



Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

**Masteroppgave 2020 30 stp**  
Fakultet for realfag og teknologi

# Utnyttelse av heverteffekter i urbane avløpssystemer

Using siphon effects in urban drainage systems

**Veronika Holm**

Vann- og miljøteknikk - teknologi (sivilingeniør)

**Vilde Ryen**

Vann- og miljøteknikk - teknologi (sivilingeniør)



# Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen på vår femårige utdanning i vann- og miljøteknikk ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU).

Idéen til oppgaven ble utarbeidet våren 2019 i samarbeid med Asle Johnsen ved Aiwell Water AS og postdoktor Vegard Nilsen ved NMBU. Temaet omhandler undertrykkstrømning i avløpsrør som baserer seg på prinsipper fra takdrenering. Dette er nytenkende og stilte krav til kreative løsninger underveis.

Arbeidet ble utført våren 2020 i fluidlaboratoriet ved Fakultet for realfag og teknologi (REALTEK). Grunnet tiltak mot spredning av COVID-19 ble universitetet stengt i midten av mars. Dette satte en midlertidig stopper for labarbeidet. Vi er takknemlige for at universitetet etterhvert åpnet for at enkelte masterstudenter kunne fullføre nødvendig arbeid på laboratoriet. Tross strenge koronatiltak har vi kunnet jobbe godt sammen gjennom videosamtaler fra hvert vårt hjemmekontor.

Vi vil rette en stor takk til vår veileder Vegard Nilsen for gode innspill og rettleiding underveis. Biveilederen vår Asle Johnsen fortjener en stor takk for anskaffelse av utstyr og idéer til utføringen av arbeidet. Vi vil og takke verkstedet på NMBU med Øyvind Hansen i spissen for gode løsninger og hjelp til nødvendig utstyr. Med tanke på korrekturlesning, er vi takknemlige for at Katrine Holm tok seg tid til å hjelpe oss.

Tusen takk til venner og familie for god støtte og hjelp som har bidratt til at vi kunne nå våre mål.

Helt til slutt vil vi takke hverandre for et supert samarbeid, både gjennom studiene og denne oppgaven. Det har vært fint å kunne dele en kopp kakao når ting ikke har gått så bra, og når ting har gått bra.

Ås, Mai 2020

Veronika Holm  
Vilde Ryen



## Sammendrag

Dagens nyhetsbilde preges i stadig større grad av katastrofer som følge av klimaendringer. I Norge forventes hyppigere og mer intense regnhendelser i tiden fremover. Dette setter store krav til infrastrukturen for vann og avløp. Landets avløpsledninger krever vedlikehold og oppgradering for å ha god nok kapasitet til å takle økte vannmengder.

Dersom ledningsnettets ikke blir rustet for klimaendringene, står vi ovenfor bl.a. flomskader og kjelleroversømmelser. Disse utfordringene har fått Aiwell Water AS til å hente inspirasjon fra hevertbasert takdrenering. Firmaet vil undersøke hvor mye ekstra kapasitet et avløpsnett oppnår ved å fungere som et fullstrømsystem. Dette er i liten grad forsket på tidligere og danner grunnlaget for denne masteroppgaven. Oppgaven presenterer hvilken gevinst i vannføringskapasitet man kan oppnå ved å bruke hevertprinsippet.

For å undersøke de hydrauliske forholdene ble det tatt utgangspunkt i to nedskalerte rørmodeller i lab, samt programvare for simulering av strømnings- og trykkforhold. Rørmodellene bestod av én enkelt avløpsledning (del 1) og et nedskalert nettverk av rør og kummer (del 2). Ved hjelp av disse verktøyene, kunne man finne ut hva som skal til for å få økt kapasitet ved hevertstrømning. Dette omhandler hvilket helningsområde på røret som behøves for å få høyere kapasitet ved hevertstrømning, og hvordan simuleringssmodellen stemte med kumnettverket. Gjennom undersøkelsene kan man lettere vurdere potensialet for slike prinsipper i avløpssektoren.

På bakgrunn av teoretiske beregninger og arbeid i lab, ble det funnet at det kan være potensiale for en kapasitetsøkning i avløpsledningen for helninger over 4,8 % (nedre rørestrekk) og bestemte vannføringer. Økning i kapasitet avhenger i stor grad av spesifikke egenskaper i utstyrsoppsett. Gjennom forsøkene på kumnettverket ble det funnet at vannføringen øker ved høyere forskjell mellom øverste kum og utløpstanken. Simuleringsmodellen kunne predikere en gevinst ved fullstrøm på 47 % for en høydeforskjell i vannstand mellom inn- og utløp på 63 cm. De samlede resultatene gir en god pekepinn for økning i kapasitet for fullstrøm sammenlignet med selvføll, men de er spesifikke til modellene de ble utført på.



## Abstract

Today's news picture is increasingly characterized by disasters resulting from climate changes. In Norway, more frequent and more intense rain events are expected in the future. This creates greater demands on the water and drainage infrastructure. The sewer system requires maintenance and upgrading in order to have sufficient capacity to cope with increased amounts of water.

If the sewer system is not able to handle the climate changes, we risk facing flood damages and basement flooding, among other things. These challenges led Aiwel Water AS to draw inspiration from siphonic roof drainage. The company want to investigate how much extra capacity drainpipes can achieve by acting as a full flow system. There is little research on this topic, which creates the basis for this master's thesis. The thesis work presents what water flow capacity can be expected by using the siphon principle.

In order to investigate the hydraulic conditions, two scaled pipe models were used in laboratory testing, and a software was used for simulation of flow and pressure conditions. The pipe models consisted of a single sewer pipe (pt. 1) and a scaled down network of pipes and manholes (pt. 2). By these tools one could investigate what it takes to increase the capacity in pipes using siphon flow. This investigation includes looking at the slope area required to obtain higher siphon flow capacity in the pipes and matching up the simulation model with the laboratory results from the sewer network. Thru these studies one can easier assess the potential for using such principles in wastewater engineering.

Based on theoretical calculations and the work performed in the laboratory, a potential for capacity increase was found for sewer pipes with slopes greater than 4,8 % (bottom piping) and given water flows. The capacity increase was found to be dependent on specific features in the equipment layout. Through the sewer system experiments, it was found that the water flow increases with increasing height difference between upper manhole and outlet. Simulations predicted a capacity increase of 47 % for full flow systems with a height difference between upper manhole and outlet of 63 cm. The overall results provide a good indication of the increase in full flow capacity compared to self-sufficiency but are specific to the models in which they were performed.





# Innhold

Forord . . . . .	i
Sammendrag . . . . .	iii
Abstract . . . . .	v
Innhold . . . . .	vii
Figurer . . . . .	xiii
Tabeller . . . . .	xiv
Likninger . . . . .	xv
Forkortelser . . . . .	xvii
<b>1 Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1 Målet med oppgaven . . . . .	6
1.2 Bakgrunn . . . . .	7
1.2.1 Hydrauliske prinsipper . . . . .	7
1.2.2 Introduksjon til takdrenering . . . . .	11
1.2.3 Erfaringer fra takdrenering . . . . .	13
<b>2 Metode</b>	<b>21</b>
2.1 Data- og måleverktøy . . . . .	21
2.1.1 Programvaren HY-8 som modell for avløpsledningens funksjon . . . . .	21
2.1.2 Programvaren EPANET som modell for avløpssystemets funksjon . . . . .	22
2.1.3 Slangevater . . . . .	22
2.2 Friksjonsmåling i lab . . . . .	24
2.3 Del 1: Avløpsledning . . . . .	27
2.3.1 Teoretisk beregning av vann- og trykklinjer i avløpsledning; før labforsøk . . . . .	28
2.3.2 Teoretisk beregning av vann- og trykklinjer i avløpsledning; etter labforsøk . . . . .	31
2.3.3 Modell av avløpsledning i lab . . . . .	33
2.4 Del 2: Avløpsmodell . . . . .	36
2.4.1 Avløpsmodell i lab . . . . .	36
2.4.2 Kalibrering av tapskoeffisienter for avløpsmodell i EPANET . . . . .	39
2.4.3 Trykkmåling i avløpsmodellen . . . . .	42
2.4.4 Simulering av fullskala avløpsmodell i EPANET . . . . .	44

2.4.5	Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET . . . . .	45
2.4.6	Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET . . . . .	46
<b>3</b>	<b>Resultater</b>	<b>47</b>
3.1	Resultater fra friksjonsmålinger . . . . .	47
3.2	Resultater fra del 1: Avløpsledning . . . . .	49
3.2.1	Resultater fra vannlinjeberegninger . . . . .	49
3.2.2	Resultater fra målinger i lab . . . . .	49
3.3	Resultater fra del 2: Avløpsmodell . . . . .	54
3.3.1	Resultater fra målinger i lab . . . . .	54
3.3.2	Resultater fra modellering i EPANET . . . . .	55
3.3.3	Resultater fra trykkmåling i avløpsmodell . . . . .	58
3.3.4	Resultater fra modellering av fullskala modell i EPANET . . . . .	60
3.3.5	Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET . . . . .	60
3.3.6	Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET . . . . .	65
<b>4</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>67</b>
4.1	Friksjonsmåling . . . . .	67
4.2	Del 1: Avløpsledning . . . . .	68
4.3	Del 2: Avløpsmodell . . . . .	72
4.3.1	Beskrivelse av trykkmåling i avløpsmodellen . . . . .	75
4.3.2	Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET . . . . .	76
4.3.3	Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET . . . . .	76
<b>5</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>79</b>
5.1	Forslag til videre arbeid . . . . .	80
	<b>Referanser</b>	<b>81</b>
	<b>Vedlegg A Resultater fra lab: Friksjonsmåling</b>	<b>83</b>
	<b>Vedlegg B Resultater fra beregninger i del 1: Avløpsledning</b>	<b>85</b>
	<b>Vedlegg C Resultater fra lab del 2: Avløpsmodell</b>	<b>87</b>
	<b>Vedlegg D Simulering i EPANET: Kalibrering av tapskoeffisienter</b>	<b>93</b>
	<b>Vedlegg E Resultater fra simulering i EPANET med kumbegrensninger</b>	<b>97</b>
	<b>Vedlegg F Resultater fra trykkmåling i kummodellen</b>	<b>99</b>
	<b>Vedlegg G Resultater fra simulering av oppskalert avløpsmodell</b>	<b>101</b>

Vedlegg H Resultater fra lab, del 1: Avløpsledning	103
Vedlegg I Resultat fra simulering av kapasitetsøkning i avløpsmodell	105

# Figurer

1.1	Konvensjonell takdrenering vs. takdrenering basert på hevertprinsipp. . .	3
1.2	Moodys diagram. . . . .	9
1.3	Hydraulisk klassifisering av bunnhelninger. . . . .	11
1.4	Utvikling av strømmingstyper i rør. . . . .	12
1.5	Eksempel på design av hevertsystem for takdrenering. . . . .	14
1.6	Luftens bevegelse før oppnåelse av fullstrøm. . . . .	16
1.7	Oppsett av testrigg . . . . .	18
1.8	Snitt av hevertbasert avløpsledning i svensk fyllingsdam. . . . .	20
2.1	Prinsipp ved bruk av slangevater. . . . .	22
2.2	Oppsett av slangevateret. . . . .	23
2.3	Bilde av friksjonsmåleutstyret. . . . .	24
2.4	Bilde av stigerør fra friksjonsmåling i lab. . . . .	25
2.5	Utløp til kar og sluk fra friksjonsmåling i lab. . . . .	26
2.6	Skisse av utstyrsoppsett til friksjonsmåling. . . . .	26
2.7	Eksempel på beregning av vann- og trykklinje i Excel-ark. . . . .	30
2.8	Skisse av høydeinndeling i utløpskaret i del 1: Avløpsledning. . . . .	32
2.9	Skisse av oppsettet i del 1: Avløpsledning. . . . .	33
2.10	Bilde av utstyr til forsøk i del 1: Avløpsledning. . . . .	33
2.11	Bend til forsøk i del 1: Avløpsledning. . . . .	34
2.12	Utløp i forsøk i del 1: Avløpsledning. . . . .	35
2.13	Oppsett av avløpsmodell fra EPANET. . . . .	37
2.14	Utforming av kum i labmodell. . . . .	37
2.15	Oversiktsbilde av avløpsmodell i lab. . . . .	38
2.16	Inndelingsoversikt av rørdeler (tapsgrupper) med antatt lik tapskoeffisient. . . . .	40
2.17	Skjerm bilde av simulering i EPANET med avlesning av vannstandhøyden i kum èn. . . . .	41
2.18	Oversikt over trykkmålerplasseringen. . . . .	42
2.19	Utstyr og oppsett for trykkmåling. . . . .	43
3.1	Reynolds tall plottet mot friksjonsfaktoren for rør. . . . .	48
3.2	Reynolds tall plottet mot friksjonsfaktoren for slangen. . . . .	49

3.3	Sammenheng mellom vannstand i innløpskar og vannføring fra labresultater, del 1: Avløpsledning. . . . .	51
3.4	Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel $1^\circ$ , del 1: Avløpsledning. . . . .	52
3.5	Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel $1,5^\circ$ , del 1: Avløpsledning. . . . .	52
3.6	Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel $2^\circ$ , del 1: Avløpsledning. . . . .	53
3.7	Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel $2,5^\circ$ , del 1: Avløpsledning. . . . .	53
3.8	Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum èn og vannstanden i utløpstanken fra labmålingene. . . . .	54
3.9	Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum èn og vannstanden i utløpstanken fra simulering av labmålingene i EPANET. . . . .	56
3.10	Sammenlikning av grafene for labmålingene og simulerte målinger i EPANET. . . . .	56
3.11	Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum èn og vannstanden i utløpstanken fra simulering av labmålingene med kumbegrensninger i EPANET. . . . .	57
3.12	Sammenlikning av målinger fra lab og simulerte målinger med kumbegrensning i EPANET. . . . .	57
3.13	Trykkmåling gjennomført med stabilt system. . . . .	59
3.14	Resultater fra simulerte målinger i oppskalert avløpsmodell med kumbegrensning i EPANET. . . . .	60
3.15	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå 0,05 m. . . . .	61
3.16	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå 0,00 m. . . . .	61
3.17	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,10 m. . . . .	62
3.18	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,15 m. . . . .	62
3.19	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,20 m. . . . .	63
3.20	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 2,0 m. . . . .	63
3.21	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 1,5 m. . . . .	64
3.22	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 1,0 m. . . . .	64
3.23	Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 0,5 m. . . . .	65
3.24	Plott fra simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET. . . . .	65

4.1	Moody's diagram med avlesning av verdier for absolutt ruhet. . . . .	67
A.1	Skjerm bilde av tabell med målinger og beregninger fra friksjonstest på rør. . . . .	83
A.2	Skjerm bilde av tabell med målinger og beregninger fra friksjonstest på slange. . . . .	84
B.1	Skjerm bilde av tabeller med helningsberegninger og estimert økt kapasitet ved fullstrøm vs. selvføll som skal fungere å måle i lab. . . . .	85
B.2	Skjerm bilde av tabeller med helningsberegninger og estimert økt kapasitet ved fullstrøm vs. selvføll som kan testes i lab. . . . .	86
C.1	Skjerm bilde av tabell med de målte høydene i avløpsmodellen. . . . .	87
C.2	Skjerm bilde av tabell med de målte egenskapene til avløpsmodellen. . . . .	87
C.3	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie én i avløpsmodellen. . . . .	88
C.4	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie to i avløpsmodellen. . . . .	88
C.5	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie tre i avløpsmodellen. . . . .	89
C.6	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie fire i avløpsmodellen. . . . .	89
C.7	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie fem i avløpsmodellen. . . . .	90
C.8	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie seks i avløpsmodellen. . . . .	90
C.9	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie syv i avløpsmodellen. . . . .	91
C.10	Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie åtte i avløpsmodellen. . . . .	91
D.1	Skjerm bilde av tabell med kalibrering av tapskoeffisienter i EPANET for hver tapsgruppe i hver måling. . . . .	93
D.2	Skjerm bilde av tabell med kalibrering av tapsavvik i EPANET for hver tapsgruppe i hver måling. . . . .	94
D.3	Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene. . . . .	94
D.4	Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene (utsnitt én). . . . .	95
D.5	Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene (utsnitt to). . . . .	96
E.1	Skjerm bilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (utsnitt én). . . . .	97
E.2	Skjerm bilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (utsnitt to). . . . .	98
E.3	Skjerm bilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (utsnitt tre). . . . .	98
F.1	Skjerm bilde av tabell med resultater fra trykkmålingsforsøk i avløpsmodellen. . . . .	99

G.1	Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt én). . . . .	101
G.2	Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt to). . . . .	102
G.3	Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt tre). . . . .	102
H.1	Skjerm bilde av tabell med de målte resultatene for ulike bend i labforsøk.	103
H.2	Skjerm bilde av tabell med gjennomsnittet av de målte resultatene for ulike bend i labforsøk. . . . .	104
H.3	Skjerm bilde av tabell som sammenligner selvfall og fullstrøm med lik vannstand i innløpskaret. . . . .	104
H.4	Skjerm bilde av tabell som sammenligner vannstanden i innløpskaret ved selvfall og fullstrøm med lik vannføring. . . . .	104
I.1	Skjerm bilde av fordelingen av vanntilførsel i forbindelse med kapasitetsøkning i avløpsmodell. . . . .	105

# Tabeller

2.1	Oversikt over tapskoeffisienter i de ulike rørstrekene for oppskalert modell.	44
3.1	Resultater for friksjonsmålingene på røret i modellen. . . . .	47
3.2	Resultater for friksjonsmålingene på slangen i modellen. . . . .	48
3.3	Oversikt over teoretisk kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder. . . . .	49
3.4	Gjennomsnittsverdier for vannstandshøyder ved ulike bend ved innløp og utløp, fra forsøk i lab. . . . .	50
3.5	Gjennomsnittsverdier for kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder fra forsøk i lab. . . . .	50
3.6	Labresultater for kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder fra forsøk i lab. . . . .	50
3.7	Den hydrauliske gradienten fra vannstanden i kum én og vannstanden i tanken. . . . .	55
3.8	Oversikt over tapskoeffisienter i de ulike rørstrekene. . . . .	55



# Likninger

1.1	Energilikningen for trykkstrømning . . . . .	7
1.2	Kontinuitetslikningen . . . . .	7
1.3	Darcy-Weisbach . . . . .	8
1.4	Colebrook-Whites likning . . . . .	8
1.5	Singulærtap . . . . .	8
1.6	Reynolds tall . . . . .	9
1.7	Mannings formel . . . . .	10
1.8	Energilikningen for frispelstrømning . . . . .	10
1.9	Vannlinjelikningen . . . . .	10
1.10	Colebrook-Whites likning i kombinasjon med Darcy-Weisbach . . . . .	15
2.1	Energi fra trykk per vektenhet . . . . .	23
2.2	Forhold mellom innløpslengde før fullt utviklet vannstrøm og indre rørdiameter	25
2.3	Darcy-Weisbachs likning løst med hensyn på friksjonstallet . . . . .	27
2.4	Colebrook-Whites likning for turbulent strømning i rør løst m.h.p. absolutt ruhet. . . . .	27
2.5	Sammenhengen mellom friksjonsfaktoren og Reynolds tall. . . . .	28
2.6	Blasius formel for glatt rør . . . . .	29
2.7	Energilikningen med hastighet som ukjent faktor . . . . .	31
2.8	Blendestrømning . . . . .	31
2.9	Blendestrømning løst med hensyn på $H$ . . . . .	32



# Symboler og forkortelser

## Forkortelser

BIM	Bygningsinformasjonsmodellering
CAD	Computer Aided Design (Dataassistert konstruksjon)
EPANET	Environmental Protection Agency Network
EU	Europeisk Union
HDPE	High-density polyethylene (Polyeten med høy tetthet)
VA	Vann og Avløp

## Symboler

$\gamma$	Spesifikk vekt	N/m <sup>3</sup>
$\rho$	Tetthet	kg/m <sup>3</sup>
$A$	Areal	m <sup>2</sup>
$D, d$	Diameter	m
$E$	Spesifikk energi	m
$f$	Friksjonsfaktor	-
$g$	Jordens tyngdeakselerasjon	m/s <sup>2</sup>
$H$	Trykkehøyde	m
$h, y$	Høyde	m
$h_f$	Friksjonstap	-
$h_{tap}$	Energitalp	m
$i$	Trykktap per enhetsmåling	-
$k$	Tapskoeffisient	-
$k_s$	Absolutt ruhet	m
$L$	Lengde	m
$L_e$	Innløpslengde til fullt utviklet hastighetsprofil	m
$p$	Trykk	Pa

$Q$	Vannføring, volumstrøm	$\text{m}^3/\text{s}$
$R$	Hydraulisk radius	m
$Re$	Reynolds tall	-
$S_0$	Helning til bunnen av kanal/rør	-
$S_f$	Helning til energilinje	-
$V, v$	Hastighet	m/s
$z$	Kotehøyde	m
$\nu$	Kinematisk viskositet	$\text{m}^2/\text{s}$

# 1. Introduksjon

## Klimaendringer og utfordringer i avløpssektoren

Forskere er i dag enige om at klimaendringer ikke lenger er noe som kommer til å skje, det skjer allerede (FN-sambandet, 2019). Globalt er klimaendringer en av de største bekymringene som diskuteres. Økte temperaturer, høyere havnivå, erosjon og skred, samt oversvømmelse og flom, er bare noen av de mange problemene verden står overfor (Norsk Vann BA, 2019). I Norge er det ventet at klimaet vil bli våtere og varmere, der årlig gjennomsnittlig nedbør er ventet å stige med 18 % frem mot slutten av århundret (Hanssen-Bauer mfl., 2015).

Store deler av avløpsnettene i Norge er gammelt og trenger rehabilitering (Rådgivende Ingeniørers Forening, 2015). Større og mer intense nedbørshendelser, sammen med et underdimensjonert avløpsnett og økende andel av tette flater, vil føre til flere overløpshendelser for fellesavløp (Nie mfl., 2009). De siste årene (2016-2018) lå fornyelsesprosenten av ledningsnettene gjennomsnittlig på 0,60 % i Norge (Statistisk sentralbyrå, 2019). Den anbefalte fornyelsesprosenten er imidlertid på 1 % (Rostad, 2017), altså er det et etterslep på vedlikeholdet av avløpsrørene.

Dersom ledningsnettene ikke har en tilfredsstillende fornyelsestakt, vil den økte hydrauliske belastningen som følge av mer intens nedbør og lekkasjer i rørene, føre til uønsket forurensning av miljøet. Dette kan skje direkte og indirekte gjennom tilstopping, flom og lekkasje i rør (Rådgivende Ingeniørers Forening, 2015). I tillegg til uønsket oversvømmelse, vil innlekking av regnvann i avløpsrørene ha en fortynningseffekt på avløpsvannet. Dette overvannet vil oppta en betydelig del av ledningsnettets kapasitet, samtidig som avløpsvannets karakteristikk blir varierende med sesongen på året. Om vinteren vil hyppig snøsmelting i kalde områder ha en fortynningseffekt som gjør at innløpet til renseanleggene ikke kan sammenlignes ved hhv. kald og varm sesong (Wang mfl., 2017). Dette skaper videre utfordringer for driften av avløpsrenseanlegg og gjør at slike anlegg må dimensjoneres for større vannmengder enn nødvendig.

EUs rammedirektiv for vann skal sikre at vannmiljøet beskyttes og brukes på en bærekraftig måte (Vannportalen, 2019). Ved å bl.a. bruke programvare og modeller for hydr-

auliske forhold, kan man oppnå en god vannressursforvaltning. Dette kan bl.a. skje gjennom redusert forurensning av vannmiljøene og føre til at bygging av nye avløpsrør optimaliseres. Gode verktøy og idéutveksling vil være viktig for å nå rammedirektivets mål.

## Prinsipper i avløpssystemer

Et kommunalt avløpsnett består av rør under bakken som samler opp og frakter vann fra hus og gater til et egnet renseanlegg (Ødegaard, 2014). Etter at vannet er renset tilstrekkelig blir det så fraktet via en utslippsledning til en resipient.

Normalt fører avløpsledningen fra et hus vann fra toalett, bad, kjøkken, vaskerom og andre avløp. Vannet som ledes vekk har varierende kvalitet ettersom f.eks vannet fra toalett inneholder mest organisk stoff og næringsstoffer. I tillegg til spillvann fra bygninger, frakter avløpsrørene også overvann som innebærer regnvann fra tak og gater (Ødegaard, 2014).

Det varierer om begge typer avløp ledes i samme rør eller i hver sin ledning. Ledes de i samme rør kalles det fellesavløp, og hver for seg kalles det separatsystem. Flere norske kommuner jobber i dag med å separere fellesavløpsledninger til egne overvanns- og spillvannsledninger (Norges offentlige utredninger, 2015). Fordelen med dette er bl.a. at regn- og smeltevann kan ledes ut i nærmeste vannkilde og at faren for kjelleroversvømmelser reduseres (Heiaas og Serdar, 2018). Når regn- og smeltevann kan håndteres separat, vil dette også gi en økonomisk gevinst for renseanleggene (Heiaas og Serdar, 2018).

Avløpsvannet renner stort sett som kanalstrømning uten trykk. Det vil si at avløpsrørene dimensjoneres for selvføll med friskeilstrømning. De fleste avløpsledningene i Norge er lagt slik at vannet renner med selvføll (Norsk Vann BA, 2019). I en ledning hvor tverrsnittet er fylt blir strømmingen gjerne betegnet som fullstrøm. Dette kan egentlig også ses på som en selvføllsledning fordi det er tyngdekraften som driver strømmingen, ikke en pumpe e.l. Videre i oppgaven blir selvføll brukt om ikke-fullstrøm for enkelthetskyld.

Ved kanalstrømning vil vannet renne med gravitasjonen med luft tilstede. I noen deler av ledningsnettet vil det være behov for å pumpe avløpsvannet fremover. Dette utsetter vannet for trykk og er mer kostbart. I tilfeller med pumping vil det ikke være lufttilgang. Dette påvirker bl.a. hvilke bakterier som til enhver tid er tilstede i rørsystemet og bør tas hensyn til ved planlegging av avløpsledninger (Ødegaard, 2014).

For at avløpstransporten skal være funksjonell stilles det to hovedkrav. Ledningen eller kanalen må ha stor nok kapasitet og være selvrensende. Transportveien må være selvrensende for at partikler ikke skal kunne sedimentere eller hindre avløpstransporten. Dette

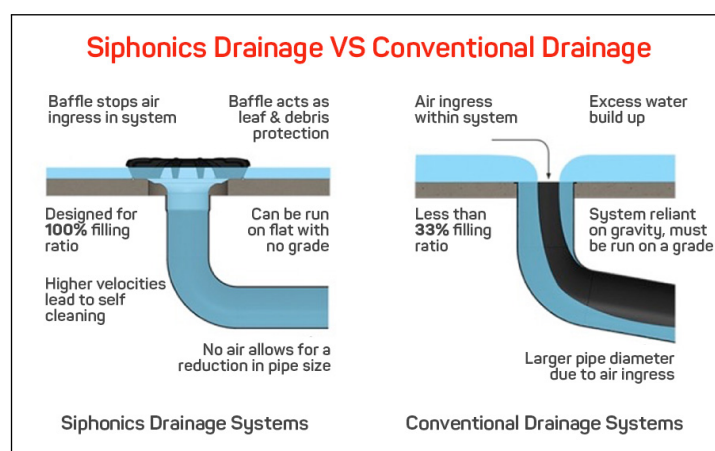
avhenger av trykklinjens helning. Helningen gis av fallet på ledningen, dersom vannspeilet er parallelt med bunnen. Ledningen må være selvrensende i minst 2-3 timer per døgn (Ødegaard, 2014). Det er uvisst hvordan dette vil fungere i en fullstrømsledning.

Et raskt søk på "siphonic" (hevert) i søkemotorer som Mendeley og Google Scholar, gir flest treff innen takdrenering. Selv om hevertprinsippet har vært i bruk i over 50 år i takdrenering (Arthur og Swaffield, 2001b), er dette et relativt utforsket prinsipp i avløpssektoren (Em. Prof. Dr. W. H. Hager, personlig kommunikasjon, 06. november 2019).

## Prinsipper i takdrenering

Prinsippet med selvføll i avløpssystem er det samme for konvensjonell takdrenering. Ved ordinær takdrenering har man kortere, vertikale rør fra taket med åpne innløp som regnvannet renner ned i. Videre vil vannet fraktes til "horisontale" rør under taket som samler vannet fra slukene. Disse rørene må installeres med riktig fall slik at vannet kan renne med en hastighet som sikrer selvrensning av røret (Arthur og Swaffield, 2001b). I følge Arthur og Swaffield (2001b), dimensjoneres vannføringskapasiteten på bakgrunn av diameteren på nedløpet og vannstanden over sluket. Vannet fra takdreneringen ledes ofte videre til ledningsnett under bakken (Fullflow, 2020).

De konvensjonelle takrennene opererer ved atmosfærisk trykk med en kontinuerlig luftkjerne der vannet renner med gravitasjonen (Arthur og Swaffield, 2001b). Til forskjell fra dette, vil et rørsystem basert på hevertprinsippet gå fullt og utnytte rørets kapasitet til det fulle. Ved et slikt prinsipp vil vannet fra taket suges inn i røret på grunn av undertrykk i systemet (Fullflow, 2020). Figur 1.1 viser de prinsipielle forskjellene mellom konvensjonell takdrenering og takdrenering basert på hevertprinsippet.



**Figur 1.1:** Konvensjonell takdrenering vs. takdrenering basert på hevertprinsipp (IKO, 2019).

Essensen ved bruk av hevertprinsippet er å utnytte hele høydeforskjellen fra innløp til utløp for å øke vannføringen. Dette skjer ikke ved et tradisjonelt system. Der går høydeforskjellen til tap og å øke hastigheten på vannet etter at det har kommet inn i sluket. Det vil altså være sluket som begrenser vannføringen til nedløpet. Høydeforskjellen øker ikke mengden vann som går gjennom systemet, bare vannets hastighet.

Hevertprinsippet fungerer ved at det vil oppstå et undertrykk i rørene som drar nytte av høydeforskjellen. Dersom man har en regnhendelse som fyller et rørsystem tilstrekkelig med vann, kan man hindre luft i å komme til. Vannets bevegelse nedover vil dermed skape et undertrykk i rørene som gjør at de kan fylles 100 %. Slik vil man med fordel kunne benytte rør med mindre diameter sammenlignet med rør basert på gravitasjon. I tillegg vil røret være selvrensende, noe som er en fordel fordi vedlikeholdsbehovet reduseres (Fullflow, 2020).

Rørsystem med hevertprinsipp vil ha flere fordeler sammenlignet med den vanlige metoden. De ulike fordelene er bl.a. at rørene kan legges uten fall gjennom bygningen og at flere dreneringsutløp kan bli erstattet med en oppsamler. Denne fordelene medfører reduserte materialkostnader og fleksibilitet i design av bygg (Fullflow, 2020).

For at et rørsystem uten luft skal fungere optimalt, er det viktig at det designes riktig. Ettersom det er undertrykk i rørene, er systemet avhengig av riktig materiale og rørdiameter, samt veggtykkelse. Det er mulig å bruke flere ulike rørmaterialer som støpejern, kobber og galvanisert stål, men høytetthets polyetylen (HDPE) har vist fordelaktige egenskaper. Riktig valg av utforming er nødvendig for å unngå skade på rørene (Fullflow, 2020).

## **Aiwell Water AS**

Aiwell Water AS er et datterselskap av Aiwell Holding AS. Tidligere var det et annet datterselskap av Aiwell Holding AS, Aiwell AS, som drev forskning og utvikling med inspirasjon fra fullstrøms takdrenering basert på hevertprinsippet. Firmaet Aiwell Water AS ble opprettet da det i 2016 fikk kontrakt med Drammen kommune om bygging av deres første fullstrømsanlegg. Selskapet har interesse i å undersøke videre bruk av slike prinsipper i avløpsrør. Ønsket er å finne ut om fullstrømsprinsipper fra takdrenering kan utnyttes i avløpssystemer for å øke den hydrauliske kapasiteten.

Firmaet har undersøkt hvordan man kan hindre lufttilgang og oppnå helt fylte rør med undertrykk, slik at vannhastigheten økes. Dette gjør at mindre rørdimensjoner kan anvendes for samme eksisterende kapasitet. I tillegg ønsker Aiwell å undersøke potensialet for å hindre kjelleroversømmelser i urbane strøk (Aiwell Water AS, 2020).



For å få et hevertsystem til å fungere mer effektivt kan man bruke ventiler som styrer vanntilførselen. Med ventiler kan man hindre luft i å slippe inn. Man kan også bruke et trykksatt system som baseres på manuelle ventiler og spesielle tiltak som må til for å skape heverteffekt. Da kan systemet svitsje mellom selvfall og fullstrøm inntil vannmengdene blir store nok til at det etableres stabil fullstrøm. Per i dag (mai 2020) har Asle Johnsen, daglig leder i Aiwell Water AS, en patentsøknad som er under behandling for dette prinsippet (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 5. mai 2020).

I 2015 bygget Aiwell Water AS sammen med Holmestrand kommune en fullskala testmodell. Dette var for å forske på fullstrøm i avløpsrør. Modellen ligger i bratt terreng med mulighet for å oppnå undertrykk i ledningen. Ledningen fungerer som en klassisk hevert der røret har en omvendt U-form. Testanlegget har vært viktig for å videreutvikle idéen om fullstrøm og har ført til flere prosjekter med dette prinsippet som grunnlag (Aiwell Water AS, 2020).

Testanlegget i Holmestrand inspirerte Drammen kommune til å utføre et prosjekt i Maria Feghts gate i 2017. Dette gikk ut på å legge om et bekkeløp som tidligere ble ført til en fellesavløpsledning og videre til renseanlegg. Løsningen gikk ut på å føre bekken i et dobbeltvegget innløp med diameter 600 mm og videre til en sandfangskum. Deretter fortsetter bekken å renne med selvfall i samme type rør til en Aiwell Water fullstrømskum. Det er her vannet blir omgjort til fullstrøm slik at det renner videre med undertrykk. Dermed får vannet større hastighet og kan ledes videre i et mindre rør med diameter 290 mm. Ved neste kum reduseres energien og vannstrømningen går over til selvfall igjen i et 600 mm rør. Så går vannet via en dremskum til neste fullstrømskum som trykkesetter vannet på nytt. Dremskummen tar inn tak- og dremsvann fra hus og parkeringsareal. Til slutt ender bekkeløpet i en overvannskulvert (Aiwell Water AS, 2020).

Prosjektet i Drammen var fordelaktig fordi det kunne utføres med styrt boring i et kvikkleireområde, samt at rørdimensjonene kunne reduseres pga. den økte kapasiteten fullstrømning gir. Anlegget har til nå vist seg å fungere godt i over tre år (Aiwell Water AS, 2020).

Hevertprinsippet i avløpsrør kan også brukes i eksisterende ledninger ved å tette de med strømpe og montere inn spesialventiler i alle kummer. Slik kan man gjenbruke eksisterende rør. Dette kan potensielt redusere kostnadene ved rehabilitering av ledningsnett. For nye anlegg kan man ha nytte av systemet ved egnede områder, spesielt flatt terreng med et fall i enden ned mot resipient (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 05. mai 2020). Hevertprinsippet kan derfor være en idé å benytte i utslippsledninger.

## Tema for oppgaven

Klimaendringer med økt nedbør, urbanisering med større overflateavrenning, vann- og avløpshåndtering samt takdrenering, er alle viktige aspekter i tiden vi er inne i. Disse utfordringene vil danne grunnlag for mange planleggings- og beslutningsvedtak i årene fremover. På bakgrunn av dette vil det være behov for nye, forbedrede designløsninger og teknologisk verktøy som bidrar til effektive avløpssystemer for godt fungerende bysamfunn. Denne masteroppgaven bygger på dette og ser nærmere på de hydrauliske forholdene i avløpsrør.

### 1.1 Målet med oppgaven

Det overordnede målet med oppgaven er å få en bedre forståelse for hydrauliske forhold i avløpssystemer som utnytter hevertprinsipper som er inspirert av eksisterende systemer for takavvanning. Oppgaven består av to hoveddeler. I del 1 blir det sett på en enkel avløpsledning, og i del 2 et helt avløpsnett. Følgende to problemstillinger vil bli undersøkt nærmere:

1. Én enkelt avløpsledning, del 1: Et kontrollert forsøksoppsett i liten skala for å teste hydraulisk teori/prediksjon for kapasitetsøkning ved utnyttelse av hevertprinsippet. Prøve å kartlegge helningsområdet hvor man kan forvente gevinst av hevertstrømning. Det skal undersøkes hva helningen på røret kan være for at undertrykkstrømning skal gi høyere kapasitet enn selvføllstrømning. Det vil også undersøkes hvor godt prediksjonene fra hydraulisk teori stemmer med målingene.
2. Avløpsmodell, del 2: Labforsøk og modellering for å studere hevertstrømning i et system med flere tilførselspunkter og grenrør. Det vil bli utført modelleringer av systemet i programvaren EPANET. Disse simuleringsresultatene vil bli sammenlignet med målinger gjort i lab. Det vil bli undersøkt hvilken sammenheng det er mellom høydeforskjellen mellom høyest beliggende kum og utløpet, og vannføring i systemet. Gjennom labforsøkene skal det også observeres omslag mellom hevertmodus og selvføllmodus.

