



Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

**Masteroppgave 2018 30 stp**

Fakultet for realfag og teknologi

Hovedveileder: Jon Arne Engan

## **Trykkavløpssystem i boligområder**

Pressure sewage system in residential areas

**Jesharuzan Nagalingam**

Vann og miljøteknikk

Fakultet for realfag og teknologi



## Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen på min mastergrad i Vann- og miljøteknikk ved Norges Miljø og Biovitenskapelige Universitet (NMBU), Fakultet for Realfag og Teknologi. Oppgaven er utarbeidet og gjennomført i samarbeid med COWI AS og har et omfang på 30 studiepoeng. Prosessen har vært både tidskrevende og utfordrende, men samtidig også meget spennende og lærerikt.

Jeg vil først og fremst takke min hovedveileder amanuensis Jon Arne Engan for god veiledning og oppfølging. Jeg vil også takke min biveileder, Tom Arild Karlsen ved COWI AS, for all hjelp og gode tilbakemeldinger. I tillegg vil jeg takke Espen Noreng Ovik for korrekturlesing av oppgaven.

15. mai 2018, Ås

---

Jesharuzan Nagalingam



## Sammendrag

Lillestrøm er et sentrumsområde i Skedsmo kommune og ligger i nordenden av Øyeren ved utløpet av Nitelva. En stor del av bebyggelsen ligger kun 2-3 meter over Nitelvas og Øyerens normale vannivå. Avløpssystemet i Lillestrøm er stort sett basert på et fellessystem, der både overvannet og spillvannet transporteres i samme ledning. Med et klima i stadig endring og en økende befolkningsvekst, er ikke dagens avløpssystem tilstrekkelig dimensjonert.

Lillestrøm har et flatt terreng på 1-2 ‰ fall. Dette fører til at ledningene må legges i veldig dype grøfter ved en separering av avløpssystemet etter den tradisjonelle metoden. Skedsmo kommune er derfor opptatt av å finne andre løsninger på dette.

I denne oppgaven er det sett på om et trykkavløpssystem vil være en mulig løsning, for å transportere spillvannet i et urbant boligområde ved separering av avløpssystemet.

Trykkavløpssystem har blitt benyttet i noen hytteområder, men er en litt ukjent metode i urbane strøk. Trykkavløpssystem er et system som transporterer spillvannet igjennom trykksatte rør ved hjelp av kvernpumper. Fordelen med dette systemet er at det kan ligge grunt å følge terrenget.

For å avgjøre om trykkavløpssystemet er en mulig løsning samt økonomisk gunstig, har dette blitt sammenlignet med den tradisjonelle metoden. Begge metodene har blitt prosjektert og dimensjonert for et urbant boligområde på Lillestrøm.

Det tradisjonelle anlegget som har blitt prosjektert består av 5309 meter med grøfter og fire pumpestasjoner. Grøftene har forskjellige dybder hvor prisene øker betydelig med økende grøftedybde. Den totale kostnaden på dette anlegget er beregnet til å være ca.102 millioner kroner. Av disse utgjorde kostnadene for grøfter og pumpestasjoner henholdsvis 92 % og 8 %.

Trykkavløpssystemet som har blitt prosjektert består av 4680 meter med grøfter og 41 pumpestasjoner. Den totale kostnaden på dette anlegget er beregnet til å være 39 millioner kroner. Av disse utgjør kostnaden for grøfter 84 % og 16 % for pumpestasjoner. Den årlige energikostnaden knyttet til pumping av spillvannet er beregnet til å være 5402 kroner.

Kostnadene knyttet til grøftedybdene er den avgjørende faktoren for at trykkavløpssystemet er den mest økonomisk gunstige. Trykkavløpssystemet gir en økonomisk besparelse på ca. 62 % sammenlignet med det tradisjonelle anlegget.

Implementeringen av et trykkavløpssystem burde med dette vurderes sterkt i urbane boligområder.

## Abstract

Lillestrøm is a central area in Skedsmo municipality located at the north end of Øyeren at the exit of Nitelva. Large part of the settlements are only 2-3 meters above Nitelva's and Øyeren's usual water level. The sewage system in Lillestrøm is founded on a common system where both overland flow and sewage being transported in the same conduit. With the constant climate change and increasing population growth, the sewage system today would not be sustainable.

Lillestrøm has flat terrain of 1-2 ‰ descent, hence the reason why the pipes are in deep ditches by separation of the sewage system according to the traditional method. Skedsmo Municipality are considering other solutions to the issue.

The thesis questions the possibility of a pressure sewage system that would be a feasible solution to transport sewage in urban residential areas by a separation of the sewage system.

Pressure sewage systems have been the standard in most cottage areas, but rarely used in urban areas. A pressure sewage system transports the sewage through pressurized pipes using grinder pumps. The advantage of this system is that it can be shallow to follow the terrain.

The pressure sewage system has been compared to the traditional method to determine if it is a possible solution and economically advantageous. Both methods have been projected and dimensioned for an urban residential area in Lillestrøm.

Projection of the traditional plant consists of 5309 meters of ditches and four pumping stations. The ditches have different depths where prices increase significantly with increasing of the ditch depth. Total estimated cost is at 102 million NOK. Ditches and pump stations amounted to 92 % and 8 % of the total cost, respectively.

Projection of the sewage system consists of 4680 meters of ditches and 41 pumping stations. Total estimated cost is at 39 million NOK. Ditches amounts to 84 % and pump stations 16 % of the total cost. The estimated yearly energy cost pumping the sewage would to be at 5402 NOK.

The costs associated with ditch depths are the decisive factor for the pressure sewage system to be the most economically advantageous. The pressure sewage system gives an economic saving of 62 % compared to the traditional plant.

The implementation of a pressure sewage system should be highly considered in urban areas.



# Innhold

Forord .....	i
Sammendrag .....	iii
Abstract .....	v
Innhold .....	vii
Figurliste.....	xi
Tabelliste .....	xiii
1 Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Oppbygging av oppgaven.....	3
2 Teori.....	4
2.1 Vannets kretsløp .....	4
2.2 Avløpssystemet.....	5
2.2.1 Fellessystem .....	5
2.2.2 Separatsystem.....	6
2.3 Tradisjonelt avløpssystem .....	8
2.3.1 Dimensjonering av selvfallsledninger .....	8
2.4 Trykkavløpssystem.....	14
2.4.1 Pumpestasjoner.....	14
2.4.2 Pumper .....	16
2.4.3 Ledninger .....	17
2.4.4 Selvreising .....	18
2.4.5 Lukt .....	18
2.4.6 Virkningsgrad.....	18
2.5 Dimensjoneringsgrunnlag.....	19
2.5.1 Avløpsmengden.....	19
2.6 Anleggsmetoder.....	24
2.6.1 Frostfri dybde .....	24
2.6.2 Grøfter .....	26

2.6.3	NoDig-metode .....	28
3	Metode/Prosjektering .....	29
3.1	Studieområdet .....	29
3.1.1	Skedsmo kommune .....	29
3.1.2	Lillestrøm .....	29
3.1.3	Studieområde .....	31
3.2	Dimensjonering av et tradisjonelt avløpsanlegg .....	33
3.2.1	Frostfri dybde .....	33
3.2.2	Overføringsledningene .....	34
3.2.3	Oppsamlingsledningene .....	35
3.2.4	Stikkledningene .....	37
3.2.5	Total ledningslengde .....	37
3.2.6	Personer i hver avløpsone .....	37
3.2.7	Dimensjonerende vannføring i hver avløpsone .....	38
3.2.8	Dimensjonering av overføringsledninger .....	40
3.2.9	Selvrensing .....	41
3.3	Lengdeprofil .....	47
3.3.1	Overføringsledning OL-1 .....	47
3.3.2	Overføringsledning OL-2 .....	50
3.4	Oppsamlingsledninger .....	52
3.5	Sammenstilling: Tradisjonell avløpsanlegg .....	52
3.7	Trykkavløp .....	53
3.7.1	Løsningen .....	53
3.7.2	Dimensjoneringsgrunnlag .....	55
3.7.3	Avløpsmengder .....	56
3.7.4	Ledninger .....	59
3.7.5	Driftstid .....	61
3.7.6	Friksjonstapet .....	62
3.7.7	Pumpekapasitet .....	63
3.7.8	Energiberegning .....	63
3.7.9	Anleggsmetode .....	65
3.7.10	Sammenstilling: Trykkavløpssystem .....	65
3.8	Økonomisk analyse .....	66

3.8.1	Kostnadstall.....	66
3.8.2	Kostnader .....	67
3.9	Resultater .....	68
3.9.1	Tradisjonell anlegg .....	68
3.9.2	Trykkavløpssystem.....	69
4	Diskusjon og konklusjon.....	70
4.1	Resultater .....	70
4.2	Usikkerheter.....	70
4.2.1	Spillvannsmengder .....	70
4.2.2	Drift og strømkostnader .....	71
4.2.3	Avgrensninger .....	71
4.3	Pumpeløsningen.....	72
4.4	Fordeler og ulemper.....	72
4.4.1	Fordeler .....	72
4.4.2	Ulemper.....	72
4.5	Konklusjon.....	73
4.6	Videre arbeid .....	73
	Referanser.....	75



## Figurliste

Figur 1: Skisse av vannets kretsløp. (NRV NRA, u.d.).....	4
Figur 2:Skisse av et fellessystem. (Lindholm, 2015).....	6
Figur 3:Skisse av et separatsystem (Lindholm, 2015) .....	7
Figur 4: Grafer for å finne delfyllingen i en ledning. (Lindholm, 2015) .....	12
Figur 5: Pumpestasjon med en utjevningstank. Utjevningstanken til høre og ligger med et fall på 1:50 (Fjeldberg, 2007) .....	15
Figur 6: Eksempel på en skruepumpe med kverne . (Skandinavisk kommunalteknikk, u.d.) .	16
Figur 7: Isolert trykkrør med varmekabel. (Isoterm-Alltid rennende vann, u.d.) .....	17
Figur 8: Eksempel på forbruksvariasjonen over et døgn. (Ødegaard, 2014) .....	21
Figur 9: Prinsippskisse for kmaks og kmin verdi. (Ødegaard, 2014) .....	22
Figur 10: Grøftetverrsnitt. (Ødegaard, 2014).....	26
Figur 11: Kartutsnittet viser grunnforholdet i Lillestrøm. (Nasjonal løsmassedatabase, u.d.)	30
Figur 12: Viser de 4 geografiske områdene på Lillestrøm. (Karlsen, 2016).....	31
Figur 13: Det eksisterende anlegget i studieområdet. Kartutsnittet er hentet fra Gemini VA sin kartbase over Skedsmo kommune.....	32
Figur 14: Traseene for overføringsledningene er vist som grønn og blå strek. ....	34
Figur 15:Fordeling av overføringsledning OL-1.....	35
Figur 16: Fordeling av avløpssonene .....	36
Figur 17: Ledningstrekk Roald Amundsens gate - PA214 (OL-1a). (Google Maps, 2018)....	42
Figur 18: Ledningstrekk: PA214 - Magnus gate (OL-1b) (Google Maps, 2018) .....	43
Figur 19: Ledningstrekk: Magnus gate - Øysteins gate (OL-1c (1)) (Google Maps, 2018) ....	44
Figur 20: Ledningstrekk: Øysteins gate - PA4 (OL-1c (2)) (Google Maps, 2018).....	45
Figur 21: Ledningstrekk: Snorres gate - Øysteins gate (OL-2) (Google Maps, 2018) .....	46
Figur 22: Lengdeprofil av overføringsledning OL-1 .....	48
Figur 23: Lengdeprofil av overføringsledning OL-1 med pumper .....	48

Figur 24: Oversikt over pumpestasjonene og plasseringene av dem .....	49
Figur 25: Lengdeprofil av overføringsledning OL-2 .....	50
Figur 26:Lengdeprofil av overføringsledning OL-2 med pumpe.....	51
Figur 27: Plasseringen av pumpestasjonen til overføringsledning OL-2.....	51
Figur 28: Fordeling av soner og oversikt over pumpestasjonene og plasseringene av dem. Gult område er sone 1, og grønt område er sone 2. Pumpestasjonene er markert med røde prikker. .....	53
Figur 29: Fet rød linje viser hovedledningen i sone 1. Tynn rød strek viser ledninger som kobler seg inn på hovedledningen. ....	54
Figur 30: Fet rød linje viser hovedledningen i sone 2. Tynn rød strek viser ledninger som kobler seg inn på hovedledningen. ....	54
Figur 31: Kostnadsfordeling for det tradisjonelle anlegget.....	68
Figur 32: Kostnadsfordeling for trykkavløpssystemet .....	69

## Tabelliste

Tabell 1: Ruheter for forskjellige ledningsmaterialer. (Ødegaard, 2014) .....	10
Tabell 2: Eksempler på virkningsgrader ved forskjellige volumstrømmer (Jørgensen, 2001)	18
Tabell 3: Vannforbruk for ulike institusjoner/virksomhet. (Lindholm, 2015) .....	20
Tabell 4: Bosatte per bolig etter bygningstype for hele Norge. (Statistisk sentralbyrå, 2013)	20
Tabell 5: Tabell over $f_{maks}$ , $f_{min}$ og $k_{maks}$ etter type område og bebyggelse. $p_e$ er antall personer. (Lindholm, 2015).....	22
Tabell 6: Frostdybdefaktor $K_f$ for ulike jordarter. (Vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, 2014) .....	24
Tabell 7: Utdrag fra Kommune Tabellen for frostmengder. (Vegvesen, Vegbygging, 2014) ...	25
Tabell 8: Nødvendig fri avstand mellom rør og fra rør til grøfteside. (Interconsult, 2016).....	26
Tabell 9: De tre No-Dig metodene (VA-Miljøblad, 2009) .....	28
Tabell 10: Eksempler på No-Dig metoder (Ødegaard, 2014) .....	28
Tabell 11: Strekning og lengde på overføringsledningene.....	34
Tabell 12: Lengden på overføringsledningene, oppsamlingsledningene og stikkledningene i de forskjellige avløpssonene. ....	37
Tabell 13: Antall personer som bor i de forskjellige avløpssonene. ....	38
Tabell 14: Middelvannføringen, Den dimensjonerende vannføringen og den selvrensende vannføringen for de forskjellige avløpssonene. ....	39
Tabell 15: Beregnet og valgt diameter for overføringsledningene. ....	40
Tabell 16: Beregninger for å se om overføringsledningene er selvrensende med et fall på 5 %. .....	41
Tabell 17: Sammenstilling av tradisjonell avløpsanlegg med lengde [m] med forskjellige rørdiameter, lengde [m] med grøft med forskjellige grøftedybder .....	52
Tabell 18: Antall personer som bor i hver kvartal og soner.....	55
Tabell 19: $Q_{maks}$ , $Q_{midmaks}$ og $Q_{mid}$ for hver kvartal i sone 1 .....	57
Tabell 20: $Q_{maks}$ , $Q_{midmaks}$ og $Q_{mid}$ for hver kvartal i sone 2 .....	58

Tabell 21: Lengde [m] fra pumpestasjonene til PA4 med forskjellig rørdiametre for sone 1.	59
Tabell 22: Lengde [m] fra pumpestasjonene til PA4 med forskjellig rørdiametre for sone 2.	60
Tabell 23: Den nødvendige kapasiteten pumpen trenger for at ledningene skal være selvreisende. Den er forskjellig for de ulike ledningsdiametere.	61
Tabell 24: Den samlede driftstiden for sone 1 og 2. Driftstiden er forskjellig for de ulike pumpekapasitetene.	61
Tabell 25: Friksjonstapet i ledningene med både 4l/s og 5l/s kapasitet på pumpene i sone 1 og 2.	62
Tabell 26: Energiforbruket for pumpene i sone 1 og sone 2.	64
Tabell 27: En sammenstilling av trykkavløpssystemet som viser total lengde på rørene, antall pumpestasjoner og energiforbruket.	65
Tabell 28: Kostnader for tradisjonell anlegg. Mnok = 1 million Norske kroner	67
Tabell 29: Kostnader for trykkavløpssystemet. Mnok = 1 million Norske kroner	67



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Lillestrøm er sentrumsområde i Skedsmo kommune, og ligger i nordenden av Øyeren ved utløpet av Nitelva. En stor del av bebyggelsen ligger bare 2-3 meter over Nitelvas og Øyerens normale nivå (Thornæs & Askheim, 2017). Glommas vannføring og det høye vannivået på Øyeren har forårsaket utfordringer knyttet til høy flomvannstand som utsetter Lillestrøm for flomskader. Lillestrøm har gjennom tidene opplevd flere oversvømmelser, og sist gang i 1995 da vannstanden nådde cirka kote +106,50. Etter den hendelsen ble det bygget flomvoller rundt Lillestrøm med en kote på +105,50. Flomvollen er kombinert med flompumpestasjoner på innsiden av vollene. Med dette kan man stenge vannet fra Øyeren, Nitelva og Glomma på utsiden av vollene, og pumpe overvannet som oppstår på innsiden av byen ut i den «høyere liggende» resipienten. Lillestrøm er uansett ikke i praksis sikret mot de ekstreme hendelsene som mest sannsynlig vil inntreffe, da 500 års flommen vil tilsvare en kote på +106,80. (Karlsen, 2016)

Lillestrøm har hovedsakelig et gammelt ledningsnett med mange lekkasjer, i størrelsesorden på 30 – 50%. Ledningene ligger også i et fall på 1 – 2 ‰ som er svært lite. (Karlsen, 2016)

Vannledningsnett i Lillestrøm sentrum består hovedsakelig av grå støpejernsrør. Vannledningene ligger i sin egen grøft på den ene siden av gatene, mens avløpsledningen ligger på den andre siden. Lillestrøm er det eneste området i Norge hvor dette har blitt gjort, selv om det er vanlig i andre land. (Karlsen, 2016) Fordelen med dette er at det blir lettere å renovere vannledningsnett ved hjelp av No-Dig teknikker, og dette er et arbeid de i de seinere årene har startet med og vil fortsette med i årene som kommer.

