det ikke arbeid under befaringa og det er derfor ikke grunnlag for å si noe om hva som ble gjort der..

4 Friksjonsforsøk

4.1 Motivasjon

Basert på målingene til Bossel og Haugen (2013) og studering av enkelte tekniske planer, fremstår det som at bransjen er noe konservativ i valg av friksjonsfaktor ved beregning av rørstabilitet. I rørberegningene på Sundli kraftverk brukes det en friksjonsfaktor $\mu=0,25$, på Tverråne og Nybuelve $\mu=0,5$ mens Bossel og Haugen (2013) fant at denne faktoren kunne settes til 0,62 under komprimerte forhold for GRP. Basert på samtaler med bransjeaktører synes $\mu=0,5$ å være et standardtall som legges til grunn ved beregning uavhengig av hvilke rørtype som brukes og hvilke omfyllingsmasse som velges.

Utviklinga i hvilke type omfyllingsmasse som brukes, går mot en stadig større andel masser med finstoffinnhold. På Væla kraftverk og Tverråne og Nybuelve kraftverk brukes det hhv 0-8 mm og 0-60 mm sorterte morenemasser uten krav til andel nullstoff i massene. I flere tilfeller synes den sorterte massen som kjøres inn å ligne veldig på den massen som er gravd opp av grøfta og som finnes naturlig i grus- og morenerygger i tilknytning til grøftetraseen.

Basert på disse observasjonene burde det miljømessig og økonomisk være grunnlag for å vurdere økt bruk av stedlige masser til omfylling av nedgravde rørgater. Det synes også som det er behov for bedre data på hvilke friksjonsfaktorer som kan legges til grunn.

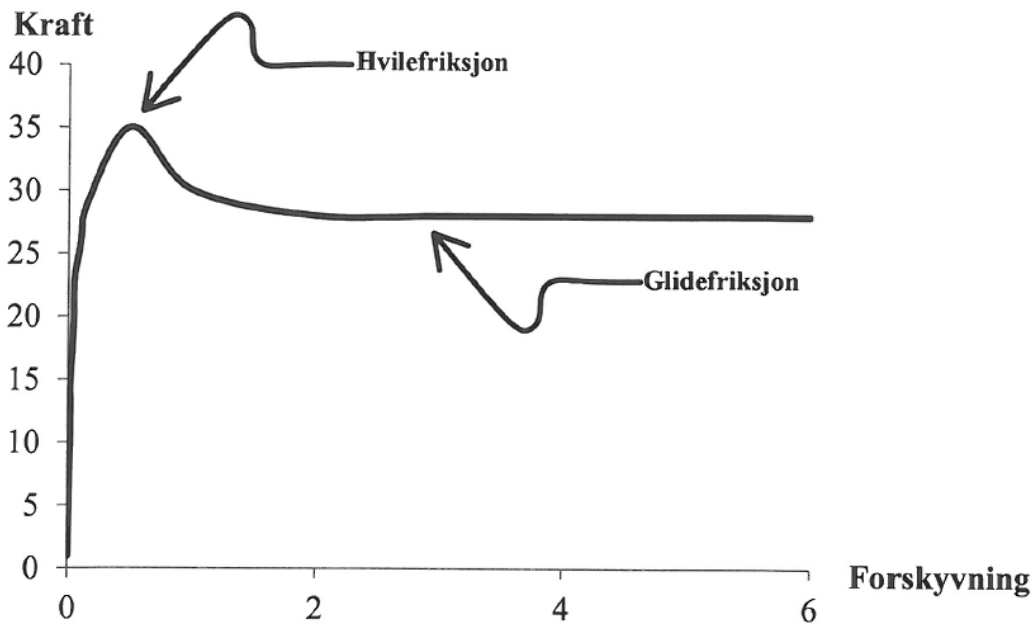
4.2 Friksjon og friksjonsfaktor

Det skilles mellom statisk friksjon og glidefriksjon. Statisk friksjon vil si motstand mot glidning mellom to flater som berører hverandre uten at de beveger seg i forhold til hverandre. Den statiske friksjonens maksimale verdi F angis som den andel av normalkraften N som opptrer like før de to flatene begynner å bevege seg i forhold til hverandre. Forholdet mellom F og N kalles friksjonsfaktor μ . μ er gitt ved:

$$\mu = \frac{F}{N}$$

Glidefriksjon er motstanden mot glidning mellom to materialflater som glir mot hverandre. Friksjonsfaktoren μ angir forholdet mellom normalkraften N mellom de to flatene og trekkraften F som skal til for at de glir mot hverandre med en hvis hastighet. μ varierer med hastigheten mellom de to flatene slik at høyere hastighet gir lavere μ . (Ormestad, 2009)

I forsøkene er hele forløpet logget fra 0 trekkraft i sylindren opp til at prøven beveger seg med jevn hastighet. Dermed måles både statisk friksjon før bevegelsen starter og glidefriksjon mens jordprøvene glir mot røret. Figur 30 viser et eksempel på en kraft-forskyvningskurve der kraftforskjellen mellom hvilefriksjon og glidefriksjon er illustrert.



Figur 4-30: Eksempel på kraft-forskyvningsdiagram (Bossel og Haugen 2013)

4.3 Materialer

4.3.1 Friksjonsjordartene brukt i forsøkene

Under befaringene nevnt i kapittel 3 ble det tatt til sammen 9 prøver av omfyllingsmasser og stedlige masser. I tillegg er det tatt inn to prøver som skal representere stedlige friksjonsjordarter. To pukkprøver og tre prøver av stedlig masse er testet på alle de tre rørtypene som ble brukt i forsøkene. Ytterligere to omfyllingsmasser er tatt med i forsøkene gjort mot GRP-rør.

Prøvene nummereres M for masse og gis et nummer. C_u er graderingstallet d_{60}/d_{10} der d er korndiameter og 60 og 10 står for vektprosent med diameter mindre enn d .

Følgende prøver er samla inn (beskrivelser etter Emdal, 2009)

Bete- gningse	Fra	Type/hentested	Beskrivelse	Merknader
M1	Tverråne kraftverk	Stedlig masse fra grøftekant ca 200 meter opp for kraftstasjonen	Sandig grus 42% sand, 58% grus $C_u = 12$: middels gradert	Brukt i forsøk GRP
M2	Tverråne kraftverk	Stedlig masse fra grøftekant ca 250 meter opp fra kraftstasjonen	Sandig grusig 55% sand, 45% grus $C_u = 13$: middels gradert	Brukt i forsøk GRP og duktile
M3	Nybuelve kraftverk	0-60 mm natur, omfyllingsmasse fra øvre halvdel av røret, henta fra grøfta ca 350 meter opp for kraftstasjonen	Sandig grus 43% sand, 57% grus $C_u = 11$: Middels gradert	Brukt i forsøk GRP
M4	Ekle grustak	Naturmasser, representativ masse for sand/grusrygger der det bygges kraftverk, tatt fra skråning.	Sandig grus 44% sand, 56% grus $C_u = 22$: vellgradert	Brukt i forsøk GRP og duktile
M5	Sorterings anlegg Kroon Maskin	Sandig, grusig, svart jord med noe humusinnhold, representativ for jord fra humuslaget	Sandig grusig 45% sand, 55% grus $C_u = 12$: middels gradert	Brukt i forsøk GRP og duktile
M6	Sundli kraftverk	8-16 mm skarpkantet knust pukkk til bæresona, henta fra grøftetraseen	90% Middels grus $C_u = 1$: ensgradert	Brukt i forsøk GRP og duktile
M7	Tverråne kraftverk	16-22 mm delvis knust naturpukk, henta fra grøftetraseen	40% grov grus, 60% middels grus $C_u = 1$: ensgradert	Brukt i forsøk GRP og duktile
M8	Tverråne kraftverk	0-60 mm naturmasse, omfyllingsmasse fra øvre halvdel av røret, henta fra grøft	Sandig grus 44% sand, 56 % grus $C_u = 24$: vellgradert	Er lik som Nybuelve kraftverk
M9	Væla kraftverk	0-8 mm sortert morenemasse Omfylling topp rør, henta fra grøft	54% sand, 46% grus $C_u = 13$: middels gradert	
M10	Væla kraftverk	8-22 mm pukkk, henta fra grøft	90% middels grov grus $C_u = 2$: Ensgradert	
M11	Sundli kraftverk	0-16 mm knust masse brukt på toppen av røret, henta fra grøft	Sandig grus 27% sand, 63% grus $C_u = 36$: vellgradert	

Tabell 10: Masseprøver til bruk i friksjonsforsøk

Prøvene er kjørt i siktemaskina på vassdragsteknisk laboratorium ved NTNU. Maskina er en vibratormaskin med 5 minutter gangtid. Hver prøve er registrert i et materialprøveskjema som inneholder data fra sikting og kornfordelingskurve. Disse ligger ved som vedlegg 2.

Figurene 31 til 36 viser bilder av de massene som er mest brukt i forsøkene og hvor de er hentet. Prøve M1 er hentet fra området vist i figur 31. Figur __ viser kornfordelingskurvene til de middels og vellgraderte prøvene. Figur __ viser kornfordelingskurvene til de ensgraderte massene (pukk). Prøvene M3 og M4 er veldig like M8 og for å gi bedre oversikt er bare M8 tegnet inn.



Figur 31: Masseprøver henta fra Nybuelve kraftverk



Figur 32: Område stedlig masseprøve fra Tverråga er tatt



Figur 33: De fem masseprøvene brukt på GRP og duktile rør. Øverst fra venstre: M7, M1, og M6. Nederst fra venstre: M5 og M4



Figur 35: Masseprøve M5



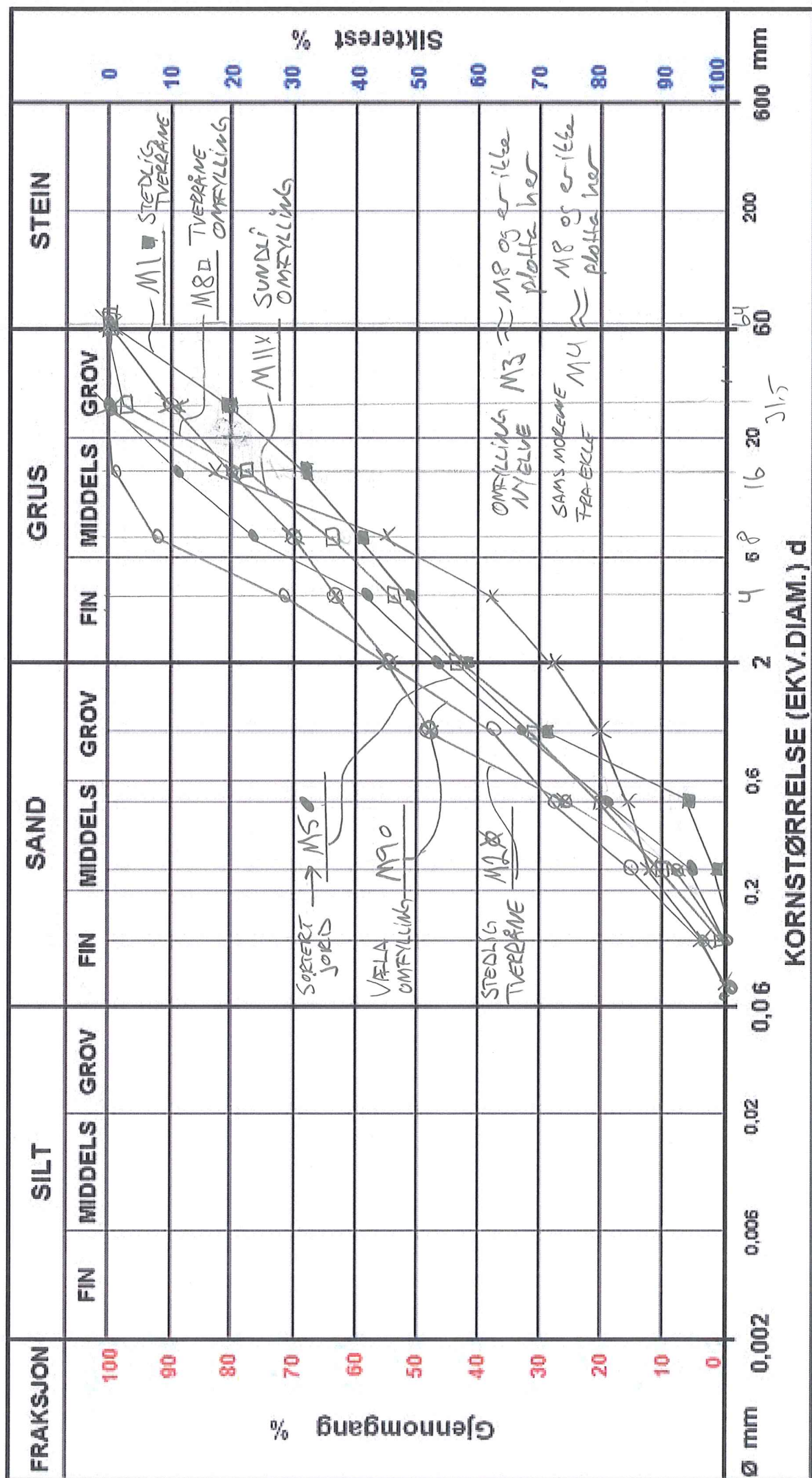
Figur 34: Masseprøve M1

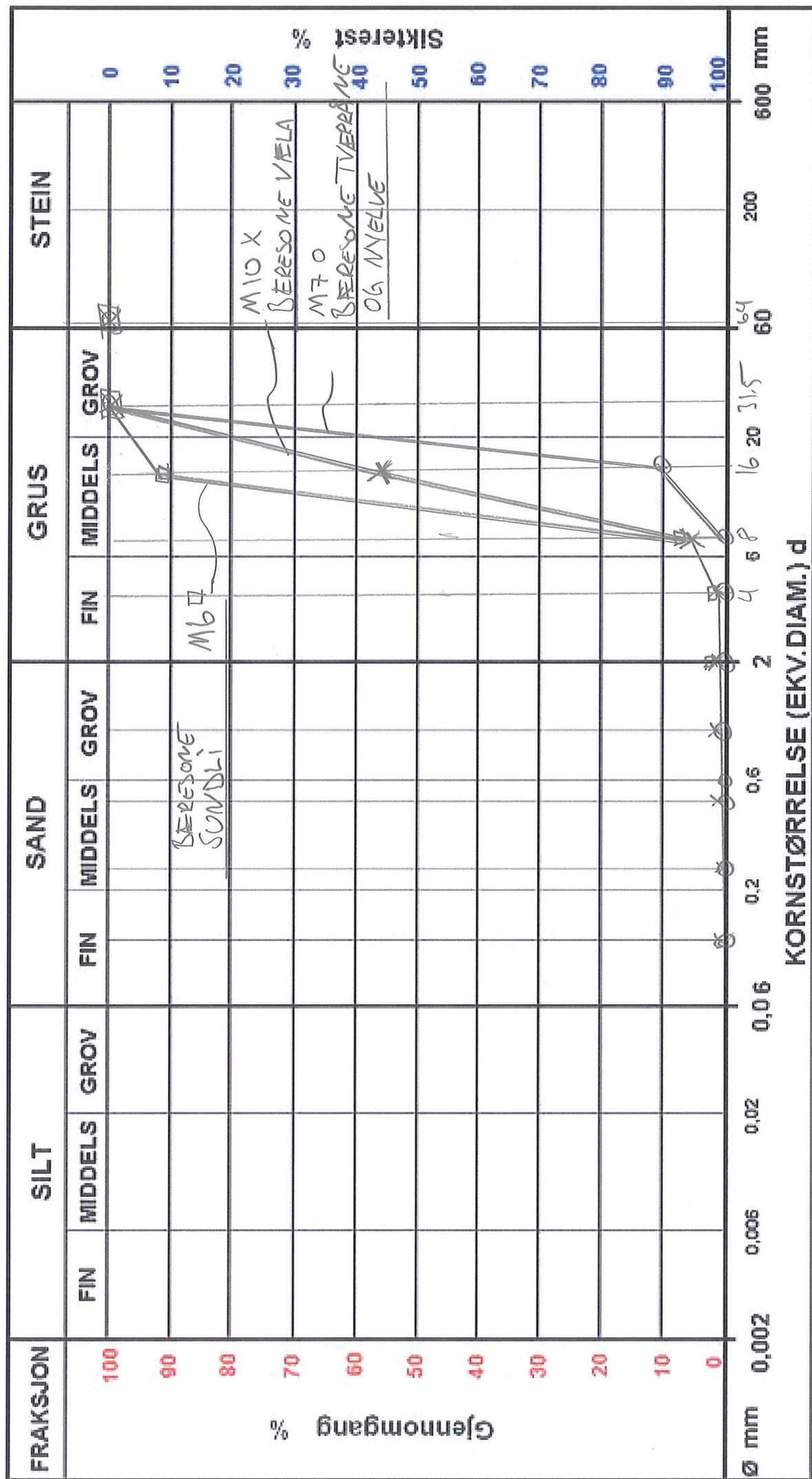


Figur 37: Masseprøve M4



Figur 36: Hentested M4, Ekle Grustak AS, Trondheim





4.3.2 Rørmaterialet

Det er brukt tre typer rør i forsøkene, men bare to av de er presentert i denne rapporten:

- ett DN 500 duktilt støpejernsrør med utvendig bitumenbelegg. Røret er produsert av PAM/Saint-Gobain og forhandles i Norge av Brødrene Dahl. Røret har ligget ute eksponert for vær og vind i ca 4-5 år i Dale i Sunnfjord. (figur 40)
- ett DN 500 PN 6 GRP rør produsert av Flowtite. Røret var en del av leveransen til forsøkene til Bergsaker og Baargaard (2012) og har ligget ute i Ekle Sandtak i Trondheim i ca 3 år. Se figur 42.



Figur 40: Duktalt støpejernsrør med sink/bitumen ytterkappe



Figur 41: GRP rør

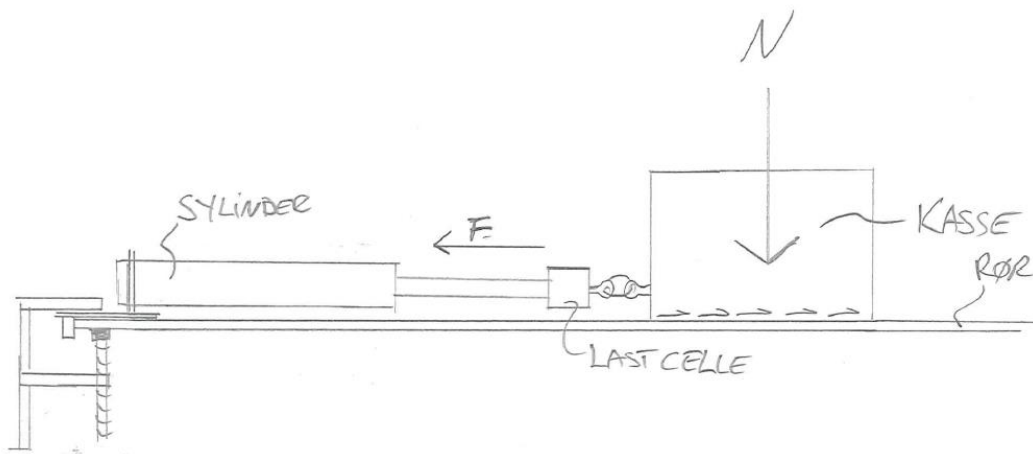
4.4 Metode og oppsett

4.1.1 Utstyr

Forsøkene gjennomføres ved at en kasse av vannfast kryssfiner som er formskåret til $\varnothing$ 500 mm rør, fylles med en jordprøve og trekkes av en sylinder langs overflaten på et rør. Kraften sylindren trekker med måles av en lastcelle og logges av et dataprogram. Hastigheten sylindren trekker med kan reguleres trinnløst ved å styre spenningen på motoren. Materialprøven, plate, lodd og kassen veies og summen av disse utgjør normalkraften N mot røret. Kraften sylindren trekker med angir trekkraften F som skal til for at de to flatene skal gli i forhold til hverandre. Forholdet mellom normalkraften og trekkraften er friksjonsfaktoren.

Figur 42 viser en prinsippskisse. Stålplata som sylindren er montert i, har to påsveisede bolter som stikker ut på nedsiden av plata. Platen plasseres oppå røret slik at de to boltene butter imot rørenden, og festes med tvinge. Innfestinga på sylindren tres ned på boltene på innfestinga. I enden av sylindren stikker det ut et gjengestag som lastcella skrues på. I enden av lastcella er det et øyebolt som passer akkurat til låsepinnen til en 8 mm sjakkel.

Selve kassa er laga av 22mm vannfast kryssfiner og skrudd sammen. Gjennom kassa går det et M10 gjengestag som sikrer av trekkraften når helt fra til bakveggen på kassa slik at det er trekk i både frontvegg og endevegg i kassa. I enden av gjengestaget er det skrudd på en øyebolt. Det tres en sjakkel gjennom øyebolten og låsepinnen i sjakkelen gir innfesting i lastcella. Oppsettet er konstruert slik at det skal oppføre seg «uendelig stivt» i forhold til de kreftene som skal måles. Kassa har innvendig lengde 29,9 mm og bredde 19,8 mm.

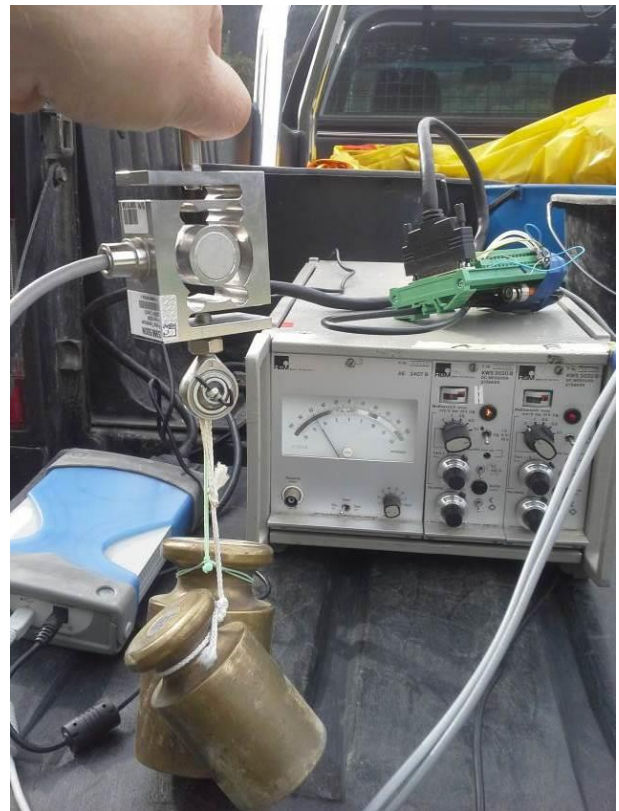


Figur 42: Prinsipptegning for forsøkene

Forsøkene ble gjennomført over to omganger på to forskjellige steder. Første runde ble gjennomført på duktile støpejernsrør med utvendig fiberarmert sementmørtel og utvendig sink/bitumen-coating hos Brødrene Dahl på Dale i Sunnfjord. Rørene brukes vanligvis til å trene montører i montasje av rør. Figur 43 til 45 viser oppsettet slik det ble brukt på Dale for massene M2, M4, M5, M6 og M7.