## 1.2 Bakgrunn

### 1.2.1 Hydrauliske prinsipper

#### Trykkstrømning

Hydrauliske prinsipper bygger bl.a. på loven om energibevaring. Energi kan ikke oppstå eller forsvinne, men kan omgjøres fra en form til en annen (Tipler og Mosca, 2008). Energilikningen går ut på loven om energibevaring. Den forteller at summen til energien ved et tverrsnitt er den samme som summen av energien ved et annet tverrsnitt langs samme strømningslinje pluss tapet (varmeenergi). For trykkstrømning blir energilikningen uttrykt gjennom likning (1.1) (Chin, 2013). Gjennom energilikningen finner man strømmingens energilinje.

Energilikningen for trykkstrømning (likning 1.1) er uttrykt gjennom trykkenergi, potensiell energi og kinematisk energi ved tverrsnitt én og ved tverrsnitt to. I tverrsnitt to ligger også varmeenergiledet, dette leddet viser til hvor mye energi som går tapt mellom de to tverrsnittene. Trykket,  $p$ , har enheten pascal i likning (1.1).  $\gamma$  har enheten  $\text{N/m}^3$ ,  $z$  er i meter,  $v$  (hastighet) har enheten  $\text{m/s}$  og tyngdeakselerasjonen,  $g$ , har enheten  $\text{m/s}^2$ .  $h_{tap}$  er også i meter. Videre står kontinuitetslikningen også sentralt i hydrauliske beregninger.

$$\frac{p_1}{\gamma_1} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma_2} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{tap} \quad (1.1)$$

Ved å se på vann som inkompressibelt, kan man si at vannføringen gjennom ett tverrsnittsareal er lik vannføringen gjennom et annet tverrsnittsareal i en ledning eller kanal. Med andre ord så er vannføringen inn lik vannføringen ut. Derfor ligger kontinuitetsprinsippet sentralt. Kontinuitetsprinsippet blir vist i likning (1.2) (Ødegaard, 2014). Både ved trykkberegninger og vannlinjeberegninger har man behov for å vite vannets hastighet, og ettersom man som oftest vet vannføringen ( $Q$ ) i  $\text{m}^3/\text{s}$  og tverrsnittsarealet ( $A$ ) i  $\text{m}^2$ , kan man løse likningen med hensyn på hastigheten ( $V$ ).

$$Q = AV \quad (1.2)$$

Tap av energi eller varmeenergi er ett ledd i energilikningen. I rør og ledninger omfatter dette bl.a. friksjonstap,  $f$ . For sirkulære rør og ledninger kan man finne friksjonstapet gjennom Darcy-Weisbachs likning (1.3) og Moodys diagram (figur 1.2) eller Colebrook-

Whites likning (1.4), som krever turbulent strømning (Finnemore og Franzini, 2009). I Darcy-Weisbachs likning er  $h_f$  friksjonstapet,  $L$  er rørlengden og  $D$  er innvendig diameter. Ved laminær strømning vil vannmolekylene følge forutsigbare strømningslinjer, mens i turbulent strømning vil ikke vannmolekylets bane være forutsigbar. Tap skjer også ved f.eks. innsnevring, utvidelser og bend. Disse tapene er singulærtap og settes inn som et ledd i energilikningen. Se likning (1.5)(Chin, 2013) for leddet om singulærtap i energilikningen, hvor  $k$  er singulærtapskoeffisienten.

Friksjonsfaktoren,  $f$ , er ikke konstant i Darcy-Weisbachs likning (1.3). Den er en funksjon av Reynolds tall og absolutt ruhet, og forandrer seg med vannføringen. Faktoren er dimensjonsløs.  $f$  kan man for turbulent strømning finne implisitt gjennom å bruke Colebrook-White sin likning (1.4)(Finnemore og Franzini, 2009). I denne likningen står  $k_s$  (m) for absolutt ruhet for røret og  $Re$  er Reynolds tall. Den absolute rørruheten er et begrep som blir brukt om ruhet som kommer av forskjellen mellom små groper og forhøyninger i et rørs tverrsnitt (Hafskjold, 2009).

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} \quad (1.3)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{k_s}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}}\right) \quad (1.4)$$

$$h = k \frac{v^2}{2g} = k \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (1.5)$$

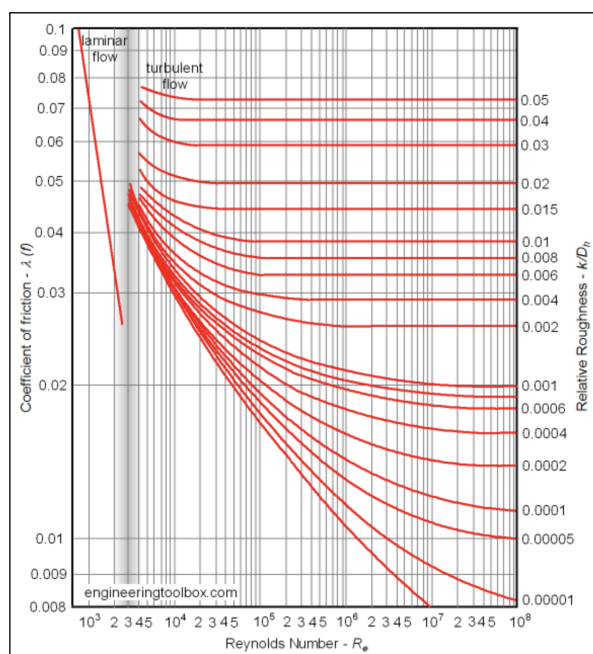
Viskositeten til en væske er et mål på dens motsand mot spenning i strømningsretningen mellom lagene i væsken (skjærspenning) (Finnemore og Franzini, 2009). Viskositeten til en væske kan relateres til hvor flytende den er. Dette bestemmes av kohesjonskreftene mellom molekylene i væsken (Finnemore og Franzini, 2009). Lav viskositet indikerer mer flytende væske. Temperaturen har mye å si for viskositeten fordi den molekylære aktiviteten øker for høyere temperatur. Vann ved ulike temperaturer har dermed forskjellige verdier for viskositet (Finnemore og Franzini, 2009). Det er derfor hensiktsmessig å måle temperaturen for beregninger der viskositet kan være en innvirkende faktor.

Reynolds tall beskriver om en vannstrømning er laminær eller turbulent (Finnemore og Franzini, 2009), og er en dimensjonsløs parameter. For sirkulære rør spiller diameteren til røret, vannets hastighet og vannets viskositet inn for å finne Reynolds tall. Vannets

viskositet er benevnt ved symbolet  $\nu$ , og enheten  $\text{m}^2/\text{s}$ . Dette vises med likning (1.6) (Finnemore og Franzini, 2009). Er Reynoldstallet under 2000 er det laminær strømming. I området 2000-4000 kan både laminær og turbulent strømming forekomme. Det er turbulent strømming hvis tallet er over 4000 (Finnemore og Franzini, 2009).

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (1.6)$$

Moodys diagram (figur 1.2) er en visuell fremstilling av Colebrook-Whites likning (1.4). Det kan brukes til å estimere friksjonskoeffisienter, og viser om strømmingen befinner seg i det laminære eller turbulente området, ved hjelp av Reynolds tall og rørruhet (Engineering ToolBox, 2003).



Figur 1.2: Moodys diagram (Engineering ToolBox, 2003).

## Frispeilstrømming

Ved frispeilstrømming skjer ikke vanntransporten i lukkede rør under trykk, men med fri vannflate i åpne kanaler eller kulverter. Ved slike dimensjoneringsstiltfeller er det hensiktsmessig å bruke Mannings formel. Denne formelen kan brukes for beregninger av kanaler med normal og stasjonær strømming. Formelen er vist i likning (1.7). Her er  $M$  Mannings tall for friksjonsforholdene langs veggene i tverrsnittet,  $R$  er hydraulisk radius i meter og  $I$  er fallet på kanalen i  $\text{m}/\text{m}$  (Ødegaard, 2014).

$$v = MR^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}} \quad (1.7)$$

For frispelstrømning brukes også energilikningen, men ved denne strømningstypen brukes det vanndybde i stedet for trykk. En forskjell blir da at energitapet per lengdeenhet ikke er konstant ettersom friksjonshelningen varierer. Som en motsetning til trykkstrømning, er trykklinjen til en kanal med frispelstrømning den samme som vannlinjen. Derfor bruker man ofte uttrykket vannlinjeberegninger når man bruker energilikningen på kanal/frispelstrømning.

Energilikningen for frispelstrømning ser nesten ut som energilikningen for trykkstrømning, begge tar for seg beregningen av trykklinjen. Vannlinjeberegninger ved hjelp av energilikningen er vanskeligere enn trykkberegninger, da friksjonshelningen varierer nedover kanalen. Energilikningen for frispelstrømning blir vist i likning (1.8). Her er  $y$  høyden fra kanalbunnen til vannspeilet og  $z$  er høyden til kanalbunnen fra et referanseplan.

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_{tap} \quad (1.8)$$

Hvis man ser bort fra singulærtap i frispelstrømningen kan man presentere energilikningen som det er gjort i likning (1.9) (Chin, 2013). Denne likningen kan også kalles for vannlinjelikningen.  $S_f$  representerer friksjonshelningen og er helningen til energilinjen når en ser bort fra singulærtap.  $S_0$  er helningen til bunnen av kanalen. Ved å bruke vannlinjelikningen kan man finne vannstanden på et bestemt punkt i en kanal. Symbolet  $E$  kalles spesifikk energi og forteller hva energihøyden er, relativt til kanalbunnen. Spesifikk energi,  $E$ , er da høyden fra kanalbunnen addert med leddet for kinematisk energi ( $\frac{v^2}{2g}$ ).

$$\Delta L = \frac{E_1 - E_2}{S_f - S_0} \quad (1.9)$$

Bunnhelningen til en kanal blir klassifisert gjennom egenskapene som er i tabellen i figur 1.3. Elementene i tabellen forteller om kanalen er f.eks. slak eller bratt. Definisjonen på en hydraulisk slak (mild) kanal er når normaldybden er høyere enn den kritiske dybden. Er kanalen hydraulisk bratt (steep), er normaldybden lavere enn den kritiske dybden (Chin, 2013). Går kanalen fra slak til bratt grunnet en plutselig helningsforandring, vil vannlinjen gå gjennom kritisk dybde i dette punktet og endre seg raskt.

Name	Type	Condition
Mild	M	$y_n > y_c$
Steep	S	$y_n < y_c$
Critical	C	$y_n = y_c$
Horizontal	H	$y_n = \infty$
Adverse	A	$S_o < 0$

**Figur 1.3:** Hydraulisk klassifisering av bunnhelninger (Chin, 2013).

På den slake kanalen vil strømmingen ha utløpskontroll. Ved utløpskontroll vil forhold som endres nedstrøms i kanalen påvirke vannstanden oppstrøms. Dette vil si at man kan regne med energilikningen ved å begynne ved den kritiske dybden, der helningen forandrer seg, og bevege seg oppstrøms. Fra det samme punktet og nedstrøms i den hydraulisk bratte kanalen er det innløpskontroll. Det vil si at hvis det skjer noe med vannstrømmen nedstrøms, har det ingen innvirkning på vannhøyden i punktet/innløpet. Her bruker man energilikningen og regner seg nedstrøms for å finne vannlinjen.

## 1.2.2 Introduksjon til takdrenering

Aiwell Water AS mener hevertliknende prinsipper kan benyttes i avløpssystemer. For å forske mer på temaet ønsket de et samarbeid med studenter. Slik kan det undersøkes om dette er praktisk utnyttbart i VA-sammenheng. Denne interessen danner bakgrunnen for oppgaven. Ved å gjøre hydrauliske tester i lab, kan man se om målinger stemmer med teorien. Bl.a. kan man med en avløpsmodell undersøke hvordan trykklinjen endrer seg for ulike vanntilførsler. Ettersom hevertprinsipp i avløpssammenheng er en relativt ny idé, vil forsøksarbeidet være uforutsigbart for hvilke resultater man kan forvente.

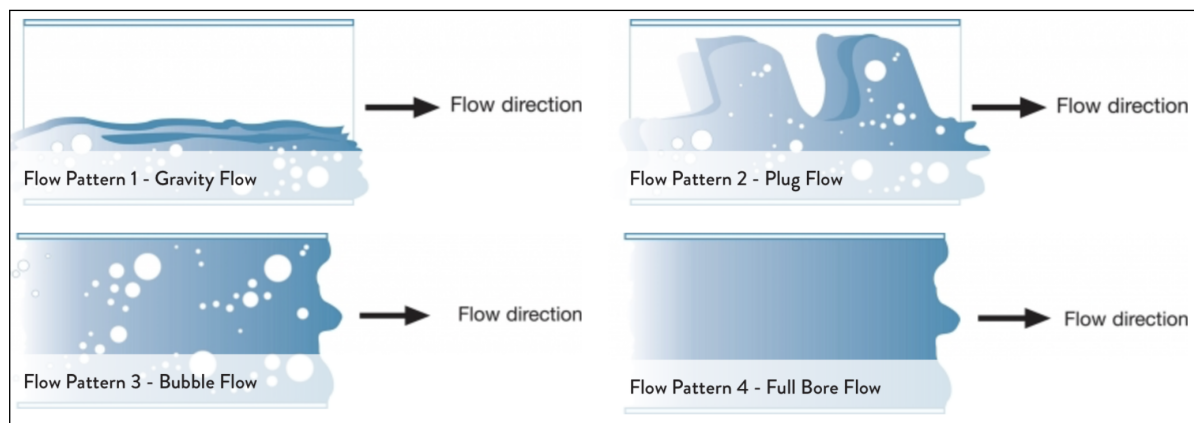
I takdrenering med hevertprinsipp er det vist at man eksempelvis kan forvente fire ganger større vannføring enn ved tradisjonelt selvføll for et sluk med 50 mm i diameter (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 29. april 2020). Denne markante økningen i potensiale er avhengig av høydeforskjell mellom vannstand over sluk og utløp, samt diameter. Kapasitetsøkningen gjør det svært interessant å undersøke andre bruksområder hvor dette kan være aktuelt. Dette gjelder bl.a. for overvannsrør.

Ved testing av rørkapasitet for slukleverandører er det bestemte regler som må følges. Det testes med en tank der et rør går horisontalt ut fra testtanken og deretter loddrett ned 3 m. Vannstanden over luftlåsen på sluket skal stå 35 mm høyt. Ved dette nivået vil noe luft følge med. Videre økes vannstanden til 55 mm over luftlåsen. I dette tilfellet følger ikke luft med, kun vann går gjennom røret (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 29. april 2020).

Et eksempel på hvor stor økning i kapasitet man kan oppnå er hvis man har et 75 mm sluk som tar 4,1 l/s som selvføll. Sluket vil være den begrensende faktoren, det vil si at det som skjer nedstrøms ledningen ikke spiller noen rolle for vannføringen. Dette kan ta 10,8 l/s som fullstrøm med 35 mm overhøyde og hele 19,0 l/s med 55 mm overhøyde (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 29. april 2020). Vannføringen ved selvføll bestemmes av hvor raskt vannet blir skjøvet over kanten på sluket ved hjelp av tyngdekraften. I dette tilfellet vil kritisk dybde være omtrent ved slukkanten. Dermed kan man si at systemet har innløpskontroll og ikke påvirkes av forhold nedstrøms. For fullstrøm vil vannføringen derimot påvirkes av tapsegenskaper over hele rørstrekket. Potensialet man kan oppnå ved fullstrøm har ført til at slike systemer benyttes på bygg over hele verden (A. Johnsen, personlig kommunikasjon, 29. april 2020).

Figur 1.4 viser ulike former for strømmingstyper. De forskjellige strømmingstypene er selvføllstrømming som går over til strømming med luft, før det er fullt utviklet strømming uten luft. Der røret ikke tilføres tilstrekkelig med vann, vil vannet flyte med gravitasjonen og atmosfærisk trykk. Når det tilføres større mengder regnvann og luft stenges ute, vil strømmingstypen utvikle seg fra strømmingstype én til strømmingstype fire som figur 1.4 viser.

Ut fra figur 1.4, ser man at et rør der vannstrømmen fungerer med hevertprinsippet, kan fylle hele røret. Fullstrøm er et spennende konsept for avløpsrør ettersom kapasiteten til ledningsnettets kan utnyttes i størst mulig grad. En slik situasjon forutsetter at man har et system i selvføllsmodus med innløpskontroll. I denne situasjonen er det en uutnyttet høydeforskjell nedstrøms punktet med innløpskontroll. Høydeforskjellen i rørstrekket bidrar kun til å øke hastigheten på vannet og ikke kapasiteten.



**Figur 1.4:** Utvikling av strømmingstyper i rør (Fullflow, 2020).



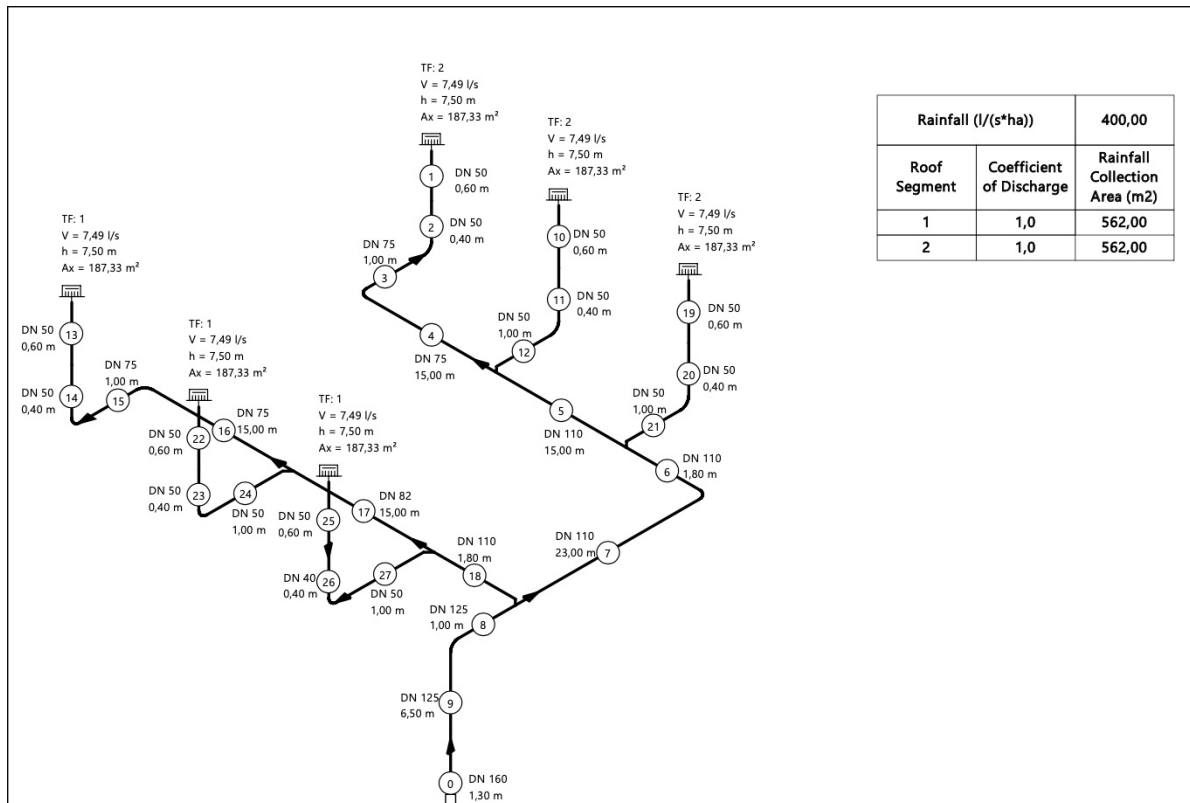
### 1.2.3 Erfaringer fra takdrenering

#### Programvare i design av takdrenering

I design av takdrenering har man ulike verktøy som kan brukes i dimensjoneringen av et undertrykksystem. En av programvaremulighetene heter DrainStar Siphonic Calculator. Dette er i følge salgsansvarlig for takdrenering Ingrid Solberg i Blücher Norway AS (personlig kommunikasjon, 17. mars 2020), en av programvarene som benyttes. I tillegg kan CAD-baserte regneprogram, som LiNear, brukes i dimensjoneringen (I. Solberg, personlig kommunikasjon, 17. mars 2020). I likhet med Blücher AS benytter sanitærproduktfirmaet Geberit AS også Autodesk Revit og BIM-data i planleggingen og hydraulikkberegningen (Geberit AS, 2020).

Dimensjonering av undertrykksystem bygger på input om bl.a. regnintensitet for gjeldene område og en fallplan som viser fordelingen av vann eller kvm pr. sluk. Dette er nødvendig for å unngå ulik avrenning til sluk og stor forskjell i fall på tak. Det er også viktig å vite høyden på fallstammen i dreneringssystemet ettersom dette er ”motoren” i undertrykksystemet (I. Solberg, personlig kommunikasjon, 24. mars 2020).

Gjennom bruk av programvare i dimensjoneringen vil man få ut tegning, dimensjoneringsdata og materiallister (I. Solberg, personlig kommunikasjon, 24. mars 2020). Et eksempel på hvordan design av et hevertsystem kan se ut er vist i figur 1.5. Her ser man fordelingen av takarealet som bidrar med regnvann til hvert sluk. Vannføring, høyder, lengder og areal er faktorer som vises i programmet.



**Figur 1.5:** Eksempel på design av hevertssystem for takdrenering (I. Solberg, personlig kommunikasjon, 24. mars 2020).

## Design av fullstrømstakdrenering

Hevertprinsippet er en godt etablert metode for takdrenering som har vært forsket på og tatt i bruk i over 50 år (Arthur og Swaffield, 2001b). Metoden er imidlertid ikke særlig belyst i forskning relatert til avløpsrør. Likevel kan man dra nytte av de funnene studier på takdrenering har vist. I følge Arthur og Swaffield (2001b), er det svært viktig at rørene designes for riktig nedbørshendelse. Dersom for lite vann strømmer i systemet, vil ustabile vannføringer utvikles gjennom røret. På den andre siden vil for mye tilført vann gjøre at røret flommer over.

Ved valg av dimensjonerende nedbørshendelse tar man utgangspunkt i lokale forhold og minimerer totale kostnader over systemets levetid (Arthur og Swaffield, 1999). I følge Arthur og Swaffield (1999) vil et dreneringssystem på et tidspunkt likevel utsettes for en for stor nedbørshendelse som fører til flom. Det er da viktig at systemet er designet slik at overvannet kan ledes til et akseptabelt sted (Arthur og Swaffield, 1999).

Trykktapet basert på energilikningen (1.1) gjennom to punkter i et drenerør, påvirkes av rørveggenes hydrauliske motstand og tap i bend og koblinger. Det har tidligere studier med testrigger (Arthur og Swaffield, 1999) vist. I likningen (1.1) er  $h$  trykkehøyden i mH<sub>2</sub>O, mens  $k$  representerer friksjons- og singulærtap. Man antar at feilmarginen i

beregningen av tapet for hver enkelt kobling er liten, men at den totalt sett kan bli stor (Arthur og Swaffield, 2001b).

Et studie utført av Slater et al. (1999) referert til i Arthur og Swaffield (2001b), har vist at feilen i tapskoeffisienten kan bli så høy som 5 %. Usikkerheten i tapet vil videre øke på bakgrunn av feil som kan skje ved installasjon av rørene (Arthur og Swaffield, 2001b). For takdrenering vil singulærtapene spille en større rolle enn friksjonstap. Til forskjell fra dette vil tapet som følge av friksjon ha større betydning for avløpssystemer.

Studiet Arthur og Swaffield (2001b) har gjort på takdrenering med hevertprinsipp, viser at luft i vannstrømmen har innvirkende effekt på systemet. Den ene konsekvensen er at luft som kommer inn med innløpet kan føre til redusert kapasitet på anlegget. Det skyldes at plutselig endring i tilført luftmengde kan skape endring i det lokale trykket som så vil bre seg videre i rørene (Arthur og Swaffield, 2001b). Da punkteres undertrykket slik at den hydrauliske gradienten som driver strømmingen ødelegges.

En annen hovedeffekt er at luft i vannet påvirker beregningen av friksjonstapet. Normalt benyttes Colebrook-Whites likning (1.4) i kombinasjon med Darcy-Weisbach (1.3), vist i likning 1.10, og likningen for tap i bend (1.5), for tapsberegning i takdrenering med fullstrøm (Arthur og Swaffield, 2001b). I likningen (1.10) er  $i$  trykktap per enhetsmåling.

$$\frac{1}{\sqrt{2gDi}} = -\frac{2.0A}{Q} \log_{10}\left(\frac{k_s}{3.71D} + \frac{2.51v}{D\sqrt{2gDi}}\right) \quad (1.10)$$

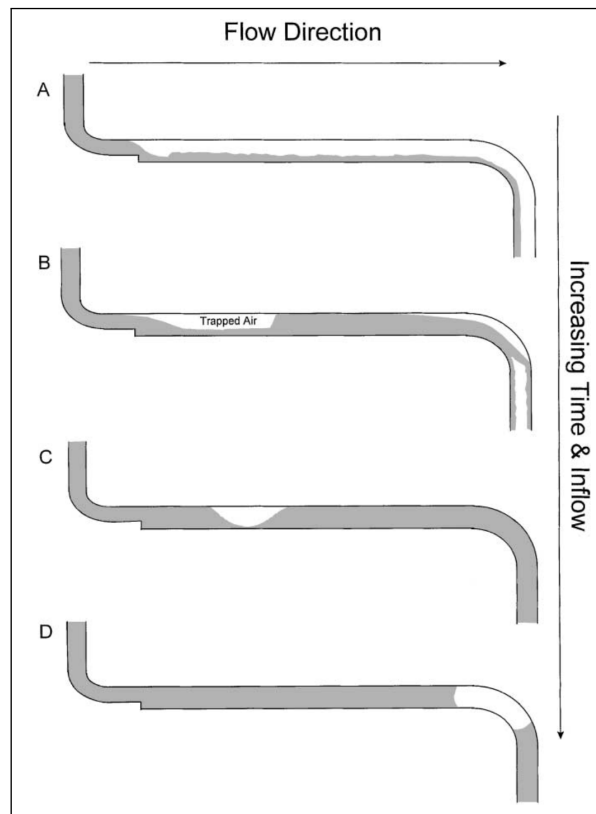
Disse ligningene er ikke beregnet på vann med luft og tar derfor ikke hensyn til dette. Svaret beregningene vil gi er ikke gode nok til å estimere energi- og friksjonstap, noe som kan gi et feil estimat for systemets kapasitet (Arthur og Swaffield, 2001b). Det vil altså være en fordel å bruke modeller der luft- og væskefase brytes ned til egne komponenter (Arthur og Swaffield, 2001b).

Forskning (Arthur og Swaffield, 2001b) har belyst at dimensjoneringsberegningene kan bli noe forenklet ved design av fullstrømsystemer som kan kreve en høyere teknisk forståelse. Dette gjelder også det vedlikeholdsmessige (Arthur og Swaffield, 2001b). Ved innløpet til takrenner samler det seg gjerne blader og biologisk materiale som begrenser innløpsåpningen i stor grad. I tillegg vil rester som teip og hansker fra byggefasen av systemet, kunne ligge igjen inne i takrennene. Dette reduserer systemets kapasitet betraktelig og krever derfor jevnlig ettersyn (Arthur og Swaffield, 2001b).

## Utvikling av fullstrøm i rør

Det er viktig at et fullstrøm rørsystem fungerer for de vannmengdene det er designet for. Dette innebærer at systemet tilpasses lokale nedbørsforhold slik at røret fylles raskt og går i fullstrøm med 100 % vannvolum. Dersom systemet ikke er riktig dimensjonert, kan det flomme over ved for store nedbørsmengder. I det andre tilfellet kan det være for lav nedbørintensitet. Da fungerer systemet med selvfyll og atmosfærisk trykk som ved konvensjonell takdrenering.

Overgangen ved økende nedbør fra selvfyll til fullstrøm innebærer en ustabil situasjon (Arthur og Swaffield, 2001a). Prosessen fra røret er halvfullt til det når fullstrøm med fylt kapasitet innebærer en varierende trykksetting av systemet. Da kan store mengder luft dras inn i røret. Luften kan i noen tilfeller overstige vannmengdene. Dette kan føre til mye lyd og vibrering i systemet. Utviklingen fra røret er halvfullt til det går som fullstrøm består av fire trinn. Disse trinnene vises i figur 1.6.



**Figur 1.6:** Luftens bevegelse gjennom de fire trinnene A-D før fullstrøm er oppnådd (Arthur og Swaffield, 2001a).

Trinn A i figur 1.6 innebærer at vannstanden i røret stiger. I forsøksmodellen Arthur og Swaffield (2001a) undersøkte, fant de at strømmingen ved det vertikale innløpet var ringformet. I det horisontale røret var strømmingen overkritisk, men det oppstod et vannstandssprang og påfølgende underkritisk strømming nedstrøms når vannstanden ved utløpet steg (Arthur og Swaffield, 2001a).

Nødvendigheten av rørbend spiller inn på vannstrømningens bevegelse. Laboratorietester har ifølge Arthur og Swaffield (2001a) vist at fullstrøm ikke oppnås i tilfeller med kun et vertikalt rør ned fra takinnløpet. Det skyldes at den hydrauliske motstanden er for lav, uavhengig av vannstanden i takrennen (Arthur og Swaffield, 2001a).

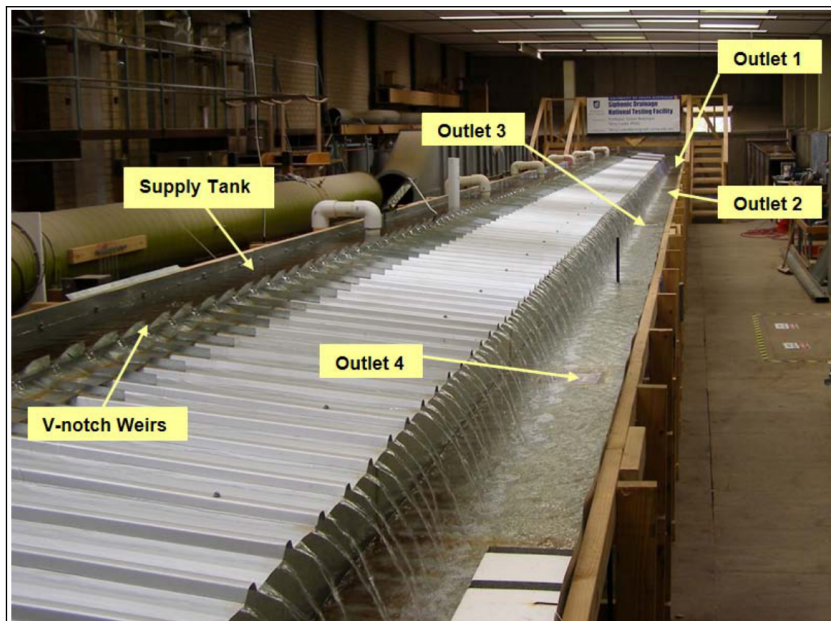
Figur 1.6 viser som i trinn A, også et vannstandssprang i trinn B. I dette trinnet stiger vannstanden i røret. Den underkritiske strømmingen nedstrøms vannstandsspranget øker til det fyller rørets diameter. Slik vil luft sperres inne ved den overkritiske vannstrømningen. Fullstrømmen som er oppnådd nedstrøms vil utvikle seg videre i røret, slik at det vertikale røret fylles. Vannmengdene her vil skape undertrykk oppstrøms i det vertikale røret, slik at vannføringen i systemet øker (Arthur og Swaffield, 2001a). Dette kan ses på som trinn C i figuren.

I trinn D vil den innestengte luften fraktes med vannføringen til bendet og ledes ut av rørsystemet. I det luften passerer rørbendet vil trykket endres tilbake til atmosfærisk trykk, men så fort luften slippes ut av systemet er fullstrømmen etablert (Arthur og Swaffield, 2001a).

### **Undersøkelse av nøyaktigheten til datamodellering av fullstrømsystemer**

I denne masteroppgaven benyttes datasimuleringer for å se på fullstrømmodellens vannføringer. I en lignende studie utførte Lucke mfl. (2011) en eksperimentell undersøkelse på ustabile strømningsforhold gjennom utløpsrørene i takdrenering. Studiet skulle avklare hvor godt en datamodell kunne estimere vannføringen i utløpsrør, ved å slå opp på tidligere kalibrerte vannføringsdata.

Det ble benyttet en fullstrøm dreneringsmodell i fullskala med vanntilførsel og utløpsrør for å utføre forsøket. Oppsettet er vist i figur 1.7. På figuren vises en tilførselstank, påfølgene spredningsflate og fire utløp. På hvert utløp var det en trykkavleser for å måle vanddybden og en vannføringsmåler for å måle vannets hastighet. Datamodellen skulle ut ifra dette estimere den vannføringen som passet best med tidligere kalibrerte vannføringsdata (Lucke mfl., 2011). Resultatet av undersøkelsen (Lucke mfl., 2011) var lovende og viste at datamodellen kunne gi tilfredsstillende estimater på vannføringer gjennom de individuelle utløpene.



**Figur 1.7:** Oppsett av testrigg i studiet utført av (Lucke mfl., 2011).

Det er imidlertid behov for å utvikle en metode som kan måle vannivåene i rørene ved varierende trykksituasjoner. I undersøkelsen Lucke mfl. (2011) gjorde, slet de med at det oppstod lokale undertrykkssituasjoner i de ulike utløpene under oppbygningen av fullstrømssituasjonen (priming). Dette førte til at måleinstrumentene ga ulike avlesninger selv om vannmengden til innløpet var konstant. Nøyaktigheten til resultatene vil øke dersom man kan finne en målemetode som ikke blir påvirket av trykkvariasjoner i rørutløpene (Lucke mfl., 2011).

### Luftinnholdets påvirkning på kapasiteten i fullstrømssystemer

Det antas at fullstrøms taktrenering er mer effektivt enn drenering basert på selvfal. I et selvfallsrør kan luft oppta så mye som to tredjedeler av rørkapasiteten (Lucke og Beecham, 2010). Hovedårsaken til at kapasiteten i et tradisjonelt system reduseres på grunn av luft, skyldes i stor grad at luften bringer med seg atmosfærisk trykk. Har strømmingen atmosfærisk trykk, vil det være umulig med trykkvariasjon langs strømmingen. I denne situasjonen vil det kun være moderat trykkvariasjon på bunnen som følge av varierende vanddybde. Med andre ord er det den lokale bunnhelningen som driver strømmingen ved frispeilstrømning.

Kapasiteten i et fullstrømssystem reduseres imidlertid av mengden luft som kommer inn i rørsystemet. Ved fullstrømning vil det være mulig å utnytte hele høydeforskjellen mellom øverste og nederste punkt i systemet. Dette skyldes at det er en trykkvariasjon i strømningsretningen som formidler høydeforskjellen i systemet. Lucke og Beecham (2010) gjorde et studie for å finne ut hvordan luft påvirker kapasiteten i fullstrøms taktrenering.

I undersøkelsen Lucke og Beecham (2010) utførte testet de på et 16,36 m langt fullskala røropplegg med to bend og en høydeforskjell mellom innløp og utløp på 4,65 m. På rørene hadde de også plassert fem trykkmålere som målte undertrykk og kunne brukes til å finne tap i rørene. Vannføringen i testriggeren ble funnet ved å måle tiden det tok å fylle en 1190-liters tank ved utløpet.

Lucke og Beecham (2010) fant ved gjentatte forsøk og beregninger med kontinuitetslikningen (1.2) at det var en feilmargin for vannhastigheten på pluss/minus 0,8 %. Feilmarginen tar ikke hensyn til luft i vannet, men er interessant i vurderingen av usikkerhetsmomenter ved labmålinger, særlig der utslippskaret og dermed tidsmålingen er kortere. Funnet viser at metoden kan gi usikkerhet i resultatet.

Lucke og Beecham (2010) estimerte tapt rørkapasitet på to ulike måter. Den ene metoden gikk ut på å måle luftinnholdet direkte og slik få den korresponderende kapasitetsreduksjonen. Den andre beregningen gikk ut på å trekke volumstrømmen med luft fra vannføringen. Ved å bruke disse beregningsmetodene ble det funnet at redusert kapasitet ikke var proporsjonal med luftinnholdet. Ved et luftinnhold på 10 %, kunne vannføringskapasiteten reduseres med 16 % (Lucke og Beecham, 2010).