En større utfordring er avløpsnett. Avløpsvannet fra Lillestrøm fraktes direkte inn på hovedavløpsledningen eller inn på en av hovedpumpestasjonene PA1, PA3, PA4 og PA5 som både gravitasjonsstrømmer og pumpestrømmer. Ved alle tilkoblingspunktene er det installert et regnvannsoverløp som vil si at fortynnet avløpsvann vil renne direkte ut i resipienten når kapasiteten i nedstrøms ledningsnett er mindre enn den dimensjonerende nedbørsmengden. Avløpsvannet som ikke går i overløp ender opp i pumpestasjon PA1 og pumpes derfra videre til NRA IKS avløpsrensaneanlegg RA-2. (Karlsen, 2016)

Avløpsnett i Lillestrøm er stort sett basert på et fellessystem med gamle betongledninger, men det er enkelte områder hvor det er foretatt en separering etter tradisjonelle metoder med gravitasjon, dype grøfter og pumpestasjoner. Slike metoder gir store inngrep i gatene, hindrer trafikken og påfører støy og støvplager på beboerne og vil ta lang tid å gjennomføre med høye kostnader. Grunnforholdet består også hovedsakelig av marine leire som vil gi store utfordringer i forhold til stabilitet og sikring ved dype grøfter under en anleggsperiode med fornying av ledningsnett. Ett fall på 1 – 2 ‰ vil også være for lite dersom det skal bli foretatt en separering da det ikke vil bli oppnådd selvrensing i rørene. (Karlsen, 2016)

Skedsmo kommune er derfor opptatt av å finne nye løsninger for å redusere kostnadene og miljøbelastningene i Lillestrøm. Her kan trykkavløpssystem være en mulighet til å transportere spillvannet ved separering av avløpssystemet. Dette er en metode som har blitt prøvd ut i hytteområder. Det har også tidligere blitt skrevet en oppgave i om trykkavløpssystem kan være en mulighet for å kunne transportere spillvannet i et urbant sentrumsområdet. Denne oppgaven konkluderte med at en trykkavløpssystem kunne gi en besparelse på ca. 40 % sammenlignet med et tradisjonelt avløpsanlegg. (Pettersen, 2013)

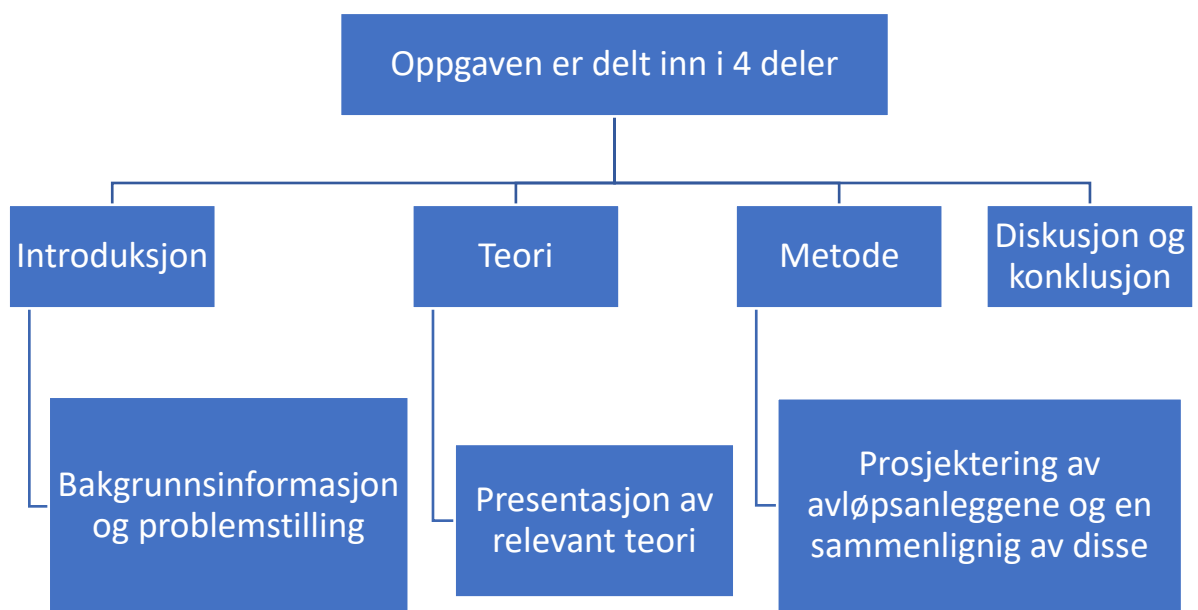
## 1.2 Problemstilling

Med dette i bakgrunnen er følgende problemstilling utformet:

*«Kan trykkavløpssystem være en mulig løsning til å transportere spillvannet ved separering av avløpssystemet i et boligområdet? Og vil dette være økonomisk gunstig?»*

For å besvare denne problemstillingen på best mulig måte har det derfor blitt valgt å prosjektere og sammenligne den tradisjonelle metoden der man bruker gravitasjon til å transportere spillvannet med et trykkavløpssystem som bruker pumper. For å se om det vil være økonomisk gunstig å implementere et trykkavløpssystem vil det også bli gjort en sammenligning av kostnadene knyttet til begge metodene. Begge metodene skal prosjekteres for et bestemt område i Lillestrøm bestående av eneboliger.

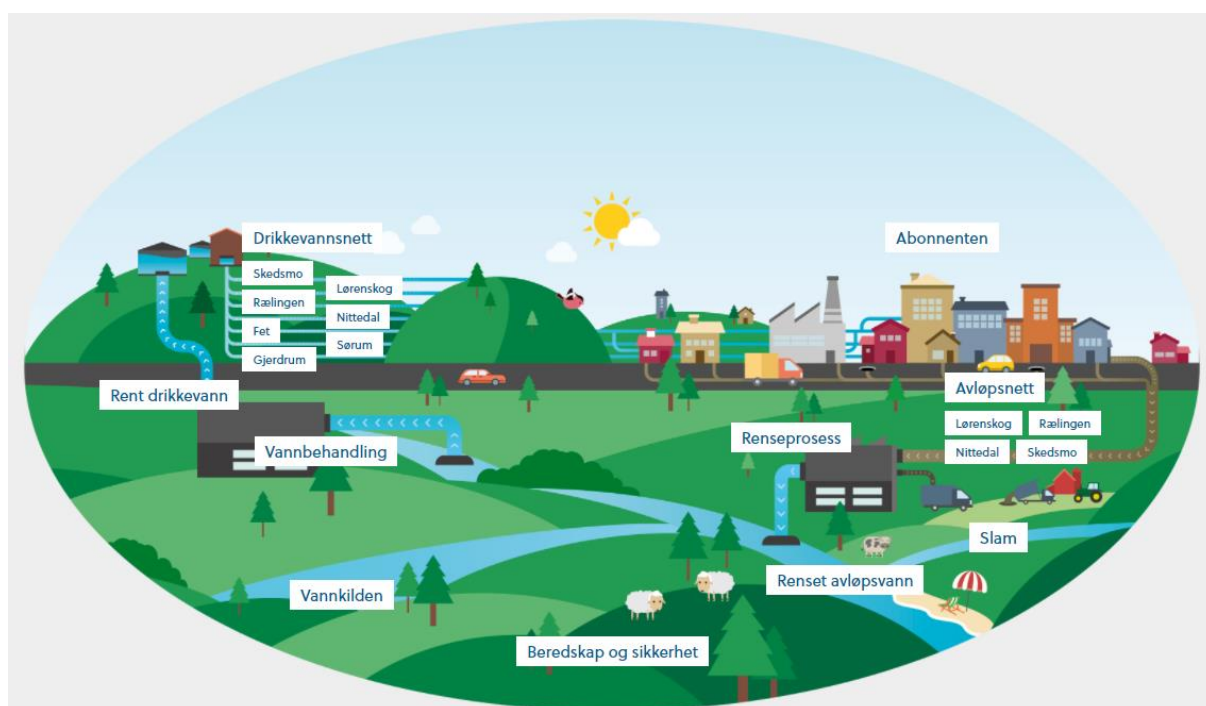
### 1.3 Oppbygging av oppgaven



## 2 Teori

### 2.1 Vannets kretsløp

Det er viktig å ha et godt og fungerende vann og avløpssystem for å bevare befolkningens helse og miljø. Vann og avløpssystemet fungerer ved at man henter vannet fra en vannkilde som for eksempel en elv, innsjø eller grunnvann. Dette vannet transporteres til et renseanlegg som renser vannet til en kvalitet som ikke vil være fare for befolkningens helse. Det brukte vannet transporteres til et avløpsrenseanlegg som renser vannet til en kvalitet som ikke vil skade miljøet. Deretter slippes dette vannet ut igjen til nærmeste resipient. Slammet fra renseanleggene blir ofte brukt som gjødsel. Figur 1 viser en skisse av vannets kretsløp.



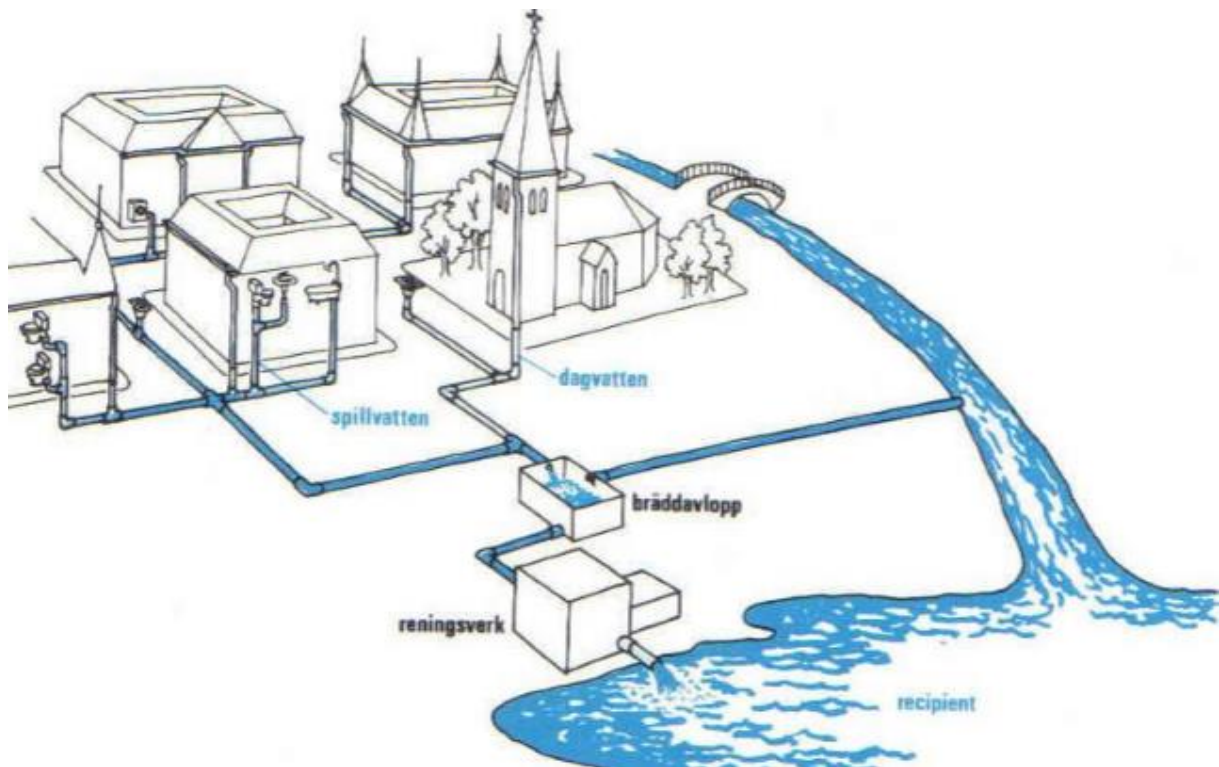
Figur 1: Skisse av vannets kretsløp. (NRV/NRA, u.d.)

## 2.2 Avløpssystemet

Avløpssystemet har i oppgave å samle opp spillvannet fra bolighus, institusjoner og bedrifter og deretter transportere dette vannet gjennom ledninger og tunneler til et renseanlegg før det slippes ut i en resipient. Spillvannet består av bruktvann fra toalettet, badet, kjøkkenet, vaskerommet og andre avløp. Avløpssystemet har også i tillegg til spillvannet i oppgave å transportere regnvannet fra taker, gater og veier til enten et renseanlegg eller en resipient. Dette vannet kaller vi for overvann. Overvannet varierer i mengde fra null i tørrværsperioder til flomvannsmengder ved kraftige regnskyllsdager, mens spillvannet er noenlunde konstant i mengde fra dag til dag. Avløpssystemet består av forskjellige ledninger som spillvannsledninger, overvannsledninger, fellesledninger, dykkerledninger, pumpeledninger og utslippsledninger. Andre komponenter i et avløpssystem kan være fordrøyningsanlegg, overløp og pumpestasjoner. Ledningene i avløpssystemet skal være korrekt dimensjonert der det er tatt hensyn til både variasjonen i vannmengden og kvaliteten på avløpsvannet. Avløpssystemet kan utformes som enten et fellessystem eller et separatsystem. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11) Det er flere kommuner som separerer fellesavløpssystemet til et separat-system i dag. (Lindholm, 2008)

### 2.2.1 Fellessystem

I et fellessystem blir både spillvannet og overvannet transportert i samme ledning til renseanlegget. Ledningene er dimensjonert etter kapasiteten til renseanlegget. Ved nedbørsperioder vil vannføringen øke. Når denne vannføringen overstiger kapasiteten på rørene vil vannet gå i overløp for å ikke overbelaste renseanlegget. Overløp er en viktig installasjon i et fellessystem. Ulempen er at overløpsvannet går direkte ut i resipienten uten noen form for rensing. Fordelen med å bruke et fellessystem er at overvannet også vil bli rensert da det kan inneholde forurensninger med hensyn på organisk materiale, tungmetaller og miljøgifter. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11)

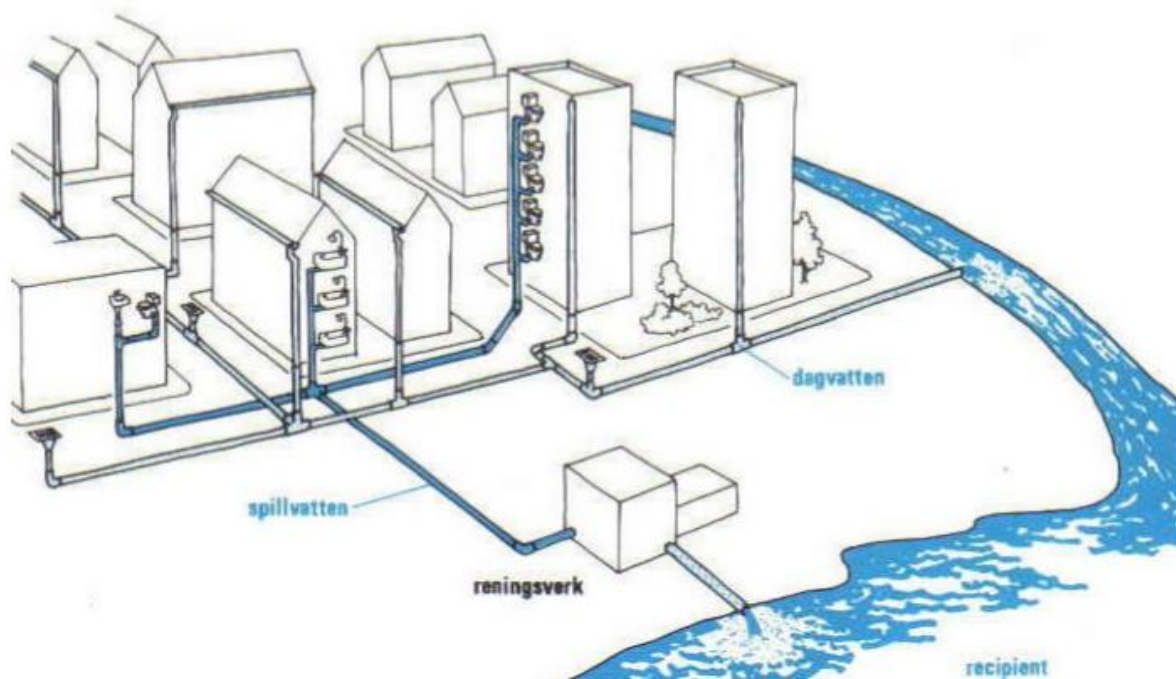


Figur 2: Skisse av et fellessystem. (Lindholm, 2015)

## 2.2.2 Separatsystem

I et separatsystem blir spillvannet og overvannet transportert hver for seg. Spillvannet blir transportert til et rensesanlegg, mens overvannet blir transportert direkte til en resipient. Dette fører til at det vil være høyere konsentrasjoner av forurensningsstoffer i avløpsvannet som transporteres til rensesanlegget. Dette gjør det lettere og mer kostnadseffektivt for rensesanleggene å fjerne.

