

Idunn Malene Bue

NTNU
Norwegian University of
Science and Technology
Faculty of Engineering
Department of Structural Engineering

Idunn Malene Bue

Estimering av presskrefter ved mikrotunnelering i leire

June 2020



Norwegian University of
Science and Technology

Estimering av presskrefter ved mikrotunnelering i leire

Idunn Malene Bue

Bygg- og miljøteknikk

Submission date: June 2020

Supervisor: Gudmund Reidar Eiksund

Co-supervisor: Arnstein Watn

Norwegian University of Science and Technology
Department of Structural Engineering



Kunnskap for en bedre verden

Estimering av presskrefter ved mikrotunnelering i leire

Idunn Malene Bue

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Gudmund Reidar Eiksund

Medveileder: Arnstein Watn

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er det avsluttende arbeidet i det 5-årige studiet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim, innen hovedretningen geoteknikk. Tema for oppgaven er estimering av presskrefter ved mikrotunneling i leire, og er valgt med bakgrunn i at det er matnyttig, håndfast og interessant. Oppgaven er foreslått av WatnConsult AS/NTNU, og Arnstein Watn fra WatnConsult har vært medveileder.

Jeg vil takke både hovedveileder Gudmund Eiksund og medveileder Arnstein Watn. De har begge vært engasjerte, og bistått med gode råd underveis. Kontakten med mine veiledere besto de første 1,5 månedene i regelmessige møter og mail. Da koronakrisen slo til måtte arbeidet dessverre gjøres fra studenthybelen, noe som ikke alltid var like praktisk.

Hyppigheten på kontakten gikk da noe ned, men ble opprettholdt per mail og telefon. Utover dette vil jeg rette en stor takk til Øystein Olimb fra NoDig-firmaet Olimb. Olimb har bidratt med informasjon fra tidligere prosjekter og generell hjelp med oppgaven. I tillegg har firmaet satt meg i kontakt med den pensjonerte geoteknikeren Rolf Lauritzen som har bidratt med gode tips, og derfor fortjener en stor takk. Et feltbesøk hos et av Olimbs prosjekter 11.mai 2020 gav dessuten mange nyttige betraktninger. Jeg vil til slutt takke entreprenørfirmaet Østergaard som også har bidratt med informasjon fra et tidligere prosjekt, og besvart spørsmål.

Idunn Malene Bue

10. juni 2020

Sammendrag

Formålet med denne masteroppgaven har vært å kartlegge metoder for beregning av presskraft ved mikrotunneling. Mikrotunneling er en type grøftfri metode som baserer seg på rørpressingsprinsippet. Dette prinsippet går ut på at hydrauliske sylindre, plassert i en pressgrop, fører et kuttehode eller lignende inn i grunnen etterfulgt av et rørsegment. Det viser seg at pressgropa i mange mikrotunnelingsprosjekter er dimensjonert for en presskraft som er langt større enn den som genereres i realiteten. Det legges ofte ned store beløp i utarbeiding av pressgropa, og det vil derfor kunne være nyttig å forhåndsestimere presskraften slik at pressgropa i mindre grad overdimensjoneres.

Generert presskraft ved mikrotunneling består hovedsakelig av friksjon langs røret, i tillegg til spissmotstand ved rørfrenten. Spissmotstanden vil i de fleste tilfeller utgjøre lite av total presskraft. Presskraften påvirkes av både grunnforhold og prosjektspesifikke faktorer slik som rørdimensjon, helning på trase, bruk av smøremiddel og hyppighet/varighet på stans i pressingen. I denne masteroppgaven testes to metoder for beregning av friksjon, og to metoder for beregning av spissmotstand. Det er tatt utgangspunkt i tre ulike referanseprosjekter. Den første modellen for friksjonsberegning er presentert av Ye et al. (2019). Den gav nokså samsvarende resultat for ett av de tre referanseprosjektene, men overestimerer presskraften kraftig for et annet referanseprosjekt. Modellen ser ut til å være følsom for enkelte parametre, og kan derfor slå feil ut. Samtidig tar ikke modellen omrørt skjærstyrke i betraktning. Dette er trolig en ulempe i norske forhold hvor det er stor tilstedeværelse av sensitive masser.

Den andre modellen for friksjonsberegning tar utgangspunkt i massenes omrørte skjærfasthet. Tre ulike hypoteser (*b-d*) for hvordan massene legger seg rundt røret, er lagt til grunn. Resultatene viser at hypotese *d*, hvor det antas røret er delvis i kontakt med både omkringliggende masser og smøremiddel, samsvarer best med registrerte presskrefter for rørtraséer lengre enn 75 m. Hypotese *c*, hvor det antas at røret kun er i kontakt med omkringliggende masser, samsvarer best målte presskrefter for traseer kortere enn 75 m. Denne modellen gjør det også enklere å fange opp variasjoner langs traseen, og ser ut til å ha redusert potensiale for å slå ut helt feil. For dimensjonering virker det derfor samlet sett mest hensiktsmessig å beregne friksjon ut fra rørtraséens omrørte skjærstyrke, og ut fra hypotese *c* og *d*, henholdsvis. Når det gjelder spissmotstand burde denne beregnes etter teori for offshore skjørtpenetrering.

Summary

The purpose of this master's thesis is to survey different methods of calculating jacking force in microtunneling – a no-dig method based on the pipe jacking principle. This method of pipe installation presses pipe segments directly into the ground by using hydraulic jacks, with the only necessary digging being the jacking pit. This pit has to be designed to withstand the opposing forces made by the jacking process. Often these pits are designed based the capacity of the jacking equipment used, rather than the forces that will be applied. This result in a trend where pits often do not experience half the forces they are designed to withstand. As digging and preparing the jacking pit is a major project cost, there is an opportunity to improve microtunneling economics by more accurate and reliable jacking force estimation techniques.

The jacking force in microtunneling is mainly opposed by two components: friction and resistance at the tip of the pipe front. Friction is usually the dominant force. The jacking force is affected by both ground conditions and project specific factors, such as pipe dimension, pipe inclination, lubricant use and frequency/duration of stops. In this master thesis, two different methods for calculating friction and tip resistance are tested for three different reference projects. The first model for friction calculation is presented by Ye et al. (2019). For the first project, the measured and calculated forces are comparable, but not for the third project. The model appears to be sensitive to some parameters, and does not consider remoulded shear strength. This is disadvantageous when microtunneling through sensitive masses, which are typical in Norway.

The second model for friction calculation is using the remoulded shear strength of the masses. Three different hypotheses (*b-d*) for how the masses lie around the pipe, are used. The results show that hypothesis *d*, where the pipe is assumed to be partially in contact with both surrounding masses and lubricant, gives the most comparable result for pipe traces longer than 75 m. Hypothesis *c* is assuming that the pipe only is in contact with surrounding masses, and gave the most comparable result for pipe traces shorter than 75 m. This model also makes it easier to detect variations along the pipe trace, and appears to have reduced potential to turn out completely wrong. Therefore, for dimensioning, it seems most appropriate to calculate friction based on the remoulded shear strength, and using hypotheses *c* and *d*, respectively. In the case of tip resistance, it should be calculated after the theory of offshore skirt penetration.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	I
Sammendrag.....	II
Figurliste.....	VI
Tabelliste.....	VIII
1 Introduksjon.....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Hva er gjort på området tidligere?	2
1.4 Avgrensning.....	3
1.5 Metode	3
1.6 Oppgavens struktur	5
2 Litteraturstudie og utdypet bakgrunn	6
2.1 Mikrotunnelering	6
2.2 Dimensjonering av pressgrop.....	12
2.3 Elementer som påvirker presskreftene ved mikrotunnelering.....	16
3 Teori og bakgrunn for beregninger.....	23
3.1 Hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret.....	24
3.2 Beregning av friksjon langs røret.....	25
3.3 Beregning av spissmotstand.....	35
3.4 Rørets egenvekt og dens kraftkomponent i retning av rørtraséen.....	37
4 Referanseprosjektene.....	39
4.1 Prosjektet ved Gretnesbekken i Fredrikstad.....	39
4.2 Prosjektet i Bakkedalen i Ullensaker kommune	43
4.3 Prosjektet på Sluppen i Trondheim.....	47
5 Parametre og forutsetninger beregningene	51
5.1 Gretnesbekken.....	52
5.2 Bakkedalen.....	55
5.3 Sluppen	58
5.4 Parametre som er felles for referanseprosjektene	64
6 Beregninger og analyser	66
6.1 Gretnesbekken.....	67
6.2 Bakkedalen.....	72
6.3 Sluppen	77
7 Resultater.....	83

7.1	Gretnesbekken.....	83
7.2	Bakkedalen.....	89
7.3	Sluppen	95
8	Diskusjon av resultatene.....	100
8.1	Gretnesbekken.....	100
8.2	Bakkedalen.....	104
8.3	Sluppen	107
8.4	Evaluering av beregningsmodellene	112
8.5	Hvordan estimere økning av presskraft etter stans?.....	121
8.6	Årsaker til avvik mellom teori og praksis.....	122
8.7	Erfaringer fra entreprenør	123
8.8	Hvordan bør dimensjonerende presskraft bestemmes?.....	124
8.9	Andre observasjoner gjort underveis i arbeidet	125
8.10	Feilkilder og usikkerheter	126
9	Oppsummering, konklusjon og videre arbeid.....	128
9.1	Oppsummering.....	128
9.2	Konklusjon.....	132
9.3	Videre arbeid.....	133
	Bibliografi.....	134
	Vedlegg.....	137

Figurliste

Figur 1: Eksempel på inndeling av grøftefrie metoder. Basert på Sterling (2018)	6
Figur 2: Pressgrop. Rør presses inn vha. hydrauliske sylindere (MyhreogOlimb, 2015).....	7
Figur 3: Prinsipp for oppsett av mikrotunneling (Østergaard, u. å).....	8
Figur 4 Startrør med åpen rørfrent (VT Vortriebstechnik, 2017)	9
Figur 5: Venstre: Lukket rørfrent og slam-maskin med lukket front.....	10
Figur 6: Trykkluse/trykkammer (Kildal, 2016).....	11
Figur 7: Pressgrop avstivet med jetinjisering ved prosjektet Midgardsormen i Oslo	14
Figur 8: Illustrasjon av slissevegg (Geotechnical engineering, u.å).	14
Figur 9 Ulike typer krefter som opptrer når røret trykkes gjennom massene.	16
Figur 10: Illustrasjon av overcut-spalten (.....	19
Figur 11: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer.	20
Figur 12: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer.	20
Figur 13: Forløp av presskrefter før og etter at smøremiddel pumpes inn.....	22
Figur 14: Ulike hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret.	24
Figur 15: Kontaktsituasjon mellom rør, jord og smøremiddel, ut fra hypotese d.	25
Figur 16: Normalspenninger som virker på røret. Basert på Ye et al. (2019).....	27
Figur 17: Venstre: Jordprismet i Terzaghi silomodell som virker over et rør.....	30
Figur 18: Oversikt over deloperasjoner nødvendig for å beregne friksjonsmotstand	31
Figur 19: Korleksjon av bæreevne for dybdefaktoren D/B. Gjelder totalspenningsanalyser	35
Figur 20: Illustrasjon av betongrør som dyttes en lengde d innover massene.	37
Figur 21: Illustrasjon av rør med stigningsvinkel β	37
Figur 22: Beliggenhet for prosjektet i Gretnesbekken (Multiconsult, 2017).	40
Figur 23: Posisjon for ulike borhull (markert med røde nummer) ved Gretnesbekken.	42
Figur 24: Høydeprofil over rørtraséen. Basert på informasjon hentet fra Norgeskart.no (u.å).....	42
Figur 25: Område for trase i Bakkedalen vist med stiplet, blå linje (Norconsult, 2015).	43
Figur 26: Trase for mikrotunneling ved Bakkedalen markert rødt.	44
Figur 27: Lagdeling bestemt fra prøver tatt opp i borhull NF3 og NF4.....	45
Figur 28: Snittegning av aktuell delstrekningen ved prosjektet i Bakkedalen.	46
Figur 29: Oversikt over press- og mottaksgroper i prosjektet på Sluppen (Multiconsult, 2019b).....	47
Figur 30: Venstre: Antatt forløp av bøt leire ved pressgrop S9. Høyre: Antatt forløp av bøt leire ved mottaksgrop S20	49
Figur 31: Antatt forløp av leirmasser mellom S9 – S20.	49
Figur 32: Antatt forløp av leirmasser mellom S9-S20. Kun andre halvdel av strekningen er vist.	49
Figur 33: Omrørt skjærstyrke langs rørtraséen mellom S9 og S20 på Sluppen.....	59
Figur 34: Fasthetsutvikling for ulike bindemidler ved kalksementstabilisering.	62
Figur 35: Illustrasjon av et startrør, illustrasjon av hvordan rørfrentens tverrsnittareal er beregnet. ...	65
Figur 36: Oversikt over komponentene som presskraften består av.	66
Figur 37: Registrert presskraft fra i prosjektet ved Gretnesbekken	71
Figur 38: Registrert presskraft ved prosjektet i Bakkedalen.	75
Figur 39: Forløp av generert presskraft ved prosjektet på Sluppen.	82
Figur 40: Beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken. $S_u = 40$ kPa	84
Figur 41: Beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken. $S_u = 70$ kPa	85
Figur 42: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. Omrørt skjærstyrke satt lik 2,63 kPa.	86
Figur 43: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. $S_{u,r} = 7,4$ kPa.	86

Figur 44: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. $S_{u,r} = 12,2$ kPa.	87
Figur 45: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. $S_{u,r} = 7,4$ kPa de første 24 meterne, $S_{u,r} = 2$ kPa resten av traseen	87
Figur 46: Målte og beregnede presskrefter ved prosjektet i Bakkedalen. Etter Ye et al (2019).	90
Figur 47: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet ved i Bakkedalen. $S_{u,r} = 1$ kPa.....	91
Figur 48: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen $S_{u,r} = 3$ kPa	91
Figur 49: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen. $S_{u,r} = 6$ kPa.	92
Figur 50: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen. Fastere masser antatt mot rørtraséens slutt.	92
Figur 51: Samme beregning som vist i Figur 47, men uten hypotese c.	93
Figur 52: Målte og beregnede presskrefter i prosjektet på Sluppen.....	96
Figur 53: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet på Sluppen. Varierende $S_{u,r}$	98
Figur 54: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet på Sluppen. Varierende $S_{u,r}$	98
Figur 55: Bløte masser ved rørfrenten i prosjektet på Sluppen	108
Figur 56: Utsnitt fra grunnprofilet mellom S9-S20, ved E6.	110
Figur 57. Flytskjema som illustrerer sammenhengen mellom størrelsen på overcut-spalten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019).	112
Figur 58: Flytskjema som illustrerer sammenhengen mellom jordstivheten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019).	115

Tabelliste

Tabell 1: Stedsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling.....	17
Tabell 2: Utstyrs- og konstruksjonsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling.....	18
Tabell 3: Oversikt over parametere som inngår i beregning av friksjon. Basert på (Ye et al., 2019)...	26
Tabell 4: Forklaring av parametere som inngår i Hertzian kontaktmodell. Basert på Ye et al. (2019)	28
Tabell 5: Empiriske parametere for bruk i Terzaghis modell, i ulike standarder.....	31
Tabell 6: Opprinnelig og justert formel for beregning av friksjonskraft. Teori for offshore skjørtpenetrering.	32
Tabell 7: Parametre i ligning for spissmotstand basert på teori for offshore skjørtpenetrering.	36
Tabell 8: Grunnforhold tolket ut fra prøver og tester fra ulike borhull (Multiconsult, 2017).....	41
Tabell 9: Oppsummering av grunnforhold i strekningen mellom S9 og S20 i prosjektet på Sluppen..	48
Tabell 10: Prosjektspesifikke parametre i prosjektet ved Gretnesbekken.....	52
Tabell 11: Geotekniske parametre i prosjektet ved Gretnesbekken.....	53
Tabell 12: Empiriske/ beregnede parametre i prosjektet ved Gretnesbekken.....	54
Tabell 13: Prosjektspesifikke parametre ved prosjektet i Bakkedalen.....	55
Tabell 14: Geotekniske parametre ved prosjektet i Bakkedalen.....	56
Tabell 15: Empiriske/ beregnede parametre ved prosjektet i Bakkedalen.....	57
Tabell 16: Prosjektspesifikke parametre i prosjektet på Sluppen.....	58
Tabell 17: Geotekniske parametre i prosjektet på Sluppen.....	59
Tabell 18: Øvre estimat på verdier for omrørt skjærstyrke langs traseen (Sluppen)	60
Tabell 19: Nedre estimat på verdier for omrørt skjærstyrke langs traseen (Sluppen).....	60
Tabell 20: Empiriske/ beregnede parametre i prosjektet på Sluppen.....	61
Tabell 21: Blandingsforhold for kalksementstabilisering ved prosjektet på Sluppen.....	61
Tabell 22: Beregnet friksjon ved forutsetningen om at udrenert skjærstyrke er antatt lik 70 kPa.....	67
Tabell 23: Beregnet friksjon ved forutsetningen om at udrenert skjærstyrke er antatt 40 kPa.....	67
Tabell 24: Innvendig friksjon i startrøret ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke lik 40 kPa.....	68
Tabell 25: Innvendig friksjon i startrøret ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke lik 70 kPa.....	68
Tabell 26: Oversikt over friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke ved Gretnesbekken.....	69
Tabell 27: Innvendig friksjon i startrøret ved Gretnesbekken. Beregnet fra omrørt skjærstyrke.....	69
Tabell 28: Tallverdier for parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon.....	69
Tabell 29: Økning i presskraft etter lengre stans (helg, ca. 80 timer) ved Gretnesbekken.....	71
Tabell 30: Økning i presskraft etter middels lang stans (natt, 12 timer) ved Gretnesbekken.....	71
Tabell 31: Beregnet friksjon i ulike punkter langs aktuell rørtrasé i Bakkedalen.....	72
Tabell 32: Oversikt over friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke i Bakkedalen.....	73
Tabell 33: Innvendig friksjon i startrøret i Bakkedalen. Beregnet fra omrørt skjærstyrke.....	73
Tabell 34: Tallverdier for parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon.....	74
Tabell 35: Økning i presskraft etter lengre stans (helg, ca. 80 timer) ved Bakkedalen.....	75
Tabell 36: Økning i presskraft etter middels lang stans (natt, 12 timer) ved Bakkedalen.....	76
Tabell 37: Beregnet friksjon i ulike punkter langs aktuell rørtrasé i prosjektet på Sluppen.....	77
Tabell 38: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startrøret på Sluppen.....	78
Tabell 39: Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke langs rørtraséen i prosjektet på Sluppen. Høye verdier for omrørt skjærstyrke er antatt.....	79

Tabell 40: Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke langs rørtraséen i prosjektet på Sluppen. Lave verdier for omrørt skjærstyrke er antatt.	79
Tabell 41: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startrøret på Sluppen, øvre estimat for Su,r	79
Tabell 42: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startrøret på Sluppen, estimat for Su,r	79
Tabell 43: Tallverdier for parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon. (Sluppen)	81
Tabell 44: Beregnet spissmotstand ut fra ulike teorier i prosjektet ved Gretnesbekken.	83
Tabell 45: Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) ved prosjektet ved Gretnesbekken.	83
Tabell 46: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. $Su = 40$ kPa..	85
Tabell 47: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. $Su = 70$ kPa..	85
Tabell 48: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved Gretnesbekken, Ye et al. (2019).....	88
Tabell 49: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved Gretnesbekken.....	88
Tabell 50: Økning i presskraft etter stans i pressing for prosjektet ved Gretnesbekken.	88
Tabell 51: Endelig beregnet spissmotstand i prosjektet i Bakkedalen.	89
Tabell 52: Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) ved prosjektet i Bakkedalen.....	89
Tabell 53: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i Bakkedalen.....	90
Tabell 54: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved rørtraséen i Bakkedalen.....	93
Tabell 55: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen i Bakkedalen.	93
Tabell 56: Oppsummering av økning i presskraft etter stans i pressing. Prosjektet i Bakkedalen.	94
Tabell 57: Beregnet spissmotstand, Sluppen	95
Tabell 58: Beregnet friksjon ved prosjektet ved prosjektet på Sluppen, etter Ye et al. (2019).....	95
Tabell 59: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet på Sluppen.	97
Tabell 60: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved rørtraséen på Sluppen.....	99
Tabell 61: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen på Sluppen.	99
Tabell 62: Diskusjon av resultater, friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke, Gretnesbekken...	102
Tabell 63: Diskusjon av resultater beregnet ut fra omrørt skjærstyrke i Bakkedalen.	105
Tabell 64: Eksempel på hvor mye friksjonen reduseres når overcut-spalten reduseres.....	113
Tabell 65: Ulike verdier for friksjon beregnet med ulik overdekning, Sluppen.	114
Tabell 66: Oppsummering av beregninger gjort ut fra de ulike hypotesene b, c og d er.	117
Tabell 67: Egenskaper ved Person- og Hertzian kontaktmodell.	120
Tabell 68: Oppsummering av fordeler og ulemper i de to ulike beregningsmodellene.	119

Symboler

f	friksjonskraft per meter
f_{kalk}	friksjonskraft per meter i kalksementstabiliserte masser
F	total friksjonskraft langs utsiden røret
$F_{\text{innvendig}}$	innvendig friksjonskraft ved rørfrenten
μ	effektiv friksjonskoeffisient for mikrotunnelering med smøremiddel
μ_s	friksjonskoeffisient mellom røret og omkringliggende jordmasser
μ_m	friksjonskoeffisient mellom røret og smøremiddelet
δ	friksjonsvinkel mellom rør og omkringliggende jordmasser
N	normalkraft på røret grunnet jordtrykk
P	effektiv kraft som virker gjennom rørets senterlinje
W	rørets egenvekt per meter
W_β	komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen
σ_n	normalspenninger som virker på røret
σ_v	vertikalt jordtrykk
σ_a	horisontalt jordtrykk
σ_f	spenning ved rørfrenten
h	høyden av masser over røret
β	rørets stigning i forhold til horisontalplanet
D_c	indre diameter på utgravning (hullet som røret presses gjennom)
D_p	rørets ytre diameter
ΔR	størrelsen på overcut-spalten delt på to
B_s	kontaktbredden mellom rør og omkringliggende masser
B_m	kontaktbredden mellom rør og smøremiddel
b	bredden av jordmassene over røret som påvirker beregnet jordtrykk
ε	kontaktvinkelen, spenner ut halve B_s
c	jordkohesjonen
φ	jordmassenes friksjonsvinkel
γ	jordmassenes tyngdetetthet
e	jordmassenes poretall
K	jordtrykkskoeffisienten
E_p	rørets elastisitetsmodul
E_s	jordmassenes elastisitetsmodul
ν_p	Poisson's ratio for røret
ν_s	Poisson's ratio for jorda
s_u	udrenert skjærstyrke
$s_{u,r}$	omrørt skjærstyrke
$s_{u,b}$	bentonittens eller smøremiddelets skjærstyrke
d	lengden røret presses inn før massene fjernes fra rørfrenten
L	rørtraséens lengde eller dellengde
P_s	summen av lengden på ytre og indre skjørtperiferi

r	ruhet mellom jordmasser og skjørtperiferi
$D_{\text{start,indre}}$	startrørets indre diameter
$D_{\text{start,ytre}}$	startrørets ytre diameter
c	rørets ytre omkrets
B	startrørets tykkelse
A_T	startrørets tverrsnittareal
N_C	bæreevnefaktor
T	spissmotstand

Ordforklaringer

Overcut-spalte	Luftrom/åpning mellom selve betongrøret og hullet som røret presses gjennom.
Tunneleringslogg	Manuell logg med oversikt over opptredende presskrefter langs rørtraséen i et mikrotunneleringsprosjekt

Kapittel 1

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Grøftefrie metoder er en fellesbetegnelse på røretablering- og fornyelse med minimal eller ingen graving fra overflaten. Alt fra små kabler til store betongrør kan installeres i grunnen ved hjelp av grøftefrie metoder. Teknikken er fordelaktig fordi den medfører minimalt med graving fra overflaten, krever mindre anleggsområde og gir mindre utslipp i anleggsfasen (Jakobsen et al., 2010). Mikrotunnelering er en mye benyttet grøftefri metode som har blitt praktisert i Norge over 30 år. Metoden baserer seg på rørpressingsprinsippet som går ut på at hydrauliske sylindre, plassert i en pressgrop, fører et kuttehode eller lignende inn i grunnen etterfulgt av et rørsegment (Kramer et al., 1992).

Første steg ved mikrotunnelering er å etablere en pressgrop. Bakveggen i gropa skal fungere som motkraft for pressmaskina under pressinga, og må derfor tåle store belastninger. Det viser seg at pressgropa ved mange mikrotunneleringsprosjekter er kraftig overdimensjonert i forhold til nødvendig kapasitet ved pressing. Dette skyldes at det ofte tas utgangspunkt i pressmaskinas *makskapasitet* ved dimensjonering. Differansen mellom pressmaskinas makskapasitet og generert presskraft i praksis, er i mange tilfeller svært stor. Da det generelt sett legges ned store summer i utarbeiding av pressgropa ved mikrotunnelering, er det potensiale for å spare både tid og ressurser dersom pressgropa dimensjoneres etter en kraft som ligger nærmere reell generert presskraft. I den forbindelse er det interessant å kartlegge muligheter for forhåndsestimering av generert presskraft. Generert presskraft avhenger hovedsakelig av sidefriksjon langs røret og spissmotstand ved rørfrenten. I tillegg vil rørets egenvekt spille inn dersom rørtraséen har helning eller stigning fra pressgrop. Smøremiddel benyttes ofte for å redusere sidefriksjonen langs røret.

Tre ulike mikrotunneleringsprosjekter i henholdsvis Bakkedalen i Ullensaker kommune, ved Gretnesbekken i Fredrikstad og på Sluppen i Trondheim, vil bli lagt til grunn for arbeidet. Alle prosjektene er utført i leirmasser med forekomst av sensitive masser. Ved hjelp av informasjon om presskrefter og grunnforhold i disse prosjektene, kan ulike modeller for beregning av presskrefter testes og vurderes.

1.2 Problemstilling

I første omgang vil det bli gitt en kort introduksjon av metoden mikrotunneling, og ulike elementer som påvirker generert presskraft. Deretter skal eksisterende modeller for beregning av presskrefter testes for de tre referanseprosjektene i Bakkedalen, ved Gretnesbekken og på Sluppen. Videre skal kvaliteten på de ulike modellene vurderes, før det til slutt er gitt en anbefaling for bruk av modellene. Forskningsspørsmål det vil være aktuelt å besvare:

- Hvordan fungerer metoden mikrotunneling?
- Hvilke elementer påvirker generert presskraft ved mikrotunneling?
- Hvordan påvirker grunnforholdene generert presskraft?
- Hvor godt stemmer testede modeller med registrerte presskrefter i referanseprosjektene? Hva er modellenes svakheter og fordeler?
- Kan noen av modellene benyttes ved framtidig dimensjonering? Hva er i så fall hensiktsmessig bruk av modellene?

1.3 Hva er gjort på området tidligere?

Det eksisterer per i dag ingen universelle modeller for estimering av presskrefter ved mikrotunneling. Et søk i ulike vitenskapelige databaser gir likevel mange treff på tidligere forskning som er gjort på området. Felles for mange av de eksisterende modellene for beregning av presskraft, er at de ikke tar elementer som rørtykkelse, størrelse på overcut-spalte eller effekt av smøremidler, i betraktning. De kan dermed sies å være lite fleksible. I tillegg er omtrent all forskning utført i andre land enn Norge (gjerne Tyskland, Kina og Japan). Noen av de eksisterende beregningsmodellene kan vise til nokså samsvarende estimerer av generert presskraft i felt, men dette kan ikke overføres til norske forhold uten videre, da grunnforholdene her er av annen karakter. Norske grunnforhold skiller seg ut på grunn av stor forekomst av leire, herunder sensitiv leire. Den svært sensitive leirarten *kvikkleire* forekommer eksempelvis primært i Norge og Sverige, og med kun forekomster i Finland, Russland, Canada og Alaska (NGI, u.å)

En ny modell utarbeidet av Ye et al. (2019), ble publisert desember 2019. I motsetning til allerede eksisterende modeller, inkluderer den effekten av smøremiddel, jordparametere (slik som friksjonsvinkel, kohesjon, poretall) og designparametere (slik som pressdybde, størrelse

på overcut-spalte og rørdiameter). Modellen tar i betraktning at røret kan være i kontakt med både smøremiddel og omkringliggende masser på samme tid. I den forbindelse presenteres også metoder for å bestemme hvor stor del av røromkretsen som er i kontakt med henholdsvis smøremiddelet og de omkringliggende massene.

Ji et al. (2018) presenterer en beregningsmodell kalt «Modified Protodyakonov's arch model». Den baserer seg på antakelsen om at det dannes en ellipseformet sone rundt røret som ikke påvirkes av spenninger fra massene utenfor. Massene innenfor denne ellipsen blir avgjørende for størrelsen til jordtrykket som virker på røret. Protodyakonov's arch model egner seg best for rør trykket på dybder større enn 5 meter. Utover dette har det blitt utført numeriske beregninger for estimering av presskrefter. Yen og Shou (2015) utførte numeriske analyser med programmet ABAQUS for to ulike referanseprosjekter. Deres metode ble testet for to mikrotunneleringsprosjekter utført i grus, og samsvarte godt med målte presskrefter, spesielt ved rørtraséens midtpunkt og slutt.

1.4 Avgrensning

Hovedfokus i denne masteroppgaven er rette rørtraséer. Et par av rørtraséene i referanseprosjektene var svakt buet i enkelte områder. Det er likevel besluttet å se bort fra dette, da bøyningen er svært liten. Utover dette inneholder denne masteroppgaven kun beregninger gjort i Excel. Modellering i simuleringsverktøy som PLAXIS kunne muligens gitt mer nøyaktige anslag i enkelte mellomregninger. Fordi formålet har vært å kartlegge flere ulike beregningsmodeller på en enkel måte, er håndberegninger/Excel vurdert som nøyaktig nok. Effekten av kraftøkning grunnet stans er heller ikke nøye vurdert i denne oppgaven. Effekten er betydelig, men det ble vurdert som omfattende nok å forholde seg til beregningsmodeller for friksjon og spissmotstand. Tunneleringsloggene fra de ulike referanseprosjektene er imidlertid studert for å se om det er en åpenbar sammenheng mellom lengde på stans og kraftøkning.

1.5 Metode

Et grundig litteratursøk var det aller første som ble gjort i arbeidet med denne masteroppgaven. Søkemotorene *Oria*, *CSA technology research database* og *Google Scholar* ble mest benyttet i litteratursøket. Tidligere masteroppgaver og forskningsartikler innen overlappende tematikk har dessuten referert til kilder som har vist seg å være relevante. Flere av de benyttede referansene i denne masteroppgaven er derfor funnet gjennom andre kilder.

Arbeidet med prosjektoppgaven, som ble utført høsten 2019 og omhandlet metoden mikrotunnelering, gav god grunnleggende innsikt. Dette gjorde det enklere å komme i gang med lesning av relevant litteratur.

Det danske firmaet Østergaard AS utførte mikrotunneleringen på Sluppen. Prosjektet på Sluppen inngikk også i arbeidet med prosjektoppgaven, og det var i utgangspunktet planlagt å benytte kun dette som referanseprosjekt. Det ble likevel tidlig i arbeidet vurdert som hensiktsmessig å gjøre beregninger for flere prosjekter, da dette ville gi et mye bedre grunnlag for å vurdere de ulike modellene, og hvilke svakheter de eventuelt måtte inneha. Det norske firmaet Olimb driver med grøftefrie metoder, og var villig til å dele relevant informasjon fra noen av sine tidligere prosjekter. Firmaet har også bidratt med generell informasjon og oppklaringer underveis. Kontakten har bestått i jevnlig mail og telefonsamtaler. Utover dette har en vesentlig del av arbeidet med masteroppgaven bestått i å innhente diverse informasjon som har vært nødvendig for å utføre beregningene. Mange mailer har blitt sendt rundt både i innland og utland.

1.6 Oppgavens struktur

Den resterende delen av denne masteroppgaven består av 8 kapitler (kapittel 2-9). Disse kapitlenes navn og innhold er som følger:

Kapittel 2: Litteraturstudie og utdypet bakgrunn

- Generell informasjon om metoden mikrotunneling, hvilke elementer som påvirker generert presskraft og hvorfor det kan være nyttig å forhåndsestimere presskreftene.

Kapittel 3: Teori og bakgrunn for beregninger

- Presentasjon av benyttede beregningsmetoder.

Kapittel 4: Referanseprosjektene

- Generell informasjon om de tre referanseprosjektene kort presentert.

Kapittel 5: Parametre og forutsetninger for videre beregninger

- Geotekniske og prosjektspesifikke parametre nødvendig for de videre beregningene, presentert for hver av de tre prosjektene.

Kapittel 6: Beregninger og analyser

- Presentasjon av beregninger og delresultater.

Kapittel 7: Resultater

- En oppsummering av de endelige og viktigste resultatene.

Kapittel 8: Diskusjon av resultater

- Diskusjon av samsvarende resultater, mindre samsvarende resultater og bakgrunnen til forløpet av presskrefter ved de ulike prosjektene. Evaluering av de ulike beregningsmodellene.

Kapittel 9: Oppsummering, konklusjon og videre arbeid

- Kort oppsummering av hva som har blitt gjort, og en anbefaling for videre bruk av modellene.

Kapittel 2

2 Litteraturstudie og utdypet bakgrunn

2.1 Mikrotunnelering

Prosjektoppgaven til undertegnede omhandlet mikrotunnelering i bløt og lagdelt leire. Oppgaven inneholdt en grundig metodebeskrivelse av mikrotunnelering i tillegg til å belyse generelle fordeler og ulemper ved metoden. Store deler av delkapittel 2.1.1 og 2.1.2 er derfor hentet derfra.

Mikrotunnelering er en type grøftefri metode. Grøftefrie metoder beskriver teknikker som tillater etablering av rør og rørfornyelse uten at det er nødvendig å grave opp rørtraséen fra overflaten. Ved bruk av grøftefrie metoder kan alt fra små kabler til store tunneler installeres i grunnen. Metoden er fordelaktig sammenlignet med konvensjonell graving fra overflaten, først og fremst fordi overflaten kan stå urørt. Hus, veier og annen infrastruktur trenger ikke å stenges av selv om et nytt rør etableres i grunnen under/ i nærheten. I tillegg medfører metoden redusert tidsbruk, høy sikkerhet og mindre miljøutslipp (Ong og Choo, 2018, Ji et al., 2018, Ji et al., 2019b, Khazaei et al., 2006). Ulike typer rør krever ulike typer teknikker. Det finnes forskjellige måter å gruppere de ulike metodene på. Med utgangspunkt i Sterling (2018) kan grøftefrie metoder deles inn i fem ulike hovedgrupper. Figur 1 illustrerer denne inndelingen.

Grøftefrie metoder				
Masseforetnings-teknikker	Boretknikker	Rørpressing	Tunnelering	Hybride teknikker
1. Impact moling 2. Pipe ramming 3. Horisontal trykkboring/ «Pilot tube»-metode	1. Styrt boring (HDD)	1. Spiralboring/ auger boring 2. Mikrotunnelering a. Slam-stabilisering b. «Earth pressure balance»-stabilisering c. Lufttrykksstabilisering d. Åpen front u/ stabilisering	1. TBM a. Slam-stabilisering b. «Earth pressure balance»-stabilisering c. Lufttrykksstabilisering	1. Pipe thrusting 2. Pilot tube boring

Figur 1: Eksempel på inndeling av grøftefrie metoder. Basert på Sterling (2018)

En grundigere beskrivelse av de ulike metodene er gitt av Hellebust (2019). Som illustrert i Figur 1, er mikrotunnelering en undergruppe av rørpressing, og baserer seg derfor på *rørpressingsprinsippet*. Dette prinsippet går ut på at hydrauliske sylindrer, plassert i en

pressgrop, fører et kuttehode eller lignende inn i grunnen etterfulgt av et rørsegment (Kramer et al., 1992). Mikrotunneling kan karakteriseres som en rørpressingsmetode med god presisjon, der det brukes en ekstern styringsenhet. Metoden gir god mulighet for å kontrollere stabiliteten og støtten av jorden ved fronten av røret, og tillater etablering av store rørdimensjoner over lengre strekk. Mikrotunneling kan benyttes både med liten og stor overdekning over rørene (Myhre og Olimb, 2015).

Det er noe uklarhet rundt terminologien knyttet til metoden mikrotunneling. I enkelte land defineres mikrotunneling som rørpressing av kun mindre dimensjoner, mens det i andre land ikke er knyttet noen bestemt rørdiameter til metoden (Sterling, 2018). Begrepsbruken varierer også i bedrifter og entreprenører i Norge. Det vil videre i denne masteroppgaven bli tatt utgangspunkt i Olimbs definisjon: Mikrotunneling omfatter etablering av rør med diameter fra 600-4600 mm (Myhre og Olimb, 2015).

2.1.1 Metodikken

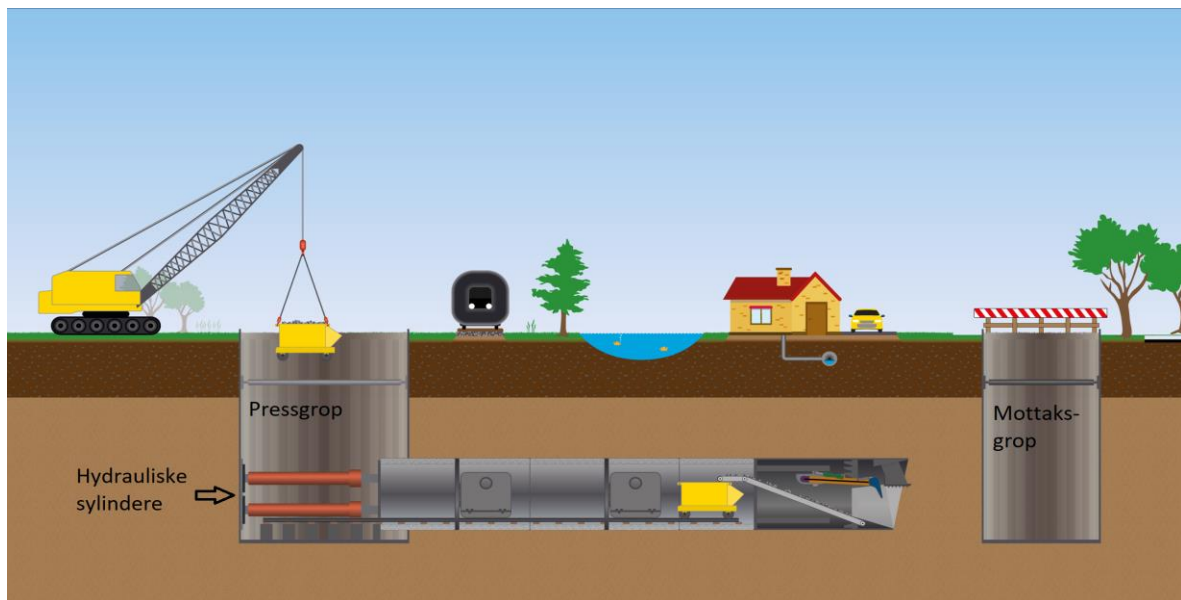
Første steg ved mikrotunneling er å etablere en pressgrop. Fra denne gropa skyves rørene inn i massene ved hjelp av store hydrauliske sylindere. Figur 2 viser et eksempel på en slik pressgrop. Gropa må dimensjoneres både med hensyn til utvendig jordtrykk og for å kunne ta opp presskreftene som oppstår under pressingen. Det er spesielt viktig at bakveggen har god kapasitet, da dette arealet skal fungere som motkraft til pressylinderne. Bunnen i pressgropa må også være stabil. Avhengig av hvor dyp gropa er, er spunting og avstivning nødvendig for å ta opp det utvendige jordtrykket. Når pressgropa er klargjort, blir en pressmaskin heist ned og montert (Myhre og Olimb, 2015). Figur 3 på neste side viser prinsipp for oppsett av mikrotunneling.



Figur 2: Pressgrop. Rør presses inn vha. hydrauliske sylindere (Myhre og Olimb, 2015).

Det aller første røret som presses inn i massene kalles *startrør*. Dette er et spesialkonstruert rør i stål som inneholder alt av nødvendig utstyr, deriblant utstyr for styring. De øvrige rørsegmentene installeres etter tur ettersom massene ved fronten transporteres ut. Dette gjøres ved sveising eller med pakning. Slik fortsetter det til fronten av røret har nådd mottaksgropa (Myhre og Olimb, 2015). Startrøret brukes om igjen, og presses derfor helt ut i mottaksgropa slik at det kan hentes opp igjen når i hele rørtraséen er etablert. Startrøret er alltid tilpasset dimensjonen som skal presses.

Ved mikrotunnelering er presskrefter opp mot 1200 tonn mulig (Myhre og Olimb, 2015). For å minske friksjonen mellom utsiden av røret og de omkringliggende massene, kan smøremiddel benyttes. Bentonittsuspensjoner er et mye brukt smøremiddel ved mikrotunnelering. Bentonitt er egentlig en leirbergart som er dannet ved omdannelse av vulkansk aske og tuff (SNL, 2020). Bentonittsuspensjonen pumpes inn for hvert 3. rør som er presset inn i massene (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 01.10.2019).



Figur 3: Prinsipp for oppsett av mikrotunnelering (Østergaard, u. å)

2.1.2 Ulike typer mikrotunneling

Det finnes ulike varianter av mikrotunneling. Vanligvis skilles det på variantene ut fra hvordan fronten er støttet opp. To hovedgrupper er mikrotunneling med henholdsvis åpen og lukket front. Fronten av røret har som funksjon å holde jorda stabil, justere rørets kurs, og ved åpen front fungerer som et sikkert rom for utgravingsutstyr og/eller arbeidere (Kramer et al., 1992). Begge typer kan kjøres med og uten overtrykk (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 01.10.2019).

Mikrotunneling med åpen front

Ved åpen front er det ingen fysisk barriere mellom startrørets front og massene utenfor. (Det er imidlertid klaffer i fronten som kan lukkes ved fare for inntrenging av masser og ved opphold i pressingen.) Dette er fordelaktig ved at eventuelle hindringer som bygningsrester eller store steiner ved fronten kan fjernes underveis. Metoden gir også god mulighet for trykksetting av fronten. Mikrotunneling med åpen front medfører at masser vil samle seg inne i rørfrenten etterhvert som røret trykkes innover. Disse massene graves og fraktes kontinuerlig ut i fast eller omrørt form ved hjelp av en skuff mens pressingen er på vent (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 01.10.2019). Hvor langt røret presses inn før massene fraktes ut vil variere, men ligger ofte på rundt 0,5 m.

Mikrotunneling med åpen front er dominerende i leire uten fritt vann til stede, da slike masser ikke gir problemer med innsig av vann ved fronten (Kildal, 2016). Figur 4 viser et startrør med åpen front.



Figur 4 Startrør med åpen rørfront (VT Vortriebstechnik, 2017)

Mikrotunnelering med lukket front

Ved lukket front er det plassert et lukket, roterende borhode i front, som løsriver og knuser massene. Dette skaper en fysisk barriere mellom masser i front og eventuelle arbeidere inne i røret. Massene fjernes oftest ved enten å bli skrudd ut, ved et slamsystem eller med spyling. En lukket front benyttes vanligvis i friksjonsmasser hvor det er fritt vann til stede (Kildal, 2016). Venstre del av Figur 5 nedenfor viser et startrør med lukket front.



Figur 5: Venstre: Lukket rørfront (M.J, u.å) Høyre: Slam-maskin med lukket front (Myhre og Olimb, 2015).

Trykksatt front

For å hindre vanninntrenging og/eller bedre frontstabilitet kan overtrykk benyttes ved rørfrenten. Typisk benyttes dette for å hindre vanninntrenging i permeable masser, mens det i leire uten fritt vann hovedsakelig brukes for å forhindre grunnbrudd. Når fronten stabiliseres med luftovertrykk, blir et trykkammer montert i fronten av røret (Kildal, 2016). Figur 6 på neste side viser et trykkammer. Luftrykket justeres i forhold til jordtrykket, og skal holde massene stabile under utgravingen. I bakkant av dette trykkammeret er det en sluse som opprettholder luftrykket når massene fraktes ut/inn av røret. En arbeider kan enten jobbe inne i selve trykkammeret, eller fjernstyre utstyret fra utsiden av trykkammeret. Kun erfarne faglærte arbeidere bør jobbe i trykkamrene. I Norge må man være sertifisert for å kunne jobbe i slike trykkamre (A. Watn, personlig kommunikasjon, 20.11.2019).