I et designaspekt er det store konsekvenser dersom man feilvurderer rørkapasiteten. Undersøkelsen Lucke og Beecham (2010) gjorde, viste at dersom man designer et anlegg for et luftinnhold på 10 % og antar proporsjonalt kapasitetstap, kan det resultere i en underestimert av kapasitetstapet på opptil 7 %. Dette kan gi store konsekvenser i form av flom.

Et annet moment Lucke og Beecham (2010) undersøkte var trykket i rørene. De fant ut at trykket også påvirkes av mengden luft i rørene. Hvis det er normale strømningsforhold i røret, og luftinnholdet er 10 %, kan tilgjengelig trykk reduseres med hele 20 % (Lucke og Beecham, 2010). En økning i luft/vann-forholdet ga altså et større trykk i målepunktene.

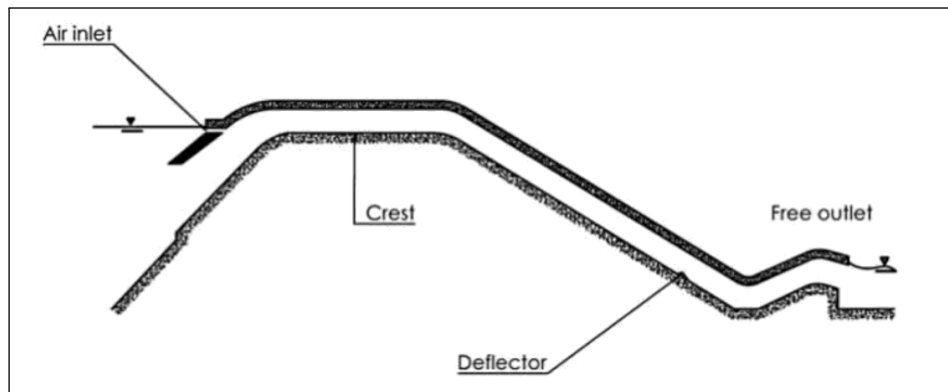
Fluktuerende luft og trykkforhold vil medføre negative konsekvenser. Lucke og Beecham (2010) referer til Arthur et. al (2005) som hevder vibrasjoner og støy er følger av trykkvariasjoner og at forandring i trykk derfor er et usikkerhetsmoment som bør tas hensyn til ved utformingen av fullstrømsystem.

Lucke og Beecham (2010) fant også at friksjonsfaktoren og tapskoeffisienten i bend påvirkes av størrelsesforholdet mellom luft/vann. Disse faktorene minker for større forholdstall mellom luft/vann. Det har sammenheng med at luften opptar rørkapasiteten. Slik vil vannvolumet, og dermed tapet reduseres. I labforsøkene i denne masteroppgaven vil tapskoeffisientene ved fullstrøm kalibreres med minst mulig luft. Dette er for å minimere feilmarginen i forsøkene.

Luft/vann-forholdet i fullstrømsystem gir som forskningen til Lucke og Beecham (2010) viser, usikkerheter ved kapasitetsdesignet av fullstrøms takdrenering. Lucke og Beecham (2010) konkluderer med at påvirkningen luftinnholdet i rørene utgjør, bør forskes mer på for å sikre effektive fullstrømsystemer.

### Potensialet for bruk av hevertprinsipp i avløpsrør

Et studie på en luftregulert, fullstrøms overløpsledning i en svensk fyllingsdam ble utført av Bergh (2018). De skulle undersøke systemets funksjon der forskningen ble gjennomført i en nedskalert, 1:10 hydraulisk modell. Figur 1.8 viser snittet av ledningen.



**Figur 1.8:** Snitt av hevertbasert avløpsledning i svensk fyllingsdam (Bergh, 2018).

Modellens dimensjoner ble tilpasset de samme geometriske forholdene som den steinfylte dammen. Av praktiske årsaker ble utløpet ikke dykket. Funnene Bergh (2018) gjorde var basert på hvilken form ledningsinnløpet måtte ha, og høyden og plasseringen til luftinnløpet. I tillegg var det viktig å finne posisjonen og helningen på overløpet, samt utslippskaret til ledningen som gjorde at den fungerte som hevert. Målet med studiet var bl.a. å finne hvilken utslippsskapasitet ledningen hadde for et bestemt vannstands nivå i reservoaret.

Utslippetsledninger er aktuelle å bruke for utslipp av avløpsvann, overvann og industrivann til elv og sjø (Dahle, 2017). Normalt belastes utslippetsledninger for en luftfyllingsgrad på 40-70 % og en kum på land sørger for at minst mulig luft kommer inni ledningen (Dahle, 2017). En utslippetsledning basert på hevertprinsippet kan ha et godt brukspotensial fordi man i motsetning til et avløpsnett slipper mange av de tekniske usikkerhetsmomentene det er ved f.eks tilkoblinger.

Mer forskning på bruk av hevertprinsipp i avløpsrør, der dette kan være hensiktsmessig, vil kunne gi større grunnlag for å benytte dette til avløpsledninger. Prinsippet har vist seg å være velfungerende i takdrenering og gir derfor et spennende utgangspunkt for videre utvikling av metoden innen andre bruksfelt.



## 2. Metode

Intensjonen med det eksperimentelle arbeidet er å få praktiske målingsresultater som kan vurderes opp mot teoretiske beregninger og datasimuleringer. Videre kan resultatene benyttes til å si noe om hva som påvirker strømningsforhold og hvilken effekt det har for bl.a. trykk og vannføring. Metod delen beskriver friksjonsmålingen for å finne rørruhetene som blir brukt i oppgavens to hoveddeler, samt de to hoveddelene. Del 1 omhandler én enkelt avløpsledning og i del 2 blir det sett på et helt avløpsnett.

I del 1 ble det gjort teoretiske beregninger og et kontrollert forsøksoppsett i liten skala for å teste hydraulisk teori/prediksjon for kapasitetsøkning ved utnyttelse av hevertprinsippet. I del 2 ble det gjennomført labforsøk og modellering for å studere hevertstrømning i et avløpssystem med flere tilførselspunkter. Det ble også utført modelleringer av systemet i EPANET.

### 2.1 Data- og måleverktøy

#### 2.1.1 Programvaren HY-8 som modell for avløpsledningens funksjon

HY-8 er en programvare utviklet av Federal Highway Administration som ligger under U.S Departement of Transportation. Programvaren har muligheter for design og analyse av kulverter. Dette innebærer enkeltkulverter, kulvert med ulike helninger, forskjellige innløp, samt vannlinjeberegninger. HY-8 er en spesialisert kulvertsoftware som egner seg i tilfeller der man bare skal se på en enkelt kulvert (Federal Highway Administration, 2017).

Bruksområdet til programvaren gjør den egnet til bruk i del 1 i denne masteroppgaven. HY-8 kan bli brukt til å modellere trykklinjen til selvfallstrømningen i avløpsledningen. Slik kan man få ut vannføringskapasitetsdata, strømningsregimer og vannstand ved inn- og utløp. Verktøyet vil dermed kunne brukes i de teoretiske beregningene.

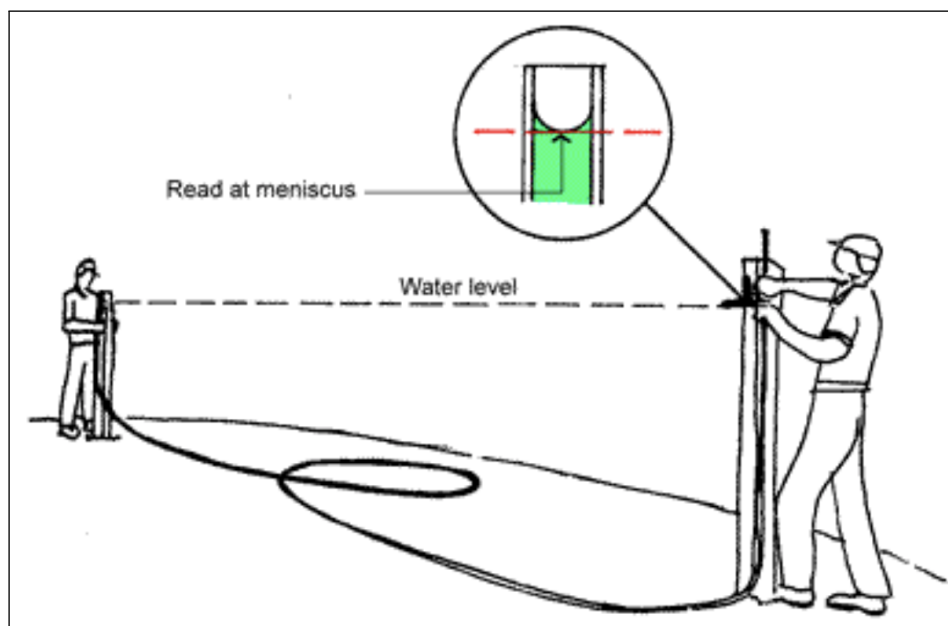
### 2.1.2 Programvaren EPANET som modell for avløpssystemets funksjon

Environmental Protection Agency Network (EPANET) er en offentlig programvare som brukes verden over til å modellere trykksatte vanddistribusjonssystemer. Programvaren fungerer som et verktøy for analyser av ledningsnett og benyttes i stor grad av VA-konsulenter. Spesielt kan programmet være nyttig ved dimensjonering av nye ledningsstrek, spore vannkvalitet og optimalisere pumpedrift og energiforbruk (United States Environmental Protection Agency, 2020).

Ved å ha målinger fra en rørmodell i lab og egnet dataprogramvare, kan man simulere et ledningsnett for å se på strømningsforholdene. Med bl.a. målinger av ruhet i rørene kan man kalibrere andre tapsparametere, slik at modellen stemmer best mulig. EPANET er en egnet programvare som blir benyttet i denne masteroppgaven. Ved å legge røregenskaper, tapskoeffisienter og vannføringer inn i simuleringsprogrammet, kan man vurdere systemets funksjon og hvordan det må reguleres for å fungere i praksis.

### 2.1.3 Slangevater

I forsøkene i denne masteroppgaven blir det brukt et slangevater for å måle høyder. En transparent slange fyltes med en homogen væske, i dette tilfellet rent vann. Det at væsken er i ro, gjør at vannstanden i begge endene av slangen vil legge seg på samme nivå. Prinsippet for avlesning av slangevater er vist i figur 2.1 (Liberal Dictionary, 2020).



**Figur 2.1:** Prinsipp ved bruk av slangevater (Liberal Dictionary, 2020).

Slangevater bygger på hydrostatikk, altså væske i ro. Trykk i vann er lik i alle retninger på en viss dybde, og er uttrykt gjennom likning (2.1) (Ødegaard, 2014). I denne likningen (likning 2.1) er  $p$  trykk målt i pascal (Pa) og  $\rho$  er tettheten til væsken med enhet masse per volum ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

$$p = \rho gh \longrightarrow h = \frac{p}{\rho g} = \frac{p}{\gamma} \quad (2.1)$$

For å bruke slangen fylt med vann som vater, ble den ene enden av slangen teipet fast over en vilkårlig valgt referansestrek. Den andre enden av slangevateret ble flyttet rundt til den høyden som skulle måles. Vannet i slangevateret stabiliserte seg til å ligge på samme nivå som det som skulle måles, f.eks. bunn kum eller vannstanden i tanken. Høyden blir gitt ved avstanden mellom referansestreken og vannstanden i rørenden på veggen som måles med målebånd. Alle høyder ble målt på denne måten. Avlesningen av høyde ved bruk av slangevateret er vist i figur 2.2.



**Figur 2.2:** Oppsett av slangevateret. Foto: Vilde Ryen.

## 2.2 Friksjonsmåling i lab

For å få en god kalibrering av EPANET-modellen er det viktig med så få usikkerhetsparametre som mulig. Derfor var det ønskelig å måle friksjonstapet i røret og slangen som ble brukt i avløpsmodellen for vannføringsmålingene. Slik kunne man videre beregne ruheten,  $k_s$ , som brukes for å kalibrere EPANET-modellen. Bestemmelsen av ruheten var også viktig for valg av formler i de teoretiske beregningene.

For å måle friksjonstap i rør, kan man bruke et stigerør i hver sin ende av røret. Et stigerør er et rør med mindre diameter enn hovedrøret der vannet kan stige opp når røret går fullt. Høydeforskjellen mellom vannstanden i de to stigerørene vil utgjøre friksjonstapet i røret.

### Oppsett

Før målingene av friksjon på PVC-røret kunne gjøres, ble de ulike delene satt sammen. Ved innløpet ble en PVC-slange av flettet polyester festet til røret fra en tank. Vannet ble tilført gjennom denne tanken og via slangen, slik at røret lettere kunne gå fullt uten luft, dette vises i figur 2.3.

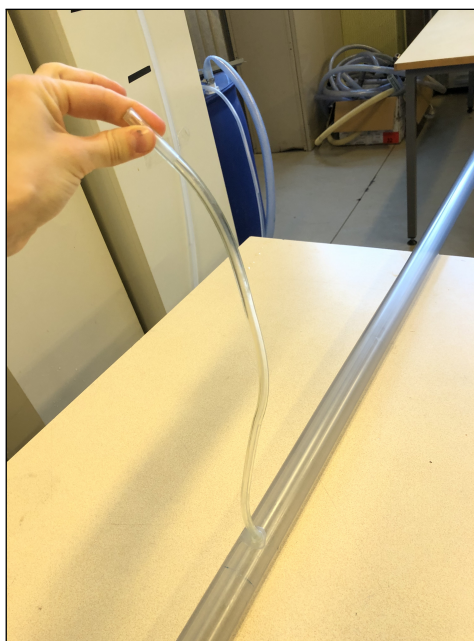


**Figur 2.3:** Bilde av friksjonsmåleutstyret: Innløp fra tank og PVC-slange til rør med stigerør. Foto: Vilde Ryen.

Det måtte beregnes hvor innløpstrømningen hadde et fullt utviklet hastighetsprofil, for å finne ut hvor plasseringen av det første stigerøret skulle være. Derfor kunne ikke stigerørene plasseres tilfeldig på slangen. Hensikten var å gjøre målinger i den delen av røret hvor tapet per lengde var konstant. For å beregne avstanden ble formelen (2.2) (Finnemore og Franzini, 2009) for turbulent strømning benyttet. I formelen er forholdet mellom innløpslengden og diameteren til røret lik 50. Formelen ble løst med hensyn på innløpslengden,  $L_e$ . Med en rørdiameter på 35 mm ble avstanden fra innløpet til det første stigerøret 1,75 m.

$$\frac{L_e}{D} = 50 \quad (2.2)$$

Røret og slangen ble målt til å være fem meter lange. Mellomrommet mellom de to stigerørene ble for enkelthetskyld valgt til ca. 3 m slik at avstanden fra rørutløpet til stigerør nr. to var 20 cm. For å feste stigerørene til røret, ble det boret hull med et 8 mm bor i røret. Deretter ble rørendene på stigerørene rensset med rensmiddel for PVC-liming. Stigerørene ble så stukket ned i hullene og limt fast. Det ble forsøkt å feste stigerørene i flukt med rørveggen for å unngå at de skulle stikke ut i røret, og medføre ekstra tap for strømningen. Figur 2.4 viser hvordan stigerøret ser ut.



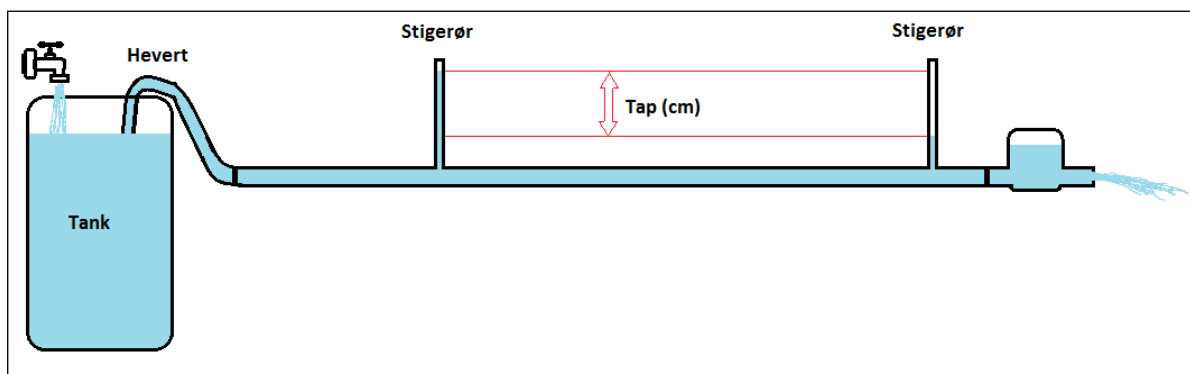
**Figur 2.4:** Bilde av stigerør fra friksjonsmåling i lab. Foto: Vilde Ryen.

Ved utløpet til røret ble en slangebit koblet på med rørklemmer for å føre vannet til et kar som skulle ta imot vannet som ble tilført, se figur 2.5.



**Figur 2.5:** Utløp til kar og sluk fra friksjonsmåling i lab. Foto: Vilde Ryen.

En skisse av oppsettet er vist i figur 2.6. Oppsettet av friksjonsmåleutstyret på slangen var likt som for røret, foruten at det ikke var behov for slangebit mellom slangen med stigerør og utløpskar. For å rette ut slangen ble den teipet fast til røret.



**Figur 2.6:** Skisse av utstyrsoppsett utstyr til friksjonsmåling. Illustrasjon: Veronika Holm.

### Gjennomføring av måling

Målingen av friksjonstapet ble gjort ved at vann ble tilført fra en vannkran til en tank og videre gjennom en hevert til innløpet ved røret. Vannet rant så gjennom røret, ut av rørenden til karet og ned til sluket. For å få røret fullt til å starte med, ble røret midlertidig stengt i enden (med gaffateip) mens vann ble tilført. Slik ble luften også presset ut. Videre ble enden åpnet igjen og mer vann tilført til vannstanden i tanken ved innløpet stod stabil. Dette var nødvendig for å få en målbar situasjon.

Ved hver måling ble volumstrømmen målt ved at man tok tiden på hvor lang tid det tok å fylle en vanlig tiltersbøtte ved rørutløpet. For å finne vannføring ble antall fylte liter delt på antall sekunder som hadde gått. For å variere vannføringen i systemet ble tilført vannmengde til tanken justert. Det ble forsøkt å tilføre vannmengder som ga en målbar forskjell i nivåene i stigerørene, og som samtidig var liten nok til at tiden det tok å fylle bøtta ikke ble altfor liten.

Friksjonstapet ble funnet ved å lese av høydeforskjellen i centimeter i stigerørene. I tillegg til at vannføring og friksjonstap ble målt, ble også temperaturen sjekket med et væsketermometer for å kunne bruke korrekt viskositet i beregningene for ruhet. Alle resultater ble notert i Google Regneark underveis, se figur A.1 og A.2 i vedlegg A.

I alt ble det gjennomført åtte målinger for røret og seks målinger for slangen med varierende vannføringer. For hver måling kunne man på bakgrunn av høydeforskjellen i stigerørene, finne friksjonstapet,  $h_f$ , ved Darcy-Weisbachs likning (1.3). Ved å løse likningen mhp. friksjonsfaktoren (2.3),  $f$ , kunne denne regnes ut for hver vannføring.

$$f = h_f \frac{D}{L} \frac{2g}{v^2} \quad (2.3)$$

Ruheten blir beregnet ut fra friksjonsfaktoren og Reynolds tall. Reynolds tall gis ved likning (1.6) og er beskrevet i kapittel 1. Ruheten for røret og slangen kunne bestemmes ved å løse Colebrook-Whites likning (1.4) (Elger mfl., 2016) med hensyn på ruheten,  $k_s$ , som er vist i likning (2.4).

$$k_s = 3,7D \left( 10^{-\frac{1}{2\sqrt{f}}} - \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (2.4)$$

## 2.3 Del 1: Avløpsledning

Dette forsøket bestod av en tenkt avløpsledning med to strekk. Ledningene hadde forskjellig fall, der den øverste skulle være hydraulisk slak. Helningen til den nederste delen skulle varieres. Formålet med øvelsen var å se hvilken effekt rørets helning har for forskjellen i oppstrøms vannstand ved gitt vannføring for fullstrøm og selvføll. Helningsområdet som ga en effekt av undertrykkstrømning kunne dermed kartlegges. I tillegg kunne man se hvor stor gevinsten ble ved å justere vannføringen og vinkelen mellom rørstrekene.

### 2.3.1 Teoretisk beregning av vann- og trykklinjer i avløpsledning; før labforsøk

Beregninger av vann- og trykklinjer ble gjort før arbeidet i lab slik at riktig labutstyr kunne bestilles. Hensikten var å regne på strømningsforholdene i en tenkt avløpsledning. Denne bestod av to ledningsstrekke med et bend i mellom. Utgangspunktet for beregningene var et øvre rørstrekke på 1,83 m og et nedre rørstrekke på 2,98 m. Begge rørene hadde innvendig diameter lik 35 mm. Målet var å finne vannstanden i innløpskaret ved hhv. selvfall- og undertrykkstrømning for gitt vannføring.

Det var viktig å gjøre beregninger for å vite hvilke vinkler bendet skulle varieres mellom i forsøkene. Vinkelen på bendet påvirket fallet til det nederste rørstrekket. Den øverste delen skulle ha konstant fall. Beregningene gikk ut på å se når man hadde underkritisk strømning i øvre rørstrekke og overkritisk strømning i det nederste strekket. Slik kan man se hvilke strømningsforhold som skal til for at fullstrøm med hevertprinsipp lønner seg.

Antakelsen er at strømmingen er overkritisk i det nedre rørstrekket og har innløpskontroll i bendet for den delen. Da vil ikke den øvre rørdelen bli påvirket av høydeforskjellen i det nedre rørstrekket. Fallet på det nedre røret vil da ikke påvirke vannstanden i innløpskummen. Dermed kan hele høydeforskjellen utnyttes ved omlegging til fullstrøm.

I teorien vil man kunne få økt vannføringskapasitet ved en fullstrømsituasjon. Dette skjer dersom vannstanden i innløpskaret ved fullstrøm er lavere enn ved selvfall. Kapasitetsøkningen kommer av forskjellen mellom mengden vann som går gjennom systemet hvis vannstanden i innløpskaret hadde vært lik i begge tilfellene, selvfall og fullstrøm.

En vel så viktig gevinst ved fullstrøm i forhold til selvfall, er at man får en redusert vannstand i systemet. Ønsket er at man kan transportere en dimensjonerende vannføring uten av vannstanden stuver seg opp i form av flom og oversvømmelser.

I beregningene måtte det først bestemmes om Mannings eller Darcy Weisbachs likning skulle brukes for friksjonstapet i rørene. Mannings formel er oftest benyttet ved kanalstrømning, men da må bl.a. følgende kriterie være oppfylt:  $4 < \frac{R}{k_s} < 500$  (Chin, 2013). Her er R hydraulisk radius og  $k_s$  rørruheten. Med en rørruhet på 0,029 mm og hydraulisk radius på ca. 0,01 m, var ikke Mannings formel gjeldene. Derfor ble sammenhengen mellom friksjonsfaktoren og Reynolds tall for antakelsen om "glatt kanal" benyttet. Se formel (2.5) (Chin, 2013). Antakelsen om glatt rør ble gjort på bakgrunn av de lave estimerte verdiene for ruheten i friksjonsmålingsforsøket.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.78 R_e^{\frac{1}{8}} = 1.78 \left( \frac{v * 4R}{\nu} \right)^{\frac{1}{8}} \quad (2.5)$$



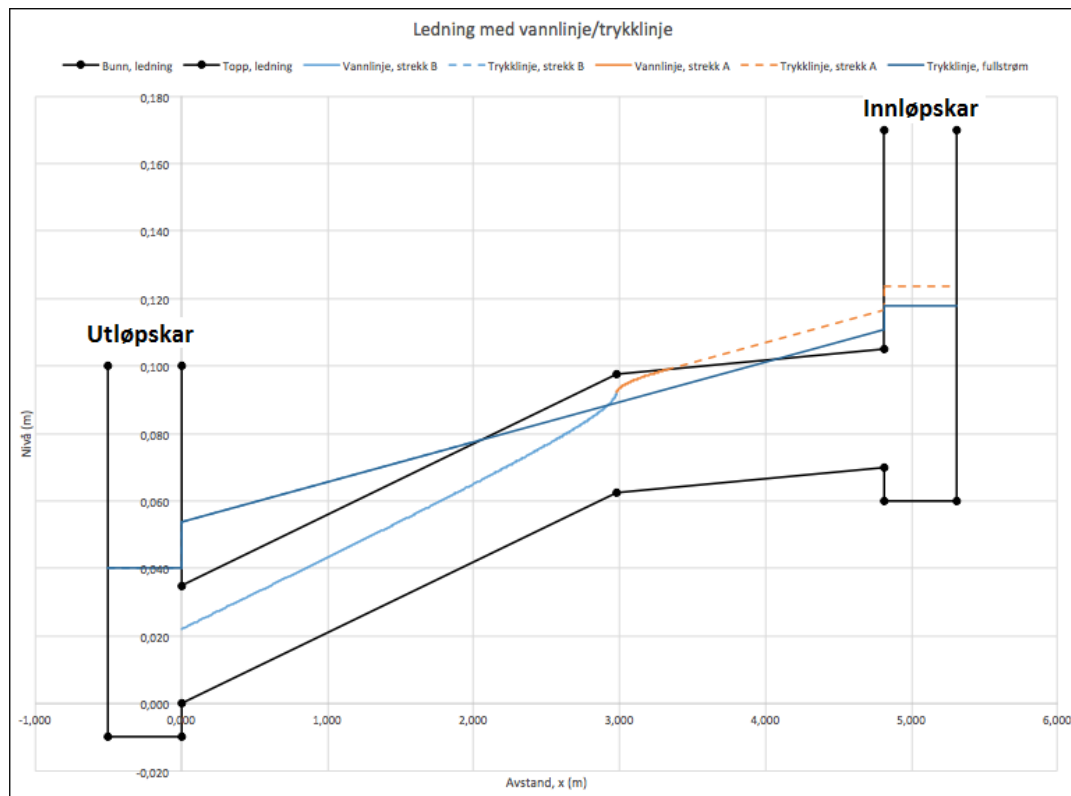
Likning (2.5) ble løst med hensyn på friksjonsfaktoren. Friksjonsfaktoren er en av parametrene man må ha for å kunne finne teoretisk vannstand i innløpskaret til det øverste rørstrekket. For å finne denne vannstandshøyden ble vannlinjelikningen (1.9) og energilikningen (1.1) med innløps- og friksjonstap benyttet.

Vannlinjelikningen (1.9) ble løst for å finne hvor i det øverste rørstrekket vannstanden oppstrøms bendet fylte rørtverrsnittet. Likningen ble brukt for å finne trykklinjen/vannstanden i innløpskaret. Tradisjonelle vannlinjeberegninger forutsetter hydrostatisk trykkfordeling. Dersom man har avstanden fra bendet til der hvor røret går fullt, kan man videre bruke dette punktet i beregningen av vannstanden i innløpskaret ved hjelp av energilikningen (1.1). Da vil høydeforskjellen mellom det beskrevne punktet og trykklinjen/vannstanden i innløpskaret kunne regnes ut. I nærheten av bendet forventes vannlinjeberegningene å være mindre nøyaktige. Det er fordi strømmingen vil gå gjennom kritisk dybde der. Derfor forventer man å få litt avvik fra hydrostatisk trykkfordeling i det området (Chin, 2013).

I beregningene ble de nevnte likninger og koeffisientverdier ovenfor benyttet i et Excel-ark utviklet av postdoktor Vegard Nilsen. I Excel-arket ble vannlinjene modellert for forskjellige vannføringer og rørhelninger. Avstanden fra bendet oppstrøms ble beregnet numerisk for små lengder,  $\Delta L$ , ved hjelp av vannlinjelikningen (1.9). I Excel-arket ble friksjonsfaktoren funnet ved Blasius formel for glatt rørstrømning (2.6) (Finnemore og Franzini, 2009). Denne formelen gir omtrent samme verdi som likning (2.5). Med Reynoldstallene fra denne oppgaven, lå forskjellen på det femte desimalet.

$$f = \frac{0.316}{Re^{0.25}} \quad (2.6)$$

Et eksempel på en modellert situasjon er vist i figur 2.7. Ved å bruke dette regnearket kunne man raskere se hvilke fall i nedre strekk som ga en situasjon der undertrykkstrømning ga lavere vannstandshøyde enn selvføllstrømning.



**Figur 2.7:** Eksempel på beregning av vann- og trykklkje i Excel-ark.

Innløpets tapskoeffisient ble satt til å være 0,5 fordi denne tapskoeffisienten gjelder for et sammenlignbart innløp kalt "headwall or headwall and wingwalls, square edge", hentet fra tabell 7.4 i Chin (2013). Videre ble den kinematiske viskositeten satt til å være  $1,519 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  grunnet en antatt vanntemperatur på  $5^\circ\text{C}$ .

Ved å modellere vannlinje og trykklkje for selvfalstrømning og fullstrøm i samme modell, vil man enkelt kunne sammenligne de teoretiske vannhøydene i innløpskaret. I figur 2.7 representerer den mørkeblå horisontale linjen i innløpskaret vannstanden når vannstrømmen går som fullstrøm. Den oransje stiplede linjen i samme kar representerer vannstanden til strømning som går med selvfal. I de tilfellene hvor den mørkeblå linjen ligger under den oransjstiplede i innløpskaret, kan man forvente en økt kapasitet ved fullstrøm.

Helningen for øvre og nedre rørstrekk ble beregnet for en bestemt vinkel (se figur B.1 og B.2 i vedlegg B) og lagt inn i Excel-arket. Etersom helningen på det øverste strekket skulle være hydraulisk slakt, ble det for enkelthetskyld satt konstant lik 4 ‰. Denne helningen oppfylte dette kriteriet. De rørbendene som det var aktuelt å teste i laboratoriet ble valgt ut. Dette var rørbend der vannføringene var antatt brukbare i praksis og trykklkjene ga gevinst for undertrykkstrømning.

For å finne ut hvor mye vannføringskapasiteten kunne øke hvis man hadde samme vannstand for fullstrøm som nødvendig for selvføll, ble likningene (1.1) og (1.9) løst mhp. vannføringen ved en bestemt vannstandshøyde. Slik kunne man få en indikasjon på hvor mye vann som ville kunne gå gjennom ledningen hvis fullstrømlinjen lå på samme nivå som selvføllslinjen i innløpskaret. Dette avhenger dog av ulike forhold, blant annet utstyrsoppsett og røregenskaper.

For å løse likningene mhp. hastigheten i vannstandshøyde ble energilikningen som vist i likning (2.7) benyttet. Da ble høydeforskjellen,  $H$ , først beregnet. Slik kunne likningen løses for hastigheten og man kunne deretter finne vannføringen,  $Q$ , ved kontinuitetslikningen (1.2). Dermed kunne man finne hvor mye vannføringskapasiteten økte i forhold til selvføll ved en gitt vannstandshøyde i innløpskaret.

$$2 * 9.81 * H = \frac{4.91 * 0.000001519^{\frac{1}{4}}}{1.78^2 * 0.035^{1.25}} * v^{1.75} + 0.5v^2 \quad (2.7)$$

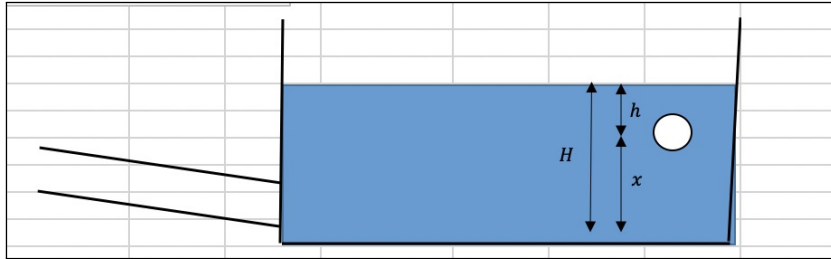
### 2.3.2 Teoretisk beregning av vann- og trykklinjer i avløpsledning; etter labforsøk

Etter at forsøkene på avløpsledningen var utført i lab, ble de målte verdiene for vannføring brukt til å beregne forventet teoretisk kapasitet. I beregningene **før** forsøket ble utført, ble det antatt konstant vannstandshøyde på 5 mm over topp innvendig rør ved utløpet. Gjennom forsøket ble dette ikke tilfellet, da vannstanden varierte i utløpskaret for hver vannføring. Derfor ble det utført nye teoretiske beregninger for å se hva slags innvirkning dette fikk på resultatene for mulighetene for økning i kapasitet ved fullstrøm.

Excel-arket ble derfor videreutviklet slik at man kunne justere vannstanden i utløpet. Det ble også laget Excel-ark med en forventet teoretisk Q-H sammenheng, i form av et plott med vannføring på x-aksen og vannhøyde over bunn utløpsrør på y-aksen. Dette var nødvendig fordi forskjellige vannføringer ga ulike vannstander i utløpet. I disse beregningene ble det antatt at overløpet var tilnærmet dykket hele tiden. Hvis det i tillegg antas blendestrømning gjennom overløpet, kan likningen for blendestrømning (2.8) (Finnemore og Franzini, 2009), brukes for å finne vannstanden i utløpskaret. I likningen er  $C_d$  utløpskoeffisienten for overløpet.

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} = C_d A \sqrt{2g(H - x)} \quad (2.8)$$

Ved å kalle avstanden mellom bunn rør inn utløpskaret og senter overløpshull for  $x$ , og vanddybden over bunn rør for  $H$ , vil  $h$  være vanddybde over sentrum av overløpshullet. En skisse for høydeinndelingen er vist i figur (2.8). Likning (2.8) kan videre løses med hensyn på  $H$  for ulike vannføringer for å finne Q-H sammenhengen.



**Figur 2.8:** Skisse av høydeinndeling i utløpskaret i del 1: Avløpsledning.

Koeffisienten,  $k$ , til  $Q^2$  ble antatt konstant og funnet ved å tilpasse plottet av Q-H kurven til de målte punktene fra lab. Likningen løst m.h.p.  $H$  ble dermed som vist i likning (2.9).

$$H = x + \frac{1}{(C_d A)^2 2g} Q^2 = x + kQ^2 \quad (2.9)$$

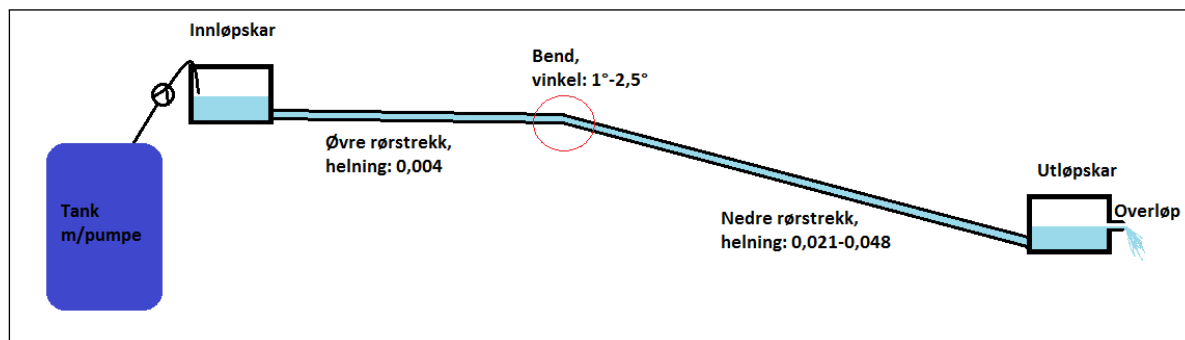
Etter at forventet vannstand i utløpskaret var funnet for forskjellige vannføringer, kunne utløpsvannstanden bestemmes i Excel-arket for modellering av vannlinjene i avløpsledningen. Da kunne man finne forventet vannstand ved innløpskaret for fullstrøm. Disse verdiene kunne videre plottes for å sammenlignes med resultatene fra lab.

De forventede vannstandshøydene ved innløpet for selvføllssituasjonen, ble funnet gjennom simuleringer med dataprogramvaren HY-8. I simuleringene ble riktig vannstandshøyde i utløpskaret ("tailwater data") satt inn for hver vannføring med bakgrunn i Q-H sammenhengen for utløpskaret. Da ga HY-8 vannstanden ved innløpet for forskjellige vannføringer som kunne plottes sammen med kurven for fullstrøm, og de målte punktene fra lab.

### 2.3.3 Modell av avløpsledning i lab

#### Oppsett

Utstyret til forsøket i del 1 ble utformet på bakgrunn av hydrauliske prinsipper. Oppsettet skulle gjøre det mulig å variere vannføring og rørhelning slik at forskjellen på selvføll og fullstrøm kunne undersøkes. Systemet bestod hovedsaklig av innløpskar, to rørstrekk med diameter lik 35 mm og et bend imellom, og utløpskar. Dette er vist i figur 2.9 og 2.10.