Overvannet kan ta med seg en del forurensninger fra tak og veioverflater. I tilfeller hvor resipienten er sårbart kan det derfor være nødvendig å ha et rens tiltak før det blir slippet ut i resipienten. Et separatsystem vil også redusere overløpet da vannføringen minker. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11)



Figur 3: Skisse av et separatsystem (Lindholm, 2015)

## 2.3 Tradisjonelt avløpssystem

Det tradisjonelle avløpssystemet er basert på å transportere avløpsvannet til rensesanleggene ved hjelp av gravitasjonen. Ledningene i et slikt system betegnes som selvfallsledninger. Vi kan dele disse selvfallsledningene etter hvor dem er plassert. Stikkledninger er ledningene som går fra og mellom hus og bygninger. Oppsamlingsledningene samler opp avløpsvannet fra stikkledningene og transporterer dette videre til overføringsledningene. Overføringsledningene er hovedledningene innen en avløpssone. Overføringsledningene transporterer avløpsvannet videre til hovedledningen. Hovedledningen samler opp avløpsvannet fra flere avløpssoner og transporterer dette videre til rensenanlegget. Selvfallsledningene skal ha en tilstrekkelig nok kapasitet til å kunne lede bort den dimensjonerende hydrauliske belastningen og samtidig være selvrensende. For å få dette til i områder der det er et flatt terreng med lite fall kan ledningene legges i dype grøfter. I enkelte områder er det nødvendig å installere pumpestasjoner for å få pumpet opp avløpsvannet til et høyere område, og slike pumpestasjoner vil være en kostbar installasjon i et tradisjonelt avløpssystem. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11)

### 2.3.1 Dimensjonering av selvfallsledninger

Kravene på en selvfallsledning er at de skal ha stor nok kapasitet og være selvrensende ved en gitt dimensjonerende vannmengde. I Ledninger som ikke er selvrensende kan partikler kunne sedimentere på bunnen og hindre eller blokkere avløpstransporten. Dimensjoneringen går derfor utpå å finne den nødvendige diameteren på ledningen slik at disse kravene blir oppfylt. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11)

#### 2.3.1.1 Kapasitetsberegning

For å finne et uttrykk for den nødvendige diameteren på selvfallsledningene benyttes en kombinasjon av Darcy-Weisbachs ligning og kontinuitetsligningen. Svaret skal rundes opp til den nærmeste aktuelle diameteren. (Ødegaard, 2014)

$$h_f = \frac{f * L * v^2}{D * 2 * g} \quad (1)$$

Formel 1: Darcy-Weisbachs ligning for friksjonstap (Brown, 2003)



$$Q = v * A \quad (2)$$

Formel 2: Kontinuitetsligningen (Ødegaard, 2014)

$$D^5 = \frac{f * L * Q^2 * 8}{g * \pi^2 * h_f} \quad (3)$$

Formel 3: Uttrykk for D, kombinasjon av Darcy-Weisbachs ligning og kontinuitetsligningen

- D    innvendig diameter i ledningen (m)
- f    friksjonskoeffisienten
- L    lengden på ledningen (m)
- Q    dimensjonerende vannmengde (m<sup>3</sup>/s)
- h<sub>f</sub>    falltapet i ledningen (mVS)
- g    gravitasjonen, 9,81 (m/s<sup>2</sup>)
- v    strømningshastighet (m/s)

For å kunne bruke dette uttrykket må friksjonskoeffisienten være kjent. Friksjonskoeffisienten er forskjellig for ulike rør, og denne vil ikke bli oppgitt av rørgrossister eller hydrauliske håndbøker. Det som blir oppgitt er rørruheten, og friksjonskoeffisienten må derfor bestemmes på grunnlag dette. Dette kan gjøres ved å bruke halvempiriske formler som Colebrooks eller Prandtls formel. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 11)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log\left(3,71 * \frac{D}{k}\right) \quad (4)$$

Formel 4: Prandtls formel (Ødegaard, 2014, s. 308)

- f    friksjonskoeffisient
- D    innvendig diameter i ledningen (m)
- k    hydraulisk ruhet (rørruhet) (m)

Korrekte ruheter er vanskelig å finne for de forskjellige rørene da det er flere faktorer som påvirker de hydrauliske tapene som for eksempel rørkryss, bend, anboringer, begroinger, sedimenter og ventiler. Det er derfor ikke anbefalt å bruke ruheter som er lavere enn 0,5 mm. På Tabell 1 er det vist noen eksempler på forskjellige rørruheter. (Ødegaard, 2014)

Tabell 1: Ruheter for forskjellige ledningsmaterialer. (Ødegaard, 2014)

Ledningsmateriale	Teoretisk ruhet (mm)	Ofte brukte ruheter i praksis (mm)
Plastrør (PVC, PE, osv.)	0,002 – 0,007	0,1 – 0,4
Betongrør	0,3 – 1,0	1,0
Nye støpejernsrør med ny betongforing	0,3	0,5
Eldre støpejernsrør	0,8 – 1,5	1 – 1,5
Gamle rustne støpejernsrør	1,5 – 2,5	1,5 – 2,5

### 2.3.1.2 Selvrensing

Avløpsledningene skal beholde den hydrauliske kapasiteten, som ledningens alder og tilstand tilsier, hvis den skal betraktes som selvrensende. Det er tre krav som avgjør om ledningen er selvrensende: (Lindholm, 2015)

1. Minimum fall
2. Minimum vannhastighet som skal oppnås minst en gang per dag alle dager i året.
3. Minimum skjærspenning som skal oppnås minst en gang per dag alle dager i året.

Krav nummer tre med minimum skjærspenning er det beste kravet med tanke på å være sikker på at det er selvrensing. Dette er på grunn av at slepekraften på partiklene som må fraktes bort, varierer med blant annet rørdiameteren og ikke bare vannhastigheten. Ved fall på mindre enn 10 ‰ skal det dokumenteres at avløpsledningen er selvrensende ved bruk av skjærkraftberegninger. (Lindholm, 2015)

Framgangsmåten under er for skjærkraftberegninger, og er hentet fra VA-Miljøblad 70 (Lindholm, 2015):

1) Velg et krav til skjærspenning ( $\tau_{\min}$ ) for den aktuelle avløpsledningen.

Her er det for plast og betongrør anbefalt å bruke 3-4 N/m<sup>2</sup> på felles-avløpsledninger og overvannsledninger, og 2 N/m<sup>2</sup> på spillvannsledninger.

2) Beregn vannføringen ( $Q_{\text{fylt}}$ ) i avløpsledningen ved fylt rør.

For å finne denne vannføringen ( $Q_{\text{fylt}}$ ) brukes Darcy-Weisbachs ligning (Formel 1), og løser denne ligningen med hensyn på vannhastigheten ( $v$ ). Deretter setter vi vannhastigheten ( $v$ ) inn i kontinuitetsligningen (Formel 2). Her forutsettes det at man kjenner til friksjonskoeffisienten, diameteren og fallet på ledningen.

3) Beregn dimensjonerende vannføring for selvrenningsberegningen ( $Q_{\text{selvrens}}$ ).

For å beregne den dimensjonerende vannføringen ( $Q_{\text{dim}}$ ) benyttes formel:

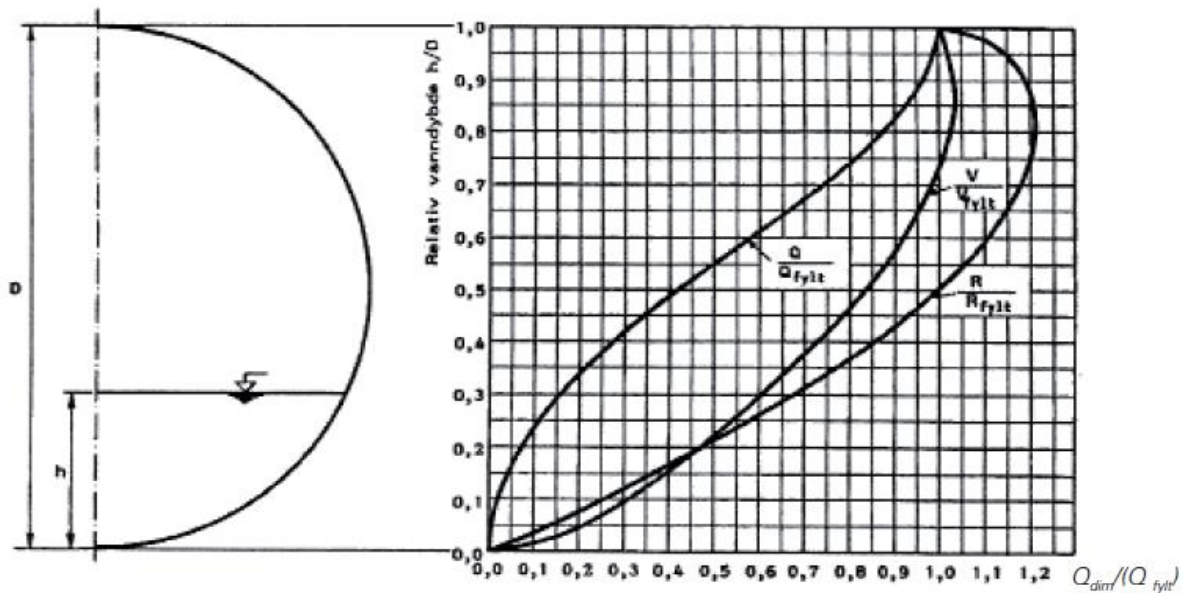
$$Q_{\text{selvrens}} = \alpha * P * q * f_{\min} \quad (5)$$

Formel 5: Formel for dimensjonerende vannføring for selvrensing:

$Q_{\text{selvrens}}$	Dimensjonerende vannføring for selvrenningsberegning
$P$	Antall personenheter
$q$	Midlere spesifikt vannforbruk per personenheter og døgn (m <sup>3</sup> /P*d)
$f_{\min}$	minimal døgnfaktor
$\alpha$	$\frac{1+23}{\sqrt{P}}$ for $P < 3000$ 1,43 for $P > 3000$

4) Beregn delfyllingen (h) i avløpsledningen ved dimensjonerende vannføring ( $Q_{dim}$ ).

Delfyllingen finner vi ved å bruke figuren under da vi vet forholdet mellom  $Q_{dim}$  og  $Q_{fylt}$ .



Figur 4: Grafer for å finne delfyllingen i en ledning. (Lindholm, 2015)

5) Beregn skjærspenningen ( $\tau_{fylt}$ ) ved fylt ledning.

Her kan formelen under benyttes:

$$\tau_{fylt} = \gamma * R * I \quad (6)$$

Formel 6: Skjærspenning ( $N/m^2$ ) langs rørveggen i en sirkulært fylt ledning

$\gamma$  Vannets spesifikke vekt som kan settes til  $10\,000\, N/m^2$

$R$  Hydrauliske radius (m), for fylt rør er  $R=D/4$

$I$  Fall på ledningen (m/m), 10 ‰ blir 0,01

6) Beregn maksimal skjærspenning ( $\tau_{maks}$ ) i bunnen av ledningen ved  $Q_{dim}$ .

I den kritiske situasjonen er det normalt ikke fylte ledninger, men en mindre delfylling. Skjærspenningen er null i vannoverflaten på rørveggen og økende til bunnen, hvor skjærspenningen er maksimal ( $\tau_{maks}$ ).

For en delfylling opp til  $h/D = 0,25$  kan formelen under benyttes:

$$\tau_{maks} = \tau_{fylt} * 4 * \frac{h}{D} * (1 - \frac{h}{D}) \quad (7)$$

Formel 7: Maksimal skjærspenning ( $\tau_{maks}$ )

7) Sjekk at skjærspenningen ( $\tau_{maks}$ ) er større enn kravet ( $\tau_{min}$ ).

Hvis maksimal skjærspenning som ble beregnet i punkt 6 ( $\tau_{maks}$ ) er større enn kravet ble valgt i punkt 1 ( $\tau_{min}$ ) er ledningen selvrensende.

## 2.4 Trykkavløpssystem

Et trykkavløpssystem er et system som transporterer avløpsvannet igjennom trykksatte rør ved hjelp av pumper. Her kan hver enkelt abonnent bruke hver sin pumpe, eller så kan flere abonnenter gå sammen om en felles pumpestasjon som pumper avløpsvannet til en pumpeledning som er felles for flere pumpestasjoner. Denne felles pumpeledningen transporterer vannet videre til en annen felles pumpestasjon, et slippunkt eller direkte til et renseanlegg. Hva som velges er avhengig av hvor mange abonnenter området har, og strekningen til det nærmeste renseanlegget. Fordelen med å bruke et slikt system er at det ikke krever at rørene ligger med selvføll, og kan heller følge terrenget på frostfri dybde eller i grunne grøfter. Med dette unngår man store naturinngrep når man legger ledningsnett, samtidig som kostnadene vil være lavere enn et tradisjonelt ledningsnett. Dette systemet har til nå vært mest brukt i hytteområder og spredt boligbebyggelse. Dette på grunn av det er et vanskelig terreng å benytte et selvføllssystem på, men kan kanskje også være et alternativ i urbane områder der det er lite fall. (VAnytt, 2018)

### 2.4.1 Pumpestasjoner

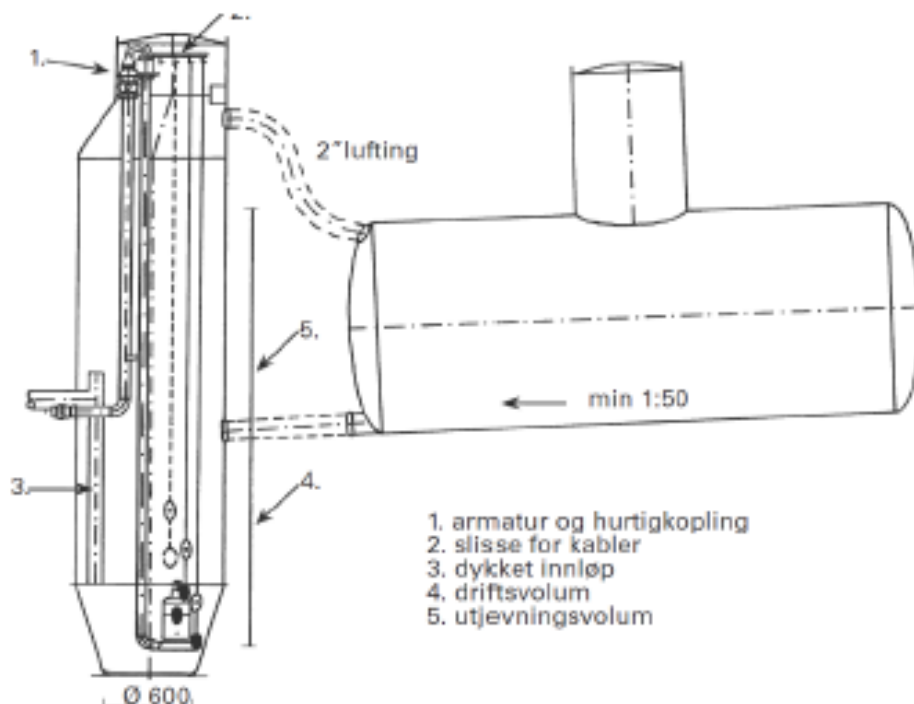
Pumpestasjonene i trykkavløpssystemet bør være laget av et materiale med en glatt innvendig overflate. Bunnflaten på pumpestasjonen skal dimensjoneres slik at diameteren er minst mulig, men samtidig ha plass til den aktuelle pumpen. Dette fordi det ikke skal være noen dødsoner hvor avløpsvannet kan sedimentere da det kan føre til vond lukt. Hvis det er behov for et større volum skal stasjonen derfor gjøres dypere istedenfor å øke diameteren. Ventilene skal også kunne betjenes og vedlikeholdes fra terrenget. Alle pumpestasjoner skal ha en avstengingsventil på trykksiden, slik at det vil være mulig å vedlikeholde eller bytte en pumpe mens resten av systemet er operativt. Det skal også være mulig å skifte ut pumpen med en reservepumpe istedenfor å utføre lengre feilsøkingsprosedyrer på stedet. Det er også viktig å ha et så stort reservevolum som mulig da nødoverløp vanligvis ikke er tillatt. Dette gjelder spesielt i områder der det er sårbare resipienter eller områder som har ustabil strømtilførsel. (Fjeldberg, 2007)

### 2.4.1.1 Pumpestasjoner for enkelthus

Pumpestasjonene for enkelthus bør plasseres utendørs, nedgravd i terrenget eller i kjelleren. Den kan også plasseres i en betongkum hvis det er et kjørbart areal. Da skal toppplaten være av betong og ha et avtakbart lokk, av enten betong eller støpejern, med en diameter på 800 mm. Bunnflaten bør ikke ha en diameter på mer enn 600 mm for å unngå sedimentering i dødsoner. (Fjeldberg, 2007)

### 2.4.1.2 Pumpestasjoner for flere boliger

Pumpestasjoner som er knyttet til 5-6 boligenheter bør ha en diameter på 800 mm med en høyde på 2,0 – 2,5 m hvor cirka 1 m er operativ. Pumpestasjonene her har ofte en større diameter enn for enkelthus, som fører til at det er en større fare for dødsoner der avløpsvannet kan sedimentere. Det er derfor viktig at bunnen utformes slik at den er mest mulig tilpasset den aktuelle pumpen. Toppen av pumpestasjonen bør innsnevres med et lokk på 650 mm i diameter, slik at denne enkelt kan tas opp igjennom kumløkket som er på 800 mm. Pumpestasjoner som er knyttet til mer enn 10 – 12 boligenheter bør ha en separat utjevningstank som er knyttet til pumpestasjonen. Denne utjevningstanken skal ligge med et fall slik at den kan brukes ved feil eller strømstans i pumpestasjonen. I noen tilfeller kan det være nødvendig med luktrenging dersom det ligger nær bebyggelsen. (Fjeldberg, 2007)



Figur 5: Pumpestasjon med en utjevningstank. Utjevningstanken til høre og ligger med et fall på 1:50 (Fjeldberg, 2007)

## 2.4.2 Pumper

Pumper for et trykkavløpssystem kan enten være prefabrikkerte eller plassbygde med tørroppstilte eller våtoppstilte pumper. På markedet finnes det hovedsakelig to typer pumper, sentrifugalpumpe og skruepumpe. Skandinavisk kommunalteknikk AS er en av aktørene som selger og leverer skruepumper i Norge. Begge disse pumpene vil være utstyrt med en kverne som kverner avløpet til en tynn og flytende masse, slik at de kan bli transportert i små og fleksiblepumpeledninger. Figur 6 illustrerer en skruepumpe med en kverne i en pumpestasjon. Denne blir solgt av Skandinavisk kommunalteknikk AS. Bunnen på tanken er formet slik at den skal holdes fri for sedimenter. (Skandinavisk kommunalteknikk, u.d.)



Figur 6: Eksempel på en skruepumpe med kverne . (Skandinavisk kommunalteknikk, u.d.)



### 2.4.3 Ledninger

Dimensjonene på ledningene i trykkavløpssystemet velges etter hvilken pumpekapasitet som blir valgt. Ledningene skal ha en tilstrekkelig styrke slik at trykkstøt og gjentatte start og stoppsykluser, ikke fører til tretthetsbrudd. Samtidig skal de også skal tåle fullt vakuum. Ledningene som anbefales å benyttes består av helsveiste rør med PE80 eller PE100 SDR11 materiale. Disse er fleksibelt strekkfaste som kan lett tilpasses topografien. Hvis dimensjonene på ledningene er under, eller lik 75 mm, kan andre rørmaterialer vurderes dersom dette vil gi tekniske eller økonomiske fordeler. Minstediameteren som ledningene kan ha er i området 40 – 50 mm. (Fjeldberg, 2007)

I områder med grunn ledningsføring vil rørene blir utsatt for store temperatursvingninger, og da bør røret forankres, klamres eller tildekkes med bark, kokosmatter eller lignende. Rørene skal hovedsakelig bli lagt under frostfri dybde, men hvis frostfri legging av rørene ikke er mulig må det benyttes rør med varmekabler. Strømreguleringen til varmekablene kan styres ved bruk av brytere eller termostater. (Fjeldberg, 2007) Det er flere aktører som selger slike ledninger, blant annet *Isoterm-alltid rennende vann*. (Isoterm-Alltid rennende vann, u.d.)



Figur 7: Isolert trykrør med varmekabel. (Isoterm-Alltid rennende vann, u.d.)