Figur 44: sylinder og kasse montert på sink/bitumenrør



Figur 43: Loggeutstyret, lastcelle og kalibrering med 1,0 og 2,0 kg lodd



Figur 45: Sylinder og kasse montert på sementmørtelbetong-rør

Andre runde ble gjennomført i vassdragslaboratoriet ved NTNU på GRP-rør. Figur 47 viser hvordan det var montert opp. Det er det samme utstyret som ble brukt begge steder med samme oppsett, men i vassdragslaboratoriet ble i tillegg kassens forflytning målt og logga separat med en egen avstandsmåler. Dette ble ikke gjort på de duktile røra på Dale. Derfor kan det lages kraft-forskyvningsdiagram over forsøkene på GRP, men ikke på duktile rør.



Figur 46: t.v forsøk er gjennomført, bilde tatt før demontering. Legg merke til lodd og det tynne laget med finmasser som ligger igjen på røret. t.h:sylinder og kasse montert på GRP-rør.

4.1.2 Prosedyre for gjennomføring

Røroverflaten skal være ren og tørr før hvert forsøk starter. Før forsøkene startes på en ny plass eller en ny dag, kalibreres lastcella og dataloggeren ved med å bruke to lodd på hhv. 1 kg og 2 kg. Samme kalibrering ble gjennomført etter forsøkene med fiberarmert sementmørtel og GRP for å sjekke for evt. feil som har oppstått underveis.

Ett forsøk gjennomføres som følger:

1. Finérkassen plasseres midt på toppen på røret og sjakkelen festes til øyet på lastcella. Det kontrolleres at sylindere og senter av kassen er midt på røret så det ikke oppstår skeivtrekk og kassen går mot en av sidene.
2. Prøvematerialet veies opp: $2 \times 4800 \text{ g}$, i sum 9600 g og helles i kassen. Toppen av overflaten jevnes ut så det blir flatt og en plate i kryssfiner legges oppå massen.
3. Prøven komprimeres så ved at ett 20 kg lodd settes på plata oppi kassa, løftes $1,5\text{--}2,5 \text{ cm}$ og slippes $3\text{--}4$ ganger. Dette for å imitere noe av den komprimeringa som skjer når grøfta fylles igjen med gravemaskin. Loddet blir stående på plata etter siste dunk.
4. Loggeprogrammet startes og motoren på sylindere startes. Spenninga reguleres gradvis opp til kraften er så stor at kassa begynner å bevege seg. Når prøven beveger seg holdes hastigheten relativt konstant. Prøven trekkes en lengde på $2,5\text{--}5 \text{ cm}$ med hastighet $0,5\text{--}1,5 \text{ mm/s}$ før motoren stoppes. Etter stopp reverseres motoren litt slik at lasten i lastcella blir 0.

5. Et nytt lodd på 20 kg settes opp det første 20 kg loddet. Det løftes 1,5-2,5 cm og slippes ned på det andre loddet 3-4 ganger. Dette for å konsolidere materialet igjen etter første test.
6. Motoren startes og spenningen skrues gradvis opp til prøven beveger seg. Prøven dras med en hastighet på 0,5-1,5 mm/s ca 2,5-5 cm før motoren igjen stoppes og reverseres for å få lasten ned på 0 igjen.
7. Et nytt 20 kg lodd settes opp de andre to, løftes 1,5-2,5 cm og slippes 3-4 ganger for å konsolidere prøva.
8. Motoren startes og spenningen skrues gradvis opp til prøven beveger seg. Prøven dras med en hastighet på 0,5-1,5 mm/s ca 2,5-5 cm før motoren igjen stoppes og reverseres for å få lasten ned på 0 igjen.
9. Kassen kobles fra lastcellen og prøvematerialet spas opp i en bøtte. Sylindren kjøres ut igjen til opprinnelig lengde og røroverflaten gjøres ren og tørr.

For hvert jordmateriale gjøres det samme forsøket tre ganger på samme rør. Det gir en serie. Totalt er det gjort 17 serier og 51 forsøk. Derfor omtales seriene i det videre. Dersom det skal vises til ett spesifikt forsøk vil det bli omtalt som 5. serie 3. forsøk. Tabell 11 viser en oversikt over seriene som ble kjørt. For serie 6 til 10 ble det problemer med behandling av datagrunnlaget og ikke tid nok til å få det med i rapporten.

Serie nr	Sted	Rørtype	Material-prøvenr	Beskrivelse
1	Dale	Ø500 Bitumen	M6	8-16 knust pukk Sundli
2	Dale	Ø500 Bitumen	M2	Stedlig masse Tverråne
3	Dale	Ø500 Bitumen	M4	Naturmasser Ekle
4	Dale	Ø500 Bitumen	M5	Svart, sandig, grusig jord
5	Dale	Ø500 Bitumen	M7	16-22 mm pukk Tverråne
6	Dale	Ø500 Sement	M6	8-16 knust pukk Sundli
7	Dale	Ø500 Sement	M2	Stedlig masse Tverråne
8	Dale	Ø500 Sement	M4	Naturmasser Ekle
9	Dale	Ø500 Sement	M5	Svart, sandig, grusig jord
10	Dale	Ø500 Sement	M7	16-22 mm pukk Tverråne
11	NTNU	Ø500 GRP	M6	8-16 knust pukk Sundli
12	NTNU	Ø500 GRP	M2	Stedlig masse Tverråne
13	NTNU	Ø500 GRP	M4	Naturmasser Ekle
14	NTNU	Ø500 GRP	M5	Svart, sandig, grusig jord
15	NTNU	Ø500 GRP	M7	16-22 mm pukk Tverråne
16	NTNU	Ø500 GRP	M3	0-60 mm natur Nybuelve
17	NTNU	Ø500 GRP	M1	Stedlig masse Tverråne

Tabell 11: Oversikt over gjennomførte forøksserier med jordmaterialer

4.5 Resultat

Lastcellen gir ut et 0-10 V signal som logges. Dette er kalibrert slik at 0,2 V endring er 1 kg trekkraft. Vekta av materialprøven, kassen, finerplata oppi kassa og lodda summeres og blir normalkraft. Forholdet mellom trekkraft målt av lastcella og normalkraft presenteres her som friksjonsfaktor.

Formen på dataene gjør det vanskelig å presentere friksjonsfaktoren i de tre forsøkene i hver serie i samme graf. På grunn av plass er det heller ikke formålstjenlig å vise alle 51 enkeltgrafer på målt friksjonsfaktor. Derfor samles dataene for største statiske friksjonsfaktor for hvert forsøk og disse presenteres her i tabell og graf. Medianverdien pr jordart fra de tre forsøkene er også satt opp.

I vedlegg 3 ligger det ved ett datablad pr forsøk med grafer som viser utregnet friksjonsfaktor μ , avlest spenning fra lastcelle [V] og kraft-forflytningsdiagram for forsøkene gjort på GRP.

For å sammenligne materialenes friksjonsegenskaper i forhold til hverandre kan grafen for avlest spenning fra lastcella brukes direkte ettersom alle forsøkene er gjort med 9600 gram prøvemateriale og samme kalibrering av spenningen fra lastcella.

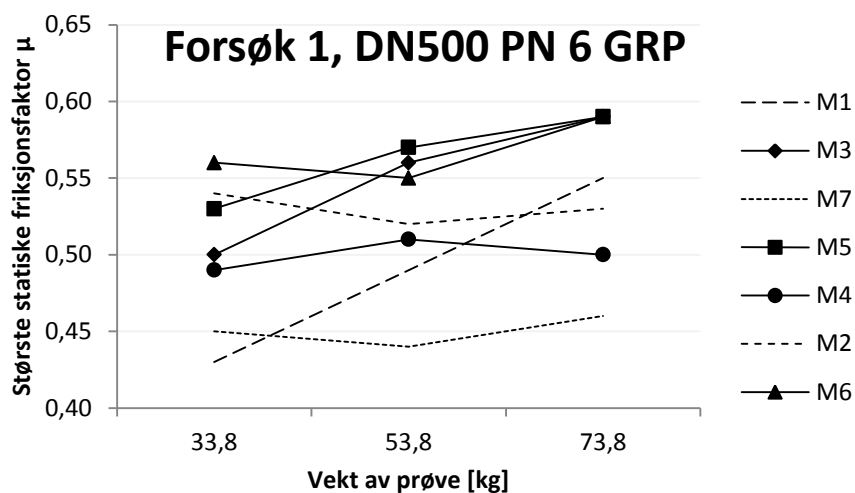
4.5.1 DN 500 PN6 GRP med 7 masseprøver

Tabell 12 viser største målte statiske friksjonsfaktor fra forsøkene med GRP. Tallene er manuelt avlest fra grafene for friksjonsfaktor og satt inn i tabellen. Figurene 48 til 51 viser de samme resultatene grafisk.

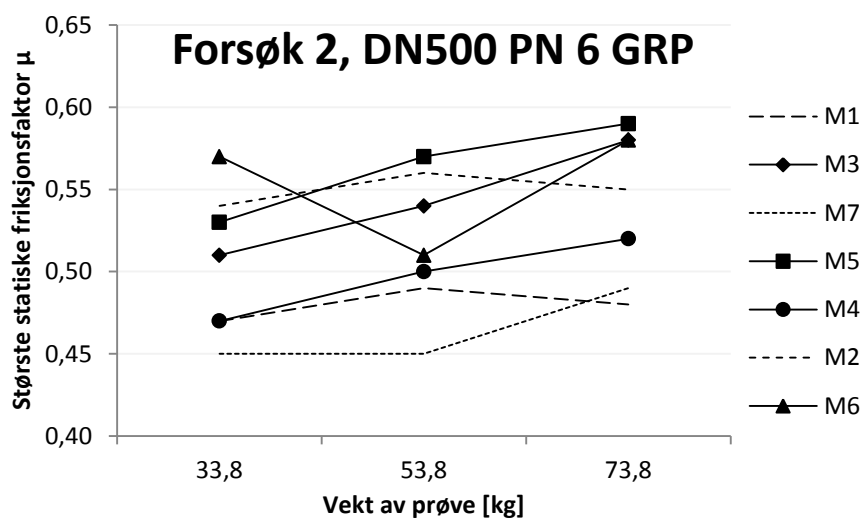
Tabell 12: Største målte statiske friksjonsfaktor målt på DN500 PN6 GRP

Forsøk nr			1			2			3			Median		
<i>Serie</i>	<i>Jordart</i>	<i>kg</i>	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8
17	M1		0,43	0,49	0,55	0,47	0,49	0,48	0,48	0,53	0,58	0,47	0,49	0,55
16	M3		0,50	0,56	0,59	0,51	0,54	0,58	0,51	0,54	0,57	0,51	0,56	0,58
15	M7		0,45	0,44	0,46	0,45	0,45	0,49	0,46	0,44	0,40	0,45	0,44	0,46
14	M5		0,53	0,57	0,59	0,53	0,57	0,59	0,56	0,58	0,60	0,53	0,57	0,59
13	M4		0,49	0,51	0,50	0,47	0,50	0,52	0,50	0,49	0,50	0,49	0,50	0,50
12	M2		0,54	0,52	0,53	0,54	0,56	0,55	0,56	0,54	0,53	0,54	0,54	0,53
11	M6		0,56	0,55	0,59	0,57	0,51	0,58	0,51	0,52	0,58	0,56	0,52	0,58

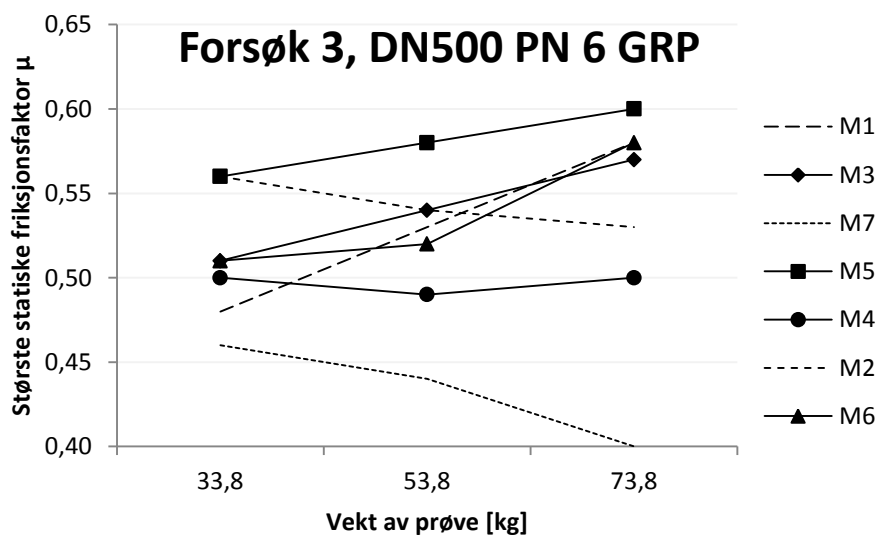
M6 = 8-16 knust pukk, M2 = stedlig Tverråne, M4 = Naturmasser Ekle, M5 = svart, sandig jord, M7 = 16-22 delvis knust naturpukk Tverråne, M3=0-60mm Nybuelve, M1 stedlig masse Tverråne



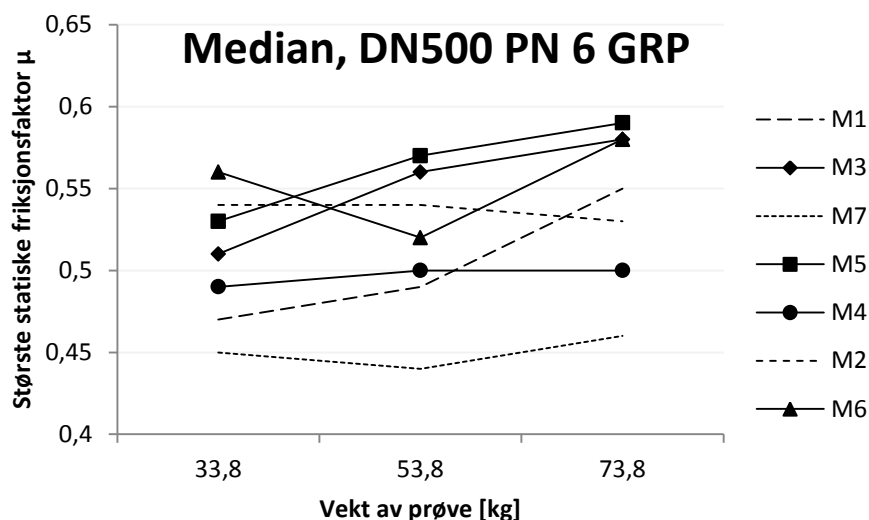
Figur 47: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 1 i hver serie



Figur 48: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 2 i hver serie



Figur 49: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 3 i hver serie



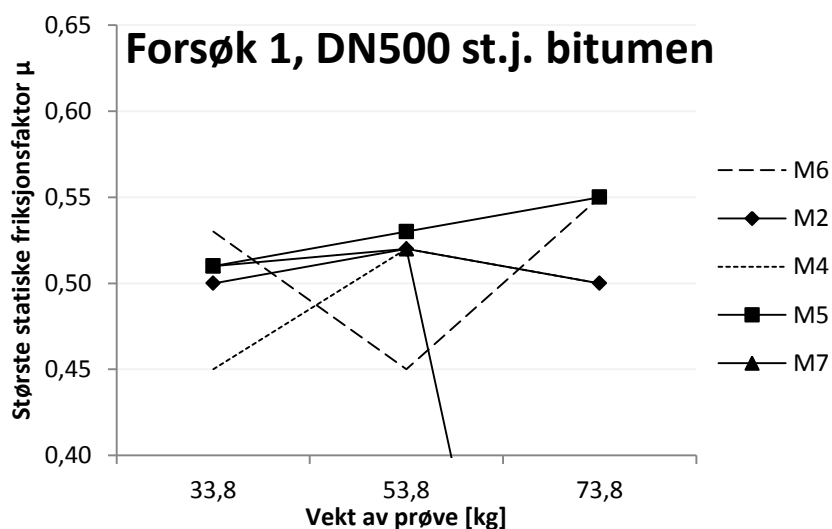
Figur 50: Største statiske friksjonsfaktor, median av målt verdi for forsøk 1 til 3 i hver serie

4.5.2 DN500 duktile støpejernsrør med sink/bitumen

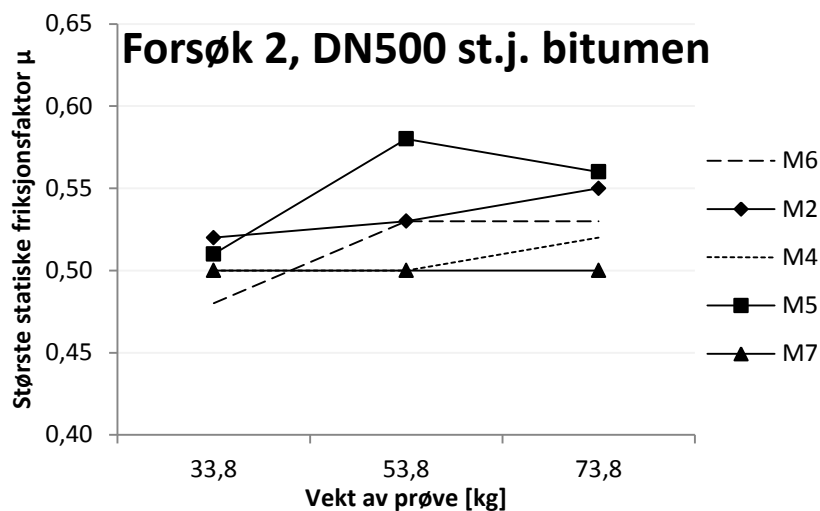
Tabell 13 viser største målte statiske friksjonsfaktor fra forsøkene med GRP. Tallene er manuelt avlest fra grafene for friksjonsfaktor og satt inn i tabellen. Figurene 52 til 55 viser de samme resultatene grafisk.

Tabell 13: Største målte statiske friksjonsfaktor på DN500 duktile støpejernsrør m/ sink/bitumen ytterkappe. M6 = 8-16 knust pukk, M2 = stedlig Tverråne, M4 = Naturmasser Ekle, M5 = svart, sandig jord, M7 = 16-22 delvis knust naturpukk Tverråne

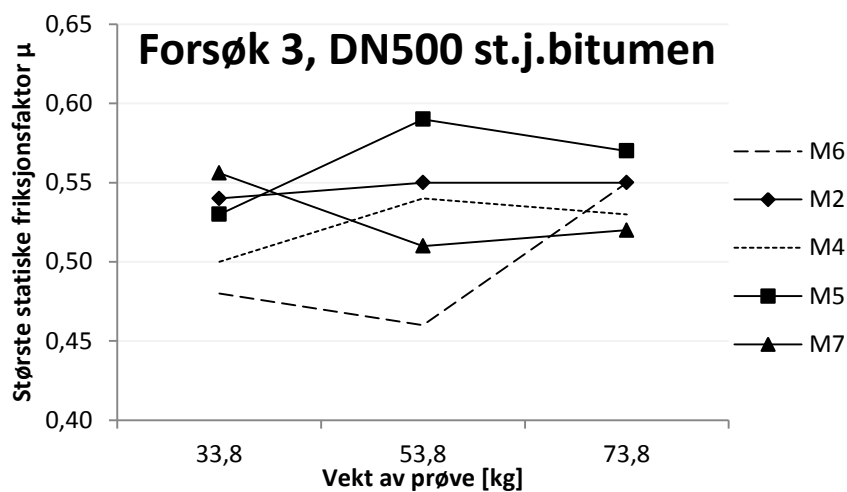
Forsøk nr			1			2			3			Median		
Serie	Jordart	kg	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8	33,8	53,8	73,8
1	M6		0,53	0,45	0,55	0,48	0,53	0,53	0,48	0,46	0,55	0,48	0,46	0,55
2	M2		0,50	0,52	0,50	0,52	0,53	0,55	0,54	0,55	0,55	0,52	0,53	0,55
3	M4		0,45	0,52	0,50	0,50	0,50	0,52	0,50	0,54	0,53	0,5	0,52	0,52
4	M5		0,51	0,53	0,55	0,51	0,58	0,56	0,53	0,59	0,57	0,51	0,58	0,56
5	M7		0,51	0,52	0,00	0,50	0,50	0,50	0,56	0,51	0,52	0,51	0,51	0,51



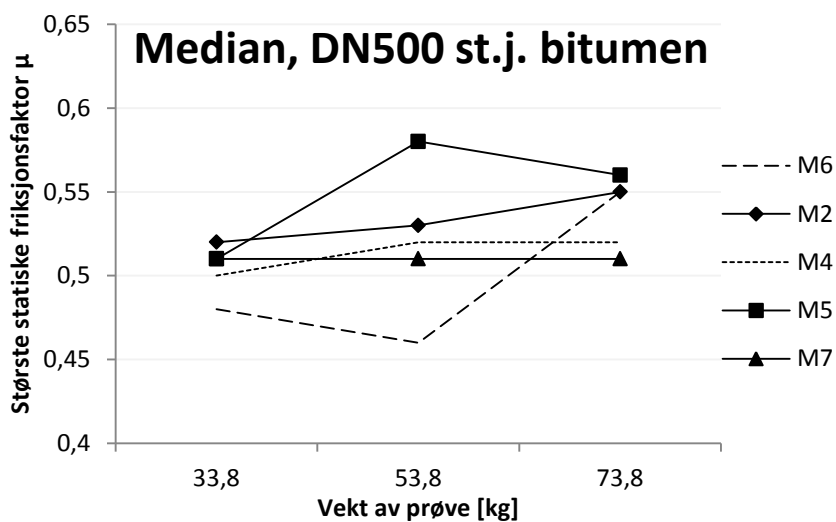
Figur 51: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 1 i hver serie



Figur 52: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 2 i hver serie



Figur 53: Største statiske friksjonsfaktor for forsøk 3 i hver serie



Figur 54: Største statiske friksjonsfaktor for median av målt verdi for forsøk 1 til 3 i hver serie

4.6 Diskusjon

4.6.1 Usikkerhetsfaktorer

I samråd med professor i geoteknikk ved NTNU, Gudmund Eiksund, er det vurdert som riktig at massene som brukes i friksjonsforsøkene ikke er tørket på forhånd men er jordfuktige. Dette fordi jorden aldri vil være helt tørr nede på det nivået som rørgatene graves.

Ved sluttkalibrering av lastcella etter forsøkene gjort på GRP-røret ved NTNU, ble det diskutert at lastcella ikke viste helt null når den ikke var belasta, men lå med en spenning på 0,04-0,08 V i ubelasta tilstand. Den var i utgangspunktet kalibrert til 0 i ubelasta tilstand. Ved gjennomgang av dataseriene fra forsøkene gjort i Dale og ved NTNU er det mange av forsøkene der lastcella ligger med en spenning på 0,01 til 0,07 V før den belastes.