**Figur 2.9:** Skisse av oppsettet i del 1: Avløpsledning. Illustrasjon: Veronika Holm.



**Figur 2.10:** Bilde av utstyret til forsøk i del 1: Avløpsledning. Foto: Vilde Ryen.

Før innløpskaret ble det plassert en tank med en pumpe som ble fylt med vann. Dette virket som vanntilførselen til innløpskaret i systemet. Vanntilførsel ble styrt med hageslanger og krantilkoblingen som var koblet på pumpen. Karet ble plassert stabilt på et bord, fordi det øverste røret skulle ha en konstant helning på 4 ‰.

Mellom det øverste røret med lengde 1,89 m og det nederste røret med lengde 3,02 m, var det et justerbart bend. Dette bendet kunne endres fra null til fire grader og vises i figur 2.11. På begge rørstrekkene ble det plassert en Cerebar PM21 trykkmåler på hver sin side av bendet. Trykkmålerene ble plassert på røret for å verifisere at det var undertrykk ved fullstrømningen. Det viste seg imidlertid at disse var for unøyaktig til å kunne brukes. De ble likevel beholdt på for å tette borehullene i røret. Det nederste røret ble koblet til utløpskaret ved hjelp av et fleksibelt feste.



**Figur 2.11:** Bend til forsøk i del 1: Avløpsledning. Foto: Vilde Ryen.

Utløpskaret sto på et løftebord, og slik kunne helningen til det nederste rørstrekket varieres. Det ble satt inn et overløp i karet som skulle sikre konstant vannstand i utløpskaret. Overløpet var en bordgjennomføring som ble plassert slik at røret som kom inn i karet alltid var dykket. Det var også ment for å måle vannføringen gjennom systemet. Vannstrålen fra overløpet gikk ned i murerbaljen, se figur 2.12. Murerbaljen rommet opp til 90 L og ble brukt i vannføringsmålingene.



**Figur 2.12:** Utløp i forsøk i del 1: Avløpsledning. Foto: Vilde Ryen.

### Gjennomføring av måling

Hvert forsøk ble gjennomført med en bestemt vinkel på bendet. Helningen på det nederste rørstrekket ble regulert ved å tilpasse vinkelen på bendet og justere høyden på løftebordet. Høydene ble kontrollert ved hjelp av slangevateret. Innmålingene ble gjort før hvert forsøk slik at systemet hadde den ønskede helningen for hver vinkel som skulle testes.

Vinklene som ble testet var  $1^\circ$ ,  $1,5^\circ$ ,  $2^\circ$  og  $2,5^\circ$ . Fallet på det nederste rørstrekket ble da henholdsvis 21 ‰, 30 ‰, 39 ‰ og 48 ‰. Disse ble testet tre ganger hver gjennom uavhengige forsøk. Etter innmålingen for hver vinkel ble det tilført vann til rørsystemet. Vannføringen kunne måles når vannstanden i innløpskaret hadde stabilisert seg og vannet rant med selvføll. Det var viktig at vannstands nivået i innløpskaret stod høyt nok til at det var mulig å opprettholde en stabil vannstand for fullstrøm med samme vannføring. Med dette menes det at fullstrømmen ikke skulle være effektiv nok til å tømme innløpskaret ned til rørbunnen. Vannføringen ble målt ved å ta tiden det tok å fylle 60 L i murerbaljen.

Etter at vannføringen var funnet ble vannstanden i innløps- og utløpskaret målt. Slik kunne også høydeforskjellen mellom de to vannstandene avleses, men nivået i utløpskaret påvirket i denne situasjonen ikke nivået i innløpskaret. Det kunne observeres et vannstandssprang nederst i det nedre røret, noe som indikerer at vannet går fra overkritisk til underkritisk strømning. Da er det innløpskontroll ved bendet. Det er dette som gjør at nivået i utløpskaret ikke påvirker vannstanden ved innløpet. Måleprosedyren ble gjentatt på samme måte for fullstrømning.

Fullstrømmen ble satt igang ved å fylle røret nedenfra og holde for utløpet nedstrøms. I motsetning til selvfallstrømningen, har vannstanden i utløpskaret noe å si for vannstanden i innløpskaret for fullstrømning. Grunnen er at ved fullstrøm er hele rørstrekket trykksatt og helt fylt med vann.

For å kunne måle kapasitetsøkningen i systemet for hvert enkelt forsøk ble vannstanden i innløpskaret ved selvfall merket av. Denne avmerkingen viste hvor høyt vannstanden måtte stå for fullstrøm. Den nye vannføringen ble justert ved hjelp av krantilkoblingen for å nå samme nivå. Etter at den nye vannføringen hadde stabilisert seg kunne man måle den eksakt. Da kunne man sammenligne vannføringen ved lik vannstand i innløpskaret for selvfall og fullstrøm.

Det ble også gjort tre forsøk ved  $1^\circ$  og  $3^\circ$  (helning 21 ‰ og 56 ‰) for situasjoner som ikke fungerte å måle på. Det var fordi disse situasjonene ble testet for tilførsel av for mye vann og for lite vann til systemet. Ved for lite vann gikk det ikke å opprettholde fullstrøm, fordi systemet begynte å suge luft i innløpet. Var det for mye vann, gikk røret fullt av seg selv. Dermed var ikke kriteriet om at trykklinjen til fullstrøm i bendet lå under kritisk dybde opprettholdt. Hensikten var å lettere kunne se hva som påvirker strømningsforholdene.

## 2.4 Del 2: Avløpsmodell

Del 2 innebærer vannførings- og høydemålinger i labforsøk og modellering, for å studere hevertstrømning i et grensystem med flere tilførselspunkter. Modelleringen gjøres i EPANET og blir kalibrert ut fra målinger gjort i lab. Ved modellering kan man simulere ulike strømmingssituasjoner og studere de hydrauliske forholdene nærmere.

### 2.4.1 Avløpsmodell i lab

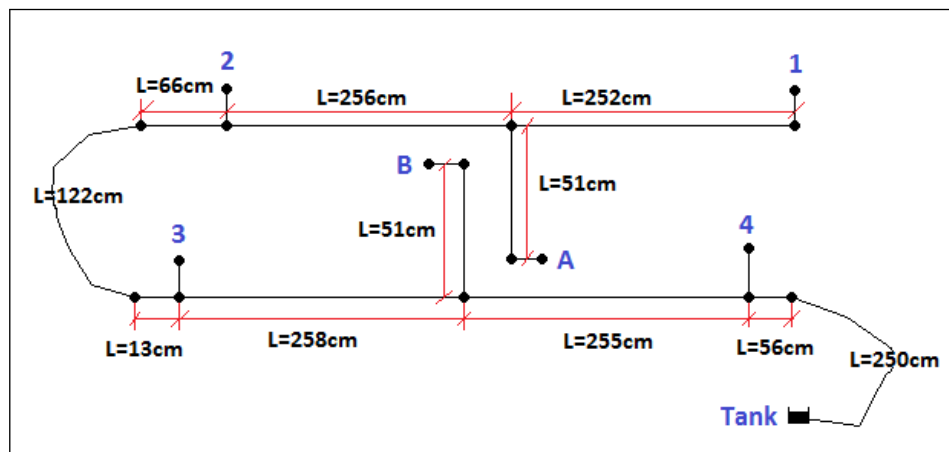
#### Oppsett

Modellen som er brukt i forsøkene ble lagd og satt sammen av Asle Johnsen i Aiwell Water AS. Den er nedskalert ti ganger av et fiktivt fullskala rørsystem (A. Johnsen, personlig kommunikasjon i et møte, 8. januar 2020).

Det nedskalerte systemet består av seks påkoblingspunkter, hvor vann kan bli tilført, se figur 2.13 hvor disse er markert med 1-4 og A-B. I figuren vises rørene og slangene som streker, mens tilkoblingspunktene og kummene representeres ved noder. I mellom nodene for kummene og rørsystemet er det en kort rørbit, slik at tapskoeffisientene til kummene kan legges til systemet. Dette gjelder kun for EPANET-modellen og var nødvendig for å legge inn tapskoeffisienter på riktig sted. Reservoaret symboliserer tanken.



Vanntilførselen kommer fra pumpet vann fra tanken ved hjelp av to 900 W pumper. Der er hver av pumpene koblet på en fireveis krantilkobling. På krantilkoblingene er det satt på fire hageslangebiter, hvor tre går til hver sin kum og en er retur tilbake til tanken. Tanken virker da som både kilde og resipient.



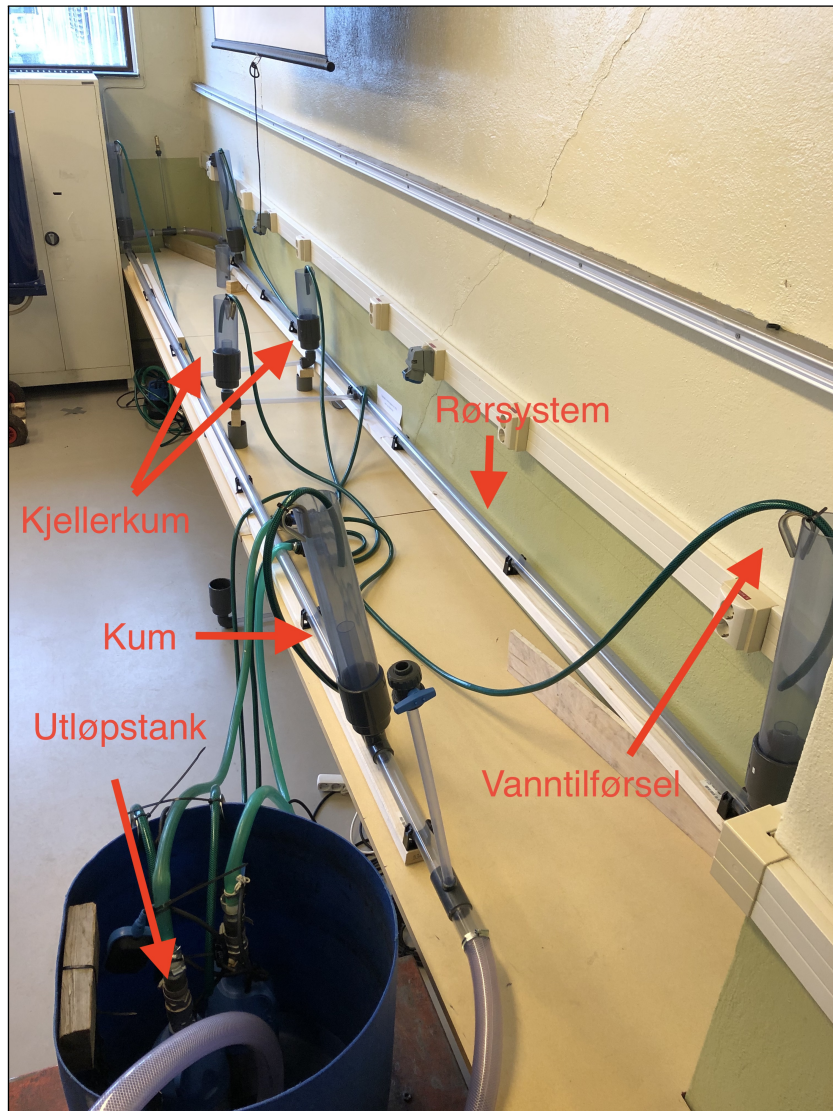
**Figur 2.13:** Oppsett av avløpsmodell fra EPANET. Illustrasjon: Veronika Holm.

Fire av påkoblingspunktene (1-4 i figur 2.13) skal forestille kummer og to av punktene skal forestille vanntilførsel fra kjellere. Kjellerene ble koblet på hovedløpet ( $d = 35$  mm), ved hjelp av T-koblinger. Rørene fra kjellerene har  $d = 16,7$  mm. Kummene og kjellerene i labmodellen består av et  $D = 100$  mm PVC-rør plassert i en overgangsmuffe til et rør med utvendig diameter lik 40 mm. Videre ble de koblet på ledningsnettets ved hjelp av bend og T-rør. Utforming av kummen, i dette tilfellet kjellerkum, er vist i figur 2.14.



**Figur 2.14:** Utforming av kum i labmodell, i dette tilfellet en kjellerkum. Foto: Vilde Ryen.

Hovedstrekket er lagt med gjennomsnittlig én prosent fall, mens kjeller A og B er lagt med henholdsvis tre og fire prosent fall. Utløpet til rørsystemet er dykket i tanken. For å enkelt kunne endre høyden til vannspeilet i tanken, er den plassert på et løftebord. Et oversiktsbilde av kummodellen i lab er vist i figur 2.15.



**Figur 2.15:** Oversiktsbilde av avløpsmodellen i lab. Foto: Vilde Ryen.

### Gjennomføring av måling

Ved å gjøre eksperiment i avløpsmodellen kan man få målinger av vanntilførsel og vannstander. Disse kan brukes til å kalibrere tapskoeffisientene i avløpsmodellen i EPANET. Resten av avløpsmodellen baseres på kjente parametre/egenskaper ved modellen i lab. Dette er parametre som; høyder på kummer, vannstanden i hver enkelt kum (samt tanken), lengder på rør og vanntilførselen i kummene.

Først ble de faste parametrene som skulle brukes i alle rundene med forsøk målt. Det innebar høydene til kummene og lengdene og diametere til rørene. Et slangevater ble

benyttet for å måle høydeparametrene til modellen. Måleresultatene ble notert som vist i figur C.1 og C.2 i vedlegg C.

Før målingene ble vanntanken fylt med vann og pumpene plassert i tanken. Pumpene sørget for tilførsel av vann til kummene i modellen. Videre ble temperaturen på vannet målt med et væsketermometer for å ha kontroll på hvilken innvirkning denne ville ha på viskositeten til vannet.

Vanntilførselen i alle kummene ble styrt fra de to krantilkoblingene. Når rørene i systemet gikk fulle kunne en konstant fullstrøm etableres slik at man kunne begynne på vannstand- og vannføringsmålingene.

Vannstanden i kummene ble målt på samme måte som høydene på kummene, altså ved hjelp av slangevateret. Disse høydene ble registrert i Google Regneark, se figur C.3 t.o.m. C.10 vedlegg C. Høydene ble målt både før og etter vannføringsmålingene, og gjennomsnittet av disse ble brukt i EPANET-modellen.

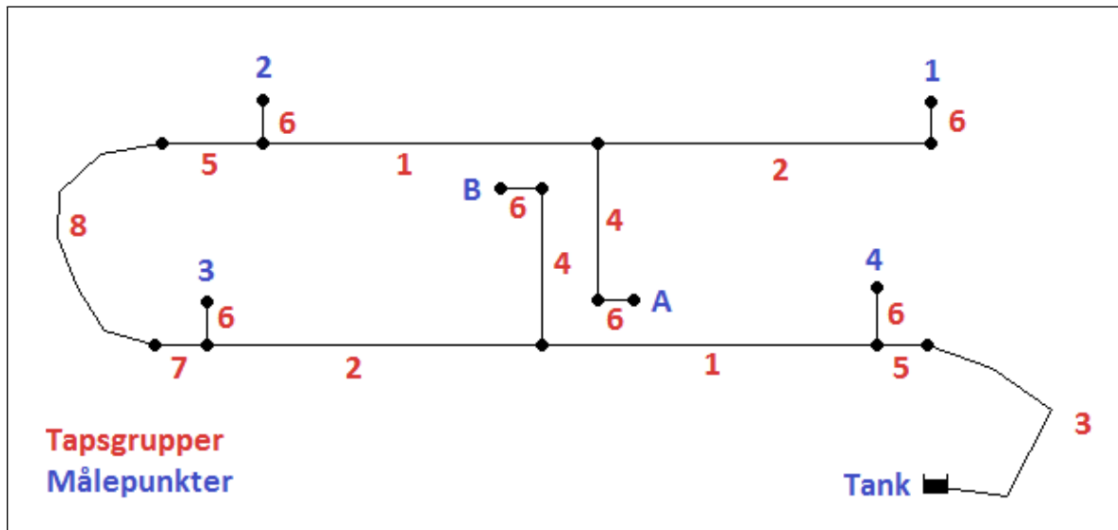
Vanntilførselen ble målt i hver enkelt kum. Dette ble gjort ved å ta tiden på hvor lang tid det tok å fylle opp et visst antall liter av bøtten. Resultatene ble også lagt inn i regnearket. Ved å summere de seks tilførselene får man vannføringen ( $Q$ ) ut av utløpet på systemet til utløpstanken.

### 2.4.2 Kalibrering av tapskoeffisienter for avløpsmodell i EPANET

Kalibreringen av en modell i EPANET ble gjort stegvis. Først ble modellen fra lab lagt inn i EPANET med riktige lengder og diametere. Hver kum ble plassert med de målte høydene. Deretter måtte rørenes ruhet fra friksjonsmålingene legges til systemet. Etter at dette var gjort, kunne modellen brukes som en mal for de ulike målingene som var utført.

For hvert sett med målinger ble de målte vannføringene til hver kum lagt til, samt høyden på vannstanden i utløpstanken. I tillegg ble de registrerte temperaturene på vannet brukt for å sette kinematisk viskositet i de ulike modelleringene. Med alle de nevnte parametrene på plass, kunne man kjøre simuleringer av hvert forsøk for å kalibrere tapskoeffisientene til koblinger og kummer i rørsystemet.

Tilpasningen av tapskoeffisientene ble gjort trinnvis. Ved å bevege seg oppstrøms fra utløpstanken kunne et estimert tap legges til ledningsstrekke mellom delene i rørsystemet. Liknende rørdeler ble antatt å ha samme verdi for tapskoeffisienten. Rørdelene med antatt lik tapskoeffisient er vist i figur 2.16.



**Figur 2.16:** Inndelingsoversikt av rørdeler (tapsgrupper) med antatt lik tapskoeffisient. Illustrasjon: Veronika Holm.

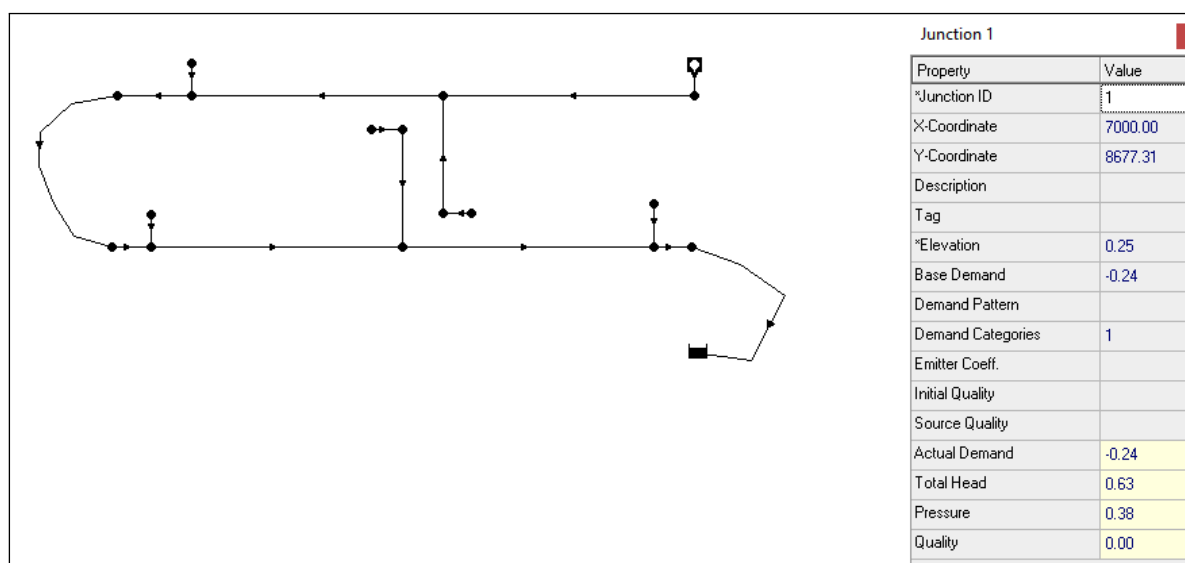
I figur 2.16 representerer tapsgruppe én T-kryss der vannstrømmen går rett igjennom, og en lufteventil. Tapsgruppe to innebærer T-kryss der vannstrømmen går rett igjennom. I gruppe tre skjer tapet ved utløpet til tanken. Tapsgruppe fire består av et T-kryss der vannstrømmen går vinkelrett ut i strømningsretningen. I gruppe fem går røret over til slangedelen i systemet. Slangedelen innebærer rørutvidelser og innsnevring i tillegg til en lufteventil. Alle de seks kummene i tapsgruppe seks representerer tap både ved innsnevring fra kum til rør og bend med T-kryss der vannstrømmen går vinkelrett ut i strømningsretningen i hovedrøret. Kjellerkummene A og B ble tatt med i tapsgruppe seks for enkelthetskyld. De ble antatt å ha samme tapskoeffisient som de andre kummene, selv om kummen er koblet til et 90° bend og ikke et T-kryss der vannet går vinkelrett ut i strømningsretningen i hovedrøret. Tapsgruppe sju består av ett T-kryss der strømmingen går rett gjennom røret. I gruppe åtte er det et tap grunnet rørinnsnevring.

Justeringen av tapskoeffisientene foregikk i Google Regneark (se D.1 t.o.m. D.5 i vedlegg D) parallelt med simuleringer i EPANET. Hvert ledningstrekk fikk en antatt verdi for tapskoeffisienten. Så ble dette kjørt i EPANET. Beregnet nivå for trykklinjen, "total head", i hver kum representerer vannstanden i kummen etter simulering. Differansen mellom den målte vannstanden og den simulerte vannstanden i hver kum, dannet grunnlaget for å vurdere hvor godt tapskoeffisientene stemte.

Hver kalibrering ble først gjort for hvert sett med målinger fra lab. Slik fikk kummene og hvert rørstrekk egne tapskoeffisienter. Deretter ble snittet for verdiene til hvert rørstrekk og kummene regnet ut. Videre ble alle målingene simulert på nytt med snittverdiene til tapskoeffisientene. Dette ble så gjentatt for snittverdiene av de fem målingene med høyest vannføring og deretter for snittverdiene av de tre målingene med høyest vannføring.

Grunnen til at dette ble gjentatt var fordi målingene med høyest vannføring hadde størst innvirkning på resultatet. Kalibrerte tapskoeffisienter fra de tre målingene med høyest vannføring ble valgt som de endelige tapskoeffisientene på grunn av best resultat og er vist i tabell 3.8.

Modellens funksjon kunne vurderes etter at tapskoeffisientene var bestemt. Tapskoeffisientene som ble valgt på bakgrunn av de tre målingene med høyest vannføring ble testet på alle de åtte måleseriene. Sammenhengen mellom vannføringen i systemet og forskjellen i vannstand mellom øverste kum og utløpstank, danner sammenligningsgrunnlaget for målte verdier i lab og simulerte verdier. I figur 2.17 vises et skjermbilde av avlesning av "total head" i øverste kum etter en simulering.



**Figur 2.17:** Skjermbilde av simulering i EPANET med avlesning av vannstandshøyden ("total head") i kum en.

For å sammenligne resultatene fra simulerte verdier og målte verdier, ble Q-H (vannføringshøydeforskjell) sammenhengen plottet i et punktdiagram. Når høydeforskjellen for den simulerte modellen var mest mulig lik den målte høydeforskjellen i lab, indikerte det at EPANET-modellen var godt kalibrert.

Målingene fra lab ble gjort med tilfeldige vannstander i kummene. I virkeligheten vil kummenes høyde være en begrensende faktor for hvor mye vann som kan tilføres. Hvis det tilføres for mye vann vil kummen flomme over. Derfor ble det gjort en simulering av labmålingene i EPANET der vanntilførslene ble justert slik at vannstanden i hver enkelt kum akkurat ikke oversteg toppen av kummen. Formålet med denne simuleringen var å få en Q-H sammenheng som passer med kummers dimensjoner.

Toppen av kummene nr. 1-4 ble bestemt til å være 20 cm fra bunn kum. Dette vil i virkeligheten tilsvare 2 m. For kummene A og B som tilsvare kjellere ble toppen bestemt til å være 10 cm høy. Dette vil svare til 1 m i virkeligheten.

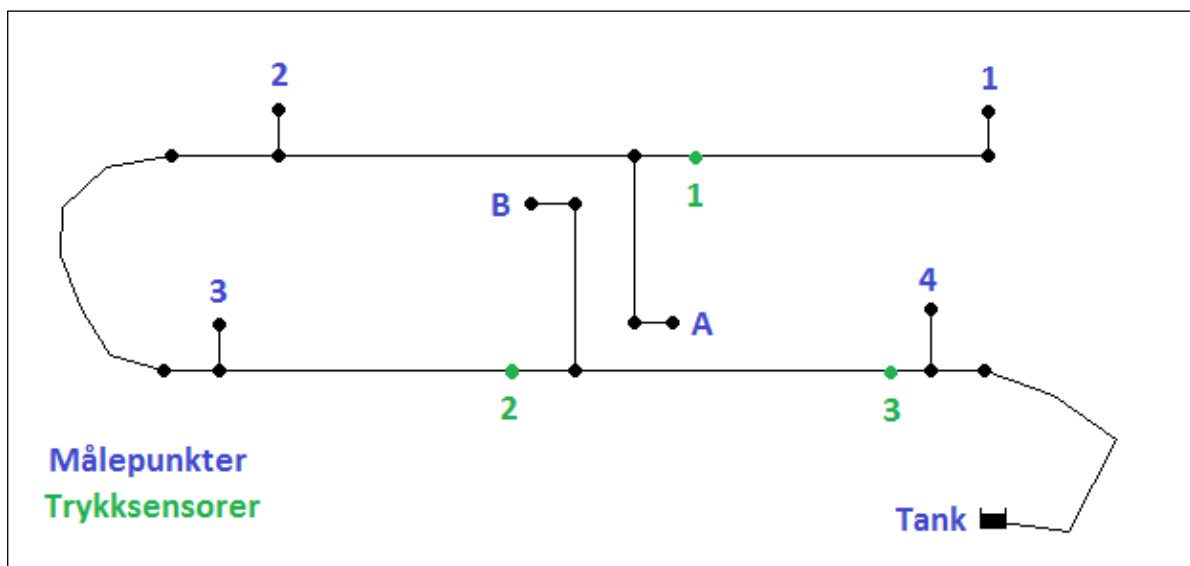
Før undersøkelsen om hvor mye vann som kunne tilføres kummene med de satte begrensningene, ble det sett om det ville "renne over" i kummen selv om det ikke ble tilført vann. Dersom det i utgangspunktet "rant over", skyldtes dette statisk trykk fordi vannstanden i utløpstanken lå over hhv. 10 cm eller 20 cm over bunn kum. Undersøkelsen ble gjort ved å sette "total head" lik vannstanden i tanken. Hvis "total head" da var høyere enn 0,2 m i kummene eller 0,1 m i kjellerkummene, ville det ha "flommet over" selv om vann ikke ble tilført, pga. det statiske trykket.

Dette viste seg å gjelde for fire av seks kummer i målingsett én. Derfor ble denne målingen ikke tatt med i simuleringen. Dette gjaldt også for kjellerkum B i målingsett to og tre. Derfor ble ikke kum B tatt hensyn til ved simuleringene av måling to og tre. Det var ikke mulig å få til simuleringer med lav nok "total head", altså under 10 cm, for de to målingene.

For å finne frem til maksimal vannføring i systemet, måtte den begrensende kummen identifiseres. I simuleringen ble vanntilførselen i hver kum fra labmålingene skalert ned med samme faktor. Dette vises i figur E.1, E.2 og E.3 i vedlegg E.

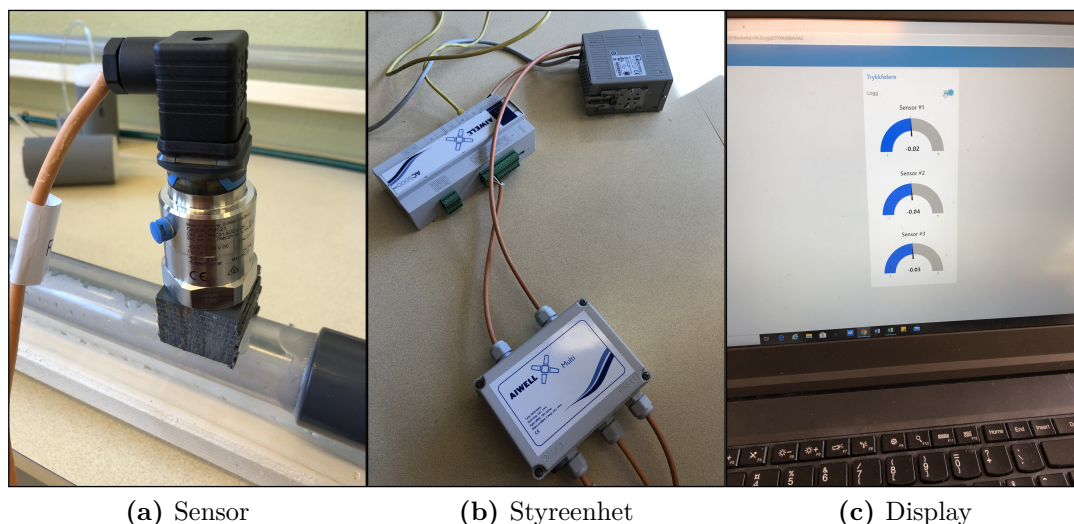
### 2.4.3 Trykkmåling i avløpsmodellen

Et trykkmålerapparat med tre sensorer skulle gjøre det mulig å undersøke om det hadde vært undertrykk i systemet ved tilfellene av fullstrøm. De tre trykkmålerene ble plassert på hovedstammen i avløpsmodellen. Sensor nr. én ble festet oppstrøms påkoblingen til kjeller A, nr. to ble satt oppstrøms påkoblingen til kjeller B og sensor nr. tre ble plassert oppstrøms kum fire. Oppsettet er vist i figur 2.18.



Figur 2.18: Oversikt over trykkmålerplasseringen. Illustrasjon: Veronika Holm

Trykkmålerutstyret logger målinger opptil ti ganger per sekund, og har en nøyaktighet ned til 30 mBar (30,6 cmH<sub>2</sub>O). Styreenheten er av typen Aiwell Controll 5000 og vises i figur 2.19 (b). Trykksensorene heter Cerabar PMC21 og er kalibrert av produsenten til å tilsvare 0 til 2 Bar, logget av applikasjonen som en skala fra -1 til 1 Bar (R. Georgsen, stipendiat ved Universitetet i Sørøst-Norge, personlig kommunikasjon, 11. mars 2020). Disse er vist i figur 2.19 (a). Trykket som måles i hver sensor vises gjennom tilkobling til en PC. Applikasjonens display med trykkmålingene vises i figur 2.19 (c).



**Figur 2.19:** Utstyr og oppsett for trykkmåling. Foto: Vilde Ryen.

Hensikten med trykkmålerapparatet var å undersøke om det oppstod undertrykk ved tilfeller der rørsystemet gikk fullt. For å få til en slik situasjon, ble utløpstanken plassert lavest mulig. Slik kunne vannstanden i tanken senkes til et lavt nivå for at høydeforskjellen mellom denne og vannstanden i kum en ble størst mulig.

Selv om systemet ble kjørt med fulle rør, var det vanskelig å avgjøre om det var i hevertmodus eller ikke. Det kunne like gjerne være overtrykk, som undertrykk. For simulering i EPANET vil ikke dette ha betydning, da forskjellig trykkstrømning behandles likt av programvaren.

Dersom det er undertrykk, kan det vise seg ved at luft suges inn i kummene. Dette trenger nødvendigvis ikke alltid å være tilfellet. Det kan forekomme undertrykk i systemet selv om det står vann i kummen. Vannstanden i kummen skyldes at det forekommer et tap mellom kummen og hovedledningen.

Forsøket ble utført på samme måte som beskrevet i delkapittelet 2.3.1 "Avløpsmodell i lab" og resultatene ble notert i Google Regneark (se figur F.1 i vedlegg F). Underveis i målingen ble trykket logget. De målte vannføringene og vannstanden i utløpstanken ble lagt inn i den kalibrerte avløpsmodellen i EPANET. Ved å simulere situasjonen

i EPANET kunne man sammenligne de loggførte trykkmålingene fra forsøket og det simulerte trykket programvaren ga.

#### 2.4.4 Simulering av fullskala avløpsmodell i EPANET

Testmodellen var med små dimensjoner, så det kunne være interessant å se hvordan systemet ville fungert som en fullskala modell i EPANET. Modellen var nedskalert ti ganger fra en tenkt fullskala modell. Derfor ble alle rør, både diametre og lengder, samt høydene multiplisert med en faktor på ti i EPANET-modellen. Slik fikk man en tilsvarende modell med reelle dimensjoner.

Etter at rørdelene var oppjustert ble singulærtapskoeffisientene til rørsystemet bestemt. Disse ble endret fordi modellen skulle være mest mulig lik realiteten. Koeffisientene for singulærtapene ble lagt til de ulike rørdelene med samme inndeling av tapsgrupper som vist i figur 2.16. I fullskalamodellen ble lufterventiler og rørinnsnevninger ikke lagt til, ettersom disse rørdelene ikke ville forekommet i et reelt fullskala system. Tapskoeffisientene for påkoblinger og rørbend i modellen ble funnet fra litteraturverdier (Ødegaard, 2014). Tapskoeffisientene for tapsgruppene i systemet er vist i tabell 2.1.

**Tabell 2.1:** Oversikt over tapskoeffisienter i de ulike rørstrekkene for oppskalert modell. Tapskoeffisientene er lagt til i rørene oppstrøms der tapene skjer.

Tapsgruppe	Tapskoeffisient
1	0,20
2	0,20
3	1,00
4	1,00
5	0,00
6	1,78
7	0,20
8	0,00

I tabell 2.1 ser man at tapsgruppe én har en tapskoeffisient på 0,20. Denne tapsgruppen består av et T-kryss der vannstrømmen går rett igjennom. Dette gjelder også for tapsgruppe to og sju. Verdien ble bestemt ut fra lignende rørdel i tabell 3.3 i Ødegaard (2014). For tapet til utløp i basseng i gruppe tre ble verdien satt til 1,0. I gruppe nr. fire er tapet hentet fra tabellverdien for T-kryss der strømmingen går vinkelrett ut på hovedrøret. Denne verdien er 1,0.

Alle kummene i tapsgruppe seks fikk verdien for tapskoeffisienten lik 1,78. Der består tapet av et T-kryss der strømmingen går vinkelrett ut på hovedrøret, og innsnevring fra kum- til rørdiameter. Dermed blir tapskoeffisienten lik  $1,0 + 0,78$ . Tallet 0,78 er hentet fra en interpolering av tapsverdien for rørinnsnevring med forholdet  $d/D = 0,25$  som gir tapskoeffisient 0,9 og forholdet  $d/D=0,5$  som gir tapskoeffisient 0,6. I dette tilfellet



er forholdet  $d/D = 35/100 = 0,35$ . Etersom luftereventilene og slangene ikke tas med i den oppskalerte modellen, vil tapene for gruppe fem og åtte være null.

Rørruheten ble i likhet med singularertapskoeffisientene bestemt ut fra litteraturverdier. I Ødegaard (2014) er det beskrevet at ofte brukte ruheter i plastrør ligger på 0,1-0,4 mm. Derfor ble en middelværdi valgt, og rørruheten ble satt til 0,25 mm.

De simulerte vannføringene fra lab med kumbegrensninger var utgangspunktet for vannføringene som ble tilført i den oppskalerte modellen. Disse ble justert opp til å bli 100 ganger så store, og videre tilpasset hver måling ut i fra begrensende kumhøyde. De begrensende kumhøydene var 1 m i kjellerkummene A og B og 2 m i kummene én til fire. De simulerte vannføringene og tilhørende resultatene for høydeforskjell mellom kum én og tanken ble gjort i Google Regnearket som vist i figur G.1, G.2 og G.3 i vedlegg G.

I likhet med den simulerte modellen for målingene i lab, kunne ikke måling nummer én simuleres for den oppskalerte modellen. Det skyldtes den samme grunnen at vannstanden i kummene sto for høyt i forhold til de begrensede kumhøydene på én og to meter.

### 2.4.5 Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET

Den kalibrerte EPANET-modellen kan utnyttes til å undersøke hvordan kapasiteten øker når vannstanden i utløpskaret senkes i simulerte situasjoner. Da får man utstrakt undertrykk i systemet gjennom heverteffekten. Dette scenarioet ble gjort for avløpsmodellen og den oppskalerte avløpsmodellen.

Ved simulering i modellene ble det tatt utgangspunkt i vanntilførselsfordelingen fra labmåling nr. fem i avløpsmodellen (måling nr. fem er ulike for de to modellene). Det var for å få en fornuftig vannmengde i systemene. Det ble fylt på 0,05 l/s i kjellerkum A i avløpsmodellen, og 6,7 l/s i den oppskalerte avløpsmodellen, fordi denne kummen hadde 0,00 l/s i labforsøket.