Ved lukket front kan trykksetting oppnås ved å benytte enten en slam-maskin eller en EPB-maskin (Earth Pressure Balance maskin). En slam-maskin pumper bentonittholdig væske inn i et lukket kammer for å opprettholde mottrykket til borhodet ved utgraving. Væsken blandes

med de utgravde massene, og pumpes tilbake i pressgrova når væsken og massene er tilstrekkelig utblandet. Høyre del av Figur 5 ovenfor viser en slik slam-maskin. En EPB-maskin stabiliserer fronten ved å kun bruke de utgravde massene. Massene holdes trykksatt i fronten og fjernes ettersom maskinen beveger seg framover (Sterling, 2018).



Figur 6: Trykkluse/trykkammer (Kildal, 2016)

2.2 Dimensjonering av pressgrop

2.2.1 Generelt

Pressgropa utgjør en essensiell del av oppsettet ved mikrotunneling. Det er herfra røret trykkes inn i jordmassene, og gropa må følgelig romme både pressmaskin, rørsegment, arbeidere, styringssystem og eventuelt annet utstyr. Det må også være mulighet å heise opp de utgravde massene fra pressgropa. Sammen med mottaksgrop(ene) utgjør pressgrop(ene) mellom 20-40 % av de totale kostnadene ved et mikrotunnelingsprosjekt (Colson, 2006, s. 101-103). Ved dimensjonering av pressgrop, må en rekke elementer tas i betraktning. Når det gjelder pressgropas størrelse og geometri, er følgende elementer avgjørende:

- Lengden på rørsegmentene
 - 3 meter er vanlig størrelse ved mikrotunneling i Norge, men rørsegmenter på 4 meter kan også være mulig. I prosjektet på Sluppen var rørsegmentene eksempelvis 4 meter.
- Antall rørsegmenter
- Total størrelse på pressmaskin (Colson, 2006, s. 101-103)
- Arbeidsareal nødvendig for diverse tilkoblinger som kabler og rør for returmasser (Colson, 2006, s. 101-103)
- Helning (stigning/fall) på prosjektert trasé (Myhre og Olimb, 2015)
- Lengde på enkeltstrek
 - Pressgropas dybde er tilsynelatende direkte relatert til lengden på rørstrekket som skal presses fra gropa. Det er rimeligere å etablere grunne pressgroper enn dype, da sistnevnte vil kreve langt flere tiltak i form av oppstøtting. Dersom topografi og andre forhold tillater det kan det følgelig være lønnsomt å gå for flere korte strekk, heller enn få lange (Colson, 2006, s. 101-103).
- Størrelse på eventuell spunt
 - Spunt fås gjerne kun i et utvalg størrelser. Gropa må derfor tilpasses de aktuelle størrelsene på markedet (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 10.02.2020).

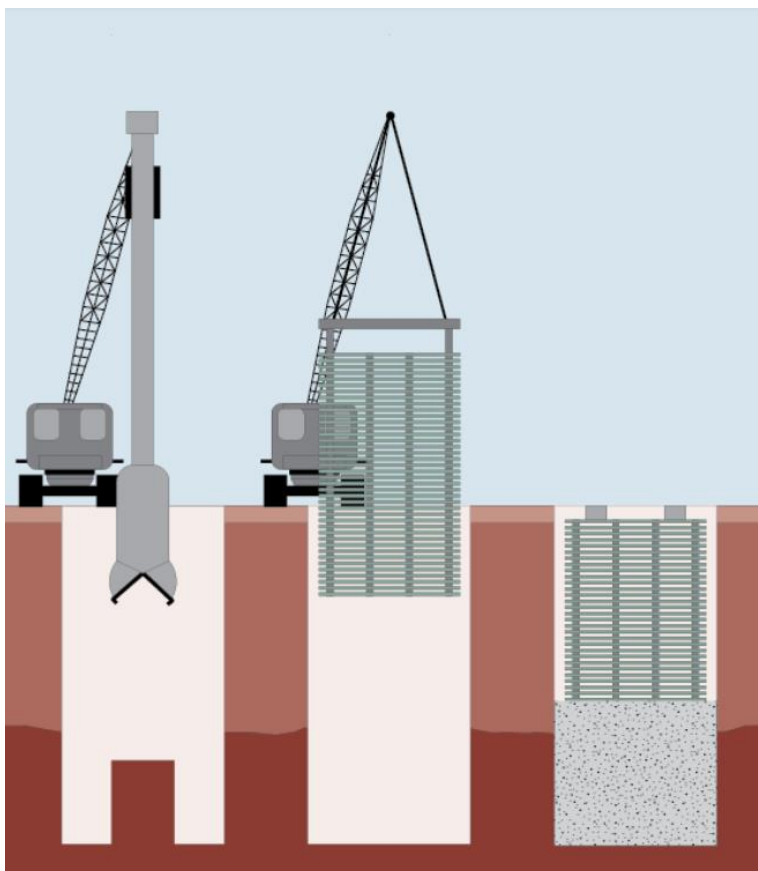
2.2.2 Forsterkning og oppstøtning

Et annet vesentlig aspekt ved dimensjonering av pressgropa er dens styrke. Pressgropa må ha tilfredsstillende stabilitet med hensyn til ytre jord- og vanntrykk og skal fungere som mothold til pressylindrerne når røret trykkes innover i massene. Følgelig krever pressgropa i nesten alle tilfeller forsterkning. Det finnes flere ulike forsterkningsmetoder, deriblant:

- Spuntvegg
 - Enten som enkeltstående vegger, eller som kasse hvor hjørnene er låst. Kan benyttes under grunnvannstand, og en mye brukt metode for avstivning av pressgroper der det er nødvendig (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 10.02.2020).
- Kalksementstabilisering / jetinjisering
 - Kan benyttes i tilfeller der spunt ikke gir tilstrekkelig styrke. Dette vil eksempelvis være nødvendig i dype groper. Mange dype groper kan i prinsippet også støttes opp med kun spunt, men tilfredsstillende sikring mht jord- og vanntrykk vil kreve så mye avstivning mellom veggene i gropa, at gropen blir mer eller mindre uframkommelig. Det kan da bli vanskelig å frakte ting opp og ned fra gropa (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 10.02.2020). Figur 7 viser en stor pressgrop der jetinjisering har blitt benyttet.
- Sprøytebetong, med eller uten armering (Colson, 2006, s. 101-103).
- Slissevegg
 - Armert betongstruktur hvor panel for panel blir plasstøpt på stedet. Se Figur 8 nedenfor. Spesielt godt egnet for dype pressgroper under grunnvannstand, men krever bruk av tungt utstyr med dimensjoner som noen ganger ikke er mulig å kombinere med dimensjonen på pressgropa (Colson, 2006, s. 101-103).



Figur 7: Pressgrop avstivet med jetinjisering ved prosjektet Midgardssormen i Oslo (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 02.10.2019)



Figur 8: Illustrasjon av slissevegg (Geotechnical engineering, u.å).

2.2.3 Overdimensjonering av pressgrop

Som beskrevet innledningsvis i dette kapittelet, er det viktig at pressgropa har tilstrekkelig styrke for kraften den blir utsatt for. Det viser seg imidlertid at pressgropa ofte er overdimensjonert i forhold til generert kraft i realiteten. I prosjektet på Sluppen var eksempelvis pressgropa dimensjonert for en kraft på 10 000 kN (Multiconsult, 2019b), mens maksimalt opptredende kraft var på 3559 kN. I dette tilfellet skyldtes det at pressgropa ble dimensjonert direkte ut fra pressmaskinens makskapasitet.

Tidligere prosjektleder i Olimb, Arne Valle, sitter på mange års erfaring innen mikrotunnelering. Han kan bekrefte at det er vanlig praksis å dimensjonere pressgropa etter pressmaskinas maksimale kapasitet heller enn størrelsen på de kreftene som forventes generert under mikrotunneleringen (A. Valle, personlig kommunikasjon, 21.01.2020). Fra entreprenørens ståsted vil det være essensielt å eliminere all usikkerhet. En underdimensjonert pressgrop medfører potensielt store negative konsekvenser. Å rette opp skader på grop eller håndtere et rør som ikke vil framover, kan potensielt koste mer og ta mer tid enn det som legges ned i en eventuell overdimensjonering helt fra start. Da pressgropa utgjør en vesentlig del av budsjettet ved mikrotunnelering, er det sannsynlig at mye kan spares dersom man legger seg nærmere reell generert presskraft ved dimensjonering. Dette må likevel gjøres på en måte som medfører liten risiko for entreprenør, og det er derfor viktig å utvikle metoder for estimering av presskraft som reduserer denne risikoen.

2.3 Elementer som påvirker presskreftene ved mikrotunneling

Mange ulike forhold vil påvirke generert presskraft ved mikrotunneling, noe som også er grunnen til at den kan være vanskelig å forutse. Enkelt sagt må presskraften være større enn friksjonskrefter langs røret og motstanden ved rørfrenten til sammen. Dette kan skrives (Ji et al., 2019a):

$$F \geq F_F + F_E + F_S + F_P$$

hvor:

F = generert presskraft fra pressmaskina

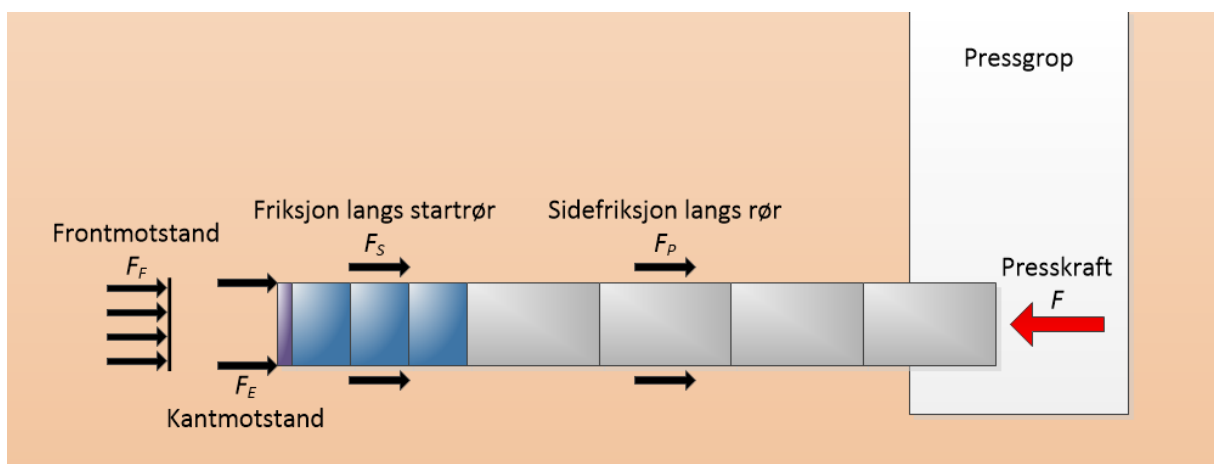
F_F = front; jordtrykk mot fronten (ved lukket front)

F_E = kantmotstand (motstand til tykkelsen av startørret)

F_S = friksjon langs startørret

F_P = friksjon langs rørsegmenter

Figur 9 nedenfor illustrerer denne likevekten av krefter.



Figur 9 Ulike typer krefter som opptrer når røret trykkes gjennom massene. Basert på Ji et al. (2019a)

I tillegg til komponentene listet opp ovenfor, vil rørets egenvekt spille inn dersom røret har helning (stigning/fall). Dette er nærmere beskrevet i delkapittel 3.4. I enkelte tilfeller med veldig lav friksjon kan rørets egenvekt være den dominerende faktoren i generert presskraft. I prosjektet på Sluppen ønsket eksempelvis røret å gli tilbake i pressgropa (Bek et al., 2019).

Spissmotstanden er den kraften som kreves for å dytte rørfrenten inn i massene. Ut fra framstillingen over vil den være summen av frontmotstanden (F_F) og kantmotstanden (F_E). Spissmotstanden motarbeider rørets framdrift, og varierer avhengig av startørrets fasong og

borestil. Ved åpen front er spissmotstanden primært relatert til startrørets diameter og tykkelse, og er dermed ekvivalent med det som refereres til som *kantmotstand* (F_E) over. Ved bruk av slam-system med lukket front, består spissmotstanden hovedsakelig av kontaktrykk fra borehodet og støttende hydraulisk trykk. Friksjonskraften er summen av de friksjonskreftene som virker i kontaktområdene mellom røret og jorda, langs hele rørtraséen. Friksjonskreftene øker med lengden på røret, og er derfor det elementet som setter begrensninger for seksjonslengde (Ji et al., 2019a).

De prinsipielle parameterne som er identifisert å påvirke generert presskraft, kan kategoriseres som stedsavhengige og konstruksjonsavhengige (Marshall, 1998). Stedsavhengige elementer er oppsummert Tabell 1 nedenfor.

Stedsavhengige faktorer	
Element	Forklaring
Grunnstabiliteten (1)	Masser som kollapser rundt/over røret vil medføre økt friksjonskraft fordi normaltrykket på røret øker. Stabile masser kollapser i mindre grad på røret.
Primærbelastning fra overliggende grunn (2)	Belastning fra rørets overliggende masser øker med rørets dybde og massenes densitet. Økt belastning medfører økt normaltrykk på røret, som igjen kan medføre økt friksjon.
Permanente og forbigående tilleggsbelastning på grunnoverflaten (3)	Permanente belastninger kan for eksempel være bygninger eller andre konstruksjoner over rørtraséen. Trafikk på overflaten er et eksempel forbigående tilleggsbelastning. Dette vil i likhet med punktet over kunne øke normaltrykket på røret.
Grunnvannsspeilets beliggenhet (4)	Grunnvannsspeilet påvirker effektivspenningene, og dermed friksjonen langs røret.
Grunnegenskaper og graden av variasjon i grunnforhold langs rørtraséen (5)	Grunnparametere slik som friksjonsvinkel, kohesjon, sensitivitet og tyngdetetthet vil påvirke generert presskraft. Ved mikrotunneling i sensitive masser dannes det gjerne en omrørt sone langs røret, noe som medfører lavere friksjon. Udrenert skjærstyrke vil ha stor innvirkning på spissmotstand. Hvor fort massene konsoliderer vil kunne ha betydning for nødvendig oppstartskraft etter stans.

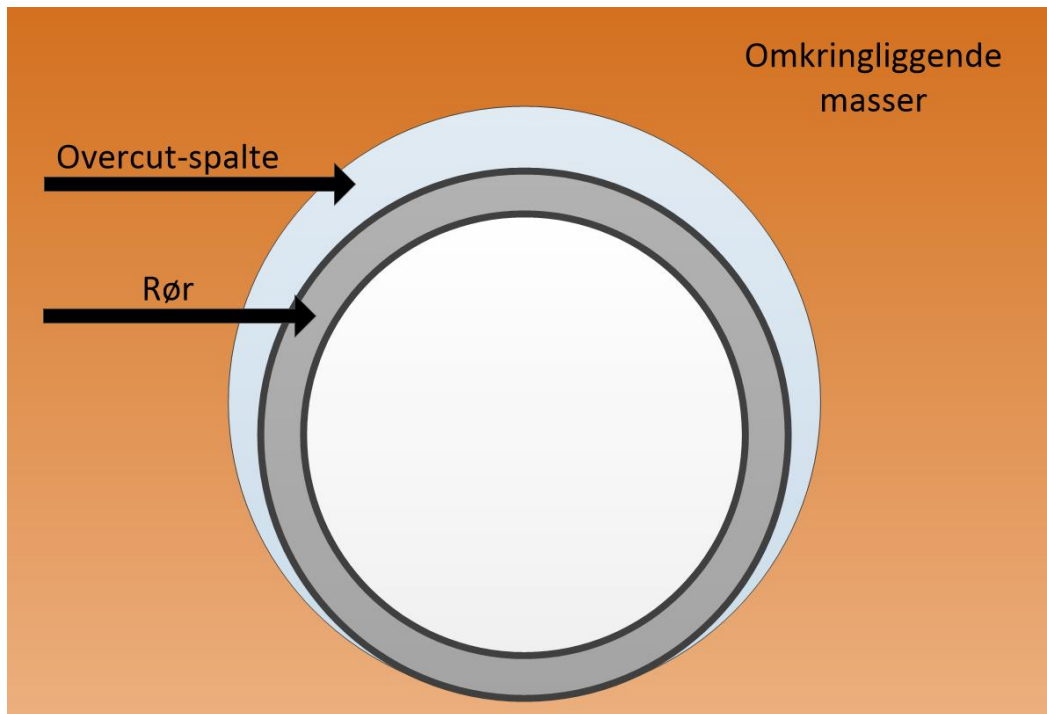
Tabell 1: Stedsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling. Basert på Marshall (1998)

Faktorer knyttet til utstyr og konstruksjonsløsninger er oppsummert i Tabell 2 under.

Utstys- og konstruksjonsavhengige faktorer	
Element	Forklaring
Frekvens og varighet på stans i mikrotunneling (1)	Dette er et meget viktig punkt. Det er godt dokumentert at stopp i pressingen i kohesive masser vil medføre en presskraft ved oppstart som er større enn nødvendig presskraft ved en jevn bevegelse fremover. Ved lengre stans kan økningen være betydelig. Denne delen vil bli videre utdypet i avsnittet nedenfor tabellen.
Bruk av smøring langs røret (2)	Det er vanlig praksis å benytte smøremiddel utvendig langs rørveggen under mikrotunneling. Smøremiddelets viktigste funksjoner er å minske friksjon mellom rør og jord. Dette vil bli ytterligere fordypet i avsnittene nedenfor tabellen.
Størrelse på overcut-spalte (3)	Avhengig av grunnforholdene og startrøret, vil det kunne oppstå et åpenrom mellom rør og omkringliggende masser, se Figur 10. Dette åpenrommet kalles <i>overcut-spalte</i> , og har betydning for generert presskraft ved at det påvirker friksjonen langs røret. En liten overcut-spalte vil medføre økt friksjon, og omvendt.
Bruk av mellomliggende presstasjoner (4)	Bruk av innvendige, mellomliggende pressmaskiner reduserer nødvendig presskapasitet til den utvendige hydrauliske pressmaskinen. De innvendige pressmaskinene dytter etter tur det innvendige røret innover, slik at kun en seksjon av gangen beveger seg framover (Wilkinson, 1999).
Rørtraséens kurve (5)	En kurvet trase medfører noe økt friksjon langs røret.
Bruk av trykksatt front (6)	Benyttes trykksatt front vil påvirke nødvendig kraft for å trenge gjennom massene ved fronten.

Tabell 2: Utstys- og konstruksjonsavhengige elementer som påvirker generert presskraft ved mikrotunneling. Basert på Marshall (1998)

Punkt 1 og 2 i Tabell 2, er ytterligere utdypet på neste side. Figur 10 på neste side illustrerer hva en overcut-spalte er (punkt 3 i Tabell 2).



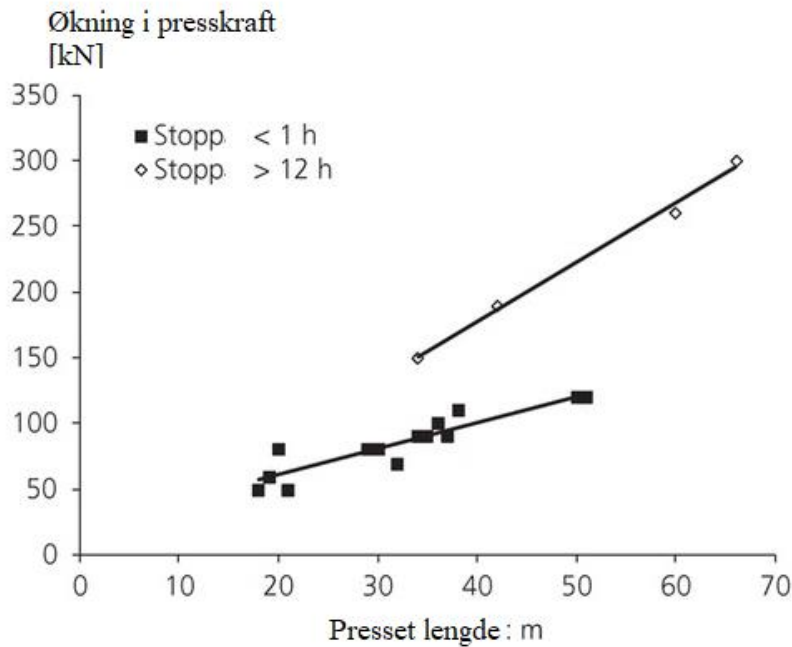
Figur 10: Illustrasjon av overcut-spalten (lyseblått område). Størrelsen på overcut-spalten er overdrevet i forhold til hva den vil være i realiteten.

2.3.1 Effekten av stans

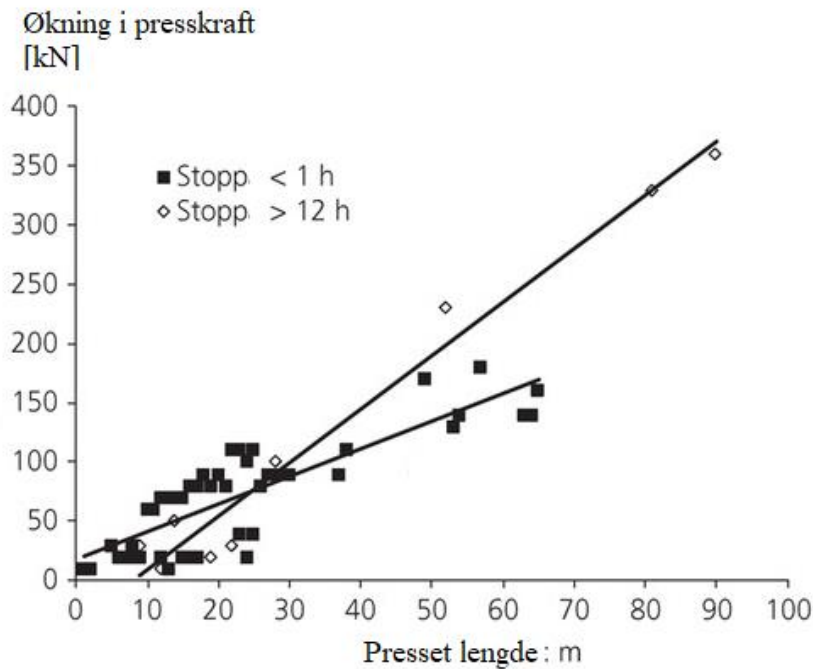
Stans underveis i mikrotunnelingen vil medføre en presskraft ved oppstart som er større enn presskraften som kreves for å opprettholde en jevn bevegelse fremover. Ved pressing i sand kan denne økningen blant annet knyttes til differansen mellom statisk og kinetisk friksjonskoeffisient. I leire er den dominerende årsaken trolig en type konsolideringsmekanisme (R. Lauritzen, pensjonert geotekniker, personlig kommunikasjon, 05.06.2020). Pauser underveis i arbeidet er nødvendig, og kan omfatte både helgepauser, nattlige pauser, stopp ved påsetting av nytt rør, eller stopp ved utgraving av masser fra fronten. Det finnes relativt lite data på stoppfenomenet fordi registrering av presskraft ofte gjøres når presskraften har stabilisert seg. Observasjoner gjort av Rogers et al. (1989) rapporterer imidlertid følgende kraftøkninger for mikrotunneling av rør med diameter på 1,8 m:

- 50 % økning ift. gjennomsnittlig presskraft etter kortere stopp som for eksempel gjennom en natt
- 150 % økning ift. gjennomsnittlig presskraft etter lengre stopp som for eksempel helgepause

Økningen avhenger imidlertid av type grunnforhold, rørdiameter og presset lengde. Det er identifisert en lineær sammenheng mellom presset lengde og økning i presskraft grunnet stans (Cheng et al., 2017). Figur 11 og Figur 12 nedenfor viser loggførte økninger etter stans på 1 og 12 timer, i henholdsvis ensgradert grus/sand og i leirig silt.



Figur 11: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I ensgradert grus/sand. Basert på Cheng et al. (2017).



Figur 12: Observasjon av økning i presskraft etter stans på hhv. 1 og 12 timer. I leirig silt. Basert på Cheng et al. (2017).

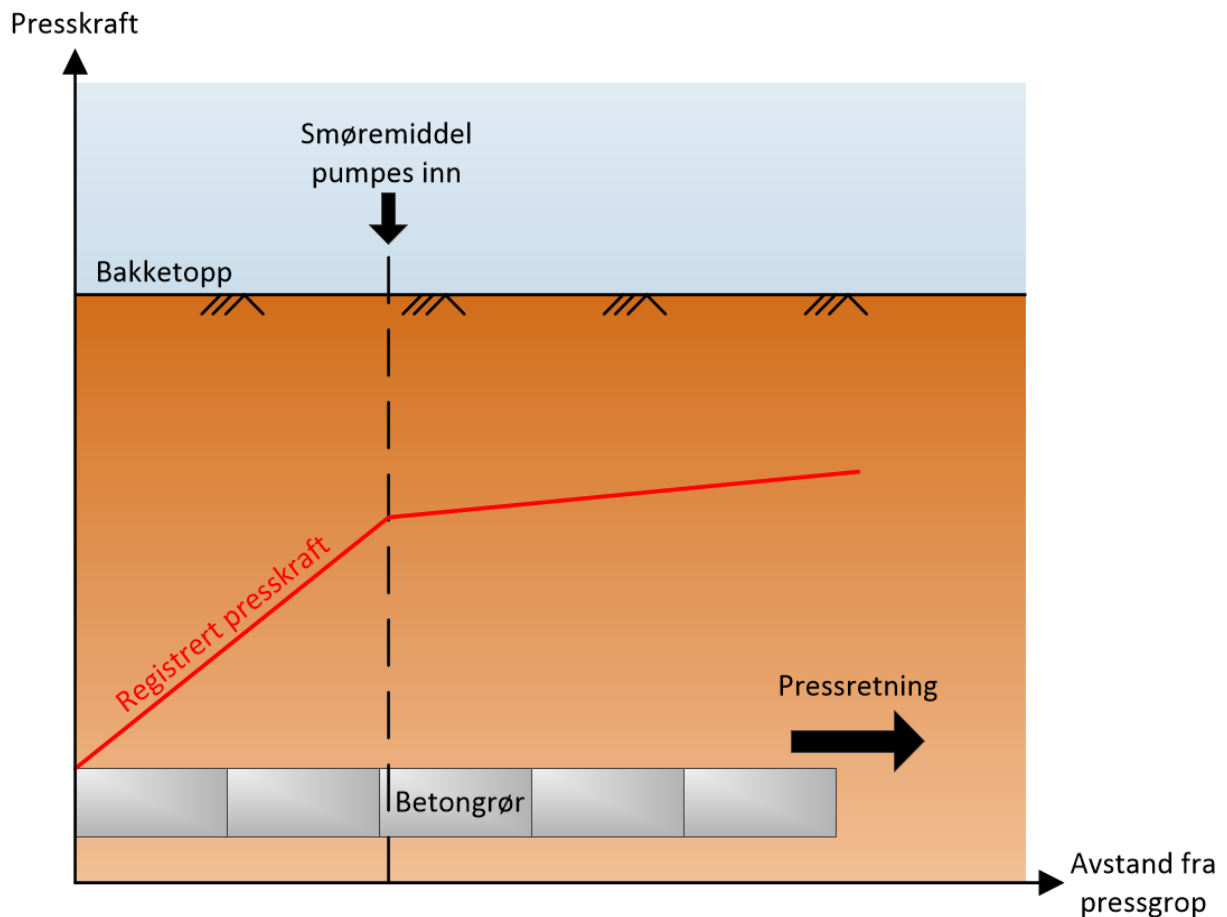
2.3.2 Bruk av smøremiddel

Det er vanlig praksis å benytte smøremiddel utvendig langs rørveggen under mikrotunnelering. Smøremiddelets viktigste funksjon er å minske friksjon mellom rør og jord, samt sørge for tilstrekkelig indre trykk for å stabilisere tunnelboringen. Smøremiddelet virker bare effektivt dersom et jevnt lag opprettholdes i glideflaten mellom røret og den utgravde jordoverflaten. Dersom grunnen kollapser (og dermed «legger seg» tyngre på røret), vil effekten av smøremiddelet bli redusert. Bentonittsuspensjoner er et svært mye brukt smøremiddel ved mikrotunnelering. Bentonitt - naturlige leirmineraler - og vann mikses sammen med kolloidale mørtelblandinger ved pressgropa. Ideelt sett bør blandingen svulle i noen timer før bruk. Den ferdige blandingen blir deretter pumpet inn via et midlertidig rørsystem som er forbundet til innsprøytningsuttak støpt i rørene. En jevn fordeling av smøremiddel rundt røret bør etterstrebes (Marshall, 1998).

Rogers et al. (1989) målte presskrefter under installasjon av rør med diameter på 1,8 m, hvor et bentonittbasert smøremiddel ble benyttet delvis på strekningen. Røret ble først presset et stykke inn uten smøremiddel. Da kunne en nesten lineær økning i presskraft observeres. Denne kraftøkningen opphørte idet det bentonittbaserte smøremiddelet ble pumpet inn. For resten av strekningen (etter at bentonitt ble pumpet inn) holdt kreftene seg på et lavere og mer stabilt nivå. Sammenhengen er forsøkt illustrert i Figur 13 nedenfor. Ifølge Marshall (1998) er følgende kraftreduksjoner grunnet bruk av bentonitt observert i ulike typer sand/leire:

- 25 % reduksjon i leirholdig sand
- 73 % reduksjon i fin sand
- 30-50 % reduksjon i leire
- 20 % reduksjon i sand
- 56 % reduksjon i svart, vulkansk sand

Dette er imidlertid kun et utvalg observasjoner, og graden av reduksjon vil naturligvis variere med grunnforholdene, mengden av bentonittsmøremiddel og måten det er blitt benyttet på. Observasjonene kan likevel gi en pekepinn på hva som kan forventes av kraftreduksjon ved bruk av bentonittsmøremiddel.



Figur 13: Forløp av presskrefter før og etter at smøremiddel pumpes inn.

2.3.3 Ytterligere prosjektspesifikke faktorer

I tillegg til elementene beskrevet så langt i dette kapittelet, vil følgende elementer også påvirke generert presskraft med mikrotunnelering:

- Soner av kalksementstabilisering langs rørtraséen, eller ved press- og mottaksgrop
- Rørtraséens helning
- Hvorvidt trykksatt front benyttes eller ikke
- Rørtraséens kurvatur
- Overdekningen over røret

Hvilke faktorer som må tas hensyn til ved beregning av presskraft, må derfor vurderes ut fra hvert enkelt prosjekt.

Kapittel 3

3 Teori og bakgrunn for beregninger

Presskraften ved mikrotunneling må være større enn summen av friksjonskrefter langs røret og spissmotstanden ved rørfronten (Ji et al., 2019a). Begge disse momentene må derfor beregnes ved en estimering. Har rørtraséen stigning eller fall fra pressgrop, må også rørets egenvekt inkluderes i beregningene. Teorikapittelet er delt inn i fire delkapitler:

Delkapittel 3.1: Hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret

- Et viktig moment i forhold til generert friksjon, er hvordan massene legger seg rundt røret (R. Lauritzen, pensjonert geotekniker, personlig kommunikasjon, 14.04.2020). I dette kapittelet presenteres flere mulige hypoteser for dette.

Delkapittel 3.2: Beregning av friksjon

- I dette kapittelet presenteres to ulike metoder for beregning av friksjonskrefter langs røret. Det vil bli tatt utgangspunkt i hypotesene presentert i delkapittel 3.1.

Delkapittel 3.3: Beregning av spissmotstand

- Her presenteres to ulike metoder for beregning av spissmotstand.

Delkapittel 3.4: Rørets egenvekt og dens kraftkomponent i retning av rørtraséen

- Her presenteres kort hvordan komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen beregnes ved stigning eller fall.

3.1 Hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret

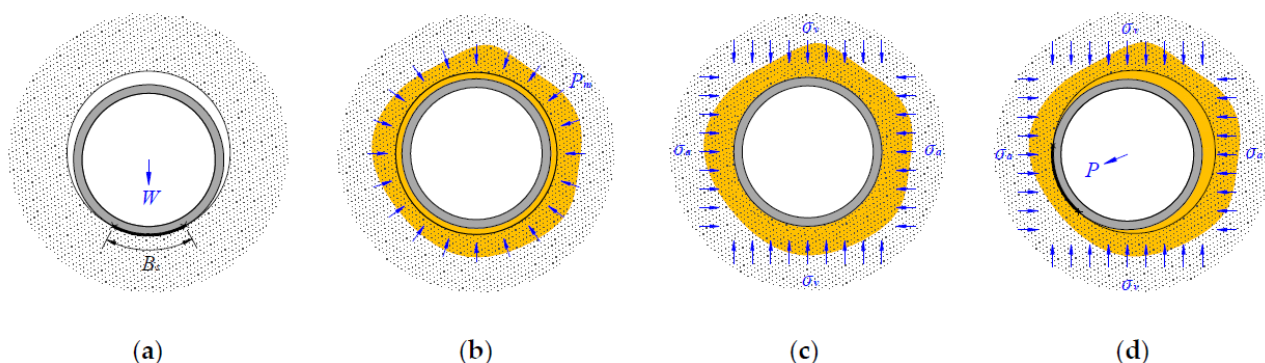
Hvordan massene legger seg rundt røret ved mikrotunnelering kan være vanskelig å forutsi. Faktum er likevel at det vil ha stor innvirkning på generert friksjon. Ye et al. (2019) presenterer fire ulike hypoteser for hvordan massene kan legge seg rundt røret:

Hypotese a: Hullet rundt røret er stabilt. Røret dyttes langs bunnen av hullet der rørets egenvekt vil være avgjørende for generert friksjon (se Figur 14a).

Hypotese b: Overcut-spalten er fylt helt med bentonitt/smøremiddel, og røret er stabilt under trykket fra smøremiddelet (se Figur 14b).

Hypotese c: Hullet rundt røret er ustabil. De omkringliggende jordmassene kollapser og er i full kontakt med hele det utvendige rørrarealet (se Figur 14c).

Hypotese d: Hullet rundt røret er stabilt under trykket fra bentonittblandingen. Deler av røret kommer i kontakt med de omkringliggende massene (se Figur 14d).



Figur 14: Ulike hypoteser for hvordan massene legger seg rundt røret. Gult illustrerer bentonitt/smøremiddel (Ye et al., 2019).

Fordi det i hypotese *d* tas utgangspunkt i at røret er i kontakt med både bentonitt og omkringliggende jordmasser, er det nødvendig å bestemme størrelsen på området der røret er i kontakt med omkringliggende jordmasser (B_s). Hertzian- eller Person kontaktmodell kan benyttes for dette formålet. Se delkapittel 3.2.1.3 på side 28.

3.2 Beregning av friksjon langs røret

Friksjon langs røret er kanskje det viktigste momentet å ta i betraktning ved beregning av presskrefter ved mikrotunnelering. Videre i dette kapitlet er to ulike metoder for beregning av friksjonskrefter presentert.

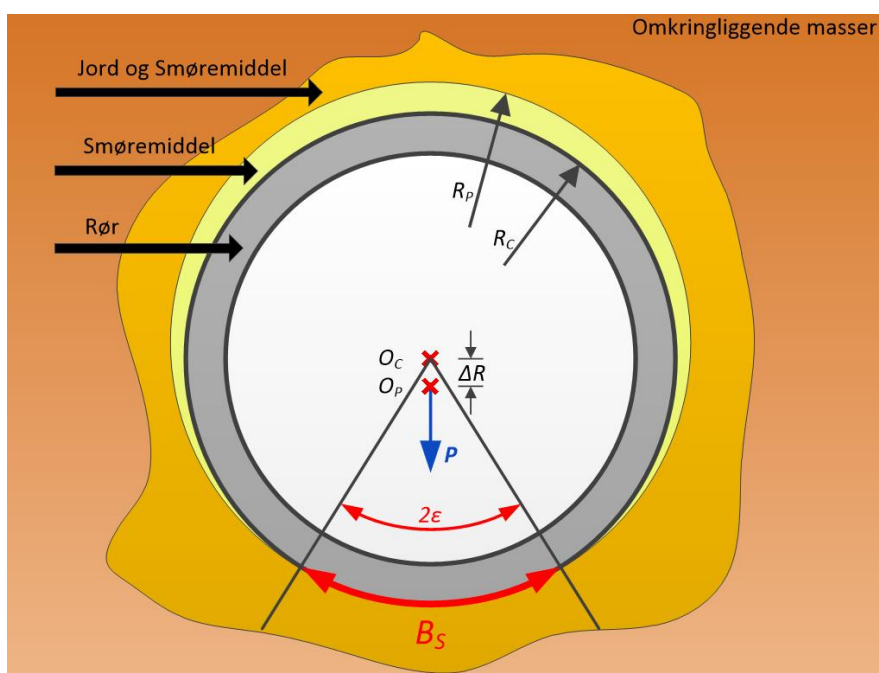
3.2.1 Beregning av friksjon etter (Ye et al., 2019)

3.2.1.1 Bakgrunnsinformasjon

Ye et al. (2019) har utarbeidet en ny modell for beregning av friksjonskrefter ved mikrotunnelering. Modellen er valgt fordi den i motsetning til allerede eksisterende modeller, inkluderer effekten av smøremiddel, flere jordparametere (slik som friksjonsvinkel, kohesjon, porettall) og designparametere (slik som pressdybde, overcut-spalte og rørdiameter). Det hevdes følgelig at modellen er mer fleksibel enn andre eksisterende modeller. I tillegg er beregningsmodellen testet på fire ulike prosjekter i ulike grunnforhold, og viste seg å gi godt samsvar med målte presskrefter i felt. Ye et al. (2019) tar utgangspunkt i elementer fra allerede eksisterende modeller, hvor superposisjonsprinsippet vanligvis benyttes.

3.2.1.2 Beregningsveiledning

Ye et al. (2019) har tatt utgangspunkt i hypotese *d* presentert i delkapittel 3.1. Det er da antatt at kontaktområdet mellom rør og jord er vilkårlig plassert med en kontaktbredde B_s og en korresponderende kontaktvinkel på 2ε . Se figur 15.



Figur 15: Kontaktsituasjon mellom rør, jord og smøremiddel, ut fra hypotese *d*. Basert på (Ye et al., 2019)

Generert friksjon langs røret kan da uttrykkes:

$$f = \mu N = f_s + f_m = \mu_s N_s + \mu_m N_m \quad (3.1)$$

Parameterne som inngår i ligningen er forklart i Tabell 3.

Parameter	Forklaring	Verdi
μ_s	Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og jord	Ifølge (Ye et al., 2019) kan μ_s forenklet settes lik $\tan\left(\frac{\varphi}{2}\right)$, der φ angir massenes friksjonsvinkel.
μ_m	Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og smøremiddel	Kan settes lik 0,01 etter resultat rapportert av Guo et al. (2015).
μ	effektiv friksjonskoeffisient som gjenspeiler effekten av både smøremiddel og kontaktbredde mellom rør og jord	Verdien må beregnes
N	Total normalkraft som virker på røret [kN/m],	
N_s	Total normalkraft i kontaktområdet mellom rør og jord	
N_m	Total normalkraft i kontaktområdet mellom rør og smøremiddel.	
B_s	Kontaktlengde mellom rør og jord. Se Figur 15.	
B_m	Kontaktlengde mellom rør og smøremiddel. Se Figur 15.	

Tabell 3: Oversikt over parametere som inngår i beregning av friksjon. Basert på (Ye et al., 2019)

Beregning av N_s og N_m krever i utgangspunktet at kontaktbredden B_s og dens lokasjon bestemmes nøyaktig. Mange ulike forhold fører til at kontakt mellom rør og jord oppstår, og det vil derfor være svært komplisert å beregne B_s og dens lokasjon for en bestemt rørseksjon. Problemstillingen er derfor forenklet ved å ta hele rørstrekningen i betraktning, og anta følgende:

- Kontakt mellom rør og jord oppstår i hvilken som helst posisjon av røret med samme sannsynlighet
- Kontaktkraften N_s er tilnærmet lik jordtrykket i kontaktarealet B_s

Med utgangspunkt i dette kan følgende ligninger benyttes:

$$P = N_s = \frac{B_s}{C} N = \frac{\varepsilon}{\pi} N \quad (3.2)$$

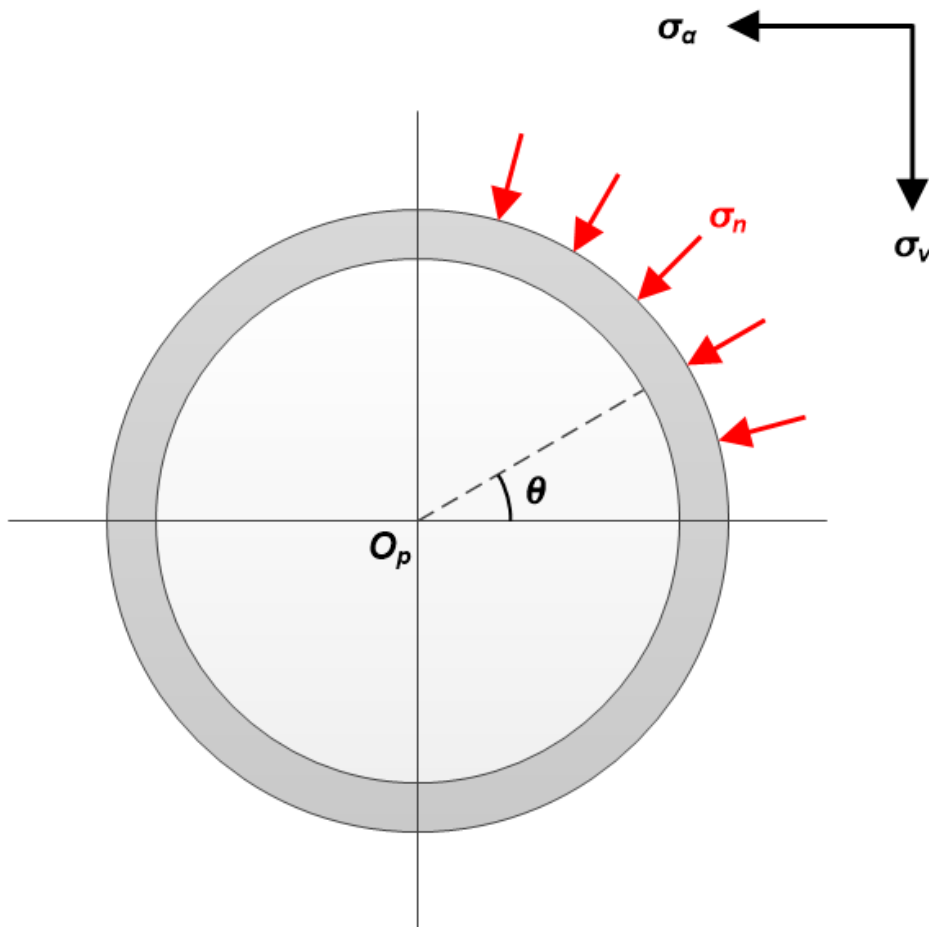
$$f N_m = \frac{B_m}{C} N \quad (3.3)$$

Her er C rørets ytre omkrets, og ε halve vinkelen som utspenner kontaktbredden B_s . Se Figur 15. Total normalkraft, N , kan bestemmes ved å integrere normalspenningene σ_n over et element av røroverflaten:

$$N = 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_n \frac{D_p}{2} d\theta = 2 \cdot D_p \cdot (\sigma_v + \sigma_a) \quad (3.4)$$

$$\sigma_n = \sigma_v \sin\theta + \sigma_a \cos\theta \quad (3.5)$$

Her er θ definert som vinkelen mellom radiuslinjen og horisontallinjen i hvert punkt langs røromkretsen. Se Figur 16. Parameterne σ_v og σ_a angir henholdsvis vertikalt og horisontalt jordtrykk. Horisontalt jordtrykk, σ_a , er lik vertikalt jordtrykk, σ_v , ganget med jordtrykkskoeffisienten, K (hvilketrykkskoeffisienten er vanlig å benytte, men Ye et al. (2019) kommer også med andre anbefalinger som vil bli omtalt senere). Vertikalt jordtrykk kan bestemmes ved å benytte Terzaghis silomodell presentert i delkapittel 3.2.1.4 på side 30.