Før forsøksseriene starta på GRP-røra ved NTNU og de duktile røra i Dale, var lastcella kalibrert slik at 0,2 V endring i spenning er 1,0 kg. Ved bruk av lodd på 1,0 og 2,0 kg ble det kontrollert at dette fortsatt stemte før og etter og at forsøkene på GRP-rør og det duktile røret med sementbelegg ble gjort. Det ble også kontrollert før forsøket med det duktile røret med bitumenbelegg. Dermed ser det ut som det bare er 0-punktet som har flyttet seg litt når lastcella er montert på sylindren. Feilen utgjør i str. orden 0,2-0,4 kg. Dvs lite i forhold til at trekkrafta i sylindren varierer mellom 20 og 45 kg ved måling av friksjonsmotstanden.

Kassa hviler i utgangspunktet på røret når massene fylles i. Det har vært vurdert å prøve å kvantifisere friksjonen mellom kassa og røroverflaten, men etter at det er gjennomført en del forsøk synes det veldig vanskelig å finne et relevant tall på hva denne friksjonen utgjør og om den virker inn med noe relevant størrelse i det hele tatt. Det er to grunner til det. For det første er det bare de formskjærte endeveggene som hviler på kassa og gir friksjon. Langveggene er skåret slik at det kun er hjørnet på plata som kan komme inntil røret og bidraet fra



Figur 55:Kasse mot rør med sementmørtelbetong

langveggen kan sees bort ifra. Se figur 56. Det andre er at selv om kassas innfesting på lastcella er satt så lavt som mulig, gir trekkraften en liten momentvirkning på kassa som fører til at bakenden glir litt opp med ulik høyde fra forsøk til forsøk. Dermed er det som regel ikke noe friksjonsbidrag fra bakveggen. Eksempel på dette er vist i figur 57. Mot GRP og bitumen

er friksjonsmotstanden for trekassa ganske liten i seg selv, selv om den ikke er målt direkte. Mot betongen er overflata noe mer ru, men momentvirkningen av oppløft på bakveggen større. Det vurderes derfor slik at friksjon pga kassa har neglesjebare virkninger i forhold til de størrelsene det måles på.



Figur 56: Oppløft av kasse på grunn av momentkrefter fra trekkraften i sylindringen

Alle de tre rørene som er brukt i forsøkene er ikke nye fra fabrikk, men har ligget ute noen år utsatt for vær og vind. Hovedmålet med forsøkene er å vurdere egenskapene til omfyllingsmassene i forhold til hverandre. Dette for å se om stedlige masser kan ha like gode egenskaper som de massene som kjøpes og tilkjøres. Da spiller det ingen rolle om rørene er gamle eller nye, for forholdene for hver masseprøve blir uansett like.

Det at forsøkene gjennomføres skaper mye data på friksjonsfaktorer for ulike masser. På GRP og bitumen-rørene har neppe alderen så mye å si basert på hvordan rørene ser ut. Bitumen-røret har få tegn til slitasje fra vær og vind sammenlignet med et nytt. GRP-røret er noe solbleket, men overflaten kjennes lik ut som på et nytt rør når den tas på. Friksjonsfaktorene som er funnet i disse forsøkene bør ha god gyldighet for de to rørtypene. Den fiberarmerte sementbetong-ytterkappen har nok blitt noe mer ru siden et blått malingsaktig lag er så å si borte. Dermed kan det tenkes at de målte friksjonsfaktorene er litt høyere enn de ville vært med et nytt rør.

Det er en svakhet at målingene av kassens bevegelse på GRP har så dårlig kvalitet. Det er derfor gjort en skjønnsvurdering uifra grafene på hva som er største statiske friksjonsfaktor. Senere forsøk må ha en bedre måling av forflytning slik at eksakt friksjonsfaktor for brudd kan måles. Når det er sagt er det svært få av prøvene som viser tydelig forskjell på statisk friksjon og glidefriksjon. Det er svært få av grafene som har den karakteristiske formen med tydelig større spenning i bevegelsen starter.

4.6.2 Sammenligning av jordprøver

Det går tydelig fram av grafene for GRP at grov naturpukk kommer dårligst ut (M7) med noe avstand opp til neste som er M4 naturmaser Ekle og M1 stedlig masser Tverråne. Best ut kommer M5 svart, sandig, grusig jord og M3 0-60 mm omfylling Nybuelve. For duktile rør med bitumenoverflate er kommer M6 knust pukk dårligst ut og M5 svart, sandig jord best ut.

De målte verdiene av friksjonskoeffisient ligger noe lavere enn forventet. Medianverdiene viser tydelig at friksjonsfaktoren øker med økende vekt på prøva. Sammenlignet med forhold i felt er trolig friksjonsfaktoren målt med størst vekt på prøven den som er mest representativ. Mot GRP viser disse verdiene en spredning i målte friksjonsfaktorer fra 0,50 til 0,59, sett bort fra M7 grov naturpukk. Mot duktile rør med bitumen ytterkappe ligger verdiene i hovedsak mellom 0,5 og 0,55.

Basert på de målte verdiene har stedlige masser minst like gode eller bedre friksjonssegenskaper mot rørene enn dagens praksis, basert på at M7 grov naturpukk og M6 8-16 knust pukk, er standard vare som brukes til omfylling av rør.

5 Forøk med polyuretan – skum

5.1 Bakgrunn

Det nederlandske selskapet Penstock BV v/Guy Harris har utviklet en patentert metode for å bruke polyuretanskum (PU-skum) som omfylling rundt nedgravde rørgater i stedet for dagens praksis med pukk og sorterte masser. Utviklingen er gjort i samarbeid med det norske småkraftselskapet Odelskraft AS og det tyske selskapet Covestro AG (tidligere Bayer MaterialScience). Penstock BV får innvilget nederlandsk patent på sin metode for bruk av PU-skum til omfylling i januar 2016. Odelskraft og Penstock har ønsket å teste og ta i bruk metoden på norske småkraftverk.

Odelskraft skal i gang med bygging av Tjaldalsåni kraftverk i Q2 2016 med Ø 1400 mm GRP-rørgate i klasse 0, og ønsker å bruke PU-skum på deler av denne rørgata. De har henvendt seg til NVE for å få lov til dette og konsulenter har satt i gang med arbeidet med teknisk plan.

Ihht NVEs retningslinjer for rør, luker og tappeorganer skal stabilitetsberegningene utføres etter «anerkjente beregningsmodeller» og det skal brukes «velgraderte omfyllingsmasser» rundt rørene. NVE har derfor pekt på NTNU og Norsk Vannkraftsenter (NVKS) som et forskningsmiljø som kan sammenligne omfylling med PU-skum med dagens metode med bruk av pukk og sorterte masser. Det er ønskelig med modellforsøk som kan angi hvilke materialparametere som kan legges til grunn ved beregning.

5.1.1 NTNUs oppdrag

Penstock BV henvendte seg våren 2015 til NTNU og NVKS, som tok på seg å gjøre noen enkle verifikasjonstester for å sammenligne egenskapene til ei rørgate nedgravd med tradisjonell metode og ei rørgate med PU-skum som omfylling. Arbeidet gjennomføres innafor ramma av ei mastergradsoppgave og består av følgende forsøk:

- Måling av strekkfasthet PU-skum
- Måling av trykkfasthet PU-skum
- Måling motstand mot glidning i sjiktet PU-skum – pukk/grus
- Måling av motstand mot glidning i sjiktet GRP-rør – pukk

Forsøkene gjennomføres på materialteknisk laboratorium ved NTNU og oppsettet er utviklet i samarbeid med førsteamanuensis Arne Aalberg fra institutt for konstruksjonsteknikk og professor Leif Lia fra institutt for vann- og miljøteknikk.

Det er en forutsetning fra NTNU og NVKS sin side at resultatene fra forsøkene kan gjøres allment tilgjengelig gjennom masteroppgaven og evt. delrapporter.

5.2 Gjeldende regler og standarder

5.2.1 Damsikkerhetsforskriften og NVEs retningslinje

Relevante krav som gjelder omfyllingen rundt nedgravde rør ihht damsikkerhetsforskriften §5-15 og NVEs retningslinje for stenge- og tappeorganer, rør og tappeorganer, er gitt i punkt 2.2.

Oppsumert er de viktigste kravene en metode med bruk av polyuretanskum må tilfredsstille:

- glidestabilitet i hellende terreng
- motstand mot oppdrift
- opptak av horisontale og vertikale krefter på grunn av trykk og avvinkling i rørmuffer

5.2.2 Krav til fjernvarmerør ihht NS-EN 253:2009+ A1:2013

Fjernvarmebransjen bruker PU-skum til isolering mellom stålrør og en utvendig mantling av polyetylen. En av leggemetodene for fjernvarmerør heter høyaksiale spenninger. Den går ut på å legge rørene i grøfta kalde, montere de sammen og fylle over med masser. Så fylles de opp med varmtvann og temperaturen kan øke med str. orden 100-150 grader celsius. Det fører til at stålrørene utvider seg. Det gir skjærkrefter i fugen mellom PU-skum og stålrør og PU-skummet holder igjen utvidelsen ved å transportere disse kreftene ut til ytterkappa av PE. Røret vil nå bevege seg i enden av rørstrekket der man har montert inn bend, mens det i resten av røret vil bygge seg opp spenninger og stålets ekspansjon forhindres av jordfriksjon. Dette betyr at PU-skummet overfører skjærkrefter fra stålrøret til PE-yterkappa og videre ut i omfyllingsmassen. En stålspenning på 300 N/mm^2 er dimensjonerende for hvor lange rette strekk som tillates mellom bend (Brugg Pipesystems)

Trykk- og skjærstyrke

NS-EN 253:2009 setter krav til trykkstyrke og overføring av skjærkrefter i PU-skum etter følgende punkt:

Punkt i standarden	Beskrivelse	Krav
4.4.3	Krav til trykkstyrke ved 10% relativ deformasjon. Testes etter ISO 844. Resultatet skal gis som gjennomsnitt av 3 prøver. Størrelsen på prøvestykket skal være 30 mm x 30 mm x største høyde som kan skjæres ut av isolasjonen i fjernvarmerøret, men maks 20 mm.	> 0,3 MPa i radiell retning (dvs trykkretning normalt på røraksen)
4.5.5.2	Krav til aksial skjærstyrke i et ferdig produsert fjernvarmerør. Testoppsett slik at stålrøret påføres aksielle krefter mens ytterkappen i PE holdes fast. Det betyr i praksis krav til heft og skjærstyrke av PU-skummet i aksial retning.	Ved 23 °C: τ minst 0,12 MPa
4.5.5.2	Krav til tangentiell skjærstyrke i ferdig produsert fjernvarmerør. Testoppsettet er slik at stålrøret holdes fast mens ytterkappa roteres tangentielt til røraksen. Skummet overfører skjærkrefter som påføres på ytterkappa til stålrøret som holdes fast.	Ved 23 °C: minst 0,2 MPa

Disse kravene har relevans fordi PU-skummet i et fjernvarmerør har den samme oppgaven som PU-skum rundt ei rørgate; det skal overføre skjærkrefter som setes opp av inner-røret til ytterkappa/omfyllinga av jord. Det betyr at skjærstyrken i skummet har spesielt stor relevans. Tallene viser og at det er litt ulike krav til skjærstyrke avhengig av om røret belastes aksielt eller om det påføres torsjonskrefter tangensielt.

Levetid

Standarden bruker begrepet «expected thermal life» der thermal life defineres som tida som går før den tangentielle skjærstyrken ved 140°C faller under 0,13 MPa ved kontinuerlig eksponering for aldringstemperaturen (driftstemperatur).

Punkt 4.5.5.1 sier at rørledningen skal ha en levetid på minst 30 år ved kontinuerlig driftstemperatur på 120°C, minst 50 år ved kontinuerlig driftstemperatur på 115°C og over 50 år ved en kontinuerlig driftstemperatur på 115°C.

Dette punktet sier noe om forventet holdbare på styrken i PU-skum over tid og at lavere omgivelsestemperatur gir lengre levetid.

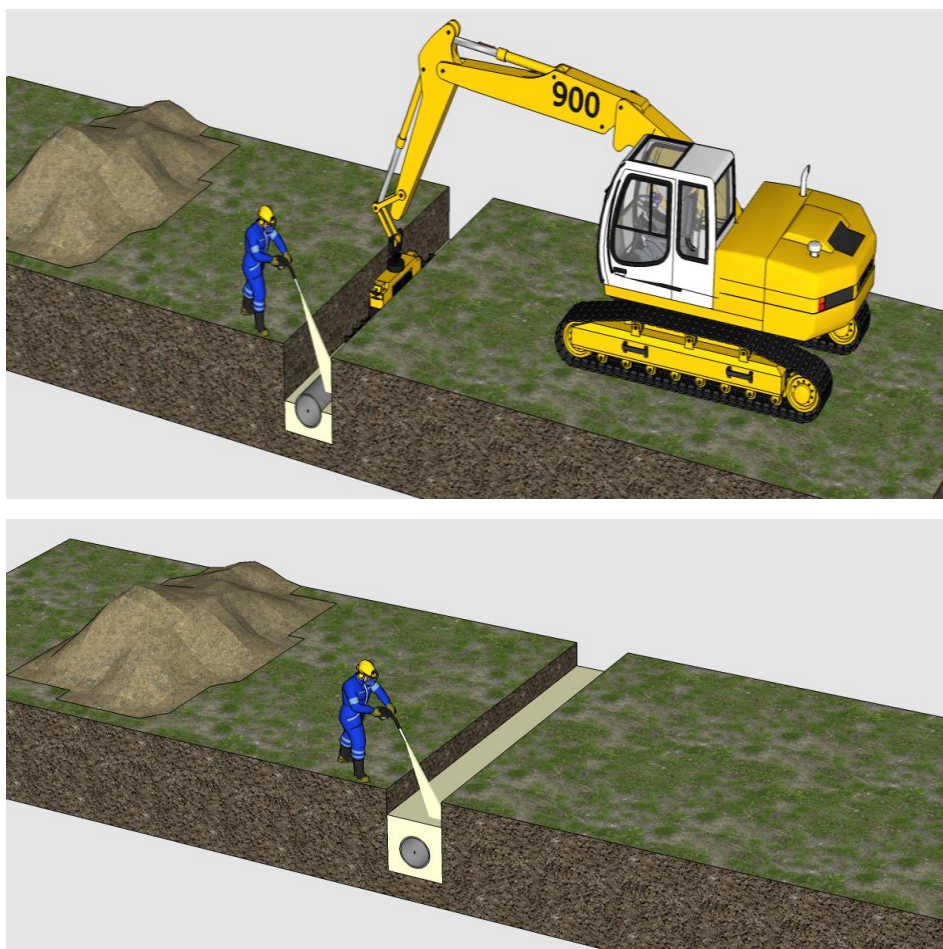
5.3 Leggemetode for rør med omfylling av PU-skum



Penstock/Odelskraft sin metode for installasjon av rør i grøfter baserer seg på at røret holdes i riktig posisjon av en maskin med sugekopper som står oppe på grøftekanten. En annen maskin sprøyter så ut uherdet PU-blanding under røret og på sidene. Reaksjonstiden materialet bruker på å skumme opp kan styres og vil trolig settes til 1-4 minutt. Figur 58 viser manuell sprøyting av PU-skum mot rør under et forsøk i Mjøndalen våren 2015. Etter påføring starter PU-materialet herdeprosessen. Ureagert PU har gul farge og reagert PU- får en lysere gulfarge. Etter ca 10 minutter har PU-skummet oppnådd stor nok tidligfasthet til at sugekoppene kan kobles av og det kontrolleres at røret ligger i riktig posisjon. Deretter sprøytes det på et nytt lag uherdet PU-blanding som

Figur 57: Påføring av PU, forsøk Mjøndalen. (Foto: Penstock BV)

skummer opp til riktig tykkelse over røret og herder.



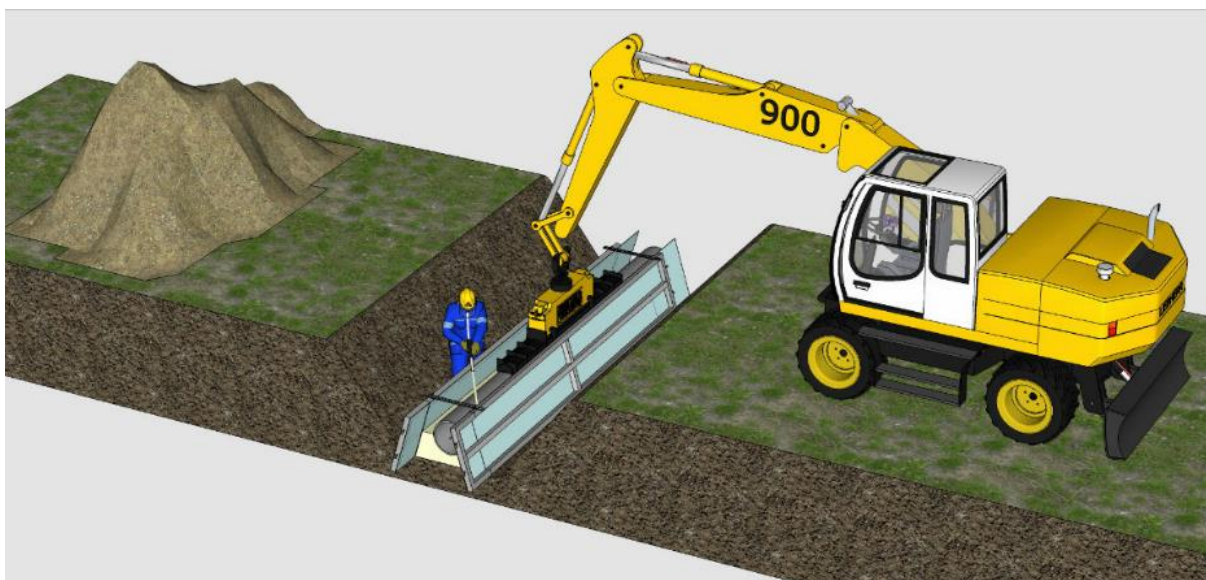
Figur 58: Installasjon av PU rundt rør. Øvre bilde viser maskin som holder rør i riktig posisjon og 50% oppfylling med PU. Nedre viser påføring av øvre lag PU. Fylling mot grøftevegg (Penstock BV)

5.3.1 Sprøyting mot grøftekant

Der terrenget tillater graves grøftene med en slik form og nøyaktighet at grøfteveggen brukes som «forskaling» for utlegging av skum. Dette gir sammenhengende kontakt i en herdeprosess mellom røret og kornene i grøfteveggen. Den langsgående formen på ytterflatene på underside og mot veggene vil få samme form og ujevnheter som jordoverflaten hadde ved påføring av skummet. De ytterste kornene i grøfteveggen vil limes fast. Prinsippet er vist i figur 59 på forrige side.

5.3.2 Sprøyting mot forskaling

I terreng der grøfteformen blir for bred på grunn av gravedybde, jordtype eller andre forhold, kan det brukes plater av polyetylen (PE) som settes opp som «forskaling» langs rørkassen for å lage ei form som skummet kan formes mot. PE som materiale hefter ikke mot PU-skum med mindre det behandles for det, derfor egner det seg godt som forskalingsplater. PE-platene fjernes etter herding og overflatens ruhet og form påvirkes i stor grad av hvor glatt og ordnet PE-platene monteres. Denne metoden gir bare fastliming av korn og ujevn form på undersiden, der det støpes mot bakken. Det kan påføres nytt, ureagert PU-materiale på overflaten av det herda PU-materialet ved tilbakefylling av jordmassene. Dette vil virke som et lim mellom eksisterende «glatte» PU-materiale og jordkornene som fylles tilbake. Kornenes heft avhenger av reaksjonstid på PU-skum og hvor lang tid det tar å tilbakefylle slik at kornene kommer i kontakt med det påførte PU-materialet før herdeprosessen har kommet så langt at det har dannet seg en hinne som ikke hefter mot kornene.

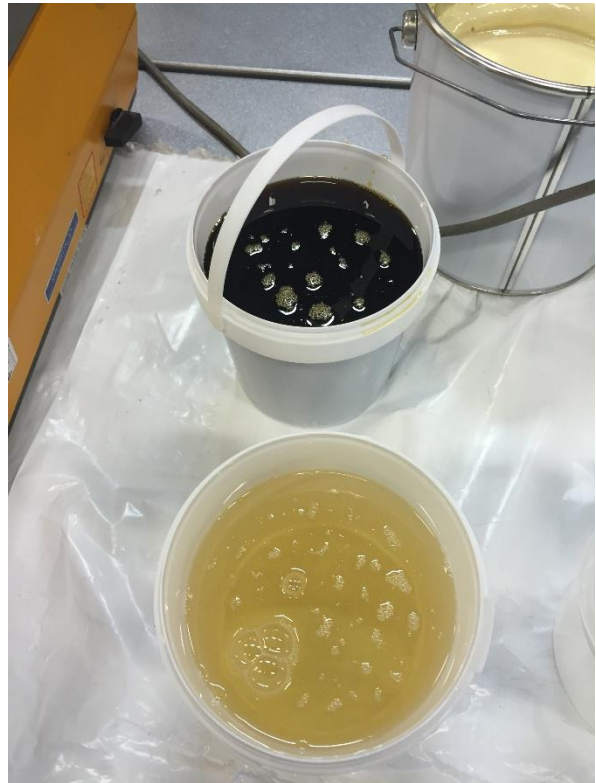


Figur 59: Bruk av forskaling til å forme PU-tverrsnittet (Penstock BV)

5.4 Materialelegenskaper

5.4.1 Polyuretanskum

Polyuretanskum (PU-skum) har mange bruksområder. Det spenner fra innpakkingsbeskyttelse og demping av støt og vibrasjoner til isolasjonsmateriale i bygninger, kjøleskap, frysebokser og rør. PU-skum produseres av to komponenter, polyol og isocyanat. Polyol er en lys veske og isocyanat, ofte referert til som MDI, er en mørk brun veske. Når disse blandes reagerer de med hverandre og luftfuktigheten/fukt i materialet de står i kontakt med. Gjennom en eksoterm prosess der det utvikles varme, dannes et skum som ekspanderer, fastner og herder. Hastigheten på reaksjonen er avhengig av temperatur. Jo høyere temperatur jo raskere reaksjon. Det finnes tilsetningsstoffer som kan akselerere reaksjons- og herdeprosessen dersom det er behov for en hurtigere reaksjon. Dette kan være spesielt viktig ved behov for



Figur 60: Polyol (lys) og isocyanat (mørk) klar til å veies opp før blanding

rask utvikling av styrke eller dersom laget som påføres blir tynt, ned mot 3-2 mm. Tynne lag utvikler ikke så mye varme som et tykkere lag og varmen kan bli absorbert av materialene i omgivelsene (f. eks steinkorn). Dette reduserer reaksjonshastigheten og er særlig relevant for utvikling av tidlig styrke i den delen av skummaterialet som trenger inn blant steinkornene i grøfteveggen. Reaksjonstid kan tilpasses ved bestilling til den installasjonsmetoden som brukes.