Utløpstanken ble senket gradvis nedover. Tanken i avløpsmodellen ble først plassert 0,05 m over nullnivå. Deretter ble det videre simulert trykkforhold for vannstanden i utløpstanken på nivåene 0,00 m, -0,10 m, -0,15 m og -0,20 m. Vannstanden i utløpstanken i den oppskalerte modellen ble gradvis senket nedover fra 2,0 m, og deretter simulert for 1,5 m, 1,0 m og 0,5 m. Slik kunne man se hvordan trykkutbredelsen i systemet utviklet seg fra overtrykk til undertrykk i hele systemet.

### 2.4.6 Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET

Gjennom EPANET kunne den kalibrerte avløpsmodellen brukes til å predikere vannføringsøkningen for en gradvis senkning av utløpskaret. Ved å plote punkter for høydeforskjell mot vannføring, kunne en estimert trend for økningen i kapasitet ved fullstrøm anslås.

Ved å ta utgangspunkt i samme situasjon som for avløpsmodellen i delkapittelet 2.3.5, ”Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET”, kunne utløpstanken gradvis senkes med de samme stegene. Dette innebar å justere vanntilførselen i hver kum slik at ”total head” var konstant for hvert nivå utløpstanken hadde. Først ble ”total head” da utløpstanken hadde nivået 0,05 m notert. Deretter ble tanken senket til nivåene 0,00 m, -0,10 m, -0,15 m og -0,20 m. Ved alle disse høydene ble den nye vannføringen funnet og notert ned. Dette var for å kunne sammenlikne vannføringen med høydeforskjellen i vannivåene i den øverste kummen og tanken.

# 3. Resultater

## 3.1 Resultater fra friksjonsmålinger

Målingene av friksjonsfaktorene for røret vises i tabell 3.1. Hastighetene på vannføringene i hver måling ble variert og målt til å være mellom 0,3 m/s og 0,74 m/s. Høyere vannhastigheter ga større tap. For en hastighet på 0,3 m/s var tapet 1,2 cm, mens det var 5,3 cm for en hastighet på 0,74 m/s.

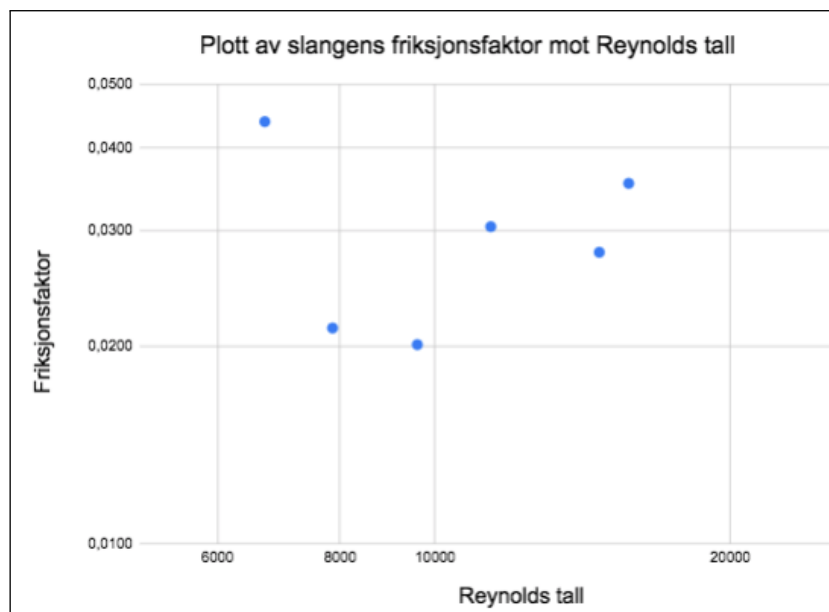
Friksjonsfaktoren varierer mellom 0,0219 og 0,0402 for de ulike vannføringene. Den ble beregnet til å være 0,0266 i måling én der hastigheten var 0,36 m/s. I måling åtte var hastigheten 0,45 m/s og friksjonsfaktoren var 0,0402. Friksjonsfaktoren avhenger av vannføringen, men kunne sammen med Reynolds tall, brukes til å finne absolutt ruhet for rør og slange. Reynolds tall ble beregnet til å ligge på mellom 6843 og 17106 for de respektive vannføringene i tabell 3.1.

**Tabell 3.1:** Resultater for friksjonsmålingene på røret i modellen med hastighet, kinematisk viskositet, tap, friksjonsfaktor, Reynolds tall og absolutt ruhet.

Forsøk	v [m/s]	$\nu$ [m <sup>2</sup> /s]	$h_f$ [m]	f	Re	$k_s$ [m]
1	0,36	$1,39 \cdot 10^{-6}$	0,015	0,0266403	9025	-0,0001088
2	0,40	$1,39 \cdot 10^{-6}$	0,023	0,0328342	10066	0,0000472
3	0,55	$1,43 \cdot 10^{-6}$	0,046	0,0350685	13389	0,0001472
4	0,37	$1,47 \cdot 10^{-6}$	0,022	0,0364243	8838	0,0001181
5	0,30	$1,519 \cdot 10^{-6}$	0,012	0,0310434	6843	-0,0000815
6	0,69	$1,519 \cdot 10^{-6}$	0,047	0,0223323	15966	-0,0000778
7	0,74	$1,519 \cdot 10^{-6}$	0,053	0,0219374	17106	-0,0000738
8	0,45	$1,519 \cdot 10^{-6}$	0,036	0,0402171	10413	0,0002603
<b>Snitt:</b>						<b>0,000029</b>
<b>Standardavvik:</b>						<b>0,000127</b>

Resultatene for Reynolds tall og friksjonsfaktorene ga verdier for absolutt ruhet i hver av målingene. Et plott av friksjonsfaktorene mot Reynolds tall for røret vises i figur 3.1. Den absolutte ruheten ligger på verdier mellom  $-1,088 \cdot 10^{-4}$  m og  $2,603 \cdot 10^{-4}$  m. Gjennomsnittsverdien for den absolutte ruheten ble beregnet til å være  $2,9 \cdot 10^{-5}$  m for





Figur 3.2: Reynolds tall plottet mot friksjonsfaktoren for slangen.

## 3.2 Resultater fra del 1: Avløpsledning

### 3.2.1 Resultater fra vannlinjeberegninger

Resultatet fra vannlinjeberegningene før lab i del 1 indikerte at bendvikler mellom rørstrekene på  $1^\circ$ ,  $1,5^\circ$ ,  $2^\circ$  og  $2,5^\circ$  kunne testes. Eksempelvis ble det ved en bendvinkel på  $1^\circ$  og vannføring på 0,5 l/s en vannstand i innløpskaret på 0,105 m for fullstrøm og 0,125 m for selvfall. Referansenivået for vannstandshøydene er ved bunn rør i utløpet, se figur 2.7. Høydeforskjellen mellom vannstaden i innløpskaret og vannstanden i utløpskaret var ved fullstrøm 0,085 m. Dersom vannstanden for fullstrøm settes lik vannstanden for selvfall i innløpskaret, vil kapasiteten ved fullstrøm teoretisk øke med 16,2 %. Resultatene for de ulike bendvinklene er vist i tabell 3.3.

**Tabell 3.3:** Oversikt over teoretisk kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder. Her er vannstanden for fullstrøm satt lik vannstanden for selvfall ( $H_{full.} = H_{selv.}$ ).

Bend	$H_{full.} = H_{selv.}$ [m]	$\Delta H_{full.}$ [m]	$Q_{selv.}$ [l/s]	$Q_{full.}$ [l/s]	Økning $Q_{full.}$ [%]
$1^\circ$	0,125	0,085	0,50	0,58	16,2
$1,5^\circ$	0,165	0,125	0,60	0,72	20,2
$2^\circ$	0,206	0,166	0,70	0,85	20,9
$2,5^\circ$	0,219	0,179	0,60	0,88	47,2

### 3.2.2 Resultater fra målinger i lab

Resultatene fra forsøk i lab viste at høyden i innløpskaret var høyere for selvfall enn ved fullstrøm for samme vannføring. I tabell 3.4 vises vannstandene i innløpskaret og

utløpskaret for selvfall og fullstrøm ved de bestemte vannføringene. Trenden for selvfallsmålingene er at for høyere vannstander i innløpskaret øker vannføringen.

**Tabell 3.4:** Gjennomsnittsverdier for vannstandshøyder ved ulike bend ved innløp og utløp, fra forsøk i lab. Referansestreken er ved bunn rør i innløpskaret.

Bend	Q [l/s]	H <sub>innløp, selv.</sub> [m]	H <sub>innløp, full.</sub> [m]	H <sub>utløp, selv.</sub> [m]	H <sub>utløp, full.</sub> [m]
1°	0,50	0,120	0,081	0,012	0,012
1,5°	0,62	0,134	0,099	-0,004	-0,003
2°	0,70	0,139	0,097	-0,026	-0,026
2,5°	0,63	0,126	0,054	-0,061	-0,062

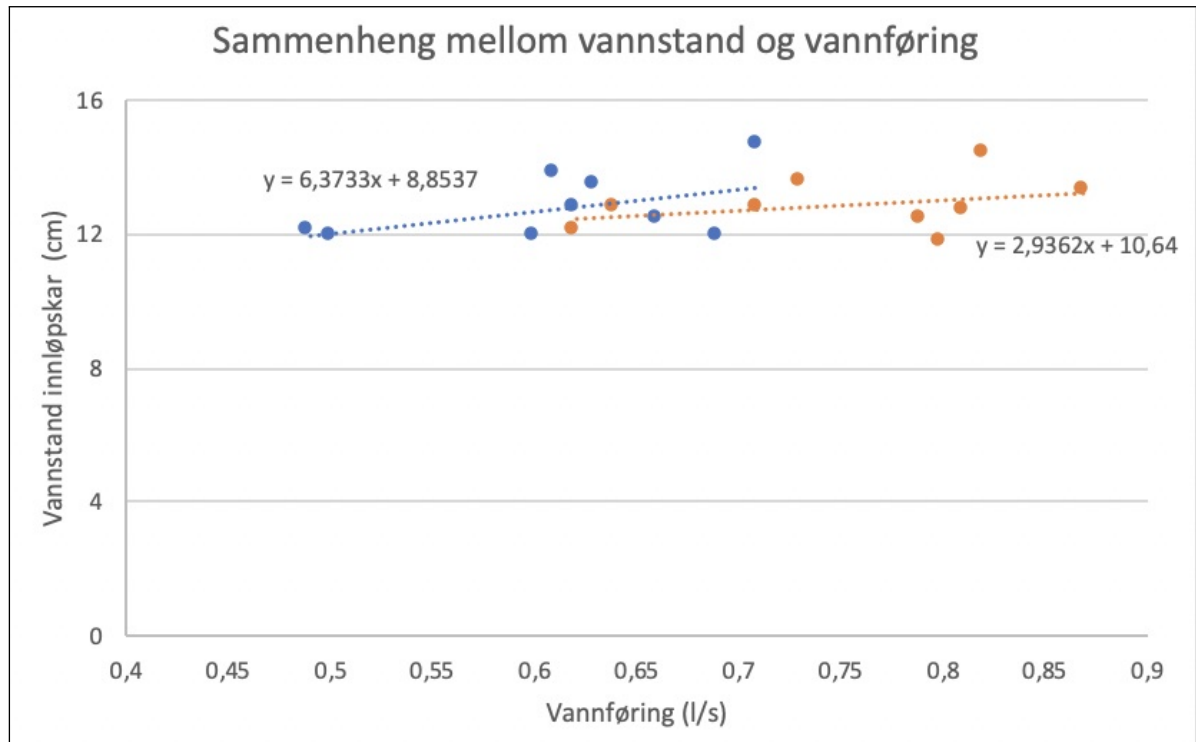
I figur H.4 i vedlegg H ser man at vannstanden for selvfall ligger mellom 2,6 cm og 8,4 cm høyere enn for fullstrøm for en bestemt vannføring. De gjennomsnittlige måleresultatene er vist i tabell 3.5 og labmålingene er i tabell 3.6 (også vist i figur H.2 og H.1 i vedlegg H). Den gjennomsnittlige vannføringen,  $Q$ , ved fullstrøm er mellom 0,11 l/s og 0,2 l/s større enn for selvfall ved samme vannstand i innløpskaret. Figur 3.3 illustrer sammenhengen ved omtrentlig lik vannstand i innløpskaret tydeligere. Der ser man at den oransje grafen for fullstrøm ligger til høyre for den blå selvfallsgrafene, slik at vannføringen er større ved fullstrøm, med samme vannstand i innløpskaret som selvfall (se figur H.3 i vedlegg H).

**Tabell 3.5:** Gjennomsnittsverdier for kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder fra forsøk i lab.

Bend	$\Delta H_{\text{full. ved } H = H_{\text{selv.}}}$ [m]	Q <sub>selv.</sub> [l/s]	Q <sub>full.</sub> [l/s]	Økning Q <sub>full.</sub> [%]
1°	0,105	0,49	0,63	28,6
1,5°	0,126	0,61	0,72	18,0
2°	0,162	0,70	0,81	15,7
2,5°	0,163	0,63	0,83	31,7

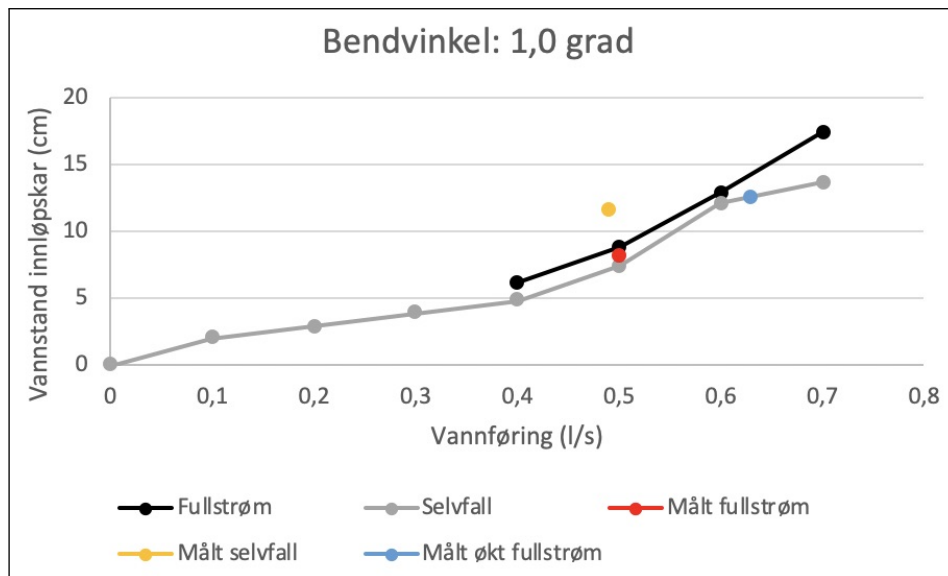
**Tabell 3.6:** Labresultater for kapasitetsøkning ved ulike bend og vannstandshøyder fra forsøk i lab.

Bend	Q <sub>selv.</sub> [l/s]	$\Delta H_{\text{full. ved } H = H_{\text{selv.}}}$ [m]	Q <sub>full.</sub> [l/s]	Økning Q <sub>full.</sub> [%]
1°	0,48	Ikke målt	Ikke målt	Ikke målt
1°	0,49	0,11	0,64	30,6
1°	0,50	0,10	0,62	24,0
1,5°	0,60	Ikke målt	Ikke målt	Ikke målt
1,5°	0,61	0,13	0,73	19,7
1,5°	0,62	0,12	0,71	14,5
2°	0,70	Ikke målt	Ikke målt	Ikke målt
2°	0,71	0,17	0,82	15,5
2°	0,69	0,16	0,79	14,5
2,5°	0,63	0,18	0,87	38,1
2,5°	0,66	0,16	0,81	22,7
2,5°	0,60	0,15	0,80	33,3

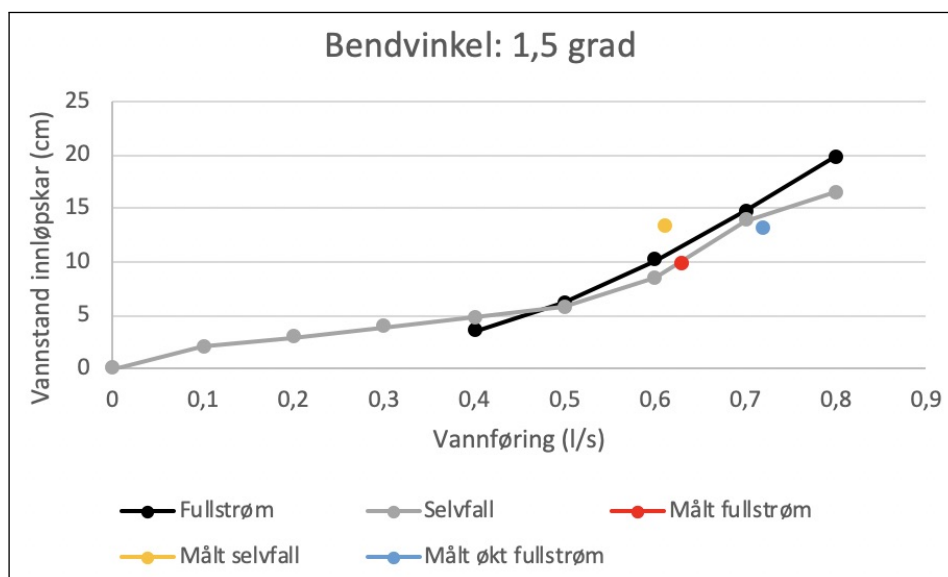


**Figur 3.3:** Sammenheng mellom vannstand i innløpskar og vannføring fra labresultater, del 1: Avløpsledning.

Ettersom vannstanden i utløpskaret varierte under labforsøkene, ble det foretatt nye teoretiske beregninger etter lab som tok hensyn til dette. Disse resultatene er sammenlignet med labmålingene i figur 3.4 t.o.m. figur 3.7. Disse figurene viser en kurve for teoretiske verdier for selvføll og en for fullstrøm. I tillegg er gjennomsnittsverdiene fra de målte verdiene plottet.

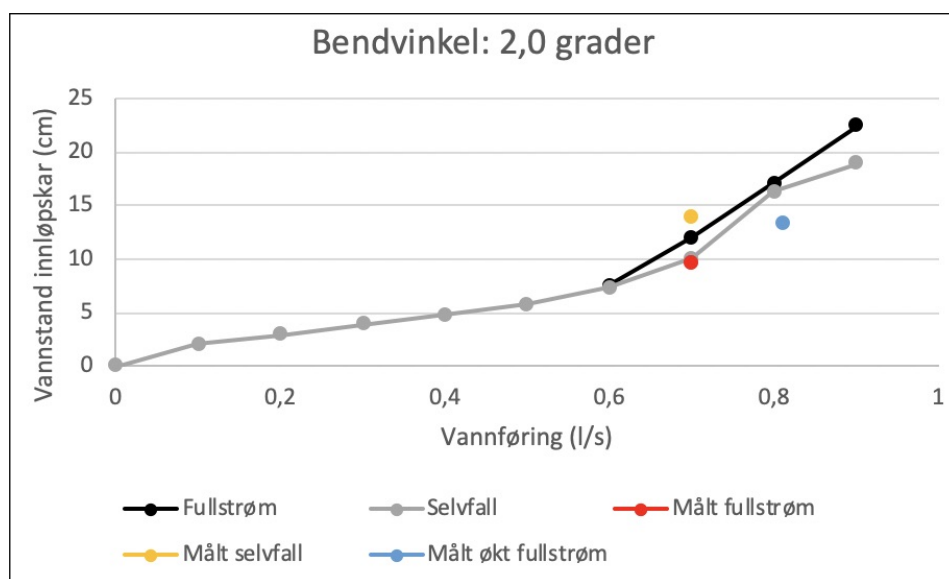


**Figur 3.4:** Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel  $1^\circ$ , del 1: Avløpsledning.

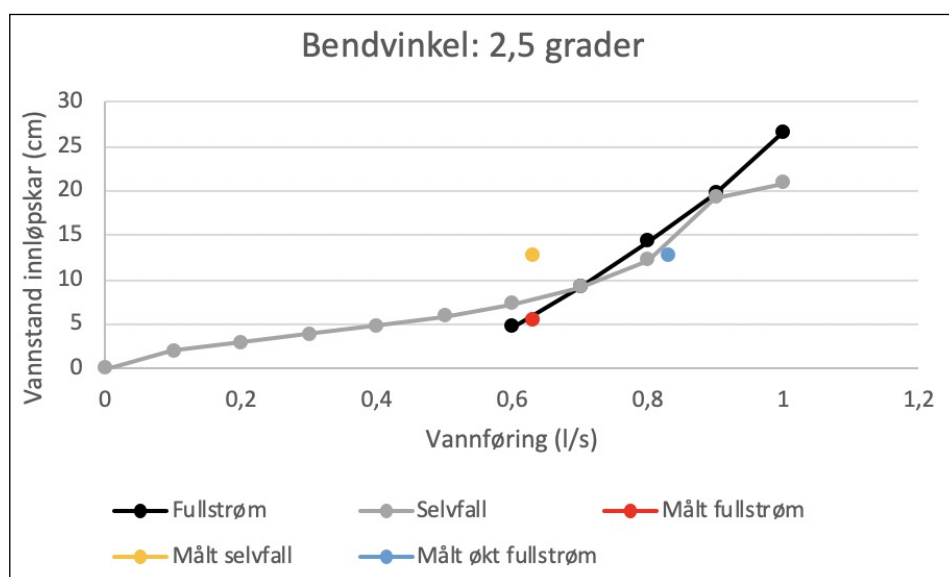


**Figur 3.5:** Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel  $1,5^\circ$ , del 1: Avløpsledning.





**Figur 3.6:** Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel 2°, del 1: Avløpsledning.



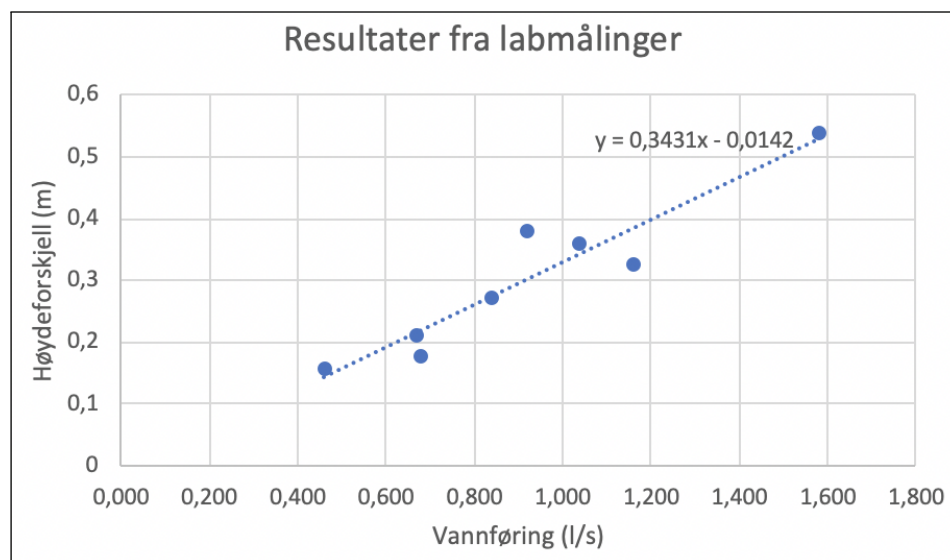
**Figur 3.7:** Plott av måleresultater sammenlignet med teoretisk beregning for bendvinkel 2,5°, del 1: Avløpsledning.

I forsøkene der det ikke var mulig å gjøre målinger, skyldtes det tre ulike forhold. Ved bendvinkel på  $1^\circ$  var situasjonen at røret enten gikk naturlig fullt, eller at stabil fullstrøm ikke kunne dannes. Ved  $3^\circ$  var situasjonen at fullstrøm ikke kunne opprettholdes ved samme vannføring som ved selvføll fordi vannstanden i innløpskaret ble for lav. Da begynte systemet og suge luft, slik at det kontinuerlig svitsjet mellom fullstrøm og selvføll.

### 3.3 Resultater fra del 2: Avløpsmodell

#### 3.3.1 Resultater fra målinger i lab

Resultatene fra vannføringsmålingene på avløpsmodellen er vist i figur 3.8. Trenden i resultatene viser at vannføringen øker for større differanse mellom vannstanden i kum én og tanken. Trendlinjen i diagrammet har likningen  $y = 0,3431x - 0,0142$ . Det betyr at høydeforskjellen øker med 34 cm når vannføringen stiger med 1 l/s.



**Figur 3.8:** Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum én og vannstanden i utløpstanken fra labmålingene.

Generelt ble det tilført mest vann til kum nr. én og fire i forsøksseriene. I disse kumme- ne var det størst behov for etterfylling. Den gjennomsnittlige helningen til trykklinjen kalles for hydraulisk gradient. Den hydrauliske gradienten fra vannstanden i kum én og vannstanden i tanken, er vist i tabell 3.7. Den har størst helning for de målingene der vannstanden i utløpstanken er lavest.

**Tabell 3.7:** Den hydrauliske gradienten fra vannstanden i kum én og vannstanden i tanken for målingene gjort i lab.

Måling	Hydraulisk gradient
1	0,0101
2	0,0115
3	0,0137
4	0,0351
5	0,0234
6	0,0177
7	0,0248
8	0,0213

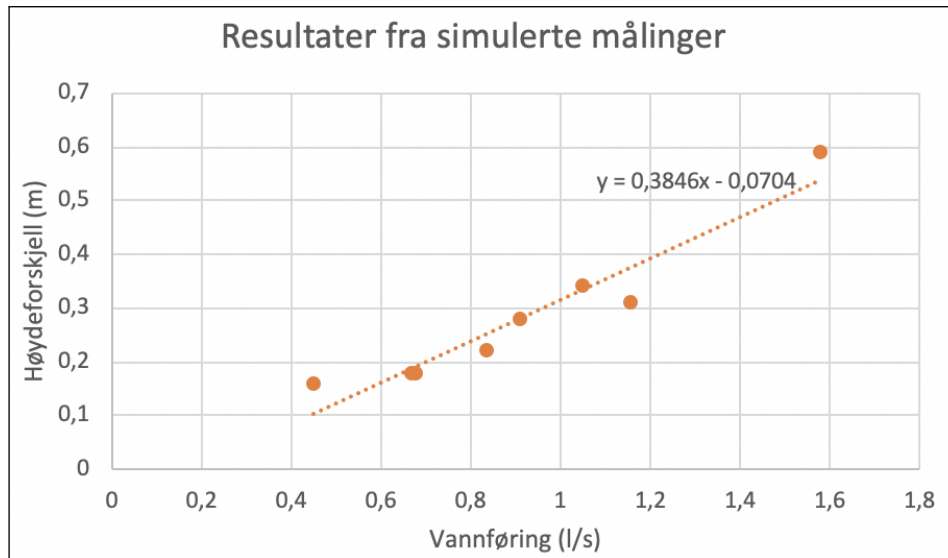
### 3.3.2 Resultater fra modellering i EPANET

Tapskoeffisientene for tapsgruppene i avløpsmodellen som ble funnet ved kalibrering i EPANET og Google Regneark er vist i tabell 3.8. For kummene i tapsgruppe seks ble tapskoeffisienten satt til å være 1,67, mens de andre koeffisientene i systemet ellers ligger under 1,0. Hver tapskoeffisient for de ulike rørstrekene representerer tapet som skjer i rørdelen nedstrøms. Den minste koeffisienten var 0,12 og den største var 0,83 foruten kumkoeffisientene.

**Tabell 3.8:** Oversikt over tapskoeffisienter i de ulike rørstrekene. Tapskoeffisientene er lagt til i rørene oppstrøms der tapene skjer.

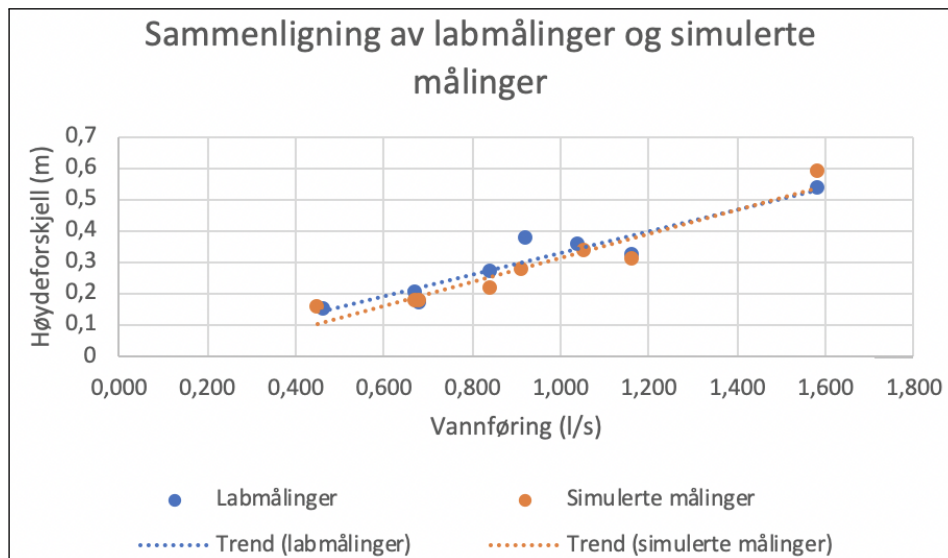
Tapsgruppe	Tapskoeffisient
1	0,13
2	0,08
3	0,67
4	0,13
5	0,83
6	1,67
7	0,12
8	0,17

Resultatene fra de simulerte målingene er plottet i figur 3.9. Trendlinjen for resultatene har likningen  $y = 0,3846x - 0,0704$ , altså vil høydeforskjellen øke med 38 cm for en økning i vannføring på 1 l/s. Da vil en økende vannføring gi økt høydeforskjell mellom vannstanden i kum én og vannstanden i utslippstanken. En vannføring på 0,45 l/s ga en høydeforskjell på 16 cm. Den største vannføringen på 1,58 l/s førte til en simulert høydeforskjell på 59 cm.



**Figur 3.9:** Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum èn og vannstanden i utløpstanken fra simulering av labmålingene i EPANET.

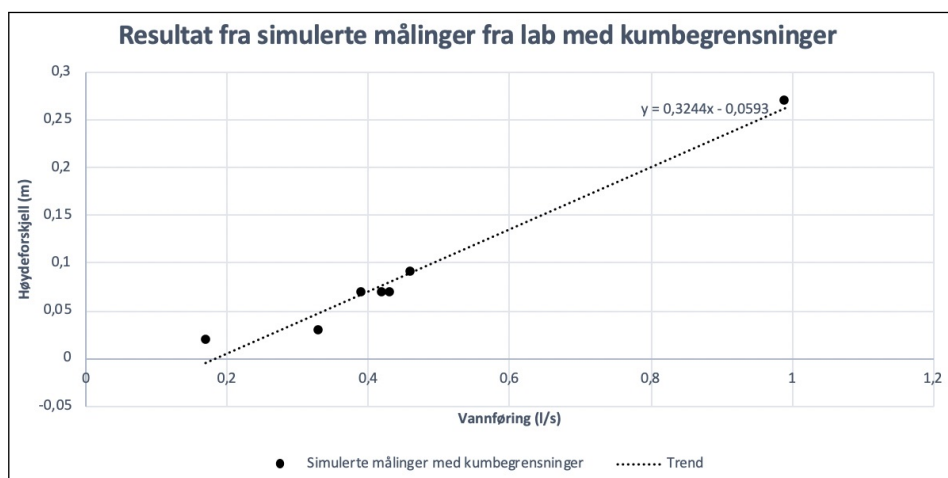
Figur 3.10 viser plottet fra målingene i lab og de simulerte målingene mot hverandre. De simulerte målingene vises med oransje, mens labresultatene vises med blått. Simuleringene i EPANET ga ikke undertrykk i noen av tilkoblingspunktene i modellen, men et overtrykk. Det ble ikke foretatt målinger av trykk på labmålingene som lå til grunn for kalibreringen.



**Figur 3.10:** Sammenlikning av grafene for labmålingene og simulerte målinger i EPANET.

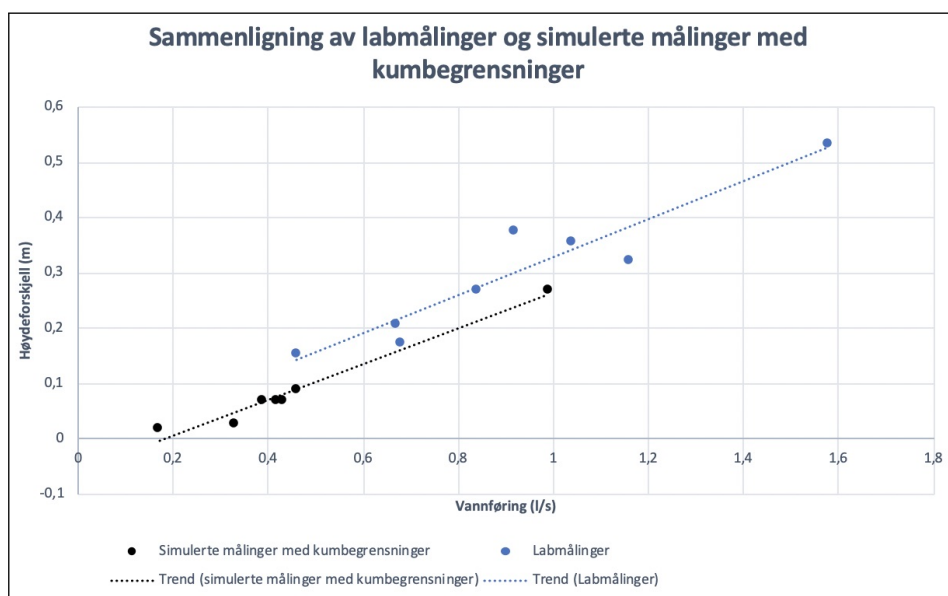
Resultatet fra simuleringen av labmålingene i EPANET med kumbegrensningene er plottet i figur 3.11. Laveste høydeforskjell mellom kum èn og tanken var 2 cm. Da ble den simulerte vannføringen i EPANET 0,17 l/s. Den høyeste forskjellen mellom kum èn og tanken var i måling nr. fire. Der var høydeforskjellen 27 cm og vannføringen ble på

0,99 l/s. Trendlinjen i plottet har likningen  $y = 0,3244x - 0,0593$ . Det betyr at dersom vannføringen øker med 1 l/s vil høydeforskjellen mellom øverste kum og tanken stige med 32 cm.



**Figur 3.11:** Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen mellom kum en og vannstanden i utløpstanken fra simulering av labmålingene med kumbegrensninger i EPANET.

I figur 3.12 ser man plottene av grafen for labmålingene i blått og resultatet fra simuleringen med kumbegrensninger i EPANET.



**Figur 3.12:** Sammenligning av målinger fra lab og simulerte målinger med kumbegrensning i EPANET.

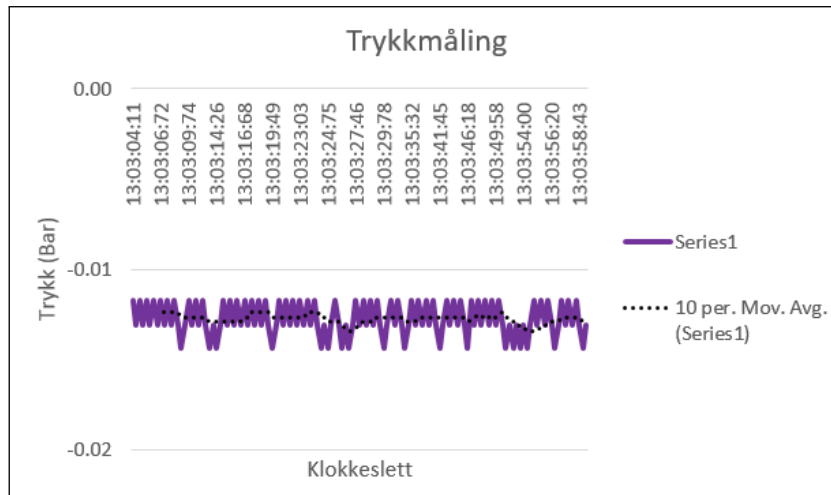
### 3.3.3 Resultater fra trykkmåling i avløpsmodell

Forsøket gjennomført med trykkmålere viste at det var overtrykk i systemet. Resultatet fra loggingen av trykkene i hver sensor under målingen er vist i figur 3.13. Trykket lå på -0,04 til -0,05 Bar før forsøket startet, men steg opp til -0,01 Bar ved tilførsel av vann. Altså steg trykket ved vanntilførsel og fullt system.