Figur 16: Normalspenninger som virker på røret. Basert på Ye et al. (2019).

Innsetting av ligning (3.2) og (3.3) i ligning (3.1), gir følgende ligninger:

$$\mu = \mu_s \lambda_s + \mu_m \lambda_m \quad (3.6)$$

$$\lambda_s = \frac{B_s}{C} = \frac{\varepsilon}{\pi}, \quad \lambda_m = \frac{B_m}{C}$$

$$B_m = C - \frac{B_s}{1 + e} \quad (3.7)$$

Her er e jordas porell. Kontaktvinkelen ε kan bestemmes ved hjelp av metoder beskrevet i delkapittel 3.2.1.3 nedenfor. Videre kan μ , ved innsetting av ligning (3.7) i ligning (3.6), uttrykkes:

$$\mu = \mu_s \frac{\varepsilon}{\pi} + \mu_m \left(1 - \frac{\varepsilon}{\pi(1 + e)} \right) \quad (3.8)$$

3.2.1.3 Bestemmelse av kontaktbredden B_s

Kontaktbredden B_s avgjør vinkelen ε , og er derfor essensiell for å kunne beregne friksjonskoeffisienten μ . To typer modeller for beregning av B_s er foreslått av Ye et al. (2019). Disse er hhv. Hertzian- og Person kontaktmodell.

Hertzian kontaktmodell

Hertzian kontaktmodell er en enkel metode for beregning av B_s (Sofianos et al., 2004, Milligan og Norris, 1999, Milligan og Norris, 1996). Modellen består av følgende ligninger:

$$B_s = 1,6(Pk_d C_e)^{1/2} \quad (3.9)$$

$$k_d = \frac{D_c D_p}{D_c - D_p}, \quad C_e = \frac{1 - \nu_p^2}{E_p} + \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \quad (3.10)$$

Parametere i ligning (3.9) og (3.10) er forklart i Tabell 4 nedenfor.

Parameter	Forklaring	Enhet
D_c	Indre diameter av <i>utgravning</i>	[m]
D_p	Ytre rørdiameter	[m]
E_p	Elastisitetsmodulen til røret	kPa
E_s	Elastisitetsmodulen til jordmaterialet	kPa
ν_p	Poissons ratio for rør	-
ν_s	Poissons ratio for jord	-
P	Effektiv ytre kraft som virker gjennom rørets tyngdepunkt. Vanligvis settes den lik rørets vekt per lengdeenhet, W.	kN/m

Tabell 4: Forklaring av parametere som inngår i Hertzian kontaktmodell. Basert på Ye et al. (2019)

Hertzian kontaktmodell egner seg ifølge (Ciavarella og Decuzzi, 2001a) best når den påførte kraften er liten eller når kontaktvinkelen mellom jord og rør er mindre enn 30° , og har dermed visse begrensninger.

Person kontaktmodell

Persons kontaktmodell er en mer generell kontaktmodell for beregning av B_s . Modellen bør være førstevalget dersom det er knyttet usikkerhet til størrelsen på forventet kontaktbredde. Person utledet følgende integro-differensialligning (Ciavarella og Decuzzi, 2001a, Ciavarella og Decuzzi, 2001b):

$$B = 4(1 - \beta) - 2(1 - \alpha) \int_{-\xi}^{+\xi} q(t) \frac{dt}{1+t^2} - \frac{\pi}{2} (1 + \alpha) \frac{E_p \Delta R}{(1 - v_p^2)P} \quad (3.11)$$

Ligningen kan også skrives:

$$\frac{\pi(1 + \alpha)E_p \Delta R}{(1 - v_p^2)P} = 4(1 - \beta) - 2(1 - \alpha) \int_{-\xi}^{+\xi} q(t) \frac{dt}{1 + t^2} - B \quad (3.12)$$

Involverte hjelpeparameterne er definert som følger:

$$\Delta R = \frac{D_c - D_p}{2}, \quad \xi = \tan\left(\frac{\varepsilon}{2}\right) \quad (3.13)$$

$$\alpha = \frac{1 - \eta}{1 + \eta}, \quad \beta = \frac{\lambda}{2(1 + \eta)} \quad (3.14)$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_s} \frac{1 - v_s^2}{1 - v_p^2}, \quad \lambda = \frac{1 - 2v_p}{1 - v_p} - \eta \frac{1 - 2v_s}{1 - v_s} \quad (3.15)$$

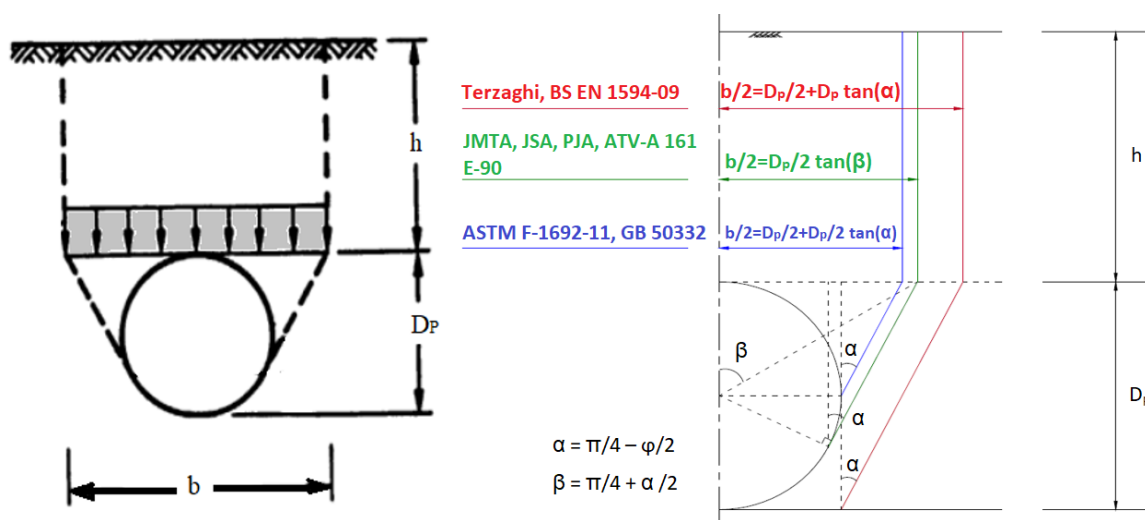
(Ciavarella og Decuzzi, 2001b) har løst nøkkeluttrykk i ligning (3.12), mens Ye et al. (2019) har utført en videre omforming og forenkling. Demed kan ligning (3.12) forenklet skrives som følger:

$$\frac{\pi E_s \Delta R}{(1 - v_s^2)P} + \frac{1 - 2v_s}{1 - v_s} = \frac{1 - [\ln(\xi^2 + 1) + 2\xi^4]}{\xi^2(\xi^2 + 1)} \quad (3.16)$$

Ved å løse ut for ξ , kan kontaktvinkelen ε bestemmes, se ligning (3.13). Dette kan for eksempel gjøres grafisk. P inngår i ligning (3.16) ovenfor, og kan finnes etter ligning (3.2) på side 26. Sammenhengen mellom kontaktvinkelen ε og kontaktbredden B_s kan sees fra Figur 15 på side 25.

3.2.1.4 Terzaghis silomodell

Terzaghi (1943) utarbeidet den såkalte *silo-teorien*, som tar utgangspunkt i et jordprisme med høyde h og bredde b , over et betraktet element. Se venstre del av Figur 17. Det er antatt at jordprismet får en bevegelse relativt til massene som befinner seg utenfor prismet. Denne bevegelsen er initiert av forstyrrelse av elementet under prismet, for eksempel på grunn av rørbevegelse ved mikrotunnelering. Det vil da oppstå friksjon vertikalt langs sidene av jordprismet (Thomson, 1993). Dette gir en støttende effekt til massene som legger seg på røret.



Figur 17: Venstre: Jordprismet i Terzaghi silomodell som virker over et rør, basert på Thomson (1993). Høyre: Ulike måter å bestemme silobredden b på Ye et al. (2019).

Terzaghis silomodell er per i dag den vanligste modellen å benytte ved beregning av jordtrykk på rør (Ong og Choo, 2018, O'Dwyer et al., 2019, Ji et al., 2019b, Zhang et al., 2016, Sofianos et al., 2004, Milligan og Norris, 1999). Det vertikale jordtrykket, σ_v , beregnes etter følgende ligning:

$$\sigma_v = \frac{b\gamma - 2c}{2K \tan(\delta)} (1 - e^{-2K \tan(\delta) h/b}) \quad (3.17)$$

Parameterne i ligningen er som følger:

- K : jordtrykkskoeffisienten
- γ : jordas tyngdetetthet
- h : høyden av masser over røret
- c : jordas kohesjon
- δ : friksjonsvinkel mellom rør og jord
- b : silobredden over røret

h , c og γ kan bestemmes ut fra mål og laboratorieforsøk. I tillegg kreves kjennskap til de empiriske parameterne b , δ og K . Ye et al. (2019) evaluerte bruken av b , δ og K i ulike standarder. Verdier anbefalt i ulike standarder er oppsummert i Tabell 5 nedenfor. Ulike verdier for b er også illustrert i høyre del av Figur 17.

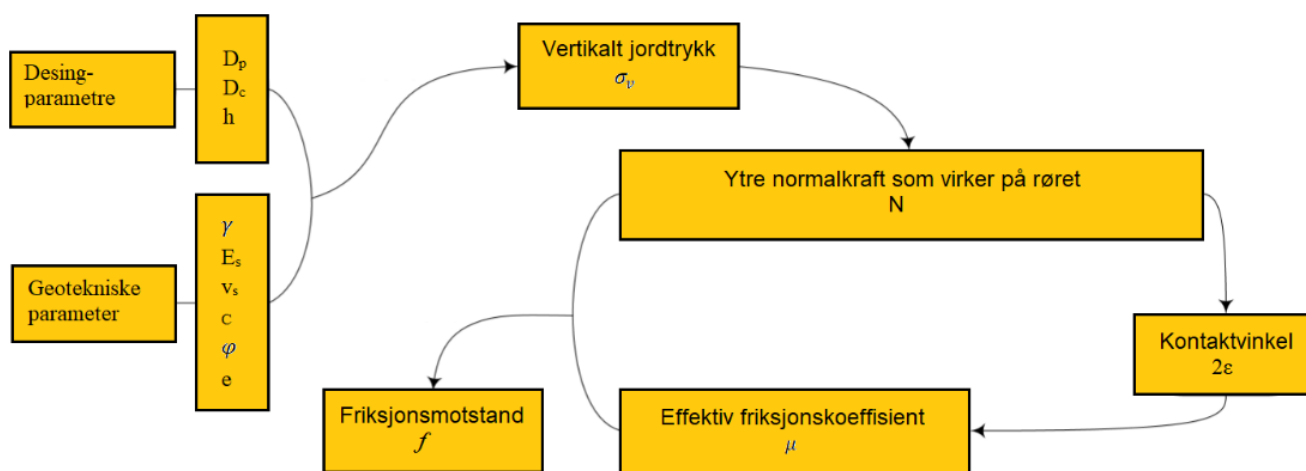
Parameter	b	δ	K	c
Terzaghi (Japan)	$D_p(1 + 2\tan\alpha)$	φ	1	c
JMTA (Japan)	$(D_p + 0,08)\tan\beta$	φ	1	c
JSA (Japan)	$(D_p + 0,1)\tan\beta$	φ	1	c
PJA (Storbritannia)	$D_p\tan\beta$	φ	$K_a = \tan^2\alpha$	c
BS EN 1594 (Storbritannia)	$D_p(1 + 2\tan\alpha)$	φ	$K_0 = 1 - \sin\varphi$	c
AVT A-161 (Tyskland)	$1,732D_p$	$\varphi/2$	$K_0 = 0,5$	Ingen
ASTM F 1962-11 (USA)	$1,5D_p$	$\varphi/2$	$K_a = \tan^2\alpha$	Ingen
GB 50332-2002 (Kina)	$D_p(1 + \tan\alpha)$	φ	$K_a = \tan^2\alpha$	Ingen

Tabell 5: Empiriske parametere for bruk i Terzaghis modell, i ulike standarder. Vinklene α og β er illustrert i Figur 17.

Ye et al. (2019) fant at verdier anbefalt i standardene PJA, ASTM F 1962-11 og GB 50332-2002 medførte beregnet presskraft som samsvarte best med målte verdier i felt. Av disse er det kun standarden PJA som inkluderer kohesjon. Følgelig anbefaler Ye et al. (2019) å benytte verdier for b , δ og K anbefalt i PJA.

3.2.1.5 Rekkefølgen på de ulike deloperasjonene

Mange deloperasjoner må utføres for å kunne beregne friksjonskraft etter Ye et al. (2019), og det kan muligens oppleves som vanskelig å få taket på hvor man skal begynne. Figur 18 nedenfor viser en oversikt over parametere som må bestemmes, og deretter i hvilken rekkefølge komponentene må beregnes.



Figur 18: Oversikt over deloperasjoner nødvendig for å beregne friksjonsmotstand ved mikrotunneling. Basert på (Ye et al., 2019)

3.2.2 Friksjonskraft beregnet med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke

Følgende modell er inspirert av beregningsmodell for offshore skjørtpenetrasjon, etter tips fra den pensjonerte geoteknikeren Rolf Lauritzen (personlig kommunikasjon, 29.03.2020).

Beregningsmetoden er prinsipielt forskjellig fra metoden presentert av (Ye et al., 2019), noe som også var ønskelig ved valg av beregningsmodeller.

Offshore skjørtpenetring er en teknologi som benyttes ved fundamenteringen av blant annet subseakonstruksjoner, offshore vindturbiner og ankre (V. Smith, avdelingsleder for marin geoteknikk i NGI, personlig kommunikasjon, 28.04.2020). Metoden kan minne om mikrotunnelering ved at et hult/rørlignende legeme trykkes gjennom masser. Opprinnelig formel inkluderer ruhetsforholdet, r , mellom rør og omkringliggende masser, hvilket kan være relevant å definere mellom betongrør og sand eller pukk. Mikrotunneleringen i referanseprosjektene for denne oppgaven foregikk i leire. Det vil da være bedre å benytte omrørt skjærstyrke ($s_{u,r}$) direkte (G. Eiksund, personlig kommunikasjon, 16.april 2020). Opprinnelig og justert formel er vist i Tabell 6.

Opprinnelig formel for friksjonskraft, F	Justert formel for friksjonskraft, F
$F = P_s \cdot r \cdot \int_0^d s_u(z) dz$ (ligning 3.18)	$F = \pi \cdot D_p \cdot \int_0^L s_{u,r}(x) dx$ (ligning 3.19)

Tabell 6: Opprinnelig og justert formel for beregning av friksjonskraft. Basert på teori for offshore skjørtpenetring.

Parametere som inngår i ligning 3.18 er som følger:

- P_s : summen av lengden på ytre og indre skjørtperiferi
- r : ruhet mellom jordmasser og skjørtperiferi
- s_u : massenes udrenerte skjærstyrke
- d : avstanden skjørten trykkes inn før massene fjernes fra fronten

Parametere som inngår i ligning 3.19 er som følger:

- D_p : betongrørets ytre diameter
- $s_{u,r}$: massenes omrørte skjærstyrke
- L : lengde på rørtrasé, eller lengde på delstrekning hvor benyttet $s_{u,r}$ er gjeldende

Også for denne modellen kan det tas utgangspunkt i de ulike hypotesene presentert i delkapittel 3.1. For hypotese *b* er bentonittens skjærstyrke avgjørende. Derfor må parameteren $s_{u,r}$ byttes ut med bentonittens skjærstyrke, $s_{u,b}$, for dette tilfellet. I hypotese *d* må både $s_{u,r}$ og $s_{u,b}$ inkluderes, avhengig av kontaktbredden mellom rør og omkringliggende masser (B_s).

3.2.3 Innvendig friksjon ved rørfrenten

Ved mikrotunneling med åpen front presses røret et stykke innover før massene inne i fronten fjernes. Det vil derfor oppstå friksjon mellom massene inne i røret og den innvendige rørveggen. Denne komponenten vil trolig utgjøre lite av total presskraft, men skal likevel inkluderes i beregningene.

Bidrag når friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)

For friksjonsberegninger utført etter Ye et al. (2019) skal innvendig friksjon ved rørfrenten beregnes som følger:

$$F_{\text{innvendig}} = f \cdot d \quad (3.20)$$

Her er f friksjonen beregnet i det aktuelle punktet (dvs. friksjonen som er beregnet for de utvendige rørene), og d er lengden røret presses innover før massene ved fronten fjernes. Dette er en forenkling som vil bli diskutert i kapittel 8.11.

Bidrag når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærfasthet

Når friksjonen beregnes fra omrørt skjærstyrke, skal bidraget fra innvendig friksjon i startrøret beregnes som følger:

$$F_{\text{innvendig}} = \pi \cdot D_{\text{start,indre}} \cdot d \cdot s_{u,r} \quad (3.21)$$

Her er $D_{\text{start,indre}}$ startrørets indre diameter, d er lengden røret presses innover før massene ved fronten fjernes og $s_{u,r}$ er massenes omrørte skjærstyrke.

3.2.4 Friksjon i kalksementstabiliserte masser

For beregning av friksjon i kalksementstabiliserte masser skal det tas utgangspunkt i hypotese a presentert i delkapittel 3.1. Bakgrunnen for dette er at kalksementstabiliserte masser er stive, og at det derfor er sannsynlig at det danner seg et stabilt hull rundt røret.

Friksjonskrefter vil da kun genereres langs bunnen av røret, og kan beregnes som følger (Ye et al., 2019):

$$f_{\text{kalk}} = \mu_s \cdot W \quad (3.22)$$

$$\mu_s = \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.23)$$

Her er W rørets egenvekt og φ massenes friksjonsvinkel.

3.3 Beregning av spissmotstand

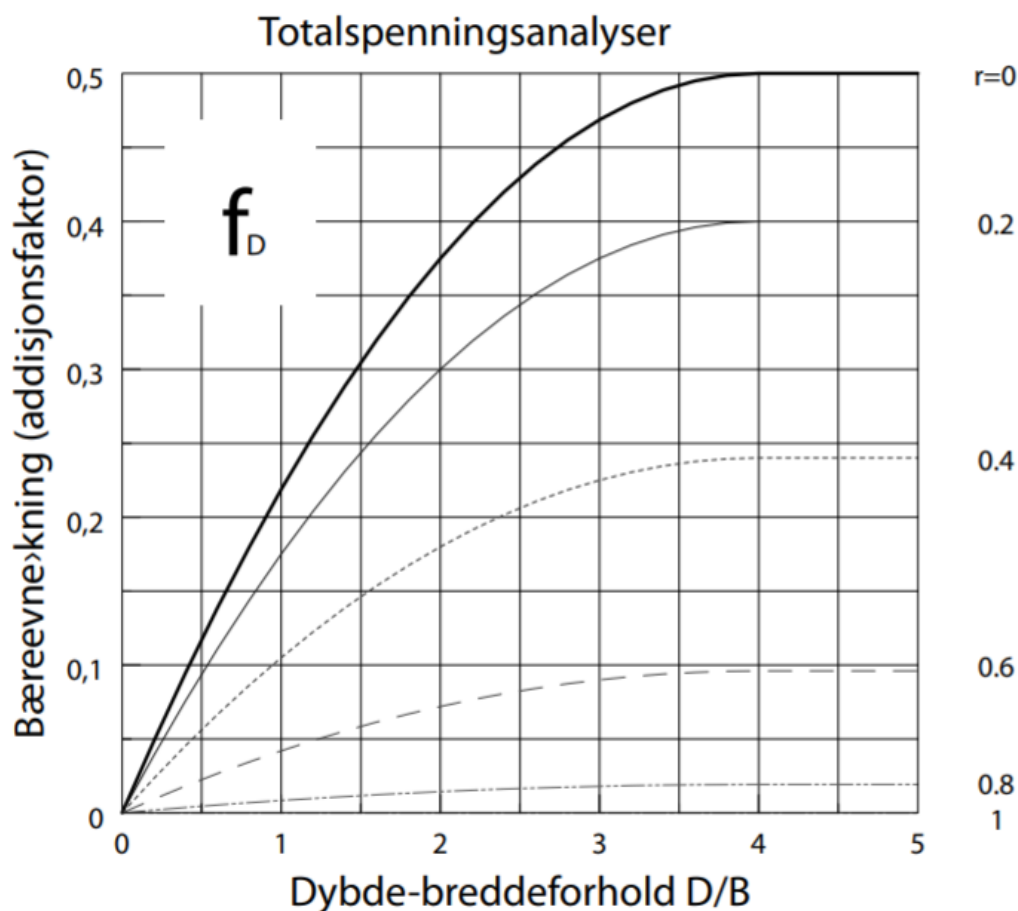
3.3.1 Beregningsmetode basert på peleteori

Peleteori kan gi et estimat på hvor stor spissmotstanden er ved mikrotunneling (G. Eiksund, personlig kommunikasjon, 27.03.2020). Det tas utgangspunkt i dypt fundament på s_u -basis.

Spenningen ved rørfronten kan da finnes fra følgende formel:

$$\sigma_f = N_c \cdot s_u \quad (3.24)$$

Faktoren N_c justeres for dybden etter Figur 19 nedenfor, se ligning (3.25)



Figur 19: Korreksjon av bæreevne for dybdefaktoren D/B. Gjelder totalspenningsanalyser (Emdal et al., 2006).

$$N_c = (2 + \pi) \cdot (1 + f_D) \quad (3.25)$$

Spissmotstanden, T , finnes til slutt ved å gange σ_f med startrørets tverrsnittareal, A_T . For et dypt fundament med ruhet 0, vil dybdefaktoren f_D være lik 0,5.

3.3.2 Beregningsmetode basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon

Følgende metode er basert på beregningsmodell for offshore skjørtpenetrasjon, etter tips fra den erfarne geoteknikeren Rolf Lauritzen (personlig kommunikasjon, 29.03.2020). Offshore skjørtpenetrering kan minne om mikrotunnelering ved at et hult, sirkulært legeme presses inn i masser. Spissmotstanden uttrykkes:

$$T = (N_c \cdot s_u(1 + d_c) + q_t) \cdot A_T \quad (3.26)$$

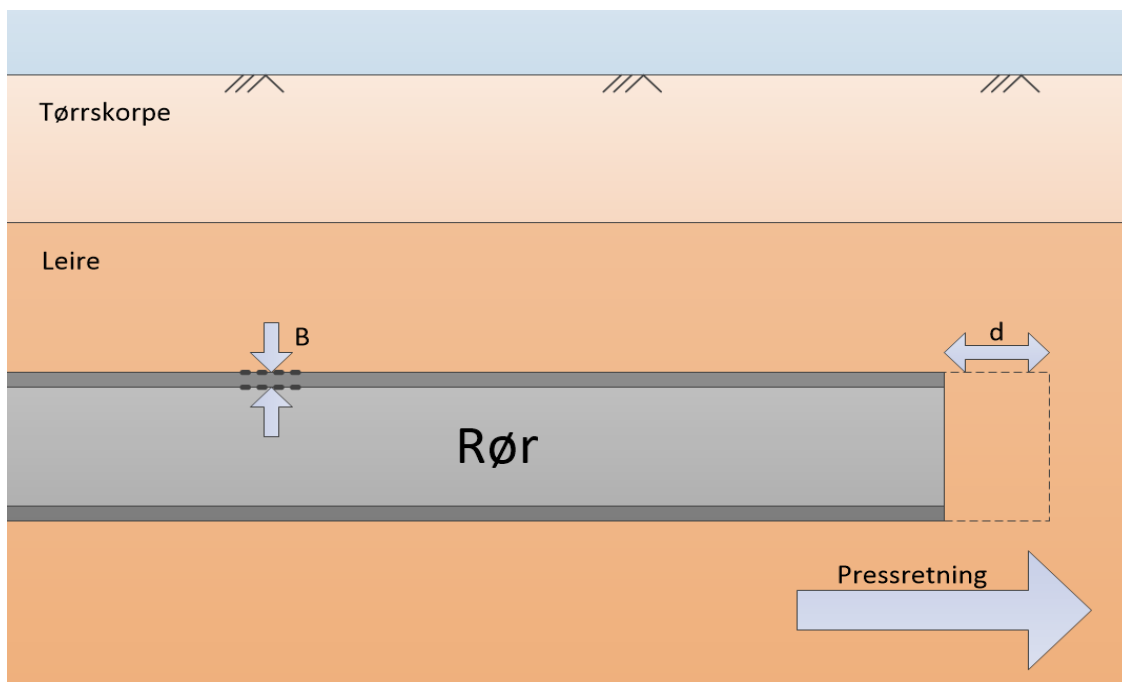
Parametre som inngår ligning (3.26) er gjort rede for i Tabell 7 nedenfor. Se også Figur 20 på neste side.

Parameter	Forklaring	Uttrykk/ verdi
d	Lengden røret presses inn før masser fjernes fra fronten	Se Figur 20
B	Startrørets tykkelse	Se Figur 20
γ	Massenes tyngdetetthet	-
N_c	Bæreevnefaktor	6,5
d_c	Faktor som justerer for pressdybde d i forhold til rørtykkelse B	$0,4 \cdot \arctan \frac{d}{B}$
s_u	Udrenert skjærstyrke	-
q_t	Faktor som justerer for vekten av masser i rørfrenten	γd
A_T	Startrørets tverrsnittareal.	$\frac{\pi}{4} \cdot (\text{ytre rørdiameter}^2 - \text{indre rørdiameter}^2)$

Tabell 7: Parametre i ligning for spissmotstand basert på teori for offshore skjørtpenetrering. Basert på informasjon fra den pensjonerte geoteknikeren Rolf Lauritzen (personlig kommunikasjon, 29.03.2020).

Justering av bæreevnefaktoren N_c

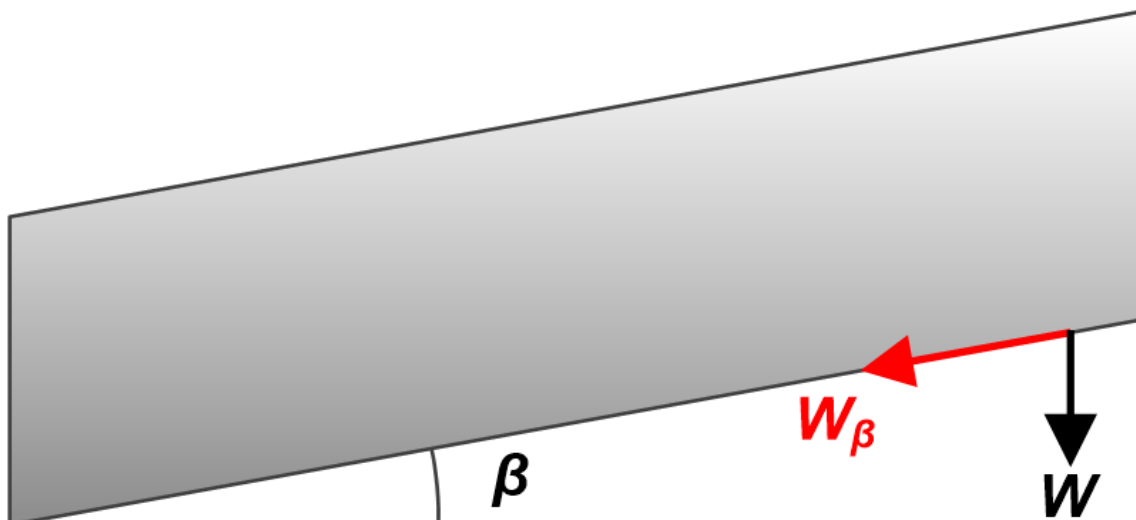
I den originale formelen, var bæreevnefaktoren N_c satt lik $2 + \pi$. N_c kan i utgangspunktet settes lik $2 + \pi$ straks pressingen starter opp etter at massene fra fronten er fjernet. Deretter øker N_c gradvis til verdien for dypt brudd etterhvert som røret blir presset innover. For et rør (tilsvarende stripefundament) bør ikke denne verdien overstige 6,5 (G. Eiksund, personlig kommunikasjon, 02.04.2020). Fordi formålet med denne oppgaven er å estimere hva presskreftene maksimalt vil være, er det for enkelhetens skyld valgt å sette N_c lik 6,5 for dette tilfellet.



Figur 20: Illustrasjon av betongrør som dyttes en lengde d innover massene. Basert på skisse av Rolf Lauritzen (personlig kommunikasjon, 29.03.2020)

3.4 Rørets egenvekt og dens kraftkomponent i retning av rørtraséen

Dersom rørtraséen har en stigning i forhold til horisontalplanet, må kraftkomponenten av rørets egenvekt i traséens retning inkluderes i beregning av presskraft.



Figur 21: Illustrasjon av rør med stigningsvinkel β . W er rørets egenvekt, og W_{β} er rørets kraftkomponent i retning av rørtraséen.

Kraftkomponenten, W_β , kan finnes ved en geometribetraktning:

$$\frac{W_\beta}{W} = \sin\beta \rightarrow W_\beta = W \cdot \sin\beta \quad (3.27)$$

Utføres mikrotunneleringen med fall fra pressgrop, må kraftkomponenten W_β trekkes fra de øvrige utregnede kreftene. Motsatt må kraften adderes til de øvrig utregnede kreftene dersom trase for mikrotunneleringen har stigning.

Kapittel 4

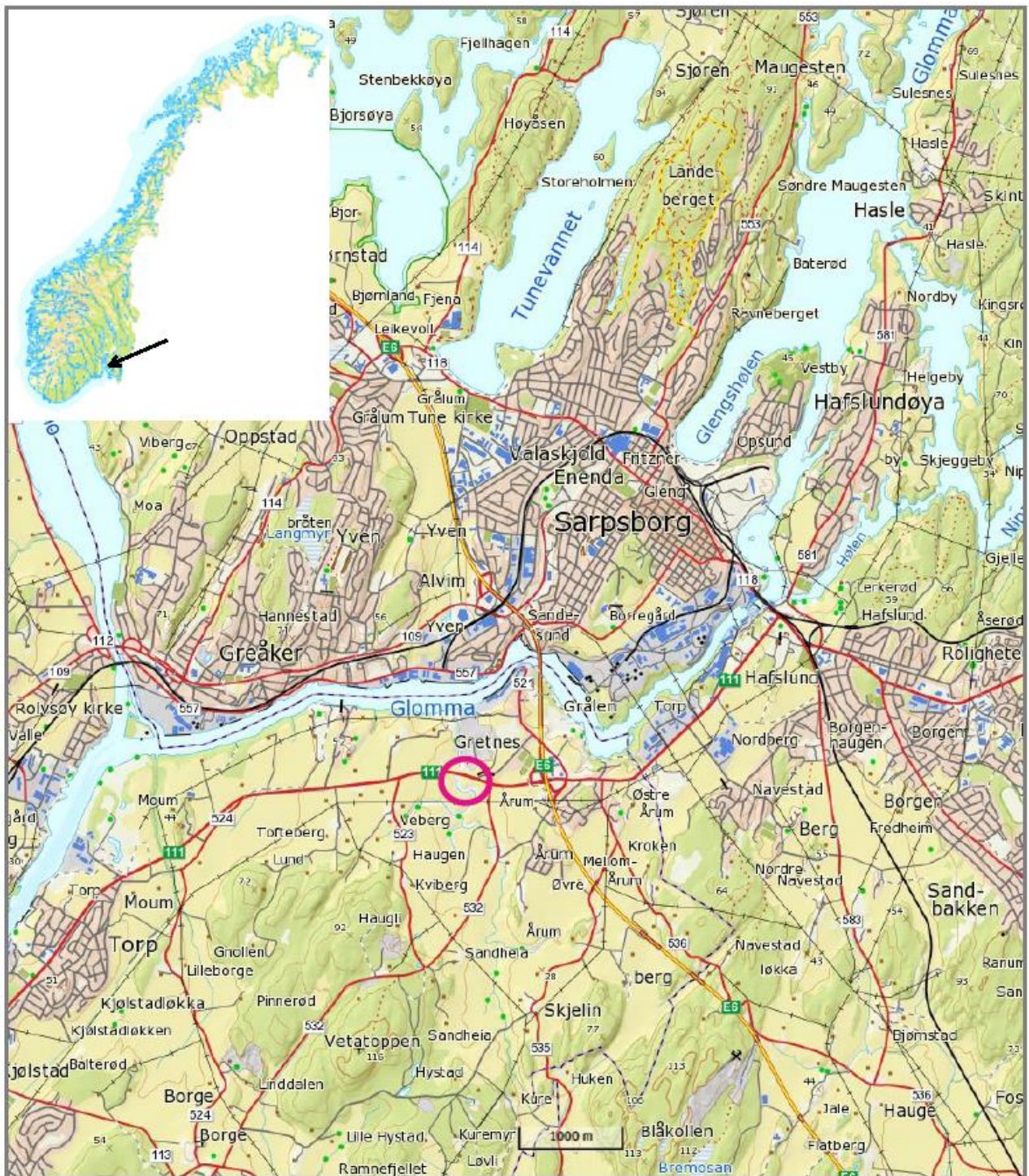
4 Referanseprosjektene

Beregninger vil bli utført med utgangspunkt i tre ulike referanseprosjekt. Det ene referanseprosjektet ble utført ved Gretnesbekken i 2018, det andre i Bakkedalen i 2016, og det tredje på Sluppen våren 2019. For å kunne utføre beregning av presskrefter, er det nødvendig å kartlegge referanseprosjektene både med tanke på grunnforhold og hvordan de ble gjennomført i praksis. I dette kapittelet vil det gis en kort introduksjon av de tre prosjektene.

4.1 Prosjektet ved Gretnesbekken i Fredrikstad

Høsten 2018 ble det utført mikrotunneling ved Gretnesbekken, som renner ut i Glomma ved Årum i Fredrikstad (Multiconsult, 2017). Entreprenørselskapet Olimb utførte mikrotunnelingen, og Statens vegvesen region øst var byggherre for prosjektet. Prosjektets beliggenhet er vist i Figur 22 på neste side. Gretnesbekken renner under riksvei 111 gjennom en kulvert, som før prosjektets start bestod av to store rør. (Riksvei 111 ble for øvrig omnummerert til riksvei 22 i mars 2019, men vil videre bli omtalt som riksvei 111.) Kulverten var gammel og slitt, og hadde behov for utbedring. Det var i tillegg ønskelig med større kapasitet på overvannsledningen.

Aktuell rørtraséen i prosjektet ved Gretnesbekken er markert gul i Figur 23, og var i utgangspunktet ca. 100 meter. Tilstrekkelig informasjon om presskrefter var kun tilgjengelig for de første 58 meterne, og derfor vil kun denne delen av strekningen tas i betraktning i de videre analysene. Betongrørene i prosjektet hadde en ytre diameter 2400 mm, og en indre diameter på 2000 mm. Mikrotunnelingen foregikk med åpen front, og fronten var ikke trykksatt. Arbeidet foregikk mandag-torsdag, fra klokka 07-19. Dette medfører en helgepause på mer enn 80 timer. Påsetting av nytt rør tok ca. 1 time (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 04.03.2020).



Figur 22: Beliggenhet for prosjektet i Gretnesbekken (Multiconsult, 2017).

4.1.1 Grunnforholdene

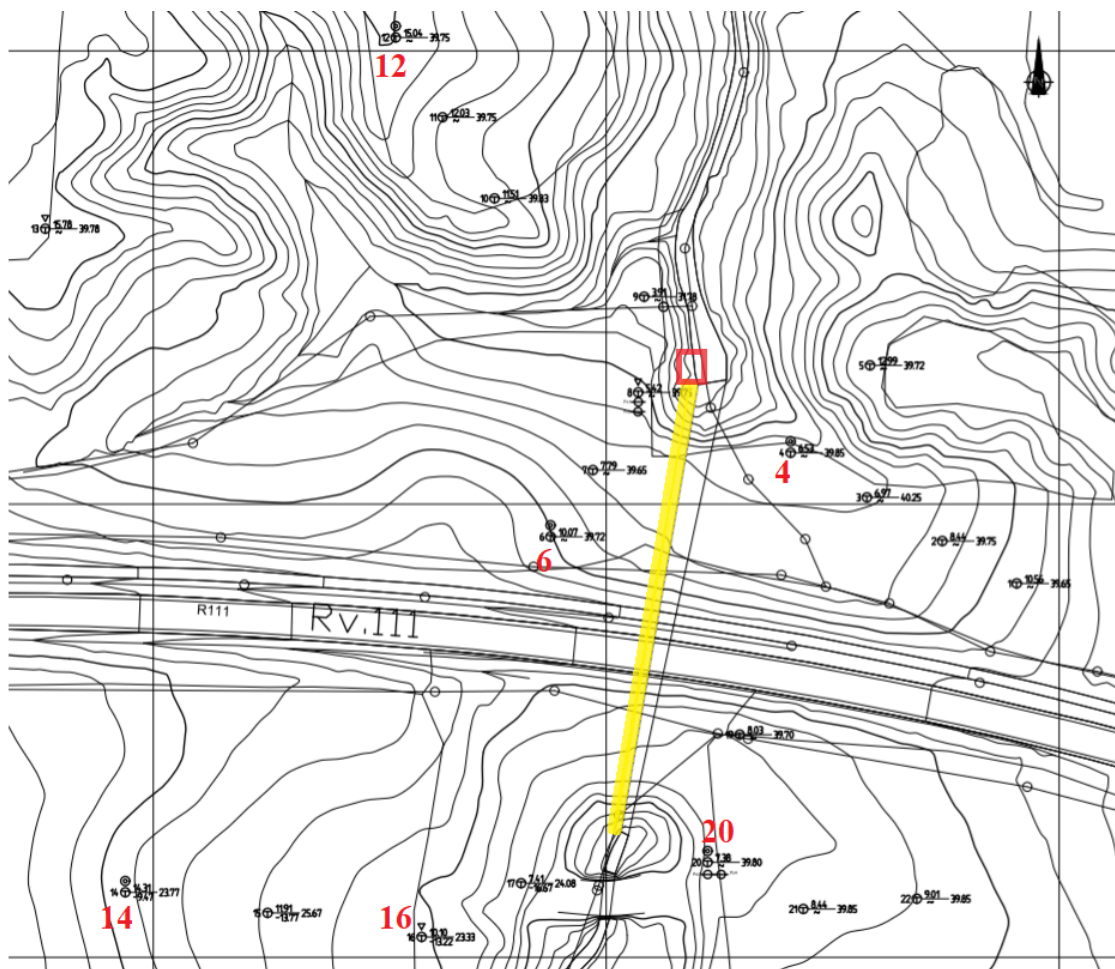
Multiconsult var engasjert som geoteknisk rådgiver i forbindelse med prosjektet, og utførte grunnundersøkelser i området rundt kulvertåpningen nord og sør for riksvei 111.

Grunnundersøkelsene viser at løsmassene i området generelt sett består av et fast topplag på 1-2 m. Derunder er det bløt til middels fast siltig, sandig leire med overgang til fastere leire med dybden. Kvikkleire og/eller sprøbruddmateriale forekommer stedvis. Enkelte av sonderingene og prøveseriene nærmest riksvei 111 antas å være utført i oppfylte masser for riksvei 111, grunnet svært høy skjærfasthet i enkelte av prøvene. Udrenert skjærfasthet i området varierte fra 14-102 kPa. Tilgjengelig informasjonen fra de ulike borhullene er presentert i Tabell 8. Borhullenes posisjon er vist i Figur 23.

Borpunkt	Grunnforhold punktvis
4	<ul style="list-style-type: none">• 0-3 meter: Massene består av leirig silt med vanninnhold på ca. 18-27 %• 3-5 meter: Massene består av siltig leire med vanninnhold ca. 25-44 %.• 5-14 meter: Massene består av leire med noe høyere vanninnhold, ca. 45-55 %.• Udrenert skjærstyrke: ca. 24-65 kPa.• Omrørte skjærstyrke: Høy, med laveste styrkeverdi 4,8 kPa.
6	<ul style="list-style-type: none">• Massene består av leire med varierende innhold av silt. Vanninnhold er ca. 27-54 %.• Udrenert skjærstyrke varierer fra 16-49 kPa.• Kvikkleire i ca. 3,5 meters dybde• Sprøbruddmateriale i 2,5 og 5,5-6,5 meters dybde.
12	<ul style="list-style-type: none">• Massene består av leire med varierende innhold av silt.• Vanninnhold er ca. 18-48%.• Udrenert skjærstyrke er ca. 26-53 kPa.• Kvikkleire i 7,5 meters dybde og derunder sprøbruddmateriale ned til 10 meters dybde.
14	<ul style="list-style-type: none">• Massene består av leire under et tynt lag av silt på toppen.• Vanninnhold er ca. 20-56 %.• Udrenert skjærstyrke: ca. 14-43 kPa.• Kvikkleire i ca. 4,5 m dybde og sprøbruddmaterial derunder ned til ca. 9 m dybde.
16	<ul style="list-style-type: none">• CPTU-sonderingen viser at løsmassene i de 13 øverste meterne er bløte til middels faste og blir fastere videre med dybden. Det er flere drenerende sandlag.
20	<ul style="list-style-type: none">• Massene består av siltig, sandig leire under et tynt lag av silt på toppen.• Vanninnholdet er ca. 11-25% i de øverste 3 meterne og ca. 25-57 % i massene lengre ned. Udrenert skjærstyrke fra 4-6 meter dybde er ca. 60-102 kPa.• Udrenert skjærstyrke til massene fra 7-14 meters dybde er ca. 20-50 kPa.

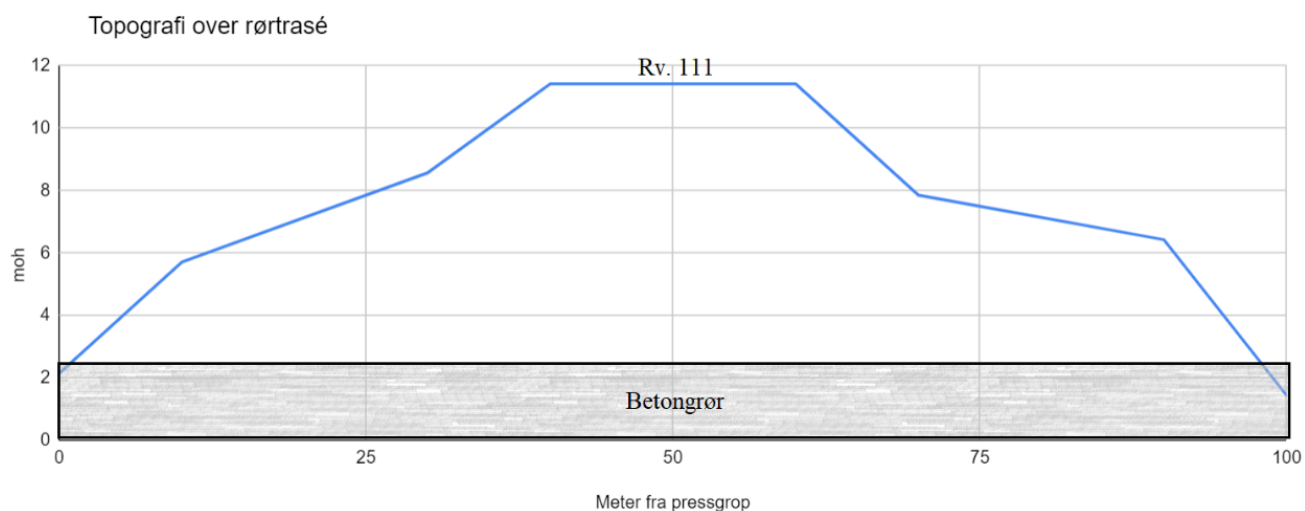
Tabell 8: Grunnforhold tolket ut fra prøver og tester fra ulike borhull (Multiconsult, 2017).

Fra ovenstående informasjon ser det ut til at røret stort sett presses gjennom middels fast leire, med en densitet på mellom 17,7-18,1 kN/m³.