De to komponentene veies opp hver for seg og blandingsforholdet disse imellom, hvor godt de mikses og fritt volum tilgjengelig, avgjør romvekten på skummet. I forsøkene ble det brukt en drill med makshastighet på 3000 omdreininger pr minutt. Romvekten avgjør styrken på skummet slik at økt vekt gir økt styrke og varierer mellom 36 og 145 kg/m³.

Bruksområder

Det er blitt forsket på materialelegenskapene til PU-skum i over 50 år. Buzzi et al (2008) lister opp over 17 publikasjoner som er publisert på temaer som mekaniske egenskaper, isolasjonsevne, permeabilitet i materiale med åpne og lukkede celler og dannelsen av selve skummet og formen på cellene. PU-skum er et anisotrop materiale med noe variasjon i egenskapene avhengig av om det testes langsmed eller normalt på cellenes «rise-direction» (Buzzi et al. 2008).

I mer enn 25 år har PU-skum blitt brukt til injeksjon i bakken under eksisterende infrastruktur og bygninger for å korrigere setninger som har oppstått. Når skummet får ekspandere fritt er volumutvidelsen i str. orden 30 ganger det opprinnelige volum av ureagert materiale. Nede i bakken er det porevolumet som begrenser muligheten til ekspansjon. Når skummet ikke får

ekspandere fritt bygger det seg opp et trykk og det er effekten av dette trykket som korrigerer setninger. Skummet injiseres i små porsjoner helt til den ønskede effekten er oppnådd. Det er målt ekspansjonstrykk helt opp i 10 MPa ved injeksjon i bakken. Når skummet er på plass i bakken og har ekspandert og løfta fundamentet, regnes det som stabilt. Det bare er UV-stråler og enkelte flyktige løsemidler som aceton som bryter ned materialet og dette finnes normalt ikke i bakken. (Buzzi et al. 2008)

Styrkeegenskaper

Komponentene brukt i forsøkene er produsert av Covestro og Jeanette Sund, leder for forskningsavdelingen i Danmark deltok den første av de tre dagene det ble blandet skum i laboratoriet. De materialprøvene som er testet for trykk og strekk er fra materialer Jeanette produserte den dagen hun deltok. Hun anbefalte 24 timers herdetid for utvikling av full styrke.

PU-skummet består av mange små gassfylte porer og har anisotrope egenskapet på strekk og trykk om testen utføres parallelt med heveretning eller vinkelrett på heveretning. Størst styrke har skummet parallelt med heveretning. Førsteamanuensis Arne Aalberg forklarte at dette skyldes at det er lettere å knuse en pore med trykk for da er det celleveggen som går til brudd pga trykk og påfølgende knekking. Ved et strekkbrudd er det celleveggen som må strekkes og da er det selve materialet som går til brudd. Dette forklarer større strekkstyrke enn trykkstyrke. Formen på cellene kan forklare ulik styrke parallelt og vinkelrett på heveretningen.

Materialtest utført av Covestro

I forbindelse med forsøk i Covestro's laboratorium i Randes i Danmark og i Mjøndalen i Norge med omfylling av rør med PU-skum, er det gjort to materialtester av Bayer Material Science (vedlegg 3). Testene er gjort ihht europeiske normer for prøving av PU-skum som EN 1602 (core density), EN 826 (compressive strength og E-modul) og EN 1607 (tensile trength og E-modul). Hovedresultatene er gjengitt her med et standardavvik (SA). Rapportene fra testene er vedlagt som vedlegg 5.

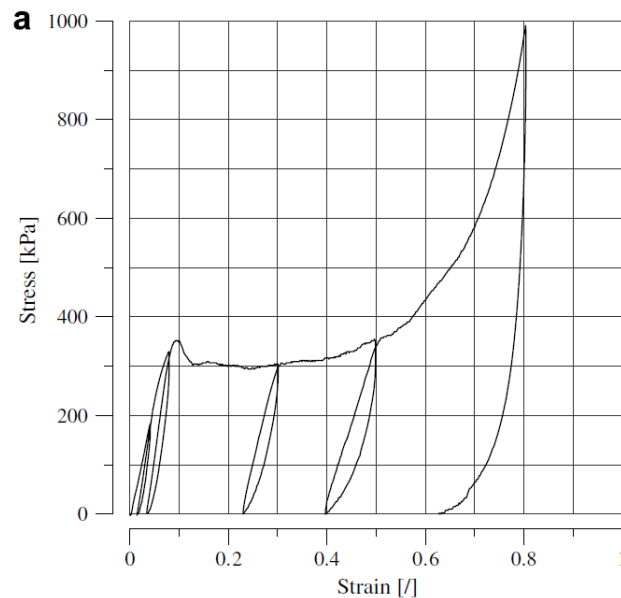
Tabell 14: Materialelegenskaper PU målt i tidligere arbeid

Nr	Beskrivelse	Blande- forhold ISO/POL [L/L]	Tetthet [g/l]	Trykk- styrke [kPa]	E-modul trykk [MPa]	Strekk- styrke [kPa]	E- modul strekk [MPa]
1	Mjøndalen, spray, prøveproduksjon, 20-30 mm lag i pappboks	100/100	52,4 SA:3,5	200 SA: 31,9	6,2 SA: 1,5	318 SA:39,1	10,6 SA: 2,1
2	Mjøndalen, spray, 10 mm lagtykkelse, fra pute rør ble lagt på	100/100	67,2 SA: 7	374 SA: 80,2	11,7 SA: 3,8	-	-
3	Laboratoriet i Randers (DK),	125/100	48,2 SA:0,5	269 SA: 81,5	7,2 SA:2,8	353 SA:32	10,1 SA:2,7

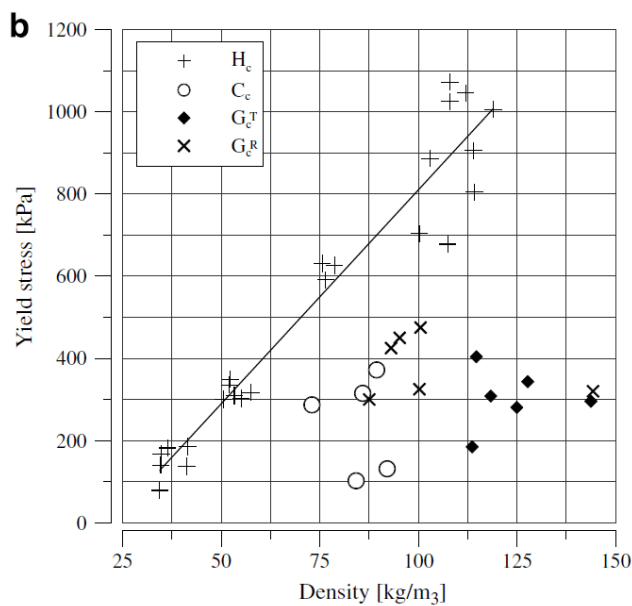
SA = Standardavvik

Materialtester utført av O. Buzzi et al (2009)

O. Buzzi et al (2009) har kjørt enaksielle trykktester på terninger av PU-skum. Materialet er homogent PU-skum med tetthet 52kg/m^3 . Kraftretningen er parallelt med skummets «rising direction». Resultatene er vist i figur 62 og 62. Legg merke til at materialet fastner betraktelig når tøyningen øker fra 60% og oppover.



Figur 61: Målt stress-strain på homogent PU med tetthet 52kg/m^3 (O.Buzzi et al. 2009)



Figur 62: Flytespenning for PU i forhold til densitet. H_c er homogent PU-skum. (O Buzzi et al. 2009)

Figur 63 viser et plott med alle resultatene fra kompresjonstester gjort av Buzzi et al. Testene merket H_c er relevante i denne sammenheng. Disse viser flytespenningen for PU-skum med forskjellig densitet. H_c betyr homogent PU-skum produsert i laboratorium. De andre punktene er PU-materiale produsert i laboratoriet i lukkede tuber (C_c) og materiale sprøytet inn situ i grunnen med hensikt å korrigere setninger (G_c). G-prøvene er testet både parallelt og normalt på «rise direction».

5.4.2 Omfyllingsmasser

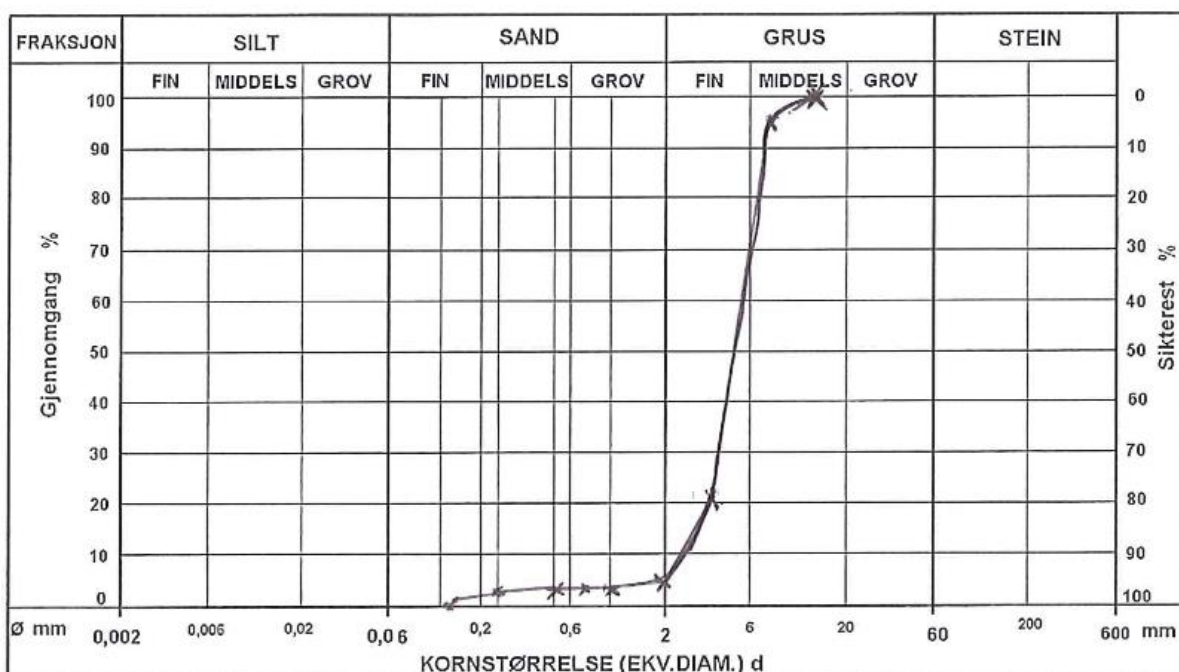
Tanken var opprinnelig å mikse ulike fraksjoner med sorterte naturmasser til noe som skulle ligne morenemasse og at andel grove korn skulle økes etter hvert for å se betydningen av grøvre korn (opp til 55 mm diameter). Underveis ble det beslutta å heller bruke 4-8 mm knust pukk fordi dette er det samme materialet Bossel og Haugen (2013) brukte i sine laboratorieforsøk. Dermed vil det være lettere å sammenligne resultatene i denne rapporten med resultatene i deres rapporter. Derfor er 4-8 mm knust pukk mer nøye beskrevet enn de andre omfyllingsmassene.

Det er brukt fire forskjellige omfyllingsmasser i torsjonsforsøkene:

- 0-8 mm vaska natursand fra Forset Grus AS (forsøk nr 1)
- 8-16 mm vaska naturpukk fra Forseth Grus AS (forsøk nr 2)
- 8-16 mm vaska naturpukk med kubisk form fra Årdal (forsøk nr 3)
- 4-8 mm knust pukk fra Franzefoss pukk AS avd Vassfjellet (forsøk nr 4-7)

4-8 mm knust pukk fra Franzefoss pukk AS

Materialet ble hentet samme dag som forsøk 4 ble gjennomført og materialet hadde da ligget ute og det hadde regnet natta før. Det ble ikke gjort måling av fuktigheten i materialet, men det støvet ikke under håndtering av materialene inn og ut av forsøksriggen. Kornfordelingskurva (fig 64) viser at 78% av kornene er mellom 4 og 8 mm og figur 65 viser formen på kornene.



Figur 63: Kornfordelingskurve 4-8 mm knust pukk brukt i forsøk 4-7



Figur 64: 4-8 mm knust pukkbrukt i forsøk 4-7, kornform

Rørmaterialer

GRP- og duktile støpejernsrør er de to mest aktuelle rørtypene å bruke sammen med PU-skum. Dette fordi hefteegenskapene for PU-skum er best på disse to materialene. PE-rør kan også være aktuelt å bruke, men disse må behandles utvendig for at PU-materialet skal hefte seg fast.

Måling av heft mot GRP og ulike typer ytterkappe p duktile støpejernsrør har ikke vært en del av dette arbeidet. Det er antatt en heftestyre på 170 kPa mot GRP og minst 200 kPa mot duktile støpejernsrør med sink/epoxy og sink/bitumen overflate. Dette er ikke verifiserte/bekreftede tall.

Derfor skal Covestro gjennomføre laboratorieforsøk for måling av heft-egenskapene for PU-skum mot røroverflater i uke 47/48 2015.

5.5 Måling av trykkfasthet og strekkfasthet i PU-materialet

5.5.1 Metode for måling av trykkfasthet og strekkfasthet

De tidligere refererte materialtestene Covestro har gjort på PU-materialet, følger EN 1602, EN 826 og EN 1607. På grunn av tiden til disposisjon og at det er vanlig i normene å oppgi trykkstyrke etter 10 % deformasjon, ble det valgt å ikke følge disse standardene. Vårt mål med testene var å gjøre enkle verifikasjonstester for å se om våre målinger stemte overens med det som var oppgitt av Covestro og å etablere spennings-tøynings diagram som viser materialets oppførsel ved påføring av strekk og trykk. Det ble derfor valgt å teste trykk ved å deformere kubiske terninger og å teste strekk ved å strekke formskjærte (?) materialprøver.

Sammenhengen mellom spenning σ [N/mm²], tøyning ϵ [dimensjonsløs] og E-modul E [N/mm²] er gitt ved:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Covestro oppgir materialparamtere både i kPa [kN/m²] og MPa [N/mm²]

Prøvematerialet

Prøvematerialet til de to terningene til trykkforsøkene og materialprøvene til strekkforsøkene, er skåret ut av PU-skum som ble produsert første dag det ble støpt sylindere til torsjonsforsøkene. Jeanette Sund fra Covestro utførte produksjonen av materialet som ble prøvet, men visste ikke om at det skulle gjøres materialprøver på disse. Prøvene kan derfor anses som tilfeldig utvalgt blant det skummet som ble produsert i forsøksperioden.



Figur 65: Terning 100 x 100 mm

Terningene til trykkforsøkene har følgende egenskaper:

Nr (merket)	Produksjon	Blandeforhold polyol/isocyanat	Retning på last	Yttermål	Vekt	Herdetid	Hastighet sammenpressing
1 (S)	Prøveblanding utstøpt i pappeske	100 g polyol 144 g isocyanat	Parallelt med heveretning	100 x 100 mm	45 g	6 dager	5 mm/min
2 (B)	Gjenstående skum i bønnebrukt til å blande skum til sylindere	100 g polyol 144 g isocyanat	Parallelt med heveretning	100 x 100 mm	46 g	6 dager	5 mm/min

Tabell 15: Data på prøvestykker brukt i strekk- og trykkforsøk

Materialet til strekkforsøkene er skåret ut fra samme sted og av samme blokk med PU-skum som terning nr 1. Det vil si at det er tatt ut én materialprøve i tillegg til terningen. Denne er skåret opp i fem ca 10 mm tykke prøvestykker. Formen på prøvene er vist i figur 67. Lengden av det innsnevrede området av prøven er 7,5 cm, men formen på overgangen mellom smalt og bredt parti gjør at denne lengden ikke kan leses helt eksakt.



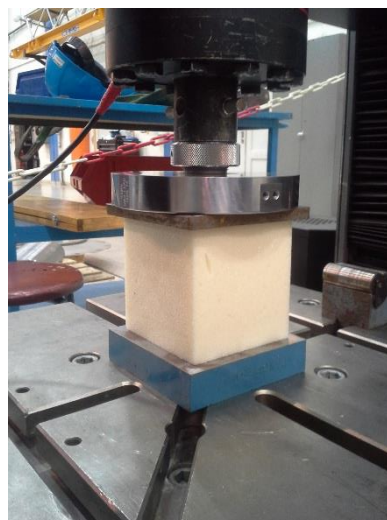
Figur 66: Prøvestykker til strekkforsøk

Prøvestykkene har følgende data:

Prøve nr	Areal (b x t) [mm ²]
1	14,17 x 9,99 = 141,6
2	13,89 x 9,99 = 138,8
3	14,02 x 9,72 = 136,3
4	14,05 x 9,79 = 137,5
5	13,70 x 9,87 = 135,2

Metode for måling av trykkfasthet

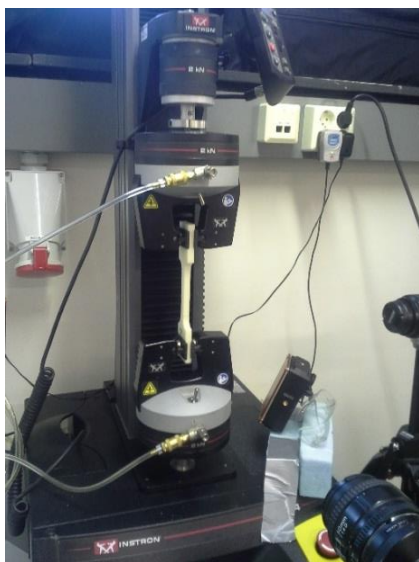
To terninger på 100 x 100 mm ble presset sammen til 90 % deformasjon i en Instron materialprøvemaskin på materialteknisk laboratorium. Oppsettet var som vist i figur 68 og 69. Dataprogrammet ble programmert til å starte forsøket når maskinen nådde en last på 50 N. Sammenpressinga skjedde med en hastighet på 5 mm/minutt. Dataprogrammet loggførte global forflytning av bjelken over prøva, tid og påført last.



Figur 67: Kjøring av terning 100 x 100 mm i prøvemaskin på materialteknisk laboratorium NTNU

Metode for måling av strekkfasthet

Materialets strekkfasthet måles av en Instron materialprøvemaskin som påfører prøvestykket strekkrefter med fast hastighet til det går til brudd. Maskinen er programmert til å sette opp en strekkraft på 2 N før den starter logging. Det er 15,0 cm lysåpning mellom gripehodene som holder prøven ved start. Det nedre gripehodet holdes i ro og det øvre gripehodet beveger seg med en hastighet på 2,1 mm/minutt. Maskinen måler global forflytning av det øvre gripehodet og logger tid, forflytning og kraft. Den samme testmetodikken brukes for å finne strekkegenskaper til stål, plast, treverk osv. Maskinen og oppsettet er vist i figur 69.



Figur 68: Kjøring av strekkprøve i prøvemaskin på materialteknik laboratorium NTNU

5.5.2 Resultat trykkfasthet

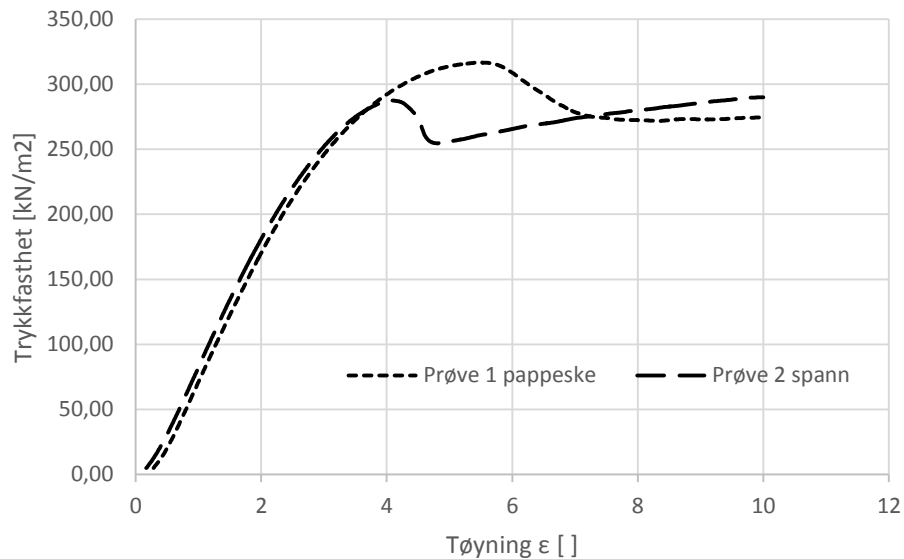
Prøvene har et lineært tøyingsforløp opp til ca 3% deformasjon, deretter flater kurvene mer ut og får en liten bruddknekk før de stiger svakt videre. Tabell 16 viser utregnet E-modul og trykkfasthet på terningene ved 1%, 2%, 4% og 10% deformasjon, samt trykkfastheten ved brudd.

Tabell 16: Resultater fra trykkforsøk

Nr.	E-modul ved 1% tøyning	Trykk- fasthet ved 1% tøyning	E-modul ved 2% tøyning	Trykk- fasthet ved 2% tøyning	E-modul ved 4% tøyning	Trykk- fasthet ved 4 % tøyning	Trykk- fasthet ved brudd	Last ved 10% deformasjon
1	7,2 MPa	72 kN/m ² 72 kPa	8,6 MPa	171 kN/m ² 171 kPa	7,3 MPa	292 kN/m ² 292 kPa	317 kN/m ² (5,5% tøyning)	275 kN/m ²
2	8,3 MPa	83 kN/m ² 83 kPa	9,1 MPa	181 kN/m ² 181 kPa	7,2 MPa	287 kN/m ² 287 kPa	287 kN/m ² (3,9% tøyning)	290 kN/m ²

Trykkfasthet [kN/m² = kPa] = Last [kN] / areal av prøve [m²]

Figur 70 viser spennings-tøyningsdiagrammet for de to prøvene fra 0% til 10% tøying. Der er et tydelig fall i trykkfastheten ved 5,5% tøying for prøve 1 og 3,9% tøying for prøve 2. Dette punktet omtales i det videre som bruddpunkt.



Figur 69: Spennings-tøyningsdiagram for de to terningene

Figur 71 viser forløpet ved trykdeformasjonen.



Figur 70: Sammenpressing av terninger, form på materialet underveis

Målinger underveis mens terningen presses sammen indikerer ca. 5% tverrkontraksjon.

5.5.3 Resultat strekkfasthet

Tabell 17 viser maks påført strekk på prøvene ved brudd og utregning av strekkfasthet og tøying. Beregning av tøying baserer seg forenklet på at prøvestykkets tøying fordels over det innsmalnede området som har en lengde på 75 mm. Figur 72 viser hvor prøvene fikk brudd. Figur 73 viser last – tøyingsforløpet.