#### 2.4.4 Selvrensing

Ledningene i et trykkavløpssystem skal være selvrensende. Dette oppstår oppnås ved at hastigheten i ledningene er i området 0,4 m/s – 0,7 m/s for diametere mellom 40 mm til 90 mm. (Fjeldberg, 2007)

#### 2.4.5 Lukt

I et trykkavløpssystem vil avløpsvannet vanligvis ha en lang oppholdstid i ledningsnett, og dette kan føre til dannelse av hydrogensulfid ( $H_2S$ ). Hydrogensulfid er en fargeløs, illeluktende gass som er svært giftig for mennesker. Det vil derfor være behov for å ha et luktreducerende tiltak i pumpestasjonen, der trykkavløpssystemet ender, og trykket avlastes. Dette kan gjøres ved å dosere et luktreducerende middel som Nutriox i noen av pumpestasjonene. Dette gir en god effekt, og kan gjøres ved at det monteres en doseringspumpe som kun opererer når avløpspumpen går. For høy dosering kan føre til slamdannelse i ledningene, men dette kan i stor grad fjernes ved tvangskjøring av pumpene og etterfylling av vann i pumpeumpene. Rensepluggen kan fjerne organisk belegg på rørveggen, men når den nærmer seg trykkutløsningspunktet kan det bli problematisk da rørdimensjonene som oftest er større her. Hvis det er boliger i nærheten bør man uansett vurdere behovet for luktfjerningsanlegg i pumpestasjonen. (Fjeldberg, 2007)

#### 2.4.6 Virkningsgrad

Virkningsgraden på en pumpe sier hvor mye av den tilførte mekaniske energien som blir gjort om til hydraulisk energi. Virkningsgraden blir oppgitt av leverandøren. Virkningsgraden øker med volumstrømmen som Tabell 2 viser. (Jørgensen, 2001, s. 51)

Tabell 2: Eksempler på virkningsgrader ved forskjellige volumstrømmer (Jørgensen, 2001)

Q (m <sup>3</sup> /h)	Virkningsgrad (%)
≤ 10	50
20	60
40	70
80	75
≥160	80

## 2.5 Dimensjoneringsgrunnlag

Når nye avløpsanlegg skal planlegges og dimensjoneres gjøres dette for en fremtidig situasjon da byer hele tiden er under utvikling. Det vil være lite bærekraftig å dimensjonere et avløpsanlegg basert på dagens situasjon. For å beregne dimensjonene til avløpsledningene må man kjenne til både ledningens trasé og avløpsmengden som ledningen skal føre.

### 2.5.1 Avløpsmengden

Avløpsmengden som kommer fra husholdninger og industrier er forskjellige. Kapitlene under tar for seg hvordan man finner ut av avløpsmengden i husholdninger, institusjoner og virksomheter. Det er også en del fremmedvann som må tas med i avløpsmengden, og dette er også beskrevet i kapitlene under.

#### 2.5.1.1 Husholdning

Avløpsmengden fra husholdningen kan normalt antas å være lik vannforbruket i en husholdning. Det eneste vannforbruket som direkte ikke havner i avløpssystemet er vannet som har blir brukt utendørs som vanning av plen og vasking av bil. De fleste kilder angir at det gjennomsnittlige vannforbruket ligger mellom 130 og 150 l/person per døgn ( $l/p*d$ ). Dersom man ikke har egne tall anbefales det å bruke 150  $l/p*d$  som et gjennomsnittlig tall. (Lindholm, 2015)

#### 2.5.1.2 Institusjoner og annen virksomhet

Avløpsmengden fra institusjoner og andre virksomheter er ofte ganske usikre. På Tabell 3 som er hentet fra VA-Miljøblad Nr.115, (Lindholm, 2015) gjengis noen verdier fra Norge, Danmark og Sverige.

Tabell 3: Vannforbruk for ulike institusjoner/virksomhet. (Lindholm, 2015)

Institusjon/virksomhet		Norge	Danmark	Sverige
Sykehus uten vaskeri	l/(seng*dag)	625	300-450	
Sykehus med vaskeri	l/(seng*dag)		450-600	700
Pleiehjem	l/(seng*dag)	450	200-250	
Skolen uten svømmehall	l/(elev*dag)	40	20	
Skoler med svømmehall	l/(elev*dag)		40	40
Kjøpesentre	l/(m <sup>2</sup> *dag)		3-5	
Fritidshjem og barnehager	l/(barn*dag)		20-40	50
Kontorer, forretninger	l/(ansatt*dag)	80	30	60

### 2.5.1.3 Innbyggere

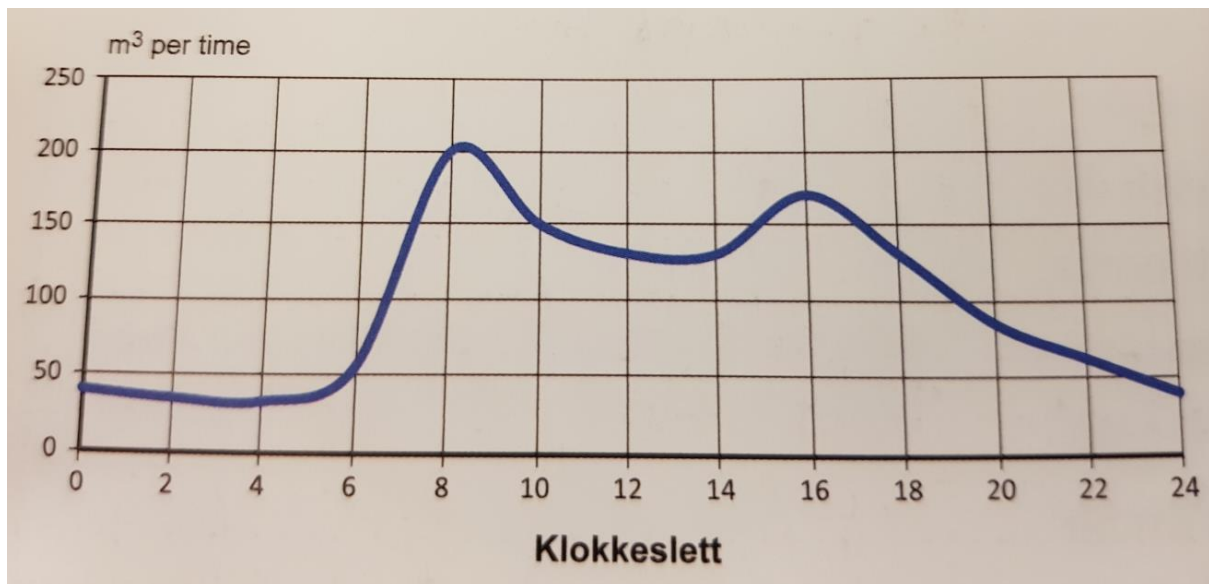
For å kunne beregne avløpsmengden må man også vite antall personer som svarer til de forskjellige kategoriene. Hvor mange som bor i et området kan bestemmes ved å telle antall boliger. Deretter bruke en database/tjeneste som har en oversikt over antall bosatte per bolig, etter forskjellige bygningstyper. I Norge kan SSB sine statistikker brukes. (Statistisk sentralbyrå, 2013)

Tabell 4: Bosatte per bolig etter bygningstype for hele Norge. (Statistisk sentralbyrå, 2013)

Bebodde boliger og bosatte i boligene, etter bygningstype. 2011					
	Bebodde boliger		Bosatte		Bosatte per bolig
	Antall	Prosent	Antall	Prosent	
I alt	2 205 191	100	4 898 537	100	2,2
Enebolig	1 166 721	52,9	2 948 583	60,2	2,5
Tomannsbolig	201 865	9,2	471 616	9,6	2,3
Boligblokk	500 938	22,7	818 823	16,7	1,6
Rekkehus	260 860	11,8	554 293	11,3	2,1
Bofelleskap	74 807	3,4	105 222	2,1	1,4

#### 2.5.1.4 Forbruksvariasjoner

Forbruket av vann vil variere mye gjennom døgnet. Det gjennomsnittlige vannforbruket i en husholdning, er størst rett før og etter arbeidstiden. Da kan forbruket være dobbelt så høyt som det midlere forbruket over døgnet. Om natten vil det gjennomsnitteige forbruket være minimalt eller ingenting. Figur 8 illustrerer den gjennomsnittlige forbruksvariasjonen over et døgn.

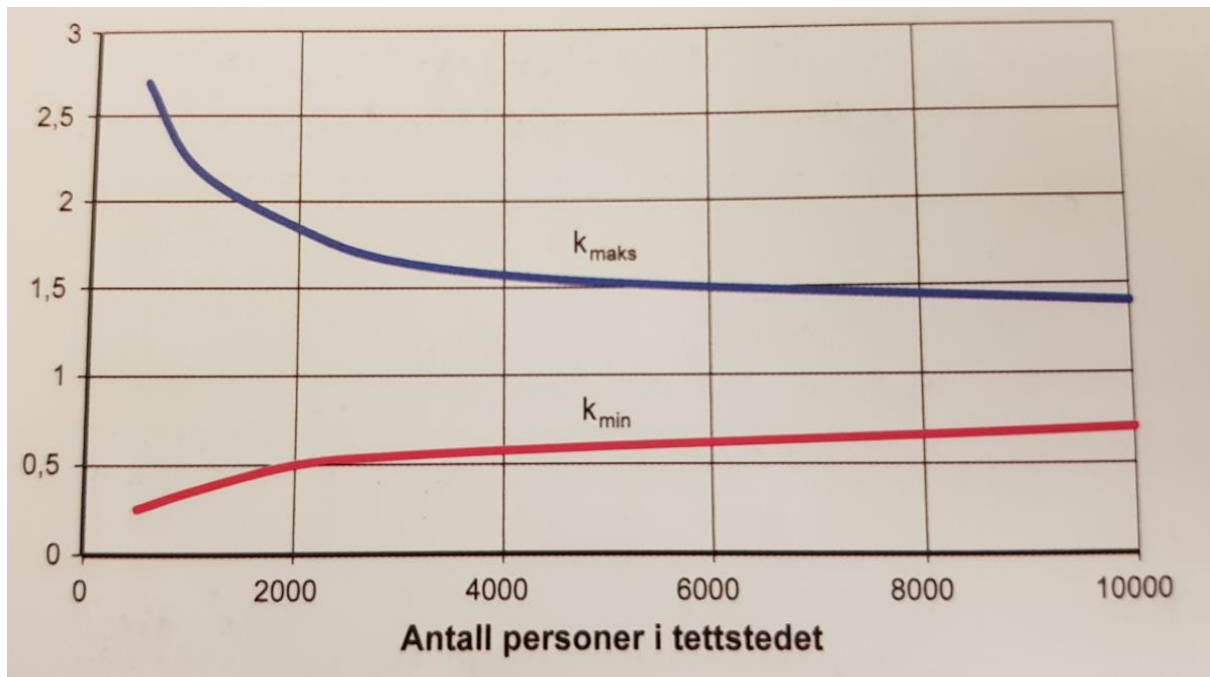


Figur 8: Eksempel på forbruksvariasjonen over et døgn. (Ødegaard, 2014, s. 156)

For å beregne forbruket i ulike forbrukssituasjoner brukes variasjonskoeffisientene: (Lindholm, 2015)

Maks. døgnfaktor ( $f_{\text{maks}}$ )	avløp i det maksimale av årets døgn/avløp i det midlere døgn
Min. døgnfaktor ( $f_{\text{min}}$ )	avløp i det minimale av årets døgn/avløp i det midlere døgn
Maks. timefaktor ( $k_{\text{maks}}$ )	avløp i det maksimale av døgnet timer/avløp i den midlere time
Min. timefaktor ( $k_{\text{min}}$ )	avløp i den minimale av døgnet timer/avløp i den midlere time

Timefaktorene  $k_{maks}$  og  $k_{min}$  verdien framstilt grafisk på Figur 9. Dette er framstilt i forhold til antall befolkning som bor på stedet.



Figur 9: Prinsippkisse for  $k_{maks}$  og  $k_{min}$  verdi. (Ødegaard, 2014, s. 156)

Variasjonen i spillvannsavrenningen er påvirket av topografien og bebyggelsen. Man kan derfor oppfatte det slik at, både døgnfaktoren og timesfaktoren vil være større i små tettsteder, enn i store tettsteder. Noe som betyr at variasjonsfaktoren vil nærme seg 1,0 for økende størrelse på tettstedet. (Lindholm, 2015)

Tabell 5: Tabell over  $f_{maks}$ ,  $f_{min}$  og  $k_{maks}$  etter type område og bebyggelse. pe er antall personer. (Lindholm, 2015)

Område	$f_{maks}$	$f_{min}$	$k_{maks}$
Byer med mer enn 10 000 pe	1,3 – 1,8	0,5 – 0,9	
Tettsted med mer enn 3000 pe	1,3 – 2,1	0,6 – 0,8	1,4 – 2,7
Tettsted med 1100 – 3000 pe	1,5 – 2,3	0,5 – 0,6	1,7 – 3,0
Fritidsområder, campingplasser, osv.	2,0 – 4,0		2,0 – 4,0

### 2.5.1.5 Infiltrasjon og innlekkingsvann

I avløpsledningene er det store mengder med fremmedvann i form av infiltrasjon og innlekking. (Lindholm, 2015)

#### 2.5.1.5.1 Infiltrasjon

Fremmedvann i form av infiltrasjon, er når vann infiltreres inn på ledningen. Dette kan for eksempel skje igjennom dårlige skjøter eller sprekker i rørveggen. Dette vannet kommer i fra grunnvannet, men også fra lekkasjer i drikkevannsledningene dersom disse ligger i samme grøft. (Ødegaard, 2014) Ved dimensjonering av nye ledninger bør man ikke forutsette en lavere infiltrasjonsmengde enn 0,2 l/s per km ledning dersom man ikke har andre målinger som sier at infiltrasjonsmengden er mindre. Dette tilsvarer ca. 100 l/p\*d. Ved eldre ledninger kan infiltrasjonsmengden komme opp i 1,0 l/s per km ledninger, som tilsvarer ca. 500 l/p\*d. Om det ikke er foretatt noen målinger bør det ikke velges verdier som er mindre enn 0,4 l/s per km ledning. Dette tilsvarer ca. 200 – 300 l/p\*d. (Lindholm, 2015)

#### 2.5.1.5.2 Innlekkingsvann

Fremmedvann i form av innlekking, er vann som ledes inn på ledningene på grunn av feilkoblinger, av for eksempel sluker, rør og kummer. Dette er fremmedvann som kan reduseres ved å aktivt kontrollere avløpsnettets. Den nedbørsavhengige innlekkingen er ikke mulig å beregne, og må derfor gjøres ved observasjoner av vannføringen i spillvannsledningen i samband med nedbør. (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 10)

## 2.6 Anleggsmetoder

Avløpsledninger skal legges slik at man unngår å få skader i form av bruddpåkjenninger og varmepåkjenninger. Det skal tas hensyn til at det ikke oppstår skader på andre bygningsdeler på overflaten og arbeiderne som legger rørene. Ledningene kan legges i enten med tradisjonelle metoder hvor man graver grøfter, eller ved hjelp av NoDig-metoder. Avløpsledningene skal også sikres mot frost, og dette kan gjøres ved å legge dem i en frostfri dybde eller ved bruk av varmekabler.

### 2.6.1 Frostfri dybde

Frost gir store skader på både vann og avløpsledninger, og det er derfor viktig å sikre disse ledningene mot dette. Dette kan gjøres ved å legge ledningene i en dybde de ikke vil fryse, og det er denne dybden som bli kaldt frostfri dybde. Hvor grensen på frostfri dybde ligger er avhengig av klimaet og hvilke typer masser som ligger i grunnen. Frosten vil slå dypere i grove og tørre masser enn i fine og våte masser. Dette fordi våte masser som leire, vil holde på mer vann enn sand, og dette vannet vil gi fra seg mye varme under frysing. (Vegvesen, 2014, ss. 13-7)

Frostfritt dybde i snøfri mark kan anslås ved bruk av formelen:

$$Z_f = K_f * \sqrt{F} \quad (8)$$

Formel 8: Beregne den frostfrie dybden  $Z_f$ . (Vegvesen, 2014, ss. 13-7)

$Z_f$  = frostfritt dybde i cm

$K_f$  = frostdybdefaktor. Tabell 6 viser frostdybdefaktoren for ulike jordarter.