Figur 23: Posisjon for ulike borhull (markert med røde nummer) ved Gretnesbekken. Gult angir trasé for mikrotunnelering. Rød boks angir pressgrupps posisjon. Basert på Multiconsult (2017) og samtale med driftssjef i Olimb (Ø. Olimb, personlig kommunikasjon, 28.03.2020).

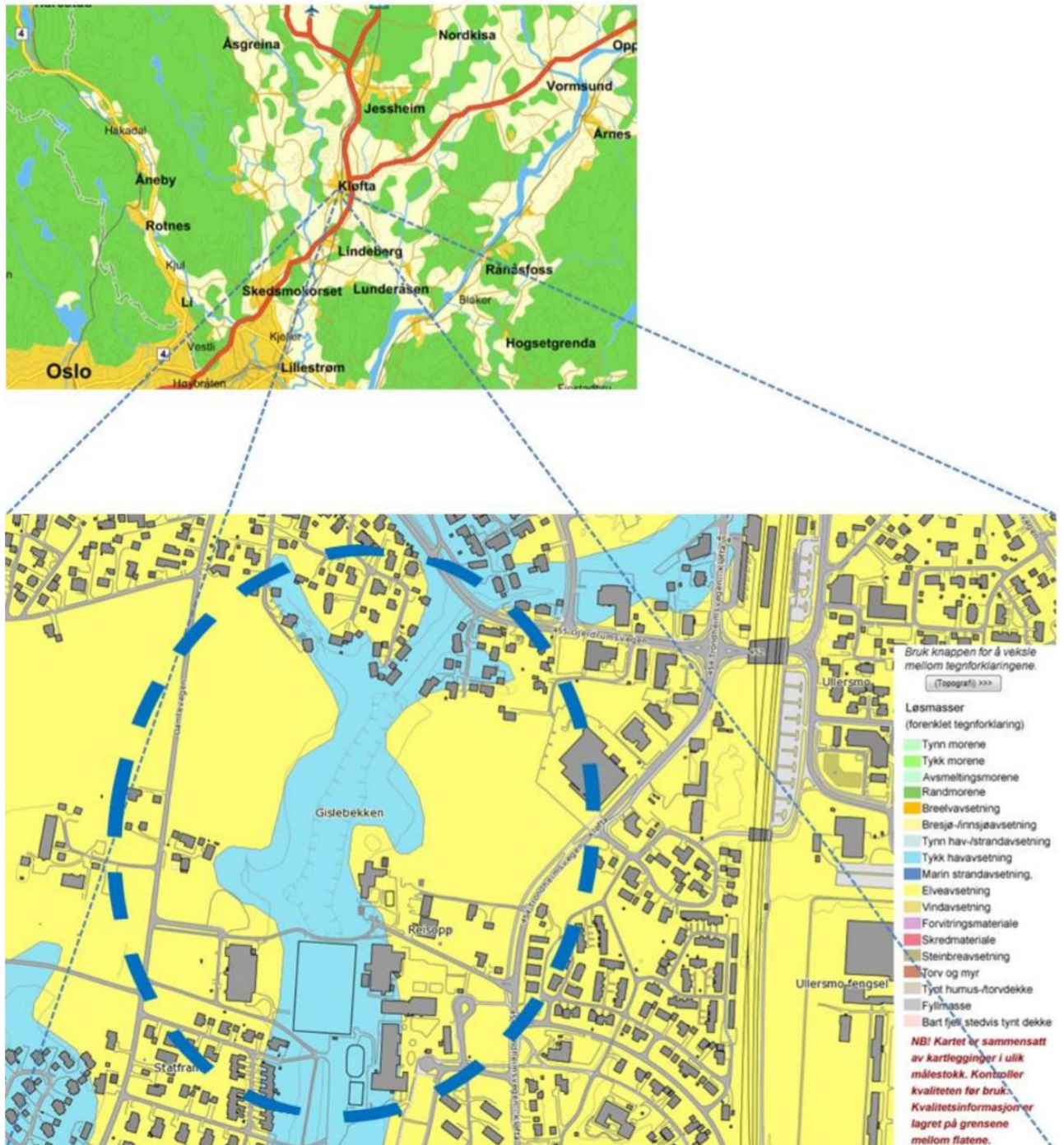
Overdekning over røret er nesten 0 meter helt i begynnelsen av rørtraséen, og øker til ca. 10 m mot midten, der riksvei 111 befinner seg. Deretter avtar overdekningen. Topografien langs rørtraséen er vist i Figur 24 nedenfor.



Figur 24: Høydeprofil over rørtraséen. Basert på informasjon hentet fra Norgeskart.no (u.å)

4.2 Prosjektet i Bakkedalen i Ullensaker kommune

I Bakkedalen ved Kløfta i Ullensaker kommune ble det høsten 2016 gjennomført mikrotunnelering for etablering av ny overvannsledning. Entreprenørselskapet Olimb utførte mikrotunneleringen, og Ullensaker kommune var oppdragsgiver. Figur 25 nedenfor viser prosjektets beliggenhet.



Prosjektet bestod av flere delstrekninger, hvor aktuell delstrekning for de videre analysene var 280 meter lang. Delstrekningens beliggenhet er vist i Figur 26. Betongrørene som ble benyttet i prosjektet hadde en ytre diameter på 1720 mm, og en tykkelse på 160 mm (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 04.03.2020). Mikrotunnelingen ble utført med åpen front, og fronten var ikke trykksatt. Arbeidet foregikk fra mandag til torsdag, fra klokka 7-19, noe som medfører en lengre helgepause på mer enn 80 timer. Rørtraséen hadde fall fra pressgrup i forhold til horisontalplanet.



Figur 26: Trase for mikrotunneling ved Bakkedalen markert rødt. Grønne og blå linjer viser eksisterende VA-anlegg. Pressgrup er markert med blå boks øverst i figuren. Basert på Norconsult (2015) og samtale med driftssjef i Olimb (Ø. Olimb, personlig kommunikasjon, 28.03.2020).

4.2.1 Grunnforholdene

Grunnundersøkelser er utført og tolket av Norconsult. Generelt sett viste sonderingene liten til middels motstand, flere steder med til dels avtagende motstand med dybden.

Trykksonderingene viser meget liten motstand. Prøveseriene viser at det generelt sett er et middels fast tørrskorpelag i topp, som går over til å bli veldig bløt med dybden. Ved borpunkt NF4 er det registrert kvikkleire fra 6 meters dybde og nedover. Kvikkleire er også registrert ved 16-17 m dybde i borpunkt NF3 (Norconsult, 2015). Borhullene nærmest den aktuelle strekningen, NF1-NF9, er markert i Figur 26 ovenfor. Detaljert informasjon om lagdeling har kun vært tilgjengelig fra borhull NF3 og NF4, se illustrasjon i Figur 27.

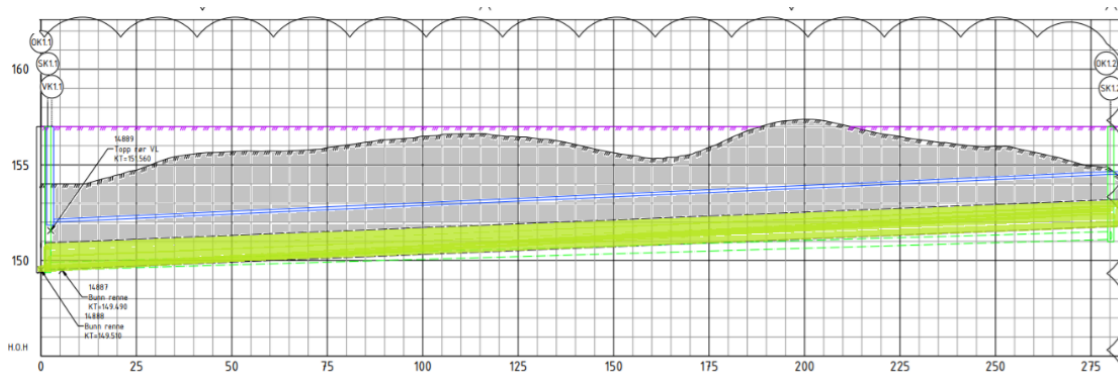
Dybde [m]	Ved NF3	Ved NF4
0	Leire; middels fast	Leire, tørrskorpe; middelsfast, humusholdig
1		
2		Leire; bløt, noe spredte siltlag
3		
4		
5	Leire; bløt	Leire, kvikk; veldig bløt til bløt
6		
7	Leire; veldig bløt, noen siltlag	Leire, kvikk; veldig bløt
8		
9	Leire; middels fast, tett med tynne siltlag	
10		
11	Leire; bløt, noe siltlag	
12		
13		
14	Leire; middels fast, noen siltlag	Leire, kvikk; veldig bløt til middels fast
15		
16	Kvikkleire; veldig bløt	
17		
18		
19		
20		

Figur 27: Lagdeling bestemt fra prøver tatt opp i borhull NF3 og NF4. Basert på Norconsult (2015).

Ut fra lagdelingen i NF3 og NF4 vist i Figur 27, kan det være rimelig å anta at røret presses gjennom følgende typer masser langs traseen:

- Middels fast leire
- Middels fast tørrskorpeleire
- Bløt leire med spredte siltlag
- Kvikkleire (stedvis)

Høyden av masser over røret varierer mellom 2-5 meter langs rørtraséen, se Figur 28 på neste side.



Figur 28: Snittegning av aktuell delstrekningen ved prosjektet i Bakkedalen. Betongrøret er markert grønt, overliggende masser er markert grått. Pressgrop er til høyre i profilen. Basert på informasjon fra driftssjef i Olimb (personlig kommunikasjon, 04.03.2020).

4.3 Prosjektet på Sluppen i Trondheim

Våren 2019 ble det gjennomført et mikrotunneleringsprosjekt på Sluppen i Trondheim. Trondheim kommune var byggherre, mens STEG var entreprenør (organisering, arbeidsledelse, transport av masser ol.) og Østergaard AS utførte selve tunnellingen. Rørtraséen var planlagt i dybder på 7-11 meter under terreng. Én pressgrop (S9), to mottaksgroper (S20 og S15), og et utløp mot Nidelva inngikk arbeidet, se Figur 29. Betongrørene som ble benyttet i prosjektet hadde en ytre diameter på 2500 mm, og en tykkelse på 250 mm. Arbeidet begynte februar 2019, med mikrotunnelering (og styrt boring) mellom grop S9 og S20. Det er denne delstrekningen som vil bli betraktet i de videre analysene. De første 150 meterne, under E6, ble utført med døgndrift (dvs. helt uten stopp). Etter dette fortsatte mikrotunneleringen med 12-timersskift 7 dager i uka. Ifølge Poul Erik Christensen, avdelingsleder for Tunnelering & Gennemspressing i Østergaard AS, tok påsetting av nytt rør rundt 1 time (personlig kommunikasjon, 09.02.2020).



Figur 29: Oversikt over press- og mottaksgroper i prosjektet på Sluppen (Multiconsult, 2019b)

4.3.1 Grunnforholdene

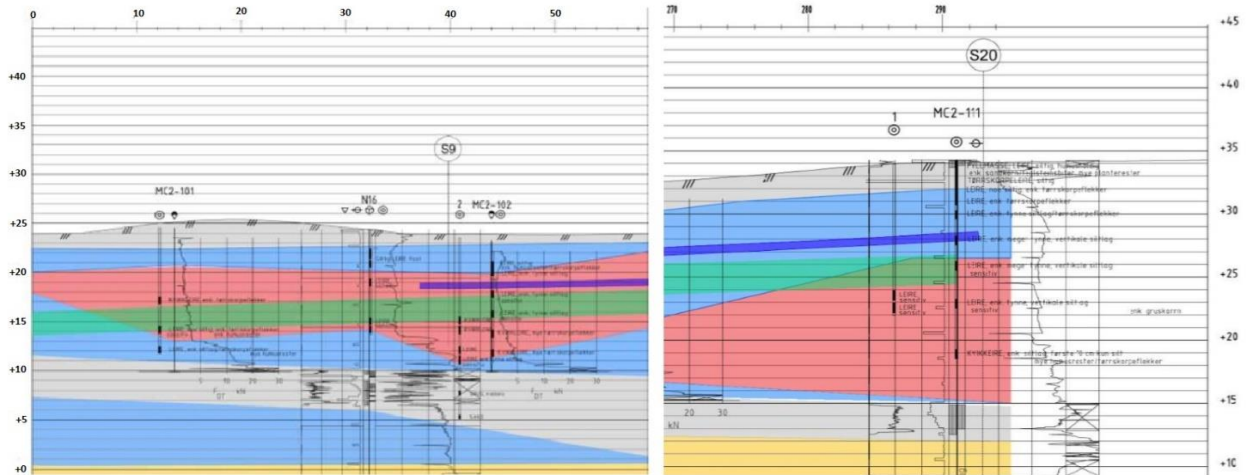
Multiconsult gjennomførte grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger som grunnlag for anbudsutlysningen. Multiconsult ble også engasjert av Steg Entreprenør AS for geoteknisk bistand og for å utføre geoteknisk prosjektering. De har utført relativt omfattende grunnundersøkelser i det aktuelle området. For strekningen mellom S9 og S20 kan det grovt oppsummeres at massene på nivå med den gjennomførte mikrotunneleringen hovedsakelig består av tørrskorpeleire over bløt og siltig leire. Områder med kvikkleire er også registrert i traseen. Mektigheten av de bløte massene varierer langs strekningen (Multiconsult, 2019b).

Tabell 9 oppsummerer grunnforholdene i området.

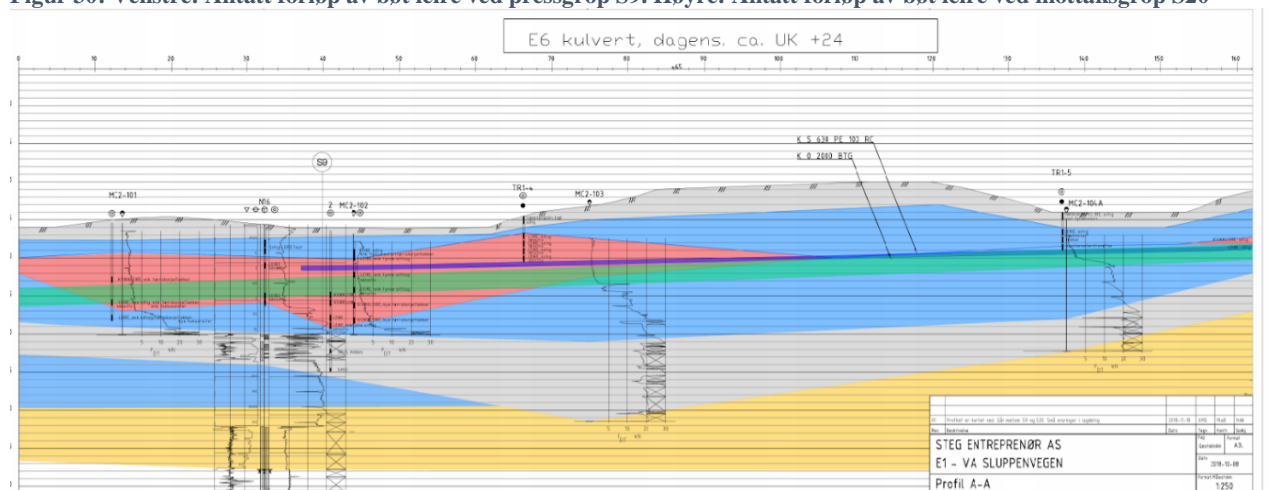
Lokasjon/element	Grunnforhold, beskrivelse	Figur-referanse
Mottaksgrop S20	<ul style="list-style-type: none"> • Topplag av tørrskorpeleire ned til 2-3 meters dybde • Lag med bløt, siltig leire med overgang til fastere masser fra ca. 3-20 meters dybde (ca. kote +15) • Planlagt mikrotunnelering ligger i dette punktet på mellom 6 og 10 meters dybde under terreng. Det er påvist forekomst av kvikkleire i denne dybden. 	Figur 30
Pressgrop S9	<ul style="list-style-type: none"> • Topplag av tørrskorpeleire ned til 1-2 meters dybde • Bløt, siltig leire ned til 13 meters dybde (ca. kote +11) • Det antas kvikkleire ved startgropen S9 i samme høyde som tunnelen. • Overgang til fastere masser ved 13 meters dybde • Sonderinger antyder at kvikkleire/sprøbruddmateriale finnes fra 4 meters dybde. 	Figur 30
Strekningen S9 til S20	<ul style="list-style-type: none"> • Består hovedsakelig av leire og kvikkleire. • Kan forventes kvikkleire i høyde med eller under rørfrenten ca. 60-70 meter inn i traseen. • Videre veksles det mellom kvikk og vanlig leire i lagene rundt den planlagte rørtraséen 	Figur 31 og Figur 32
Grunnvannstand	<ul style="list-style-type: none"> • Siste avlesning er gjort uke 14 i 2018: <ul style="list-style-type: none"> ○ Ved 10 meters dybde ved S20: Midlere grunnvannstand ca. 4,7 meter under terreng med hydrostatisk poretrykksfordeling i måleperioden ○ Ved S9 er grunnvannet registrert ca. 4,0 m under terreng. 	-

Tabell 9: Oppsummering av grunnforhold i strekningen mellom S9 og S20 i prosjektet på Sluppen. Basert på Multiconsult (2019b)

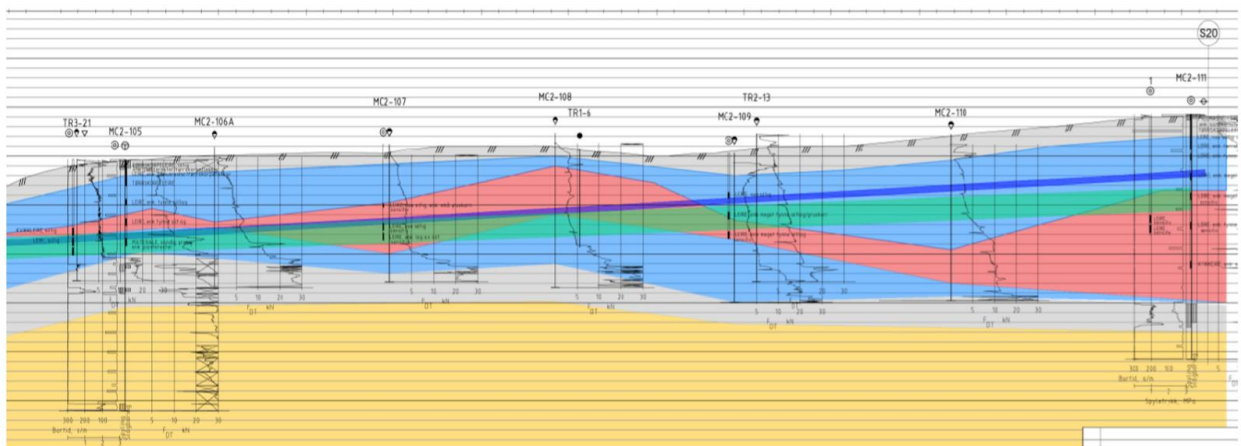
Figur 30-Figur 32 under illustrerer forløp av leirmasser på aktuell strekning. Sensitive/kvikke/bløte masser er markert med rødt. Trasé for mikrotunneling er markert i grønn. (Trasé for styrt boring er markert i mørk blå.) Figurene er hentet fra Multiconsult (2019b)



Figur 30: Venstre: Antatt forløp av bøt leire ved pressgropp S9. Høyre: Antatt forløp av bøt leire ved mottagsgropp S20



Figur 31: Antatt forløp av leirmasser mellom S9 – S20. Kun den første halvdel av strekningen er vist.



Figur 32: Antatt forløp av leirmasser mellom S9-S20. Kun andre halvdel av strekningen er vist.

Det ble også tatt opp prøver underveis ved mikrotunneleringen på Sluppen. Disse prøvene har gitt informasjon om de ulike massetypene som befinner seg på nivå med rørtraséen, se vedlegg 3.

4.3.2 Press- og mottaksgrop

Press- og mottaksgrop i prosjektet på Sluppen var støttet opp med avstivet spunt. I tillegg var det behov for stabilisering av massene med kalk-sement (multicem) rundt og i press- og mottaksgroper. Dette for å unngå problemer med omrøring og potensiell innstrømming av leire i gropene, og for å oppnå tilstrekkelig mothold for presskreftene under mikrotunneleringen. Både press- og mottaksgrop var ca. 10 m dype. Pressgropa var dimensjonert for en påført presskraft på 10 000 kN (Multiconsult, 2019b).

Kapittel 5

5 Parametre og forutsetninger beregningene

Parameterne presentert i dette kapittelet vil bli benyttet i analysene. De fleste parameterne er bestemt ut fra geotekniske rapporter, samt generell informasjon mottatt fra entreprenørselskapene som utførte de ulike prosjektene. I tilfeller der informasjon om aktuelle parametre ikke har vært tilgjengelig, har erfaringstall eller tommelfingerregler blitt benyttet. Det har i noen tilfeller vært vanskelig å fastsette parametre ut fra de geotekniske datarapportene fordi borhullene har vært plassert i god avstand fra selve rørtraséen, samtidig som det kan observeres en stor variasjon i grunnforholdene i de ulike borhullene. Det har i disse tilfellene vært usikkerhet knyttet til hvilke geotekniske parametre som har vært representative langs selve rørtraséen. I disse tilfellene har beregningene blitt utført med flere mulige verdier, gjerne en øvre og nedre grense.

Det vil bli redegjort for tre typer parametre på de kommende sidene:

- Prosjektspesifikke parametre
 - Fysiske størrelser knyttet til rør, rørtrasé, overdekning på røret og lignende.
- Geotekniske parametre
 - Massenes tyngdetetthet, friksjonsvinkel, skjærstyrke og lignende.
- Empiriske/ beregnede parametre
 - Noen sentrale parametre som er beregnet fra de øvrige parameterne. Deriblant friksjonskoeffisienter og jordtrykkskoeffisienter. Noen av parameterne er fastsatt ut fra anbefalinger i litteraturen.

5.1 Gretnesbekken

Tabell 10 nedenfor oppsummerer de prosjektspesifikke parameterne i prosjektet ved Gretnesbekken. Tabell 11 på side 53 oppsummerer de geotekniske parameterne for prosjektet, mens empiriske/ beregnede parametre er oppsummert i Tabell 12 på side 54.

Prosjektspesifikke parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Indre diameter av utgraving	D_c	2440	mm	Overcut-spalten var 40 mm (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 26.03.2020). Antas det 40 mm overcut på toppen av røret, fås en utgravningsdiameter på $2400 + 40 \text{ mm} = 2440 \text{ mm}$.
Ytre diameter av røret	D_p	2400	mm	Informasjon mottatt fra Øystein Olimb, driftssjef i Olimb (personlig kommunikasjon, 04.03.2020)
Rørets egenvekt	W	3455	kg/m	
Rørsegmentenes lengde	L	3000	mm	
Startrørets areal	A_s	0,157	m ²	Startrørets ytre omkrets var 2450 mm (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 30.04.20). Arealet er beregnet etter ligning (5.1 i delkapittel 5.4.2.
Høyden av jordmasser over røret	h	0-10	m	Se Figur 24 i delkapittel 4.1.1
Rørets stigning	s	0,4	Grader	Stigningen ble oppgitt til 7 %, hvilket tilsvarer 0,4 grader (personlig kommunikasjon, 04.03.2020).
Poissons ratio for røret	ν_p	0,15	-	Poissons ratio for betong ligger mellom 0,1-0,2 (EngineeringToolBox, 2008). Verdien midt mellom disse ytterpunktene er valgt.
Elastisitetsmodul for røret	E_p	37278	MPa	Hentet fra hefte med statiske beregninger gjort av Haba-Beton (Bartlecher og Niedermeier, 2018). Gjelder for selve betongmaterialet. Betongrøret er riktignok armert med stål som har langt høyere stivhet enn dette. Det er likevel valgt å se bort fra dette, fordi innsetting av høyere stivhet utgjør forsvinnende lite for beregnet friksjonskraft. Dette skyldes at betongens stivet uansett er langt høyere enn jordas stivhet.

Tabell 10: Prosjektspesifikke parametre i prosjektet ved Gretnesbekken.

Geotekniske parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Jordas tyngdetetthet	γ	17,91	kN/m ³	Gjennomsnittlig tyngdetetthet på nivå med rørtrase (Multiconsult, 2017).
Elastisitetsmodul for jordmaterialet	E_s	16-28	MPa	Her benyttes tommelfingerregel foreslått av geotekniker Rolf Lauritzen, hvor E_s settes lik $400 \cdot s_u$. (Personlig kommunikasjon, 30.03.2020)
Poissons ratio for jorda	ν_s	0,3	-	Informasjon om Poissons ratio var ikke å finne i geoteknisk datarapport for dette prosjektet. Verdier er derfor antatt ut fra erfaringstall/typiske verdier ut fra (Nordal, 2012).
Jordas kohesjon	c	3,41	kPa	Basert på erfaringstall fra Statens vegvesens håndbok V220 (Statens vegvesen, 2014a). Det er gått ut fra at leira i rørtraseen er bløt-middels fast. Attraksjon er satt lik 7 kPa, hvilket med gjeldende friksjonsvinkel gir en kohesjon på 3,41 kPa.
Friksjonsvinkel jord	φ	23	Grader	Basert på erfaringstall fra Statens vegvesens håndbok V220 (Statens vegvesen, 2014a). Det er gått ut fra at leira i rørtraseen er bløt-middels fast, noe som var representativt for størsteparten av prøveresultatene.
Jordas porettall	e	1	-	Informasjon om porettall/porøsitet var ikke tilgjengelig i geoteknisk datarapport. Valget er derfor basert på at typiske verdier for porøsitet (n) ligger på mellom 40-60 % for leire (Emdal, 2013). Middelveidien 50 % er valgt for dette tilfellet. Videre finnes porettallet fra følgende formel: $e = \frac{n}{1 - n}$
Udrenert skjærstyrke	s_u	40 / 70	kPa	Se utdypende forklaring i avsnitt under tabellen. Basert på Multiconsult (2017)
Udrenert skjærstyrke, omrørt	$s_{u,r}$	2,63-12,2	kPa	

Tabell 11: Geotekniske parametre i prosjektet ved Grefnesbekken

Udrenert skjærstyrke

Det var noe utfordrende å velge en representativ udrenert skjærstyrke for prosjektet i Gretnesbekken. Grunnforholdene i området varierte mye, samtidig som få av borhullene har befunnet seg i nærheten av selve rørtraséen. Grunnundersøkelsene i området viser at udrenert skjærstyrke varierer fra 14 kPa og helt opp til 102 kPa. De høyeste verdiene er lokalisert nært riksvei 111, og antas derfor å være knyttet til oppfylte masser for veien. Ellers lå udrenert skjærstyrke på mellom 30-50 kPa (Multiconsult, 2017). 40 kPa ble valgt med utgangspunkt i sistnevnte. Siden svært høye verdier for udrenert skjærstyrke var registrert nært veien, ble det også besluttet å gjøre en beregning med udrenert skjærstyrke satt lik 70 kPa.

Omrørt skjærstyrke

Detaljert informasjon om omrørt skjærstyrke nøyaktig langs traseen har ikke vært tilgjengelig. Det er derfor tatt utgangspunkt i prøver tatt opp fra borhull 4 og 6, se Figur 23 i delkapittel 4.1.1. Disse borhullene befant seg nærmest rørtraséen. Gjennomsnittlig verdi for omrørt skjærfasthet var 12,2 og 2,63 kPa i henholdsvis borhull 4 og 6 (Multiconsult, 2017). Her vil begge verdier bli utprøvd i beregningene. Også gjennomsnittlig verdi for de to borhullene vil bli prøvd (7,4 kPa).

Empiriske/ beregnede parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og jord	μ_s	0,2	-	$\mu_s = \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right)$, en akseptert forenkling etter Ye et al. (2019)
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og smøremiddel	μ_m	0,01	-	Valgt etter resultat rapportert av Guo et al. (2015)
Jordtrykkskoeffisienten (for beregning av jordtrykk)	K	0,44	-	$K = K_a = \tan^2\alpha$, hvor $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, etter Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4.
Friksjonsvinkel mellom jord og rør	δ	23	Grader	$\delta = \varphi$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Gjelder for bruk ved beregning av vertikalltrykket.
Bredden av silo over rør	b	4,5	m	$b = D_p \tan\beta$, hvor $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2}$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4.

Tabell 12: Empiriske/ beregnede parametre i prosjektet ved Gretnesbekken.

5.2 Bakkedalen

Tabell 13 nedenfor oppsummerer de prosjektspesifikke parameterne ved prosjektet i Bakkedalen. Tabell 14 på side 56 oppsummerer de geotekniske parameterne for prosjektet, mens empiriske/ beregnede parametre er oppsummert i Tabell 15 på side 57.

Prosjektspesifikke parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Indre diameter av utgraving	D_c	1760	mm	Overcut-spalten var 40 mm (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 26.03.2020). Antas det 40 mm overcut på toppen av røret, fås en utgravningsdiameter på $1720 + 40 \text{ mm} = 1760 \text{ mm}$.
Ytre diameter av røret	D_p	1720	mm	Informasjon mottatt fra Øystein Olimb, driftssjef i Olimb (personlig kommunikasjon, 04.03.2020)
Rørets egenvekt	W	1960	kg/m	
Rørsegmentenes lengde	L	3000	mm	
Startrørets areal	A_s	0,112	m ²	Startrørets ytre omkrets var 1750 mm (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 30.04.20). Arealet er beregnet etter ligning (5.2 i delkapittel 5.4.2).
Høyden av jordmasser over røret	h	2-5	m	Kan sees fra Figur 28 i delkapittel 4.2.1
Rørets stigning	s	-0,22	Grader	Fra geometrisk betraktning av Figur 28 i delkapittel 4.2.1, kan det bestemmes at fall fra pressgrop i forhold til horisontalplanet er 3,9 ‰, hvilket tilsvarer $-0,22^\circ$.
Poissons ratio for røret	ν_p	0,15	-	Poissons ratio for betong ligger mellom 0,1-0,2 (EngineeringToolBox, 2008). Verdien midt mellom disse ytterpunktene er valgt.
Elastisitetsmodul for røret	E_p	37278	MPa	Hentet fra hefte med statiske beregninger gjort av Haba-Beton (BartlecherogNiedermeier, 2018). Gjelder for selve betongmaterialet. Betongrøret er riktignok armert med stål som har langt høyere stivhet enn dette. Det er likevel valgt å se bort fra dette, fordi innsetting av høyere stivhet utgjør forsvinnende lite for beregnet friksjonskraft. Dette skyldes at betongens stivet uansett er langt høyere enn jordas stivhet.

Tabell 13. Prosjektspesifikke parametre ved prosjektet i Bakkedalen.

Geotekniske parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Jordas tyngdetetthet	γ	18,855	kN/m ³	Gjennomsnitt av de målte tyngdetetthetene på nivå med og over rørtrase (Norconsult, 2015).
Elastisitetsmodul for jordmaterialet	E_s	12	MPa	Her benyttes tommelfingerregel foreslått av geotekniker Rolf Lauritzen, hvor E_s settes lik $400 \cdot s_u$. (Personlig kommunikasjon, 30.03.2020)
Poissons ratio for jorda	ν_s	0,3		Informasjon om Poissons ratio var ikke å finne i geoteknisk datarapport for dette prosjektet. Verdier er derfor antatt ut fra erfaringstall/typiske verdier fra kompendium i geoteknikk videregående kurs (Nordal, 2012)
Jordas kohesjon	c	1,9	kPa	Basert på erfaringstall fra Statens vegvesens håndbok V220 (Statens vegvesen, 2014a). Det er gått ut fra at leira i rørtraséen er bløt – middels fast, men mest bløt. Attraksjon er satt lik 5 kPa, hvilket med gjeldende friksjonsvinkel gir en kohesjon på 1,9 kPa.
Friksjonsvinkel jord	φ	21	Grader	Basert på erfaringstall fra Statens vegvesens håndbok V220 (Statens vegvesen, 2014a). Det er gått ut fra at leira i rørtraséen er bløt – middels fast, men mest bløt.
Jordas poretall	e	0,89	-	Gjennomsnittlig verdi av målte verdier i ulike borhull (Norconsult, 2015). De målte verdiene varierte i utgangspunktet lite.
Udrenert skjærstyrke	s_u	30	kPa	Bestemt fra konusforsøk på prøver tatt opp fra borhull NF4 (Norconsult, 2015). Over 5 meters dybde var uforstyrret skjærfasthet 25-30 kPa. Under 5 meters dybde var den enda lavere, rundt 15 kPa. Fordi mikrotunneleringen i Bakkedalen foregikk med <i>maksimalt</i> 5 meters overdekning, er det valgt å benytte verdier for skjærstyrke i de øverste 5 meterne.
Udrenert skjærstyrke, omrørt	$s_{u,r}$	0,1-6	kPa	Bestemt fra konusforsøk på prøver tatt opp fra borhull NF4 (Norconsult, 2015). Se utdypende forklaring i avsnittene nedenfor.

Tabell 14: Geotekniske parametre ved prosjektet i Bakkedalen.

Valg av omrørt skjærstyrke

Prøver tatt opp fra borhull NF4 (se Figur 26 i delkapittel 4.2) viser følgende verdier for omrørt skjærfasthet:

- 0-5 meters dybde: 6 kPa
- 5-15 meters dybde: 0,1-1 kPa (kvikkleire)

Sensitive masser er også avdekket i borhull NF3 (et lite stykke unna selve rørtraséen), noe som kan tyde på at sensitive masser forekommer hyppig i området. Det er besluttet å prøve tre ulike verdier for omrørt skjærstyrke i beregningene:

- 1 kPa (minste registrerte verdi)
- 3, kPa (gjennomsnittlig verdi)
- 6 kPa (høyeste registrerte verdi)

Det er knyttet endel usikkerhet til disse verdiene, da de kun beskriver massene ved borhull NF4 eksakt.

Empiriske/ beregnede parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og jord	μ_s	0,185	-	$\mu_s = \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right)$, en akseptert forenkling etter Ye et al. (2019)
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og smøremiddel	μ_m	0,01	-	Valgt etter resultat rapportert av Guo et al. (2015)
Jordtrykkskoeffisienten (for beregning av jordtrykk)	K	0,47	-	$K = K_a = \tan^2\alpha$, hvor $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, etter Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4
Friksjonsvinkel mellom jord og rør	δ	21	Grader	$\delta = \varphi$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4. Gjelder for bruk ved beregning av vertikaltrykket.
Bredden av silo over rør	b	3,26	m	$b = D_p \tan\beta$, hvor $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2}$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4.

Tabell 15: Empiriske/ beregnede parametre ved prosjektet i Bakkedalen.

5.3 Sluppen

Tabell 16 nedenfor oppsummerer de prosjektspesifikke parameterne i prosjektet på Sluppen.

Tabell 17 på side 59 oppsummerer de geotekniske parameterne for prosjektet, mens empiriske/ beregnede parametre er oppsummert i Tabell 20 på side 61.

Prosjektspesifikke parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Indre diameter av utgraving	D_c	2520	mm	Overcut-spalten var 20 mm (P.E. Christensen, Afdelingsleder Tunnelering & Gennemsprøsing, personlig kommunikasjon, 11.03.2020). Antas det 20 mm overcut på toppen av røret, fås en utgravningsdiameter på $2500 + 20 \text{ mm} = 2520 \text{ mm}$
Ytre diameter av røret	D_p	2500	mm	(P.E. Christensen, Afdelingsleder Tunnelering & Gennemsprøsing, personlig kommunikasjon, 11.03.2020).
Rørets egenvekt	W	4420	kg/m	
Rørsegmentenes lengde	L	4000	mm	
Startrørets areal	A_s	0,162	m ²	Startrørets ytre omkrets var 2530 mm, og dets tykkelse var 25 mm (P.E. Christensen, Afdelingsleder Tunnelering & Gennemsprøsing, personlig kommunikasjon, 30.04.2020). Areal er beregnet etter ligning (5.1 i delkapittel 5.4.2.
Høyden av jordmasser over røret	h	6-11,5	m	Se Figur 31 og Figur 32 i delkapittel 4.3.1.
Rørets stigning	s	2,06	Grader	Bestemt ut fra betraktning av Figur 31 og Figur 32 i delkapittel 4.3.1. Det er en total stigning på 9 meter over strekningen på 250 meter
Poissons ratio for røret	ν_p	0,15	-	Poissons ratio for betong ligger mellom 0,1-0,2 (EngineeringToolBox, 2008). Verdien midt mellom disse ytterpunktene er valgt.
Elastisitetsmodul for røret	E_p	37278	MPa	Hentet fra hefte med statiske beregninger gjort av Haba-Beton (BartlecherogNiedermeier, 2018). Gjelder for selve betongmaterialet. Betongrøret er riktignok armert med stål som har langt høyere stivhet enn dette. Det er likevel valgt å se bort fra dette, fordi innsetting av høyere stivhet utgjør forsvinnende lite for beregnet friksjonskraft. Dette skyldes at betongens stivet uansett er langt høyere enn jordas stivhet.

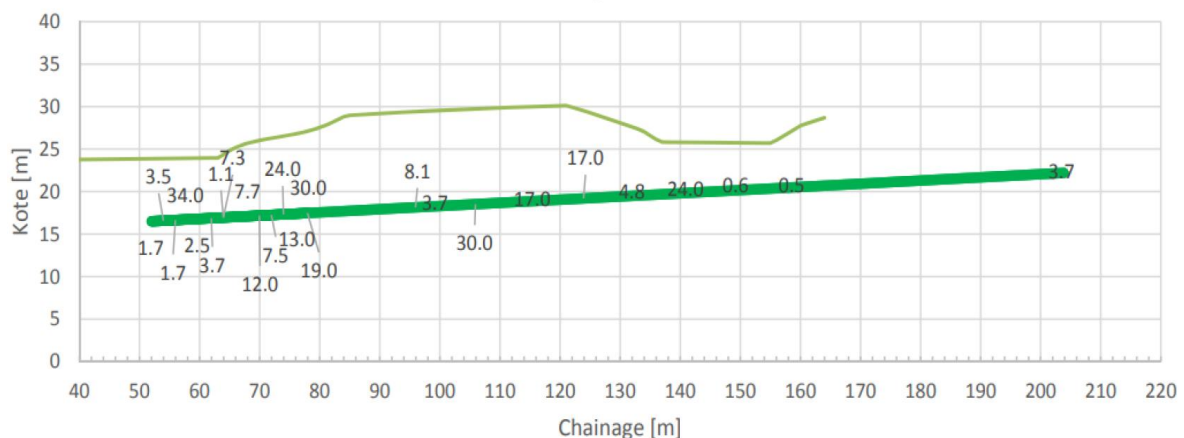
Tabell 16: Prosjektspesifikke parametre i prosjektet på Sluppen.

Geotekniske parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Jordas tyngdetetthet	γ	21	kN/m ³	(Multiconsult, 2019a)
Elastisitettsmodul for jordmaterialet	E_s	16	MPa	Her benyttes tommelfingerregel foreslått av geotekniker Rolf Lauritzen, hvor E_s settes lik $400 \cdot s_u$.
Poissons ratio for jorda	ν_s	0,25		(Multiconsult, 2019a).
Jordas kohesjon	c	2,89	kPa	Gjennomsnittlig verdi ut fra relevante undersøkelser (Multiconsult, 2019a).
Friksjonsvinkel jord	φ	30,1	Grader	
Jordas poreteall	e	0,67	-	
Udrenert skjærstyrke	s_u	40	kPa	Basert på datarapport om jordparametre (Multiconsult, 2018). Udrenert skjærfasthet øker med dybden. Ved pressgrop S9 var verdien regnet for å være 40 og 80 kPa ved hhv. 8 og 12 meters dybde.
Udrenert skjærstyrke, omrørt	$s_{u,r}$	0,5-30	kPa	Omrørt skjærstyrke varierte langs traseen (Multiconsult, 2019c). Se Figur 33 nedenfor

Tabell 17: Geotekniske parametre i prosjektet på Sluppen.

Omrørt skjærstyrke

For prosjektet på Sluppen var mer detaljert informasjon om omrørt skjærstyrke tilgjengelig. Se Figur 33 nedenfor. Verdiene er bestemt ut fra prøver som ble tatt opp underveis i mikrotunneleringen.



Figur 33: Omrørt skjærstyrke langs rørtraseen mellom S9 og S20 på Sluppen (Multiconsult, 2019c).

Verdier for omrørt skjærstyrke benyttet i beregninger er oppsummert i Tabell 18 og Tabell 19. De er tolket ut fra Figur 33. Merk at pressropa befinner seg i «Chainage» 50 i Figur 33. Det var ikke rett frem å fastsette verdier, da det fra Figur 33 ikke framkommer for hvor store avstander de ulike verdiene for omrørt skjærstyrke gjelder. Det må derfor understrekes at verdier i Tabell 18 og Tabell 19 ikke er noen fasit, men en tolkning gjort ut fra undertegnede vurdering. Det ble aller først forsøkt å lage en mer detaljert oversikt, se vedlegg 2. Dette viste seg å være lite hensiktsmessig for beregningene, så gjennomsnittsverdier eller typetall i ulike områder ble heller benyttet.

Avstand fra pressgrop [m]	Gjennomsnittlig omrørt skjærstyrke [kPa]
0-20	4,945
20-50	15,35
50-75	9,2
75 - slutt trase	4,12

Tabell 18: Øvre estimat på verdier for omrørt skjærstyrke langs traseen benyttet i beregninger. (Sluppen)

Avstand fra pressgrop [m]	Gjennomsnittlig omrørt skjærstyrke [kPa]
0-20	1,7
20-50	15
50-75	3,7
75-slutt trase	0,5

Tabell 19: Nedre estimat på verdier for omrørt skjærstyrke langs traseen benyttet i beregninger. (Sluppen)

Empiriske/ beregnede parametre				
Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Begrunnelse/ referanse
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og jord	μ_s	0,27	-	$\mu_s = \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right)$, en akseptert forenkling etter Ye et al. (2019)
Kinetisk friksjonskoeffisient mellom rør og smøremiddel	μ_m	0,01	-	Valgt etter resultat rapportert av Guo et al. (2015)
Jordtrykkskoeffisienten (for beregning av jordtrykk)	K	0,33	-	$K = K_a = \tan^2\alpha$, hvor $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, etter Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4
Friksjonsvinkel mellom jord og rør	δ	30,1	Grader	$\delta = \varphi$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4 Gjelder for bruk ved beregning av vertikaltrykket.
Bredden av silo over rør	b	4,32	m	$b = D_p \tan\beta$, hvor $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2}$. Valgt etter anbefaling av Ye et al. (2019). Se Tabell 5 i delkapittel 3.2.1.4.

Tabell 20: Empiriske/ beregnede parametre i prosjektet på Sluppen.

Kalksementstabiliserte masser ved S9 og S20

Som beskrevet i delkapittel 4.3.2, var massene i og rundt pressgrop S9 og mottaksgrop S20 kalksementstabiliserte. Røret ble presset ca. 3 meter gjennom kalksementstabiliserte masser fra pressgropa, før overtrykket ved fronten ble satt på (Bek et al., 2019). Kalk og sement reagerer kjemisk med jord og danner et jordmateriale med større skjærfasthet og stivhet enn den opprinnelige jorden (Statens vegvesen, 2014b), og må derfor tas hensyn til ved beregning av presskraft. Styrkeøkning avhenger av blandingsforhold, jordart og tidsrom fra innblanding. Dette er nærmere beskrevet av Skoglund (2019). Blandingsforholdene ved grop S9 og S20 er oppsummert i Tabell 21 nedenfor. Forholdet mellom multicem og sement var 50/50.