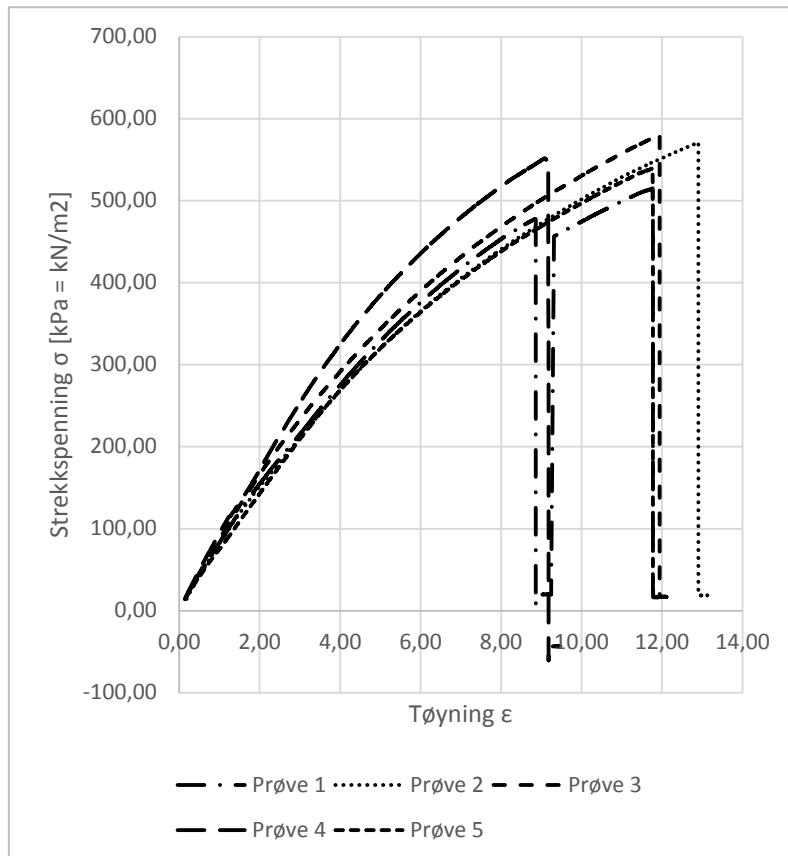
Figur 71: Bruddform på strekk-prøver

Prøve nr	Trøying ved brudd [mm]	Strekkkraft ved brudd [N]	Strekkfasthet σ [kN/m ² = kPa]	Relativ tøying ϵ [%]	Brudd E-modul [MPa]	$\epsilon = 2\%$ E-modul [MPa]
1	8,82	72,9	515	11,7	4,4	7,7
2	9,6	79,2	571	12,9	4,4	7,6
3	8,9	79,1	580	11,9	4,9	8,2
4	6,8	75,4	548	9,2	6,0	8,5
5	8,8	73,0	540	11,8	4,6	7,1

Tabell 17: Resultat måling av strekkfasthet

Tallene i tabellen gir en laveste strekkfasthet på 515 kPa og gjennomsnittlig strekkfasthet på 551 kPa med standardavvik på 23 kPa. E-modul er beregnet ved brudd og basert på en usikker verdi på tøying. I beregningene er det tatt utgangspunkt i at tøyingen bare skjer i det innsnevra feltet som er 75 mm langt, men det vil skje noe tøying i overgangen mot det brede feltet også. Derfor er ikke E-modulen å regne som en eksakt verdi. E-modul ved 2% tøying er også beregnet og viser at materialet har en stivere oppførsel i starten, men beregningene inneholder samme usikkerhet rundt tøying som E-modul ved brudd.

Kontrollmåling av prøvestykkene etter brudd, når maskinen går tilbake til utgangsposisjonen, viser at prøvestykkene påføres en varig deformasjon etter tøying til brudd i str. orden 1-2 mm. Dvs at av en samla tøying på 9 mm er ca 2 mm varig deformasjon og 7 mm elastisk.



Figur 72: Spanning-tøyningsdiagram for måling av strekkfasthet PU-skum

5.6 Diskusjon av materialparametre

5.6.1 Kapasitet til å tåle trykk

Oppsummert viser resultatene trykkstyrke i området mellom 275-290 kPa og E-modul i området 7-8 MPa for terninger med densitet på ca 45 kg/m³. Bayer har målt trykkstyrke på 269 kPa og E-modul 7,2 MPa for skum med romvekt 48 kg/m³. Det viser at skummet som er brukt i testene holder samme kvalitet som det som i tidligere forsøk.

Kurvene viser to viktige funn: at materialet deformeres lineært fram til ca 3% tøyning og at trykkfastheten når toppen ved ca 4% tøyning. Dette viktig kunnskap for å beregne deformasjonene i PU-materialet når vanntrykket og vekten av vannet kommer på.

Testprosedyren er automatisert og gir ut data med en oppløsning på 0,2 sekunder. Datafilen inneholder data om tid [s], tøyning [mm] og last [N]. Lasta regnes om til last pr areal, så det skal være lite rom for feil eller feiltolking av resultatene.

For å gi et bilde på styrken av skummet kan det kort nevnes at bæreevne ved 2% deformasjon i skummet og snitt trykkstyrke 170 kPa for et projisert areal av et 6 meter langt Ø 600 mm rør, er i området $6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 170 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 612 \text{ kN}$, som vil si ca 62 000 kg.

1% deformasjon og trykkstyrke på 70 kPa gir en bæreevne på 252 kN som vil si ca 25 700 kg. Vannmengden i et 6 meter langt Ø600 mm rør er ca 1,7 m³ som tilsvarer 1 700 kg + rørvekt ca 300 kg (GRP). Ved 1,0 meter overdekning og tyngdettetthet på 20kN/m³ (grus) blir

overdekningens vekt på det samme arealet 72 kN som tilsvarer ca 7 300 kg. Summen av vann, rør og overdekning blir i str. orden 9 300 kg eller ca 26 kN/m². Det tilsier rundt 0,5 % tøying av PU-materialet med de opptredende krefter.

5.6.2 Kapasitet til å tåle strekk

Alle de fem prøvene som inngikk i testserien av strekkstyrke viser noenlunde samme resultat på 500-550 kPa. Det er ca 1,8 ganger trykkstyrken og er betydelig høyere enn det Covestro har målt, som er i snitt 318-353 kPa. E-modul beregnet her er ca halvparten av E-modulen målt av Bayer Material Science og skyldes forskjell i standard å måle etter.

Den store forskjellen i PU-materialets trykk- og strekkstyrke skyldes som tidligere nevnt celleveggene må strekkes til brudd, mens de i et trykkforsøk kollapser på grunn av knekking. Strekkstyrken er spesielt interessant for å regne på kraftopptak ved vertikal og horisontal avvinkling og PU-skummets evne til å «lime» sammen rørene til en streng med strekkfaste egenskaper.

Som et eksempel kan vi se på et Ø 500 mm rør med kvadratisk form på skummet rundt røret og en minste tykkelse på 200 mm på skummet mot røret. Da får vi et kvadrat med sidekanter på 0,9 m. I beregningene brukes Bayer sine tall på 320 kPa strekkstyrke og E-modul på 10,0 MPa til å se forenklet på de to tilfellene

1. Tverrsnittets kapasitet til å tåle rent strekk
2. Tverrsnittets momentkapasitet til å tåle avvinkling

Tverrsnittets strekkkapasitet

Forutsetningen for regnestykket er at det ikke er avvinkling mellom rørene som gir momentkrefter i bend og det dermed oppnås en jevn fordeling av strekkraftene over tverrsnittet.

Tverrsnittet har et skumareal A_s på

$$A_s = 0,9 \text{ m} \times 0,9 \text{ m} - \pi \times (0,25 \text{ m})^2 = 0,614 \text{ m}^2$$

Det gir en kapasitet til å overføre strekkstyrke på

$$S = 0,614 \text{ m}^2 \times 320 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 196 \text{ kN}$$

Som tilsvarer ca 20 000 kg ved brudd. Det hører med at det må legges inn en materialfaktor/sikkerhetsfaktor i regnestykket og at ved brudd er deformasjonene i str. orden 10-12% og slik sett uakseptable.

Det er usikkerhet rundt hvor stor lengde i aksial retning spenningene vil fordele seg over, dvs lengde fra 0-punktet til det mest belastede punktet i tverrsnittet. Dersom de fordeler seg over 1,0 meter til hver side av skjøten og tas opp av heft mot røret og heft mot grøfteveggene, blir ikke deformasjonene så store som det først kan virke som. Dersom det settes en grense på maks 2% deformasjon viser resultatene fra forsøkene strekkkapasitet på ca 145 kN/m². Det gir

tverrsnittet en strekkstyrke på 89 kN eller 9075 kg. Med lineært avtagende spenninger gir det en snittdeformasjon på 1 % over 2 meters lengde som gir deformasjoner på 2,0 cm.

Tverrsnittets momentkapasitet

Ved å bruke bjelketeori og formelen for bøyespenninger over bjelketversnitt (Irgens 2008)

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y$$

kan momentkapasiteten M beregnes når bøyespenningen σ_b som opptrer i ytterste fiber settes lik strekkfastheten. Tverrsnittet har et andre arealmoment I og y er avstanden fra arealsenteret og ut til punktet der spenningen beregnes.

Annet arealmoment for kvadratet av PU-skum minus rør er:

$$I = \frac{bh^3}{12} - \frac{\pi D^4}{64} = \frac{0,9 \times 0,9^3}{12} - \frac{\pi \times 0,5^4}{64} = 0,0516070384 \text{ m}^4$$

Det største momentet som kan påføres «bjelken» er i str orden

$$M = \frac{\sigma_b I}{y} = \frac{320 \text{ kN/m}^2 \times 0,0516070384 \text{ m}^4}{0,45 \text{ m}} = 36,7 \text{ kNm}$$

I regnestykket videre forutsettes det at to stk 6,0 meter lange rør som ligger i hverandre med en avvinkling på 2 grader som setter opp et moment over rørskjøten. Etter kravene i retningslinjene til NVE (NVE, 2011) kan det bare regnes med en stabiliserende effekt fra 1/3 av lengden på tilstøtende rør ved beregning av stabilitet for horisontal og vertikal avvinkling. Regnestykket baserer seg derfor på et forenklet oppsett der avvinklinga utover i bendet virker som en punktlast på en fritt opplagt bjelke med lengde 1/3 av lengden på de to tilstøtende røra. Irgens (2009) (tabell 5 nr 9) formel for moment M på en fritt opplagt bjelke med lengde L og en last F som angriper i en avstand a og b fra hver sin ende av bjelken gir kapasitet til å tåle

$$F = \frac{ML}{ab} = \frac{36,7 \text{ kNm} \times (\frac{6}{3} + \frac{6}{3}) \text{ m}}{6/3 \text{ m} \times 6/3 \text{ m}} = 36,7 \text{ kN}$$

Med nedbøyning $u_{\max}$ når F angriper midt på bjelken

$$u_{\max} = \frac{FL^3}{48EI} = \frac{36,7 \text{ kN} \times (4 \text{ m})^3}{48 \times 10000 \text{ kN/m}^2 \times 0,051607 \text{ m}^4} = 0,095 \text{ m}$$

Under forutsetning av at røret er stivt vil 0,095 m utbøyning av et 6,0 m langt rør tilsvare en økning i vinkel på 0,9 grader.

Ved 2,9 graders avvinkling og Ø500 mm rør tilsvare 36,7 kN i utadretta kraft i et bend normalt på røraksen en vannsøyle på ca 800 m. Det er uten at jorden oppå brukes som stabiliserende kraft. Beregninga av utadretta kraft baserer seg på et regneark som ikke kan offentliggjøres i denne oppgaven. Derfor er ikke utregningene bak tallet vist her. Regnestykket baserer seg på at en gitt avvinkling og et gitt trykk gir en utadretta komponent i muffen.

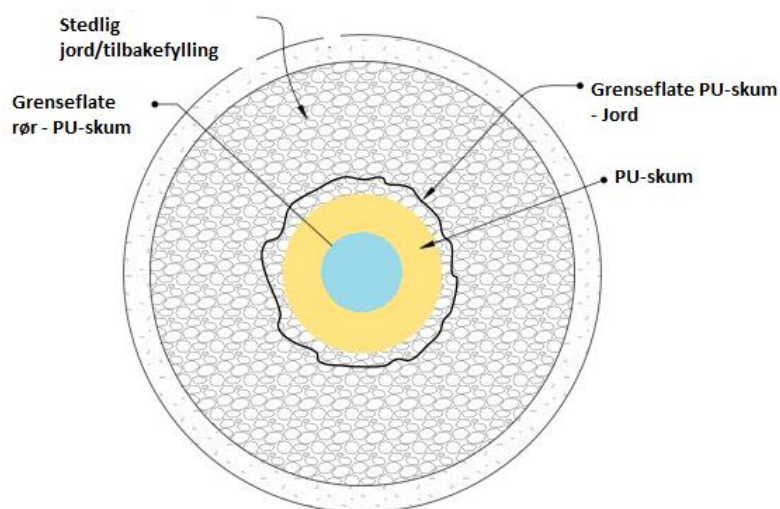
Det må understrekes at dette er grove regnestykker, men de viser kapasitet langt over vekten av et typisk PN10 SN 1000 Ø 500 mm GRP-rør på 35 kg/m, som skummet er ment å skulle stabilisere og holde i riktig posisjon.

Forløpet stress-strain for deformasjon fra 0-90 % i trykkforsøkene i laboratoriet har i hovedsak samme form som forsøket fra Buzzi et.al (2009) vist i figur 62. Materialet fastner betraktelig fra 60% sammentrykking og oppover. Det som er den største forskjellen er at i våre forsøk når materialet flyt ved 4-5% tøyning, mens figuren til Buzzi et al indikerer flyt først ved 10% deformasjon. Det interessante med forsøkene til Buzzi et al er at de har målt flytspenning på opp mot 1000 kPa for PU-skum med tetthet på 100-115 kg/m³.

5.7 Metode, oppsett, utstyr og fremgangsmåte for forsøk

5.7.1 Grov systemanalyse

Ved bygging av rørgater med PU-skum som omfylling er det tre hovedkomponenter som inngår; rør, PU-skum og de stedlige jordmassene. Det er to grenseflater som må overføre skjærkrefter fra det ene materialet til det andre: rør – PU-skum og PU-skum – jord. For å si noe om styrken til systemet er det disse grenseflatene og materialene som må studeres og sammenlignes med dagens metode.

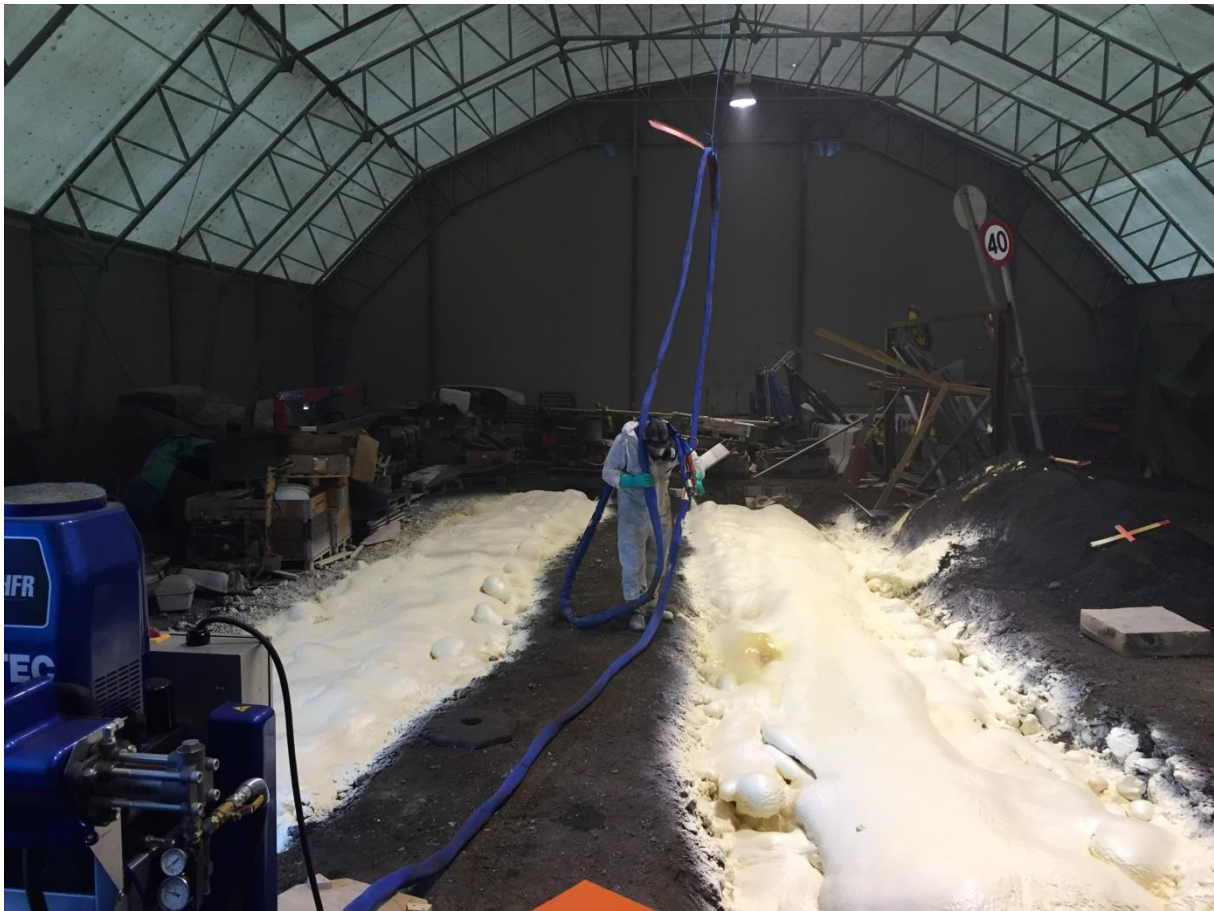


Figur 73: Grenseflater og materialer, prisnippeskisse for bruk av PU-skum rundt rør

Tidligere arbeid

I februar 2015 gjennomførte Odelskraft et feltforsøk i Mjøndalen i samarbeid med Isachsen Entreprenør AS og Covestro. NTNU var ikke involvert i denne testen og har kun fått referert observasjonene som bakgrunnsinformasjon for valg av testmetode i laboratoriet. Det ble gravd to parallelle grøfter og montert ett stk Ø 500 mm GRP rør med lengde 12 meter i hver grøft. Grøft nr 1 ble fylt med skum helt opp til jord-overflata og nr 2 fikk fylt tilbake ca 60 cm masser som overdekning over skumlaget. I begge tilfellene ble skummet sprøytet direkte mot «urørte» grøftevegger i bunn og side. Figur 75 viser et oversiktsbilde under installasjonen av rørene.

Vekten av skum og rør på grøft nr 1 var ca 1600 kg. Det ble montert en jekk med 30 tonns skyvekapasitet i den ene enden for å prøve å skyve rørgata ut av posisjon og framprovosere et brudd. Det klarte de ikke, men en stor stein (ca volum 1 m³) som var satt opp som mothold, ble i stedet presset inn i massene bak jekken.



Figur 74: Oversiktsbilde fra forsøk utført i Mjøndalen. På grøfta til venstre ble det ikke fylt over masser før påføring av trykk med jekk. På grøfta til venstre ble det lagt på ca 0,6 m overdekning. (Foto: Penstock BV)

Basert på tradisjonell dimensjonering med bruk av friksjonsfaktor for beregning av glidestabilitet på rørgater, skulle en egenvekt på 1800 kg og en friksjonsfaktor på 0,5 la seg bevege med en kraft i størrelsesorden 900-1100 kg. Altså langt lavere kraft enn 30 tonn. Det må derfor være andre krefter og mekanismer enn dagens modeller for glidestabilitet på rørgater tar hensyn til, som gjør seg gjeldende.

5.7.2 Grunnlag for valg av testoppsett

I prosessen med å velge en testmetode som kunne ta opp i seg disse antatte effektene, ble det fokusert på følgende:

- at skummet ekspanderer under herding og setter opp et radielt trykk ut mot grøfteveggen. Dette øker hovedspenningene i jorda og gir større skjærkapasitet i jordarten.
- at skummet limer seg til de ytterste kornene i jordmaterialet og dermed fastholder disse med en kraft like stor som skjærstyrken til skummet. Avhengig av kornstørrelse gir dette en fortanningseffekt der de limte korna vil låses mot de ulimte som må begynne å «hoppe over» hverandre for å flytte seg. Dette kornskjelettet er avhengig av forflytte seg radielt ut fra røraksen for at skummet skal flytte seg. Dermed må det til et oppsett som kan bevare disse radielle spenningene som skapes når kornene holder på å gli over hverandre.

- at et laboratorieforsøk i liten skala ikke skal beheftes med for mye labeffekter pga lav høyde på overdekning. Det ble antatt at det tidligere forsøksoppsettet til Bossel/Breien og Bergsaker/Baargaard ville gi for liten fastholding i høyderetning til at fortanningseffektene ved fastlimte korn ville bli registrert i full størrelse. Rør/skum ville ha for stor mulighet til å gi etter ved å forflytte seg opp og gli over korna under i stedet for at korna satte opp interne spenninger.
- At formen på strengen av PU-skum som sprøytes mot en grøftevegg vil ha til dels store ujevnheter og lime fast alle korn som ligger ut mot overflaten. Det vil si alt fra små leirkorn til store steiner. Denne limeeffekten og den ujevne formen gjør at det er grensenittet skum-jord som er mest interessant å forske på.

Torsjonsmodell v.s uttrekksmodell

I et trekkeforsøk der et rør trekkes horisontalt ut av en omfyllingsmasse slik Bossel og Breien (200--) og Bergsaker og Baargaard gjorde, er det resultanten av spenningene som virker inn mot røroverflaten multiplisert med en friksjonsfaktor, som angir motstandskraften mot at røret kan trekkes ut i aksial retning. Det er en skjærspenning (τ) som skal overvinnes for å sette røret i bevegelse. Størrelsen på skjærspenningen er avhengig av de radiale spenningene inn mot røret normalt på røraksen (σ) og friksjonsfaktoren (μ). Derfor skal det samme mengde kraft til for å trekke røret ut i aksial retning som å dreie røret rundt i tangensiell retning. Det er bare å skifte retningen på den påførte krafta.

Formlene dette bygger på er vist i kapittel 5.7.3, og viser skjærmotstanden mot bevegelse er den samme i begge tilfellene. Følgelig kan resultata fra forsøk basert på torsjon omregnes til motstand mot uttrekk i aksial retning.