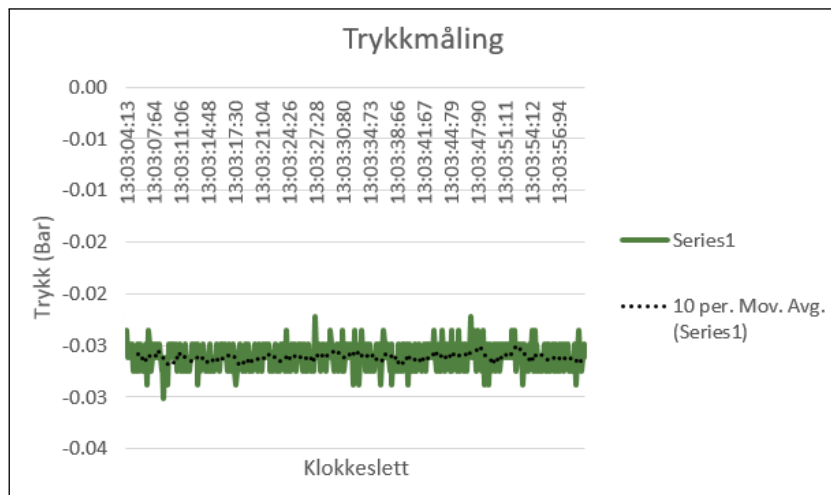
På trykkloggen til sensor én i figur 3.13 (a) ser man at trykket lå på ca. -0,01 Bar. For de to andre sensorene i hhv. figur 3.13 (b) og (c), lå det litt lavere på ca. -0,03 og -0,02 Bar. Svingningene på grafene kan sees på som ”støy” ettersom nøyaktigheten til målerne er på pluss/minus 15 mBar.

Målingen i lab ga en vanntilførsel på 2,02 l/s og en høydeforskjell på 73 cm mellom kum én og utløpstanken. Ut ifra dette ga simuleringen i EPANET overtrykk i modellen, bortsett fra ved utløpslangen. Der ble trykket beregnet til å være -0,02 m. Utslippslangen er plassert et stykke etter trykkmåler nr. tre og vil derfor ikke vises på loggen til trykkmålingene.

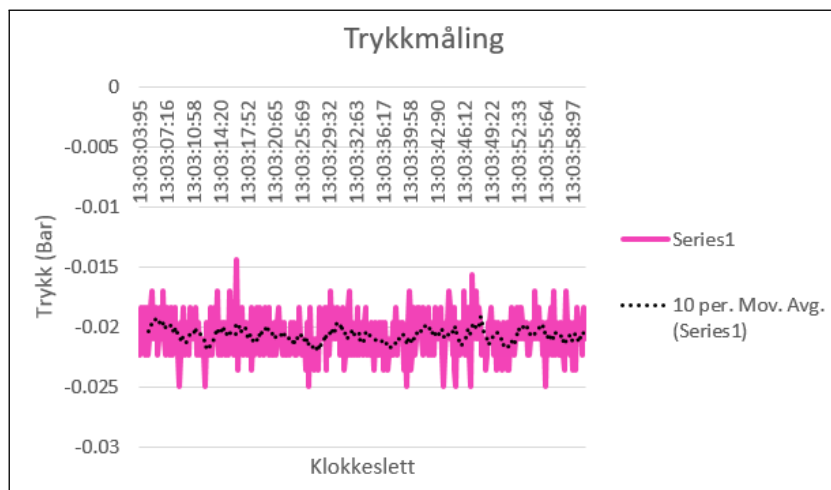
Resultatene til trykkmålingene var for unøyaktige til å kunne si noe sikkert om de faktiske forholdene.



(a) Sensor én



(b) Sensor to

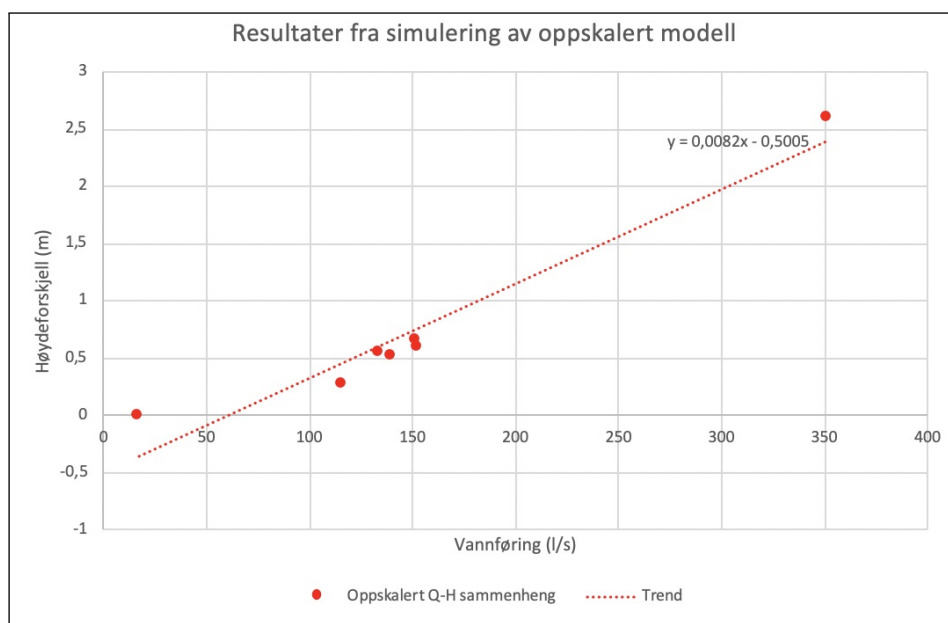


(c) Sensor tre

**Figur 3.13:** Trykkmåling gjennomført med stabilt system.

### 3.3.4 Resultater fra modellering av fullskala modell i EPANET

Resultatet er plottet i figur 3.14. De plottede punktene ser ut til å følge trenden hvor høyere vannføring har tilhørende høyere høydeforskjell, og trendlinjen har likningen  $y = 0,0082x - 0,5005$ . Sammenhengen trendlinjen estimerer vil si at en økning i vannføringen på 1 l/s vil gi en stigning i høydeforskjell på 8 mm. Dette betyr i praksis at dersom man f.eks. ønsker en vannføring gjennom systemet på 100 l/s, må høydeforskjellen mellom vannstanden i øverste kum og utløpstanken være 32 cm med den gitte fordelingen av vannføringer per punkt.

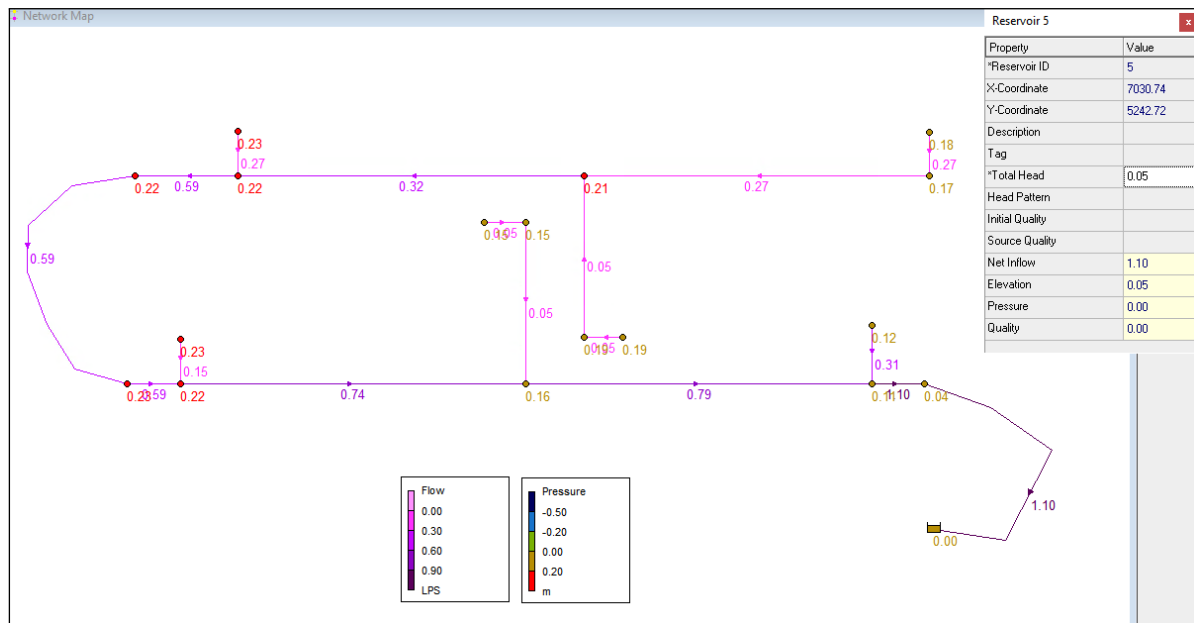


**Figur 3.14:** Resultater fra simulerte målinger i oppskalert avløpsmodell med kumbegrensning i EPANET.

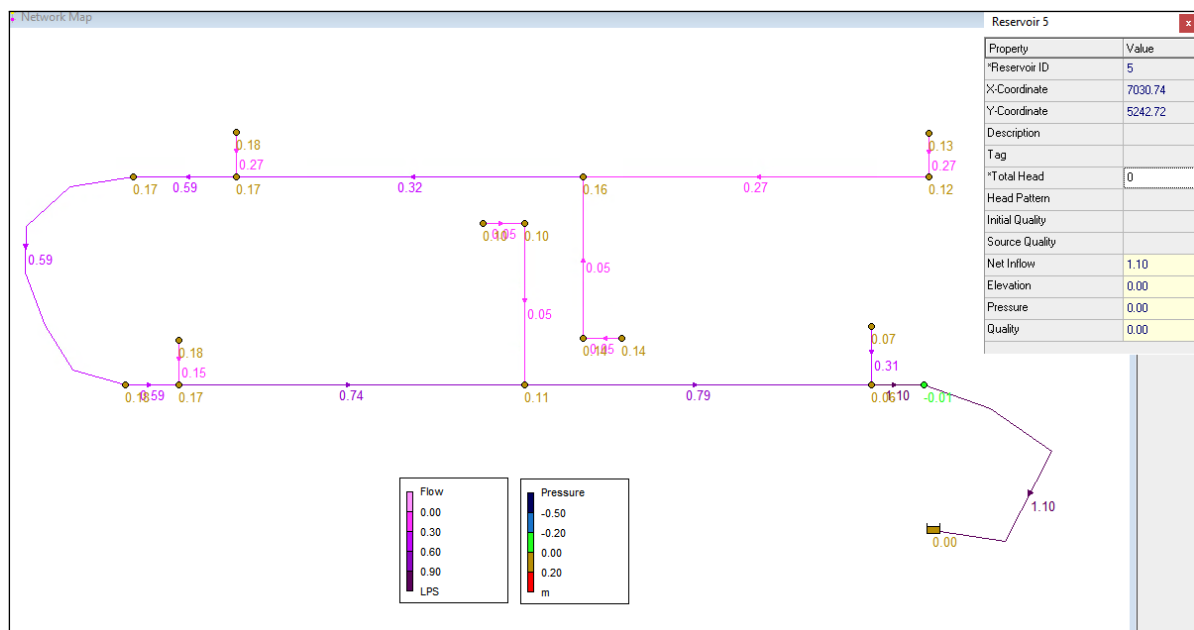
### 3.3.5 Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET

Utbredelsen av undertrykk i avløpsmodellen for gradvis lavere vannstander i utløpstanken er vist i figur 3.15 t.o.m. figur 3.19. Figurene viser vannmengdene i de ulike delstrekene og trykkfordelingen i systemet for vannstanden i utløpstanken på nivåene 0,05 m, 0,00 m, -0,10 m, -0,15 m og -0,20 m. Man kan se at undertrykket begynner når vannstanden er på nullnivå, se figur 3.16. Undertrykket vises med grønn og blå fargekode. Ved vannstand i utløpstanken på nivå -0,20 m er det undertrykk i hele systemet, se figur 3.19.

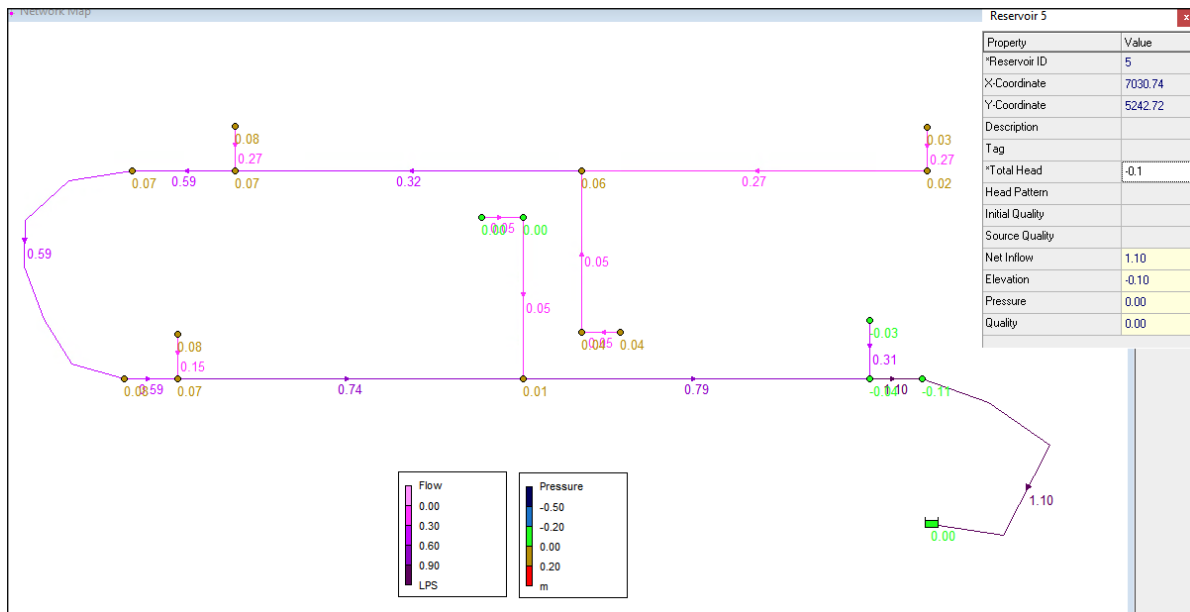




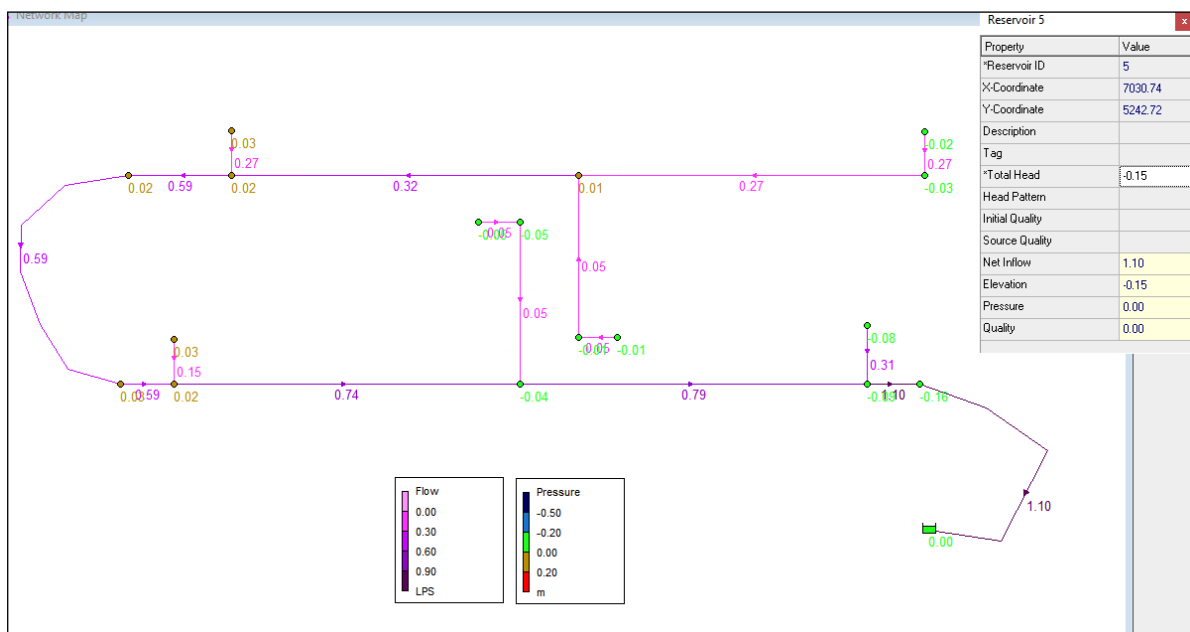
Figur 3.15: Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå 0,05 m.



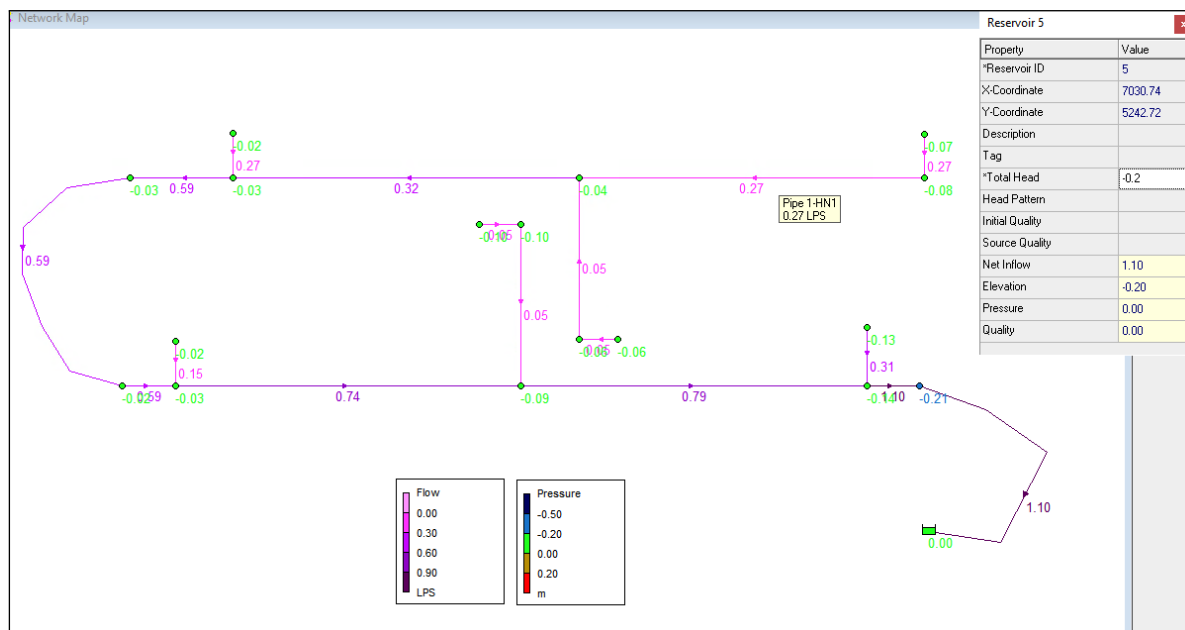
Figur 3.16: Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå 0,00 m.



Figur 3.17: Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,10 m.

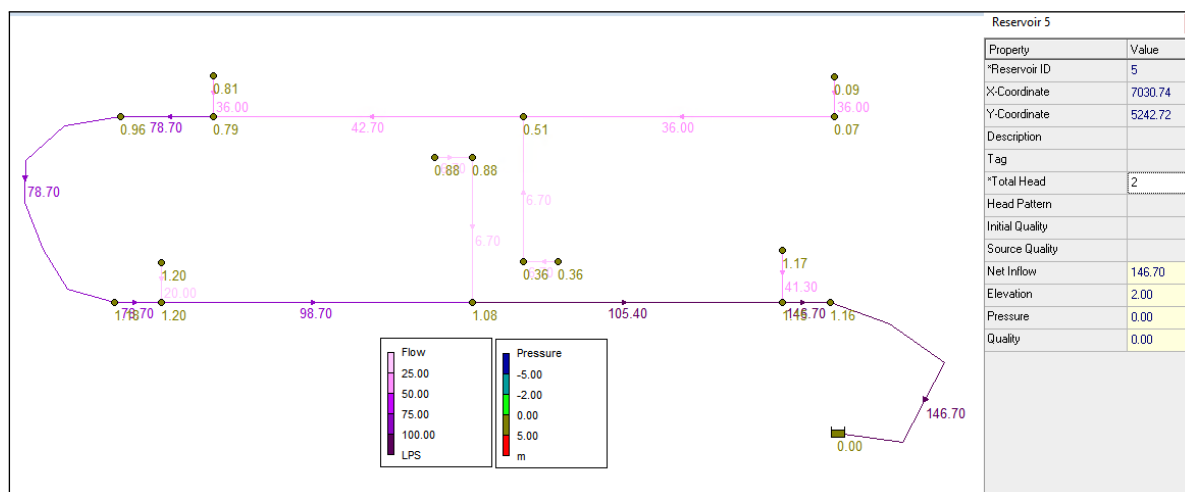


Figur 3.18: Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,15 m.

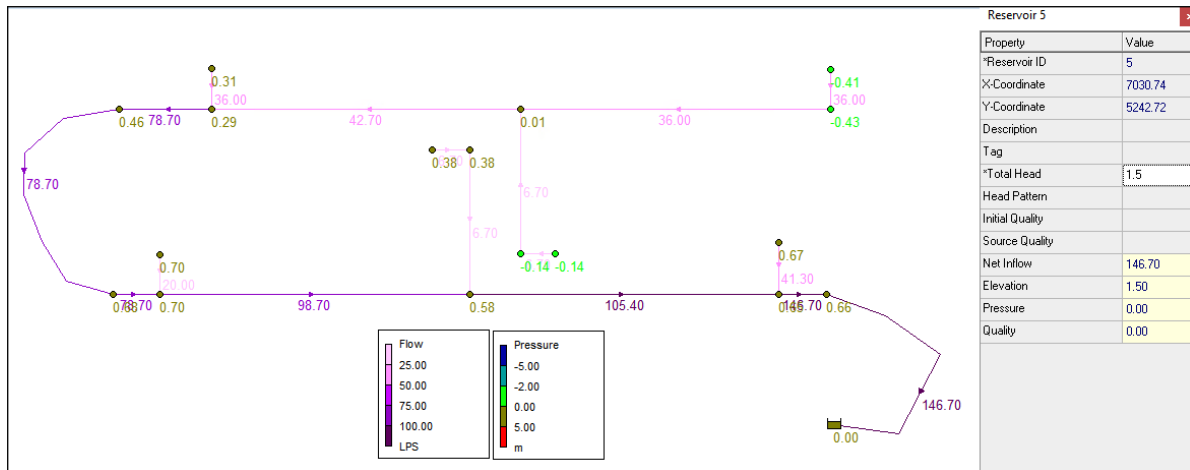


**Figur 3.19:** Resultater fra undertrykksimulering i EPANET ved nivå -0,20 m.

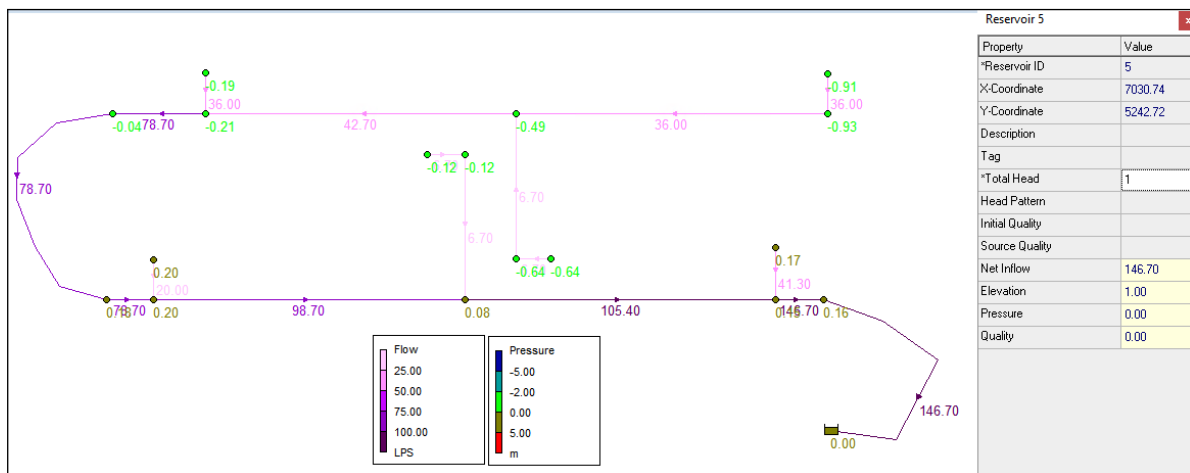
Utbredelsen av undertrykk i den oppskalerte avløpsmodellen for gradvis lavere vannstander i utløpstanken er vist i figur 3.20 t.o.m. figur 3.23. Figurene viser vannmengdene i de ulike delstrekene og trykkfordelingen i systemet for vannstanden i utløpstanken på nivåene 2,0 m, 1,5 m, 1,0 m og 0,5 m. Man kan se at undertrykket begynner når vannstanden er på nivå 1,5 m, se figur 3.21. Undertrykket vises med grønn og blå fargekode. Ved vannstand i utløpstanken på nivå 0,5 m er det undertrykk i hele systemet, se figur 3.23.



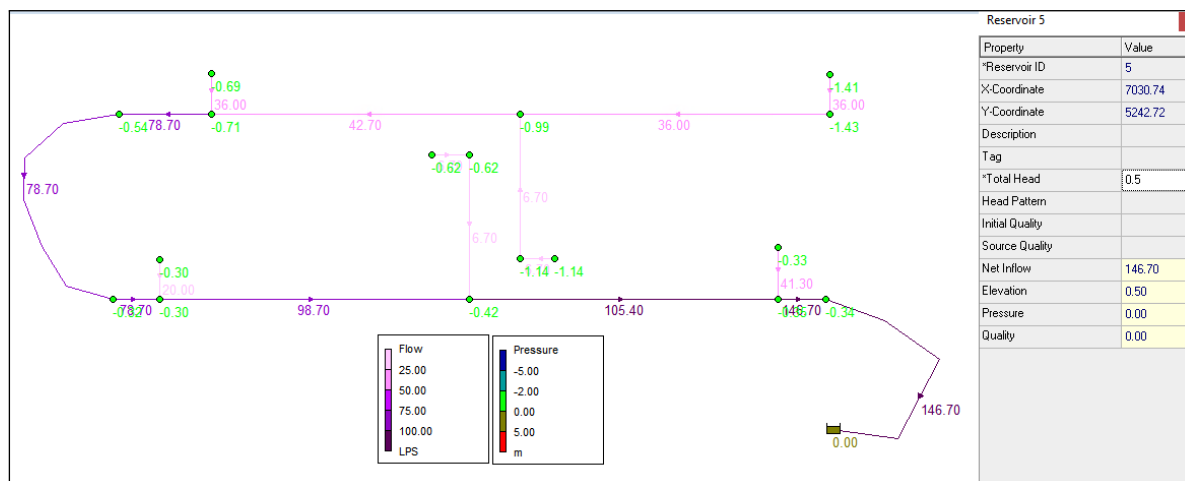
**Figur 3.20:** Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 2,0 m.



**Figur 3.21:** Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 1,5 m.



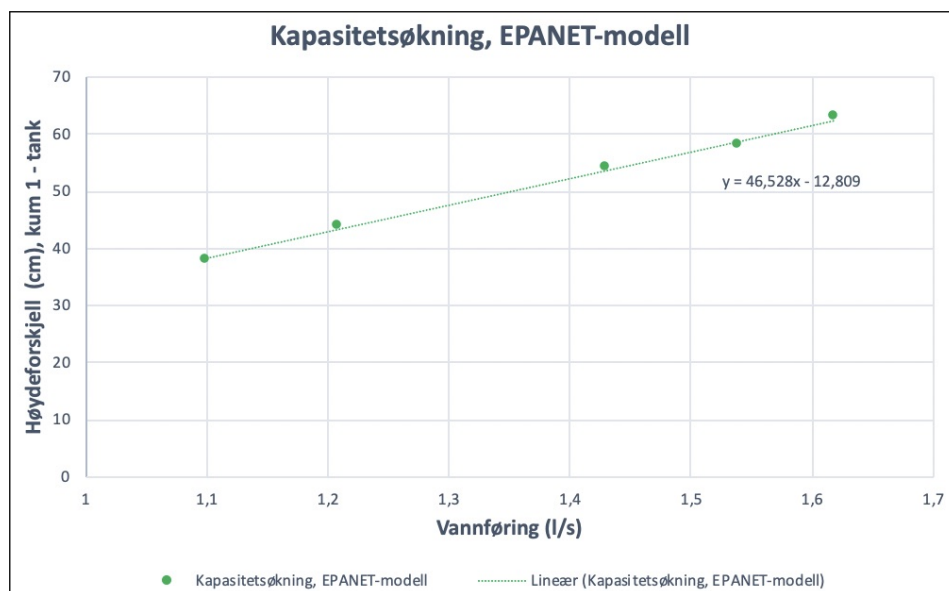
**Figur 3.22:** Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 1,0 m.



**Figur 3.23:** Resultater fra undertrykksimulering i EPANET med oppskalert modell ved nivå 0,5 m.

### 3.3.6 Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET

De simulerte vannføringene for høydeforskjellen mellom vannstanden i kum nr. én og utløpstanken ble kalibrert i Google Regneark (se figur I.1 i vedlegg I) og er plottet i figur 3.24. Figuren viser økningen i vannføring for en stegvis økning i høydeforskjell fra 38 cm opp til 63 cm. Trendlinjen for plottet har likningen  $y = 46,528x - 12,809$ . Det betyr at høydeforskjellen øker med 46 cm hvis vannføringen øker med 1 l/s.



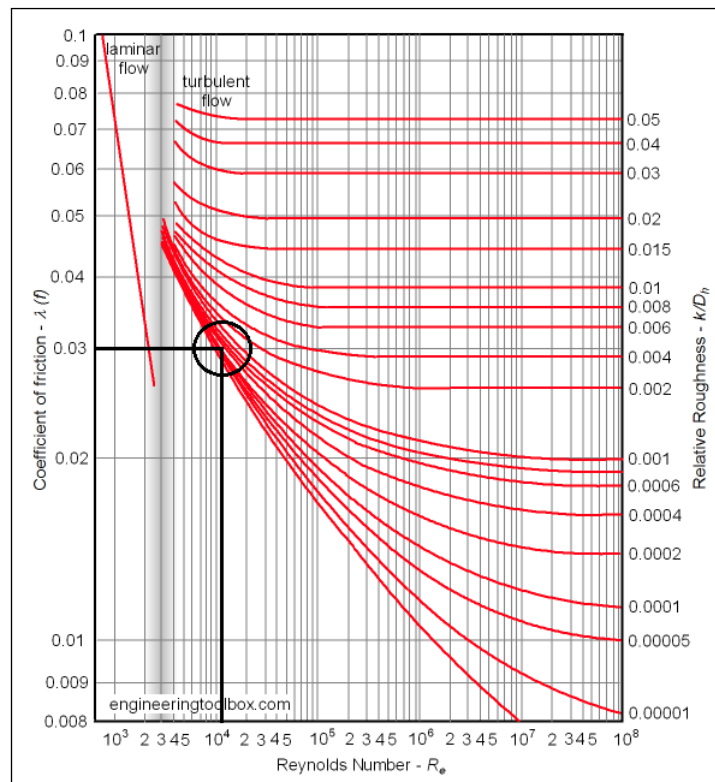
**Figur 3.24:** Plott fra simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET.



## 4. Diskusjon

### 4.1 Friksjonsmåling

Resultatene fra friksjonsmålingen på både slangen og røret ga noen uventede verdier for den absolutte ruheten. Verdiene var rundt null og det var ikke forventet å få negative resultater. Reynoldstallet for målingene lå rundt 11000. Da er man i et usikkert område i Moodys diagram. En nærmere titt på diagrammet, viser at små usikkerheter i friksjonsfaktoren og Reynolds tall har stor påvirkning på ruhetsverdien. Dette er vist med svart sirkel i figur 4.1. Her kan man se at en liten forskjell i avlesingen til friksjonsfaktoren og Reynolds tall, fører til store forskjeller i kurvene som leder til verdien for absolutt ruhet.



**Figur 4.1:** Moodys diagram med avlesning av verdier for absolutt ruhet ut fra målt friksjonsfaktor og Reynolds tall (Engineering ToolBox, 2003).

## Utfordringer

Utfordringen ved utførelsen av friksjonsmålingene var å få gode vannføringsmålinger. Det var fordi tiden det tok å fylle til litersbøtten var fra 14-35 sekunder. Jo kortere tid man måler på, jo større blir usikkerheten per sekund.

Et annet usikkerhetsmoment var at små luftbobler både fulgte vannstrømmen og festet seg på innsiden av røret. Disse kan ha bidratt til å øke tapet. Luftboblene var imidlertid under 2 mm og har trolig liten betydning for måleresultatene. Resultatet for absolutt ruhet viste seg å være så lav at dette mest sannsynlig ikke hadde stor innvirkning for utfallet.

## 4.2 Del 1: Avløpsledning

Ved enkelte tilfeller der rørhelningen på det nedre rørstrekket var hydraulisk bratt, viste beregningene før labundersøkelsene, at man kan få en teoretisk økning i vannføringskapasitet ved fullstrøm i forhold til selvføll. Denne økningen var avhengig av sammenhengen mellom hvilke bend som ble brukt og vannføringen som ble satt som utgangspunkt. Lengden på rørene kan også ha noe å si for fullstrøm fordi man endrer på høydeforskjellen mellom vannstanden ved innløps- og utløpskaret, men dette ble ikke testet i lab.

Det vil være mulig å få en høyere (teoretisk) prosentvis økning, hvis man finner akkurat den vannføringen som gir høyest forskjell mellom vannstanden til selvføll og vannstanden til fullstrøm ved bruk av et bestemt bend. For å oppnå en kapasitetsøkning er man avhengig av at trykklinja ved fullstrøm ligger under kritisk dybde i knekkpunktet ved selvføll. I tabell 3.3 ligger den teoretiske kapasitetsøkningen, beregnet med konstant utløpsvannstand, rundt 20 % for vinklene  $1^\circ$ ,  $1,5^\circ$ ,  $2^\circ$  og  $2,5^\circ$ . Det samme gjør den i tabell 3.5 for de målte verdiene for de samme vinklene.

Forsøkene som ble utført i lab var basert på de teoretiske beregningene som ble gjort i forkant. De vinklene og vannføringene som så ut til å kunne vise en effekt ved fullstrøm ble valgt til å testes i labforsøkene. Hensikten med å teste små vinkler var å undersøke om man kunne oppnå effekt på rørstrekk med mindre helninger, helninger ned til 2,1 % (helning på nedre rørstrekk).

Labforsøkene viste at man kunne få en kapasitetsøkning med små helninger mellom 2,1 % og 4,8 % på nedre rørstrekk. Forskjellen på beregningene før labforsøkene og labforsøkene, var at vannstanden ved utløpet ble satt konstant (5 mm over topp rør) i beregningene, mens det varierte for ulike vannføringer i labmålingene. Dette skyldes overløpet i labmodellen. Det var for lite og klarte ikke ta unna nødvendig mengde vann



for høyere vannføringer. Variasjonen i utløpsvannstanden var en usikkerhet ved labarbeidet, fordi det var uvisst hvilken påvirkning dette kunne ha for teorien.

Usikkerheten knyttet til variasjonen i utløpsvannstanden, førte til at det ble foretatt nye teoretiske beregninger av forventede Q-H sammenhenger for vannstand ved innløpet etter lab. I beregningene vil det fortsatt være en usikkerhet knyttet til vannstanden i utløpet, men denne vil stemme bedre med labmålingene, fordi vannstanden ikke antas å være konstant.

De nye beregningene viste at fullstrømsgrafene lå over hele selvfallsgrafene i situasjonene med bendvinkel på  $1,00^\circ$  og  $2,00^\circ$ . I disse tilfellene ville det da ikke være en forventet kapasitetsøkning for vannføringen. Det kan hende det ville vært oppnåelig med en kapasitetsøkning for disse bendvinklene. Da hadde trykklinjen for fullstrøm potensielt ligget under selvfallsstrykklinjen. For  $1,50^\circ$  og  $2,5^\circ$  lå fullstrømsgrafene under selvfallsgrafene for bestemte vannføringer. Ved vinkelen på  $1,50^\circ$  var det effekt ved vannføringer mellom ca. 0,4 l/s og 0,48 l/s. For  $2,5^\circ$  måtte vannføringen være mellom ca. 0,6 l/s og 0,7 l/s. Derfor vil det være mulig å oppnå økt kapasitet ved disse bendvinklene og vannføringsintervallene.

I lab virket det i midlertid som om alle bendvinklene ga effekt. Fullstrømsvannstanden i innløpskaret lå under selvfallsvannstanden med samme vannføring, og kapasiteten økte for fullstrøm ved samme vannstand som selvfall. Plottene av labmålinger i figurene 3.4 t.o.m. 3.7 viser dette. Der er det gule selvfallspunktet plottet over det røde fullstrømspunktet for samme vannføring. Dette stemmer med teoretiske forventninger.

Punktene som viser fullstrøm ved samme vannstand som selvfall, markert med blått i figur 3.4 t.o.m. 3.7, er til høyre for målingene av selvfall. Avstanden mellom disse illustrerer den økte vannføringen som ble oppnådd i labforsøkene.