$F$  = frostmengden i  $h^{\circ}C$

Tabell 6: Frostdybdefaktor  $K_f$  for ulike jordarter. (Vegvesen, 2014)

Materialbetegnelse	Frostdybdefaktor ( $K_f$ )
Stein (pukk, steinfylling, steinig grus)	1,4
Sand og grus. (sandig grus, steinig morene)	1,0
Silt (siltig morene, sandig silt)	0,85
Leire og blandingsjord (leirholdige morenarter)	0,7
Torv	0,3



Statens vegvesen har utarbeidet en kommunetabell som inneholder frostmengden og årsmiddeltemperaturen til alle kommunene i Norge. Tabell 7 viser et utdrag fra denne kommunetabellen. (Vegvesen, 2014) Datagrunnlaget for perioden er fra 1981 – 2010. Tabell 7 inneholder også minimum og maksimum korreksjonsfaktorer, da det kan være store variasjoner i kommunene. (Vegvesen, 2014, s. Vedlegg 2)

Tabell 7: Utdrag fra Kommunetabellen for frostmengder. (Vegvesen, 2014, s. Vedlegg 2)

Kommunennummer og navn	Årsmiddel- temperatur	Frostmengder, h°C				Korreksjonsfaktor		
		F <sub>2</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>100</sub>	Min	Maks	
227	Fet	5,0	7000	13000	16000	28000	0,96	1,16
228	Rælingen	5,1	6000	11000	14000	24000	0,99	1,16
229	Enebakk	5,0	7000	13000	17000	29000	0,90	1,07
230	Lørenskog	5,3	6000	11000	14000	24000	0,99	1,05
231	Skedsmo	5,2	6000	11000	14000	24000	0,99	1,23
233	Nittedal	4,9	7000	12000	16000	26000	0,90	1,51

F<sub>2</sub> = frostmengden overskrides statistisk sett 1 gang i løpet av en 2-års periode

F<sub>5</sub> = frostmengden overskrides statistisk sett 1 gang i løpet av en 5-års periode

F<sub>10</sub> = frostmengden overskrides statistisk sett 1 gang i løpet av en 10-års periode

F<sub>100</sub> = frostmengden overskrides statistisk sett 1 gang i løpet av en 100-års periode

## 2.6.2 Grøfter

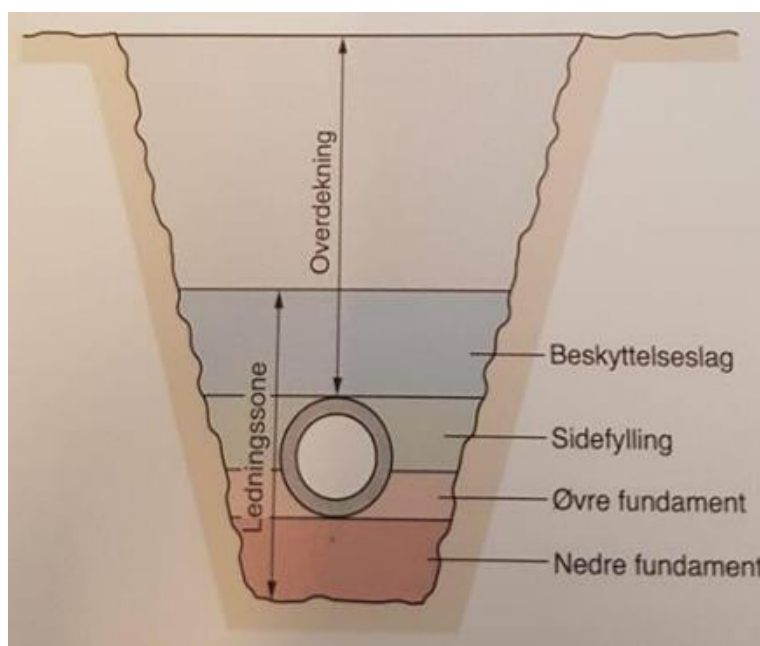
Når avløpsledningene legges i grøfta er det ment at de skal ligge der i flere år, og grøfteutførelsen er en viktig faktor for å få dette til. En grøft som er utført på riktig måte har tilfredsstillende kravene om sikkerhet, økonomi, tetthet og styrke. Ting som kan påvirke utførelsen er jordarten, jordartens fasthet, dybde til fjell og grunnvannstanden. (Interconsult, 2016)

Tverrsnittet på grøfta er avhengig av antall rør, dimensjonene på rørene og hvilket krav som stilles til fri avstand mellom rørene. Kravet til fri avstand er avhengig av rørdimensjonen som vist på Tabell 8. Det må også tas hensyn til at det må være plass for påkobling av stikkledninger og reparasjoner. (Interconsult, 2016)

Tabell 8: Nødvendig fri avstand mellom rør og fra rør til grøfteside. (Interconsult, 2016)

Rørdiameter [mm]	Minste avstand	
	Til grøfteside [mm]	Mellom rør [mm]
$DN \leq 225$	200	200
$225 < DN \leq 350$	250	200
$350 < DN \leq 700$	350	250
$700 < DN \leq 1200$	425	400
$1200 < DN$	500	500

Ledningsgrøfta kan deles inn i flere soner, nedre fundament, øvre fundament, sidefylling og beskyttelseslag. (Ødegaard, 2014, s. 390)



Figur 10: Grøftetverrsnitt. (Ødegaard, 2014, s. 390)

### 2.6.2.1 Fundament

Fundamentet er den viktigste sonen i ledningsgrøfta, og de fleste rørskadene skyldes dårlig utførelse av disse. Det nedre fundamentet skal ha en tykkelse på minst 150 mm hvis rørdiameteren er under 400 mm. Det stilles også krav til den nominelle kornstørrelsen i fundamentet. Dette kravet fremgår i tabell F11 i NS34-20-F. Fundamentet skal også komprimeres etter kravene i NS3420 – FS3.1 og NS 3458. (Interconsult, 2016)

Toleransekrav til hvordan ledningen skal plasseres i NS 3420: (Interconsult, 2016)

Plassering i høyde:  $\pm 30$  mm

Plassering i side:  $\pm 100$  mm

Tillatt avvik for ledningsfall mindre enn 10 ‰:  $\pm 2$  ‰

Tillat avvik for ledningsfall mellom 10 – 20 ‰:  $\pm 3$  ‰

Tillat avvik for ledningsfall større enn 20 ‰:  $\pm 5$  ‰

### 2.6.2.2 Sidefylling og beskyttelseslag

Sidefyllingssonen skal sikre at rørene får nok støtte på sidene, og spesielt i den nedre kvartsirkelen er det viktig at sidefyllingsmassen ligger tett inntil ledningen. Beskyttelseslaget beskytter ledningen mot punktlaste fra masser som brukes til igjenfylling. Tykkelsen på dette laget skal være minst 0,3 m. Massene legges ved hjelp av gravemaskiner før det jevnes ut og komprimeres. Det er viktig at komprimeringen skjer uten å skade eller forskyve rørene. Det anbefales derfor å følge kravene i NS 3420-F og NS 3458 når det skal komprimeres. Det er flere faktorer som påvirker kravene til komprimeringa, blant annet om ledningen skal plasseres i eller utenfor en vei, rørtype og rørstivhet. I NS 3420 kap.FS3.1, tabell 1 stilles det også krav til hvilke masser som kan bli brukt som sidefyllingsmasse. (Interconsult, 2016)

### 2.6.2.3 Igjenfylling over ledningssonen

Når det skal gjenfylles over ledningssonen under veier bør det brukes friksjonsmasser, mens utenfor veier kan det også brukes andre stedlige masser. Kravene til maksimal steinstørrelse som brukes til igjenfylling skal ikke være større enn 0,5 m i tverrmål. Norge sin leggeanvisning (DNP) sier at, steinene i fyllingsmasser ikke kan være større enn 1/3 av beskyttelseslaget hvis massen ikke skal komprimeres, og 2/3 hvis den skal komprimeres. (Interconsult, 2016)

### 2.6.3 NoDig-metode

NoDig metoder er en fellesbetegnelse på metoder som går ut på å fornye vann og avløpsledningene uten å måtte grave eller at det er minimalt med graving. Metoden kan også brukes ved etablering av nye ledninger. Dette er veldig gunstige metoder å bruke hvis graving blir for kostbart. Graving kan bli kostbart hvis for eksempel det er eksisterende bygninger og infrastrukturer i veien, eller hvis grunnforholdet ikke tillater det. (Ødegaard, 2014)

Metodene kan deles inn i tre kategorier, strukturelle metoder, semistrukturelle metoder og ikke-strukturelle metoder. Hvilken metode som benyttes er avhengig av tilstanden til det gamle røret, styrken til det gamle røret, styrken til det nye røret, grunnforholdet og kravene til resultatet av det nye røret. (VA-Miljøblad, 2009) De tre kategoriene er vist i Tabell 9. Eksempler på No-Dig metoder er vist i Tabell 10.

Tabell 9: De tre No-Dig metodene (VA-Miljøblad, 2009)

No-Dig kategorier	
<b>Strukturelle metoder</b>	Det nye røret kan alene motstå opptredende krefter i hele levetiden.
<b>Semistrukturelle metoder</b>	Det nye røret er delvis avhengig av radiell støtte fra det eksisterende røret, for å kunne motstå opptredende krefter i hele levetiden.
<b>Ikke-strukturelle metoder</b>	Det nye røret er helt avhengig av radiell støtte fra det eksisterenderøret, for å kunne motstå opptredende krefter i hele levetiden.

Tabell 10: Eksempler på No-Dig metoder (Ødegaard, 2014, s. Kapittel 13.7)

Eksempler på No-Dig metoder	
<b>Rørtrykking</b>	Et nytt rør etableres direkte i jomfruelige løsmasser. Det finnes flere varianter av denne metoden. Den letteste er ved rørtrykking av helsveiset stålrør
<b>Boring i løsmasser</b>	Et nytt rør etableres direkte i jomfruelige områder med styrt boring. Denne metoden kan brukes i vernede områder, bymiljøer og boligområder
<b>Rørinnføring</b>	En direkte innføring av et nytt rør i det gamle røret. Denne metoden forutsetter at det eksisterende rørtverrsnittet kan reduseres relativt mye.
<b>Utblokking</b>	Det gamle røret blokkes ut med et konisk utblokkerhode av stål med et påmontert nytt rør. Denne metoden brukes hvis det eksisterende røret skal oppdimensjoneres.

## 3 Metode/Prosjektering

Første del av metoden vil ta for seg en presentasjon av studieområdet. Deretter vil det bli prosjektert to avløpssystemer, en etter den tradisjonelle metoden med selvfallsledninger, og et trykkavløpssystem med kvernpumper. Mot slutten vil det blir gjort en kostnadsanalyse for begge avløpssystemene.

### 3.1 Studieområdet

#### 3.1.1 Skedsmo kommune

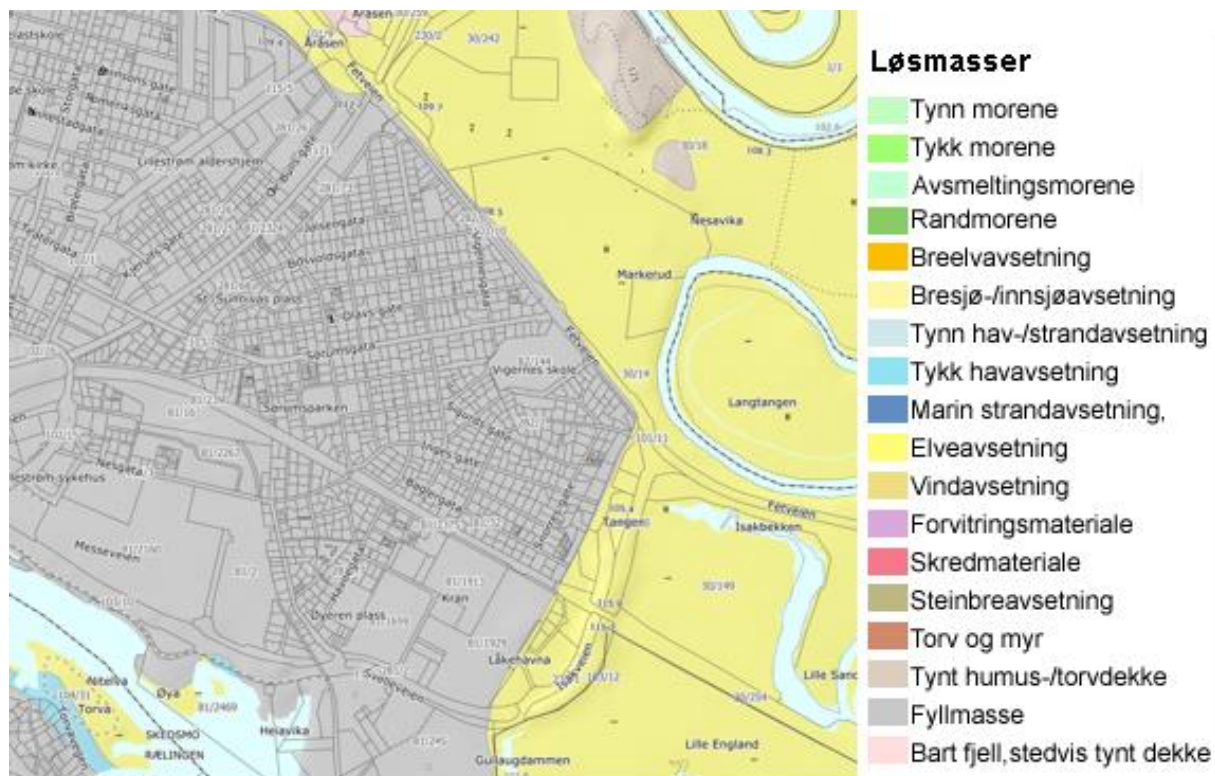
Skedsmo er en kommune som ligger i Akershus fylke og har et innbyggertall på 54 178 per 4. kvartal 2017. (Statistisk sentralbyrå, 2017) Kommunen har det siste tiåret vært en av de mest voksende kommunene i landet, med tanke på både befolkningsvekst og næringsutvikling. Den årlige befolkningsveksten har vært på ca. 2 %, og med dette vil innbyggertallet i 2030 være på ca. 70 000. (Skedsmo, 2014)

Drikkevannet i Skedsmo kommune kommer fra Nedre Romerike Vannverk IKS som også gir drikkevann til Lørenskog, Rælingen, Fet, Sørumsdal og Gjerdrum kommune. Råvannet hentes fra Glomma, som har et nedbørsfelt tilsvarende hele Danmarks areal. (NRV|NRA, u.d.) Spillvannet fra Skedsmo kommune blir, sammen med spillvannet fra Lørenskog, Rælingen og Nittedal kommune, rensset ved Nedre Romeriket Avløpsanlegg. Når spillvannet er ferdig rensset slippes det deretter ut i Nitelva med en kvalitet som ikke forringer vassdraget. Slammet som skilles ut blir brukt til jordforbedring. (NRV|NRA, u.d.)

#### 3.1.2 Lillestrøm

Lillestrøm er en by i Skedsmo kommune med ca. 12 000 innbyggere. (Thornæs & Askheim, 2017) Dagens vann og avløpssystem er hovedsakelig basert på at vannledningene og avløpsledningene ligger i hver sine grøfter. Byen består hovedsakelig av fellesavløpsledninger (AF-ledninger) som tar med seg både overvannet og spillvannet. (Karlsen, 2016)

Grunnforholdene i Lillestrøm er av fyllmasse av antropogent materiale. Dette er løsmasser som er tilført eller sterkt påvirket av menneskelig aktivitet, og er vesentlig i urbane områder. (Nasjonal løsmassedatabase, u.d.)



Figur 11: Kartutsnittet viser grunnforholdet i Lillestrøm. (Nasjonal løsmassedatabase, u.d.)

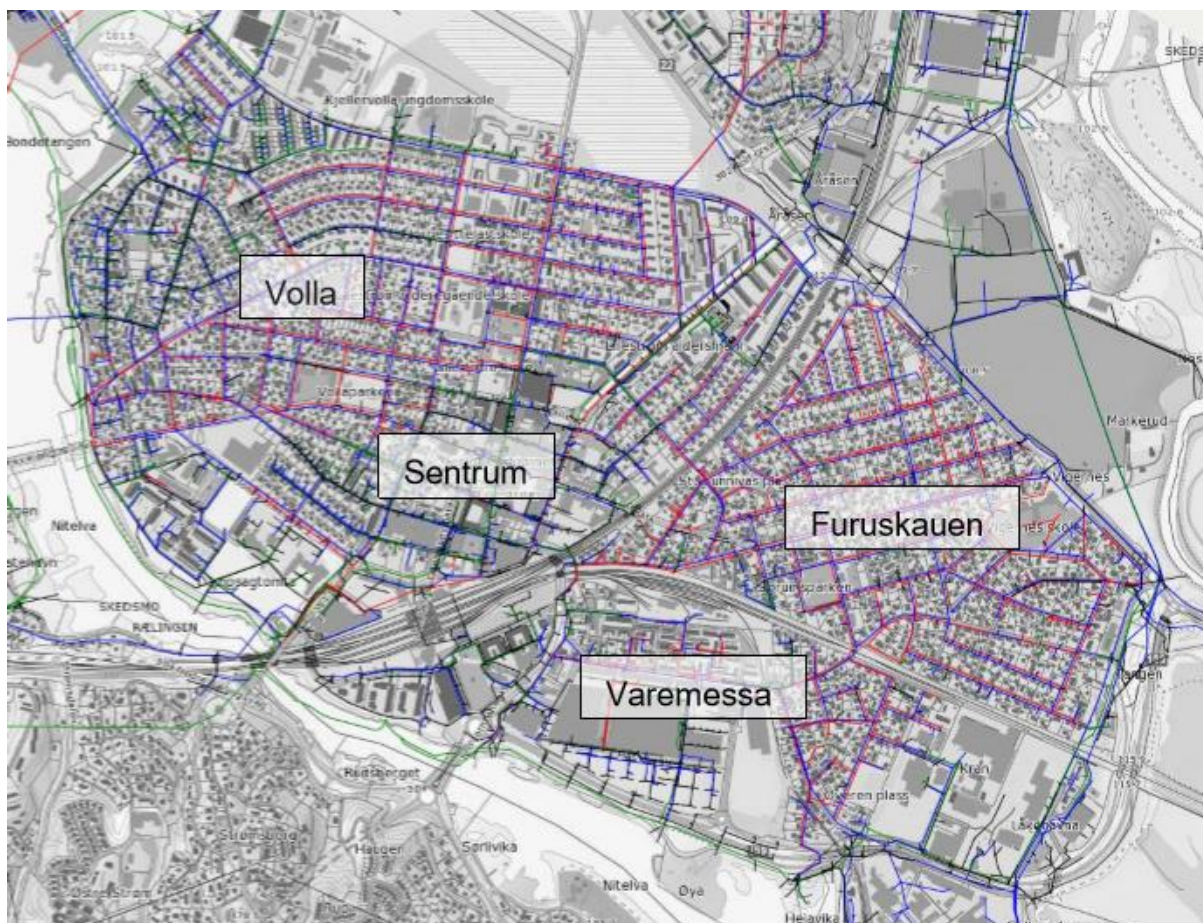
Lillestrøm består ellers av både boligområder, industriområder og forretningsområder. Vi kan dele Lillestrøm inn i 4 geografiske områder: (Karlsen, 2016)

Volla – Et boligområde

Sentrum – Et område bestående av hovedsakelig butikker og forretningsbygg, men også noen boligbygg, slik som blokker og eneboliger.

Furuskaugen – Et område bestående av eneboliger og hager.

Varemessa – Et område med mye industri, forretningsbygg og hoteller. Det er også noe boligbebyggelse her.



Figur 12: Viser de 4 geografiske områdene på Lillestrøm. (Karlsen, 2016)

### 3.1.3 Studieområde

Området som har blitt valgt å bli studert i denne oppgaven, er et område hvor avløpsvannet blir transportert til avløpspumpestasjon PA4 som ligger i Furuskauen. For å finne den eksakte avgrensingen på dette området, har Gemini VA sin kartbase over Skedsmo kommune blitt brukt. Figur 13 viser avgrensningen på studieområdet. Dette er et urbant område bestående av masse eneboliger og hager. Det er et veldig stille og rolig område uten store gjennomgående veier. Terrenget er flatt med lite tilgjengelig fall. Avløpssystemet er av 100 % fellessystem uten noen form for separering. Arealet av området er på 0,47 km<sup>2</sup> (47 ha). Alle strekene på Figur 13 representerer ledninger, hvor de røde symboliserer at det er et fellessystem, de grønne symboliserer at det er et separatsystem, og de blå symboliserer vannledningene. De største ledningene har en dimensjon på 800 mm.