Basis for forsøksmodellen

Valgt forsøksmodell er inspirert av vingeboresprøver for måling av skjærstyrke i leire, der et vingebor presses ned i en uforstyrret del av leira. Det settes et moment på vingeboret og sammenhengende moment-rotasjon måles. Ved brudd vil vingeboret ha skåret ut et sylindrisk volum av jordarten og med det målte momentet kan de opptredende skjærspenningene som virket på utsiden av dette volumet ved brudd, beregnes. (Emdal 2009)

Rørmaterialet

Testing av selve rørmaterialet inngår ikke i dette arbeidet, da det forutsettes at rørmaterialet som brukes er godkjent for bruk i Norge og at materialparametrene er kjent. Kreftene som oppstår kommer fra røret i seg selv, vekten av vannet og bendkrefter pga avvinklin og det forutsettes at røret i seg selv er i stand til å overføre disse kreftene ut til rørperiferien.

Grensesjiktet rør-skum

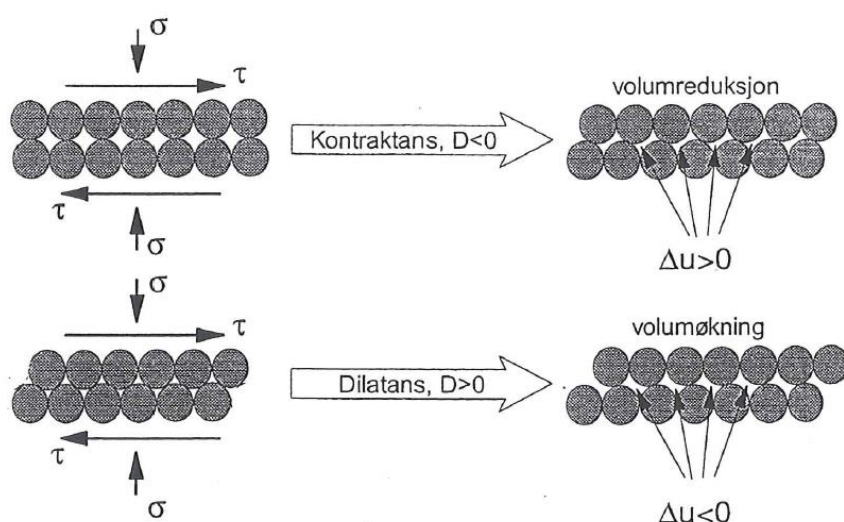
Covestro skal gjøre forsøk som dokumenterer heftegenskapene mellom GRP-rør og PU-skum. Foreløpig er det kalkulert med en vedheft på ca 170 kPa på GRP og 200 kPa mot duktilt støpejern. Det vises og til standarden for fjernvarmerør NS-EN 253:2009 der minste kravet til aksial skjærstyrke er på 120 kPa og tangentiell skjærstyrke er 200 kPa.

PU-skum

Dersom vi forutsetter at det er røret i seg selv som skal være drivende kraft, vil opptredende skjær avta lineært utover fra overgangen rør-PU-skum. Jo lengre ut fra røraksen man kommer jo mindre blir opptredende skjærkraft fordi arealet kraften fordels over øker. PU-materialet vil påkjennes mest nærmest røroverflaten og dermed der dette området like under overflaten som går til brudd først dersom skjærkapasitetne i jorda er større enn opptredende skjær overført gjennom PU-skummet.

Grenseflaten PU-skum jord/grøftekant

De jordkornene som kommer i kontakt med skummet mens det skummer opp før det herder og få en hinne utenpå, vil lime seg fast til skummet. Denne limeeffekten fører til at det blir et lag med fastlimte stein- og jord-korn langs overflaten på PU-skummet. Dette vil låse seg mot de løsere jordkornene som ligger lag med jordkorn lengre ut fra de fastlimte. For at det skal oppstå brudd i denne grenseflaten må kornene begynne å gli over hverandre eller det oppstår så store spenninger at kornene løsner fra PU-skummet. Som figur



Figur 75: Ved skjærbrudd må kornene gli over hverandre og påføre spenning er på nabokorn. Fra Emdal (2009)

Jord

Jordens skjærstyrke kan måles og er et rent geoteknisk problem. Dersom det antas at limfugen mellom jordkorn og PU-skum holder, vil overflaten på skummet fremstå som et svært grovt sandpapir og bruddet vil komme til å gå i selve jordmassen ved at kastlimte korn må skli mot løse korn i jordarten. De fastlimte kornene vil måtte flytte på de nærliggende kornene og slik sette opp passive jordtrykk foran de korene som dyttes på.

5.7.3 Teoretisk grunnlag for forsøket

Sammenhengen mellom dreiemoment (torsjon) og skjærspenninger

Kraften F [N] som jekken trekker med i en arm med avstand fra senter a [m] gir et dreiemoment M [Nm] etter (5.1)

$$F \times a = M \quad (5.1)$$

Dreiemomentet M [Nm] kan regnes om til en tangensiell resultantkraft T [N] for alle radiuser r [m] etter (5.2).

$$T = \frac{M}{r} \quad (5.2)$$

Opptredende skjærspenning τ [N/m²] på en sirkulærsylindrisk overflate med areal $A_{\text{overflate}}$ [m²] gitt av radius r [m] og høyde h [m] kan regnes etter (5.3):

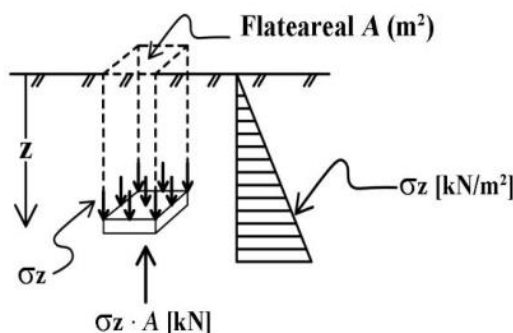
$$\tau = \frac{T}{A_{\text{overflate}}} = \frac{T}{2 \times \pi \times r \times h} \quad (5.3)$$

Som en forenkling for oppsettet antas det her at den tangsielle resultantkraften som påføres prøvestykket i ett konsentrert punkt, fordeler seg likt ut over hele prøvestykket.

Sammenhengen mellom jordtrykk og skjærspenninger

Vertikale spenninger

Vertikale spenninger kan som regel fastlegges ved beregning av overlagingstrykket. En installasjon på en gitt dybde z i jorden påvirkes altså av spenninger satt opp av tyngden av jorden og installasjonene over og på siden. Dersom jordmaterialet er homogent og uten ekstra vektbelastninger fra nyttelast q vil vertikalspenningen σ_z være lik tyngden av overliggende jord pr flateareal A .



Figur 76: Beregning av vertikale spenninger i jordmaterialer (Bergsaker og Bårgaard, 2012)

Det skilles mellom totalspenning σ_z som inkluderer poretrykk u , og effektivspenning σ'_z der poretrykket u er trukket fra etter følgende sammenheng:

$$\sigma_z = \sigma'_z + u \quad (5.4)$$

Forsøkene er gjort med drenerte masser og det regnes derfor videre med effektivspenninger som basis. Da regnes opptredende vertikal normalspenning σ'_z [kN/m²] i en gitt dybde z [m] i et jordmateriale med tyngdetetthet γ_j [kN/m³] etter:

$$\sigma'_z = \gamma_j \times z - u \quad \text{der } u = 0 \quad (5.5)$$

Horisontale spenninger

Horisontalspenninger er noe vanskeligere å bestemme og er oftest gitt som en andel av vertikalspenningen (Emdal 2009). Dette forholdet kalles hviletrykkskoeffisienten K_o og er angitt som

$$K_o = 1 - \sin\varphi$$

Der φ [°] er friksjonsvinkelen til jordmassen. Det gir følgende sammenheng mellom vertikalt og horisontalt jordtrykk:

$$\sigma'_h = \sigma'_v \times K_o$$

I forsøkene brukes en stående sylinder som det fylles et homogent jordmateriale rundt. Vertikalspenningen σ'_v er lineært økende med dybden og figur XXX viser at det dannes en trekant når spenning plottes mot dybde. Den gjennomsnittlige horisontale spenningen $\bar{\sigma}'_h$ som virker inn mot sylindringen, angriper i trekantens tyngdepunkt $2/3 \times z$ regnet fra toppen.

$$\bar{\sigma}'_h = K_o \times \gamma_j \times z \times 2/3$$

Når gjennomsnittlig opptredende horisontal spenning $\bar{\sigma}'_h$ [kN/m²] er fastsatt ganges denne med overflatearealet av prøven $A_{\text{overflate}}$ [m²] og vi får kritisk tangensiell resultant T_{kritisk} [kN] som er prøvens kapasitet til å motstå bevegelse.

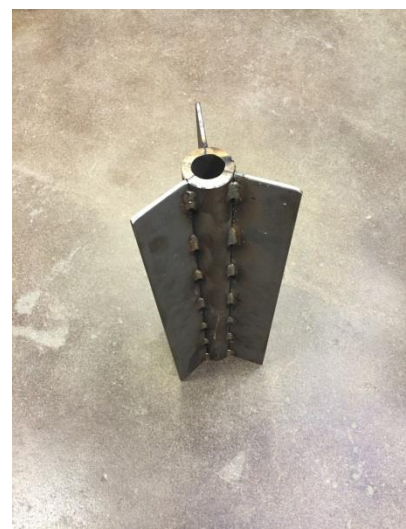
$$\sigma'_{h,\text{resultant}} \times A_{\text{overflate}} = K_o \times \gamma_j \times z \times 2/3 \times 2 \times \pi \times r \times z = T_{\text{kritisk}}$$

Det er T_{kritisk} vi måler når prøvestykket begynner å rotere og vi kan dermed bestemme opptredende kritisk skjærspenning i den radius som er ønskelig.

5.7.4 Metode

Valg av form på prøvestykket og modell

Målet med modellen er å kunne beregne opptredende skjærkrefter i sjiktet PU-skum-jord. Det er tidligere gjort forsøk og testing av både rørmaterialet og heft mellom GRP/duktilt støpejern og PU-skum. Derfor inngår ikke dette i forsøkene gjort her. Styrken i PU-skum er også godt dokumentert i andre sammenhenger og det finnes egne standarder for f. eks PU-skum brukt i fjernvarmerør (NS-EN 253:2009). Det som gjenstår er studering av skjærkapasitet i grensesjiktet mellom PU-skum og jord. Testoppsettet baserer seg derfor på å påføre et moment på en sirkulær sylinder av PU-skum som roteres mot et lag med omfyllingsmasser som hviler mot en betong ytter-ring.



Figur 77: Stålrør med vinger som støpes inn i PU

Beregninger gjort før forsøkene starta, viste at grensesjiktet rør- PU-skum trolig ikke ville være sterkt nok til å overføre nok skjærkraft til PU-laget, slik at det ble bevegelse mot jord. Bruddet ville trolig komme i mellom PU-skum og rør før det ble bevegelse mot jorda. Derfor ble det valgt å ikke bruke et rør i senter av testoppsettet. I stedet ble det valgt å bruke en stålsylinder som fikk påsveisa tre vinger for å sikre god nok overføring av momentkraft til hele periferien av PU-sylinderen.

Sylinderens ytterflate vil ha en varierende og uregelmessig form med «utvekster» og «innsynkninger». Når «utvekstene» beveges mot jordmaterialet vil det oppstå lokale soner med passivt jordtrykk foran «utvekstene». «utvekstene» kan betraktes som ett stort korn som er limt fast i ytterkanten på skummet. For at dette kornet skal bevege seg må det skyve bort alle de mindre kornene som ligger foran.

På de mer plane delene av sylinderoverflaten vil de ytterste kornene være limt fast til PU-materialet. Det samme vil skje der. Når de fastlimte kornene prøver å flytte på seg vil det bygge seg opp spenninger (passivt jordtrykk) helt til de løse nabokornea gir etter.

Når sylinderen roteres vil disse kreftene få en horisontal og tangtiell retning ut i jordmassene. Størrelsen på spenningene avhenger av jordtrykket, pakningsgrad, kornstørrelse og dermed muligheten kornene har til å gli oppå hverandre.

Den ytre betongringen skal etterligne spenningsforholdene i jorden slik at de spenningene som bygger seg opp mellom jordkornene når rotasjonen starter før kornene begynner å hoppe over hverandre, skal bevares og gi utslag i økt motstand mot å dreie prøven. Med en sylindrisk modell blir det like forhold nedover i dybden under hele forsøket og det er en lett definerbar geometri å regne på.

To teknikker var mulig for å lage en sylinder av PU-skum. I utgangspunktet er den mest riktige å bruke netting eller frysing av omfyllingsmassene slik at de er stive nok til å stå oppreist og til å danne en åpen sylinder ned i jordmaterialet som PU-materialet kan helles oppi. Dette medfører spørsmål om nettingens påvirkning på resultatet og mulige problemer med at steinmaterialet ville absorbere for mye varme til at vi fikk full limeeffekt av korn til PU-materialet.

Den andre muligheten, den som ble valgt, gikk ut på at bruke en Ø 250 mm sylinder av PE-materiale som form og støpe ferdige sylindre av PU-materiale som så kunne monteres i testriggen og fylles rundt med jordmasser. Stålsylinderen med vingene ble plassert i senter av PE-sylinderen og PU-materialet tømmt oppi. Metoden fører til at skummet kan ekspandere fritt og den overskytende mengden kan renne ut på toppen av sylinderen. Når sylinderen har stivnet tas den ut av forma. Før montering i testriggen blir sylinderen rulla rundt i ureagert PU-materiale som hefter seg på overflaten. Så monteres den i riggen og valgt jordmasse fylles rundt. Dette må skje hurtig for at ikke skummet skal herde og danne en hard overflate før det kommer i kontakt med kornene. Massene tømmes i betongringen med 10-liters bøtter. Disse må tømmes slik at massene ikke tømmes mot sylinderen. Det vil føre til at massene drar av det ureagerte PU-materialet på sylinderens og det blir en mindre heft og utvikling av ujevnheter enn planlagt. Prinsippet er vist i figur 78 der også det ureagerte PU-materialet som sylinderen er rulla i vises.



Figur 78: Montering av PU-sylinder og omfylling med masser. Ureagert PU synes som gult flytende materiale på kjernen.

For å påføre momentet på PU-sylinderen brukes en arm som festes i senter av prøven og griper tak i en av vingene som støpt inn i PU-skummet. I forsøk nr 2 ble denne vingen bøyd uten at prøva bevega seg. I de senere forsøkene ble det sveiset på armeringsjern mellom vingene som skulle fordele krafta videre fra den vingen som armen griper tak i de to andre vingene.



Trekkraften settes opp med en håndjekk, måles av lastcelle og logges av dataprogram. Figur 79 viser innfestinga i stålplate der lastsella er forankra og håndjekken som ble brukt. Innfestinga er sveisa fast i samme stålplate som betongringen er sveisa fast til.

Figur 80 viser oppsettet før ifylling av skum og omfyllingsmateriale. Armen som påfører momentet på GRP-røret er opplagra i senter av modellen og roterer prøvestykket rundt.

Figur 79: innfesting av lastcelle og manuell jekk i samme plate som betongringen er sveiset fast til



Figur 80: Oversikt over forsøksoppsett. Jekken festes i øyebolten på armen som påfører moment på vingene på sylindren nede i betongringen. Når armen beveges vil prøvestykket rotere. Fastsveising av betongringen synes nede til høyre.

Alt utstyr som brukes er montert på en 40 mm stållate. En Ø650 mm betongring som er 500 mm høy er sveisa fast i stållate slik at den ikke skal bevege seg når momentet påføres. PU-sylindrens kjerne av stålrør tres ned på en fastsveisa aksling i senter av betongringen. Mellom stållate i bunnen og PE-sylindren legges det en tynn metallskive og to lag med 0,2 mm byggplast for å hindre at PU-skummet hefter i stållate når det herder og at det skal bli friksjon mot stållate. En låsering som settes på på toppen av betongringen, holder PU-sylindren i riktig posisjon når trekket i armen starter. I enden av stållate er det sveisa fast et stålrør som håndjekk og lastcelle monteres i.

Påvisning av bruddforløp i jord-massene

På alle prøvene ble det malt på radielle striper ut fra PU-sylindren for å studere hvor langt ut fra grenseflaten jord- PU-skum bruddet i jordmassene kommer. Hensikten er å kunne dokumentere om bruddet går som et rør-jord-friksjonsbrudd, altså et brudd der massen sklir mot f. eks en røroverflate, eller om det er et friksjonsbrudd i selve jordmaterialet.

5.7.5 Data om forsøkene

Totalt ble det gjennomført sju forsøk i torsjonsriggen. Under følger en oversikt over disse

Nr	Beskrivelse prøvestykke	Omfillingsmasse	Høyde omfylling	Merknad
1	PU-skum sylinder støpt i Ø 250 mm PE ytterkappe, fikk herde ca 1 time. Ble først rulla rundt i ureagert PU-skum, så rulla rundt i sand før innfesting i rigg. Herdetid i rigg ca 2 timer.	0-8 mm vaska sand fra Forset grus, manuelt stampa med 50 x 50 mm planke. Jordfuktig.	500 mm	Lav hastighet på drill under blanding (< 1000 rpm) Ca 30 graders vinkel på arm i forhold til trekkretning, armlengde ca 0,82 m
2	Sylinder støpt i 250 mm PE-ytterkappe, herdet ca 3 timer før den ble montert i riggen. Det ble skåret hull i en bøtte som ble tredd utenpå sylindren. Det var 1-3 mm klaring mellom bøttekant og sylinder. Det ble fylt pukk rundt bøtta i en høyde på ca 25 cm. Det ble tømt ureagert PU-skum blanding oppi bøtta som så ble heist opp. Dette ble gjort to ganger for å fylle helt opp. Herdetid i rigg ca 2 timer.	8-16 mm vaska naturpukk fra Forset Grus AS. Manuelt lett stampa med 50 x 50 mm planke	500 mm	Skum-materialet trengte langt innover i pukklaget. Betydelig mer skum tilført ved montasje av dette forsøket enn de andre. Pukk ble pressa opp i toppen pga trykk. Armlengde 0,67 m
3	Sylinder støpt i 250 mm PE-ytterkappe. Herdetid ca 15 timer. Først forsøkt å rulle rundt i ureagert PU og så rulla rundt i pukk, men pukken hefta seg ikke fast. Derfor avbrutt og PU-materialet som hadde hefta seg på ble skåret av igjen. Nytt forsøk der sylinderen ble rulla rundt i ureagert PU og montert i riggen. Pukk ble så tømt i ringen så fort det lot seg gjøre. Herdetid 1 time og 20 minutt i rigg.	8-16 mm Årdal naturpukk med kubiske korn. Tørr. Ikke komprimert.	350 mm	Pga feil vinkel på vingene for innfestingsanordningene på armen det skulle trekkes, ble forankringspunktet for jekken flytta til et annet mothold. Armlengde 1,0 m
4	Sylinder støpt i 250 mm ytterkappe, herdetid ca 18 timer. Rullet rundt i ureagert PU-masse før montering i forsøksrigg. Omfillingsmasse tømt mot betongringen for å hindre meddriving av skum fra prøvestykket. Herdetid i rigg 2 timer	4-8 mm knust pukk fra Franzefoss pukkverk, Jord-fuktig, støver ikke. Fottråkket på toppen etter avretting 2 ganger	400 mm	Skummet som ble rulla på reagerte fort og det var dårlig limeeffekt på de øverste 10-15 cm av prøven. Armlengde 0,67 m
5	Sylinderen fra forsøk nr 3 ble rensket for stein og skåret ned til om lag samme diameter som den ble støpt etter. Rullet rundt i ureagert PU-masse og montert i rigg. Omfillingsmasse tømt mot betongringen for å hindre meddriving av PU-materiale på sylindren. Herdetid i rigg 3 timer og 10 minutt.	4-8 mm knust pukk fra Franzefoss pukkverk. Jordfuktig, støver ikke, Fottråkket 2 runder etter avretting	400 mm	Ble dunka borti ved montasje av støttering på toppen av betongringen. Armlengde 0,67 m
6	Sylinderen fra forsøk nr 4 ble skåret rein for stein og PU-skum som kom fra rullinga	4-8 mm knust pukk fra	400 mm	Et godt gjennomført forsøk med lite

	før montasje i rigg på forsøk 4 ble skåret bort. På ny ble sylindren rulla i ureagert PU-skum og montert i riggen. Omfyllingsmassen ble tomt mot betongen som tidligere. Herdetid i rigg 18 timer.	Franzefoss pukkverk. Jordfuktig, støver ikke, Fottråkket 2 runder etter avretting		feilkilder
7	DN 300 GRP ble montert i riggen og omfyllingsmasse ble fylt rundt. Det ble lagt 2 lag plast mot underlaget og det ble lagt under skiver slik at røret ikke skulle ha friksjon mot stålplata i bunnen.	4-8 mm knust pukk fra Franzefoss pukkverk. Jordfuktig, støver ikke, Fottråkket 2 runder etter avretting	400 mm	Armlengde 0,67 m Litt skeivtrekk på røret når armen ble trukket i. Bør ha lite påvirkning på resultat. Armlengde 0,67 m

Tabell 18: Oversikt over friksjonsforsøkene utført med PU-skum



Figur 81: Oppsett for GRP-rør i samme testrigg

Et tradisjonelt DN300 PN6 GRP rør ble brukt i stedet for skumsylinder i forsøk nr 7. Hensikten er å kalibrere målte verdier i forsøkene med PU-skum mot tradisjonell metode å bygge rørgater på, og få et sammenligningsgrunnlag.

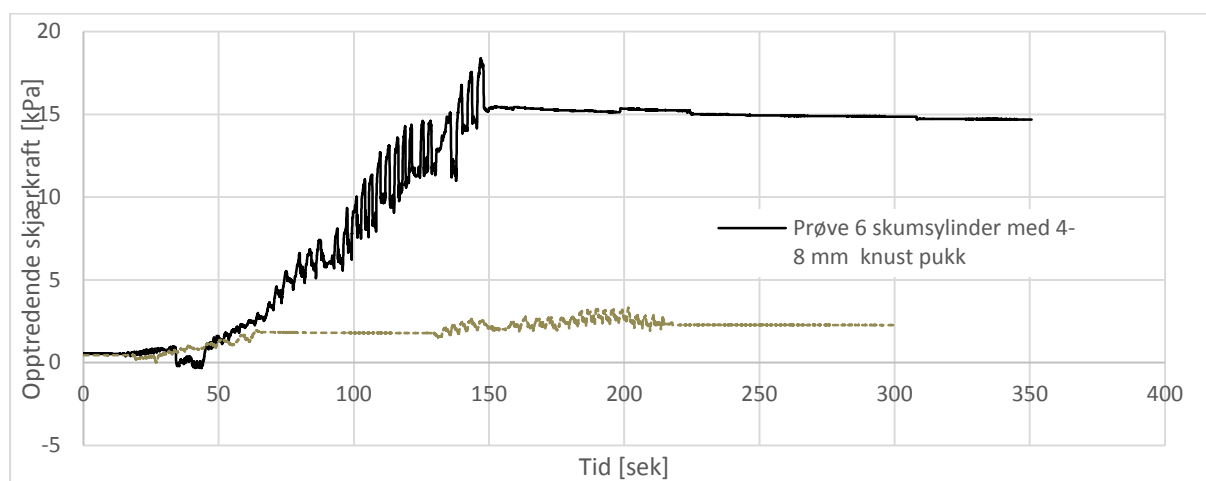
5.8 Resultater torsjonsforsøk

Torsjonsforsøkene har noe variasjon i viktige parametere fra gjennomføring til gjennomføring. Dette fordi oppsettet utviklet seg underveis basert på erfaringene som ble gjort. De viktigste parametrene er:

- hvor høyt det ble fylt omfyllingsmasser i betongringen
- lengden på armen jekken var festa i
- diameter på sylinders ytre periferi
- sylinders overflateareal

Derfor kan ikke kraften registrert i lastcella brukes direkte til å sammenligne de 7 forsøkene. Det mest oversiktlige er å beregne påført skjærspenning i grensen mellom PU-skum og jordmaterialet basert på de ulike parametrene på hver prøve. Det gir et felles referansetall på de spenningene som har oppstått. Det forutsettes uniform spenningsfordeling i beregningene som er gjort.