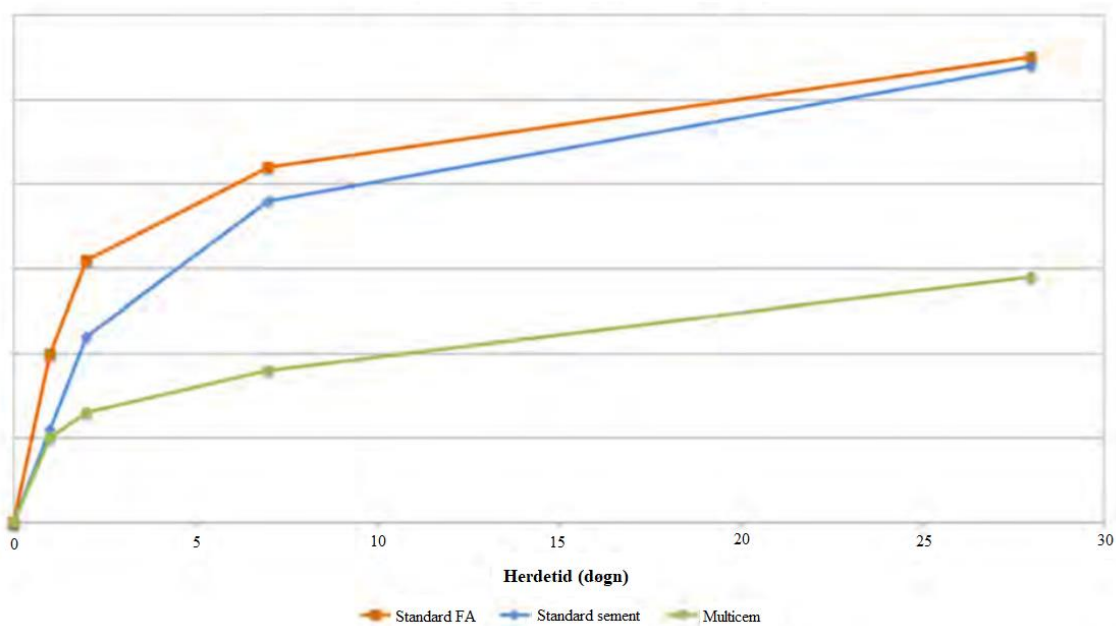
	Pressgrop S9	Mottaksgrop S20
Over graveplan	30 kg/m ³	30 kg/m ³
Under graveplan	100 kg/ m ³	100 kg/ m ³
Utenfor spunt	60 kg/m ³	30 kg/m ³

Tabell 21: Blandingsforhold for kalksementstabilisering ved prosjektet på Sluppen (M. Bek, geotekniker i Multiconsult, personlig kommunikasjon, 30.04.2020).

Blandingsforholdet var lavere over graveplanet for å gjøre det enklere å grave ut massene. Under graveplan er det ekstra høy innblanding for å oppnå mest mulig passivt trykk (M. Bek, geotekniker i Multiconsult, personlig kommunikasjon, 30.04.2020). Røret passerer gjennom massene utenfor spunten, og det må derfor tas utgangspunkt i et blandingsforhold på 60 kg/m³ ved pressgrop S9, og 30 kg/m³ ved mottaksgrop S20.

Udrenert skjærstyrke i de kalksementstabiliserte massene

Kalksementstabiliserte masser utvikler økt skjærfasthet med tiden etter installasjon. Økningen er størst de første dagene, og avtar deretter gradvis. Se Figur 34.



Figur 34: Fasthetsutvikling for ulike bindemidler ved kalksementstabilisering. Modifisert etter (Eggen, 2012)

Multiconsult har utført laboratorieforsøk på prøver fra felt. Prøver med innblandingsforhold på 60 og 38 kg/m³ hadde udrenert skjærstyrke på hhv. 275 og 175 kPa fire dager etter installasjon. Multiconsult har også utført tester med innblanding i lab. Seks av disse prøvene hadde et blandingsforhold på 75 kg/m³, og kan derfor antas å være noenlunde representative for hvordan skjærfastheten til en prøve med blandingsforhold på 60 kg/m³ utvikler seg med tiden. Disse prøvene hadde fra 7-15 dager en gjennomsnittlig økning i skjærfasthet på 15,8 % (M. Bek, geotekniker i Multiconsult, personlig kommunikasjon, 14.04.2020).

Fasthetsøkningen fra 4-7 dager vil trolig være minst like høy, da økningen er størst like etter installasjon. Fra 15-28 dager er økningen sannsynligvis mindre. Ut fra ovennevnte betraktninger, og tendenser illustrert i Figur 34, er det besluttet å gå ut fra følgende:

- Fasthet 4 dager etter installasjon: 275 / 175 kPa ved hhv pressgrop og mottaksgrop
- Økning i fasthet mellom 4-7 dager: 20 %
- Økning i fasthet mellom 7-15 dager: 15,8 %
- Økning i fasthet mellom 15-28 dager: 10 %

Kalksementstabilisering i pressgrop og mottaksgrop ble utført fra henholdsvis 9. og 22.januar 2019. Pressingen startet den 9.mars fra pressgrop S9, og røret nådde mottaksgrop S20 den 13. april (M. Bek, geotekniker i Multiconsult, personlig kommunikasjon, 02.05.2020).

Kalksementen hadde dermed en herdetid på rundt 2-3 måneder før pressing. Etter 28 dager er fasthetsøkningen imidlertid svært liten, og det er derfor besluttet å se bort fra dette. Samme fasthetsøkning antas for begge blandingsforholdene. Dermed kan udrenert skjærstyrke beregnes som følger:

$$\text{Ved pressgrop S9: } 275 \text{ kPa} \cdot 1,2 \cdot 1,158 \cdot 1,1 = 420,3 \text{ kPa}$$

$$\text{Ved mottaksgrop S20: } 175 \text{ kPa} \cdot 1,2 \cdot 1,158 \cdot 1,1 = 267,5 \text{ kPa}$$

5.4 Parametre som er felles for referanseprosjektene

5.4.1 Bentonittens skjærstyrke

Det tyske selskapet *Baroid* leverer bentonitt til ulike typer prosjekter. For mikrotunneling har de noen få grunnleggende mikser. Blandingsforhold og innhold avhenger av de lokale geotekniske forholdene; grovt jordmateriale krever en tykkere væske enn finkornet jordmateriale som for eksempel leire. Avhengig av blandingsforhold, varierer bentonittblandingsens skjærstyrke mellom ca. 0,011-0,017 kPa (M. Bijleveld, senior i salg og service i Cebo, personlig kommunikasjon, 28.04.2020). Disse verdiene er imidlertid målt rett etter utblanding i et laboratorium. Det er lite sannsynlig at verdiene er like lave under selve mikrotunnelingen, da bentonitten vil blande seg med omkringliggende jordmasser. I samråd med medveilder er det derfor besluttet å sette bentonittens skjærstyrke lik 1,5 kPa i beregningene (A. Watn, personlig kommunikasjon, 28.04.2020).

5.4.2 Startrørets areal

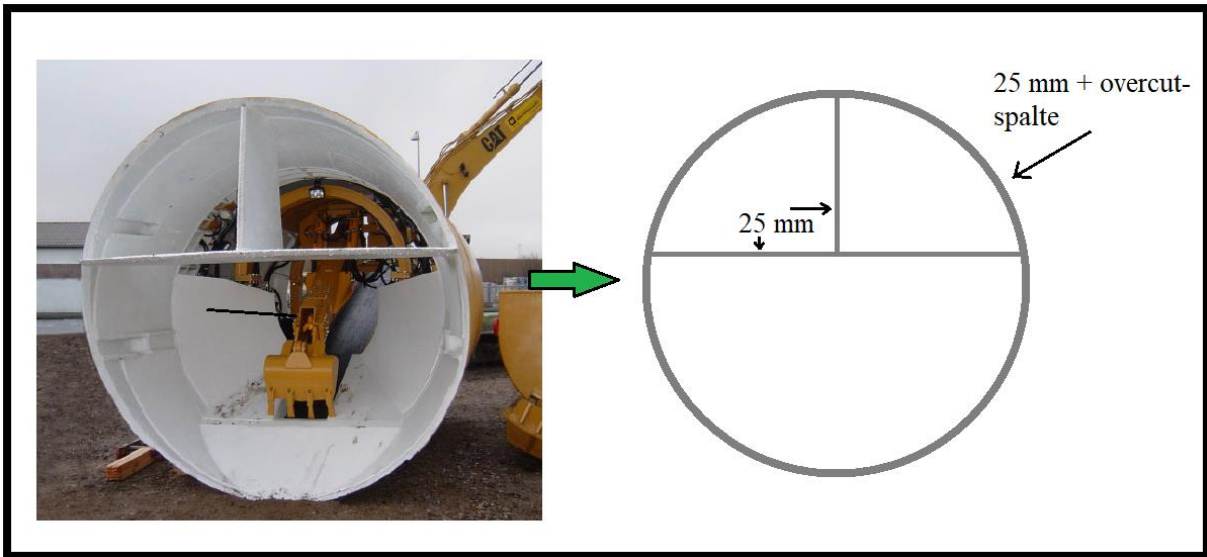
Ved beregning av spissmotstand er startrørets tverrsnittareal avgjørende. Dette røret skiller seg fra de øvrige rørene blant annet ved at det har tynnere vegger og er laget i stål. Tykkelsen på startrøret var i samtlige referanseprosjekter 25 mm. I tillegg vil det helt i fronten være en utvidelse som sørger for overcut-spalten. Større startrør vil dessuten ha en *sandhulle* (ser ut som en bred, omvendt T i røret, se Figur 35) som må medregnes. I prosjektet på Sluppen og ved Gretnesbekken hadde startrørene en slik sandhulle. Startrøret ved prosjektet i Bakkedalen hadde ikke dette. For startrør med sandhulle, beregnes arealet på følgende måte:

$$A_{start} = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{start,ytre}^2 - D_{start,indre}^2) + D_{start,indre} \cdot t \cdot 1,4 \quad (5.1)$$

For startrør uten sandhulle beregnes arealet på følgende måte:

$$A_{start} = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{start,ytre}^2 - D_{start,indre}^2) \quad (5.2)$$

Startrørets indre diameter ($D_{start,indre}$) er lik startrørets ytre diameter ($D_{start,ytre}$) fratrukket overcut-spalten og rørets tykkelse.



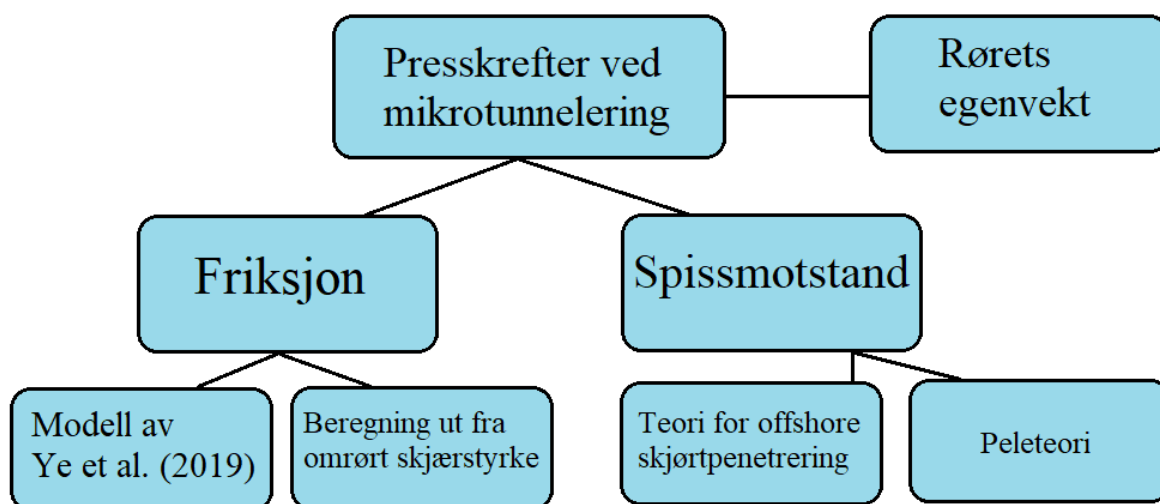
Figur 35: Venstre: Illustrasjon av et starttrør (Bek et al., 2019). Høyre: Illustrasjon av hvordan rørfrontens tverrsnittareal er beregnet.

Her må det påpekes at arealet er beregnet på en forenklet måte, da overcut-spalten i realiteten er gjeldene for ca. kun $2/3$ av røromkretsen (øvre del). Det er valgt å gjøre det på denne måten for å holde det enkelt, samt at andre flater slik som den skrå nederst i røret (se Figur 35) også kan ha noe effekt.

Kapittel 6

6 Beregninger og analyser

Ulike beregningsmetoder for spissmotstand og friksjon er presentert i teoridelen. Ved å kombinere de ulike metodene finnes i utgangspunktet flere måter å beregne presskraften på. Figur 36 gir en oversikt presskraftens bestanddeler, og hvilke modeller som kan benyttes for å beregne dem.



Figur 36: Oversikt over komponentene som presskraften består av.

Dette kapittelet inneholder følgende:

- Friksjonsberegninger utført etter de to ulike metodene presentert i teoridelen
- Beregning av spissmotstand utført etter de to ulike metodene presentert i teoridelen
- Beregning av rørets egenvekt i retning av rørtraséen
- En kartlegging av eventuell kraftøkning etter stans

Beregningene er utført i Excel for samtlige referanseprosjekter, se vedlegg 4-6. Dette har gjort det mulig å betrakte utslaget ved justering av ulike parametre. Kontrollberegninger er utført på papir.

6.1 Gretnesbekken

6.1.1 Beregning av friksjonskrefter

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)

Friksjonen er ved Gretnesbekken beregnet for ca. hver 10. meter. Som beskrevet i delkapittel 5.1 var det noe usikkerhet rundt valg av udrenert skjærstyrke. Derfor er friksjon beregnet ut fra udrenert skjærstyrke satt lik både 70 og 40 kPa, se Tabell 22 og Tabell 23 henholdsvis. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 4A.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Overdekning [m]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
		Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
4	1,2	2,00	3,70
10	3,6	8,59	9,55
20	4,8	12,48	12,15
30	6	16,46	14,50
40	9	25,99	19,45
50	9	25,99	19,45
58	9	25,99	19,45

Tabell 22: Beregnet friksjon ved forutsetningen om at udrenert skjærstyrke er antatt lik 70 kPa langs hele traseen.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Overdekning [m]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
		Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
4	1,2	2,51	4,22
10	3,6	11,74	11,50
20	4,8	16,87	14,63
30	6	22,28	17,40
40	9	34,27	23,40
50	9	34,27	23,40
58	9	34,27	23,40

Tabell 23: Beregnet friksjon ved forutsetningen om at udrenert skjærstyrke er antatt 40 kPa langs hele traseen.

Her kan det observeres at høyere udrenert skjærstyrke noe overraskende medfører lavere beregnet friksjon langs røret. Dette skyldes at udrenert skjærstyrke inngår i beregning av jordstivheten. Økt jordstivhet medfører redusert friksjon. Sammenhengen er grundigere forklart i delkapittel 8.4.1.

Som tidligere beskrevet vil det ved rørfronten genereres noe friksjon mellom massene inne i røret og den innvendige rørveggen. Gjeldende bidrag for prosjektet i Gretnesbekken er oppsummert i Tabell 25 og Tabell 24 nedenfor. Verdier er beregnet etter ligning (3.20) i delkapittel 3.2.3.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN]	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
4	1,26	2,11
10	5,87	5,75
20	8,44	7,32
30	11,14	8,70
40	17,14	11,70
50	17,14	11,70
58	17,14	11,70

Tabell 24: Innvendig friksjon i startrøret ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke lik 40 kPa.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN]	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
4	1,00	1,85
10	4,29	4,78
20	6,24	6,08
30	8,23	7,25
40	12,99	9,73
50	12,99	9,73
58	12,99	9,73

Tabell 25: Innvendig friksjon i startrøret ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke lik 70 kPa.

Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Beregnet friksjon ut fra omrørt skjærstyrke er oppsummert i Tabell 26 nedenfor.

Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 4B.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Beregnet friksjon [kN/m]		
	Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
2,63	11,3	19,8	12,3
7,4	11,3	55,9	16,4
12,2	11,3	91,9	20,5

Tabell 26: Oversikt over friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke ved Gretnesbekken. Ulike hypoteser benyttet.

Bidrag fra innvendig friksjon i starttrøret er oppsummert i Tabell 27. Verdier er beregnet etter ligning (3.21) i delkapittel 3.2.3.

Omrørt skjærstyrke [kPa]	Innvendig friksjon, hypotese b, c og d [kN]
2,63	10,0
7,4	28,2
12,2	46,4

Tabell 27: Innvendig friksjon i starttrøret ved Gretnesbekken. Beregnet fra omrørt skjærstyrke.

6.1.2 Beregning av spissmotstand

Beregninger ut fra teori basert på offshore skjørtpenetrasjon

$$T = (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 40 \cdot (1 + 0,608) + 8,955) \cdot 0,3324 = 142 \text{ kN}$$

$$T = (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 70 \cdot (1 + 0,608) + 8,955) \cdot 0,3324 = 246,3 \text{ kN}$$

Bakgrunn for beregningene er beskrevet i delkapittel 3.3.2. Tallverdier for parameterne benyttet i beregningene er oppsummert i Tabell 28 nedenfor.

Parameter	d	B	γ	N_c	d_c	s_u	q_t	A_T
Verdi	0,5	0,025	17,91	6,5	0,608	40 / 70	8,955	0,3324
Enhet	m	m	kN/m ³	-	-	kPa	kPa	m ²

Tabell 28: Tallverdier for de ulike parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon.

Beregninger basert på peleteori

Bakgrunn for beregningene er beskrevet i delkapittel 3.3.1

$$T = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 40 \cdot 0,3324 = 102,5 \text{ kN}$$

$$T = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 70 \cdot 0,3324 = 179,4 \text{ kN}$$

Verdier for s_u og A_T er identiske med de som er gitt i Tabell 28 ovenfor. Bæreevnefaktoren N_c er som beskrevet i delkapittel 3.3.1 satt lik 7,71. (Faktoren f_D er lik 0,5.)

6.1.3 Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen

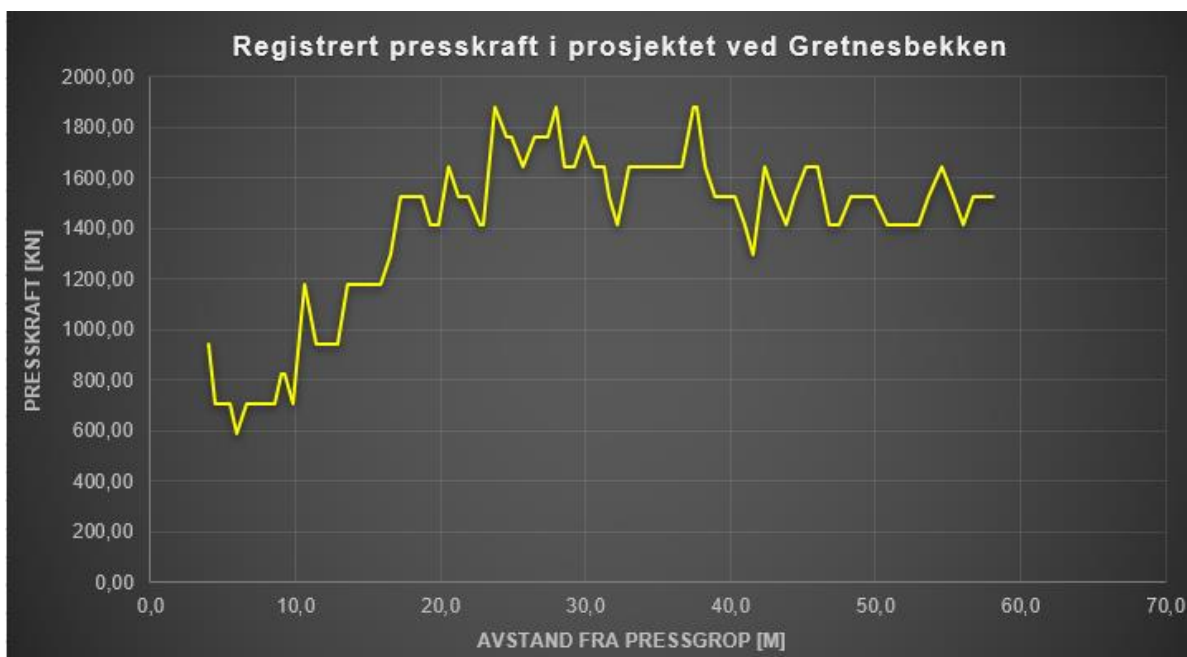
I prosjektet ved Gretnesbekken hadde rørtraséen en stigning på $0,4^\circ$ fra pressgropa.

Beregninger i henhold til delkapittel 3.4 gir følgende kraftkomponent i rørtraséens retning:

$$W_\beta = W \cdot \sin\beta = 33,882 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(0,4^\circ) = 0,2364 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.1.4 Økning i presskraft grunnet stans

Figur 37 under viser reelt forløp av presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken. Mange lokale «hopp» i presskraft kan observeres. Dette kan relateres til stopp underveis i pressingen. Mikrotunneleringen ble utført mandag-torsdag, fra 7 om morgenen til 7 på kvelden, noe som medfører et opphold på mer enn 80 timer i helgene. I tillegg var det nattlige opphold på 12 timer. Presskreftene illustrert i Figur 37 baserer seg på informasjon fra en manuell tunneleringslogg mottatt fra entreprenør, hvor også dato og tidspunkt for de loggførte presskreftene notert. Dette har gjort det mulig å se de økte presskreftene i sammenheng med stopplengde. Økning i presskraft etter stopp gjennom henholdsvis helg og natt er oppsummert i Tabell 29 og Tabell 30.



Figur 37: Registrert presskraft fra i prosjektet ved Gretnesbekken

Periode med stans (helg)	Presskraft før stopp [kN]	Presskraft etter stopp [kN]	Økning i presskraft [kN]	Prosentvis økning [%]	Avstand fra pressgrop [m]
18 – 22. oktober 2018	706	1177	471	66,7	Ca. 10
25 – 29. oktober 2018	1412	1883	471	33,4	Ca. 23
1 – 5. november 2018	1294	1648	354	27,4	Ca. 42
Gjennomsnittlig økning			432 kN		

Tabell 29: Økning i presskraft etter lengre stans (helg, ca. 80 timer) i prosjektet ved Gretnesbekken.

Dato med stans (natt)	Presskraft før stopp [kN]	Presskraft etter stopp [kN]	Økning i presskraft [kN]	Prosentvis økning [%]
16 – 17. oktober	941	706	-235	-25,0
17 – 18. oktober	588	706	118	20,1
22 – 23. oktober	941	1177	235	25,0
23 – 24. oktober	1294	1530	235	18,2
24 – 25. oktober	1412	1648	235	16,6
29 – 30. oktober	1765	1883	117	6,6
30 – 31. oktober	1412	1648	235	16,6
31. okt – 1. nov	1647	1883	235	14,3
Gjennomsnittlig økning			147	

Tabell 30: Økning i presskraft etter middels lang stans (natt, 12 timer) i prosjektet ved Gretnesbekken

6.2 Bakkedalen

6.2.1 Beregning av friksjonskrefter

Friksjon etter Ye et al. (2019)

Beregnet friksjon er oppsummert i Tabell 31. Høyden av masser over den aktuelle rørtraséen i Bakkedalen var jevn og uten særlige knekkpunkt. Det er derfor vurdert som tilstrekkelig å beregne presskraft for hver 25. meter langs traséen. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 5A.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Overdekning [m]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
		Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
0	2	3,8	4,5
25	3	6,6	6,4
50	3,8	8,9	7,8
75	4,6	11,2	9,0
100	3,7	8,6	7,6
125	3,6	8,3	7,4
150	4,5	10,9	8,9
175	4,5	10,9	8,9
200	4,3	10,4	8,6
225	4,2	10,1	8,4
250	3,8	8,9	7,8
275	3	6,6	6,4

Tabell 31: Beregnet friksjon i ulike punkter langs aktuell rørtrasé i Bakkedalen. Etter Ye et al. (2019).

Gjeldende bidrag fra innvendig friksjon i startrøret er oppsummert i Tabell 38 på neste side. Verdier er beregnet etter ligning (3.20) i delkapittel 3.2.3.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN]	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
0	1,9	2,2
25	3,3	3,2
50	4,5	3,9
75	5,6	4,5
100	4,3	3,8
125	4,2	3,7
150	5,5	4,4
175	5,5	4,4
200	5,2	4,3
225	5,0	4,2
250	4,5	3,9
275	3,3	3,2

Tabell 32: Beregnet innvendig friksjon i starttrøret ved prosjektet i Bakkedalen

Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Verdier for friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke er oppsummert i Tabell 33 nedenfor. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 5B.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Beregnet friksjon [kN/m]		
	Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
1	8,1	5,4	7,8
3	8,1	16,2	8,9
6	8,1	32,4	10,52

Tabell 33: Oversikt over friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke i Bakkedalen. Ulike hypoteser benyttet.

Bidrag fra innvendig friksjon i starttrøret er oppsummert i Tabell 34. Verdier er beregnet etter ligning (3.21) i delkapittel 3.2.3.

Omrørt skjærstyrke [kPa]	Hypotese b, c og d [kN]
1	2,7
3	8,1
6	16,2

Tabell 34: Innvendig friksjon i starttrøret i Bakkedalen. Beregnet fra omrørt skjærstyrke.

6.2.2 Beregning av spissmotstand

Beregninger basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon

$$T = (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 30 \cdot (1 + 0,608) + 9,43) \cdot 0,175 = 56,6 \text{ kN}$$

Bakgrunn for beregningene er beskrevet i delkapittel 3.3.2. Tallverdier for parameterne benyttet i beregningene er oppsummert i Tabell 35 nedenfor.

Parameter	d	B	γ	N_c	d_c	s_u	q_t	A_T
Verdi	0,5	0,025	18,855	6,5	0,608	30	9,43	0,175
Enhet	m	m	kN/m ³	-	-	kPa	kPa	m ²

Tabell 35: Tallverdier for de ulike parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon.

Beregninger basert på peleteori

Bakgrunn for beregningene er beskrevet i delkapittel 3.3.1

$$T = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 30 \cdot 0,175 = 40,5 \text{ kN}$$

Verdier for s_u og A_T er identiske med de som er gitt i Tabell 35. Bæreevnefaktoren N_c er som beskrevet i delkapittel 3.3.1 satt lik 7,71. (Faktoren f_D er lik 0,5.)

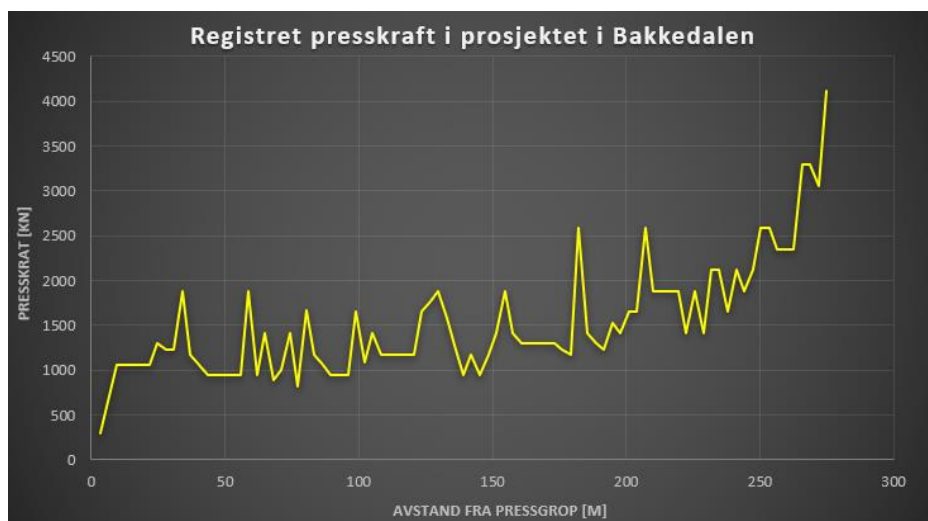
6.2.3 Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen

Aktuell rørtrasé i Bakkedalen hadde en helning på $0,22^\circ$ fra pressgropa. Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen må derfor subtraheres fra de øvrige komponentene som inngår i beregnet presskraft. Beregninger i henhold til delkapittel 3.4 gir følgende kraftkomponent:

$$W_\beta = W \cdot \sin\beta = 19,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(-0,22^\circ) = -0,07376 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.2.4 Økning i presskraft grunnet stans

Figur 38 under viser registrerte presskrefter langs rørtraséen i Bakkedalen. I likhet med prosjektet ved Gretnesbekken, kan det observeres mange lokale hopp som kan relateres til stopp underveis i pressingen. Skiftordningen i prosjektet medførte stans på rundt 80 timer i helgene, i tillegg til nattlige opphold på 12 timer. Økning i presskraft etter stopp gjennom helg og natt er oppsummert i henholdsvis Tabell 36 og Tabell 37.



Figur 38: Registrert presskraft ved prosjektet i Bakkedalen.

Periode med stans (helg)	Presskraft før stopp [kN]	Presskraft etter stopp [kN]	Økning i presskraft [kN]	Prosentvis økning [%]	Avstand fra pressgrup [m]
18-22. august	647	1059	412	63,7	12
25-29. august	1236	1236	0	0,0	31
1-5. september	941	1412	471	50,1	58
8 -12. september	824	1412	588	71,4	82
15-19. september	941	1648	706	75,0	98
22-27. september	1177	1648	471	40,0	122
29.sep-3.okt	1294	1177	-118	-9,1	134
6-10. oktober	941	1883	941	100,0	153
13-17. oktober	1177	2589	1412	120,0	180
20-24. oktober	1412	2589	1177	83,4	205
27-31. oktober	1412	2118	706	50,0	229
3-7. november	2118	2589	471	22,2	247
11-15. november	3295	3295	0	0,0	266
16-22. november	3060	4119	1059	34,6	272
Gjennomsnittlig verdi			593		

Tabell 36: Økning i presskraft etter lengre stans (helg, ca. 80 timer) ved prosjektet i Bakkedalen. Negative verdier er markert rødt.

Periode med stans (natt)	Presskraft før stopp [kN]	Presskraft etter stopp [kN]	Økning i presskraft [kN]	Prosentvis økning [%]
16 – 17. august	235	235	0	0,0
17 – 18. august	353	0	-353	-100,0
22 – 23. august	941	353	-588	-62,5
23 – 24. august	1177	941	-235	-20,0
24 – 25. august	1412	1177	-235	-16,6
29 – 30. august	1177	1177	0	0,0
30 – 31. august	941	1177	235	25,0
31. august – 1. september	941	941	0	0,0
5 – 6. september	941	941	0	0,0
6 – 7. september	824	1412	588	71,4
7 – 8. september	824	1177	353	42,8
14 – 15. september	941	1412	471	50,1
19 – 20. september	941	941	0	0,0
20 – 21. september	1177	1412	235	20,0
21 – 22. september	1177	1177	0	0,0
28 – 29. september	1412	1177	-235	-16,6
3 – 4. oktober	941	1883	941	100,0
4 – 5. oktober	1177	1177	0	0,0
5 – 6. oktober	941	941	0	0,0
10 – 11. oktober	1177	1177	0	0,0
11 – 12. oktober	1294	1294	0	0,0
12 – 13. oktober	1177	1412	235	20,0
17 – 18. oktober	1294	1294	0	0,0
18 – 19. oktober	1177	1648	471	40,0
19 – 20. oktober	941	1648	706	75,0
24 – 25. oktober	1648	1883	235	14,3
25 – 26. oktober	1412	1883	471	33,4
26 – 27. oktober	1412	1883	471	33,4
31. oktober – 1. november	2118	2118	0	0,0
1 – 2. november	1648	2118	471	28,6
2 – 3. november	1412	2118	706	50,0
7 – 8. november	2589	2589	0	0,0
8 – 9. november	2589	2354	-235	-9,1
10 – 11. november	2354	3295	941	40,0
15 – 16. november	3295	3060	-235	-7,1
Gjennomsnittlig økning i presskraft			155	

Tabell 37: Økning i presskraft etter middels lang stans (natt, 12 timer) ved prosjektet i Bakkedalen. Negative verdier er markert rødt.

6.3 Sluppen

6.3.1 Beregning av friksjonskrefter

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)

Friksjonen er beregnet i de punktene langs traseen det har vært en «knekk» i overdekningen.

Beregnet friksjon er oppsummert i Tabell 45 nedenfor. Merk at de første 3 meterne fra pressgrop er kalksementstabiliserte. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 6A.

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Overdekning [m]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
		Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
0	8	11,6	11,6
3	8	11,6	11,6
22	7,5	51,3	38,9
26	8,5	57,7	42,4
30	9,2	61,9	44,7
43	11	71,7	49,9
50	11	71,7	49,9
60	11,5	74,2	51,2
70	11	71,7	49,9
80	11	71,7	49,9
90	8,5	57,7	42,4
96	6,5	44,4	35,1
100	6	40,8	33,1
110	5,5	37,1	30,9
113	5,5	37,1	30,9
120	8	54,5	40,7
125	8,5	57,7	42,4
130	9	60,7	44,0
140	8,5	57,7	42,4
150	8	54,5	40,7
160	8,5	57,7	42,4
170	8	54,5	40,7
180	8	54,5	40,7
190	6,5	44,4	35,1
200	7	47,9	37,0
210	7	47,9	37,0
220	7,5	51,3	38,9
240	7,5	51,3	38,9

Tabell 38: Beregnet friksjon i ulike punkter langs aktuell rørtrase i prosjektet på Sluppen. Etter Ye et al. (2019).

Gjeldende bidrag for innvendig friksjon i startrøret er oppsummert i Tabell 39 nedenfor.

Verdier er beregnet etter ligning (3.20) i delkapittel 3.2.3

Punkt i traseen [m fra pressgrop]	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN]	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
0	5,8	5,8
3	5,8	5,8
22	25,6	19,5
26	28,8	21,2
30	30,9	22,3
43	35,8	24,9
50	35,8	24,9
60	37,1	25,6
70	35,8	24,9
80	35,8	24,9
90	28,8	21,2
96	22,2	17,5
100	20,4	16,5
110	18,5	15,5
113	18,5	15,5
120	27,3	20,3
125	28,8	21,2
130	30,3	22,0
140	28,8	21,2
150	27,3	20,3
160	28,8	21,2
170	27,3	20,3
180	27,3	20,3
190	22,2	17,5
200	23,9	18,5
210	23,9	18,5
220	25,6	19,5
240	25,6	19,5

Tabell 39: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startrøret på Sluppen.

Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Tabell 40 og Tabell 41 nedenfor viser beregnet friksjon langs rørtraséen på Sluppen, når henholdsvis øvre og nedre estimat på omrørt skjærstyrke er benyttet. Beregningene er utført i Excel, se vedlegg 6B.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Punkt i rørtrase [m]	Beregnet friksjon [kN/m]		
		Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
4,945	0-20	11,8	38,8	16,6
15,35	20-50	11,8	120,5	31,3
9,2	50-75	11,8	72,2	22,6
4,12	75-slutt trase	11,8	32,3	15,5

Tabell 40: Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke langs rørtraséen i prosjektet på Sluppen. Høye verdier for omrørt skjærstyrke er antatt.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Punkt i rørtrase [m]	Beregnet friksjon [kN/m]		
		Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
1,7	0-20	11,8	13,3	12,1
15	20-50	11,8	117,8	30,8
3,7	50-75	11,8	29,0	14,9
0,5	75-slutt trase	11,8	3,9	10,4

Tabell 41: Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke langs rørtraséen i prosjektet på Sluppen. Lave verdier for omrørt skjærstyrke er antatt.

Bidrag fra innvendig friksjon i startøret er oppsummert i Tabell 42 og Tabell 43. Verdier er beregnet etter ligning (3.21) i delkapittel 3.2.3.

Omrørt skjærstyrke [kPa]	Hypotese b, c og d [kN]
4,945	19,4
15,35	60,4
9,2	36,2
4,12	16,2

Tabell 42: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startøret på Sluppen, med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke. Øvre estimat for omrørt skjærstyrke antatt.

Omrørt skjærstyrke [kPa]	Hypotese b, c og d [kN]
1,7	6,6
15	58,4
3,7	14,4
0,5	1,9

Tabell 43: Beregnet bidrag for innvendig friksjon i startøret på Sluppen, med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke. Nedre estimat for omrørt skjærstyrke antatt.

Friksjon i kalksementstabiliserte masser

Ved beregning av friksjon langs kalksementstabiliserte masser er det tatt utgangspunkt i hypotese *a* presentert i kapittel 3.1. Friksjonskoeffisienten mellom rør og kalksementstabiliserte masser finnes da som følger:

$$\mu_s = \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) = \tan\left(\frac{30,1}{2}\right) = 0,269$$

Videre beregnes friksjonen:

$$f_{kalk} = \mu_s \cdot W = 0,269 \cdot 43,34 = 11,65 \text{ kN/m}$$

Kalksementstabiliserte masser burde egentlig modelleres med høy kohesjon og lav friksjonsvinkel. Her er friksjonsvinkelen for de øvrige massene benyttet, noe som egentlig er feilaktig. Den beregnede friksjonen vil imidlertid kun gjelde for 3 meter, og følgelig vil dette utgjøre svært lite i beregningene. Det må likevel påpekes at friksjonen antakeligvis er mindre i realiteten.

6.3.2 Beregning av spissmotstand

Beregninger basert på teori for offshore skjørtpenetrasjon

Bakgrunnen for følgende beregninger er beskrevet i delkapittel 3.3.2. T_{kalk} refererer til spissmotstanden i den kalksementstabiliserte leira. Tallverdier på parameterne benyttet i beregningene er oppsummert i Tabell 44. Alle verdier med unntak av udrenert skjærstyrke er identiske for original og kalksementstabilisert leire.

$$T = (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 40 \cdot (1 + 0,608) + 10) \cdot 0,2657 = 113,8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_{kalk,pressgrop} &= (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 420 \cdot (1 + 0,608) + 10) \cdot 0,26 \\ &= 1169,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{kalk,mottaksgrop} &= (N_c \cdot s_u \cdot (1 + d_c) + q_t) \cdot A_T = (6,5 \cdot 267 \cdot (1 + 0,608) + 10) \cdot 0,26 \\ &= 746 \text{ kN} \end{aligned}$$

Parameter	d	B	γ	N_c	d_c	s_u	q_t	A_T
Verdi	0,5	0,025	20	6,5	0,608	40/420/267	10	0,27
Enhet	m	m	kN/m ³	-	-	kPa	kPa	m ²

Tabell 44: Tallverdier for parameterne benyttet i beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrasjon. (Sluppen)

Beregninger basert på peleteori

Bakgrunnen for beregningene er beskrevet i delkapittel 3.3.1.

$$T = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 40 \cdot 0,2657 = 81,9 \text{ kN}$$

$$T_{kalk,pressgrop} = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 420 \cdot 0,2657 = 860,4 \text{ kN}$$

$$T_{kalk,mottaksgrop} = N_c \cdot s_u \cdot A_T = 7,71 \cdot 267 \cdot 0,2657 = 548 \text{ kN}$$

Verdier for s_u og A_T er identiske med de som er gitt i Tabell 44. Bæreevnefaktoren N_c er som beskrevet i delkapittel 3.3.1 satt lik 7,71.

6.3.3 Komponenten av rørets egenvekt i retning av rørtraséen

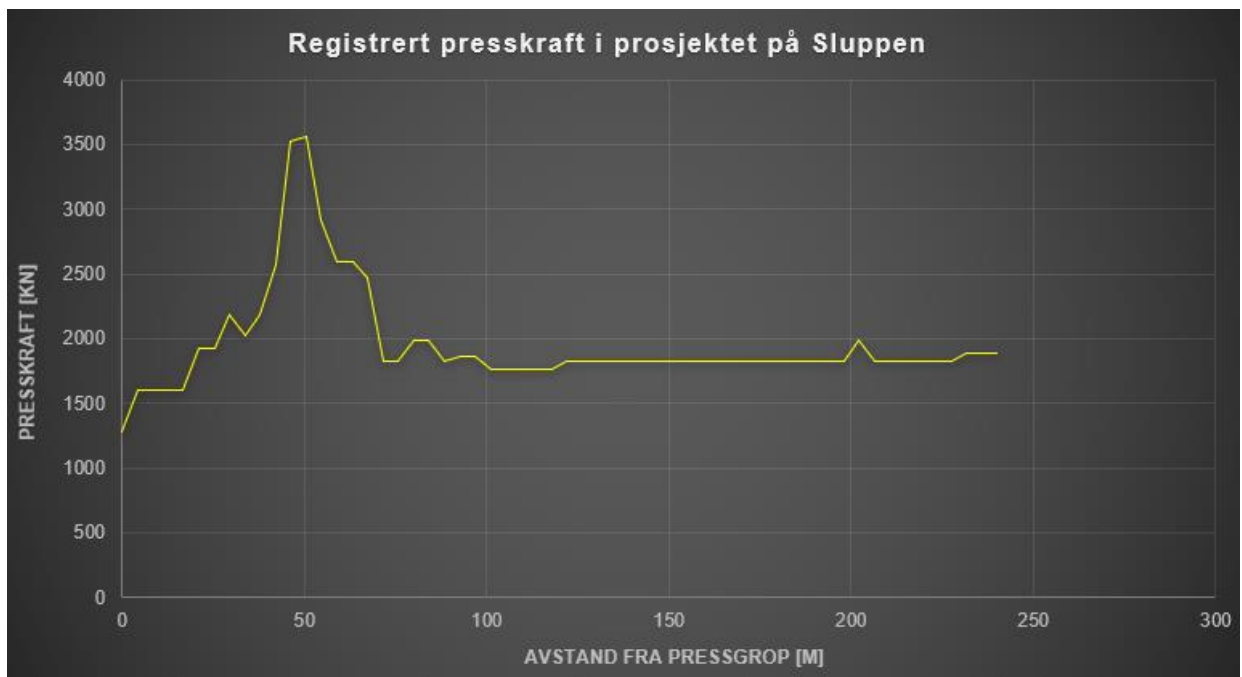
Aktuell rørtrasé i prosjektet på Sluppen hadde en stigning på $2,06^\circ$ fra pressgropa.

Beregninger i henhold til delkapittel 3.4 gir følgende kraftkomponent i rørtraséens retning

$$W_\beta = W \cdot \sin\beta = 43,345 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(2,06^\circ) = 1,557 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.3.4 Økning i presskraft grunnet stans

Figur 39 under viser registrerte presskrefter langs rørtraséen i prosjektet på Sluppen. I motsetning til prosjektet i Bakkedalen og ved Gretnesbekken, forløper generert presskraften uten så mange lokale «hopp». Mikrotunneleringen på Sluppen ble utført uten stans de første 150 meterne (døgndrift). Deretter ble den utført med 12-timersskift, 7 dager i uken. Tunneleringsloggen mottatt fra entreprenør viser at kraften var konstant fra 100-240 meter. (To små hopp kan imidlertid observeres ca. 200 og 230 meter fra pressgrop. Dette er tilleggskraft på grunn av trykksatt som er addert til de øvrige kreftene i etterkant.) I prosjektet på Sluppen er det derfor ingen kraftøkninger som kan relateres til stans i arbeidet. Mulige årsaker til at presskraften holdt seg såpass stabil, vil bli diskutert i kapittel 8.



Figur 39: Forløp av generert presskraft ved prosjektet på Sluppen.

Kapittel 7

7 Resultater

7.1 Gretnesbekken

7.1.1 Beregnet spissmotstand

Beregnet spissmotstand for prosjektet ved Gretnesbekken er oppsummert i Tabell 45 nedenfor.

Udrenert skjærstyrke [kPa]	Spissmotstand beregnet etter peleteori [kN]	Spissmotstand beregnet etter teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
40	102,5	142,0
70	179,4	246,3

Tabell 45: Beregnet spissmotstand ut fra ulike teorier i prosjektet ved Gretnesbekken.

7.1.2 Beregnet friksjon

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) er oppsummert i Tabell 46 nedenfor. Minste verdi angir friksjonen helt i begynnelsen av traseen der overdekningen er liten. Største verdi angir friksjonen der overdekningen har nådd maks. Beregnet friksjonen øker gradvis med overdekningen over røret. (Forutsatt homogene grunnforhold.)

Udrenert skjærstyrke, s_u	Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
40 kPa	2,5-34,3	4,22-23,4
70 kPa	2,0-26,0	3,7-19,45

Tabell 46: Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) ved prosjektet ved Gretnesbekken.

Friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke

Friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke rt som følger:

- **Hypotese b:** 11,3 kN/m. Kun avhengig av bentonittens skjærstyrke
- **Hypotese c:** 19,8-91,9 kN/m
- **Hypotese d:** 12,3-20,5 kN/m

Detaljert informasjon er gitt i Tabell 26 i delkapittel 6.1.1.