Anlegget som skal dimensjoneres i denne oppgaven skal transportere alt av spillvannet fra studieområdet til pumpestasjon PA4 som viderefører dette vannet til NRA.



*Figur 13: Det eksisterende anlegget i studieområdet. Kartutsnittet er hentet fra Gemini VA sin kartbase over Skedsmo kommune.*



## 3.2 Dimensjonering av et tradisjonelt avløpsanlegg

Som nevnt tidligere er Lillestrøm en by med flatt terreng og lite høydevariasjoner. Antar derfor at det ikke er noen traseer som vil være bedre enn andre. Derfor er det i denne oppgaven bestemt at, det nye tradisjonelle avløpsanlegget som skal dimensjoneres skal følge de samme traseene som det eksisterende anlegget.

Ledningene i avløpsanlegget er prosjektert etter følgende kriterier:

- 1) Ledningene skal være selvrensende, og må derfor legges med tilstrekkelig fall for å få dette til.
- 2) Ledningene skal legges på frostfri dybde. Kan legges grunnere hvis ledningene isoleres eller er preisolerte.
- 3) Ledningene skal ligge minimum 150 mm over grøftebunn for å oppfylle kravet om nedre fundament.
- 4) Ledningene skal ligge en viss avstand fra grøftesiden, og denne avstanden er avhengig av ledningens diameter. Tabell 8 viser denne avstanden.
- 5) Ledningene må også legges dypere for å tilknytte alle stikkledninger.

### 3.2.1 Frostfri dybde

Den frostfrie dybden ( $Z_f$ ) beregnes etter kapittel 2.6.1 frostfri dybde. I denne oppgaven skal rørene dimensjoneres slik at den holder i 100 år, og velger derfor frostmengden ( $F$ ) etter dette. Fra Tabell 7 ser vi at  $F_{100}$  for Skedsmo kommune er 24 000 h°C. Grunnforholdet på Lillestrøm er av antropogent materiale. Velger derfor sand og grus fra Tabell 6 som har frostdybdefaktoren ( $K_f$ ) = 1.

Benytter formel 8 og beregner frostfri dybde

$$Z_f = K_f * \sqrt{F} = 1 * \sqrt{24\ 000} = 154,9\ cm \sim 155\ cm$$

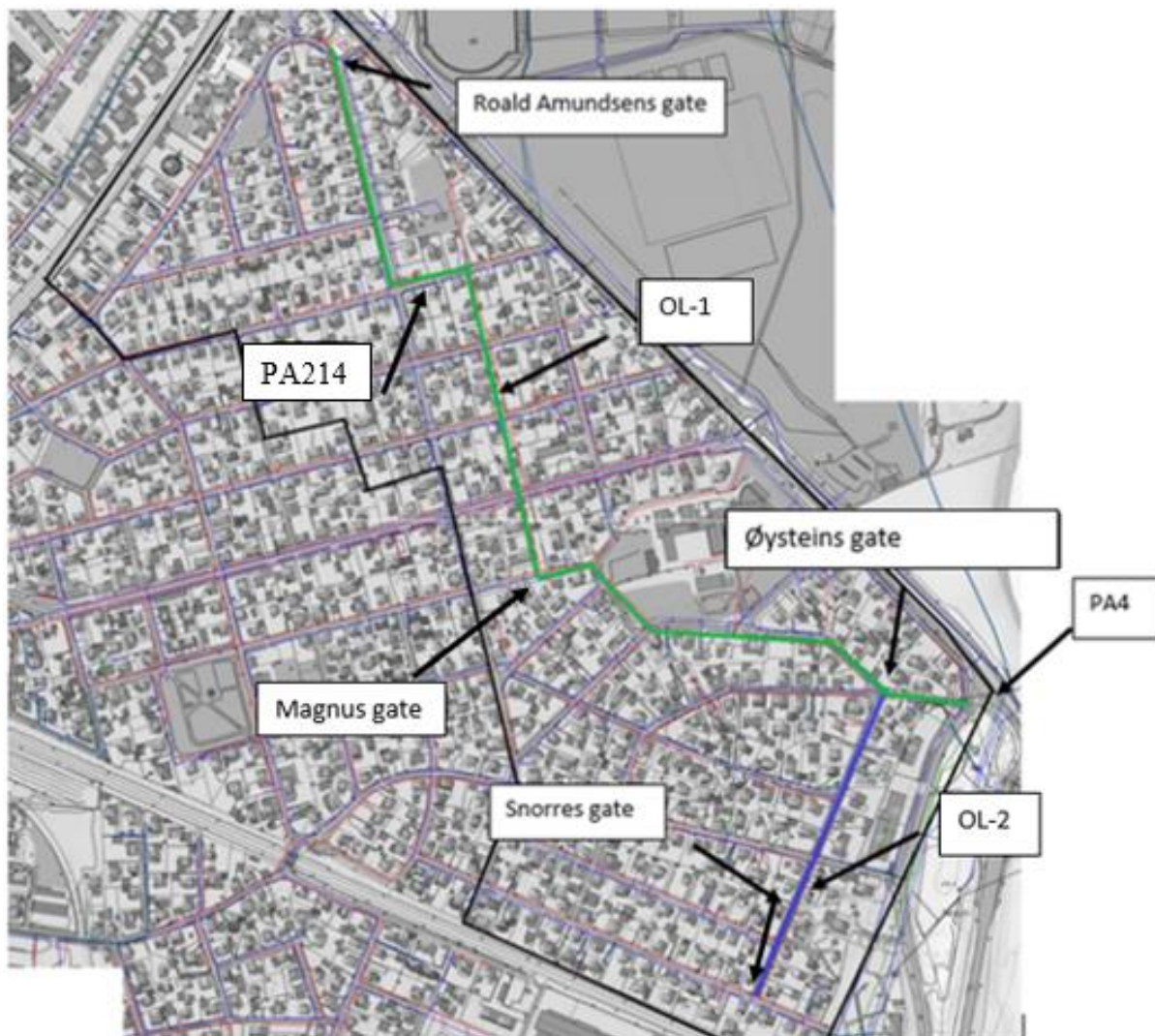
For at ledningene skal ligge i en frostfri dybde må toppen av røret ligge minst 155cm under terrengets overflate.

### 3.2.2 Overføringsledningene

Overføringsledningene som skal dimensjoneres skal følge den samme traseen som den eksisterende. Traseen på overføringsledningene er vist i Figur 14. Det er to forskjellige traseer for overføringsledningene, og disse er referert som OL-1 (grønn strek) og OL-2 (blå strek). Trase OL-1 starter fra Roald Amundsens gate og slutter ved pumpestasjon PA4. Trase OL-2 starter fra Snorres gate og slutter ved Øysteins gate. Lengden på disse ledningene er målt i Gemini VA.

Tabell 11: Strekning og lengde på overføringsledningene.

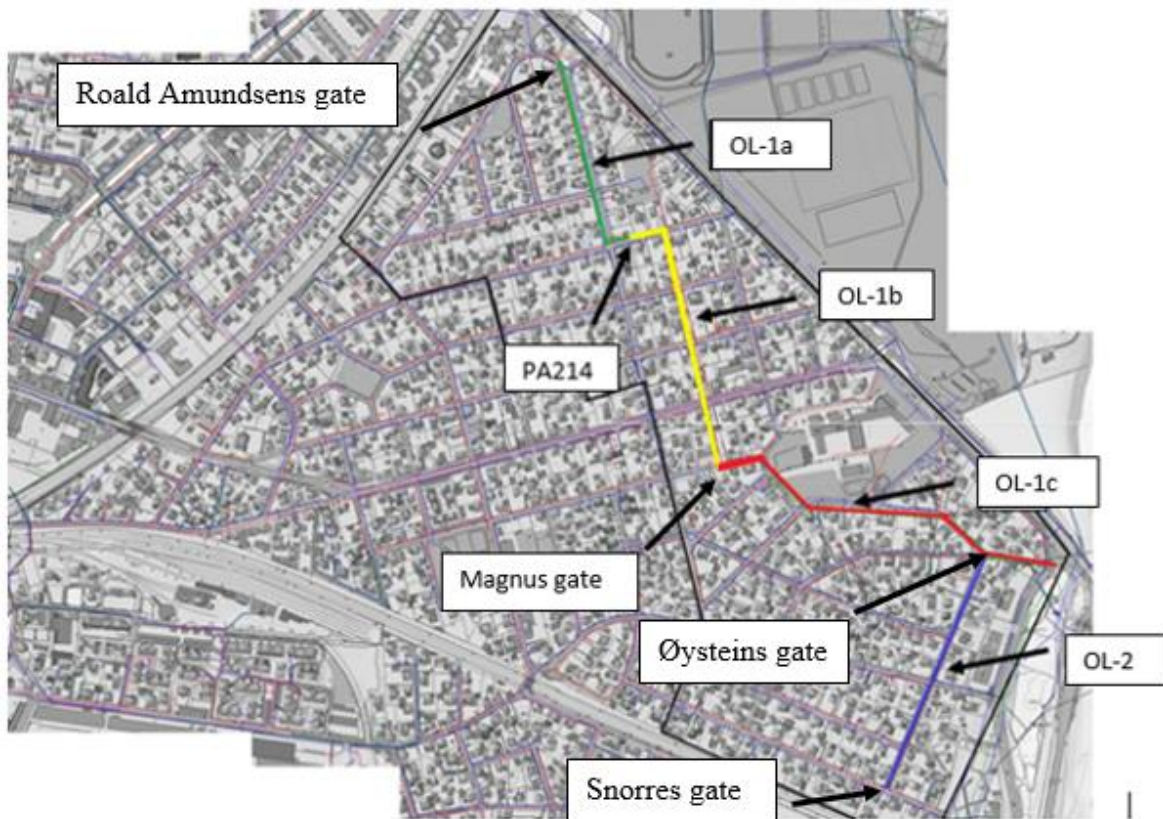
Overføringsledning	Strekning	Lengde [m]
OL-1	Roald Amundsens gate – PA4	1177
OL-2	Snorres gate – Øysteins gate	345



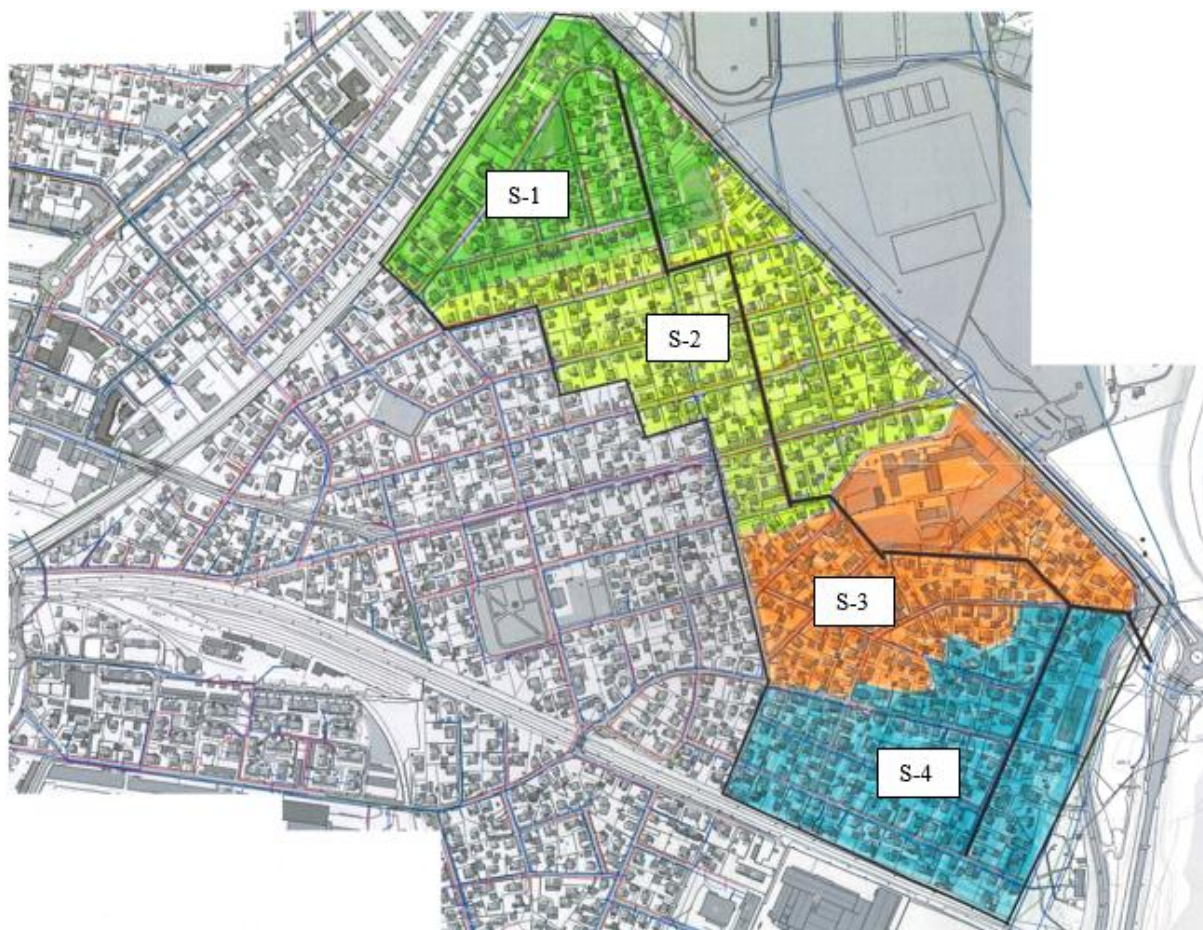
Figur 14: Traseene for overføringsledningene er vist som grønn og blå strek.

### 3.2.3 Oppsamlingsledningene

Oppsamlingsledningene skal også prosjekteres etter det eksisterende avløpsnett. Området deles inn soner for å lettere bestemme hvor mye avløpsvann og hvilke oppsamlingsledninger som føres inn i de forskjellige overføringsledningene. Det er to overføringsledninger, men siden overføringsledning OL-1 er lang kan den deles den opp i tre deler, OL-1a, OL-1b og OL-1c, se Figur 15. Husene som fører avløpsvannet til samme overføringsledning er i en sone. Avløpssone S-1 fører vannet til overføringsledning OL-1a. Denne overføringsledningen fører vannet inn til en pumpestasjon PA214 som sender den videre til overføringsledning OL-1b. Avløpssone S-2 fører vannet til overføringsledning OL-1b, avløpssone S-3 fører vannet til overføringsledning OL-1c og avløpssone S-4 fører vannet til overføringsledning OL-2. Figur 16 viser fordelingen av avløpssonene.



Figur 15: Fordeling av overføringsledning OL-1.



*Figur 16: Fordeling av avløpssonene*

### 3.2.4 Stikkledningene

Stikkledningene er ledningene som går fra bygningen til oppsamlingsledningen. Lengden på disse ledningene er ikke målt, men i en rapport fra Norsk Vann (Ødegård, Persson, & Baade-Mathiesen, 2013) står det at den gjennomsnittlige lengden på en stikkledning som går fra en husvegg er på 25 m. I denne oppgaven brukes derfor denne lengden i beregningene.

### 3.2.5 Total ledningslengde

Overføringsledningene og oppsamlingsledningene er målt i Gemini VA. Stikkledningene er beregnet.

Tabell 12: Lengden på overføringsledningene, oppsamlingsledningene og stikkledningene i de forskjellige avløpssonene.

Avløps- sone	Bygning	Overførings- ledning (m)	Oppsamlings- ledning (m)	Stikk- ledning (m)	Total (m)
S-1	86	285	1009	2150	3444
S-2	161	382	1748	4025	6155
S-3	104	510	1289	2600	4399
S-4	128	345	1107	3200	4652

### 3.2.6 Personer i hver avløpssone

Antall personer som bor i hver avløpssone ble funnet i denne oppgaven ved multiplisere antall boliger og virksomheter/institusjoner det er i sonen med et gjennomsnittlig tall på hvor mange som bor i hver bolig. Hvor mange som bor i hver bolig er avhengig av hvilken bygningstype det er, og Tabell 4 viser dette.

I avløpssone S-1 er det 86 bygninger hvor tre av dem er av boligblokker og resten er eneboliger. For finne antall boliger det var i boligblokkene ble antall balkonger telt ved hjelp av Google Maps. Dette ble talt til å være på ca.128.

I avløpssone S-2 er det 161 bygninger og alle er av eneboliger.

I avløpssone S-3 er det 104 bygninger hvor en av dem er en barneskole og resten er eneboliger. På barneskolen er det ca. 520 elever og 60 ansatte. (Skedsmo kommune, 2018)

I avløpssone S-4 er det 128 bygninger hvor de fleste er av eneboliger og noen kontorer og næringsbygg. For å forenkle det litt i oppgaven skal det ikke skilles mellom boligtypene i denne sonen, og ser derfor på alle bygningene som eneboliger.

Tabell 13: Antall personer som bor i de forskjellige avløpssonene.

Avløpssone	Bygningstype	Antall	Antall boliger	Personer i hver bolig	Totalt personer
S-1	Enebolig	83	83	2.5	207.5
	Boligblokk	3	128	1.6	204.8
<b>Total S-1</b>					<b>412.3</b>
S-2	Enebolig	156	156	2.5	390
<b>Total S-1</b>					<b>390</b>
S-3	Enebolig	103	103	2.5	257,5
	Skole	1	1	580 (520 elever og 60 ansatte)	580
<b>Total S-3</b>					<b>837,5</b>
S-4	Enebolig	128	128	2.5	320
<b>Total S-4</b>					<b>320</b>
<b>Totalt antall personer i studieområdet:</b>					<b>1702.3</b>

### 3.2.7 Dimensjonerende vannføring i hver avløpssone

Vannføringen i en avløpssone er basert på antall personer og avløpsmengden en sone har. Det er en direkte sammenheng mellom vannforbruket og avløpsmengden, der forbruket er lik avløpsmengden for en husholdning. I denne oppgaven velges det å bruke et forbruk på  $Q_s = 150$  l/s\*d for fastbeboere. (Lindholm, 2015) Forbruket til elevene og ansatte på skolen er på 40 l/s\*d og 80 l/s\*d som Tabell 3 viser.

For å finne den dimensjonerende vannføringen må det også tas hensyn til infiltrasjonsvann som infiltreres inn på ledningene og variasjonen i avløpsmengden. Det anbefales å ikke bruke verdier som er under 0,2 l/s per km ledning ved prosjektering av et nytt anlegg. (Lindholm, 2015) I denne oppgaven antas det at det ikke blir gjort noen feilkoblinger, og bruker derfor at  $Q_{inf} = 0,2$  l/s per km ledning.