Plottene av teoretiske forventninger mot målte labverdier ga ikke samsvar. De forventede verdiene forutsa at det ikke skulle være noe økt kapasitet å hente ved fullstrøm, mens labmålingene viste det. Dette gir en uoverensstemmelse mellom teori og praksis. En mulig forklaring på positive resultater i lab, kan være at det ikke har vært selvfall, der dette ble antatt. Det kan ha vært fullstrøm med høyere tap enn den andre fullstrømmen. Dette kan forklare forskjellen i vannstandshøyde i innløpskaret. I det nedre rørstrekket var det fritt vannspeil størstedelen av røret før et vannstandsprang. Derfor ble det antatt selvfall. Dette kan imidlertid ha vært en luftlomme med trykk ulikt fra atmosfærisk trykk. Kanskje har det vært fullstrøm med et tap i bendet som skapte en luftlomme. Dette viser hvor stor effekt tap kan ha for rørstrømning selv med samme oppsett og dimensjoner.

Tabell 3.5 viser også at det er en kapasitetsøkning for fullstrøm ved ulike bendforsøk. Denne ligger gjennomsnittlig på mellom 15,7 % og 31,7 %. Ser man nærmere på hvert enkelt resultat i tabell 3.6, kan økningen i kapasitet bli opptil 40 %. I det ene forsøket med en bendvinkel på  $2,5^\circ$  var kapasitetsøkningen i prosent 38,1 %. Disse resultatene kan bare ses i sammenheng med antakelsen om at forsøket faktisk ble gjort ved selvføll.

Resultatene fra forsøk i lab viser i likhet med de teoretiske beregningene etter lab, at vannføringen har mye å si for kapasitetsøkningen ved fullstrøm. Det kan man se fra tilfellet der bendvinkelen er  $2,5^\circ$ . Denne helningen gir kun økt gevinst for fullstrøm ved utgangspunkt i bestemte vannføringer. Vannstands nivået ved utløpet påvirker også om det er mulig å oppnå en gevinst, ettersom denne er med på å definere hvor trykklinjen til strømmingen går. Derfor er det generelt vanskelig å si noe eksakt om kapasitetsøkning, da lokale forhold har stor påvirkning.

Den svarte fullstrømskurven for forventede verdier i figur 3.4 t.o.m. 3.7, ser ut til å treffe rundt de samme verdiene som ble målt for fullstrøm. Dette betyr at energiberegningene for fullstrøm stemmer med resultater i praksis. I plottet for en bendvinkel på  $2,5^\circ$ , ser målt fullstrøm ut til å treffe godt med den teoretiske fullstrømsgrafen, noe som kan tyde på riktig prediksjon for fullstrøm ved dette tilfellet. Selvføllskurven, markert i grått, holder seg i samme området som fullstrømskurven inntil røret antas å gå fullt. Målt selvføll, gult punkt, ligger over begge forventningskurvene i alle de fire figurene. Dette understøtter teorien om at det kan ha vært feiltolket selvføll ved labmålingene.

En usikkerhet ved de teoretiske beregningene er nøyaktigheten i vannlinjeberegningene ved den kritiske strømmingen. Her kan det forekomme feil ettersom dette er et usikkert område. Det skyldes avvik fra den hydrostatiske trykkfordelingen. Hydrostatisk trykkfordeling er en forutsetning for tradisjonelle kanalhydrauliske beregninger (Chin, 2013). Akkurat der vannstrømmen går gjennom kritisk dybde er det en vertikal akselerasjon i strømmingen som gjør at likningene blir unøyaktige.

Sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjell vises i figur 3.3 for målinger som er gjort i lab for del 1. Her kan man se at en økning i vannføring krever en økning i høydeforskjell, i likhet med resultatene for neste forsøk, del 2. I del 2, vises den samme sammenhengen i figur 3.8.

Overordnet kan man si at den potensielle kapasitetsøkningen ved fullstrøm, hvor vannstanden i innløpskaret er lik vannstanden for selvføll, er avhengig av flere faktorer. Den er blant annet avhengig av vannføringen som blir satt som utgangspunkt og helningen på rørene som styres av bendet. Det mest grunnleggende er likevel de hydrauliske egenskapene til systemet. Det er for eksempel diameter, fall, ruhet og singularøtap. Alle disse faktorene har innvirkning på trykklinjen til situasjonene med fullstrøm og selvføll.

Erfaringen i lab viser at det ved dimensjonering av fullstrømsrør er viktig å planlegge for riktigst mulig vannføring. Dersom vannføringen er for stor, vil systemet kunne strømme med overtrykk, og ikke undertrykk som hindrer røret i å flomme over. I denne situasjonen er det ingen punkter i systemet med innløpskontroll, slik at vannlinjen ikke går gjennom kritisk dybde. Potensialet oppstår bare hvis det ved aktuelle vannføringer finnes en høydeforskjell i systemet som er uutnyttet. Dette er ekvivalent med at det finnes et punkt med innløpskontroll.

Ved for stor rørdimensjon og liten vannføring kan situasjonen bli at systemet alltid renner med selvføll. Da får man aldri utnyttet hevertprinsippet selv om det var intensjonen. Derfor er det viktig å designe anlegget på bakgrunn av gode datagrunnlag. Erfaringen fra undersøkelsene viser også at tapskoeffisientene påvirker strømningsforholdene. Viktigheten av riktig dimensjonering og tapsberegning stemmer overens med studier av Arthur og Swaffield (2001b). De påpeker viktigheten av at feil dimensjonering kan gi flom og at den totale feilmarginen i tapskoeffisienten kan bli stor selv om feilmarginen i hver enkelt tapskoeffisient er liten.

## Utfordringer

Gjennomføringen av forsøkene krevde at oppsettet ble nøyaktig innstilt på forhånd. Det var nødvendig med stor grad av presisjon under høydemålingen på så små fall og korte ledninger. I tillegg var det en utfordring å justere vanntilførselen til ønsket mengde å teste på. Det var tidkrevende å få vannet til å stabilisere seg på et nivå før målingene kunne gjøres. Her ligger det en usikkerhet på om vannstanden i innløps- og utløpskaret var konstant gjennom hele målingen i hvert forsøk.

Det var også en utfordring å tilpasse vannføringen til en målbar situasjon. F.eks. var det lett å tilføre for mye vann, slik at det gikk fullt. Da kunne man ikke gjøre selvføllmålinger. Dersom man fylte for lite vann, kunne man ikke gjøre målinger på fullstrøm. Det var fordi røret begynte å suge luft ved innløpet.

Ved fullstrømsituasjonen antas det med stor sikkerhet at det var undertrykk i systemet. Trykkmålerne som var plassert rundt bendet kunne ikke brukes pga. for stor unøyaktighet. Derfor ble det gjort en test der de ble skrudd ut. Vannet rant ikke ut av hullene, men ble sugd unna i røret. Det tyder på undertrykk i røret. Et annet tegn på utnyttet heverteffekt var at vannstanden sank i innløpskaret da det svitsjet fra selvføll til fullstrøm.

### 4.3 Del 2: Avløpsmodell

Plottet av resultatene fra simuleringen i EPANET og de målte verdiene for sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjell i figur 3.10 viser at kalibreringen av tapsfaktorene i rør, bend og kummer (se tabell 3.8) stemmer godt. Punktene for de ulike resultatene ligger svært nærme hverandre og det viser at simuleringsmodellen kan gi gode antakelser. Det var kalibreringsverdiene for gjennomsnittet av de tre målingene med størst vannføring som ga minst forskjell mellom målte og simulerte verdier.

Verdiene for tapene i de ulike rørdelene innebærer tap som skjer ved røroverganger og påkoblinger fra kummene i kjellerne. I tillegg vil det være tap i selve kummene og utslippsledningen til utløpstanken. Alle tapskoeffisientene ble kalibrert samtidig for hele modellen og det er derfor usikkert hvilke spesifikke deler (bend, rørinnsnevring o.l.) som representerer hver koeffisient i de aktuelle rørstrekkene. Dette kan påvirke trykket i nodene i simuleringene.

Tapskoeffisienten i kummene ble over dobbelt så høy som tapskoeffisientene i resten av systemet. Det kan skyldes at vannet som rant fra kummen til røret måtte passere en betydelig innsnevring. Diameteren var lik 100 mm i kummen og vannet ble begrenset til en mindre diameter lik 35 mm i røret. Påkoblingen av kummene innebar også tap fra bend og T-kryss.

De endelige tapsverdiene viser seg å være representative ettersom simuleringsmodellen ga resultater med lik trend som labmålingene. Ved å sammenligne kalibrerte tapsverdier med hvilke tapsledd som forekommer på tilhørende rørstrekk, ser man at der det er flere faktorer som påvirker tapet, er tapskoeffisienten større. F.eks. er tapskoeffisienten for tapsgruppe to 0,08, mens tapskoeffisienten er 0,83 for tapsgruppe fem. På rørstrekket som hører til tapsgruppe to, skjer tapet kun i et T-kryss. Tapsgruppe fem innebærer tap fra to rørutvidelser, én rørinnsnevring og en ventil. Verdiene til tapskoeffisientene viser et mønster der koeffisienten øker ved økt antall tapsefaktorer.

Spennet i målingene på forholdet mellom vannføring og høydeforskjellen mellom vannstanden i kum én og utløpstanken var for vannføringer fra 0,46-1,58 l/s. Derfor ble ikke måleområdet stort nok til å se hvordan sammenhengen for større verdier er. Egentlig forventer man en kurve med økende stigningstall (ca. kvadratisk) for høydeforskjell mot vannføring. Dette kan man se ut fra likningen for singulærtap, se likning (1.5). Der ser man at en dobling i vannføringen,  $Q$ , vil gi en firedobling i tapshøyden,  $h$ . Ved lave Reynoldstall er ikke tapskoeffisientene nødvendigvis helt konstante, og friksjonsfaktoren varierer med Reynoldstallet. Dette er grunnen til at kurvens stigningstall bare er ca. kvadratisk.

Fra simuleringen i EPANET der kummenes høydebegrensning ble tatt hensyn til, ble vannføringene mindre enn tilført vannmengde i labforsøkene. Vannføringene ble nedskalert ved å dele utgangspunktet på faktorer fra 1,6 til 4,0. Mindre vannføringer var ikke overraskende, ettersom tilført vannmengde i lab oversteg høydebegrensningene som hadde forekommet i en reell situasjon. Et annet viktig moment å ha med, er at vanntilførslene i hver kum ved labforsøket ble tilfeldig valgt. Likevel vil simuleringene være avhengig av å ha samme forhold av tilført vannmengde i hver kum for å være sammenlignbare med målingene fra laben.

Ut i fra figur 3.12, ser man at selv om vannføringen blir begrenset av kumhøydene i simuleringssplottet, er det ikke stor forskjell på stigningstallet til trendlinjene. Trendlinjen til målte verdier hadde stigningstallet 0,3431 og trendlinjen til simulerte verdier med kumbegrensinger hadde stigningstallet 0,3244.

Resultatene for simuleringen av fullskalamodellen og den nedskalerte modellen kan i realiteten ikke sammenlignes ettersom tapskoeffisientene er valgt på ulikt grunnlag og deler fra den nedskalerte labmodellen ikke tas med i den fiktive fullskalamodellen. Tapskoeffisientene for fullskalasystemet ble valgt på bakgrunn av litteraturverdier (Ødegaard, 2014).

Fordi tapskoeffisientene i fullskalamodellen er hentet fra litteraturverdier, og systemet er skalert opp med en faktor på 100, vil verdiene for Reynolds tall bli høyere og havne lenger til høyre i Moodys diagram 1.2 (Engineering ToolBox, 2003). I teorien vil verdiene for den absolutte ruheten da innebære mindre usikkerhet. Usikkerhetsområdet i Moodys diagram er en utfordring ved å teste på nedskalerte systemer, men avhenger også av andre røregenskaper som friksjonsfaktoren.

Man ser at de kalibrerte verdiene ligger lavere enn litteraturverdiene hvis man sammenligner tabell 3.8 og 2.1. Selv om de kalibrerte verdiene lå lavere, var mønsteret likt, slik at små tapsledd hadde lavere verdier og store tapsledd hadde større verdier. F.eks. er tapskoeffisienten for tapsgruppe seks, 1,67 i den nedskalerte modellen, mens den er 1,78 i fullskalamodellen. For tapsgruppe tre, er tapskoeffisienten hhv. 0,67 og 1,0. Tapsgruppe fem og åtte kan ikke sammenlignes ettersom det ikke forekommer tap ved disse rørstrekene i fullskalasystemet.

Ved å se på Q-H sammenhengen på modellene med begrensninger, både den opprinnelige og den oppskalerte modellen, ser man at likningene til trendlinjene er svært forskjellige. I den oppskalerte modellen er likningen  $y = 8,238x - 0,005$  og i den opprinnelige modellen er likningen  $y = 324,43x - 0,0593$ . Dette vil i praksis si at en økning i vannføring i den oppskalerte modellen har mye mindre å si på høydeforskjellen enn samme økning i vannføring i opprinnelig modell. En enkel sammenligning gjør dette tydeligere:

Dersom man sammenligner en situasjon der vannhastigheten er 1 m/s blir  $Q_{35} = 9,62 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  og  $Q_{350} = 9,62 * 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ . Øker vannføringen i rørene med 0,1 l/s, vil dette tilsvare en økning på 10 % i røret med diameter på 35 mm og en økning på 0,1 % på røret med diameter på 350 mm. Ut fra kontinuitetslikningen (1.2), vil endringene skje ved en tilsvarende prosentvis endring i hastigheten,  $v$ . Hvis man da ser på likning (1.5) om singulærtap, er hastighetsmomentet opphøyd i annen. Da vil singulærtapet,  $h_s$ , som gjør at "total head" i EPANET øker, øke med  $0,1^2$  for røret med  $d = 35 \text{ mm}$ , og øke med  $0,001^2$  for røret med  $d = 350 \text{ mm}$ .

Forsøket i del 2 viser altså sammenhengen mellom vannføring og høydeforskjellen i vannstanden mellom øverste kum og utløpstanken ved en fullstrømsituasjon. Resultatene fra labmålingene og de simulerte situasjonene gir en sammenheng der økt høydeforskjell gir større vannføringer.

## Utfordringer

Alle innmålinger av rørdiameter, rørlengder, kumhøyder og vannstanden i kummene er gjort manuelt og innebærer dermed en usikkerhet for input til modellen i EPANET. I tillegg var det vanskelig å vite når vannstandene hadde stabilisert seg etter vannføringsmålingene i kummene. Da vannføringsmålingene ble gjennomført, ble det samtidig fjernet opp til 10 L fra hele systemet. Dette kan ha hatt en innvirkning på vannstanden i kummene. Målingene ble gjort da vannstanden i kummene sto stabilt, men det var gjerne en liten variasjon i vannstand i kummene før og etter vannføringsmålingen. Forskjellen lå stort sett på 1 cm (3 % for vannstand lik 30 cm) avvik, men kunne komme opp i 7 cm (23 % for vannstand lik 30 cm) på enkelte målinger. Derfor ble snittet av vannstandshøyden i kummene før og etter vannføringsmålingen valgt som gjeldene høyde.

En utfordring ved kalibreringen av avløpsmodellen i EPANET var at den hadde svært mange ukjente tapsparametere. Disse måtte identifiseres gjennom flere simuleringer med justering. Kjellerkum A og B ble antatt å ha lik tapskoeffisient som de andre kumme for å ha én mindre ukjent parameter i kalibreringen. Denne generaliseringen er en forenkling som gir usikkerhet i EPANET-modellen.

Det er også knyttet usikkerhet til at rørstrekkene i labmodellen er relativt korte. EPANET forutsetter fullt utviklet strømming i hvert rørstrekk i beregningen av friksjonstap. Dette er en utfordring ved å teste i et nedskalert system. En annen usikkerhet ved EPANET-modellen er at tapskoeffisientene i EPANET er konstanter. Ettersom Reynoldstallene i dette labforsøket er forholdsvis lave, kan tapskoeffisientene variere litt med Reynolds tall og dermed avvike noe fra simuleringsresultatet.

En annen utfordring ved labarbeidet med avløpsmodellen var å få vannet i rørene til å svitsje fra selvfalt til fullstrøm. Etter flere tester ble det funnet ut at det var lettere å få systemet til å gå stabilt fullt ved å heve vannivået i utløpstanken og begynne med fulle rør. Da fikk man til en situasjon med fulle rør, men ikke nødvendigvis undertrykk.

Det hadde vært optimalt hvis man hadde fått til en situasjon med selvfalt og videre kunne skapt fullstrøm som var mulig å måle på. Dersom utløpstanken ble senket på et lavt nivå, måtte systemet tilføres større mengde vann for å oppnå fullstrøm. Vannet rant med så stor hastighet at det for de største høydeforskjellene (over 70 cm) ikke var mulig å etterfylle tilstrekkelige vannmengder slik at en stabil fullstrøm kunne etableres. Det måtte etterfylles mer enn 2 l/s. Man kunne imidlertid oppnå en situasjon der systemet svitsjet mellom selvfalt og fullstrøm. I dette tilfellet steg vannstanden før et drønn kunne høres og systemet begynte å suge luft. Dette gjaldt særlig for kum tre og fire. Dette skjedde så raskt at det ikke kunne gjøres målinger. Dersom dette hadde fungert kunne man målt vannføringsøkningen ved fullstrøm direkte.

### 4.3.1 Beskrivelse av trykkmåling i avløpsmodellen

Trykkmålingene i lab ga ingen store utslag på undertrykk i modellen. Nøyaktigheten til trykkmålerne viste seg dessverre å være upålitelige for trykket som oppstod. Det var fordi usikkerheten til målerne lå på pluss/minus 15 cm (15 mBar). Dette var for høyt for forholdene som ble testet og derfor kunne de ikke brukes til å si noe sikkert om endringene i trykk. Likevel kunne man få en indikasjon på trykkforholdene i systemet gjennom simuleringen i EPANET.

Simuleringen ga kun undertrykk i utslippslangen, noe som kunne forventes på bakgrunn av observert heverteffekt der i de ulike labforsøkene. Overtrykk i resten av systemet tyder på at det ikke var heverteffekt i hele modellen. For å få en god effekt av hevert vil det imidlertid ikke være nødvendig å ha undertrykk i hele systemet. Undertrykket sitter nok som regel nederst i avløpssystem basert på hevertprinsipp.

En forklaring på undertrykket i utslippslangen skyldes trykklinjen i systemet. Der det forekommer undertrykk ligger trykklinjen under ledningen. Det er fordi man gjerne har brattere rørstrekk mot slutten av traseen. Da skjer den største endringen i høyde på slutten i dette oppsettet og vannstanden ligger på et lavere nivå i tanken.

### 4.3.2 Utbredelse av undertrykk i avløpsmodellen i EPANET

Resultatet fra simuleringene av undertrykk ga fine visualiseringer for hvordan trykket bredte seg i modellene. Simuleringene i avløpsmodellen viste at heverteffekten bredte seg fra utløpsledningen og videre oppstrøms i systemet når vannstanden i utløpstanken sank. For den oppskalerte modellen viste undertrykket seg først i kum 2 og kjellerkum A.

Da vannivået til tanken ble senket stegvis nedover, falt trykket i systemet omtrent like mye som reservoaret ble flyttet ned. Trykkutbredelsen viste seg slik å være relativt forutsigbar i EPANET-modellen. Dette gjaldt så lenge vanntilførselene i kummene var konstante.

Ettersom vanntilførselen i kummene ble holdt konstant, ville de kummene i systemet som i utgangspunktet hadde lavest vannstand i forhold til bunn kum, først få undertrykk. Det skyldes at vannstanden i kummene endret seg like mye som vannivået i tanken ble endret. Dette kan være en mulig forklaring på hvorfor undertrykket bredte seg fra de kummene med lavest vannstand som utgangspunkt. I så fall vil fordelingen av vanntilførselene i de ulike kummene ha mye å si for utbredelsen av undertrykk.

De simulerte situasjonene ga undertrykk i systemets punkter. Derfor kan systemet fungere som en hevert. Da tanken ble plassert lavt nok, og det ble undertrykk i de fleste punktene, viste programvaren at trykklinjen gikk under rørene. I den forbindelse vil også trykklinjen gå under kritisk dybde, som er et kriterium for å oppnå hevertstrømning. Dette er mulig å se ettersom EPANET er et program for å simulere trykksatte systemer, både med strømninger som går med undertrykk og som går med overtrykk.

Kalibreringsmodellen var nyttig til å simulere trykket ved ulike vannstandshøyder i reservoaret, selv om det mest sannsynlig ikke ville være mulig å få til disse situasjonene i labmodellen. Gjennom de ulike testene i lab ble det erfart at dersom utløpstanken ble senket, måtte vanntilførselene økes for å kunne opprettholde fulle rør. Dette kom frem i målingene som er vist i figur 3.8. Der øker vannføringen for større høydeforskjell mellom innløps- og utløpstanken.

### 4.3.3 Simulert kapasitetsøkning for avløpsmodellen i EPANET

Simuleringen av økt kapasitet i avløpsmodellen i EPANET viste hvor avgjørende vannføringen man tilfører i hver enkelt kum var. Dersom man simulerte et forsøk med ulik fordeling av vanntilførsel i kummene, men samme totale vannmengde til systemet, kunne forskjellen i "total head" likevel være ulik. Dette betyr at man potensielt kan få en høyere vannføring ved samme "total head" dersom man bare treffer med en optimal vanntilførselsfordeling i kummene. Simuleringen tydeliggjør at forsøksresultatene avhenger av lokale forhold.



Resultatet for den simulerte trenden til kapasitetsøkningen viste samme oppadgående trend for at vannføringen øker, jo mer høydeforskjellen øker. Selv en liten økning på 25 cm kan potensielt gi en kapasitetsøkning med 0,52 l/s. Denne økningen vil være spesifikk for denne modellen, men viser at det er mulig å oppnå en kapasitetsøkning på 47 % for en høydeforskjell på 63 cm.

Med flere ekstremnedbørshendelser som forventes i tiden fremover, vil det være behov for løsninger som kan håndtere større mengder regnvann og avrenning fra tette flater. Resultatdataene for undersøkelsene i dette studiet har vist at heverteffekt i avløpsledninger gir økning i kapasitet. Dette indikerer at man potensielt kan benytte hevertprinsippet i ledningssystem for å øke vannføringskapasiteten. Rørene må imidlertid gå fulle for å få benyttet hevertprinsippet. Avløpssystemet må fungere optimalt både ved store regnhendelser og ved mindre regnhendelser med tanke på bl.a. selvrensing.

Den økte vannføringskapasiteten heverteffekten kan gi, gjør at mindre ledningsdimensjoner kan benyttes, noe som kan være kostnadsbesparende. At resultatene gjennom del 1 viste positive trender for fall på rundt 4,8 % på nedre rørstrekk, viser at prinsippet kan brukes i områder med fall i dette helningsområdet. Det forutsettes da at anlegget dimensjoneres for riktige vannmengder og tap som skjer i ledningene. Dette kan være lettere å få til for én enkelt utslippsledning, fordi denne inneholder færre dimensjoneringsparametere.



## 5. Konklusjon

Labresultatet i del 1 viste positive svar for bruk av hevertprinsippet i rørsystem. Dette forutsetter imidlertid at det var selvføll ved testene. Prediksjonen før lab måtte ses bort fra, da den forutsatte konstant vannstand ved utløpet, noe som ikke var tilfellet i lab. Dersom man skal gjennomføre en hydraulisk prediksjon, bør man ha god kjennskap til utstyret man tester i slik at koeffisienter stemmer mest mulig med virkeligheten. Helningsområdet for kapasitetsøkning ved fullstrøm, ble ifølge beregninger etter labarbeidet, estimert å ligge fra 4,8 % og oppover. Det må her påpekes at økning i kapasitet avhenger av at vannstrømmen går gjennom kritisk dybde ved selvføll.

Labforsøk og simuleringer av avløpsmodellen viste generelt at en økning i høydeforskjellen,  $h$ , mellom vannstanden i øverste kum og utløpstanken, ga høyere vannføring,  $Q$ , gjennom systemet. Ved målingene av vannføring og høydeforskjeller i lab, ble det funnet en  $Q$ - $h$ -sammenheng som viste at høydeforskjellen økte med 34 cm når vannføringen steg med 1,0 l/s. Simuleringen av målingene viste tilsvarende trend som betyr at modellen var godt kalibrert. Ved simulering av kapasitetsøkning ved senkning av utløpstanken i avløpsmodellen i EPANET, ble det funnet samme positive trend for utnyttelse av fullstrøm. Modellen estimerte en økning på 47 % ved en høydeforskjell på 63 cm. Det må presiseres at resultatene i forsøkene i stor grad avhenger av bestemte forhold. Gjennom labforsøkene med senking av utløpskaret ble det også funnet at systemet kunne gå i hevertmodus og suge luft ved store høydeforskjeller. Da ble det vanskelig å etterfylle nok vann slik at noe som så ut som svitsjing mellom over- og undertrykk kunne observeres.

Gjennom labarbeidet med avløpsmodeller har det blitt klart hvor stor innvirkning lokale- og hydrauliske forhold har for vannstrømningen. Da med tanke på hvor effektivt hevertstrømning kan vise seg å være i forhold til selvføll. De påvirkende faktorene innebærer blant annet ulike tap gjennom rørsystemet og den hydrauliske helningen (slak/bratt). For å si noe konkret om kapasitetsøkning vil det derfor være mange parametere som må identifiseres for å gi en best mulig hydraulisk prediksjon.

## 5.1 Forslag til videre arbeid

I det videre arbeidet med temaet vil forslaget være å undersøke prinsippene i en fullskala modell. Utstyret i denne oppgavens labforsøk var relativt forenklet og kan ikke sammenlignes direkte med et fullskala anlegg. Det vil også være en fordel å teste på et anlegg med færrest mulig usikkerhetsparametre. Dette er for å lettere kunne modellere situasjonen i en dataprogramvare.

Ved videre undersøkelser vil det være gunstig om man har forhold i laboratoriet som gjør det enkelt å få til en stabil strømning som er målbar. Aller helst bør strømningen være ved undertrykk, slik at man direkte kan se hvordan det fungerer i praksis. For å få til lavt nok trykk kan det være nødvendig med tilbakeslagsventiler i innløpene. Disse ventilene bør utvikles slik at luft ikke slippes inn. Dersom vannføringen i hovedrøret reduseres og vannstanden ved utløpet er lav nok, bør en undertrykksituasjon være oppnåelig. Da kan vann fra kjellertilkoblingene suges inn i hovedrøret og systemet fungere som en hevert.

I labarbeidet vil det være en fordel å ha tilstrekkelig med trykkmålere som er nøyaktige nok og riktig plassert på rørsystemet. Riktig plassering av trykkmålerne kan lettere gjøres dersom systemet er godt modellert på forhånd, og simulerer trykkforholdene på rørstrekket. Trykkmålerne vil da kunne gi svar direkte om forholdene i systemet. Dette kan være til hjelp for å sammenligne vannføringen i situasjon med fullstrøm og selvfall.

For å skape undertrykk i avløpsmodellen vil det også være aktuelt å teste andre metoder som kan vise undertrykksdriften i praksis. En mulighet er å se hvilken innvirkning det å øke diameteren i utløpslangen har. Rørutvidelsen kan imidlertid gi tap og heve trykklinjen. Derfor kan det være aktuelt å minske tapet fra denne utvidelsen hvis man har problemer med høyt tap i utløpslangen, eksempelvis ved å bruke en konisk overgang.

Den kalibrerte EPANET-modellen er ikke kalibrert for en utløpsledning med større diameter. For å få en indikasjon på hvilken effekt en større diameter har på trykket ble det likevel simulert en situasjon der diameteren på slangen ble økt fra 38 mm til 80 mm. Trykket endret seg da fra overtrykk til undertrykk fra utslippslangen og oppstrøm til kjellerkum B. Dette så dermed ut til å kunne ha en liten effekt, men kan ikke sies sikkert da tapet er ukjent for rørovergangen. Det ble også prøvd med enda større diametere, men dette ga heller ikke undertrykk lenger opp en til kjellerkum B. Det kan være fordi tapet i utløpslangen allerede var minimert. Økt diameter i utløpslangen er noe som videre kan prøves ut for å vurdere effekten på trykket i systemet.

# Referanser

- Aiwell Water AS (2020). *Fullstrøms drenering av gatene*. URL: <https://www.aiwellwater.no> (sjekket 02.03.2020).
- Arthur, S. og Swaffield, J. A. (1999). Numerical modelling of the priming of a siphonic rainwater drainage system. *Building Services Engineering Research and Technology*. DOI: [10.1177/014362449902000207](https://doi.org/10.1177/014362449902000207).
- Arthur, S. og Swaffield, J. (okt. 2001a). Siphonic roof drainage system analysis utilising unsteady flow theory. *Building and Environment* 36 (8): 939–948. DOI: [10.1016/S0360-1323\(00\)00049-4](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(00)00049-4).
- Arthur, S. og Swaffield, J. A. (2001b). Siphonic roof drainage: Current understanding. *Urban Water* 3 (1-2): 43–52. DOI: [10.1016/S1462-0758\(01\)00021-8](https://doi.org/10.1016/S1462-0758(01)00021-8).
- Bergh, H. (2018). Air regulated siphon spillway for embankment dams. I: *26th International Congress on Large Dams, 2018*.
- Chin, D. A. (2013). *Water-Resources Engineering*. 3. Harlow: Pearson Education Limited: 957.
- Dahle, U. (2017). *Sjøledninger*. URL: <https://docplayer.me/28827969-Vannledninger-overforingsledninger-inntaksledninger-og-utslippsledninger-kan-installeres-som-pe-80-eller-pe-100-sjoledninger.html> (sjekket 01.03.2020).
- Elger, D. F., LeBret, B. A., Crowe, C. T. og Roberson, J. A. (2016). *Engineering Fluid Mechanics, 11th Edition International Student Version*. 11th. Wiley: 552.
- Engineering ToolBox (2003). *Moody Diagram*. URL: [https://www.engineeringtoolbox.com/moody-diagram-d%7B%5C\\_%7D618.html](https://www.engineeringtoolbox.com/moody-diagram-d%7B%5C_%7D618.html) (sjekket 28.02.2020).
- Federal Highway Administration (2017). *Culvert Hydraulics*. URL: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/culverthyd/> (sjekket 20.05.2020).
- Finnemore, J. E. og Franzini, J. B. (2009). *Fluid Mechanics with Engineering Applications*. 10. utg. New York: McGraw-Hill Education: 790.
- Fullflow (2020). *Syphonic Explained*. URL: <https://fullflow.com/syphonic-explained> (sjekket 03.02.2020).
- Geberit AS (2020). *Geberit Pluvia takavvanning*. URL: <https://www.geberit.no/produkter/rorsystemer-for-bygningsdrenering/pluvia-takdrenering/> (sjekket 23.03.2020).
- Hafskjold, L. S. (2009). *Norsk Vann Rapport 172-2009: Trykktap i avløpsnett*. Tekn. rapp. Norsk Vann: 46.
- Hanssen-Bauer, I., Førland, E., Haddeland, I., Hisdal, H., Mayer, S., Nesje, A., Nilsen, J., Sandven, S., Sandø, A., Sorteberg, A. og Ådlandsvik, B. (2015). *Klima i Norge 2100*. Tekn. rapp. Miljødirektoratet. URL: [https://cms.met.no/site/2/klimaservicesenteret/klima-i-norge-2100/%7B%5C\\_%7Dattachment/10990?%7B%5C\\_%7Dts=159d5ffcfdd](https://cms.met.no/site/2/klimaservicesenteret/klima-i-norge-2100/%7B%5C_%7Dattachment/10990?%7B%5C_%7Dts=159d5ffcfdd).

- Heiaas, T. H. og Serdar, F. T. (2018). *Separering av vann og avløp Kalabekken*. URL: <https://www.sarpsborg.com/byggesak-og-teknisk/vann-og-avlop2/separering-av-vann-og-avlop-kalabekken/> (sjekket 02.02.2020).
- IKO (2019). *Commercial Roof Drains and Drainage Systems*. URL: <https://www.iko.com/comm/blog/commercial-roof-drains/> (sjekket 30.04.2020).
- Liberal Dictionary (2020). *Water level*. URL: <https://www.liberaldictionary.com/water-level/> (sjekket 07.05.2020).
- Lucke, T. og Beecham, S. (2010). Capacity loss in siphonic roof drainage systems due to aeration. *Building Research and Information*. DOI: [10.1080/09613210903236631](https://doi.org/10.1080/09613210903236631).
- Lucke, T., Beecham, S. og Qu, Y. Y. (2011). Determining Flowrates through Individual Outlets in Siphonic Roof Drainage Systems. *12th International Conference on Urban Drainage* (September): 11–16.
- Nie, L., Lindholm, O., Lindholm, G. og Syversen, E. (2009). Impacts of climate change on urban drainage systems - a case study in Fredrikstad, Norway. *Urban Water Journal*. DOI: [10.1080/15730620802600924](https://doi.org/10.1080/15730620802600924).
- Norges offentlige utredninger (2015). *Overvann i byer og tettsteder*. Tekn. rapp. Oslo. URL: <https://www.regjeringen.no/contentassets/e6db8ef3623e4b41bcb81fb23393092b/no/pdfs/nou201520150016000dddpdfs.pdf>.
- Norsk Vann BA (2019). *Ofte stilte spørsmål om avløp*. URL: <https://norskvann.no/index.php/avlop/ofte-stilte-sporsmal-om-avlop/94-ledningsnett> (sjekket 01.03.2020).
- Rostad, M. (2017). *Finansieringsbehov i vannbransjen 2016-2040*. Tekn. rapp. Norsk Vann.
- Rådgivende Ingeniørers Forening (2015). *State of the Nation*. Tekn. rapp. URL: [https://www.rif.no/wp-content/uploads/2018/05/rif%7B%5C\\_%7Dstateofthenation%7B%5C\\_%7D2015%7B%5C\\_%7Dlavopploeselig.pdf](https://www.rif.no/wp-content/uploads/2018/05/rif%7B%5C_%7Dstateofthenation%7B%5C_%7D2015%7B%5C_%7Dlavopploeselig.pdf).
- FN-sambandet (2019). *Klimaendringer*. URL: <https://www.fn.no/tema/klima-og-miljoe/klimaendringer> (sjekket 04.05.2020).
- Statistisk sentralbyrå (2019). *Kommunalt avløp*. URL: [https://www.ssb.no/natur-og-miljo/statistikker/var%7B%5C\\_%7Dkostra](https://www.ssb.no/natur-og-miljo/statistikker/var%7B%5C_%7Dkostra) (sjekket 14.01.2020).
- Tipler, P. A. og Mosca, G. (2008). *Physics For Scientists and engineers*. Red. av C. Marshall. 6. utg. New York: Susan Finnemore Brennan: 1412.
- United States Environmental Protection Agency (2020). *EPANET*. URL: <https://www.epa.gov/water-research/epanet> (sjekket 01.03.2020).
- Vannportalen (2019). *Vanndirektivet*. URL: <https://www.vannportalen.no/regelverk/vanndirektivet/> (sjekket 14.01.2020).
- Wang, X., Kvaal, K. og Ratnaweera, H. (2017). Characterization of influent wastewater with periodic variation and snow melting effect in cold climate area. *Computers and Chemical Engineering*. DOI: [10.1016/j.compchemeng.2017.06.009](https://doi.org/10.1016/j.compchemeng.2017.06.009).
- Ødegaard, H., red. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*. 2. utg. Norsk Vann: 664.