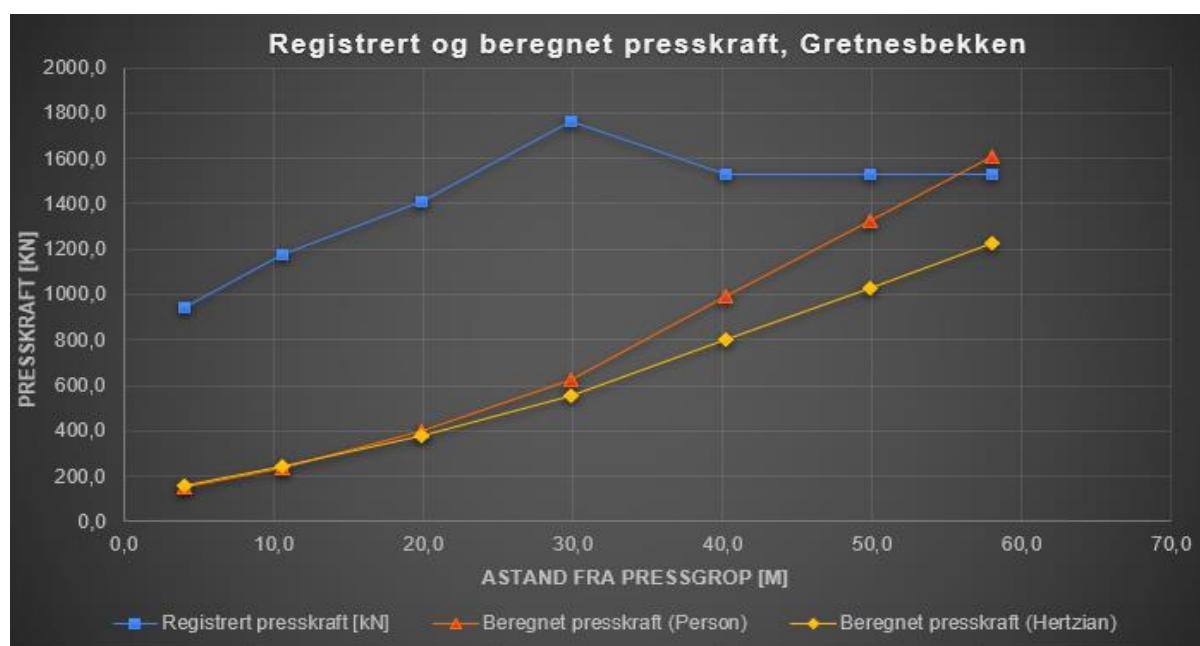
7.1.3 Beregnede presskrefter langs traseen

Generelt om beregning av spissmotstand

De to modellene for beregning av spissmotstand var i utgangspunktet ganske like, men modellen basert på offshore skjørtpenetrering genererte en kraft som var noe høyere enn kraften beregnet etter peleteori. Det ble i beregningsfasen fort tydelig at målt spissmotstand (registrert presskraft helt i starten av traseen) nesten alltid så ut til å være høyere enn den som var beregnet. Spissmotstanden er derfor beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering i alle de endelige resultatene presentert i denne delen.

Modellen utledet av Ye et al. (2019) som utgangspunkt

Figur 40 og Figur 41 viser beregnet presskraft når friksjonen er bestemt etter Ye et al. (2019), og udrenert skjærfasthet er antatt lik hhv 40 og 70 kPa. Merk at det er *punktene* i diagrammene som viser beregnet og målt presskraft. Linjene trukket mellom punktene er der kun for å visualisere bedre, og gir ikke nødvendigvis korrekt informasjon om kreftene som er målt eller beregnet mellom punktene. Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 4A.



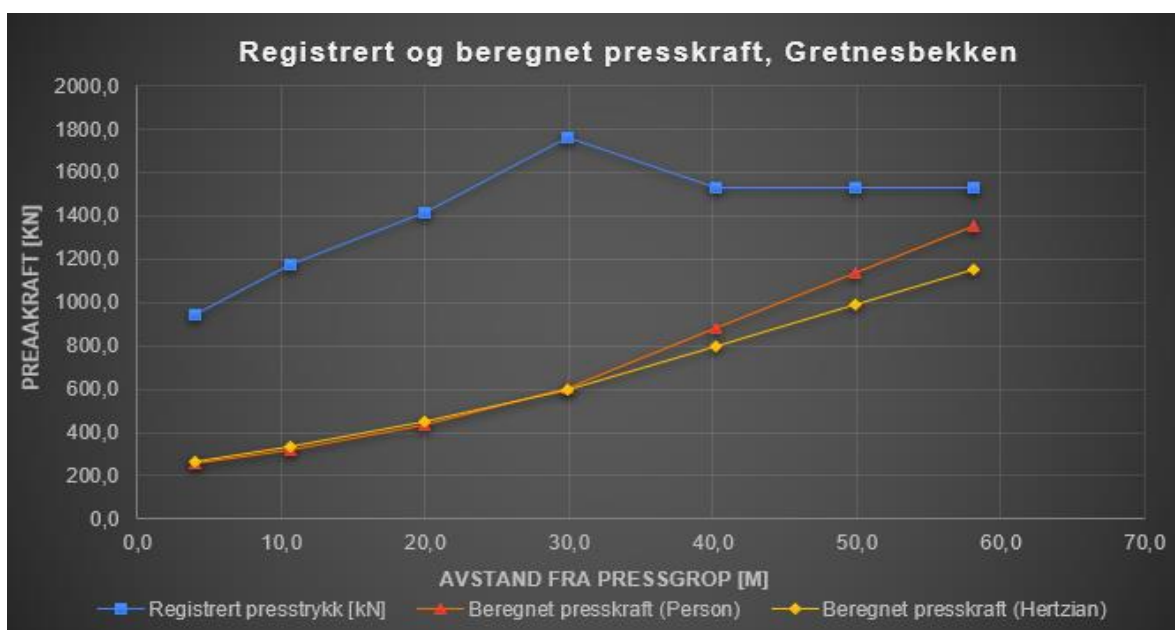
Figur 40: Beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Grefnesbekken. Udrenert skjærstyrke antatt lik 40 kPa langs hele strekningen.

Avvik mellom beregnet og registrert presskraft er oppsummert i Tabell 47 på neste side.

Positivt avvik betyr at målt presskraft er større enn beregnet.

Avstand fra pressgrop [m]	Avvik, Person [kN]	Avvik, Hertzian [kN]
4	787,2	779,5
11	939,1	934,0
20	1012,3	1030,6
30	1137,1	1206,9
40	539,6	727,7
50	206,6	499,6
58	-76,0	306,0

Tabell 47: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke satt lik 40 kPa



Figur 41: Beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke antatt lik 70 kPa langs hele strekningen.

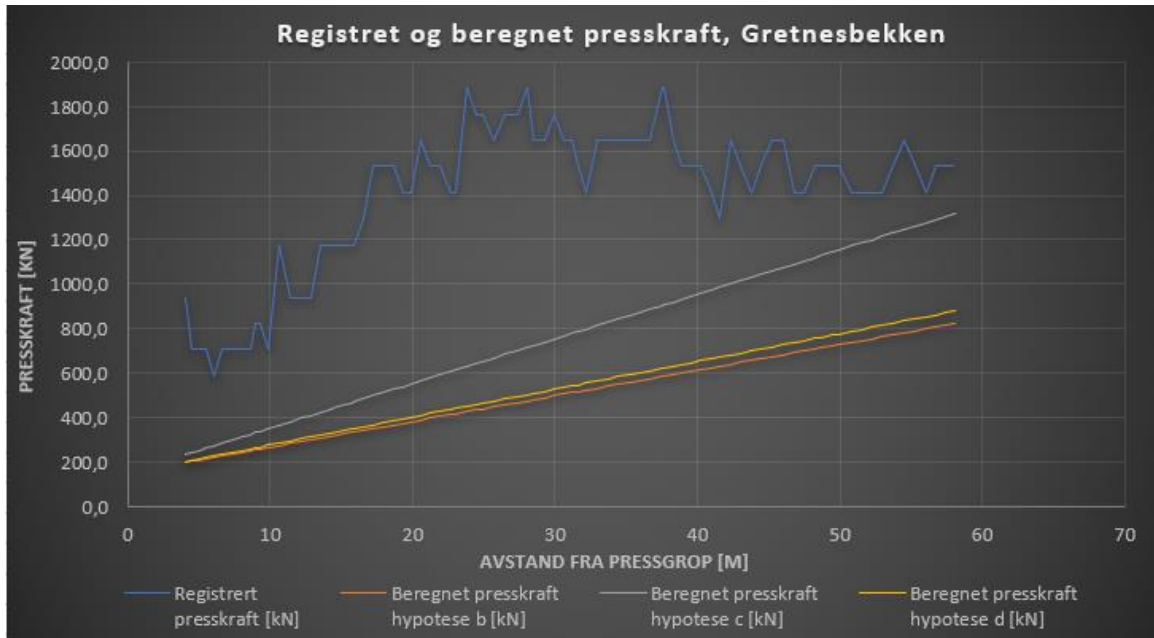
Avstand fra pressgrop [m]	Avvik, Person [kN]	Avvik, Hertzian [kN]
4	685,2	677,5
11	859,2	845,6
20	973,9	965,4
30	1157,7	1170,7
40	647,0	732,2
50	393,9	542,2
58	179,1	381,0

Tabell 48: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. Udrenert skjærstyrke satt lik 40 kPa Positiv verdi betyr at målt presskraft er større enn beregnet.

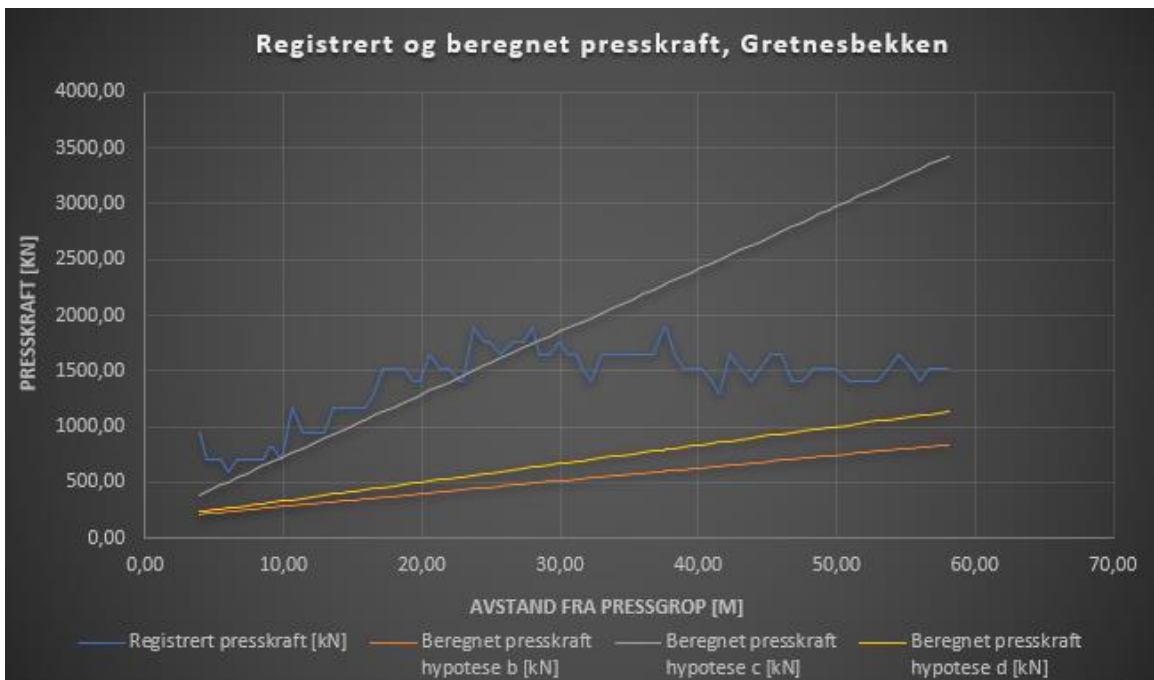
Årsaken til at høyere udrenert skjærstyrke gir lavere beregnet presskraft diskuteres i kapittel 8.4.1.

Presskraft når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

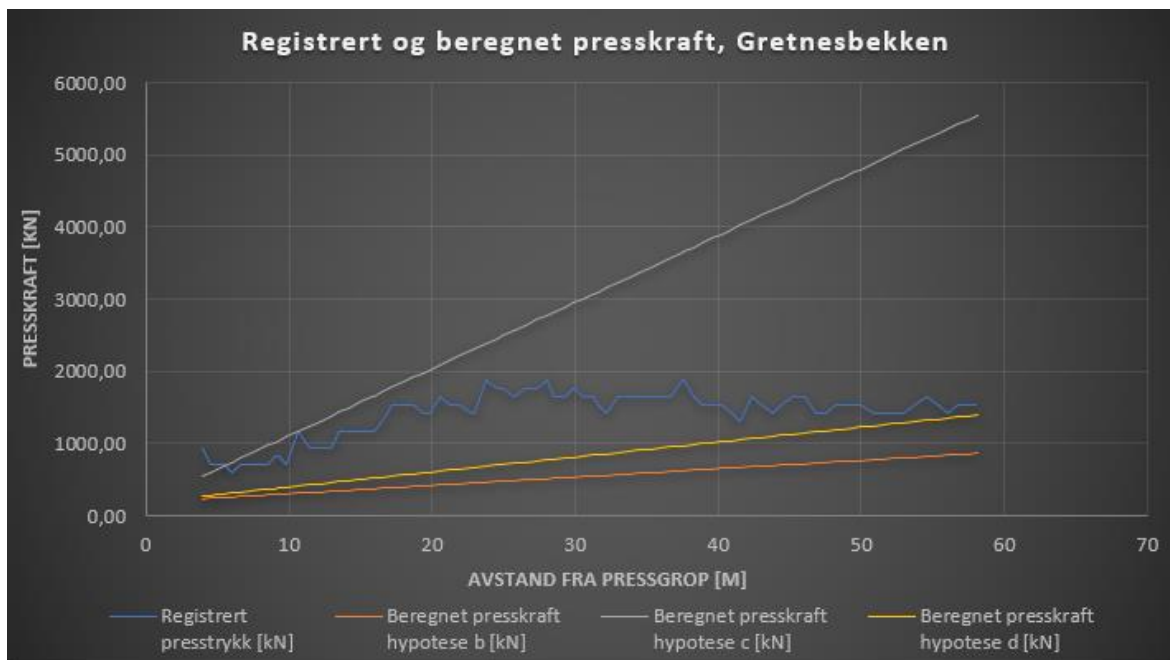
Figur 42, Figur 43 og Figur 44 nedenfor viser beregnet presskraft langs traseen når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke. Det er tatt utgangspunkt i 3 ulike hypoteser for hvordan massene legger rundt røret, se delkapittel 3.1. Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 4B.



Figur 42: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. Omrørt skjærstyrke satt lik 2,63 kPa.

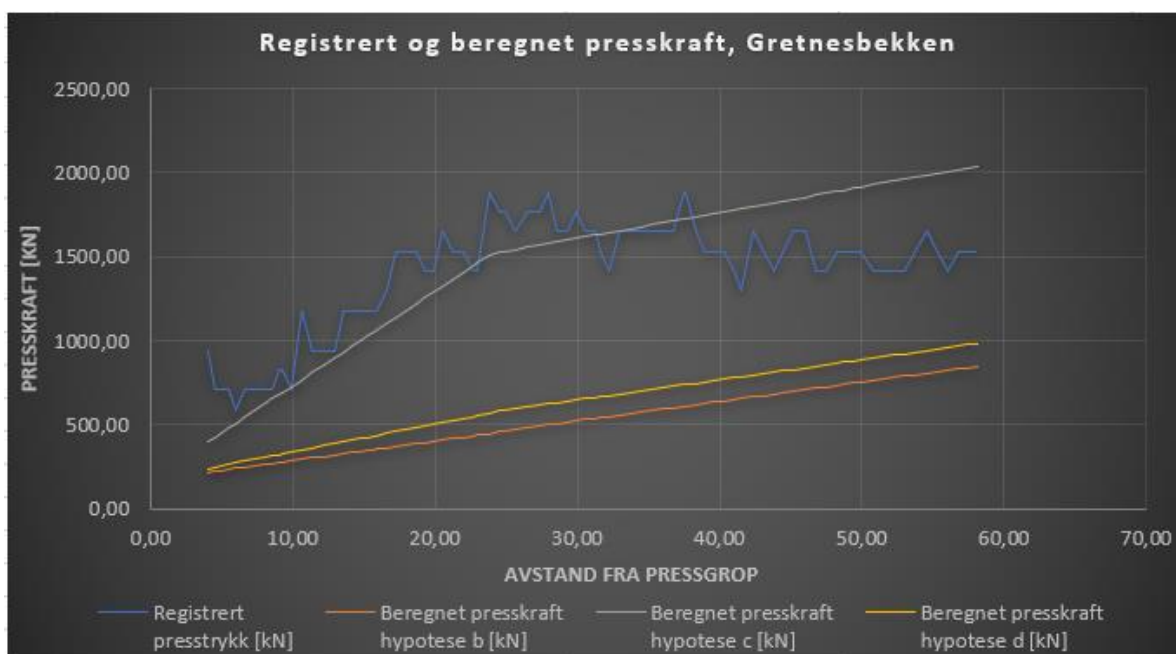


Figur 43: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken. Omrørt skjærstyrke satt lik 7,4 kPa.



Figur 44: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Grefnesbekken. Omrørt skjærstyrke satt lik 12,2 kPa.

Figur 45 under viser beregnet presskraft når høyere omrørt skjærstyrke er benyttet de første 24 meterne av strekningen. Dette er gjort med bakgrunn i at de loggførte presskreftene indikerer at massene er mindre sensitive i dette området.



Figur 45: Beregnet og målt presskraft i prosjektet ved Grefnesbekken. Omrørt skjærstyrke satt lik 7,4 kPa de første 24 meterne, og 2 kPa resten av traseen

7.1.4 Maksimale presskrefter

Maksimale verdier av beregnet presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken er presentert i Tabell 49 og Tabell 50 nedenfor.

Udrenert skjærstyrke	Maksimal registrert presskraft	Maksimal presskraft ved friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)	
		Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
40 kPa	1765,2 kN	1605,8 kN	1223,9 kN
70 kPa		1350,7 kN	1148,8 kN

Tabell 49: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken, beregnet fra Ye et al. (2019).

Udrenert skjærstyrke [kPa]	Maksimal registrert presskraft [kN]	Maksimalt beregnet presskraft når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke [kN]		
		Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
2,63 kPa	1765,2	822,4	1317,1	879,1
7,4 kPa		840,6	3430,0	1137,1
12,2 kPa		963,2	5647,3	1368,6
Variierende, se Figur 45		846,3	2036,4	982,5

Tabell 50: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen ved Gretnesbekken. Beregnet ut fra omrørt skjærstyrke.

7.1.5 Økning i presskraft grunnet stans

Økninger i presskraft grunnet stans i prosjektet ved Gretnesbekken er oppsummert i Tabell 51 nedenfor.

	Opphold i ca. 80 timer (tilsvarende helg)	Opphold i ca. 12 timer (tilsvarende natt)
Minste økning over null [kN]	354	117
Største økning [kN]	471	235
Gjennomsnittlig økning [kN]	432	147

Tabell 51: Oppsummering av økning i presskraft etter stans i pressing for prosjektet ved Gretnesbekken.

Ved opphold på 12 timer ble det registrert ett tilfelle med *reduksjon* i presskraft etter stans. Etter 80 timers stans er det ikke registrert noen tilfeller med reduksjon i presskraft.

7.2 Bakkedalen

7.2.1 Beregnet spissmotstand

Beregnet spissmotstand for prosjektet i Bakkedalen er oppsummert i Tabell 52 nedenfor.

Spissmotstand beregnet etter peleteori	Spissmotstand beregnet etter teori for offshore skjørtpenetrering
40,5 kN	56,6 kN

Tabell 52: Endelig beregnet spissmotstand i prosjektet i Bakkedalen.

7.2.2 Beregnet friksjon

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)

Beregnet friksjon for prosjektet i Bakkedalen er oppsummert i Tabell 53 nedenfor. Minste verdi angir friksjonen der overdekningen er liten, mens største verdi angir friksjonen der overdekningen er størst.

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
3,8-11,2	4,5-9,0

Tabell 53: Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) ved prosjektet i Bakkedalen.

Friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke

Friksjon beregnet fra omrørt skjærstyrke var som følger:

- **Hypotese b:** 8,1 kN/m, kun avhengig av bentonittens skjærstyrke
- **Hypotese c:** 5,4-32,4 kN/m
- **Hypotese d:** 7,8-10,5 kN/m

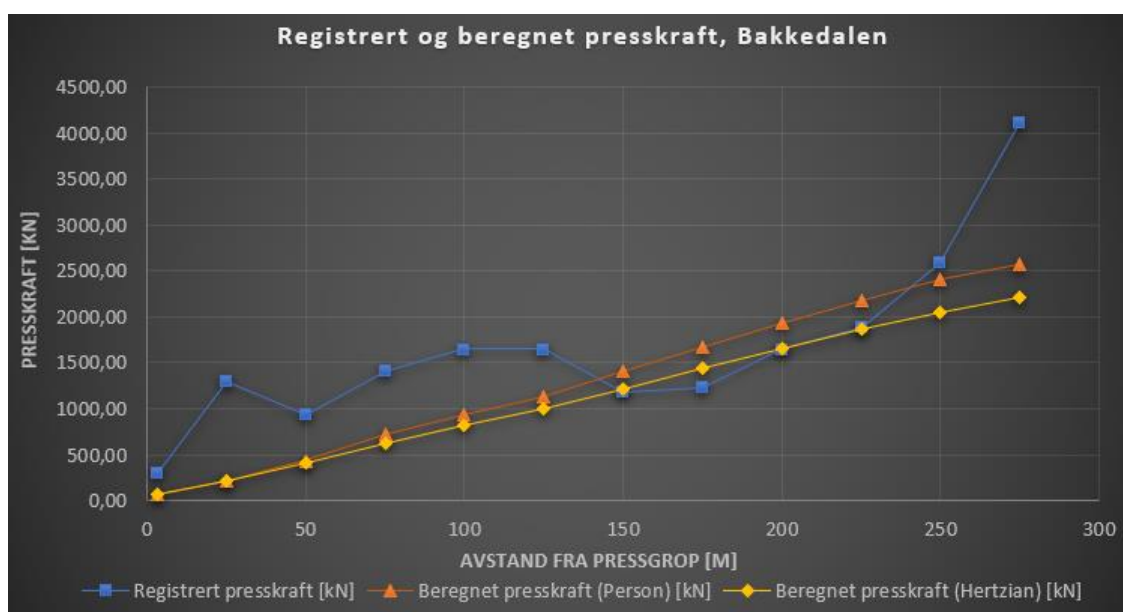
Detaljert informasjon er gitt i Tabell 33 i delkapittel 6.2.1.

7.2.3 Beregnede presskrefter langs traseen

Spissmotstanden er beregnet ut fra teori for offshore skjørtpenetrering i alle de endelige resultatene presentert i denne delen.

Presskraft når friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)

Figur 46 nedenfor viser resulterende presskrefter når friksjonsberegninger er utført etter Ye et al. (2019). Som tidligere poengtert, er det er *punktene* i diagrammene som viser beregnet og målt presskraft. Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 5A.



Figur 46: Målte og beregnede presskrefter ved prosjektet i Bakkedalen. Etter Ye et al (2019).

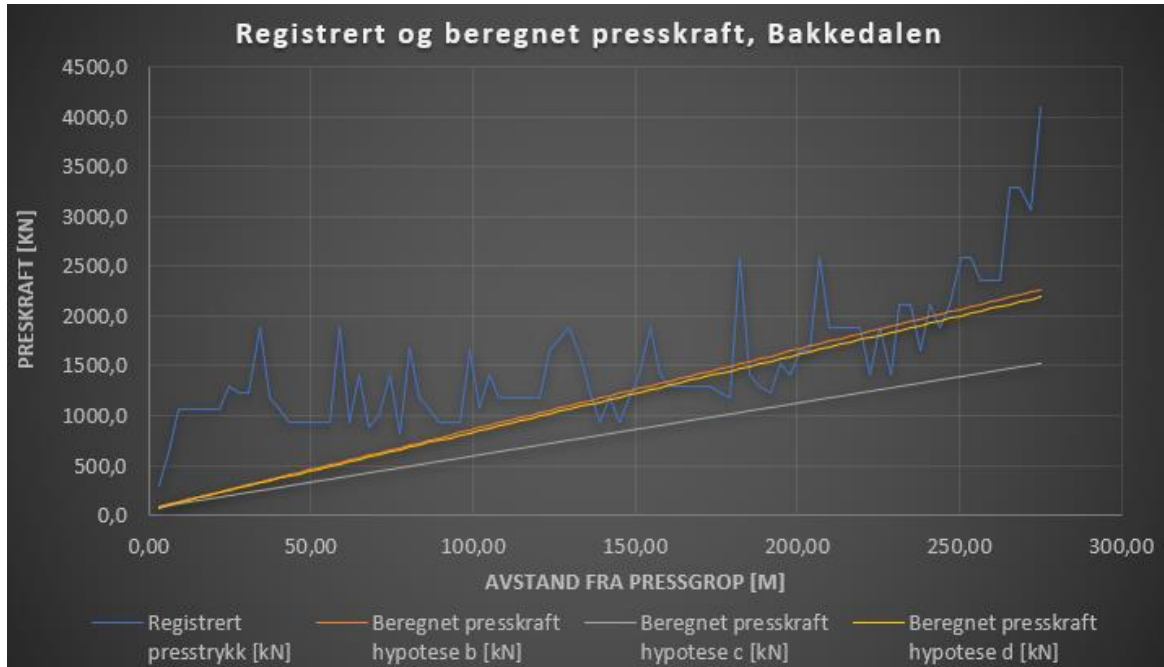
Differanse mellom målt og beregnet presskraft er oppsummert i Tabell 54 nedenfor.

Avstand fra pressgrop [m]	Avvik, Person [kN]	Avvik, Hertzian [kN]
3	224	222
25	1080	1083
50	505	537
75	696	783
100	719	831
125	512	647
150	-231	-45
175	-444	-206
200	-288	-6
225	-303	21
250	183	535
275	1551	1908

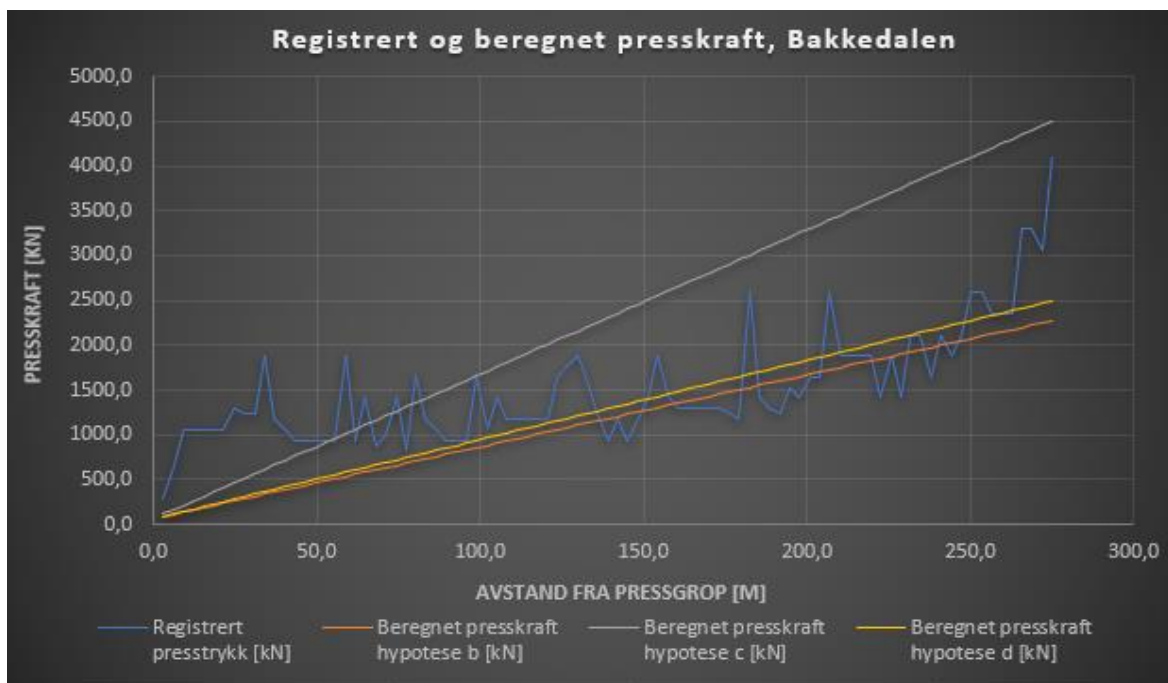
Tabell 54: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i ulike punkter langs rørtraseen i Bakkedalen. Positiv verdi betyr at målt presskraft er større enn beregnet.

Resultat når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

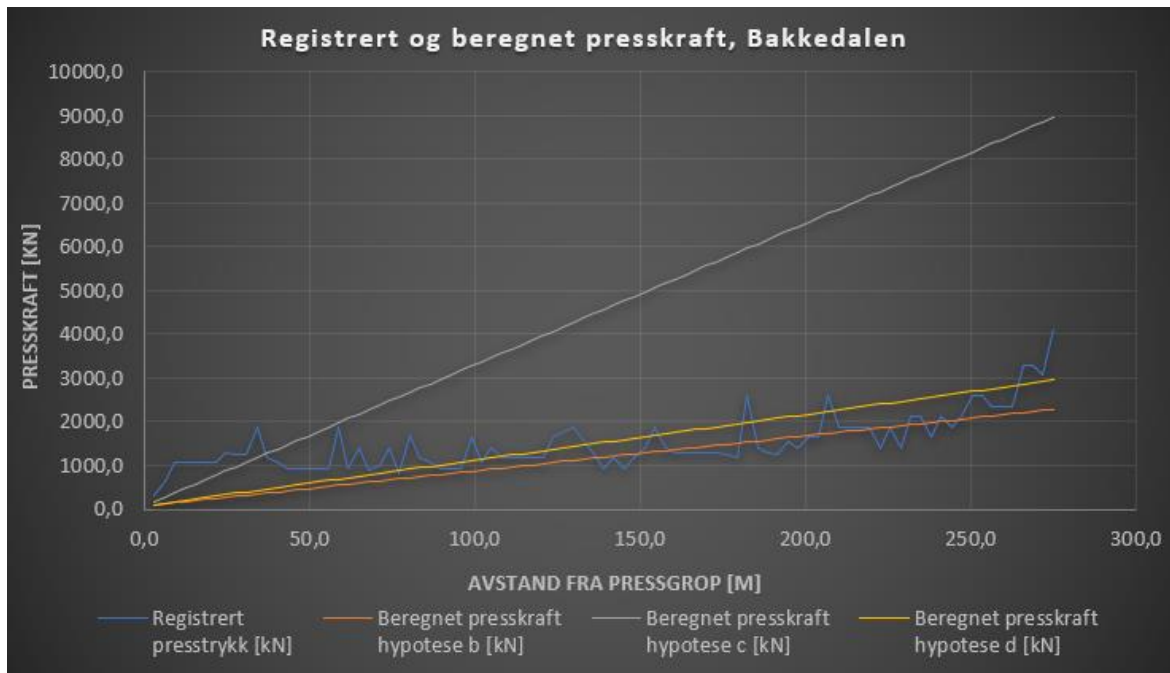
Figur 47-Figur 49 nedenfor viser beregnet presskraft langs traseen når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke. Det er tatt utgangspunkt i 3 ulike hypoteser for hvordan massene legger rundt røret, se delkapittel 3.1. Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 5B.



Figur 47: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet ved i Bakkedalen. Omrørt skjærstyrke satt lik 1 kPa.

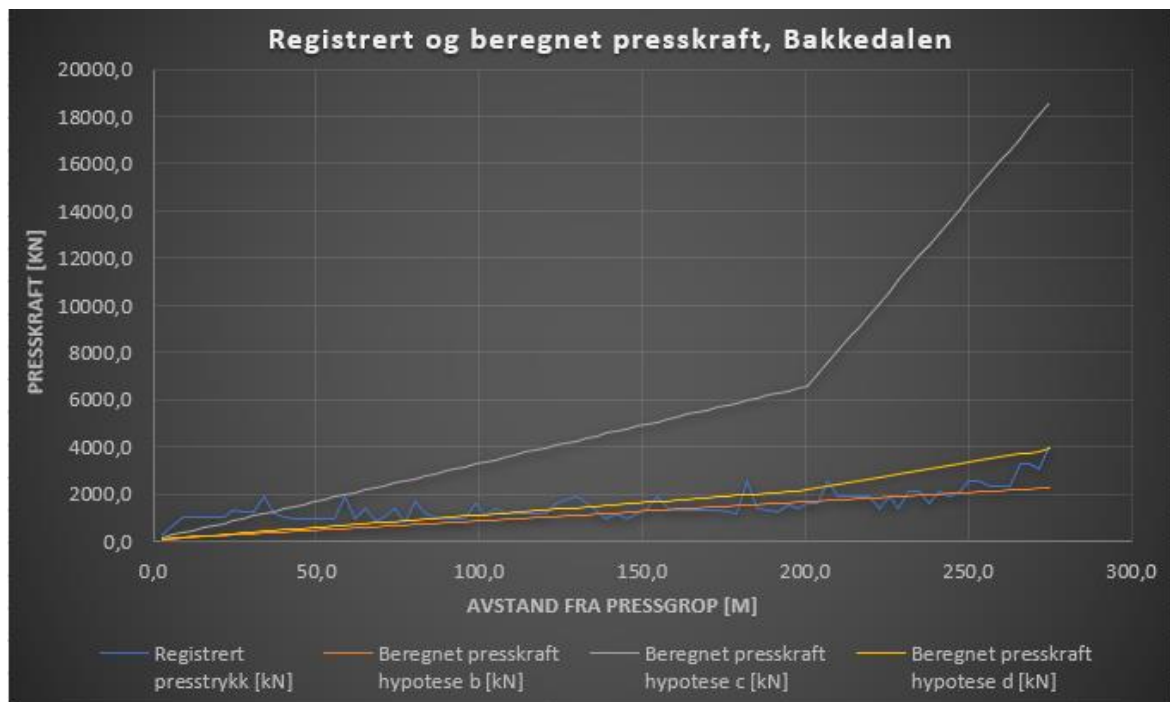


Figur 48: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen. Omrørt skjærstyrke satt lik 3 kPa.

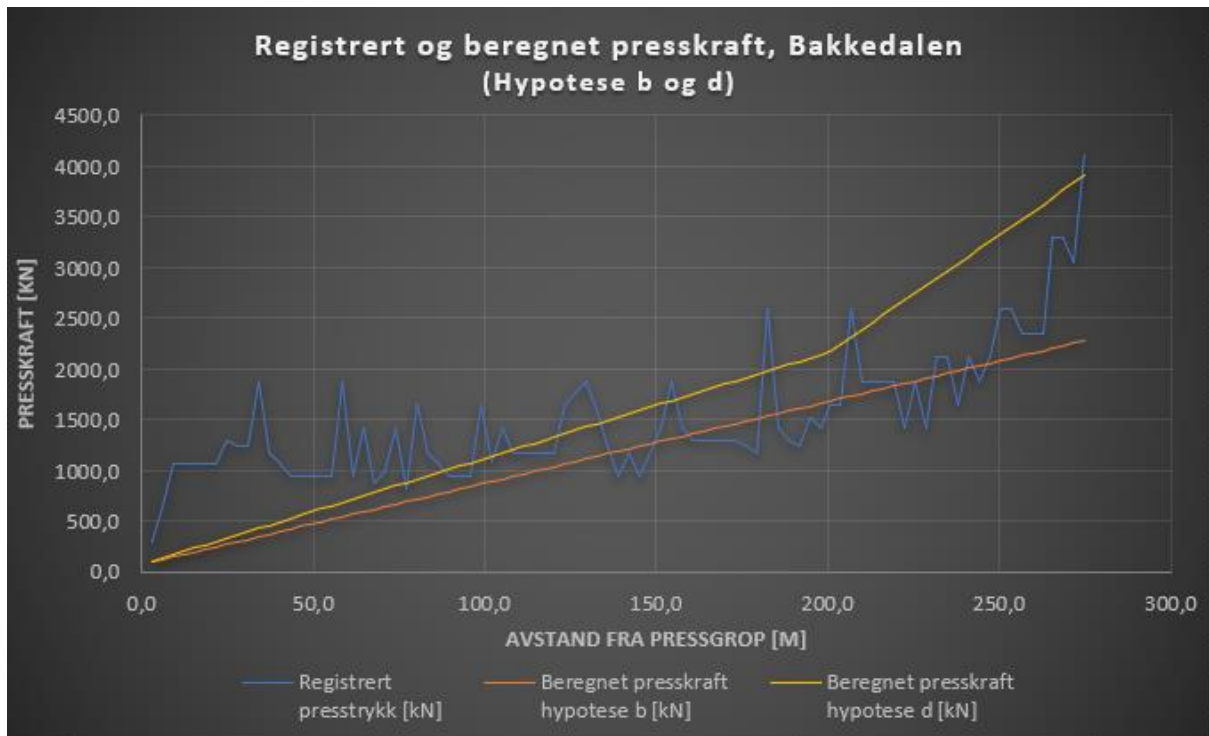


Figur 49: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen. Omrørt skjærstyrke satt lik 6 kPa.

Figur 50 og Figur 51 under illustrerer beregnet presskraft når det er gått ut fra at det er fastere masser ved slutten av traseen. I dette området er det forsøkt å benytte uforstyrret skjærfasthet i stedet for omrørt. Omrørt skjærstyrke er antatt lik 6 kPa de første 200 meterne. Deretter er uforstyrret skjærstyrke på 30 kPa fram mot rørtraséens ende.



Figur 50: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet i Bakkedalen. Fastere masser antatt mot rørtraséens slutt.



Figur 51: Samme beregning som vist i Figur 50, men uten hypotese c. Hypotese b og d kommer bedre til syne.

7.2.4 Maksimale presskrefter

Maksimalt beregnede presskrefter er oppsummert i Tabell 55 og Tabell 56 nedenfor.

Maksimal registrert presskraft	Maksimal presskraft ved friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
4118,8 kN	2568,2 kN	2211,3 kN

Tabell 55: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved rørtraséen i Bakkedalen.

Udrenert skjærstyrke	Maksimal registrert presskraft [kN]	Maksimalt beregnet presskraft når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke [kN]		
		Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
1 kPa	4118,8	2266,9	1524,3	2192,7
3 kPa		2272,3	4500,1	2494,8
6 kPa		2280,4	8963,9	2948,0
Variierende, se Figur 50		2280,4	18581,7	3908,7

Tabell 56: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen i Bakkedalen.

7.2.5 Økning i presskraft grunnet stans

Økninger i presskraft grunnet stans ved prosjektet i Bakkedalen er oppsummert i Tabell 57 nedenfor.

	Opphold i ca. 80 timer (tilsvarende helg)	Opphold i ca. 12 timer (tilsvarende natt)
Minste økning over null [kN]	412	235
Største økning [kN]	1412	941
Gjennomsnittlig økning [kN]	593	155

Tabell 57: Oppsummering av økning i presskraft etter stans i pressing. Prosjektet i Bakkedalen.

For opphold på ca. 80 timer var det i tillegg registrert 3 tilfeller med ingen økning eller *reduksjon* i presskraft. Dette utgjør 57 % av de registrerte tilfellene. Ved 12 timers stans var det registrert 20 tilfeller med ingen økning eller reduksjon i presskraft, som utgjør 21 % av registrerte tilfeller.

7.3 Sluppen

7.3.1 Beregnet spissmotstand

Beregnet spissmotstand for prosjektet i Sluppen er oppsummert i Tabell 58 nedenfor.

	Spissmotstand beregnet etter peleteori [kN]	Spissmotstand beregnet etter teori for offshore skjørtpenetrering [kN]
Originale masser	81,9	113,8
Kalksementstabiliserte masser pressgrop	860,4	1169,6
Kalksementstabiliserte masser mottaksgrop	548,0	746,0

Tabell 58: Beregnet spissmotstand ved prosjektet på Sluppen.

7.3.2 Beregnet friksjon

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)

Beregnet friksjon er oppsummert i Tabell 59 nedenfor. Minste verdi angir friksjonen i kalksementstabiliserte masser, mens største verdi angir friksjonen der overdekningen er på sitt største.

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019) [kN/m]	
Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
11,6-74,2	11,6-51,2

Tabell 59: Beregnet friksjon ved prosjektet ved prosjektet på Sluppen. Beregnet etter Ye et al. (2019)

Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Ved beregning med et nedre estimat på omrørt skjærstyrke, ble resulterende friksjon som følger:

- **Hypotese b:** 11,8 kN/m, kun avhengig av bentonittens skjærstyrke
- **Hypotese c:** 3,9-117,8 kN/m
- **Hypotese d:** 10,4-30,8 kN/m

Ved beregning med øvre estimat på omrørt skjærstyrke, var resulterende friksjon som følger:

- **Hypotese b:** 11,8 kN/m, kun avhengig av bentonittens skjærstyrke
- **Hypotese c:** 32,3-120,5 kN/m
- **Hypotese d:** 15,5-31,3 kN/m

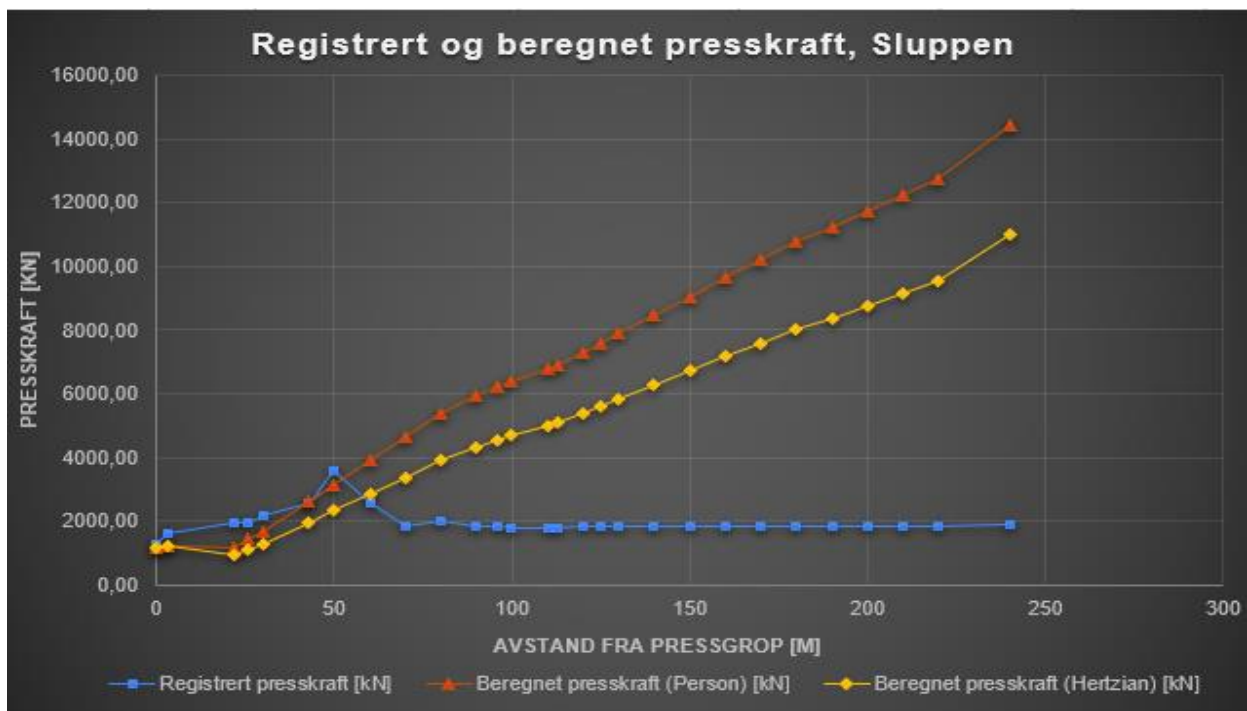
Detaljert oppsummering er gitt i Tabell 40 og Tabell 41 i delkapittel 6.3.1.