Forbruksvariasjonene er valgt etter kapittel 2.5.1.4 forbruksvariasjoner og velger at variasjonene er likt i alle sonene. Maks døgnfaktor ( $f_{maks}$ ) er valgt til å være 2,0 og minimum døgnfaktor ( $f_{min}$ ) til 0,5 som Tabell 5 viser. Maks timefaktor ( $k_{maks}$ ) er valgt til å være 1,8 og minimum timesfaktor ( $k_{min}$ ) til 0,4 som Figur 9 viser.

### 3.2.7.1 Vannføringene $Q_{mid}$ , $Q_{dim}$ og $Q_{selvrens}$

$$Q_{mid} = Q_s * P + Q_{inf} \quad (9)$$

Formel 9: Den midlere spillvannføringen med infiltrasjon.

$$Q_{dim} = Q_s * P * f_{maks} * k_{maks} + Q_{inf} \quad (10)$$

Formel 10: Dimensjonerende vannføring. Vannføringen som opptrer i den maksimale timen og døgnet.

$$Q_{selvrens} = \alpha * P * Q_s * f_{min}$$

$$\alpha = \frac{1 + 23}{\sqrt{Pe}} \quad P < 3000 \text{ og } \alpha = 1,43 \text{ for } Pe > 3000$$

Selvrensende vannføring. Vannføringen som trengs for å oppnå selvrensing. (Formel 5)

Tabell 14: Middelvannføringen, Den dimensjonerende vannføringen og den selvrensende vannføringen for de forskjellige avløpssonene.

Avløps-soner		Personer (P)	Lednings-lengde [m]	$Q_{mid}$ [l/s]	$Q_{dim}$ [l/s]	$Q_{selvrens}$ [l/s]
S-1	Beboende	412.3	34144	1.40	3.27	0.42
S-2	Beboende	390	6155	1.91	3.67	0.41
S-3	Beboende	257.5	4399	1.62	3.56	0.31
	Elever	520				
	Ansatte	60				
S-4	Beboende	320	4652	1.49	2.93	0.37

### 3.2.8 Dimensjonering av overføringsledninger

Overføringsledningene er dimensjonert etter kapittel 2.3.1 dimensjonering av selvfallsledninger. Ruheten ( $k$ ) for plastrør er ofte mellom 0,1 og 0,4 som Tabell 1 viser. I denne oppgaven velges ruheten til å være 0,5 mm da det ikke er anbefalt å bruke noe mindre enn denne. (Ødegaard, 2014) Minimumskravet for fallet for å oppnå selvrensing har blitt satt til å være 5 ‰, da det er snakk om små dimensjoner. For å finne den nødvendige indre diameteren har det blitt brukt en ligning som er kombinert av kontinuitetsprinsippet (formel 2), Darcy-Weishbachs (formel 1) og Prandtl-Colebrooks formel (formel 4). Denne ligningen har blitt satt opp i excel. Denne ligningen settes lik null og beregnet ved hjelp av «solver» funksjonen i excel. Den beregnede diameteren ble rundet opp til nærmeste tilgjengelige diameter fra katalogen til pipelife. (Pipelife, 2018)

Tabell 15: Beregnet og valgt diameter for overføringsledningene.

Ledningstrekk		Lengde (m)	$Q_{dim}$ (l/s)	$f$	$h_f$ (m)	Diameter (mm)	
						Beregnet	Valgt
OL-1a	Roald Amundsens gate - PA214	285	3.27	0.031	1.4	90.13	110
OL-1b	PA214 - Magnus gate	382	6.94	0.029	1.9	119.46	125
OL-1c (1)	Magnus gate - Øysteins gate	405	10.5	0.027	2.0	139.56	160
OL-1c (2)	Øysteins gate - PA4	105	13.43	0.026	0.5	153.09	160
OL-2	Snorres gate - Øysteins gate	345	2.93	0.032	1.7	86.51	110



### 3.2.9 Selvrensing

For å sjekke om overføringsledningene er selvrensende har det blitt gjort beregninger etter kapittel 2.4.4 selvrensing. Kravet til skjærspenningen ( $\tau_{\min}$ ) har blitt valgt til å være  $2 \text{ N/m}^2$  etter anbefalinger fra kapittel Selvrensing da det er spillvannsledninger som skal sjekkes. Fallet på ledningene har blitt valgt til å være 5 ‰, da dette er minimums kravet for å oppnå selvrensing. Ledningen er selvrensende hvis den maksimale skjærspenningen er større en skjærspenningskravet ( $\tau_{\max} > \tau_{\min}$ ). På Tabell 16 ser vi at ingen av ledningstrekkene er selvrensende med et fall på 5 ‰. Disse ledningene må derfor legges med et større fall for å oppnå selvrensing.

Tabell 16: Beregninger for å se om overføringsledningene er selvrensende med et fall på 5 ‰.

Ledningstrekk		V (m/s)	Q <sub>fylt</sub> (l/s)	Q <sub>selvrens</sub> (l/s)	Delfylling Q <sub>selvrens</sub> /Q <sub>fylt</sub>	Skjærspenning			
						h/D	$\tau_{\text{fylt}}$	$\tau_{\text{maks}}$	$\tau_{\text{min}}$
OL-1a	Roald Amundsens gate - PA214	0.59	5.58	0.42	0.08	0.2 2	1.3 8	0.94	2
OL-1b	PA214 - Magnus gate	0.65	8.01	0.41	0.05	0.1 2	1.5 6	0.66	2
OL-1c (1)	Magnus gate - Øysteins gate	0.76	15.1 8	0.31	0.02	0.1	2	0.72	2
OL-1c (2)	Øysteins gate - PA4	0.77	15.3 9	0.68	0.04	0.1 2	2	0.84	2
OL-2	Snorres gate - Øysteins gate	0.58	5.54	0.37	0.07	0.2	1.3 8	0.88	2

#### 3.2.9.1 Overføringsledning OL-1

Overføringsledningen OL-1 er 1177 m lang. Den starter med en diameter på 110 mm fra Roald Amundsens gate fram til pumpestasjon PA214. Deretter øker diameteren til 125 mm ved pumpestasjon PA214 og har denne diameteren fram til Magnus gate. Fra Magnus gate har overføringsledningen en diameter på 160 mm helt fram til den når pumpestasjon PA4. Ved Øysteins gate mottar den også spillvannet fra sone 4 (S-4). Ingen av ledningsstrekkene på overføringsledning OL-1 er selvrensende, og alle ledningsstrekke må derfor legges med et større fall.

### 3.2.9.1.1 Ledningstrekk: Roald Amundsens gate – PA214 (OL-1a)

Ledningstrekk OL-1a har en lengde på 285 m og en diameter på 110 mm. På Tabell 16 ser vi at ved et fall på 5 ‰, er den maksimale skjærspenningen ( $\tau_{\text{maks}}$ ) = 0,94 N/m<sup>2</sup>. Dette er mindre enn kravet for selvrensing som er på 2 N/m<sup>2</sup>. For at denne ledningsstrekningen skal være selvrensende må fallet økes til 11 ‰, og da blir den maksimale skjærspenningen 2,08 N/m<sup>2</sup>. For å oppnå et fall på 11 ‰ må grøftedybden være 3 m. Ledningen må også ligge i frostfri dybde (155 cm) og oppnå kravet om nedre fundament (150 mm). Den totale grøftedybden blir da med dette 1,55 m + 0,15 m + 0,11 m (rørdiameter) + 3 m = 4,81 m. Dette er en grøftedybde som er på grensa til å kunne gjennomføres i praksis.



Figur 17: Ledningstrekk Roald Amundsens gate - PA214 (OL-1a). (Google, 2018)

### 3.2.9.1.2 Ledningstrekk: PA214 – Magnus gate (OL-1b)

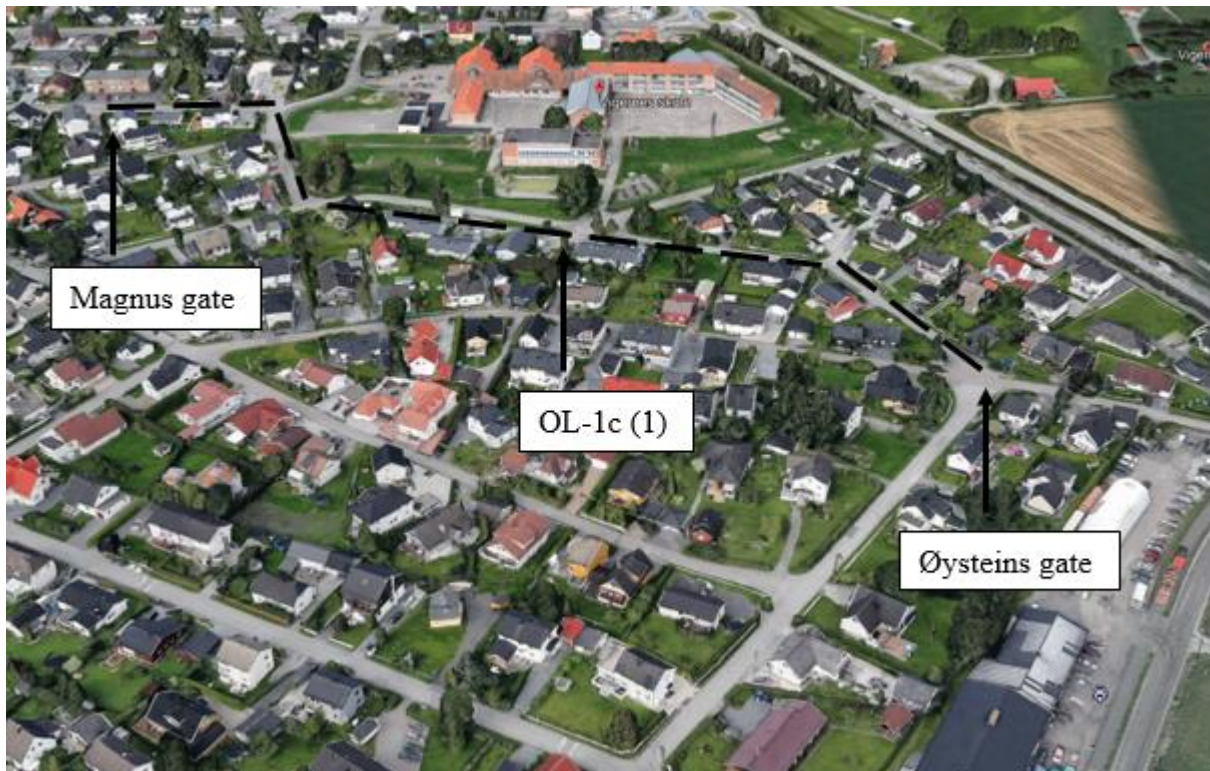
Ledningstrekk OL-1b har en lengde på 385 m og har en diameter på 125 mm. Tabell 16 viser at den maksimale skjærspenningen er  $0,66 \text{ N/m}^2$  som også er mindre enn kravet for selvrensing. For at denne ledningsstrekningen skal være selvrensende må fallet økes til 15,5 %. For å oppnå dette fallet må grøfta ha en dybde på 6 m. Dette gir en total dybde på  $6 \text{ m} + 4,81 \text{ m} = 10,81 \text{ m}$ . Dette er en altfor dyp grøft og vil være umulig å gjennomføre i praksis.



Figur 18: Ledningstrekk: PA214 - Magnus gate (OL-1b) (Google, 2018)

### 3.2.9.1.3 Ledningstrekk: Magnus gate – Øysteins gate (OL-1c (1))

Ledningstrekk OL-1c (1) har en lengde på 405 m og har en diameter på 160 mm. Tabell 16 viser at den maksimale skjærspenningen er  $0,72 \text{ N/m}^2$  på denne strekningen som er under kravet til selvrensing. For at denne ledningen skal være selvrensende må fallet økes til 14 %. For å oppnå dette fallet må grøfta ha en dybde på 5,7 m. Dette gir en total grøftedybde på  $10,81 \text{ m} + 5,7 \text{ m} = 16,51 \text{ m}$ . Dette er en altfor dyp grøft og vil være umulig å gjennomføre i praksis.



Figur 19: Ledningstrekk: Magnus gate - Øysteins gate (OL-1c (1)) (Google, 2018)

#### 3.2.9.1.4 Ledningstrekk: Øysteins gate – PA4 (OL-1c (2))

Ledningstrekk OL-1c (2) har en lengde på 105 m og har en diameter på 160 mm. Tabell 16 viser at den maksimale skjærspenningen på denne ledningen er  $0,84 \text{ N/m}^2$  som er lavere enn kravet til selvrensing. For å oppnå selvrensing på denne ledningen må fallet økes til 12 ‰. For å oppnå dette fallet må grøfta ha en dybde på 1,3 m. Dette gir en total dybde på  $16,51 \text{ m} + 1,3 \text{ m} = 17,81 \text{ m}$ . Dette er en altfor dyp grøft og vil være umulig å gjennomføre i praksis.



Figur 20: Ledningstrekk: Øysteins gate - PA4 (OL-1c (2)) (Google, 2018)

### 3.2.9.2 Overføringsledning OL-2: Snorres gate – Øysteins gate

Overføringsledning OL-2 er 345 m lang. Den har en diameter på 110 mm og går fra Snorres gate – Øysteins gate. Ved Øysteins gate overføres spillvannet fra OL-2 til OL-1c (2). Overføringsledning OL-2 er heller ikke selvrensende da den maksimale skjærspenningen som oppstår i ledningen er på  $0,88 \text{ N/m}^2$  (Tabell 16) som er mindre enn kravet for selvrensing. For at denne ledningen skal være selvrensende må fallet øke til 11,5 %. For å oppnå dette fallet må grøfta ha en dybde på 4 m. Ledningen må også ligge i frostfri dybde (155 cm) og oppnå kravet om nedre fundament (150 mm). Den totale grøftedybden blir da med dette  $1,55 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,11 \text{ m}$  (rørdiameter) +  $4 \text{ m} = 5,81 \text{ m}$ . Dette er en grøftedybde som ligger rett over grensa til å kunne gjennomføres i praksis.



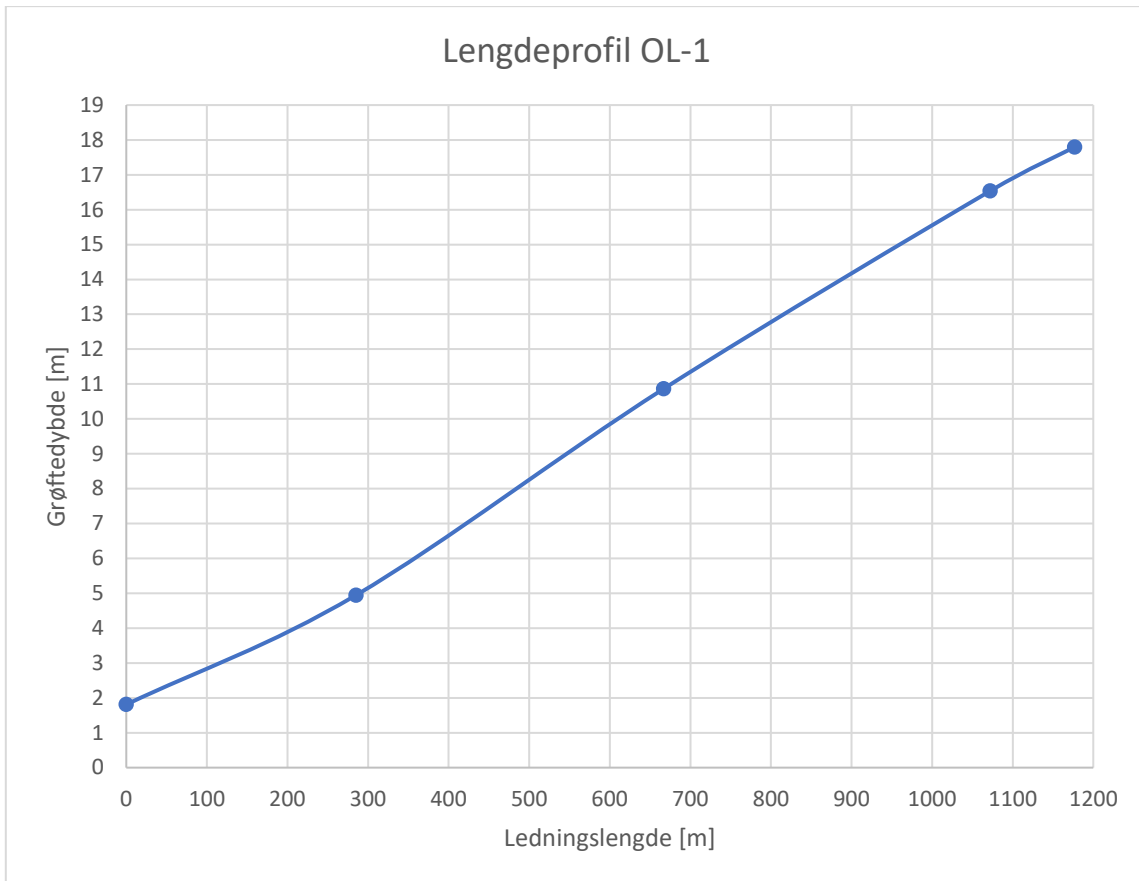
Figur 21: Ledningstrekk: Snorres gate - Øysteins gate (OL-2) (Google, 2018)

## 3.3 Lengdeprofil

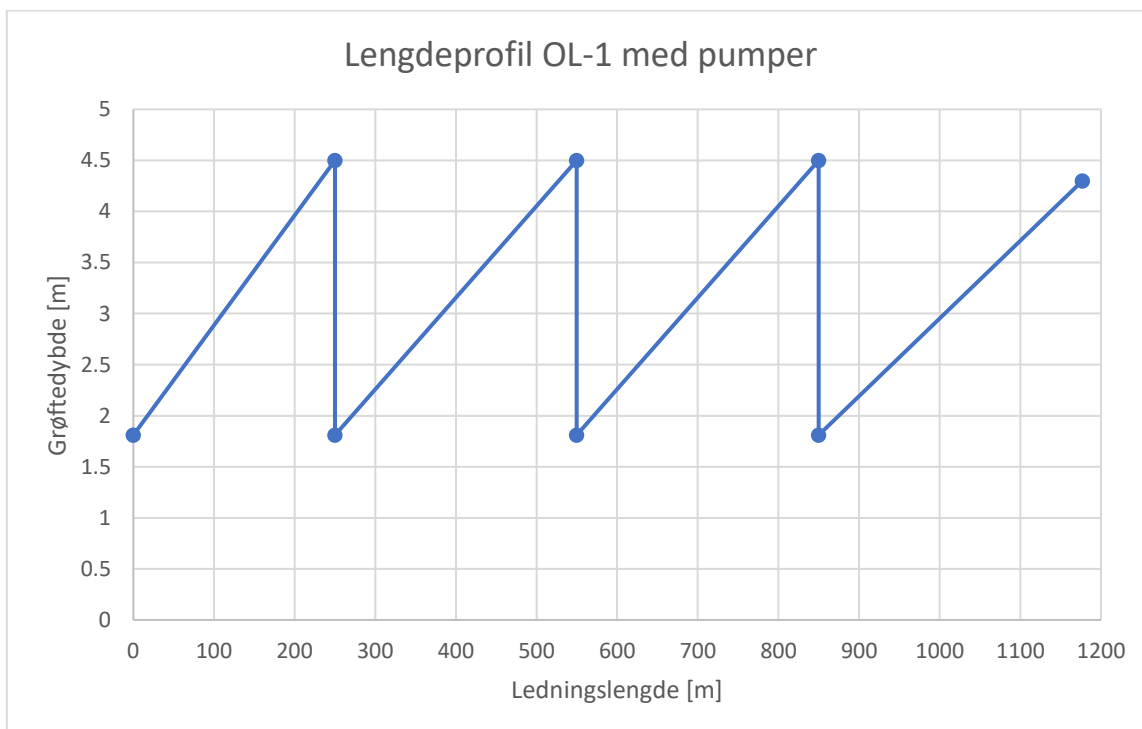
### 3.3.1 Overføringsledning OL-1

Overføringsledning OL-1 er 1177 m lang. Ledningen ligger 1,81 m i dybde på starten som er minste dybde for å oppnå kravet med frostfri dybde og nedre fundament. (frostfri dybde + rørdiameter + nedre fundament). 285 m lenger ned øker diameteren til 125 mm og ligger i 4,81 m dybde. 382 m lenger bort øker diameteren til 160 mm og her ligger ledningen i 10,81 m dybde. 405 m lenger ned ligger ledningen i 16,51 m dybde. 105 m lenger bort ligger ledningen i 17,81 m dybde ved pumpestasjon PA4. 17,81 meter dype grøfter er altfor mye, og dette kan derfor ikke gjennomføres. Figur 22 viser en lengdeprofil av overføringsledningen OL-1 med grøftedybde.