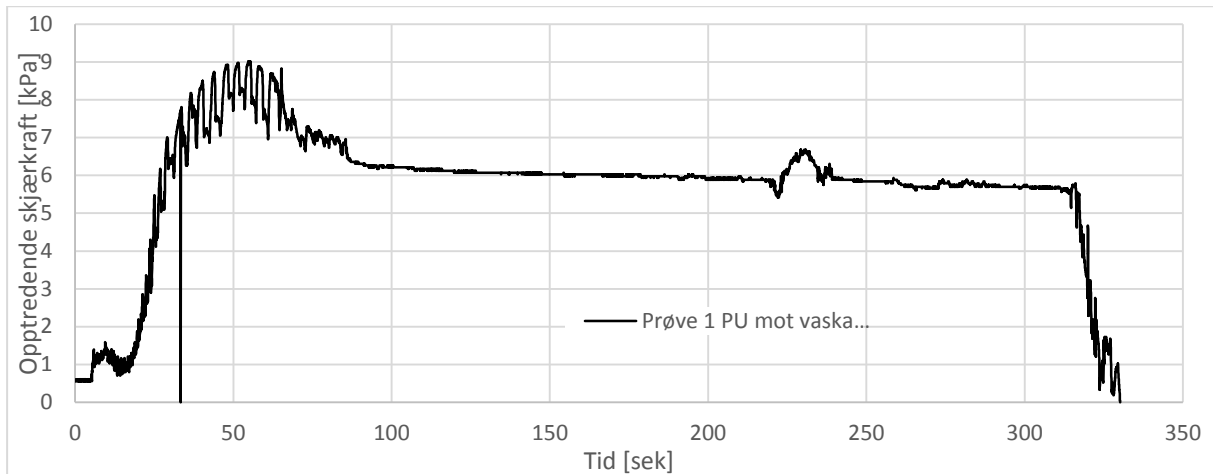
Først presenteres kort resultatene fra forsøk 6 og 7. Figur 82 viser skjærspenning og hvordan denne utvikler seg når prøvestykket dreies. Forsøk 6 var det mest vellykkede forsøket med PU-skum med minst påvirkning fra feilkilder. Forsøk 7 er forsøket med GRP-rør. De to prøvene er dreid like mange grader rundt, har samme omfyllingsmateriale, høyde på omfylling og lengde på arm og er presentert i samme diagram for å vise forskjellen mellom opptredende skjærspenning etter hvert som prøven ble dreid.



Figur 82: Resultat prøve 6 og prøve 7

5.8.1 Forsøk 1

Herdetid i rigg: ca 2 timer
Type omfylling: 0-8 mm vaska sand, manuelt komprimert med 50x50 mm planke
Høyde omfylling: 0,5 m
Lengde arm: 0,81 m (egentlig 1,0 m, men ca 30 grades vinkel på trekkretninga)
Ø PU-sylinder: 25,7 cm (målt gjennomsnitt)
Kontaktareal jord-PU: 0,403 m²



Figur 83: Resultat prøve 1, opptredende skjærkraft

Begynnende bevegelse er angitt med en 0-verdi etter ca 40 sekund ved påføring av ca 7 kPa skjærkraft.



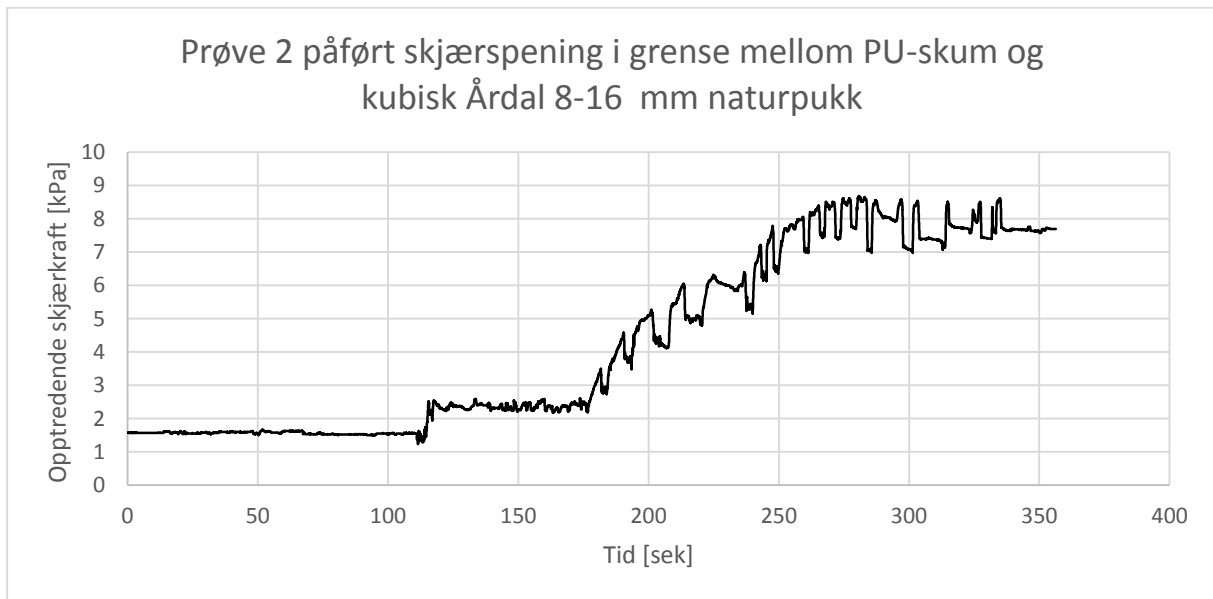
Bruddet gikk tydelig i massen 2-3 korndiametre ut fra grenseflaten PU-skum-jord. Figur 84 viser bevegelsen og hvor bruddet oppstod..

Da sylindren var tatt opp og sanda som hang på fikk tørke, var det tydelig at bruddflaten lå ytterst på de største fastlimte kornene. Innimellom disse lå det mindre korn som falt av etter hvert som prøva tørka opp. De største fastlimte kornene var synlig hele tiden mens prøva tørka opp og ble stadig mer fremtredende etter hvert som de mindre, løse korna falt av.

Figur 84: Angivelse av bruddsted prøve 1

5.8.2 Prøve 2

Herdetid i rigg:	ca 2 timer
Type omfylling:	8-16 mm vaska naturpukk, Forseth Grus AS, man. kompr. med 50x50 mm planke
Høyde omfylling	0,5 m
Lengde arm:	0,67 m
Ø PU-sylinder:	Største diameter 45,5 cm, minste 35,7 cm, snitt 40,0 cm (målt)
Kontaktareal jord-PU:	0,628 m ²



Figur 85: Resultat prøve 2, opptredende skjærkraft



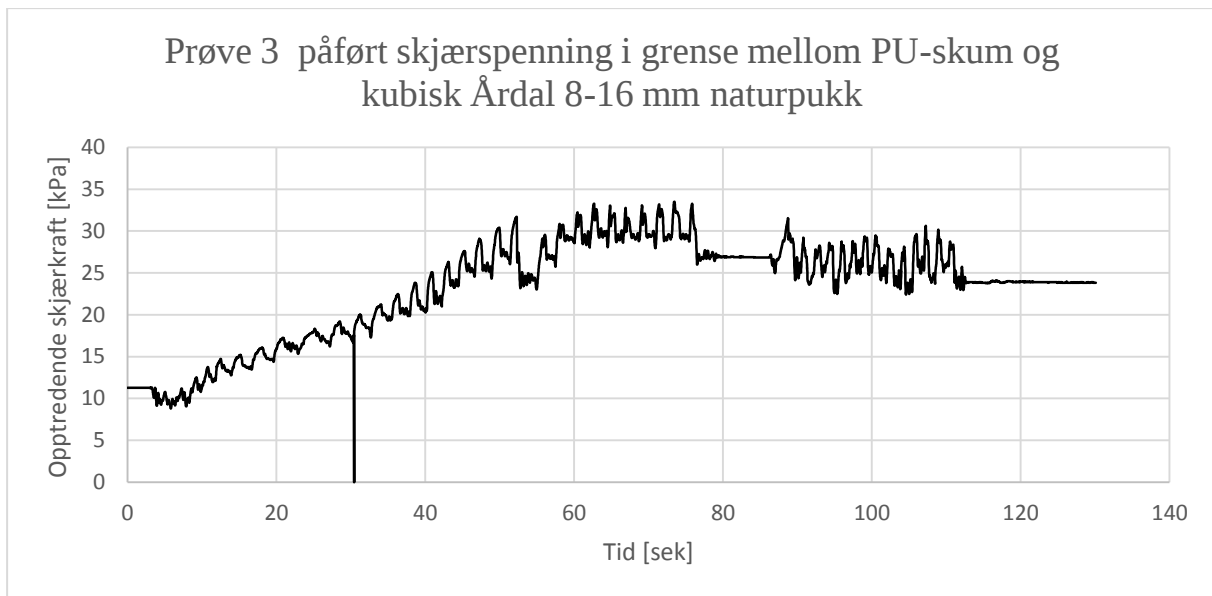
Ingen forflytning på prøvestykket men stålet i innfestinga i armen som påfører torsjon, ble bøyd. Etter dette ble vingene forsterka slik at torsjonskraften ble bedre fordelt.

Tydelig at det bygde seg opp trykk når skummet ekspanderte. Opprinnelig var toppen avretta og flat. Etter noe tid hadde pukken blitt pressa opp ca 6-7 cm på det meste i en ca 10 cm omkrets ut fra prøvestykket, se figur 86.

Figur 86: Ekspansjonen i PU-skummet presser opp omfyllingsmassene i forsøk 2

5.8.3 Prøve 3

Herdetid i rigg: 1 time og 20 minutt
Type omfylling: 8-16 mm vaska Årdal naturpukk, kubiske korn, ikke komprimert
Høyde omfylling: 0,38 m
Lengde arm: 1,0 m
Ø PU-sylinder: ca 0,29 m (Ikke målt pga brudd i grenseflate nytt og gammelt PU-skum)
Kontaktareal jord-PU: 0,364 m²



Figur 87: Resultat prøve 3, opptredende skjærkraft



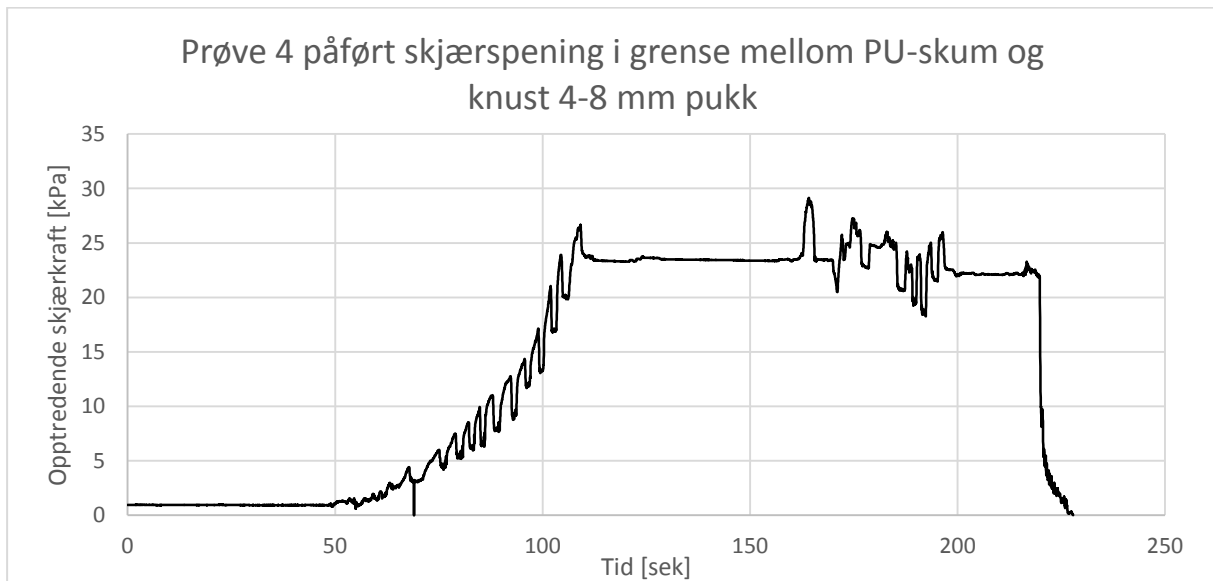
Prøva begynte å bevege seg ved det markerte 0-punktet etter ca 30 sekund i figur 87. Dvs skjærmotstand mot rotering på ca 17 kPa. Etter noe tid med rotasjon kom det et tydelig sprak fra prøva. I ettertid så vi at det hadde oppstått brudd PU-skummet mellom det laget som var påført og det laget som var støpt i sylinder. Dette kan skyldes for kort tid til herding.

Det var tydelig at bruddet gikk i massene med bevegelse ca 6-8 cm ut fra prøvestykket, se figur 88.

Figur 88: Anvising av bevegelsen i massene ved brudd forsøk 3

5.8.4 Prøve 4

Herdetid i rigg:	ca 18 timer
Type omfylling:	4-8 mm knust pukk fra Franzefoss Pukk Vassfjellet, fottråka to runder etter avretting på toppen.
Høyde omfylling	0,42 m
Lengde arm:	0,67 m
Ø PU-sylinder:	0,29 m (målt gjennomsnitt) 8-10 «utvekster» med tykkelse 2,0 cm
Kontaktareal jord-PU:	0,382 m ²



Figur 89: Resultat prøve 4, opptredende skjærkraft



Prøve hadde bevegelse ved det markerte 0-punktet etter ca 65 sekund på ca 4 kPa.

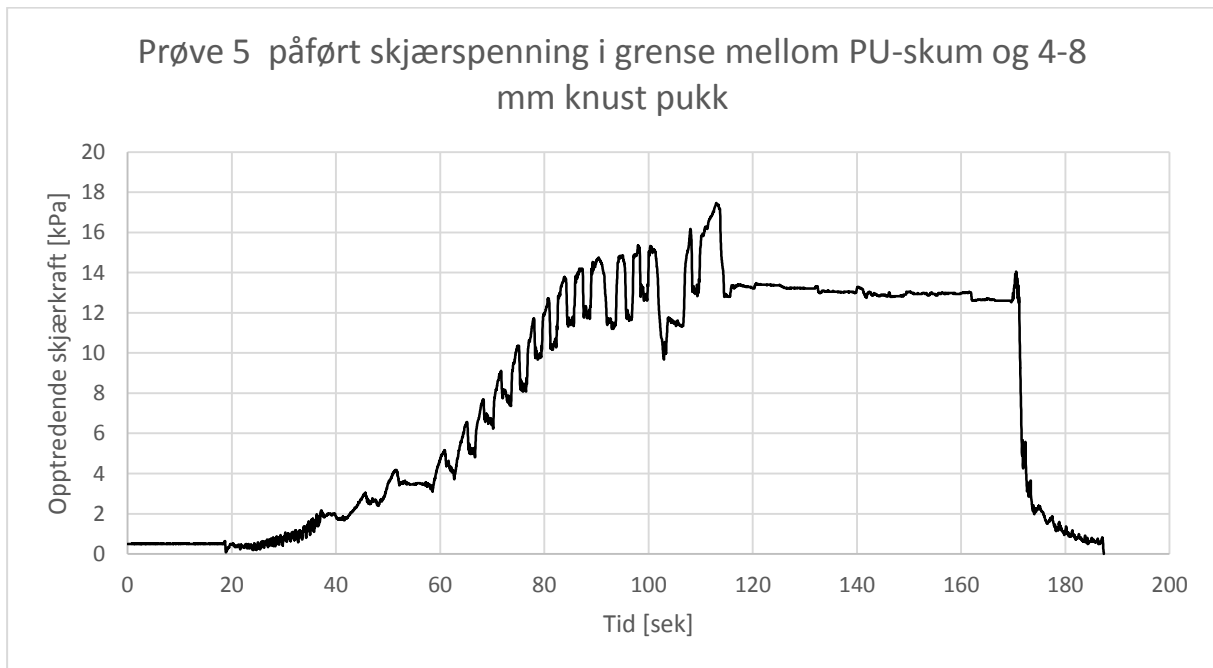
Det er tydelig at bruddet har gått i massene jmf figur 90, typisk 0-3 kornstørrelser ut fra overflata. Overflatas ruhet kan sees i fig 90



Figur 90: Bruddanvisning i massene forsøk 4. Fig. til høyre: eksempel på ujevnheter i overflaten av sylindren

5.8.5 Prøve 5

Herdetid i rigg: ca 3 timer
Type omfylling: 4-8 mm knust pukkk fra Franzefoss Pukk Vassfjellet, fottråka to runder etter avretting på toppen.
Høyde omfylling: 0,4 m
Lengde arm: 0,67 m
Ø PU-sylinder: 0,29 m (Ikke målt nøyaktig, bruker anslag basert på prøve 4 og 6)
Kontaktareal jord-PU: 0,364 m²



Figur 91: Resultat prøve 5, opptredende skjærkraft

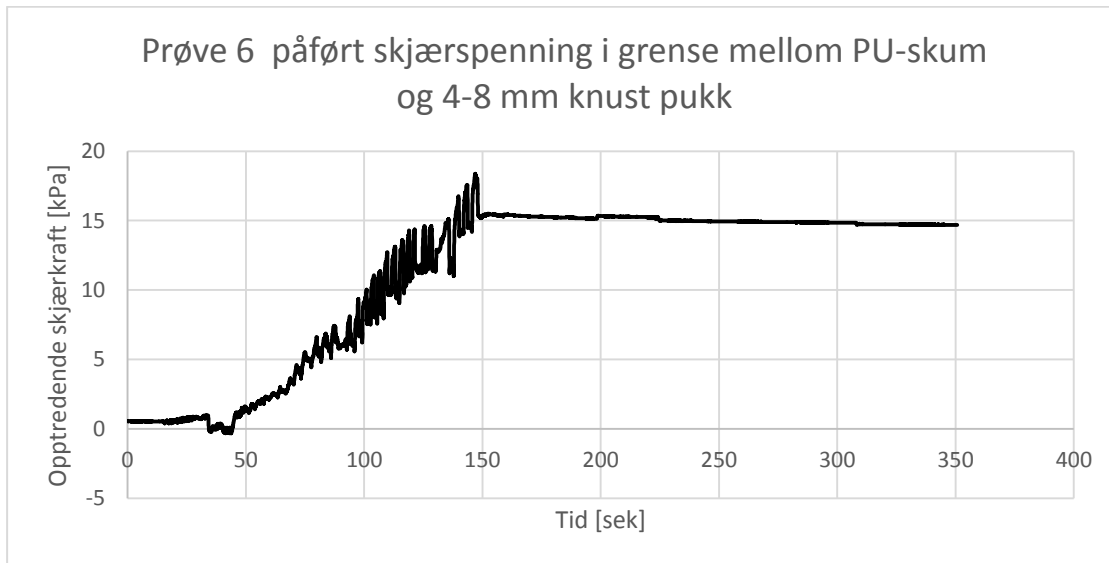
Figur 92 viser at bruddet går i omfyllingsmassen, ca 1-3 steinstørrelser ut fra overflaten.



Figur 92: Bruddanvisning forsøk 5

5.8.6 Prøve 6

Herdetid i rigg: ca 18 timer
Type omfylling: 4-8 mm knust pukk fra Franzefoss Pukk Vassfjellet, fottråka to runder etter avretting på toppen.
Høyde omfylling: 0,4 m
Lengde arm: 0,67 m
Ø PU-sylinder: 0,28 m (målt gjennomsnitt) 6-7 «utvekster» med ca tykkelse 2,0 cm
Kontaktareal jord-PU: 0,354 m²



Figur 93: Resultat prøve 6, opptredende skjærkraft

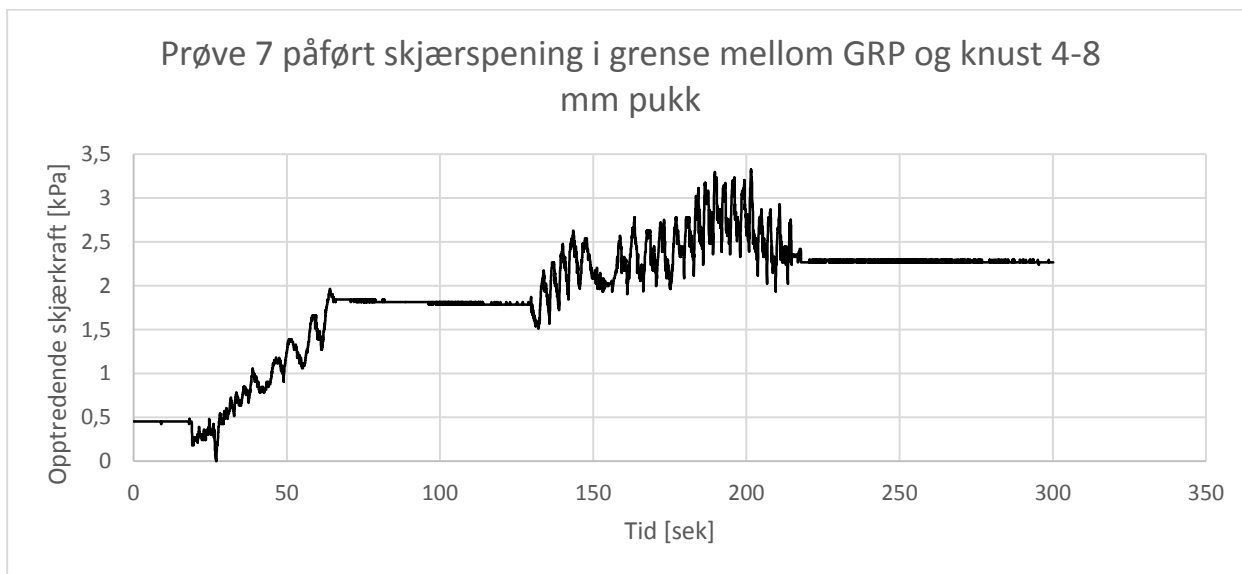
Figur 94 viser at bruddet gikk i omfyllingsmassen med bevegelse ca 3-4 cm ut fra grenseflaten.