7.3.3 Beregnede presskrefter langs traseen

Prosjektet på Sluppen ble utført med trykksatt front. Det er antatt at trykket fra fronten vil ha bidratt noe til framdrift, og ekvivalent kraftkomponent (trykket ganget med rørfrentens areal) er derfor addert til øvrig registrerte presskrefter. Trykket ved fronten varierte langs traseen, se vedlegg 6A. Det må påpekes at dette tilleggstrykket utgjorde svær lite i forhold til de øvrig registrerte presskreftene.

Modellen utledet av Ye et al. (2019) som utgangspunkt

Figur 52 nedenfor viser beregnet presskraft når friksjonen er bestemt etter Ye et al. (2019). Som tidligere poengtert, er det er *punktene* i diagrammet som viser beregnet og målt presskraft. Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 6A.



Figur 52: Målte og beregnede presskrefter i prosjektet på Sluppen.

Differansen mellom registrert og beregnet presskraft er oppsummert i Tabell 60 på neste side.

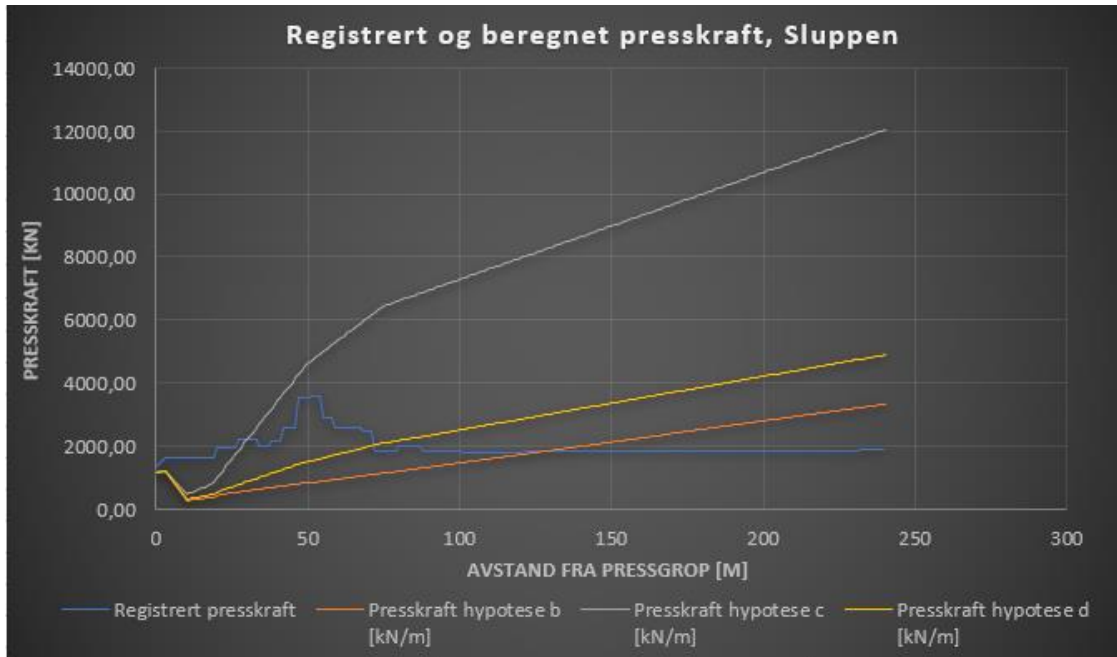
Avstand fra pressgrop [m]	Avvik, Person [kN]	Avvik, Hertzian [kN]
0	110	110
3	392	392
22	745	987
26	505	809
30	510	884
43	-72	587
50	411	1223
60	-1311	-269
70	-2811	-1552
80	-3382	-1905
90	-4128	-2502
96	-4366	-2686
100	-4628	-2918
110	-5012	-3242
113	-5128	-3339
120	-5466	-3577
125	-5764	-3798
130	-6077	-4026
140	-6668	-4465
150	-7227	-4887
160	-7821	-5327
170	-8380	-5749
180	-8941	-6171
190	-9396	-6535
200	-9892	-6922
210	-10387	-7308
220	-10917	-7713
240	-12543	-9092

Tabell 60: Avvik mellom målt og beregnet presskraft i prosjektet på Sluppen. Negativ verdi indikerer at beregnet presskraft er større enn målt presskraft.

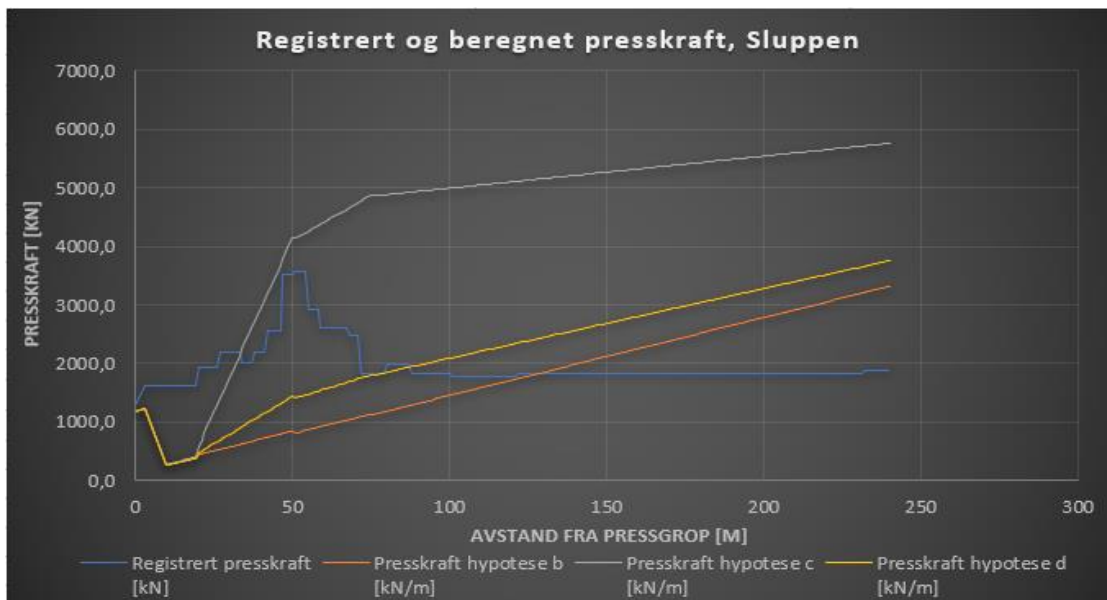
Resultat når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Figur 53 og Figur 54 nedenfor viser beregnet presskraft langs traseen når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke. Omrørt skjærstyrke varierer langs traseen, se delkapittel 5.3.

Beregninger er utført i Excel, se vedlegg 6B.



Figur 53: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet på Sluppen. Varierende omrørt skjærfasthet, se Tabell 18.



Figur 54: Beregnet og målt presskraft ved prosjektet på Sluppen. Varierende omrørt skjærfasthet, se Tabell 21

I Figur 54 kan det observeres to små hopp i beregnet presskraft 50 meter inn i rørtraséen. Årsaken til dette er at beregnet innvendig friksjon i rørfronten blir lavere i dette punktet. Presskraften på Sluppen forløper på en måte som vanskelig lar seg «gjenskape» med beregningsmetodene benyttet i denne oppgaven. Årsaken til dette vil bli videre diskutert i delkapittel 8.3.3.

7.3.4 Maksimale presskrefter

Maksimalt beregnede presskrefter er oppsummert Tabell 61 og Tabell 62 nedenfor.

Maksimal registrert presskraft	Maksimal presskraft ved friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)	
	Person kontaktmodell	Hertzian kontaktmodell
3559,0 kN	14432 kN	10981 kN

Tabell 61: Maksimale verdier for beregnede presskrefter ved rørtraséen på Sluppen.

Omrørt skjærstyrke	Maksimal registrert presskraft [kN]	Maksimalt beregnet presskraft når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke [kN]		
		Hypotese b	Hypotese c	Hypotese d
Øvre estimat, se Tabell 18 i del kapitel 5.3	3559,0 kN	3329	12037	4894
Nedre estimat, se Tabell 19 5.3		3315	5762	3755

Tabell 62: Maksimale verdier for beregnede presskrefter langs rørtraséen på Sluppen.

Kapittel 8

8 Diskusjon av resultatene

8.1 Gretnesbekken

Beregningene utført for prosjektet ved Gretnesbekken gav totalt sett en nokså god pekepinn på hva som kunne forventes av *maksimal* presskraft. Avviket mellom beregnet og målt presskraft langs traseen er likevel stort i mange punkter. Ingen av beregningsmodellene fanger opp det faktiske forløpet av generert presskraft langs traseen på en presis måte. Årsaken til dette vil bli drøftet i de kommende avsnittene.

8.1.1 Resultat når friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019)

Når friksjon beregnes etter Ye et al. (2019), fås et nokså godt estimat på maksimalt opptredende presskraft. Da det var knyttet en del usikkerhet til udrenert skjærstyrke i prosjektet ved Gretnesbekken, ble både 40 og 70 kPa prøvd i beregningene. 70 kPa er relativt høyt estimat, som ble valgt med bakgrunn i at verdier for udrenert skjærstyrke på opp til over 100 kPa ble registrert ved veien. Ved antakelse om udrenert skjærstyrke på 40 kPa er maksimal beregnet presskraft 9 % og 30 % lavere enn maksimalt opptredende presskraft, ved bruk henholdsvis Person- og Hertzian kontaktmodell. Ved udrenert skjærstyrke satt lik 70 kPa fås et noe større avvik. Reelt forløp av presskrefter langs traseen fanges ikke opp. Beregnede presskrefter ser generelt ut til å ha for lav spissmotstand, og for høy gjennomsnittlig friksjon.

Det må utheves at udrenert skjærfasthet utgjør overraskende lite for beregnet presskraft. Se Figur 40 og Figur 41. Udrenert skjærfasthet påvirker først og fremst spissmotstanden, som viser seg å være en liten del av total beregnet presskraft. I modellen utledet av Ye et al. (2019) inngår udrenert skjærstyrke kun indirekte, og faktisk vil økt udrenert skjærstyrke medføre lavere beregnet friksjon langs røret. Se delkapittel 8.4.1.

Avvik mellom beregnet og målt presskraft langs traseen

Som nevnt fanges ikke reelt forløp av presskrefter opp ved beregning etter Ye et al. (2019). Registrert presskraft i prosjektet ved Gretnesbekken øker relativt mye mellom ca. 10-25 meter fra pressgrop, før den flater ut igjen ved ca. 30 m. Se Figur 37. Økningen i starten kan skyldes et det er fastere masser i dette området. At presskraften flater ut, kan tyde på at røret passerer gjennom sensitive masser resten av traseen, og at det følgelig danner seg en omrørt sone rundt røret med lite friksjon. Alternativt skyldes det flittig bruk av bentonitt/smøremiddel. Tunneleringsloggen viser at det ble brukt opp til 0,5 m³ smøremiddel per rørsegment i prosjektet ved Gretnesbekken.

Kanskje hadde beregning etter Ye et al. (2019) samsvart bedre med registrerte presskrefter hvis variasjoner av geotekniske parametre langs traséen hadde vært inkludert i beregningene. Sett fra en annen side er det sannsynlig at omrørt skjærstyrke spiller en vesentlig rolle for generert presskraft. Hverken omrørt eller uomrørt skjærstyrke inngår i modellen utledet av Ye et al. (2019). Det er derfor ikke sikkert resultat hadde samsvart bedre med mer detaljert informasjon om grunnforholdene. Dette vil bli videre drøftet i delkapittel 8.4.

8.1.2 Resultat generert når friksjon er beregnet fra omrørt skjærstyrke

Her genererer de ulike hypotesene *b-c* nokså varierende resultater, samt at størrelsen på omrørt skjærfasthet har stor innvirkning på resultatene. Ved bruk av én verdi for omrørt skjærfasthet langs traseen, fanges ikke reelt forløp av presskrefter opp. Dette er heller ikke å forvente, da det er nettopp variasjoner langs rørtraséen som medfører variasjon i generert presskraft. En diskusjon av de ulike resultatene er gitt i Tabell 63 på neste side.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Vurdering av resultat	Referanse
2,63	Her genererte samtlige hypoteser en presskraft som var lavere enn den registrerte. Dette skyldes antakeligvis at omrørt skjærstyrke på 2,63 kPa ikke er representativ for traseen.	Figur 42, delkapittel 7.1.3
7,4	Hypotese <i>b</i> og <i>d</i> genererer fortsatt et resultat som er lavere enn målt presskraft. (Hypotese <i>b</i> er for øvrig kun avhengig av bentonittens skjærfasthet, og gir derfor samme resultat uavhengig av massenes omrørte skjæunderfasthet.) Hypotese <i>c</i> samsvarer i dette tilfellet godt med målte presskrefter fra 0-24 m. Registrerte presskrefter flater imidlertid ut ved 24 meter, mens presskrefter beregnet fra hypotese <i>c</i> stadig øker. Resultatet viser også at hypotese <i>c</i> er svært mye mer følsom for massenes omrørte skjærstyrke enn de to andre hypotesene. (Stor økning i beregnet presskraft kan observeres, sammenlignet med når antatt skjærstyrke er lik 2,63 kPa.)	Figur 43, delkapittel 7.1.3
12,2	Hypotese <i>c</i> overestimerer presskreftene i dette tilfellet, særlig mot slutten av traseen. Derimot samsvarer hypotese <i>d</i> bedre med registret presskraft. Dette kan tolkes på to måter: <ul style="list-style-type: none"> • Omrørt skjærfasthet er omtrent 12,2 kPa i realiteten, og hypotese <i>d</i> ivaretar bentonittens effekt. • 12,2 er et for høyt estimat av omrørt skjærfasthet, noe som er årsaken til at hypotese <i>c</i> slår feil ut. 	Figur 44, delkapittel 7.1.3
7,4 fra 0-24 m, 2 fra 24-58 m	Dette er et forsøk på å variere omrørt skjærstyrke langs traseen ut fra hva den sannsynligvis kan være. Verdien antatt for de første 24 meterne er valgt med bakgrunn i at hypotese <i>c</i> samsvarte godt med registrerte presskrefter for denne verdien i dette området. Lav omrørt skjærstyrke er satt for den resterende delen av rørtraséen, ettersom presskreftene flater ut. Under disse antakelsene samsvarer hypotese <i>c</i> godt med registrerte presskrefter. Hypotese <i>b</i> og <i>c</i> underestimerer presskraften.	Figur 45, delkapittel 7.1.3.

Tabell 63: Diskusjon av resultater når friksjon er beregnet ut fra omrørt skjærstyrke ved Gretnesbekken.

Som oppsummert i Tabell 63 genererer de ulike hypotesene ulikt resultat. Hypotese *c* kan ha en tendens til å overestimere presskreftene, mens hypotese *b* konsekvent underestimerer dem. Ut fra disse resultatene kunne en dimensjonerende presskraft blitt funnet med utgangspunkt i én av følgende:

- Maksimal presskraft beregnes ut fra hypotese *c*. Omrørt skjærstyrke settes lik et *nedre/relativt lavt* estimat av hva den potensielt kan være. Deretter ganges beregnet kraft med en sikkerhetsfaktor på 1,5.
- Maksimal presskraft beregnes ut fra hypotese *d*. Omrørt skjærstyrke settes lik et *øvre* estimat av hva den potensielt kan være. Deretter ganges beregnet kraft med en sikkerhetsfaktor på 1,5.

8.1.3 Økning i presskraft grunnet stans

Som beskrevet i kapittel 2.3.1 vil det i de fleste tilfeller kreves høyere presskraft rett etter en stans, enn ved jevn framdrift. I prosjektet ved Gretnesbekken var det en tydelig sammenheng mellom stopplengde og økning i presskraft. Stans på 80 og 12 timer medførte gjennomsnittlig kraftøkning på henholdsvis 471 og 147 kN. 471 kN utgjør 27 % av maksimal registrert presskraft. Kraftøkningen kan derfor sies å være betydelig. Det kan observeres at kraftøkningen etter 80 timers stans konsekvent er mye høyere enn etter stans på 12 timer. Se Tabell 29 og Tabell 30. Tunneleringsloggen viser også at presskreftene gjennom en dag med kontinuerlig pressing ligger på et overraskende stabilt nivå. Ved noen få tilfeller forekommer kraftøkninger på opptil 117 kN. Dette kan knyttes til stopp for montering av rør eller utgraving av masser ved fronten, men kan også skyldes endringer i grunnforholdene eller redusert tilførsel av bentonitt.

8.2 Bakkedalen

Beregningene utført for prosjektet i Bakkedalen gav en god pekepinn på hva som kunne forventes av *maksimal* presskraft. Avviket mellom beregnet og målt presskraft langs traseen er likevel ganske stort i mange punkter. I likhet med prosjektet ved Gretnesbekken, fanges ikke reelt forløp av presskrefter opp på en presis måte.

8.2.1 Resultat generert av modellen utledet av Ye et al. (2019)

Beregninger utført etter Ye et al. (2019) gav et mer presist resultat for prosjektet i Bakkedalen enn for de to andre prosjektene. Se Figur 46. Maksimal beregnet presskraft er 37 og 46 % lavere enn maksimal registrert presskraft, ved bruk av henholdsvis Person- og Hertzian kontaktmodell. Dette er riktignok nokså store avvik, men gjengir kun bildet helt i slutten av rørtraséen hvor en stor økning i presskraft ble registrert. Gjennomsnittlig beregnet presskraft ellers langs traseen ser ut til å stemme bedre overens med registrerte verdier. Bruk av Person kontaktmodell gir et resultat som samsvarer litt bedre enn ved bruk av Hertzian kontaktmodell.

Beregnet presskraft øker mer eller mindre lineært langs traseen, mens registrerte presskrefter holder seg på et nokså stabilt nivå mellom 10 og 200 meter fra pressgropa. (Det sees da bort fra lokale hopp som kan relateres til stans i arbeidet.) Deretter, fra 200 meter og til rørtraséens slutt, kan en større økning i presskraft observeres. Se Figur 38 i delkapittel 6.2.4.

Kraftøkningen ved slutten av traseen kan tyde på at det er fastere masser i dette området. Stabil presskraft de første 200 meterne kan skyldes at massene i dette området er mer sensitive, og at det derfor har dannet seg omrørte soner rundt røret. Det ble dessuten brukt mellom 1,0-3,6 m³ med bentonittsuspensjon per rørsegment langs hele traseen. Dette har trolig også bidratt til at presskraften holdt seg stabil de første 200 meter av traseen.

Avvik mellom beregnet og målt presskraft kan skyldes at eventuelle variasjoner av geotekniske parametre langs traséen ikke er inkludert i beregningene. Som beskrevet i kapittel 8.1, er det likevel ikke sikkert at reelt forløp av presskraft hadde blitt fanget opp med mer detaljert informasjon om geotekniske parametre. Omrørt skjærstyrke spiller sannsynligvis en rolle i forhold til forløp av presskrefter, og hverken uforstyrret eller omrørt skjærstyrke inngår modellen presentert av Ye et al. (2019).

8.2.2 Resultat generert når friksjon er beregnet fra omrørt skjærstyrke

Ved prosjektet i Bakkedalen samsvarer hypotese *b* og *d* best med registrerte presskrefter. Reelt forløp av presskrefter fanges imidlertid ikke opp ved bruk av én verdi for omrørt skjærfasthet langs traseen, noe som heller ikke er å forvente. Med detaljert kjennskap til variasjon i omrørt skjærfasthet langs traseen, kan et tydeligere bilde trolig oppnås. En diskusjon av de ulike resultatene er gitt i Tabell 64 nedenfor.

Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]	Vurdering av resultat	Referanse
1	Samtlige hypoteser underestimerer presskraften. 1 kPa er et veldig lavt estimat for omrørt skjærstyrke. Det er lite sannsynlig at omrørt skjærfasthet faktisk er så lav langs hele traseen, noe beregningene også viser. (Hypotese <i>b</i> avhenger imidlertid kun av bentonittens skjærstyrke, og vil derfor ikke variere med omrørt skjærstyrke.)	Figur 47, delkapittel 7.2.3
3	Hypotese <i>d</i> ser nå ut til å gjengi <i>gjennomsnittlig</i> presskraft godt, spesielt mellom 180-250 meter fra pressgrop. I forhold til maksimal registrert presskraft, treffer likevel hypotese <i>c</i> bedre. Det kan observeres at hypotese <i>c</i> er svært følsom for valg av omrørt skjærstyrke. En økning på bare 2 kPa har i dette tilfellet medført beregnet presskraft som er tre ganger så stor som over.	Figur 48, delkapittel 7.2.3
6	Hypotese <i>c</i> overestimerer i dette tilfellet presskraften kraftig. Hypotese <i>d</i> samsvarer derimot godt med registrert presskraft. Dette kan tolkes på to måter: <ul style="list-style-type: none"> Omrørt skjærfasthet på 6 kPa var et rimelig estimat, og hypotese <i>d</i> ivaretar effekten bentonitten har. Omrørt skjærfasthet på 6 kPa er for høyt estimat, hvilket er grunnen til at hypotese <i>c</i> overestimerer presskraften. Dette blir et spørsmål om hvilken hypotese som gjenspeiler de virkelige forholdene langs røret best. Da bentonitt ble flittig brukt i prosjektet ved Bakkedalen, er kanskje førstnevnte antakelse mest sannsynlig.	Figur 49, delkapittel 7.2.3
6 fra 0-200 m 30 fra 200-275 m	Denne beregningen er et forsøk på å gjenskape det reelle presskraftforløpet. Mye tyder på at det var langt fastere masser de siste 75 meterne av traseen. Her ble det derfor forsøkt å benytte udrenert skjærstyrke i stedet for omrørt. Mens hypotese <i>c</i> overestimerer presskraften i dette tilfellet, samsvarer hypotese <i>d</i> godt med registrerte presskrefter.	Figur 50 og Figur 51, delkapittel 7.2.3

Tabell 64: Diskusjon av resultater beregnet ut fra omrørt skjærstyrke i Bakkedalen.

Resultatene fra prosjektet i Bakkedalen viser at hypotese c generelt sett har en tendens til å overestimere presskreftene, mens hypotese b konsekvent underestimerer dem. Hypotese d treffer godt dersom et relativt høyt anslag for omrørt skjærfasthet benyttes. Ut fra dette kunne en dimensjonerende presskraft blitt funnet med utgangspunkt i følgende:

- Maksimal presskraft beregnes ut fra hypotese *d*. Omrørt skjærstyrke settes lik et *øvre* estimat av hva den potensielt kan være. Deretter ganges beregnet kraft med en sikkerhetsfaktor på 1,5.

8.2.3 Økning i presskraft grunnet stans

Det var en tydelig sammenheng mellom stopplengde og økning i presskraft ved prosjektet i Bakkedalen, se Tabell 36 og Tabell 37 i delkapittel 6.2.4. Stans på 80 og 12 timer medførte gjennomsnittlig kraftøkning på henholdsvis 593 og 155 kN. En økning på 1412 kN forekom ved en anledning etter stans på 80 timer. Dette tilsvarer 120 % økning i forhold til opptredende presskraft før stans. Ved nattlige stopp (12 timer) var det også registrert noen tilfeller med *nedgang* i presskraft etter stopp. Årsaken til dette kan være at presskraften ikke ble notert før den hadde stabilisert seg igjen. Analysene er basert på en manuell tunneleringslogg der presskraften kun er loggført 1-3 ganger daglig. Det er derfor mulig at eventuelle kraftøkninger ikke blitt fanget opp.

8.3 Sluppen

Det var litt mer omfattende å utføre beregninger for prosjektet på Sluppen, da det her var både kalksementstabiliserte masser og trykksatt front som måtte tas hensyn til. Presskraften på Sluppen forløper dessuten på en måte som vanskelig lar seg «gjenskape» med beregningsmetodene benyttet i denne oppgaven. Ingen av beregningsmodellene fanger opp det reelle forløpet av presskrefter i prosjektet på Sluppen. Noen beregninger har likevel gitt et rimelig estimat på hva som kan forventes av maksimal presskraft.

8.3.1 Resultat generert av modell utledet av Ye et al. (2019)

Beregnet presskraft for prosjektet på Sluppen spriker veldig fra registrerte presskrefter når friksjon er beregnet med utgangspunkt i Ye et al. (2019). Se Figur 52. Bruk av Person- og Hertzian kontaktmodell gir beregnet maksimal presskraft som er henholdsvis 406 og 308 % høyere enn maksimal registrert presskraft. I delkapittel 8.4.1 er det gjort en evaluering av modellen. Stor differanse mellom beregnet og målt presskraft skyldes hovedsakelig en kombinasjon av liten overcut-spalte og stor overdekning på røret i forhold til de andre to prosjektene. Det er ikke knyttet noe usikkerhet til størrelse på hverken overcut-spalten eller overdekningen. Her kan det derfor konkluderes med at modellen ikke fungerer for mikrotunneling utført i den type grunnforhold man har på Sluppen (med høy forekomst av sensitive masser). Hverken omrørt eller uforstyrret skjærstyrke inngår modellen. Følgelig fanges ikke den omrørte sonen langs røret opp.

8.3.2 Resultat generert når friksjon er beregnet fra omrørt skjærstyrke

Det ble for prosjektet på Sluppen utført to beregninger når friksjon var beregnet ut fra omrørt skjærstyrke; en med utgangspunkt i et lavt estimat på omrørt skjærstyrke, og en med utgangspunkt i et høyt estimat på omrørt skjærstyrke. Benyttete verdier er oppsummert i Tabell 18 og Tabell 19 i delkapittel 5.3. Verdiene er tolket ut fra en figur som viser omrørt skjærfasthet langs traseen. Verdiene i figuren er bestemt ut fra prøver som ble tatt opp underveis i mikrotunnelinga (Multiconsult, 2019c). Hypotese *b* og *d* gir begge rimelige estimater på maksimalt opptredende presskraft:

- Nedre estimat på omrørt skjærstyrke: Hypotese *b* gir beregnet maksimal presskraft som er 6,5 % mindre enn registrert maksimal presskraft. Hypotese *d* gir beregnet maksimal presskraft som er 5,5 % større enn registrert maksimal presskraft.

- Øvre estimat på omrørt skjærstyrke: Hypotese *b* gir beregnet maksimal presskraft som er 6,5 % mindre enn registrert maksimal presskraft (som over). Hypotese *d* gir beregnet maksimal presskraft som er 37 % større enn registrert maksimal presskraft.

Reelt forløp av presskraft fanges imidlertid ikke på langt nær opp av hverken hypotese *b* eller *d*. Se Figur 53 og Figur 54 i delkapittel 7.3.3.

Hypotese *c* overestimerer presskraften kraftig i begge beregningene (henholdsvis med 338 og 161 % for øvre og nedre estimat på omrørt skjærstyrke). Dette kan muligens forklares med at antatte verdier for omrørt skjærstyrke var for høye. Det ble under prosjekteringen regnet med store mengder bløt og kvikk leire i strekningen mellom S9 og S20. De aller fleste prøvene som ble tatt opp underveis på denne strekningen, bestod likevel ikke av kvikkleire. Det ble i flere punkter registrert sensitive masser, men i mindre grad enn antatt i prosjekteringen. Avvik fra det som ble antatt under prosjekteringen kan skyldes at masser for en lengre, udefinert strekning ble samlet og blandet sammen i en vogn, før prøvene ble tatt fra vognen. Dette kan ha resultert i høyere skjærfastheten enn det som egentlig var representativt for traseen. Det ble observert ganske bløte masser i vognen under kontroll. Ved enkelte anledninger var det nødvendig å tilsette kalk for å gjøre massene mer håndterlige (Multiconsult, 2019c). Figur 55 viser forekomst av bløte masser ved rørfronten.



Figur 55: Bløte masser ved rørfronten i prosjektet på Sluppen (A. Watn, personlig kommunikasjon, 19.10.2019)

Ut fra resultatene for prosjektet på Sluppen kunne dimensjonerende presskraft bestemmes med utgangspunkt i følgende:

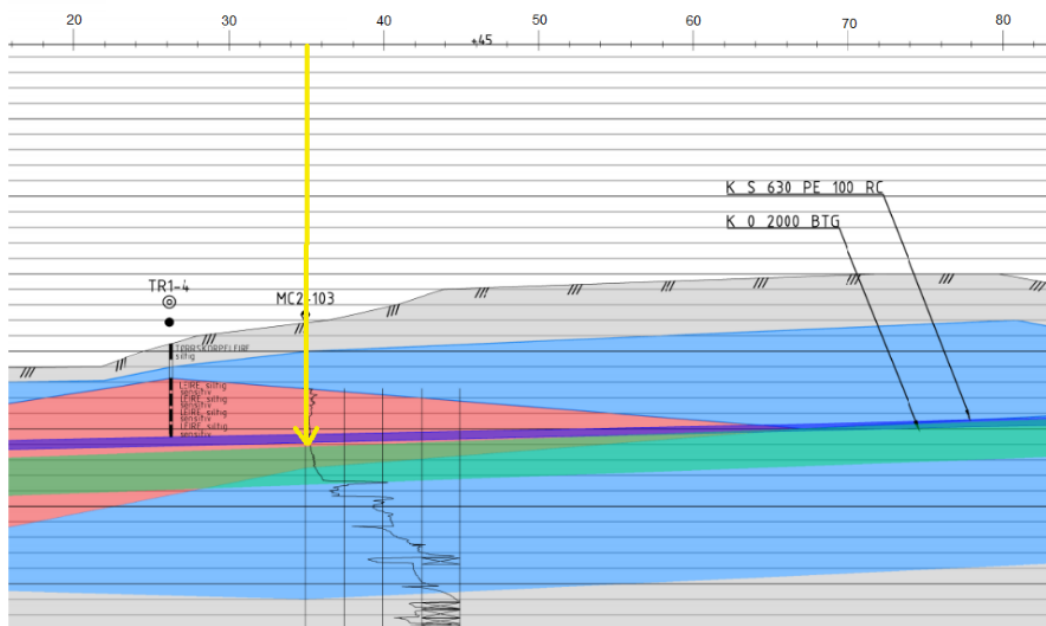
- Maksimal presskraft beregnes ut fra hypotese *d*. Omrørt skjærstyre settes lik et *øvre* estimat av hva den potensielt kan være. Deretter ganges beregnet maksimal presskraft med en sikkerhetsfaktor på 1,5.

8.3.3 Diskusjon av presskraftforløpet i prosjektet på Sluppen

Som tidligere nevnt, forløp presskreftene i prosjektet på Sluppen på en måte som vanskelig lot seg gjenskape med beregningsmetodene benyttet i denne oppgaven. Registrert presskraft øker markant mellom 20-50 meter fra pressgropa. Deretter synker den og holder seg på et stabilt og lavt nivå fra 70 meter og til rørtraséens slutt. Se Figur 39 i delkapittel 6.3.4.

Årsaker til økt presskraft mellom 20-50 meter fra pressgrop

Figur 56 viser at røret går over i en sone med mindre sensitiv leire omtrent i det punktet hvor presskreftene begynner å stige. E6 går over dette området, og det ble under den påtruffet langt fastere masser enn antatt i prosjekteringen. Grunnet vanskelig tilkomst hadde ikke Multiconsult utført egne boringer ved/under E6. Deres vurderinger her var derfor basert på grunnundersøkelser utført før bygging av den nye E6-en. De faste massene kan sannsynligvis forklares ved at det har blitt utført grunnforsterkning/oppfylling eller andre tiltak i forbindelse med veibyggingen. Poseprøver fra området viser dessuten at de faste massene består av leire, grus, stein, sand, humusrester og trerester. Dette kan være gamle rasrester (Multiconsult, 2019c). Alt ovenstående kan settes i sammenheng med økt presskraft i området. En annen mulig medvirkende er større overdekning på røret ved E6 (dette bidrar til økt vertikaltrykk, dvs. økte effektivspenninger).



Figur 56: Utsnitt fra grunnprofil mellom S9-S20, ved E6. Gul pil markerer punktet hvor målt presskraft øker kraftigst. Sensitive/kvikke/bløte masser er markert med rødt. Trase for mikrotunneling er markert grønt (Multiconsult, 2019b)

At presskraften avtar fra 50 meter, kan tyde på at kraftøkningen først og fremst var knyttet til høy spissmotstand. Det skal likevel svært mye til for at spissmotstanden alene fører til en kraftøkning på mer enn 1500 kN. Med utgangspunkt i startrørets tverrsnittareal, betyr dette at massene må ha hatt en udrenert skjærstyrke på 550-600 kPa. Alternativt skyldes kraftøkningen en kombinasjon av økt spissmotstand og friksjon. Det kan være en mulighet for at massene i området endrer egenskaper etter at et visst antall rørsegmenter har passert, og at friksjonen derfor går ned igjen.

Årsaker til konstant lav presskraft fra 70 meter inn i traseen og til mottaksgrop

I prosjektet på Sluppen oppstod det faktisk problemer med at røret ønsket å gli tilbake i pressgropa. Røret ble derfor «låst» ved bolting etter utførelsen (Bek et al., 2019). Dette betyr at friksjonen langs røret var minimal. Årsaken er sannsynligvis at det oppstod en betydelig omrørt sone rundt røret. Dette forklarer hvorfor presskraften holdt seg på et lavt nivå fra 70 meter inn i traseen og til mottaksgropa.

8.3.4 Økning i presskraft grunnet stans

Prosjektet på Sluppen ble de første 150 meterne drevet uten stans i arbeidet (døgndrift).

Resten av traseen ble drevet med 7-dagersskift, og med nattlige opphold på 12 timer.

Loggførte presskrefter viser ingen kraftøkninger som kan relateres til de nattlige stoppene de siste 100 meterne av traseen. Mulige årsaker til dette er som følger:

- Tunneleringsloggen fra prosjektet på Sluppen viser at presskraften ble registrert 1-3 ganger daglig. Det kan tenkes at presskraften ikke ble notert før den hadde stabilisert seg igjen. Eventuelle kraftøkninger har i så fall ikke blitt fanget opp.
- Som tidligere beskrevet er det mye som tyder på at det var en stor omrørt sone langs røret i prosjektet på Sluppen. Et opphold på 12 timer var kanskje ikke nok til at de bløte massene skulle rekonsolidere/«suge seg fast til røret».
- I prosjektet på Sluppen ble det brukt mindre bentonitt enn normalt, grunnet lav friksjon langs røret (P.E. Christensen, Afdelingsleder Tunnelering & Gennemspresning, personlig kommunikasjon, 17.04.2020). Bruk av bentonitt fungerer i de fleste tilfeller fint, men dersom boringen blir satt på pause for lenge, kan den medvirke til at massene «suger seg fast» til rørveggen. Dette medfører økt nødvendig oppstartskraft (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 02.10.2019). Noe av denne effekten kan ha blitt redusert i prosjektet på Sluppen ettersom det ble brukt mindre bentonitt.

8.4 Evaluering av beregningsmodellene

8.4.1 Beregningsmodellen utledet av Ye et al. (2019)

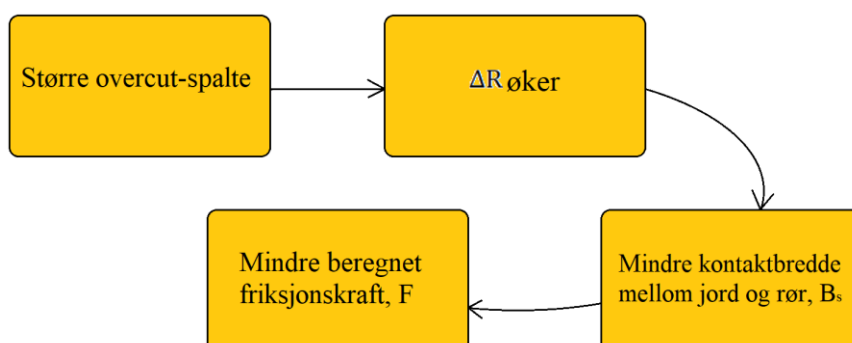
Modellen presentert av Ye et al. (2019) virket ved første øyekast interessant fordi den inkluderer flere elementer enn mer tradisjonelle beregningsmetoder. Beregnet presskraft for prosjektet i Bakkedalen samsvarte også ganske godt med registrert presskraft. For prosjektet på Sluppen gav modellen derimot et svært dårlig resultat, med et avvik mellom maksimal beregnet og målt presskraft over 10 000 kN. Parameterne i de ulike prosjektene var forholdsvis sammenfallende. Dette tyder på at modellen er svært følsom for en eller flere av parameterne.

Hvilke parametre er modellen følsom for?

Høyden av masser over røret, h , og størrelsen på overcut-spalten ser ut til å i stor grad påvirke friksjon beregnet etter Ye et al. (2019).

Betydningen av størrelsen på overcut-spalten

Størrelsen på overcut-spalten har relativt stor betydning for beregnet friksjon. Parameteren ΔR inngår i både Person- og Hertzian kontaktmodell, og er lik differansen mellom hulldiameteren D_c og ytre rørdiameter D_p , delt på to. Da hulldiameteren er regnet som summen av D_p og overcut-spalten, er parameteren ΔR ekvivalent med størrelsen på overcut-spalten delt på to. Bare en liten økning av ΔR eller D_c gir relativt stor reduksjon i beregnet friksjon fordi beregnet kontaktbredde B_s blir mindre. Se ligning (3.9), (3.10) og (3.16) i delkapittel 3.2.1.3. Sammenhengen er illustrert i Figur 57. Kontaktbredden B_s refererer til andelen av rørets ytre omkrets som er i kontakt med jorda. Resten av røromkretsen er antatt å være i kontakt med kun smøremiddel/bentonitt.



Figur 57. Flytskjema som illustrerer sammenhengen mellom størrelsen på overcut-spalten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019).

Tabell 64 nedenfor viser reduksjon i friksjon med økende overcut-spalte. Det er tatt utgangspunkt i prosjektet på Sluppen hvor overcut-spalten i utgangspunktet var 2 cm. Overdekning er satt lik 10 m.

Størrelse på overcut-spalte [cm]	Beregnet friksjon, Person [kN/m]	Total reduksjon i friksjon	Beregnet friksjon, Hertzian [kN/m]	Total reduksjon i friksjon
2	70,4	0 %	47,1	0 %
3	61,5	13 %	40	15 %
4	54,4	23 %	35,8	24 %
5	48,7	31 %	32,9	30 %

Tabell 65: Eksempel på hvor mye friksjonen reduseres når ΔR øker.

Ved prosjektet i Bakkedalen og ved Gretnesbekken var overcut-spalten 4 cm. Tallene er basert på rapportering fra entreprenør, som har målt størrelsen på spalten med meterstokk (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 22.04.2020). En centimeter fra eller til, opp mot et rør med diameter på rundt 2 meter, kan i utgangspunktet virke lite. Det vi likevel ha stor betydning når friksjon er beregnet etter Ye et al. (2019).

Fordi overcut-spalten har relativt stor innvirkning på beregnet friksjon, er det vesentlig å med rimelig sikkerhet kunne forutsi dens størrelse i et kommende prosjekt. Ifølge Olimb, er størrelsen på overcut-palten fastsatt ut fra rørdiameteren (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 22.04.2020)

- For rør med diameter fra 1200-1600 mm er overcut-spalten ca. 25 mm
- For rør med diameter på over 2000 mm er overcut-spalten ca. 45 mm

Prosjektleder i Østergaard forteller at overcut-spalten beregnes etter dimensjon, geologi og lengde på rørtrasé (P.E. Christensen, personlig kommunikasjon, 23.04.2020). Det skal derfor være fullt mulig å gi et nøyaktig estimat på denne størrelsen før prosjektets start.

Betydningen av rørets overdekning

Ye et al. (2019) baserer seg på å bestemme jordtrykket som virker normalt på røroverflaten, for deretter å bestemme friksjon vha. beregnede friksjonskoeffisienter. Høyere overdekning medfører at:

- Beregnet jordtrykk øker
- Beregnet effektiv friksjonskoeffisient øker

Følgelig øker også beregnet friksjon. Maksimal overdekning var henholdsvis 5, 9 og 11 meter i Bakkedalen, ved Gretnesbekken og på Sluppen. Prosjektet på Sluppen skilte seg fra de to andre prosjektene med en jevnt høyere overdekning. Det viser seg at overdekningen over røret har gitt stort utslag på beregnet presskraft ved prosjektet på Sluppen. Halvert overdekning ville medført stor reduksjon i beregnet friksjon. Se Tabell 66.

Overdekning [m]	Beregnet friksjon, Person [kN/m]	Beregnet friksjon, Hertzian [kN/m]
10	70,3	47,1
5	36,2	28,7

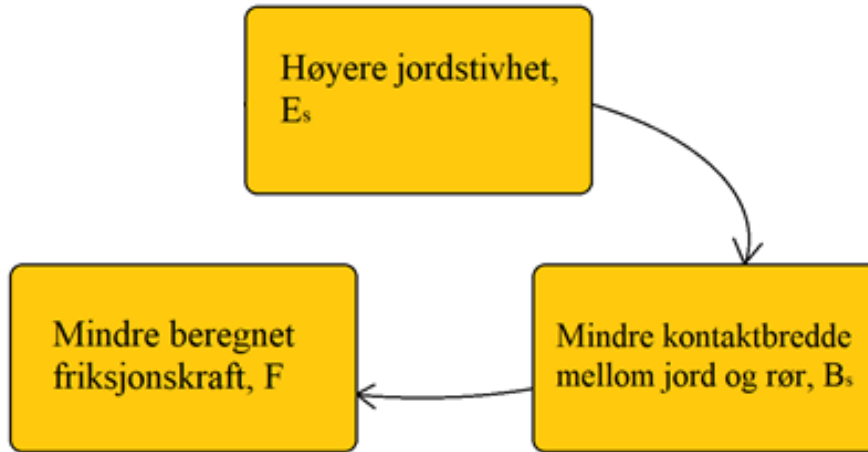
Tabell 66: Ulike verdier for friksjon beregnet med ulik overdekning. Det er tatt utgangspunkt i prosjektet på Sluppen.

Det kan være grunn til å stille spørsmål ved om rørets overdekning har så stor innvirkning på generert friksjon i realiteten. Dannes det et stabilt hull rundt røret vil ikke de overliggende massene være i kontakt med røret, og dermed vil ikke jordspenningene overføres direkte til røret. Dannes en omrørt sone rundt røret, vil heller ikke tyngden fra de overliggende massene virke på røret i like stor grad. Her må det imidlertid påpekes at sammenhengen mellom beregnet friksjon og overdekning ikke er lineær. Friksjonsøknigen avtar med økende overdekning Ye et al. (2019).

Betydning av jordstivheten E_s

Økt jordstivhet gir redusert kontaktbredde, B_s . Se ligning (3.9), (3.10) og (3.16) i delkapittel 3.2.1.3. Redusert kontaktlengde B_s medfører lavere beregnet friksjon. Figur 58 illustrerer denne sammenhengen. Jordstivheten er i denne masteroppgaven en funksjon av udrenert skjærstyrke ($E_s = 400 \cdot s_u$). Årsaken til dette er manglende informasjon om jordstivheten i de geotekniske rapportene. Følgelig vil udrenert skjærstyrke ha indirekte

betydning i beregningene, og noe overraskende vil økt udrenert skjærstyrke medføre *lavere* friksjon. Dette vil trolig ikke være tilfellet i realiteten.



Figur 58: Flytskjema som illustrerer sammenhengen mellom jordstivheten og beregnet friksjonskraft i modellen utledet av Ye et al. (2019).

Justering av udrenert skjærstyrke/jordstivhet gir ikke et veldig stort utslag på beregningene. Eksempelvis vil en økning i udrenert skjærstyrke fra 20 til 70 kPa (350 %), redusere beregnet friksjon med henholdsvis 43 % og 33 % for Hertzian- og Person kontaktmodell. Disse størrelsene vil imidlertid også avhenge noe av de resterende parameterne, og sammenhengen er ikke lineær.