## Vedlegg A. Resultater fra lab: Friksjonsmåling

Friksjonsmålinger for rør		lør. 15.02.20					
Forsøk nr.	Sekunder	Liter	Vannføring (l/s)	m <sup>3</sup> /s	Hastighet(m/s)	Temperatur	
1	29	10	0,34	0,00034	0,36	8	
2	26	10	0,38	0,00038	0,40	8	
3	19	10	0,53	0,00053	0,55	7	
4	28	10	0,36	0,00036	0,37	6	
5	35	10	0,29	0,00029	0,30	5	
6	15	10	0,67	0,00067	0,69	5	
7	14	10	0,71	0,00071	0,74	5	
8	23	10	0,43	0,00043	0,45	5	

Viskositet	Høyde stigerør 1	Høyde stigerør 2	Tap (cm)	f	Reynolds tall	k_s (m)
0,00000139	19,8	18,3	1,5	0,0266	9025	-0,0001088
0,00000139	22,7	20,4	2,3	0,0328	10066	0,0000472
0,00000143	17,2	12,6	4,6	0,0351	13389	0,0001472
0,00000147	9,3	7,1	2,2	0,0364	8838	0,0001181
0,000001519	6,5	5,3	1,2	0,0310	6843	-0,0000815
0,000001519	17,9	13,2	4,7	0,0223	15966	-0,0000778
0,000001519	18,8	13,5	5,3	0,0219	17106	-0,0000738
0,000001519	19,5	15,9	3,6	0,0402	10413	0,0002603
				<b>Snitt:</b>	11456	0,000029
					<b>Varians:</b>	0,00000361
					<b>Standardavvik:</b>	0,00189938

**Figur A.1:** Skjerm bilde av tabell med målinger og beregninger fra friksjonstest på rør.

Friksjonsmålinger for slange		lør. 15.02.					
Forsøk nr.	Sekunder	Liter	Vannføring (l/s)	m <sup>3</sup> /s	Hastighet(m/s)	Temperatur	
1	34	10	0,29	0,00029	0,26	6	
2	29	10	0,34	0,00034	0,30	6	
3	20	10	0,50	0,00050	0,44	6	
4	15	10	0,67	0,00067	0,59	5	
5	14	10	0,71	0,00071	0,63	5	
6	23	10	0,43	0,00043	0,38	5	

Viskositet	Høyde stigerør 1	Høyde stigerør 2	Tap (cm)	f	Reynolds tall	k_s (m)
0,00000147	8	6,8	1,2	0,0439	6704	0,0003265
0,00000147	13,3	12,5	0,8	0,0213	7860	-0,0002550
0,00000147	13,3	10,9	2,4	0,0304	11397	0,0000127
0,000001519	13,2	9,3	3,9	0,0278	14705	-0,0000035
0,000001519	17,3	11,6	5,7	0,0354	15756	0,0001892
0,000001519	10,5	9,3	1,2	0,0201	9590	-0,0002179
				<b>Snitt:</b>	11002	0,0000086
					<b>Varians:</b>	0,00000144
					<b>Standardavvik:</b>	0,00119990

**Figur A.2:** Skjerm bilde av tabell med målinger og beregninger fra friksjonstest på slange.



## Vedlegg B. Resultater fra beregninger i del 1: Avløpsledning

Beregning av helninger ved bestemte vinkler i bend mellom rørstrekkene							
Q = 0,0005		m <sup>3</sup> /s		Q = 0,0006		m <sup>3</sup> /s	
	Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)		Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)		
Strømningstype	SLAK	BRATT	Strømningstype	SLAK	BRATT		
Helning	0,004	0,021	Helning	0,004	0,030		
Vinkel radianer	0,004	0,021	Vinkel radianer	0,004	0,030		
Vinkel grader	0,229	1,229	Vinkel grader	0,229	1,729		
Bendvinkel	1		Bendvinkel	1,5			
	Fullt rør	Selvfall		Fullt rør	Selvfall		
v (m/s)	0,520	0,520	v (m/s)	0,624	0,624		
f	0,030	0,030	f	0,029	0,029		
x_avstand (m)		3,355	x_avstand (m)		3,135		
y_1 (m)		0,100	y_1 (m)		0,126		
ΔH (m)	0,065	0,025	ΔH (m)	0,090	0,039		
Høyde i innløpskar (m)	0,105	0,125	Høyde i innløpskar (m)	0,130	0,165		
Q_fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000581		Q_fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000721			
Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000081		Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000121			
Økning Q_fullt %	16,20		Økning Q_fullt %	20,17			
Q = 0,0007		m <sup>3</sup> /s		Q = 0,0006		m <sup>3</sup> /s	
	Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)		Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)		
Strømningstype	SLAK	BRATT	Strømningstype	SLAK	BRATT		
Helning	0,004	0,039	Helning	0,004	0,048		
Vinkel radianer	0,004	0,039	Vinkel radianer	0,004	0,048		
Vinkel grader	0,229	2,229	Vinkel grader	0,229	2,729		
Bendvinkel	2		Bendvinkel	2,5			
	Fullt rør	Selvfall		Fullt rør	Selvfall		
v (m/s)	0,728	0,728	v (m/s)	0,624	0,624		
f	0,028	0,028	f	0,029	0,029		
x_avstand (m)		3,064	x_avstand (m)		3,135		
y_1 (m)		0,153	y_1 (m)		0,180		
ΔH (m)	0,118	0,053	ΔH (m)	0,090	0,039		
Høyde i innløpskar (m)	0,158	0,206	Høyde i innløpskar (m)	0,130	0,219		
Q_fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000846		Q_fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000883			
Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000146		Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000283			
Økning Q_fullt %	20,86		Økning Q_fullt %	47,17			

Figur B.1: Skjerm bilde av tabeller med helningsberegninger og estimert økt kapasitet ved fullstrøm vs. selvfal som skal fungere å måle i lab.

Disse kan testes:					
Q = 0,0002 m <sup>3</sup> /s			Q = 0,0006 m <sup>3</sup> /s		
	Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)		Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)
Strømningstype	SLAK	BRATT	Strømningstype	SLAK	BRATT
Helning	0,004	0,021	Helning	0,004	0,021
Vinkeladianer	0,004	0,021	Vinkeladianer	0,004	0,021
Vinkel grader	0,229	1,229	Vinkel grader	0,229	1,229
Bendvinkel	1		Bendvinkel	1	
	Fullt rør	Selvfall		Fullt rør	Selvfall
v (m/s)	0,208	0,208	v (m/s)	0,624	0,624
f	0,038	0,038	f	0,029	0,029
x_avstand (m)		4,910	x_avstand (m)		3,135
y_1 (m)		0,106	y_1 (m)		0,099
ΔH (m)	0,013	0,001	ΔH (m)	0,090	0,039
Høyde i innløpskar (m)	0,053	0,107	Høyde i innløpskar (m)	0,130	0,138
Q fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)			Q fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000629	
Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)			Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000029	
Økning Q_fullt %			Økning Q_fullt %	4,83	
Q = 0,0007 m <sup>3</sup> /s					
	Strekk B (øvre)	Strekk A (nedre)			
Strømningstype	SLAK	BRATT			
Helning	0,004	0,056			
Vinkeladianer	0,004	0,056			
Vinkel grader	0,229	3,229			
Bendvinkel	3				
	Fullt rør	Selvfall			
v (m/s)	0,728	0,728			
f	0,028	0,028			
x_avstand (m)		3,064			
y_1 (m)		0,204			
ΔH (m)	0,118	0,053			
Høyde i innløpskar (m)	0,158	0,257			
Q fullt med H= H_selvf (m <sup>3</sup> /s)	0,000984				
Økning Q_fullt (m <sup>3</sup> /s)	0,000284				
Økning Q_fullt %	40,50				

Figur B.2: Skjerm bilde av tabeller med helningsberegninger og estimert økt kapasitet ved fullstrøm vs. selvfall som kan testes i lab.

## Vedlegg C. Resultater fra lab del 2: Avløpsmodell

Målepunkt	1	HN1	A	2	HN2	HN3
Høyde bunn kum til referanseplan (+høyde bunn hjelpenode fra referanseplan) (cm)	-27	-31,5	-28,9	-34,5	-36,3	-38,7
Med ref.plan 50cm ned	23	18,5	21,1	15,5	13,7	11,3
Høyde midt kum til ref.plan (cm)	-25	-29,5	-27,9	-32,5	-34,3	-36,7
Med ref.plan 50cm ned	25	20,5	22,1	17,5	15,7	13,3
Målepunkt	3	B	HN4	4	HN5	
Høyde bunn kum til referanseplan (+høyde bunn hjelpenode fra referanseplan) (cm)	-39	-35,6	-38,7	-40,4	-40,8	
Med ref.plan 50cm ned	11	14,4	11,3	9,6	9,2	
Høyde midt kum til ref.plan (cm)	-37	-34,6	-36,7	-38,4	-38,8	
Med ref.plan 50cm ned	13	15,4	13,3	11,6	11,2	

Figur C.1: Skjerm bilde av tabell med de målte høydene i avløpsmodellen.

RØR	1-HN1	A-HN1	HN1-2	2-HN2	HN2-HN3	HN3-3
Lengde (cm)	252	51	256	66	122	13
Diameter, innvendig (mm)	35	16,7	35	35	38	35
Diameter, utvendig (mm)	40	20	40	40	48	40
Ruhet (mm)	0,029	0,029	0,029	0,029	0,0086	0,029
RØR	3-HN4	B-HN4	HN4-4	4-HN5	HN5-T1	
Lengde (cm)	258	51	255	56	250	
Diameter, innvendig (mm)	35	16,7	35	35	38	
Diameter, utvendig (mm)	40	20	40	40	48	
Ruhet (mm)	0,029	0,029	0,029	0,029	0,0086	

Figur C.2: Skjerm bilde av tabell med de målte egenskapene til avløpsmodellen.

Torsdag 30/1-20								
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	-0,1	-2,5	-3,2	-8,6	-9,4	-12,8	-16,3	
Vannføring ut til tank (l/s)	0,38	0,03	0,01	0,01	0,02	0,00		
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	-1,5	-3,6	-7,2	-8,8	-10,1	-12,9		
Snitt (cm)	-0,8	-3,05	-5,2	-8,7	-9,75	-12,85		
Med ref.plan 50 cm ned	49,2	46,95	44,8	41,3	40,25	37,15	33,7	
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før)	-1,4	-1,1	-4	-0,2	-0,7	-0,1		-7,5
Vannføring ut til tank (l/s)							0,46	
Måling av vannføring: liter per tid	Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					15,5 cm		
kum	sekund	liter						
A	243	8						
B	346	8						
2	206	3						
3	252	3						
4	224	0,1						
1	21	8						

Figur C.3: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie én i avløpsmodellen.

Fredag 31/1-20								
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	-2	3,4	2,7	-2,5	4,8	1,8	-19,4	
Vannføring (l/s)	0,21	0,06	0,10	0,08	0,12	0,11		
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	-1,6	3,1	2,3	-2,5	5,1	2,2		
Snitt	-1,8	3,25	2,5	-2,5	4,95	2		
Med ref.plan 50 cm ned	48,2	53,25	52,5	47,5	54,95	52	30,6	
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før)	0,4	-0,3	-0,4	0	0,3	0,4		0,4
Vannføring ut til tank							0,68	
Måling av vannføring: liter per tid	Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					17,6 cm		
kum	sekund	liter						
A	124	8						
B	67	8						
2	79	8						
3	105	8						
4	71	8						
1	38	8						

Figur C.4: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie to i avløpsmodellen.

Fredag 31/1-20									
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	-2,8	2,1	0,7	-3,5	2,2	-1,4	-24,2		
Vannføring (l/s)	0,21	0,07	0,10	0,08	0,11	0,10			
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	-4	1,1	-0,3	-4,4	1,7	-1,1	-24,4		
Snitt	-3,4	1,6	0,2	-3,95	1,95	-1,25	-24,3		
Med ref.plan 50 cm ned	46,6	51,6	50,2	46,05	51,95	48,75	25,7		
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før)	-1,2	-1	-1	-0,9	-0,5	0,3	-0,2	-4,5	
Vannføring ut til tank							0,67		
Måling av vannføring: liter per tid	Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					20,9 cm			
kum	sekund	liter							
A	120	8							
B	72	8							
2	83	8							
3	95	8							
4	77	8							
1	39	8							

Figur C.5: Skjermbilde av tabell med resultater fra målingsserie tre i avløpsmodellen.

Torsdag 6/2-20									Kl: 10:30	
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	25
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	7,6	6,3	4,9	-0,1	-6,1	-10,6	-46		Temp. etter:	30
Vannføring (l/s)	0,24	0,02	0,40	0,15	0,04	0,73				
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)										
Snitt										
Med ref.plan 50 cm ned	57,6	56,3	54,9	49,9	43,9	39,4	4,0			
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	-7,6	-6,3	-4,9	0,1	6,1	10,6		-2,0		
Vannføring ut til tank (l/s)							1,58			
Måling av vannføring: liter per tid	Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					53,6 cm				
kum	sekund	liter								
A	294	5								
B	199	8								
2	20	8								
3	54	8								
4	11	8								
1	33	8								

Figur C.6: Skjermbilde av tabell med resultater fra målingsserie fire i avløpsmodellen.

Torsdag 6/2-20		Kl: 13									
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	34	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	7	4,7	3,5	0,5	-4,4	-8,4	-28,9		Temp. etter:	35	
Vannføring (l/s)	0,27	0,00	0,27	0,15	0,05	0,31					
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	6,6	5,2	4,1	0,6	-3,8	-7,6					
Snitt	6,8	4,95	3,8	0,55	-4,1	-8					
Med ref.plan 50 cm ned	56,8	54,95	53,8	50,55	45,9	42	21,1				
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	-0,4	0,5	0,6	0,1	0,6	0,8			2,2		
Vannføring ut til tank (l/s)							1,04				
Måling av vannføring: liter per tid		Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					35,7	cm			
kum	sekund	liter									
A	0	0									
B	121	6									
2	30	8									
3	53	8									
4	26	8									
1	30	8									

Figur C.7: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie fem i avløpsmodellen.

Torsdag 6/2-20		Kl 13:10									
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	36	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	-1,8	-0,7	-4,8	-7,5	-10,2	-12,3	-28,9		Temp. etter:	36	
Vannføring (l/s)	0,20	0,11	0,14	0,07	0,03	0,29					
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	-1,8	-0,8	-4,6	-7	-9,9	-12,1					
Snitt	-1,8	-0,75	-4,7	-7,25	-10,05	-12,2					
Med ref.plan 50 cm ned	48,2	49,25	45,3	42,75	39,95	37,8	21,1				
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	0	-0,1	0,2	0,5	0,3	0,2			1,1		
Vannføring ut til tank (l/s)							0,84				
Måling av vannføring: liter per tid		Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:					27,1	cm			
kum	sekund	liter									
A	72	8									
B	155	5									
2	56	8									
3	115	8									
4	28	8									
1	40	8									

Figur C.8: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie seks i avløpsmodellen.

Fredag 7/2-20		KI 11:20									
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	30	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	9,4	5,8	3,6	1,9	-2	-5,6	-28,8		Temp. etter:	32	
Vannføring (l/s)	0,40	0,00	0,05	0,12	0,03	0,31					
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	8,6	4,7	3,1	1,3	-2,5	-6,5	-29				
Snitt	9	5,25	3,35	1,6	-2,25	-6,05	-28,9				
Med ref.plan 50 cm ned	59	55,25	53,35	51,6	47,75	43,95	21,1				
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	-0,8	-1,1	-0,5	-0,6	-0,5	-0,9	-0,2	-4,4			
Vannføring ut til tank (l/s)							0,92				
Måling av vannføring: liter per tid			Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:				37,9 cm				
kum	sekund	liter									
A	129	0,15									
B	180	6									
2	157	8									
3	65	8									
4	26	8									
1	20	8									

Figur C.9: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie syv i avløpsmodellen.

Onsdag 12/2-20		KI 13:44									
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	19	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	6	5,8	4,6	2,3	0	-4,5	-27		Temp. etter:	24	
Vannføring (l/s)	0,17	0,03	0,20	0,11	0,08	0,57					
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	4,9	4,4	3,2	0,6	-1,1	-6,1	-27				
Snitt	5,45	5,1	3,9	1,45	-0,55	-5,3	-27				
Med ref.plan 50 cm ned	55,45	55,1	53,9	51,45	49,45	44,7	23				
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	-1,1	-1,4	-1,4	-1,7	-1,1	-1,6	0	-8,3			
Vannføring ut til tank (l/s)							1,16				
Måling av vannføring: liter per tid			Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:				32,45 cm				
kum	sekund	liter									
A	110	3									
B	100	8									
2	41	8									
3	71	8									
4	14	8									
1	47	8									

Figur C.10: Skjerm bilde av tabell med resultater fra målingsserie åtte i avløpsmodellen.





## Vedlegg D. Simulering i EPANET: Kalibrering av tapskoeffisienter

Kalibrering 4			
Måling 1			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,49	0,5	-0,01
A	0,47	0,47	0
2	0,45	0,45	0
3	0,41	0,42	-0,01
B	0,4	0,4	0
4	0,37	0,37	0

Kalibrering 8			
Måling 3			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,47	0,44	0,03
A	0,52	0,43	0,09
2	0,5	0,42	0,08
3	0,46	0,4	0,06
B	0,52	0,39	0,13
4	0,49	0,33	0,16

Kalibrering 5			
Måling 5			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,57	0,55	0,02
A	0,55	0,53	0,02
2	0,54	0,53	0,01
3	0,51	0,49	0,02
B	0,46	0,44	0,02
4	0,42	0,39	0,03

Kalibrering 8			
Måling 7			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,59	0,5	0,09
A	0,55	0,47	0,08
2	0,53	0,45	0,08
3	0,52	0,42	0,1
B	0,48	0,38	0,1
4	0,44	0,35	0,09

Kalibrering 7			
Måling 4			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,58	0,64	-0,06
A	0,56	0,63	-0,07
2	0,55	0,63	-0,08
3	0,5	0,56	-0,06
B	0,44	0,49	-0,05
4	0,39	0,46	-0,07

Kalibrering 6			
Måling 6			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,48	0,44	0,04
A	0,49	0,45	0,04
2	0,45	0,42	0,03
3	0,43	0,39	0,04
B	0,4	0,36	0,04
4	0,38	0,33	0,05

Kalibrering 5			
Måling 8			
Kum	Målt total head	Total head i EP.	Diff.
1	0,55	0,57	-0,02
A	0,55	0,57	-0,02
2	0,54	0,56	-0,02
3	0,51	0,54	-0,03
B	0,49	0,51	-0,02
4	0,45	0,49	-0,04

**Figur D.1:** Skjerm bilde av tabell med kalibrering av tapskoeffisienter i EPANET for hver tapsgruppe i hver måling.

Kalibrering	Måling 1	Måling 2	Måling 3	Måling 4
	Kalibrering 1	Kalibrering 2	Kalibrering 5	Kalibrering 4
Tapsgruppe	Tapskoeffisient	Tapskoeffisient	Tapskoeffisient	Tapskoeffisient
1	0,015	0,01	0,8	0,1
2	0,0125	0,02	0,1	0,05
3	1	1,5	2	0,5
4	0,02	1,5	1,5	0,1
5	0,05	2	2	0,5
6	0,03	1	1	2
7	0,01	0,5	0,2	0,05
8	0,05	1	0,3	0,1
Tapsavvik 1 (m):	0,01	0,04	0,03	0,01
Tapsavvik 2 (m):	0,013	0,050	0,070	0,173
Tapsavvik 3 (m):	0,013	0,055	0,075	0,140
Tapsavvik 4 (m):	0,003	0,065	0,092	0,065

Måling 5	Måling 6	Måling 7	Måling 8	
Kalibrering 2	Kalibrering 3	Kalibrering 3	Kalibrering 2	
Tapskoeffisient	Tapskoeffisient	Tapskoeffisient	Tapskoeffisient	
0,2	0,23	0,3	0,1	
0,1	0,10	0,2	0,1	
1	1,09	1,1	0,5	
0,2	0,50	0,3	0,1	
1	1,23	2,2	1	
2	1,38	2	1	
0,1	0,21	0,4	0,2	
0,2	0,34	0,6	0,2	
0,01	0,01	0,02	0,00	Ikke felles tapskoeff.
0,033	0,0067	0,052	0,052	
0,015	0,0183	0,062	0,037	
0,020	0,0400	0,090	0,025	

Figur D.2: Skjerm bilde av tabell med kalibrering av tapsavvik i EPANET for hver tapsgruppe i hver måling.

	Snitt taps.koeff.	Snitt taps.koeff.	Snitt taps.koeff.
Tapsgruppe	Forsøk 2	Forsøk 3	Forsøk 4
1	0,23	0,19	0,13
2	0,10	0,11	0,08
3	1,09	0,84	0,67
4	0,50	0,24	0,13
5	1,23	1,19	0,83
6	1,38	1,68	1,67
7	0,21	0,19	0,12
8	0,34	0,29	0,17
	Tok snittet av tapskoeffisientene til alle målingene, for hver tapsgruppe.	Tok snittet av tapskoeffisientene til målingene med størst vannføring, måling 4-8, for hver tapsgruppe.	Tok snittet av tapskoeffisientene til målingene med størst vannføring, måling 4, 5 og 8, for hver tapsgruppe.

Figur D.3: Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene.

Simulert måling 2:1	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,38	0,34	0,5	0,16
A	0,03			
2	0,01			
3	0,01			
B	0,02			
4	0,00			
<b>Sum:</b>	<b>0,45</b>			
Simulert måling 2:2	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,21	0,31	0,49	0,18
A	0,06			
2	0,10			
3	0,08			
B	0,12			
4	0,11			
<b>Sum:</b>	<b>0,68</b>			
Simulert måling 2:3	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,21	0,26	0,44	0,18
A	0,07			
2	0,10			
3	0,08			
B	0,11			
4	0,10			
<b>Sum:</b>	<b>0,67</b>			
Simulert måling 2:4	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,24	0,04	0,63	0,59
A	0,02			
2	0,40			
3	0,15			
B	0,04			
4	0,73			
<b>Sum:</b>	<b>1,58</b>			

**Figur D.4:** Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene (utsnitt én).

Simulert måling 2:5	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,27	0,21	0,55	0,34
A	0,00			
2	0,27			
3	0,15			
B	0,05			
4	0,31			
<b>Sum:</b>	<b>1,05</b>			
Simulert måling 2:6	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,2	0,21	0,43	0,22
A	0,11			
2	0,14			
3	0,07			
B	0,03			
4	0,29			
<b>Sum:</b>	<b>0,84</b>			
Simulert måling 2:7	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,4	0,21	0,49	0,28
A	0,00			
2	0,05			
3	0,12			
B	0,03			
4	0,31			
<b>Sum:</b>	<b>0,91</b>			
Simulert måling 2:8	Q (l/s)	H_tank (m)	H_kum 1 (m)	H: Kum_1 - Tank (m)
1	0,17	0,23	0,54	0,31
A	0,03			
2	0,20			
3	0,11			
B	0,08			
4	0,57			
<b>Sum:</b>	<b>1,16</b>			

Figur D.5: Skjerm bilde av tabell med kalibreringsresultater for tapskoeffisientene (utsnitt to).

## Vedlegg E. Resultater fra simulering i EPANET med kumbegrensninger

Simulering av målinger og vannføring med kumbegrensninger					
Måling nr. 1 → kan ikke brukes fordi vannstanden står for høyt i utgangspunktet					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,38	5	0,076		-0,25
A	0,03	5	0,006		-0,221
2	0,01	5	0,002		-0,175
3	0,01	5	0,002		-0,13
B	0,02	5	0,004		-0,154
4	0	5	0,000		-0,116
Tank	0,46	5	0,09		0,34
Måling nr. 2					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,21	4	0,053	0,33	0,08
A	0,06	4	0,015	0,32	0,10
2	0,1	4	0,025	0,32	0,15
3	0,08	4	0,020	0,32	0,19
B	0,12	4	0,030	0,32	0,17
4	0,11	4	0,028	0,32	0,20
Tank	0,68	4	0,17		0,31
Måling nr. 3					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,21	1,7	0,124	0,33	0,08
A	0,07	1,7	0,041	0,33	0,109
2	0,1	1,7	0,059	0,33	0,155
3	0,08	1,7	0,047	0,32	0,19
B	0,11	1,7	0,065	0,31	0,156
4	0,1	1,7	0,059	0,29	0,174
Tank	0,67	1,7	0,39		0,26
Måling nr. 4					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,24	1,6	0,150	0,31	0,06
A	0,02	1,6	0,013	0,31	0,089
2	0,4	1,6	0,250	0,31	0,135
3	0,15	1,6	0,094	0,28	0,15
B	0,04	1,6	0,025	0,25	0,096
4	0,73	1,6	0,456	0,23	0,114
Tank	1,58	1,6	0,99		0,04

Figur E.1: Skjermbilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (ut-snitt én).

Simulering av målinger og vannføring med kumbegrensninger					
Måling nr. 5					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,27	2,4	0,113	0,28	0,03
A	0	2,4	0,000	0,28	0,059
2	0,27	2,4	0,113	0,28	0,105
3	0,15	2,4	0,063	0,27	0,14
B	0,05	2,4	0,021	0,26	0,106
4	0,31	2,4	0,129	0,25	0,134
Tank	1,04	2,4	0,43		0,21
Måling nr. 6					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,2	2	0,1	0,28	0,03
A	0,11	2	0,055	0,28	0,059
2	0,14	2	0,07	0,27	0,095
3	0,07	2	0,035	0,26	0,13
B	0,03	2	0,015	0,25	0,096
4	0,29	2	0,145	0,25	0,134
Tank	0,84	2	0,42		0,21
Måling nr. 7					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,4	2	0,200	0,3	0,05
A	0	2	0,000	0,29	0,069
2	0,05	2	0,025	0,28	0,105
3	0,12	2	0,060	0,27	0,14
B	0,03	2	0,015	0,26	0,106
4	0,31	2	0,155	0,25	0,134
Tank	0,92	2	0,46		0,21
Måling nr. 8					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,17	3,5	0,049	0,26	0,01
A	0,03	3,5	0,009	0,26	0,039
2	0,2	3,5	0,057	0,26	0,085
3	0,11	3,5	0,031	0,26	0,13
B	0,08	3,5	0,023	0,26	0,106
4	0,57	3,5	0,163	0,26	0,144
Tank	1,16	3,5	0,33		0,23

Figur E.2: Skjerm bilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (utsnitt to).

Måling nr.	Q (l/s)	Høyde kum 1 (m)	Høyde tank (m)	Høydeforskjell (m)
2	0,17	0,33	0,31	0,02
3	0,39	0,33	0,26	0,07
4	0,99	0,31	0,04	0,27
5	0,43	0,28	0,21	0,07
6	0,42	0,28	0,21	0,07
7	0,46	0,3	0,21	0,09
8	0,33	0,26	0,23	0,03

Figur E.3: Skjerm bilde av tabeller med simuleringer med kumbegrensninger (utsnitt tre).

## Vedlegg F. Resultater fra trykkmåling i kummodellen

Tirsdag 31/3-20	Kl 12:50										
Hva	1	A	2	3	B	4	T1	Sum	Temp. før:	27	
Vannstand før vannføringsmåling (cm)	-1	-2,3	-3,8	-8,2	-4	-11,7	-71,5		Temp. etter:	33	
Vannføring (l/s)	0,22	0,04	0,19	0,14	0,01	1,42					
Vannstand etter vannføringsmåling (cm)	2,9							-73			
Snitt	0,95	-2,3	-3,8	-8,2	-4	-11,7	-72,25				
Med ref.plan 50 cm ned	50,95	47,7	46,2	41,8	46	38,3	-22,25				
Differanse vannstand, før/etter vannføringsmåling (etter-før) (cm)	3,9	2,3	3,8	8,2	4	11,7	-1,5	33,9			
Vannføring ut til tank (l/s)							2,02				
Måling av vannføring: liter per tid kum	sekund	liter	Forskjell mellom vannstand kum 1 og tank:				73,2	cm			
A	56	2									
B	134	2									
2	42	8									
3	57	8									
4(1)	17	8									
4(2)	16	8									
4(3)	18	8									
1	36	8									

**Figur F.1:** Skjermbilde av tabell med resultater fra trykkmålingsforsøk i avløpsmodellen.





## Vedlegg G. Resultater fra simulering av oppskalert avløpsmodell

Simulering av målinger i oppskalert modell					
Måling nr. 1 -> kan ikke brukes fordi vannstanden står for høyt i utgangspunktet					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	0,38	5	0,076		-0,25
A	0,03	5	0,006		-0,221
2	0,01	5	0,002		-0,175
3	0,01	5	0,002		-0,13
B	0,02	5	0,004		-0,154
4	0	5	0,000		-0,116
Tank	0,46	5	0,09		0,34
Måling nr. 2					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	21	4	5,25	3,11	0,61
A	6	4	1,50	3,11	0,90
2	10	4	2,50	3,11	1,36
3	8	4	2,00	3,11	1,81
B	12	4	3,00	3,11	1,57
4	11	4	2,75	3,1	1,94
Tank	68	4	17,00		3,1
Måling nr. 3					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	21	0,5	42,00	3,16	0,66
A	7	0,5	14,00	3,16	0,95
2	10	0,5	20,00	3,1	1,35
3	8	0,5	16,00	3,06	1,76
B	11	0,5	22,00	3,07	1,53
4	10	0,5	20,00	2,87	1,71
Tank	67	0,5	134,00		2,6
Måling nr. 4					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	24	0,45	53,3	3	0,5
A	2	0,45	4,4	2,95	0,74
2	40	0,45	88,9	3	1,25
3	15	0,45	33,3	2,78	1,48
B	4	0,45	8,9	2,5	0,96
4	73	0,45	162,2	2,44	1,28
Tank	158	0,45	351,1		0,4

Figur G.1: Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt én).

Simulering av målinger i oppskalert modell					
Måling nr. 5					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	27	0,75	36,0	2,62	0,12
A	0	0,75	0,0	2,6	0,39
2	27	0,75	36,0	2,6	0,85
3	15	0,75	20,0	2,55	1,25
B	5	0,75	6,7	2,48	0,94
4	31	0,75	41,3	2,4	1,24
Tank	104	0,75	140,0		2,1
Måling nr. 6					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	20	0,55	36,4	2,71	0,21
A	11	0,55	20,0	2,76	0,55
2	14	0,55	25,5	2,67	0,92
3	7	0,55	12,7	2,61	1,31
B	3	0,55	5,5	2,54	1,0
4	29	0,55	52,7	2,47	1,31
Tank	84	0,55	152,7		2,1
Måling nr. 7					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	40	0,6	66,7	2,77	0,27
A	0	0,6	0,0	2,69	0,48
2	5	0,6	8,3	2,65	0,9
3	12	0,6	20,0	2,61	1,31
B	3	0,6	5,0	2,53	0,99
4	31	0,6	51,7	2,46	1,3
Tank	92	0,6	151,7		2,1
Måling nr. 8					
Kum	Vannføring l/s	Nedskalering	Begrenset vannføring (l/s)	Total høyde (m)	Høyde kum (m)
1	17	1	17,0	2,58	0,08
A	3	1	3,0	2,57	0,36
2	20	1	20,0	2,57	0,82
3	11	1	11,0	2,55	1,25
B	8	1	8,0	2,54	1,0
4	57	1	57,0	2,53	1,37
Tank	116	1	116,0		2,3

Figur G.2: Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt to).

Måling nr.	Q (l/s)	Høyde kum 1 (m)	Høyde tank (m)	Høydeforskjell (m)
2	17	3,11	3,1	0,01
3	134	3,16	2,6	0,56
4	351,1	3	0,4	2,6
5	140	2,62	2,1	0,52
6	152,7	2,71	2,1	0,61
7	151,7	2,77	2,1	0,67
8	116	2,58	2,3	0,28

Figur G.3: Skjerm bilde av tabeller med simuleringsresultater fra oppskalert avløpsmodell (utsnitt tre).

## Vedlegg H. Resultater fra lab, del 1: Avløpsledning

Forsøk	Bend (grader)	$\Delta H$ , selvfall (cm)	Q, selvfall (l/s)	$\Delta H$ , fullstrøm (cm)	Q, fullstrøm (l/s)
1	1	10,1	0,48	7,0	0,50
8	1	10,7	0,49	7,0	0,50
9	1	10,4	0,50	6,7	0,50
2	1,5	14,2	0,60	10,4	0,61
6	1,5	14,0	0,61	10,3	0,65
7	1,5	13,2	0,62	10,0	0,62
3	2	17,6	0,70	12,4	0,70
4	2	17,1	0,71	12,6	0,71
5	2	14,9	0,69	11,8	0,70
12	2,5	20,6	0,63	12,1	0,65
13	2,5	17,5	0,66	11,6	0,65
14	2,5	18,0	0,60	11,0	0,59

Forsøk	$\Delta H$ , fullstrøm $\approx$ $\Delta H$ , selvfall (cm)	Q, fullstrøm ved vannstand selvfall (l/s)	Økning i Q (%)
1			
8	10,5	0,64	30,61
9	10,4	0,62	24,00
2			
6	12,8	0,73	19,67
7	12,3	0,71	14,52
3			
4	16,9	0,82	15,49 *
5	15,5	0,79	14,49 *
12	17,7	0,87	38,10
13	16,0	0,81	22,73
14	15,2	0,80	33,33

\* Har ikke vannstanden til kar 2 i forsøket med fullstrøm ved vannstand selvfall, men antar lik som selvfall

**Figur H.1:** Skjerm bilde av tabell med de målte resultatene for ulike bend i lab-forsøk.

Gj.snittsverdier:				
Bend (grader)	$\Delta H$ , selvfall (cm)	Q, selvfall (l/s)	$\Delta H$ , fullstrøm (cm)	Q, fullstrøm (l/s)
1	10,4	0,49	6,9	0,50
1,5	13,8	0,61	10,2	0,63
2	16,5	0,70	12,3	0,70
2,5	18,7	0,63	11,6	0,63

Bend (grader)	$\Delta H$ , fullstrøm = $\Delta H$ , selvfall (cm)	Q, fullstrøm ved vannstand selvfall (l/s)
1	10,5	0,63
1,5	12,6	0,72
2	16,2	0,81
2,5	16,3	0,83

Figur H.2: Skjerm bilde av tabell med gjennomsnittet av de målte resultatene for ulike bend i labforsøk.

Samme vannstand, men ulik vannføring				
Måling	Vannstand selvfall (cm)	Q (l/s)	Vannstand fullstrøm (cm)	Q (l/s)
4	14,6	0,71	14,4	0,82
5	11,9	0,69	12,4	0,79
6	13,8	0,61	13,5	0,73
7	12,8	0,62	12,8	0,71
8	12,1	0,49	12,8	0,64
9	11,9	0,5	12,1	0,62
12	13,4	0,63	13,3	0,87
13	12,4	0,66	12,7	0,81
14	11,9	0,6	11,7	0,8

(Med referanseplan på bunn rør ved innløpet)

Figur H.3: Skjerm bilde av tabell som sammenligner selvfall og fullstrøm med lik vannstand i innløpskaret.

Samme vannføring, men ulik vannstand					
Måling	Vannstand selvfall (cm)	Q (l/s)	Vannstand fullstrøm (cm)	Q (l/s)	Forskjell i vannstandene (cm)
1	10,9	0,48	8,3	0,50	2,6
2	13,7	0,6	10,2	0,61	3,5
3	15,2	0,7	10,1	0,70	5,1
4	14,6	0,71	10,2	0,71	4,4
5	11,9	0,69	8,7	0,70	3,2
6	13,8	0,61	10,2	0,65	3,6
7	12,8	0,62	9,4	0,62	3,4
8	12,1	0,49	8,1	0,50	4,0
9	11,9	0,5	7,9	0,50	4,0
12	13,4	0,63	5	0,65	8,4
13	12,4	0,66	6,3	0,65	6,1
14	11,9	0,6	4,9	0,59	7,0

Figur H.4: Skjerm bilde av tabell som sammenligner vannstanden i innløpskaret ved selvfall og fullstrøm med lik vannføring.

## Vedlegg I. Resultat fra simulering av kapasitetsøkning i avløpsmodell

Tankens nivå fra 0,05 m til 0 m						
	Total head	Q	Total head	Q	Diff	
1	0,43	0,27	0,44	0,28	0,01	
A	0,41	0,05	0,43	0,06	0,02	
2	0,4	0,27	0,42	0,28	0,02	
3	0,39	0,15	0,36	0,17	-0,03	
B	0,3	0,05	0,3	0,08	0	
4	0,24	0,31	0,23	0,34	-0,01	
Tank	0,05	sum	0	Sum	Sum	
Høydeforskjell	0,38	1,1	0,44	1,21	0,01	
Tankens nivå fra 0,05 m til -0,1 m						
	Total head	Q	Total head	Q	Diff	
1	0,43	0,27	0,44	0,26	0,01	
A	0,41	0,05	0,42	0,05	0,01	
2	0,4	0,27	0,42	0,29	0,02	
3	0,39	0,15	0,37	0,23	-0,02	
B	0,3	0,05	0,31	0,13	0,01	
4	0,24	0,31	0,22	0,47	-0,02	
Tank	0,05	sum	-0,1	sum		
Høydeforskjell	0,38	1,1	0,54	1,43	0,01	
Tankens nivå fra 0,05 m til -0,15 m						
	Total head	Q	Total head	Q	Diff	
1	0,43	0,27	0,43	0,26	0	
A	0,41	0,05	0,42	0,05	0,01	
2	0,4	0,27	0,41	0,28	0,01	
3	0,39	0,15	0,37	0,23	-0,02	
B	0,3	0,05	0,32	0,16	0,02	
4	0,24	0,31	0,22	0,56	-0,02	
Tank	0,05	sum	-0,15	Sum	Sum	
Høydeforskjell	0,38	1,1	0,58	1,54	0	
Tankens nivå fra 0,05 m til -0,2 m						
	Total head	Q	Total head	Q	Diff	
1	0,43	0,27	0,43	0,26	0	
A	0,41	0,05	0,42	0,06	0,01	
2	0,4	0,27	0,41	0,27	0,01	
3	0,39	0,15	0,36	0,25	-0,03	
B	0,3	0,05	0,32	0,17	0,02	
4	0,24	0,31	0,21	0,61	-0,03	
Tank	0,05	sum	-0,2	Sum	Sum	
Høydeforskjell	0,38	1,1	0,63	1,62	-0,02	

**Figur I.1:** Skjerm bilde av fordelingen av vanntilførsel i forbindelse med kapasitetsøkning i avløpsmodell.







**Norges miljø- og biovitenskapelige universitet**  
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet  
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
Norway