Figur 94: Bruddanvisning forsøk 6

5.8.7 Prøve 7 Ø 300 mm GRP mot 4-8 mm knust puk

Herdetid i rigg: ikke relevant
Type omfylling: 4-8 mm knust puk fra Franzefoss Pukk Vassfjellet, fottråka to runder etter avretting på toppen.
Høyde omfylling: 0,4 m
Lengde arm: 0,67 m
Ytterdiameter GRP: 0,325 m (målt)
Kontaktareal jord-GRP: 0,408 m²



Figur 95: Resultat prøve 7 GRP, opptredende skjærkraft

Røret beveget seg ved påføring av i underkant 2 kPa skjærspenning ved overflaten, noe mer motstand ble mobilisert når bevegelsen fortsatte. Figur 96 viser at bruddet har gått i grensen mellom GRP og omfyllingsmasser. Det var få tegn til bevegelse i kornene utenfor grenseflaten rør-pukk. Det ble observert noe horisontale radielle bevegelser i røret trolig fordi innfestinga av armen på røret førte til en ujevn påføring av dreiemoment.



Figur 96: Bruddanvisning forsøk 7 GRP

5.9 Diskusjon og feilkilder

5.9.1 Feilkilder

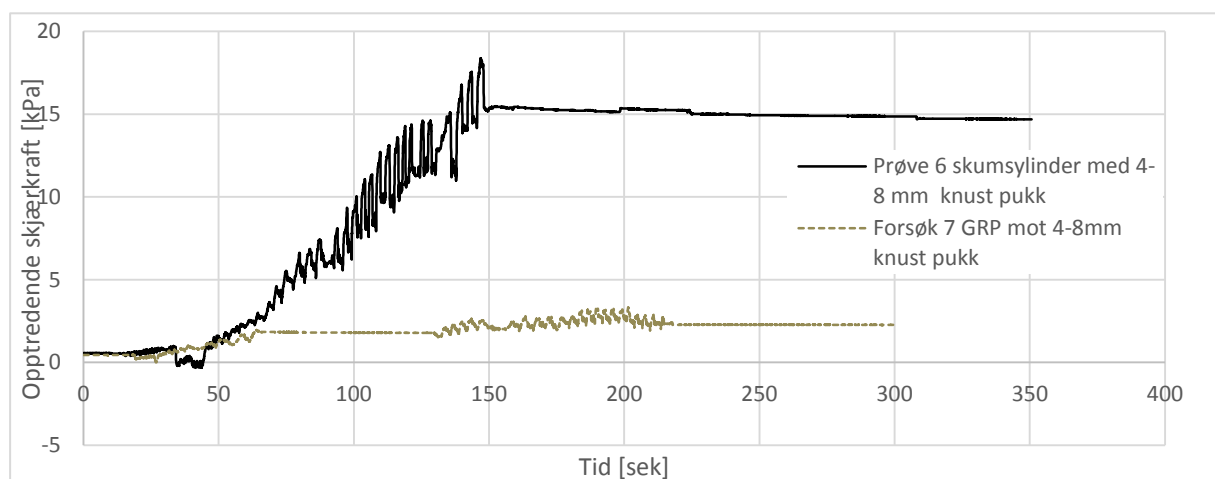
Aktuelle feilkilder i forsøkene er:

- friksjon mot akslingen som holder sylindren og armen i riktig posisjon i toppen
- Innfestinga av jekk og lastcelle var plassert slik at trekrafta på armen ikke var retta normalt på armens akse, men med en vinkel ca 81 grader. Dette gir en sideveis kraftkomponent på prøva som kan gi noe mere friksjon og litt skeivtrekk på prøvene
- Ikke alle sylindrene som ble støpt var ikke helt sirkulære. Prøve nr 2 ble kontrollmålt før den ble satt inn i riggen og hadde en diameter på 25,2 cm i en retning og 24,1 normalt på denne. Dette har trolig liten betydning ettersom prøvene får en ujevn form når de rulles i skum og dette ikke fordeler seg helt likt.

Lab-teknikkere og andre sakkyndige som var med på gjennomføringene, anslår labbefekter på grunn av effektene nevnt over til 10-15 % økt motstand mot at prøven skal dreie.

- Ved rotasjon av prøven kunne armens innfesting på prøvestykke butte mot toppringen som holdt prøvestykket i riktig posisjon og dreie denne ringen med rundt.

De to forsøkene med størst verdi er forsøk 6 og 7. Det er disse to forsøkene det var best kontroll på laboratorie-effektene og det er disse som viser forskjellen på å bruke omfylling med PU-skum og tradisjonell byggemetode. Anslagsvis utgjør labb-effekter 10-15 % av friksjonsmotstanden mot at prøva skal rotere rundt. Dette gjelder begge prøver og dermed er de gjort under så like forhold som mulig. Figur 97 viser opptredende skjærkraft ved dreining av prøven ca 15 grader. Denne viser at prøven med PU-skum mobiliserer en stadig større motstand mot bevegelse jo mer den dreies.



Figur 97: Opptredende skjærkraft ved rotering av prøvestykke, forsøk 6 og 7

Målet med betongringen var å ta vare på trykket som skummet satte opp når det ekspanderte. Dette var spesielt synlig i forsøk nr 2 der skummengden som ble brukt i pukken var betydelig større enn i de andre forsøkene, der prøven bare ble rullet i PU-blanding. Grunnen til at det ble valgt å ikke fortsette med fremgangsmåten i forsøk nr 2 med mye skum som setter opp et

stort trykk i massen, er en usikkerhet på hvordan dette trykket vil utvikle seg over tid. Trolig vil fryse og tineprosesser føre til at trykket utjevnes noe over tid og at det ikke er riktig å regne med full effekt av det trykket som skummet setter opp. I forsøk 4 til 7 var tykkelsen på laget med skum som ekspanderte etter rulling i PU-materialet, i str. orden 0,5-1.5 cm og det er derfor grunn til å tro at det radielle utadretta trykket pga skumekspansjon var lavt i disse testene. Dermed utvikler det seg spenninger i jorda først når den ujevne overflaten begynner å bevege seg aksielt eller radielt.

I alle de 5 forsøkene med PU-skum der det oppstod brudd, har bruddet gått i selve jordmassen, ca 1-4 kornstørrelser ut fra grenseflaten. Manuell bevegelse av armen som dreier prøvene etter gjennomført forsøk, viser også at etter et brudd i massen der cylinderen har rotert og stoppet, stabiliserer omfyllingsmassene seg igjen og har på ny en kapasitet til å motstå bevegelse. Det betyr at det er fortsatt igjen styrke etter at et brudd har gått.

Det er litt uvisst hvorfor prøve nr 4 viser så mye bedre resultat enn de tre andre prøvene med knust 4-8 mm pukk. Muligens har innfestinga av armen på prøvestykket hekta borti toppringen som holder prøven på plass og dreid denne med rundt. Det ville føre til større motstand mot dreining enn om bare prøva dreies rundt.

Ved videre gjennomføring av forsøk med dreining av PU-sylindre må det inn en deformasjonsmåler som kan fastslå når bruddet i massene går. I dette materialet er bruddlasta markert når den er kjent basert på filming av gjennomføringene. I noen av forsøkene mangler det data på når prøven beveget seg første gang

Det ble gjort forsøk med å helle ureagert PU-materiale i en bønne pukk og i en bønne sand. Etter et par timer ble materialet trykket på manuelt og hadde en sprø oppførsel. Etter to dagers herding ble det trykket på nytt på de samme prøvene og nå viste materialet større styrke og var ikke på langt nær så sprøtt. Dette viser at herdetid er en viktig faktor når skumets styrke skal vurderes.

Prøve 3 ble kjørt etter bare 1 time og 20 min herding. Da oppstod det brudd i heftflaten mellom gammelt og nytt PU-skum fra ca 10 cm under overflaten og helt ned til bunnen. Dette skjedde ikke med noen av de andre prøvene og understreker viktigheten av herdetid.

5.9.2 Metode for beregning av glide stabilitet

Det er tydelig at bruddet i forsøkene går i selve jord-massen 1-4 kornstørrelser ut fra grenseflaten Dette betyr at det er skjærstyrken i jorda som blir dimensjonerende ved beregning av glide stabilitet for rørgatene der det er brukt PU-skum som omfylling. Skjærstyrken kan relativt enkelt måles med en triakstest slik at prosjekteringa kan skje med de styrkeparametrene som faktisk opptrer på stedet. I geoteknisk prosjektering av drenert og/eller lang tids skråningstabilitet brukes blant annet ϕ -analyser.

Det må vurderes om sikkerhetsfaktor på 1,5 som dimensjonerende faktor for skråningsstabilitet er et for strengt krav i forhold til praksis i andre sektorer i samfunnet. Erfaring fra sikring at tunelltipper tilsier at det skal bare noen få graders endring i skråningshelningen til før tippen står stabilt.

Vurdering av oppfylling av NVEs krav til rørgate

For at metoden med bruk av PU-skum skal godkjennes må en prosjektert rørgate tilfredsstille følgende tre hovedkrav:

1. Røret må sikres mot oppdrift ved høy grunnvannstand med sikkerhetsfaktor på 1,1
2. Røret skal sikres mot glidning med sikkerhetsfaktor på 1,5
3. Utadretta kraft ved avvinkling i muffen skal motvirkes av en stabiliserende kraft med sikkerhetsfaktor på 1,5

Pkt nr 1 tilfredsstilles ved å legge på tilstrekkelig vekt med stedlige jord-masser oppå PU-strengen og å holde volumet av PU-skum så lavt som mulig. Løsningen med å forskale med PE-plater på en eller begge sider av røret bør brukes der den utgravde grøfta blir bredere enn prosjektert tversnitt av PU-skummet.

Forsøkene viser at glidemotstanden er betydelig større når røret skummes inn i PU enn ved tradisjonell legging med pukk som omfyllingsmasser. Det er skjærstyrken i jord som må legges til grunn og det må regnes med en periferi som tar opp i seg alle ujevnheter, utvekster og innsynkinger på overflaten. Ved påføring av PE-skum direkte mot grøftevegg vil store steiner som finnes i veggen limes fast til skummet. Det vil ha til dels stor betydning for størrelsen på periferien. Dersom metoden med friksjonsfaktor skal benyttes for beregning av stabilitet, kan det regnes med friksjon på et betydelig større overflateareal pr løpemeter rør og en betydelig større friksjonsfaktor enn dagens metode gjør.

Legges det til grunn et DN 500 mm GRP-rør med 6 meters lengde med overflateareal på 9,42 m² og vedheft på 170 kN/m², gir det en samla kraftresultant som skal til for å dra røret løs fra skummet på ca 1 600 kN eller 163 100 kg. Det fremstår derfor som lite sannsynlig at et GRP-rør som veier 21-35 kg skal løsne fra skummet pga aksielle krefter i helning. Derfor er det valgt å se bort fra grensesjiktet skum-rør i forsøkene.

Basert på dette er det mulig å tilfredsstille en sikkerhetsfaktor på 1,5 for glidestabilitet.

PU-skummet har styrke og fasthet til å tåle den utadretta krafta som oppstår i muffen med vinkelavvik. Det gir også strekkfaste egenskaper til rørtyper som til nå ikke har vært strekkfaste.

6 Konklusjon

6.1 Byggemetoder for rørgater og bruk av omfyllingsmasser

Basert på observasjoner og intervjuer synes det å være en trend at det brukes stadig mer masser med til dels høyt finstoffinnhold ved omfylling rundt rørgater. Dette har bakgrunn i pris og tilgjengelighet, men har også en virkning på hvor mye sigevann som samles opp i grøfta. Masseprøvene som er tatt av omfyllinga på fire rørgater viser at stedlige masser ikke i vesentlig grad skiller seg ut på finstoffinnhold sammenlignet med det som allerede brukes.

GRP og PE-rør er avhengige av god støtte fra omfyllinga for å hindre ovalitet og det må derfor stilles krav til komprimeringsevne i den massen som brukes fra fundamentet og opp til 60% av diameter. Over dette kan det brukes masser med høyere finstoffinnhold og lavere bæreevne, så sant det ikke skader rørene. Duktile støpejernsrør har en stivhet som gjør at de tåler større belastninger fra masser med lavere komprimeringsevne og bæreevne så lenge fundamentet og fundamentsonen er av god kvalitet. Stedlige masser med kornstørrelser opp til 60 mm kan brukes i omfyllingssonen.

Dersom det må inn et bend på rørgata, brukes det vanligvis betongklosser til å stabilisere bendet. Erfaring fra Jora og Tverråga kraftverk viser at det er mulig å bruke strekkfaste bend og strekkfaste duktile støpejernsrør med en forankringslengde med friksjon mot omfyllingsmassene, til å stabilisere bendet uten bruk av betongklosser. Dette kan redusere byggekostnadene på vanskelig tilgjengelige plasser betydelig. Basert på intervjuer virker det ikke som at norsk rådgiverbransje har hatt vilje til å ta inn over seg denne typen løsninger for å redusere byggekostnader og ta i bruk materialegenskapene som finnes i rør og omfyllingsmasser.

Friksjonsforsøkene viser at friksjonsfaktoren ligger i området mellom 0,50 og 0,58 basert på de forsøkene som er gjort. Dette er noe lavere enn forventet, men det er tydelig at når spenningene øker (vekta går opp) øker friksjonsfaktoren. Det er derfor grunn til å anta målte verdier er i den konservative enden av skalaen. Stedlige masser og masser med finstoffinnhold har minst like gode og til dels bedre egenskaper enn pukk, når det kommer til friksjon mot rørveggen og dermed forankring av rørgater på friksjon.

Kornfordelingskurvene viser at tre av de fire stedlige maseprøvene har en grovere kornfordeling enn den fineste tilkjørte massen som er brukt på de studerte rørgatene. Det tilsier at stedlige masser har minst like gode egenskaper som de massene som kjøpes inn og tilkjøres anlegg i dag.

Basert på forsøkene og observasjonene er det mulig å bruke stedlige masser rundt rørene i mye større omfang enn det gjøres i dag. Dette vil kunne redusere byggekostnader og gi bedre utnyttelse av de tilgjengelige ressursene. Bruk av strekkfaste bend med forankring i en beregnet lengde med tilstøtende strekkfaste rør og bruk av stedlige masser rundt dette, bør ha betydelig potensiale til å forenkle bygging av nedgravde rørgater.

6.2 Bruk av poluyretanskum til forankring og omfylling

Basert på resultatene fra forsøka, gir bruk av PU-skum som omfylling rundt rør i nedgravde rørgater, en glidestabilitet på rørene som er like god og bedre enn dagens praksis med bruk av pukk og sorterte masser. Forsøkene indikerer skjærkapasitet i grenseflaten jord-PU-skum i str. orden 3 ganger bedre enn grenseflaten jord-GRP, ved begynnende bevegelse/rotasjon. Når prøven har rotert 15-20 grader og spenningene i jorda er mobiliseres i stadig større grad, er forholdet i str. orden 7 ganger bedre.

Ved brudd er det tydelig at bruddet går i selve omfyllingsmassen og ikke inne ved grenseflaten. Dvs det er ikke friksjon mellom jord og et rør/PU-materiale slik tradisjonell beregningsmetodikk legger til grunn, men et brudd som går i selve jordmaterialet. Det betyr at dimensjoneringskriteriet for glidestabilitet er skjærstyrken i selve jordmaterialet og det er stabiliteten i selve skråningen som blir dimensjonerende for hvor bratt rørlegningen kan bygges. a) analyse kan benyttes for beregning av lang tids stabilitet.

PU-skummet kan sette opp et betydelig trykk mellom grøfteveggene som øker hovedspenningene og dermed skjærstyrken til jorda. Det er allikevel usikkert hvordan disse spenningene svekkes over tid dersom jorda utsettes for fryse-tine-sykluser og/eller mye tilgang på vann. For langtidsstabilitet anbefales det derfor å være forsiktig med å tillegge økte spenninger pga skummets ekspansjon for mye vekt i stabilitetsberegningene.

2/3 av trykkstyrken er mobilisert etter bare 2% tøyning. Det betyr at en relativt liten deformasjon setter opp nok motstand til å bære rør og vannet inni.

Bruk av PU-skum gir innenfor visse grenser strekkfaste egenskaper til skjøter som GRP og duktile rør ellers ikke ville hatt.

Det må forskes mere på spenningsfordelingen i skummet over en rørskjøt for å kunne beregne deformasjonene ved horisontal og vertikal avvinkling.

Dersom det er behov for større styrke/stivhet i PU-materialet kan dette økes betydelig i forhold til verdiene målt i disse forsøkene ved å øke PU-skummets densitet.

6.3 Endring av regelverk

Det skal vurderes om det er behov for å justere dagens regelverk basert på det som er observert og kommet fram i arbeidet med intervjuer, befaringer og resultatene av forsøkene.

Regelverket og NVEs veileder synes å være romslig nok relatert til det som er observert. NVE har godkjent løsningene på Jora og Tverråne og det er mulig å bygge med stedlige masser som omfylling og å utnytte egenskapene til strekkfaste skjøter. Det som bør endres er bransjens praksis og vilje til å utnytte materialer og å standardisere løsninger. Det kan virke som det ikke er i konsulentenes interesse å forenkle for mye, da dette reduserer mengden arbeid og dermed konsulentenes inntekt.

6.4 Videre arbeid

I det videre arbeidet bør det studeres om kravene til skråningstabilitet er for strenge når det brukes PU-skum og det kreves en sikkerhetsfaktor på 1,5.

Penstock BV planlegger bygging av en 50 meter lang testrørgate i desember 2015. Basert på erfaringen med forsøkene gjort i denne oppgaven bør det fokuseres på følgende:

- Hvor store steiner limer seg fast til skummet og hvor langt trenger skummet inn i jordmassene. Dette har betydning for størrelsen på periferien på grensesnittet rør-skum
- Måling av hvordan distribusjonen av spenninger fordeler seg når tverrsnittet utsettes for strekk- og momentkrefter. Dette har betydning for å beregne tøyningene i et påkjent rørtversnitt.
- Ved gjennomføring av flere forsøk med dreining av PU-sylindre må det inn en deformasjonsmåler som kan fastslå når bruddet i massene går.

Kilder

Bergsaker, H., Bårgard, E. H. (2012) *Forankring av rørgater i bratt terreng*, Trondheim: masteroppgave ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU)

Bergsaker, H. (2011) *Nedgravde rørgater i bratt terreng*, Trondheim: prosjektoppgave ved NTNU

Brødrene Dahl [1], Informasjonsfolder *Frå rist til turbin*, VA-konsept: vasskraft, utgåve 10 - nynorsk, 24 sider.

Bossel, E., Haugen, M. B. (2013) *Forankring av rørgater i bratt terreng*, Trondheim: masteroppgave ved NTNU

Bossel, E., Haugen, M. B. (2012) *Stabilitet av nedgravde rørgater, felt og friksjonsforsøk*, Trondheim: prosjektoppgave NTNU

Buderus, *Leggeanvisning for duktile rør med utvendig sement*, ZMU, Buderus/Brødrene Dahl AS, VA-avdeling, folder 12 sider.

Buzzi, et al (2008), *Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil*, Mechanics of Materials 40 (2008), University of Newcastle, Australia

Bårgard, E. H. (2011) *Rørgater i bratt terreng*, Trondheim: prosjektoppgave NTNU

Damsikkerhetsforskriften (2010), Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg. Tilgjengelig fra: www.lovdata.no [nedlastet 20.06.2015]

Elstad, I., Hartmann, R., Molle, G., Bachke, D. (2011) *Retningslinjer for stenge og tappeorganer, rør og tverrslagsporter*, Norges Vassdrags og energidirektorat (NVE), Oslo: NVE

Emdal, A. (2009), Introduksjon til geoteknikk, NTNU Geoteknikk, Trondheim: kompendium

Flowtite, *Installation guide for buried pipes – AWWA*, Flowtite Technology AS, 72 sider, Sandefjord Tilgjengelig fra <http://www.flowtite.no/Installation-General-installation-Buried.aspx>, 15.11.2015

Grande, L., Emdal A., Nordal S. (2014), Geoteknikk beregningsmetoder, NTNU Geoteknikk, Trondheim: kompendium

Grøttå, L, 2012, *Vannkraft 360 symposium, informasjon fra NVE seksjon for damsikkerhet*, Oslo: NVE

Hallingplast [1], *FDV dokument: PE80/PE100/RC+ trykkrør*, 2 sider, Hallingplast AS, hentet fra <http://www.hallingplast.no/ressursbank/fdv-dokumentasjon/> den 15.11.2015.

Hallingplast [2], *PE trykkrør - Teknisk informasjon*, 16 sider, Produktkatalog for PE trykkrør, Hallingplast AS, hentet fra <http://www.hallingplast.no/ressursbank/produktinformasjon/> den 15.11.2015

Hartmann, R. (2006+2009), *Damsikkerhet II*, kraftverksrør, ukjent utgiver

Hartmann, R. (2010) *Damsikkerhet II, luker, ventiler og rør*, Kristiansand: SWECO Norge AS

Hartmann, R. (2012) *Rørbrudd og andre former for rørsvikt*, Tilgjengelig fra: http://www.osberget.net/versions/ver/users/symposium/foredrag2012/vannkraft/Rorbrudd_Ragnar_Hartman.pdf [lastet ned 30.04.2015]

NPG Norge (2011), *Leggeanvisning for plastrør*, Nordisk plastrørgruppe, september 2011, 8 sider, hentet fra <http://www.hallingplast.no/ressursbank/veiledning/> den 15.11.2015.

Ormestad, H. (2009). *Friksjon: Fenomener i fysikk og teknikk*. Store norske leksikon. Hentet 13. november 2015 fra https://snl.no/friksjon%2FFenomener_i_fysikk_og_teknikk.

PAM 2008, *Produktinformasjon duktile støpejernsrør – omfyllingsmasser i ledningsgrøfter*, PAM/Saint-Gobain vann og avløp, 4 sider, hentet fra <http://www.pamline.no/index.php/teknisk-info/montasje> den 15.11.2015

PAM, nettside for rørprodusenten PAM, generell informasjon om duktile støpejernsrør, bruksområder, teknisk info og leggeanvisninger. <http://www.pamline.no/index.php/duktilt> Informasjon hentet den 14.11.2015

Svalesent, T (2015); *Bygging av nedgravde rørgater*, Trondheim: Prosjektoppgave ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU)

Vedlegg

Vedlegg 1 Kornfordelingskurver M1 til M11

Vedlegg 2 Datablad fra friksjonsforsøk GRP og duktile rør

Vedlegg 3 Oversikt over rørbrudd 2009-2014

Vedlegg 4 Terrengprofiler og grøftetverrsnitt besøkte kraftverk

Vedlegg 5 Testrapporter mekaniske egenskaper PU-skum fra Covestro