Beregning av friksjon i kalksementstabiliserte masser etter Ye et al. (2019)

Det var i utgangspunktet planlagt å beregne friksjonen i de kalksementstabiliserte masser på samme måte som for de øvrige massene. De kalksementstabiliserte massene måtte da ha blitt modellert som et materiale med stor kohesjon og null (eller svært lav) i friksjonsvinkel (M. Bek, geotekniker i Multiconsult, personlig kommunikasjon, 14.04.2020). Også poretall og Poissons ratio måtte ha blitt fastsatt. Det ble gjort et forsøk på å beregne friksjonen i de kalksementstabiliserte massene på denne måten. Grunnet svært høy kohesjon, resulterte dette i negativt jordtrykk og dermed negativ friksjon. Dette skyldes at $2c > b\gamma$. Se ligning (3.17) i delkapittel 3.2.1.4

Sett fra en annen side er det er trolig ikke hensiktsmessig å beregne friksjonen i kalksementstabiliserte etter Ye et al. (2019) uansett. Friksjonsvinkel, kohesjon, poretall og Poissons tall inngår i modellen for å bestemme kontaktbredden B_S . De kalksementstabiliserte massene er stivere enn de originale massene. Det er derfor sannsynlig at massene ikke legger seg rundt røret, men at det dannes et *stabilt hull*. Dette er ekvivalent med hypotese *a* presentert i delkapittel 3.1. Siden det for hypotese *a* ikke er nødvendig å bestemme kontaktbredden B_S , kan friksjonen beregnes langt enklere. Se delkapittel 3.2.4.

Omrørt skjærstyrke er ikke inkludert i modellen utledet av Ye et al. (2019)

Omrørt (eller uomrørt) skjærstyrke inngår ikke i modellen utledet av Ye et al. (2019). Omrørt skjærstyrke ser ut til å ha stor betydning for generert presskraft ved mange (norske) mikrotunneleringsprosjekter. Dette er derfor en åpenbar svakhet ved modellen.

8.4.2 Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke

Ved beregning av friksjon med bakgrunn i omrørt skjærstyrke ble det tatt utgangspunkt i hypotese *b*, *c* og *d* presentert i delkapittel 3.1. De ulike hypotesene genererte varierende resultat. Tendensen er oppsummer til Tabell 67 nedenfor.

Hypotese	Oppsummering av resultatet de genererer
Hypotese <i>b</i>	Hypotesen har en tendens til å underestimere presskreftene.
Hypotese <i>c</i>	Kan ha en tendens til å overestimere presskreftene. Dette gjelder spesielt for lengre rørtraséer, eller hvis antatt omrørt skjærstyrke bare er litt for stor.
Hypotese <i>d</i>	Ser generelt sett ut til å samsvare best med registrert presskraft i de ulike referanseprosjektene. Kan likevel ha en tendens til å underestimere presskraften for kortere rørtraséer.

Tabell 67: Oppsummering av hvor treffende beregninger gjort ut fra de ulike hypotesene *b*, *c* og *d* er.

Hvilke parametre er modellen følsom for?

Hypotese *b* og *c*

I hypotese *b* antas det at røret kun er i kontakt med bentonitten. Derfor er bentonittens skjærstyrke avgjørende for generert friksjon. I hypotese *c* er det antatt at røret kun er i kontakt med de omkringliggende massene, noe som på samme måte medfører at det er jordmassenes omrørte skjærstyrke som er avgjørende for beregnet friksjon. Ingen andre parametre enn rørets omkrets og omrørt skjærfasthet inngår i modellen, og det kan derfor konkluderes med at det ikke er noen parametre som har uforholdsmessig stor innvirkning for disse hypotesene, annet enn at valg av feil omrørt skjærstyrke vil gi stort utslag for hypotese *c*.

Hypotese *d*

I hypotese *d* er det antatt at røret er delvis i kontakt med jorda, og delvis i kontakt med smøremiddelet. Bestemmelse av kontaktbredden B_s er derfor nødvendig. For dette formålet har Hertzian kontaktmodell utledet av Ye et al. (2019) blitt benyttet. Følgelig vil sammenhengene presentert i Figur 57 og Figur 58, gjelde også for hypotese *d*. Hertzian kontaktmodell har blitt benyttet i stedet Person kontaktmodell fordi den genererer resultater i Excel automatisk. Person kontaktmodell krever at en 4.gradsligning må løses grafisk for hver parameter som endres.

Modellen fanger enklere opp variasjon langs traseen

Ved mikrotunneling vil det i praksis gjerne forekomme store lokale variasjoner i generert presskraft. En av grunnene til dette er variasjon i massenes fasthet. Beregning av friksjon ut fra omrørt skjærfasthet er fordelaktig ved at disse variasjonene enklere kan fanges opp. I områder hvor det forventes fastere masser, kan en mulighet for eksempel være å benytte uforstyrret skjærfasthet i stedet for omrørt skjærfasthet. Dette ble prøvd ut i beregningene gjort for Bakkedalen, og gav treffende resultater for hypotese d.

Kortere rørtrase krever trolig en mer konservativ vurdering

Med utgangspunkt i referanseprosjektene, ser ikke maksimal registrert presskraft ut til å øke lineært med rørtraséens lengde. Den mest konservative hypotesen (*c*) virker til å samsvare bedre med registrerte presskrefter for den korteste rørtraséen (Gretnesbekken) i forhold til de to andre (Sluppen og Bakkedalen). For lengre traseer har hypotese *c* en tendens til å overestimere presskraften. Dette skyldes nettopp det at beregnet friksjon er stadig økende med lengden, noe som ikke alltid er tilfelle i praksis. Grensen for hva som kan vurderes som *kort* ligger omtrent på 75 meter, forutsatt at antatt omrørt skjærfasthet er minst 2,5 kPa. (Vurdering gjort ut fra resultatene i denne oppgaven.)

8.4.3 Sammenligning av beregningsmodellene

En oppsummering av modellenes egenskaper (fordeler og svakheter) er gitt i Tabell 68 nedenfor.

Friksjon beregnet etter Ye et al. (2019)	
Fordel	Svakhet
<ul style="list-style-type: none">• Inkluderer kontaktbredde mellom jord og rør• Tar overdekning på røret i betraktning• Bentonittens effekt tas i betraktning	<ul style="list-style-type: none">• Inkluderer ikke omrørt skjærstyrke• Er følsom for enkelte parametre• Krever kjennskap til mange ulike geotekniske parametre• Mer komplisert/tidkrevende beregning
Friksjon beregnet ut fra omrørt skjærstyrke	
Fordel	Svakhet
<ul style="list-style-type: none">• Inkluderer omrørt skjærstyrke, og fanger derfor enklere opp variasjoner langs traseen• Enklere beregning• Krever kjennskap til langt færre geotekniske parametre (gjelder hypotese b og c)	<ul style="list-style-type: none">• Gir ingen metode for bestemmelse av kontaktbredden B_s, men metoder presentert av Ye et al. (2019) kan benyttes• Tar ikke rørets overdekning i betraktning

Tabell 68: Oppsummering av fordeler og ulemper i de to ulike beregningsmodellene.

Modellene er prinsipielt forskjellige. At Ye et al. (2019) ikke tar omrørt skjærstyrke i betraktning er en stor svakhet under norske forhold hvor det er høy tilstedeværelse av sensitive masser som med stor sannsynlighet har innvirkning på generert presskraft. Prosjektet på Sluppen illustrerer dette godt.

8.4.4 Bruk av Person- og Hertzian kontaktmodell

Person- og Hertzian kontaktmodell har spilt en vesentlig rolle i denne masteroppgaven. De to modellenes egenskaper er kort oppsummert i Tabell 69 nedenfor.

Modell	Egenskaper / resultat
Person kontaktmodell	<ul style="list-style-type: none">• Gir for referanseprosjektene en kontaktbredde som utgjør mellom 7,7-27,4 % av den ytre røromkretsen.• Økende overdekning gir økt beregnet kontaktbredde.
Hertzian kontaktmodell	<ul style="list-style-type: none">• Beregnet kontaktbredde utgjør 9,9-17,9 % av den ytre røromkretsen i referanseprosjektene.• Avhenger <i>ikke</i> av rørets overdekning. Jordstivheten og størrelsen på overcut-spalten har størst betydning.• Mindre tidkrevende enn Person kontaktmodell, da det ikke er nødvendig å løse en 4.gradsligning for hver parameter som endres.

Tabell 69: Egenskaper ved Person- og Hertzian kontaktmodell.

Modellens resulterende kontaktbredder spriker ikke veldig. Da Hertzian kontaktmodell er enklere i bruk, kan denne med fordel kan benyttes i stedet for Person kontaktmodell. Bruk av kontaktmodellene krever imidlertid at mange ekstra jordparametere bestemmes. Det kan derfor være hensiktsmessig å gi et alternativ for et direkte estimat på kontaktbreddens størrelse. Ut fra resultatene i denne masteroppgaven varierer kontaktbredden mellom omtrent $1/10 - 1/4$ av rørets ytre omkrets. Basert på dette, og øvrige resultat i denne masteroppgaven, kan følgende sammenhenger gis:

- Kontaktbredden kan settes nærmere $1/10$ av rørets ytre omkrets dersom:
 - Overdekningen over røret er lav (under 4 meter)
 - Jordstivheten er høy (> 25 MPa)
 - Overcut-spalten er stor (4 cm eller mer)
- Kontaktbredden kan settes nærmere $1/4$ av rørets ytre omkrets dersom:
 - Overdekningen over røret er høy (10-12 meter eller mer)
 - Jordstivheten er lav (< 12 MPa)
 - Overcut-spalten er liten (0-2 cm)

Ved overdekning, jordstivhet og overcut-spalte som ligger i midtsjiktet, må kontaktbredden settes et sted mellom $1/10 - 1/4$ basert på skjønn.

8.5 Beregning av spissmotstand

To ulike metoder for beregning av spissmotstand ble testet. Den ene tar utgangspunkt i peleteori, mens den andre har sin rot i teori for offshore skjørtpenetrering. Peleteorien inkluderer færre parametre, og er sånn sett enklere, men beregning av spissmotstand etter teori for offshore skjørtpenetrering er heller ikke komplisert. Sistnevnte metode gir beregnet spissmotstand som er noe større enn spissmotstanden beregnet etter peleteori. Det ble i beregningsfasen fort tydelig at målt spissmotstand (registrert presskraft helt i starten av traseen) nesten alltid så ut til å være høyere enn den som var beregnet. Følgelig virker det å være mest hensiktsmessig å beregne spissmotstanden etter *teori for offshore skjørtpenetrering*.

8.6 Hvordan estimere økning av presskraft etter stans?

Som tidligere beskrevet, vil stans i pressingen medføre økt nødvendig presskraft ved oppstart. For referanseprosjektene ved Gretnesbekken og i Bakkedalen var denne mekanismen tydelig. Det er ikke presentert metoder for estimering av kraftøkning etter stans i denne masteroppgaven. Ved dimensjonering kan effekten derfor ivaretas ved å benytte en høy sikkerhetsfaktor, eller ved å addere en forventet verdi for kraftøkning etter stans, til de øvrige beregnede presskreftene. Maksimal registrert kraftøkning i referanseprosjektene var på 1412 kN og forekom i bløt-middels fast leire etter stans på 80 timer (Bakkedalen). Røret hadde ytre diameter på 1,7 meter, og var 180 meter langt på dette tidspunktet. Med bakgrunn i dette kan et krafttillegg på 1500 kN se ut til å være et godt, konservativt anslag for dimensjonering ved lignende forhold. I følge (Cheng et al., 2017) er det imidlertid identifisert en lineær økning i oppstartstrykk i forhold til utgravd lengde. Størrelsen på tilleggskomponenten bør derfor justeres også etter presset lengde. Referanseprosjektene i denne oppgaven gir et for tynt grunnlag til å kunne fastslå noe mer sikkert her.

8.7 Årsaker til avvik mellom teori og praksis

Rent teoretisk forventes det at generert presskraft ved mikrotunneling øker mer eller mindre lineært. Spissmotstanden er konstant, mens friksjonen øker med rørets lengde (forutsatt homogene grunnforhold, konstant overdekning og kun korte stans). Det viser seg imidlertid at dette ikke alltid er tilfelle i praksis; bildet er mer komplekst. I prosjektet på Sluppen *sank* eksempelvis presskreftene kraftig 50 meter inn i rørtraséen. At presskraften synker betraktelig midt i rørtraséen kan muligens forklares av at massene endrer egenskaper etter at røret har passert. Kanskje blir det etter hvert dannet en bløtere sone der friksjonen tidligere var høy. Alternativt kan det tenkes at det dannes et stabilt hull i de faste massene etter at et visst antall rørsegmenter har passert, og at friksjonen i dette området følgelig reduseres. Stor lokal økning i spissmotstand kan også være en forklaring, men dette betyr at udrenert skjærfasthet i området må ha vært *svært* høy.

Ved samtlige referanseprosjekter ble det også observert at presskreftene holdt seg relativt stabile over lengre avstander. Dette strider også mot teorien fordi rørets lengde og dermed friksjon er stadig økende. Forklaringen må ligge i at friksjonen langs røret har vært svært lav i disse områdene. Dette kan skyldes:

- Massene i store eller enkelte deler av rørstrekningen er sensitive, og det danner seg derfor en omrørt sone rundt røret med friksjon tilnærmet lik null.
- Flittig bruk av bentonitt, som i utgangspunktet har til hensikt å redusere friksjonen. Ved prosjektet i Bakkedalen ble eksempelvis opptil flere kubikkmeter bentonitt benyttet for hvert rørsegment.

8.8 Erfaringer fra entreprenør

Mikrotunnelering er et praktisk arbeid som utføres av mennesker som jobber med dette i felten. Teoretiske vurderinger kan gi svar på mye, men det vil også være viktig å lytte til mennesker med praktisk erfaring på området. Et feltbesøk i et av Olimbs mikrotunneleringsprosjekter den 11.mai 2020 gav mange nyttige betraktninger. Per Inge Nybakken er operatør i Olimb, og har vært med på mange mikrotunneleringsprosjekter siden år 2014. Hans erfaring er som følger:

- Ved mikrotunnelering gjennom leire og sand overstiger generert presskraft sjelden 5000 kN. Den største genererte presskraften han har observert forekom ved trykking i leire og var på 7100 kN.
- Maksimale presskrefter forekommer omtrent alltid etter stans i pressingen, særlig etter helger hvor det ikke har vært drift.
- Presskreftene ligger stort sett på et lavt nivå dersom smøremiddel benyttes, og pressing pågår jevnt. I et pågående prosjekt i leire, ligger eksempelvis generert presskraft på kun 400 kN etter 42 meter.
- Det viktigste tiltaket for å holde presskraften på et stabilt og lavt nivå er å være raus med bruk av smøremiddel, samt holde pressingen gående uten for lange stans. Det kan da oppnås at røret «flyter» inne i hullet, og følgelig vil friksjonen langs røret holdes på et minimalt nivå (P.I. Nybakken, operatør i Olimb, personlig kommunikasjon, 14.05.2020).

8.9 Hvordan bør dimensjonerende presskraft bestemmes?

Dimensjonerende presskraft kan bestemmes ut fra erfaringstall, pressmaskinas kapasitet eller ved en kraftberegning slik det er gjort i denne oppgaven. Vanlig praksis i dag er gjerne å benytte erfaringstall eller dimensjonere etter pressmaskinas kapasitet (A. Valle, tidligere prosjektleder i Olimb, personlig kommunikasjon, 21.01.2020). Sistnevnte vil omtrent alltid medføre overdimensjonert pressgrop. Fordeler ved å gjøre det på denne måten kan likevel være:

- Det er *enkelt* å dimensjonere etter pressmaskinas makskapasitet. Ytterligere vurderinger unngås, og tid kan dermed spares.
- Det er ingen mulighet for at pressgropa ikke tåler belastningen, da maskina ikke kan generere høyere kraft enn det gropa er dimensjonert for. All usikkerhet i forhold til pressgropas kapasitet er derfor eliminert.

Fra entreprenørens ståsted vil det være essensielt å eliminere all usikkerhet, da en underdimensjonert pressgrop potensielt medfører store negative konsekvenser. Å rette opp skader på grop eller håndtere et rør som ikke vil framover, kan koste mer og ta mer tid enn det som legges ned i en eventuell overdimensjonering helt fra start. Dette er et viktig perspektiv å ta med videre. Baksider ved konsekvent overdimensjonering av pressgrop er imidlertid:

- Potensielt stort tap både økonomisk og tidsmessig knyttet til kalksementstabilisering, spunt, betong mm.
- Kalksementstabilisering er svært lite miljøvennlig og dyrt (P. Seglsten, 2019). Dersom oppstøtting av pressgropa krever store mengder kalksementstabilisering, er hensiktsmessig med en ekstra vurdering i forhold til blant annet miljøhensyn.

Som vist i denne oppgaven, finnes det muligheter for forhåndsestimering av presskraft ved mikrotunnelering. Det er knyttet noe usikkerhet til beregningene, og beregninger krever kjennskap til grunnforholdene. Geotekniske undersøkelser må likevel utføres i forkant av et mikrotunneleringsprosjekt, så denne informasjonen burde være tilgjengelig i utgangspunktet. Over tid kan entreprenøren trolig spare mye ved å legge dimensjonerende presskraft på et noe lavere nivå.

8.10 Andre observasjoner gjort underveis i arbeidet

Det er verdt å utheve at beregnet spissmotstand utgjør en svært liten del av beregnet maksimal presskraft ved mikrotunneling. Den pensjonerte geoteknikeren Rolf Lauritzen har jobbet med mikrotunneling siden 1990, og sier at han aldri har beregnet eller bekymret seg for spissmotstand. Dette fordi den bare helt i starten av en rørtrasé utgjør en vesentlig del av motstanden, mens det som er av interesse er motstanden mot slutten av traseen, hvor spissmotstanden vil utgjøre veldig lite (R. Lauritzen, pensjonert geotekniker, personlig kommunikasjon, 29.03.2020). Ved en kjapp overslagsberegning kan det derfor være hensiktsmessig å droppe denne komponenten, og heller utelukkende betrakte friksjon. Unntaket her vil være om man har med kalksementstabiliserte eller svært faste masser å gjøre.

8.11 Feilkilder og usikkerheter

8.11.1 Valg av parametre

Antatte parametre er lagt til grunn for beregningene. Parametre er i størst mulig grad bestemt ut fra geotekniske datarapporter, men detaljert info nøyaktig langs rørtraséen har ikke vært tilgjengelig (dette var spesielt tilfelle for prosjektet i Bakkedalen og ved Gretnesbekken). Det er tatt utgangspunkt i analyser på prøver fra borhullene nærmest rørtraséen, men dette gir ingen garanti for at de vil gjelde også langs selve rørtraséen. Der nødvendig informasjon ikke var tilgjengelig, ble det tatt utgangspunkt i erfaringstall. Dersom antatte verdier spriker stort fra de reelle, kan de kommende anbefalingene i denne oppgaven være basert på et noe feilaktig grunnlag. Det er likevel liten grunn til å tro at forskjellen er så stor at anbefalingen vil slå helt feil.

8.11.2 Forenklinger gjort i beregningene

Det er gjort noen forenklinger i beregningene. Ved beregning av startrørets tverrsnittareal, ble det antatt at utvidelsen som sørger for overcut-spalten opptrådte langs hele røromkretsen. Som forklart i delkapittel 5.4.2, er ikke dette tilfellet i realiteten. Tverrsnittarealet kan ha blitt overestimert noe pga. av dette, og følgelig kan beregnet spissmotstand være noe høyere enn den ellers ville blitt beregnet som.

Friksjonen mellom massene i startrøret og den innvendige rørveggen var nødvendig i å estimere. Som nevnt i delkapittel 3.2.3, ble det her gjort noen forenklinger. For friksjonsberegninger utført etter Ye et al. (2019), tas det utgangspunkt i øvrig beregnet friksjon (dvs. den som er gjeldende for utsiden av røret). Hypotese d beskrevet i delkapittel 3.1 er lagt til grunn ved beregning av denne friksjonen. Det er egentlig svært lite sannsynlig at hypotese d vil gjelde også på innsiden av røret. I tillegg er startrørets innvendige rørdiameter noe mindre enn utvendig diameter på øvrige rør. Dette kan ha resultert i et for høyt estimat på innvendig friksjon ved rørfrenten. Bidraget utgjør likevel en liten del av total beregnet presskraft, særlig mot slutten av rørtraséen. Det er derfor lite tenkelig at dette har påvirket resultatet i veldig stor grad.

Beregninger utført etter Ye et al. (2019), er som beskrevet i 0 utført punktvis i traseen. Det er antatt at friksjonen beregnet i et punkt er gjeldende helt fram til neste punkt hvor friksjonen er beregnet. I realiteten vil nok friksjonen endre seg mer gradvis. Utover dette kan det nevnes at

det ikke er skilt på friksjon mellom startløret (som er laget i stål) og betongrørene. Sannsynligvis er friksjonen på startløret noe mindre enn for de øvrige rørene.

8.11.3 Ingen kontinuerlig registrering av presskraft i tunneleringsloggen

Tunneleringsloggene kan være en feilkilde. Loggen er manuell og kraften er derfor ikke registrert kontinuerlig, men omtrent 1-3 ganger daglig. Unntaket her er prosjektet ved Gretnesbekken hvor presskraften ble registrert langt tettere. Dette fordi pressgropa var spesiell og krevde ekstra overvåking (Ø. Olimb, driftssjef i Olimb, personlig kommunikasjon, 28.03.2020). Dersom kraften har blitt notert ned først når den har stabilisert seg, har ikke nødvendigvis opptredende kraftøkning etter stans blitt fanget opp. Se delkapittel 6.1.4, 6.2.4 og 6.3.4.

8.11.4 Hertzian- og Person kontaktmodell i sensitive masser

Hertzian- og Person kontaktmodell har spilt en vesentlig rolle i flere av beregningene. Modellene er ikke utviklet med utgangspunkt i sensitive masser, og det er derfor tenkelig at kontaktbredden mellom jord og rør arter seg annerledes i referanseprosjektene (hvor det var tilstedeværelse av sensitive masser). Det er vanskelig å bedømme om modellene angir realistiske kontaktbredder, da dette vil variere langs røret og er umulig å se. Det må derfor understrekes at det er stor usikkerhet knyttet til hvorvidt beregnet kontaktbredde gjengir «virkelig» kontaktbredde. (Dersom røret faktisk er i kontakt med de omkringliggende jordmassene, og ikke bare smøremiddelet.)

Dersom differansen mellom reell kontaktbredde og beregnet kontaktbredde er stor, vil dette likevel ikke ha store konsekvenser. Erfaringer gjort i arbeidet med denne oppgaven viser at beregnet kontaktbredde stort sett vil utgjøre mellom 10-25 % av rørets ytre omkrets, og gir i beregningene et lite tillegg til beregnet presskraft. Kontaktbredden kan derfor nærmest betraktes som en «empirisk parameter» som justerer beregnet presskraft litt opp (gjelder hypotese d).

9 Oppsummering, konklusjon og videre arbeid

9.1 Oppsummering

Formålet med denne masteroppgaven har vært å kartlegge ulike metoder for beregning av presskraft ved mikrotunneling. Pressgropa er ved mange mikrotunnelingsprosjekter dimensjonert for en presskraft som er langt større enn det som genereres i realiteten. Det vil derfor være nyttig å kunne forhåndsestimere presskraften slik at pressgropa, som det legges ned mye arbeid og penger i, ikke overdimensjoneres. Kapittel 2 gir en innføring i metoden mikrotunneling, samt en oversikt over ulike elementer som påvirker generert presskraft. Ytterligere forskningsspørsmål er besvart nedenfor.

1. Hvordan påvirker grunnforholdene generert presskraft?

Massenes sensitivitet har stor innvirkning på generert presskraft (i leire). I bløte/sensitive masser dannes det gjerne en omrørt sone rundt røret med lav friksjon. Avhengig av den omrørte sonens størrelse, vil generert presskraft reduseres. Fastere masser (med høy udrenert skjærstyrke) vil medføre høyere presskraft blant annet fordi spissmotstanden øker. Fordi startrørets tverrsnittareal er lite, vil spissmotstand normalt sett ikke utgjøre så mye. Presses det gjennom kalksementstabiliserte masser, gamle rasmasser, veioppfyllinger eller lignende med høy fasthet, vil spissmotstanden likevel kunne utgjøre en vesentlig del av generert presskraft. Det vil ellers være av betydning hvor raskt massene rekonsoliderer. Rask rekonsolidering vil medføre økt oppstartstrykk etter stans.

Med utgangspunkt i Hertzian- og Person kontaktmodell presentert av Ye et al. (2019), vil massenes stivhet (E) og Poissons tall (ν) påvirke kontaktbredden mellom rør og omkringliggende jordmasser (B_s). Økt E og ν gir redusert kontaktbredde og friksjonskoeffisient, noe som medfører mindre generert presskraft. I Ifølge Ye et al. (2019) vil også økt friksjonsvinkel medføre økning i presskraft. Dette fordi økt friksjonsvinkel gir økt friksjonskoeffisient mellom massene og røret. De ovennevnte sammenhengene gjelder i utgangspunktet for følgende grunnforhold:

- Silt
- Siltig leire
- Fin sand
- Sand og grus

Hvorvidt det vil gjelde også i leire/ sensitiv leire, er ikke bekreftet.

2. Hvor godt stemmer testede modeller med registrerte presskrefter i referanseprosjektene? Hva er modellenes eventuelle svakheter og fordeler?

To ulike modeller for beregning av friksjon ble testet. Den ene modellen er presentert av Ye et al. (2019), mens den andre tar utgangspunkt i omrørt skjærstyrke. Resultatene viser følgende:

Modellen utledet av Ye et al. (2019)

- Samsvarer godt med registrerte presskrefter for et av de tre referanseprosjektene (Bakkedalen). For det tredje prosjektet (Sluppen) overestimerte modellen presskreftene kraftig.
- Størrelsen på overcut-spalten ser ut til å gi et mye større utslag i beregningene enn det sannsynligvis gjør i realiteten. Det samme gjelder overdekningen over røret. Det var først og fremst en kombinasjon av liten overcut-spalte og stor overdekning som medførte at beregnet friksjon for prosjektet på Sluppen ble såpass høy.
- Omrørt skjærstyrke er ikke inkludert i modellen. Denne parameteren vil trolig ha stor innvirkning på generert presskraft ved mange prosjekter, særlig under norske forhold hvor det er stor tilstedeværelse av sensitive leirmasser. Modellen egner seg derfor for friksjonsberegning i denne typer grunnforhold.
- Modellen egner seg ikke for materialer som må modelleres med høy kohesjon, eksempelvis kalksementstabiliserte masser. Dette vil feilaktig resultere i negativt jordtrykk.

Beregning av friksjon ut fra omrørt skjærstyrke

- Baserer seg på tre ulike hypoteser b , c og d . Hypotese d samsvarer generelt sett best med målte presskrefter i referanseprosjektene. Dette varierer imidlertid ut fra verdien på antatt omrørt skjærstyrke og rørtraséens lengde. For kortere strekninger (< 75 m) kan hypotese d ha en tendens til å underestimere presskraften.
- Hypotese b avhenger kun av bentonittens/smøremiddelets skjærstyrke. Hypotesen har en tendens til å underestimere presskreftene.
- Hypotese c er i størst grad avhengig av antatt omrørt skjærstyrke, og kan ha en tendens til å overestimere presskraften hvis oppgitt omrørt skjærstyrke for stor. Bare litt økning i antatt omrørt skjærstyrke gir stort utslag. Her spiller også rørtraséens lengde inn; hypotese c overestimerer presskraften i større grad for

lengre traseer. For kortere traseer (< 75 m) samsvarer hypotese c bedre med registrerte presskrefter.

Beregning av spissmotstand

To ulike metoder for beregning av spissmotstand ble testet. Det viser seg at spissmotstand beregnet etter teori for offshore skjørtpenetrering ser ut til å stemme bedre overens med registrerte presskrefter. Følgelig bør spissmotstanden bestemmes ut fra denne metoden. Det må likevel påpekes at spissmotstand i de fleste tilfeller utgjør lite av maksimal presskraft ved mikrotunnelering. For en kjapp overslagsberegning, kan denne komponenten derfor droppes. Unntaket er om man har med kalksementstabiliserte eller ellers svært faste masser å gjøre.

3. Kan noen av modellene benyttes ved framtidig dimensjonering? Hva er i så fall hensiktsmessig bruk av modellene?

Samlet sett virker det mest hensiktsmessig å beregne friksjon ut fra rørtraséens omrørte skjærstyrke, og med utgangspunkt i de ulike hypotesene $b-d$ for hvordan massene legger seg rundt røret. (Disse er for øvrig presentert av Ye et al. (2019).) Beregning med utgangspunkt i omrørt skjærstyrke gjør det enklere å fange opp variasjoner langs traseen. I tillegg er metoden mindre komplisert, og ser ut til å ha redusert potensiale for å slå ut helt feil. Det kan være aktuelt å benytte denne modellen ved dimensjonering.

Hensiktsmessig bruk av modellen

- For lange rørtraséer (fra minst 75 meter og oppover) bør hypotese d benyttes. Den tar i betraktning både massenes omrørte skjærstyrke og bentonittens effekt. Hypotese d krever kjennskap til kontaktbredden B_s . For dette formålet bør Hertzian kontaktmodell benyttes. Alternativt kan kontaktbredden B_s settes direkte lik $1/10 - 1/4$ av rørets ytre omkrets. Brøkens teller bør økes med økende størrelse på overdekning (h), overcut-spalte og jordstivhet (E). Eventuelt kan $1/4$ benyttes uavhengig av jordparametere. Dette vil i de aller fleste tilfeller være en konservativ antakelse.
- Bruk av hypotese d som beskrevet over forutsetter at antatt omrørt skjærstyrke er relativt høy. (Basert på resultatene i denne oppgaven bør den ikke være mindre enn 7 kPa.)

- For kortere rørtraséer (< 75 m) bør hypotese *c* benyttes. Antatt omrørt skjærstyrke bør ikke være mindre enn 2,5 kPa.
- Uansett lengde på rørtrase, kan være nyttig å beregne presskraft ut fra både hypotese *b*, *c* og *d*. Trolig vil man da kunne få følelsen av hvilken hypotese som medfører mest riktighet, eksempelvis ved å sammenligne med erfaringstall.
- I områder hvor det forventes fastere masser kan uforstyrret skjærfasthet benyttes i stedet for omrørt skjærstyrke.
- Det bør for alle beregninger benyttes en øvre og nedre verdi for hva omrørt skjærstyrke potensielt kan være.

Andre viktige elementer ved beregning av presskraft

Kraftøkning ved stans

Et viktig element som må tas i betraktning er effekten av stans i pressingen. Stans gjennom både helg og natt vil øke nødvendig presskraft ved oppstart. Det er ikke gitt noen metoder for beregning av kraftøkning etter stans i denne masteroppgaven. Det ble imidlertid gjort en gjennomgang av tunneleringsloggene for referanseprosjektene. Maksimal kraftøkning var på 1412 kN og forekom i bløt-middels fast leire. Røret hadde ytre diameter på 1,7 meter, og var 180 meter langt på dette tidspunktet. Med bakgrunn i dette kan et krafttillegg på 1500 kN se ut til å være et godt, konservativt anslag for dimensjonering ved lignende forhold.

Kraftøkningen vil likevel variere avhengig av jordart, rørdimensjon og lengde på rørtrasé.

Data kartlagt i denne masteroppgaven gir et for tynt grunnlag til å kunne anslå noe mer enn at en betydelig kraftøkning bør forventes, særlig etter lengre stans.

9.2 Konklusjon

Ut fra resultatene i denne oppgaven virker det mest hensiktsmessig å beregne dimensjonerende presskraft ved mikrotunneling på følgende måte:

- Friksjon bør beregnes ut fra omrørt skjærstyrke langs traseen. Hypotese d er mest aktuell for rørtraséer > 75 m, men omrørt skjærfasthet på minst 7 kPa bør i så fall være antatt. Smøremiddelets/bentonittens skjærfasthet kan settes lik 1,5 kPa.
- Hypotese c bør benyttes for rørtraséer kortere enn 75 meter. Omrørt skjærfasthet på minst 2,5 kPa bør i så fall være antatt.
- Ved bruk av hypotese d bør kontaktbredden B_s bestemmes ved bruk av Hertzian kontaktmodell. Alternativt kan kontaktbredden B_s settes direkte lik $1/10 - 1/4$ av rørets ytre omkrets. Brøkens teller bør økes med økende størrelse på overdekning (h), overcut-spalte og jordstivhet (E). Eventuelt kan $1/4$ benyttes uavhengig av jordparametere. Dette vil i de aller fleste tilfeller være en konservativ antakelse.
- I områder hvor det forventes fastere masser kan uforstyrret skjærstyrke benyttes i stedet for omrørt skjærstyrke.
- Spissmotstand bør beregnes ut fra teori for offshore skjørtpenetrasjon.
- For å ivareta det faktum at kraftøkning forekommer etter stans i pressing, kan en kraftkomponent på 1500 kN adderes til øvrige beregnede presskrefter når mikrotunnelingen er planlagt med stans i helger. Dette anslaget er mest sikkert for rørtraséer < 200 meter, og som er utført i bløt til middels fast leire. Alternativt kan en sikkerhetsfaktor på 1,5 benyttes.
- Basert på erfaring vil generert presskraft ved mikrotunneling i leire svært sjelden overstige 7100 kN. Dersom beregnet presskraft overstiger dette, kan det være en ide å beregne igjen med en mindre konservativ hypotese.

For å kunne gi en mer sikker anbefaling, er det nødvendig at modellene testes for flere prosjekter.

9.3 Videre arbeid

Det er aktuelt å se videre på mekanismen rundt kraftøkningen som forekommer etter stans. Modeller for estimering av kraftøkning etter stans av ulik lengde, i ulike grunnforhold og ved ulike rørdimensjoner- og lengder, bør kartlegges. I den forbindelse kan det også være interessant å gå gjennom en rekke tidligere tunneleringslogger for å kartlegge tendensen og sammenligne med en eventuell beregningsmodell. Utover dette er det aktuelt å se videre på anbefalingene gitt i denne masteroppgaven. De bør testes på flere tidligere prosjekter. Vedlagte Excelark kan potensielt revideres til et dimensjoneringsverktøy hvor rørdimensjon, lengde på trase og geotekniske parametre legges inn for ulike parseller. Her må også effekten av stans legges inn, helst med utgangspunkt i lengde på stans og ellers geotekniske parametre. (Denne mekanismen må i så fall studeres nærmere for å få et bedre bilde av sammenhengen.)

10 Bibliografi

- BARTLECHER, J. & NIEDERMEIER, S. 2018. Structural analysis. Teising, Germany.
- BEK, M., BIRU TSEGAYE, A., NARJORD, H. & WATN, A. 2019. VA - SLUPPEN – TUNNELERING I KVIKKELIRE MED TRYKKSATT FRONT.
- CHENG, W.-C., NI, J. & HUI-WEN, H. 2017. Investigation into factors affecting jacking force: a case study. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 170, 322-334.
- CIAVARELLA, M. & DECUZZI, P. 2001a. The state of stress induced by the plane frictionless cylindrical contact. I. The case of elastic similarity. *International Journal of SolidsogStructures*, 38, 4507-4523.
- CIAVARELLA, M. & DECUZZI, P. 2001b. The state of stress induced by the plane frictionless cylindrical contact. II. The general case (elastic dissimilarity). *International Journal of SolidsogStructures*, 38, 4525-4533.
- COLSON, A. 2006. *MicrotunnelingogHorizontal Drilling*, Great Britain, ISTE Ltd.
- EGGEN, A. 2012. *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler*, [Oslo], Norsk geoteknisk forening.
- EMDAL, A. 2013. *Introduksjon til geoteknikk*, Trondheim, NTNU, Geoteknikk Tapir akademisk forlag, Kompendieforlaget.
- EMDAL, A., GRANDE, L., NORDAL, S. & GEOTEKNIKK, N. T.-N. U. F. F. 2006. *Geoteknikk : beregningsmetoder : kompendium for bruk i emne TBA4105*, Trondheim, NTNU, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, Faggruppe for geoteknikk.
- ENGINEERINGTOOLBOX. 2008. *Poisson's ratio* (Nettside). Tilgjengelig fra: https://www.engineeringtoolbox.com/poissons-ratio-d_1224.html [Hentet 13.02.2020].
- GEOTECHNICAL ENGINEERING. u.å. *Diaphragm wall* (Nettside). Melbourne: Geotechnical engineering. Tilgjengelig fra: <https://www.geotech.net.au/capabilities/basement-construction/diaphragm-wall.html> [Hentet 11. februar 2020].
- GUO, W., XIE, H., WU, R. & ZHOU, B. 2015. experimental study on bentonite lubrication during pipe jacking construction. *Henan Sci. Technol.*, 555, 115-118.
- HELLEBUST, V. 2019. Stabilitetsanalyse av kvikkleire ved rørpresing med åpen, trykksatt front. NTNU.
- JAKOBSEN, G., HANSERUD, O. S., HANSEN, A., SØRSDAHL, N. & HANSEN, G. H. 2010. NoDig versus åpen grøf. Drammen.
- JI, X., NI, P., BARLA, M., ZHAO, W. & MEI, G. 2018. Earth pressure on shield excavation face for pipe jacking considering arching effect. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 72, 17-27.
- JI, X., ZHAO, W., NI, P., BARLA, M., HAN, J., JIA, P., CHEN, Y. & ZHANG, C. 2019a. A method to estimate the jacking force for pipe jacking in sandy soils. *TunnellingogUnderground Space Technology*, 90, 119-130.
- JI, X., ZHAO, W., NI, P., BARLA, M., HAN, J., JIA, P., CHEN, Y. & ZHANG, C. 2019b. A method to estimate the jacking force for pipe jacking in sandy soils. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 90, 119-130.
- KHAZAEI, S., SHIMADA, H., KAWAI, T., YOTSUMOTO, J. & MATSUI, K. 2006. Monitoring of Over Cutting AreaogLubrication Distribution in a Large Slurry Pipe Jacking Operation. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24, 735-755.
- KILDAL, K. 2016. Tredimensjonale effekter på rørpresingsgrop ved pressing. NTNU.
- KRAMER, S. R., MCDONALD, W. J. & THOMSON, J. C. 1992. *An Introduction to Trenchless Technology*. 1st ed. 1992. ed. New York, NY: Springer US : Imprint: Springer.
- M.J, E. u.å. Mikrotunneling til avfandings- og forsyningsledninger samt til skybrudssikring.
- MARSHALL, M. A. 1998. Pipe-jacked tunnelling: jacking loadsogground movements.
- MILLIGAN, G. W. E. & NORRIS, P. 1996. Site-based research in pipe jacking—objectives, proceduresoga case history. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 11, 3-24.

- MILLIGAN, G. W. E. & NORRIS, P. 1999. Pipe–soil interaction during pipe jacking. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 137, 27-44.
- MULTICONSULT 2017. Grunnforhold datarapport.
- MULTICONSULT 2018. Beregningshefte - JORDPARAMETERE.
- MULTICONSULT 2019a. Beregningshefte - JORDPARAMETERE. VA Sluppenvegen 10204943RIG-BerNot-002.
- MULTICONSULT 2019b. Geotekniske prosjekteringsforutsetninger.
- MULTICONSULT 2019c. Sammenstilling av prøver og tunneleringslogg.
- MYHRE, S. R. & OLIMB, G. 2015. *ABC for gravefri framtid : bestillerhåndbok NoDig : offentlig og industri*, Råde, Olimb.
- NGI. u.å. *Jordskred og leirskred / Kvikkleire*. (Nettside). Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Jordskred-og-leirskred/Kvikkleire> [Hentet 29. september 2019].
- NORCONSULT 2015. Datarapport grunnundersøkelser.
- NORDAL, S. 2012. *TBA4116 Geotechnical engineering, advanced course*, Geotechnical Division, NTNU.
- NORGESKART.NO. u.å. *Sarpsborgsveien* (Nettside). Norgeskart. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/ya2rregw> [Hentet 15.mars 2020].
- O'DWYER, K. G., MCCABE, B. A. & SHEIL, B. B. 2019. Interpretation of pipe-jackingoglubrication records for drives in silty soil. *Underground Space*.
- ONG, D. E. L. & CHOO, C. S. 2018. Assessment of non-linear rock strength parameters for the estimation of pipe-jacking forces. Part 1. Direct shear testingogbackanalysis. *Engineering Geology*, 244, 159-172.
- ROGERS, C. D. F., O, R. & M.P, A. 1989. Pipe jacking beneath Burnham-on-Sea: a case history. *International Journal of Rock MechanicsogMining SciencesogGeomechanics Abstracts*, 28, A123-A123.
- SEGLSTEN, P. H. 2019. *Grunnsikring er så dyrt at noen veier ikke bygges. Nå skal det gjøres noe med det* (Nettside). Tilgjengelig fra: <https://www.veier24.no/artikler/grunnsikring-er-sa-dyrt-at-noen-veier-ikke-bygges-na-skal-det-gjores-noe-med-det/478135> [Hentet 7. mars 2020].
- SKOGLUND, M. R. 2019. Poretrykksrespons ved kalk-/sementstabilisering. NTNU.
- SNL. 2020. *Bentonitt* (Nettside). Tilgjengelig fra: <https://snl.no/bentonitt> [Hentet 13. mars 2020].
- SOFIANOS, A. I., LOUKAS, P. & CHANTZAKOS, C. 2004. Pipe jacking a sewer under Athens. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 19, 193-203.
- STATENS VEGVESEN 2014a. Geoteknikk i veibygging. *Håndbok V220*, Vegdirektoratet.
- STATENS VEGVESEN 2014b. Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. *Håndbok V221*, Vegdirektoratet.
- STERLING, R. L. 2018. Developmentsogresearch directions in pipe jackingogmicrotunneling. *Underground Space*.
- TERZAGHI, K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. Place of publication not identified: John Wiley & Sons Incorporated.
- THOMSON, J. 1993. *Pipejacking & Microtunneling*.
- WILKINSON, D. 1999. Successful microtunneling: matters which must be considered. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 14, 47-61.
- YE, Y., PENG, L., ZHOU, Y., YANG, W., SHI, C. & LIN, Y. 2019. Prediction of Friction Resistance for Slurry Pipe Jacking. *Applied Sciences*, 10, 207.
- YEN, J. & SHOU, K. 2015. Numerical simulation for the estimation the jacking force of pipe jacking. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 49, 218-229.
- ZHANG, H., ZHANG, P., ZHOU, W., DONG, S. & MA, B. 2016. A new model to predict soil pressure acting on deep burial jacked pipes. *TunnellingogUnderground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 60, 183-196.

ØSTERGAARD. u. å. *TUNNELERING* (Nettside). Vejle: Entreprenørfirmaet Østergaard A/S.
Tilgjengelig fra: <https://www.oestergaardas.dk/no-dig/tunnelering/> [Hentet 11. november 2019].

11 Vedlegg

Vedlegg 1: Søkord- og fraser benyttet i litteratursøket

Vedlegg 2: Omrørt skjærstyrke langs rørtraséen på Sluppen

Vedlegg 3: Ulike jordarter langs rørtraséen på Sluppen

Vedlegg 4-6: Vedlagt som Excelfiler

Vedlegg 1

Søkeord- og fraser benyttet i litteratursøket

- Pipe jacking
- Microtunneling
- Lubrication
- Jacking force
- Diaphragm wall
- Jacking pit
- Estimation jacking force pipe jacking
- Prediction of jacking forces, pipe jacking
- Dimensioning of jacking pit
- Friction pipe jacking
- Tip resistance
- Terzaghi silo theory
- Breaks microtunneling
- Mikrotunneling Norge
- Mikrotunneling leire
- Olimb Norge
- Rørpressing
- Kalksementstabilisering
- Fasthetsutvikling kalksementstabilisering
- Norges geotekniske forening
- Statens vegvesen håndbøker
- Dimensjonering av pressgrop
- Masteroppgave mikrotunneling
- Masteroppgave pressgrop
- Masteroppgave rørpressing
- Friksjon i jord
- Offshore skjørtpenetrering
- Spissmotstand
- Frontmotstand

Vedlegg 2

Verdier for omrørt skjærstyrke langs rørtraséen på Sluppen

Tabellen under viser verdier for omrørt skjærstyrke som først ble tolket ut fra Figur 33 i kapittel 0

Avstand fra pressgrop S9 [m]	Antatt omrørt skjærstyrke [kPa]
0-3	1,7
4	3,5
5	34
6	1,7
6-12	2,5
12-20	4,95
20-23	10,25
23-24	37
24-28	19
28-47	13,5
48	8,1
49-57	3,7
57-60	30
60-75	17
75-85	4,8
85-95	24
95-105	0,6
105-130	0,5
130-240	3,7