Grøftedybder som i praksis vil være gjennomførbar ligger mellom 4-5 m. Det vil derfor være nødvendig å legge pumpestasjoner i dette systemet. Denne ledningen trenger 3 pumpestasjoner for å holde den maksimale grøftedybden mellom 4-5 m. Figur 23 viser en lengdeprofil av overføringsledning OL-1 med pumper innsatt. Det har blitt satt en pumpe for hver gang grøftedybden når 4,5 m dybde. Denne pumpen løfter så spillvannet opp 2,69 m slik at grøftedybden igjen blir 1,81 m. Pumpestasjon 1 ligger 250 m fra startpunktet. Pumpestasjon 2 ligger 300 m fra pumpestasjon 1. Pumpestasjon 3 ligger 300 m fra pumpestasjon 2. Figur 24 viser et oversiktskart over pumpestasjonene og plasseringene av dem.

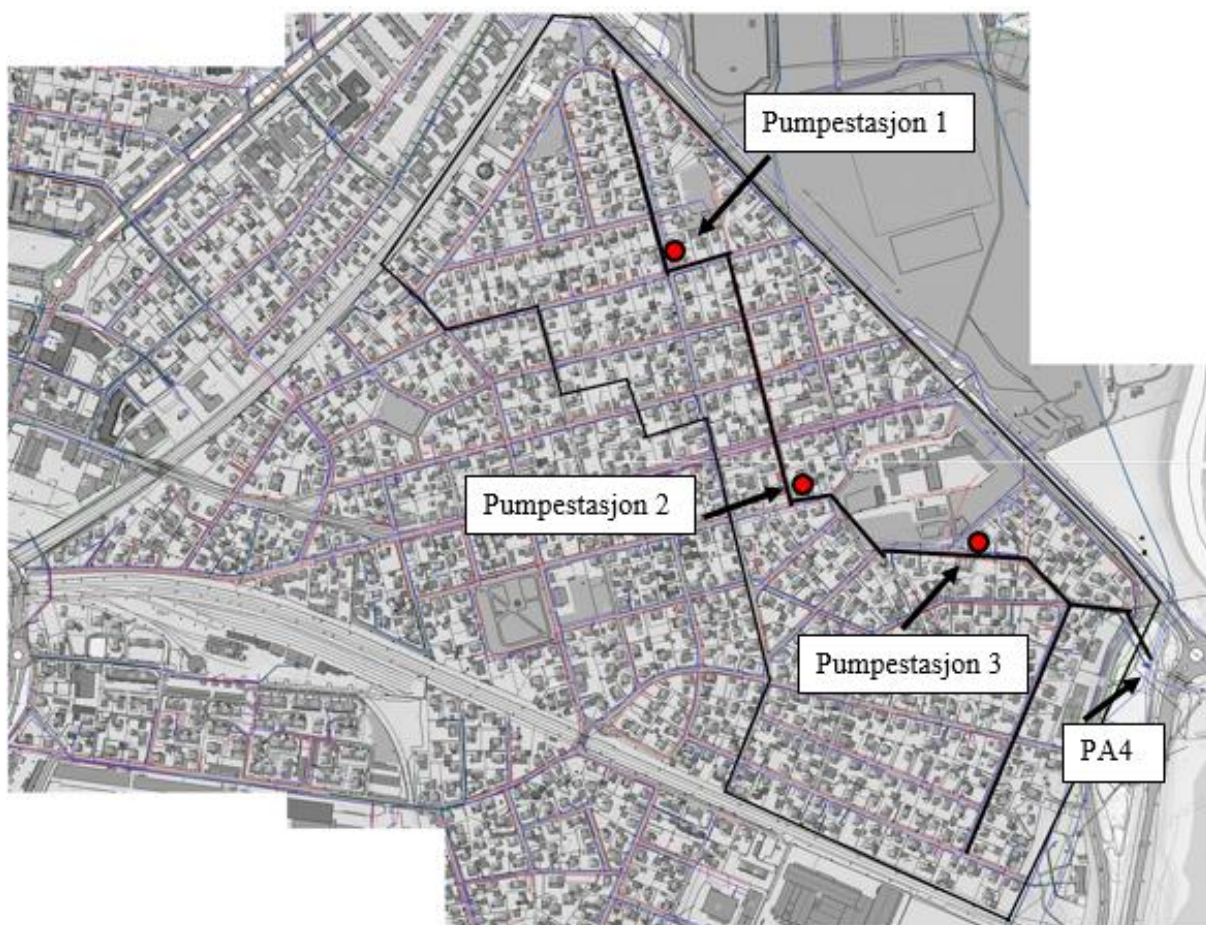


Figur 22: Lengdeprofil av overføringsledning OL-1



Figur 23: Lengdeprofil av overføringsledning OL-1 med pumper

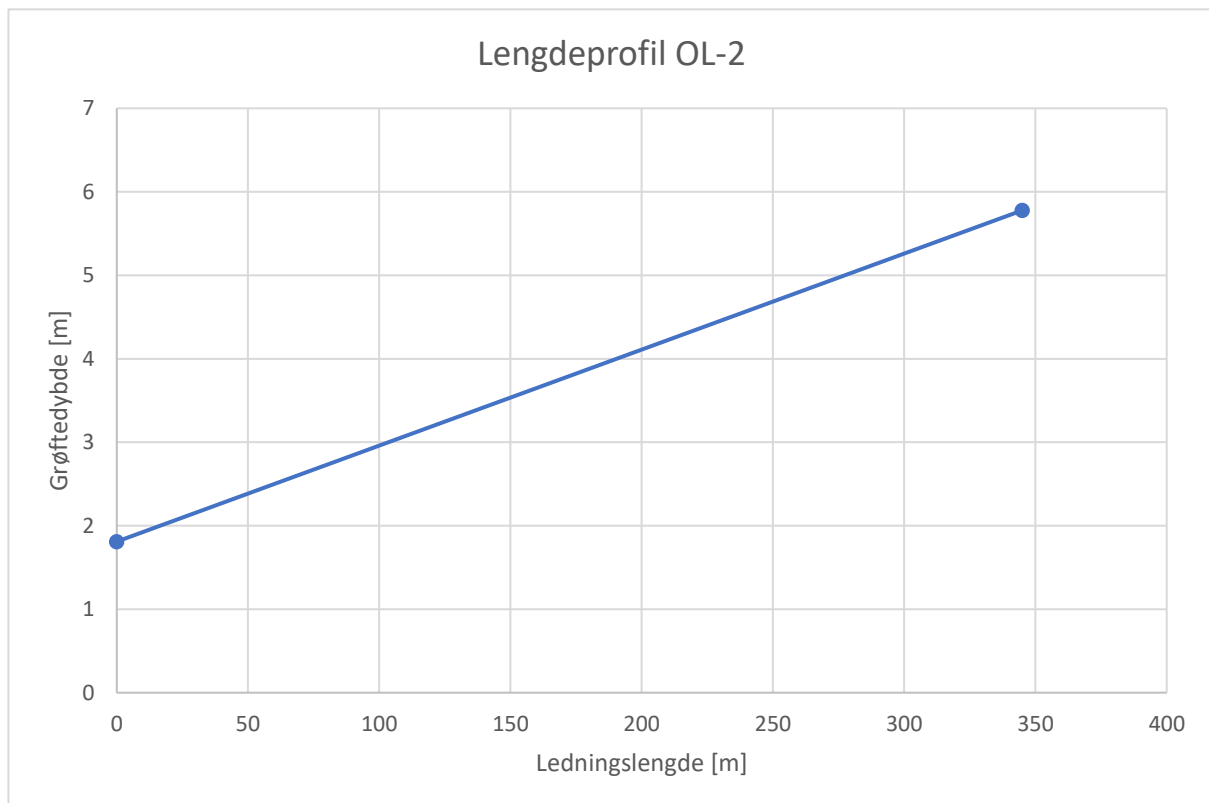




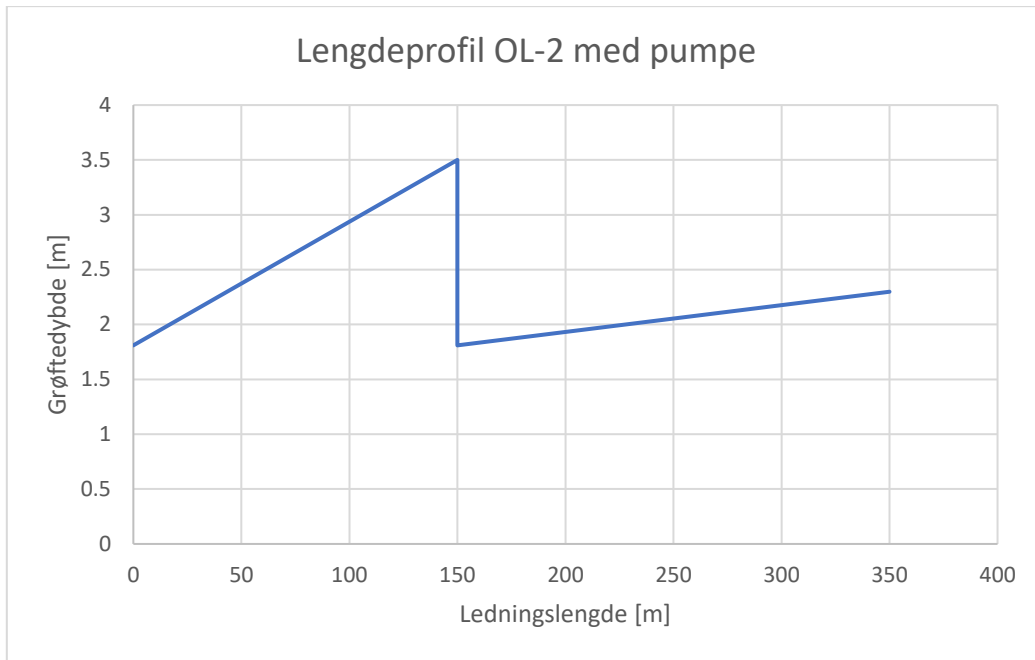
Figur 24: Oversikt over pumpe-stasjonene og plasseringene av dem

### 3.3.2 Overføringsledning OL-2

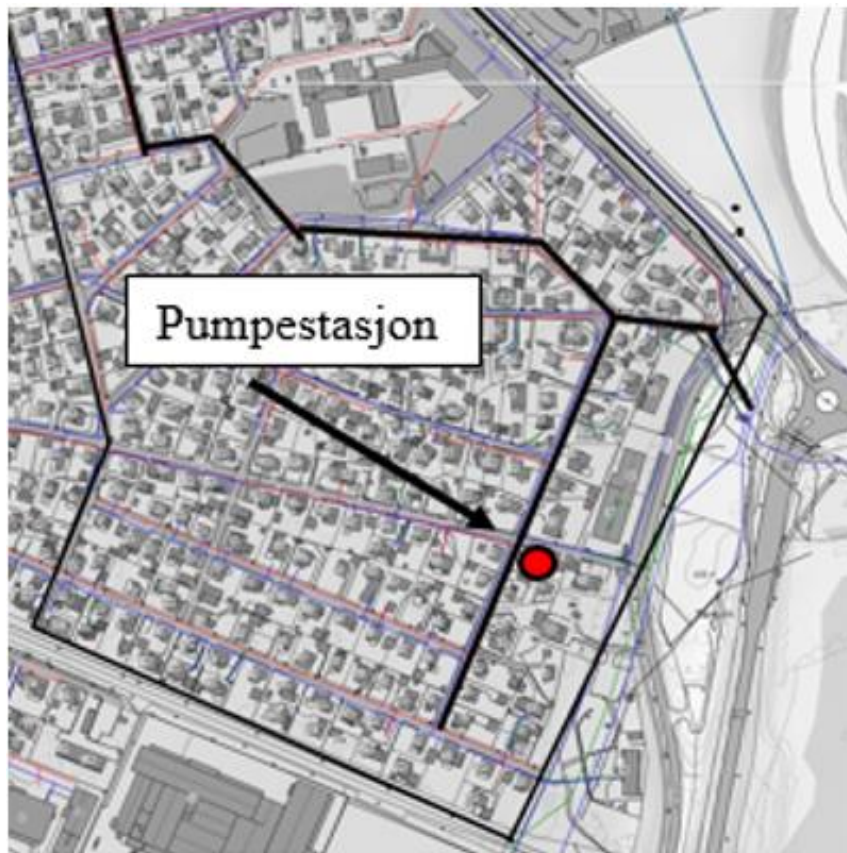
Overføringsledning OL-2 er 345 m lang med en diameter på 110 mm. Ledningen ligger 1,81 m i dybde på starten som er minste dybde for å oppnå kravet med frostfri dybde og nedre fundament. (frostfri dybde + rørdiameter + nedre fundament). Enden av OL-2 ved Øysteins gate ligger ledningen i en grøftedybde på 5,81 m. Dette er en grøftedybde som er akkurat for dyp til å kunne gjennomføres i praksis, og det er derfor nødvendig med en pumpestasjon her. Denne pumpestasjonen blir plassert 150 m fra startpunktet. Pumpen løfter spillvannet 1,69 m opp slik at grøftedybden starter på 1,81 m igjen. Derfra transporteres vannet helt ned til enden med selvføll. Figur 26 viser lengdeprofilen av overføringsledning OL-2 med pumpen. Figur 27 viser plasseringen av pumpestasjonen ved overføringsledning OL-2.



Figur 25: Lengdeprofil av overføringsledning OL-2



Figur 26: Lengdeprofil av overføringsledning OL-2 med pumpe



Figur 27: Plasseringen av pumpestasjonen til overføringsledning OL-2

### 3.4 Oppsamlingsledninger

Alle oppsamlingsledningene har en rørdiameter på 110 mm og skal ligge med 5 ‰ fall. Ingen av oppsamlingsledningene er lenger enn 300 m og grøftedybden ligger derfor mellom 2-4 m. Ingen av oppsamlingsledningene ligger lavere enn tilkoblingspunktet på overføringsledningene, og disse har derfor ikke hatt noen betydning for leggedybden av overføringsledningene.

Oppsamlingsledningene vil også ligge lavere enn de eksisterende oppsamlingsledningene, og det vil derfor ikke være noe problem å tilknytte stikkledningene til disse.

### 3.5 Sammenstilling: Tradisjonell avløpsanlegg

Tabell 17: Sammenstilling av tradisjonell avløpsanlegg med lengde [m] med forskjellige rørdiameter, lengde [m] med grøft med forskjellige grøftedybder

Ledninger	Lengde grøft [m] med grøftedybder [m]			Lengde [m] med rørdiameter [mm]			Pumpe-stasjon
	2-3 m	3-4 m	> 4 m	110 mm	125 mm	160 mm	Antall
<b>Overføring</b>							
O-1	407	600	170	285	382	405	3
O-2	300	45		345			1
<b>Oppsamling</b>							
S-1	504,5	504,5		1009			
S-2	191	191		382			
S-3	644,5	644,5		1289			
S-4	553,5	553,5		1107			
<b>Total</b>	<b>2600,5</b>	<b>2538,5</b>	<b>170</b>	<b>4417</b>	<b>382</b>	<b>405</b>	<b>4</b>

## 3.7 Trykkavløp

### 3.7.1 Løsningen

#### 3.7.1.1 Kvartaler

For implementering av trykkavløpssystem i studieområdet er det valgt en løsning hvor det skal plasseres en pumpestasjon i hver kvartal. Det er tilsammen 41 kvartaler og derfor 41 pumpestasjoner. Figur 28 viser en oversikt over inndelingen med nummering av pumpestasjonene og plasseringen av dem. Stikkledningene fra boligene til pumpestasjonen vil skje med selvføll.

#### 3.7.1.2 Soneinndeling

Studieområdet vil også bli delt inn i to soner, sone 1 og sone 2 (Figur 28). Begge sonene har en hovedledning som fører vannet til pumpestasjon PA4. Det går også mindre ledninger som kobler seg inn på hovedledningen der pumpestasjonen ligger et stykke unna, se Figur 29 og Figur 30. Sone 1 har 16 pumpestasjoner og sone 2 har 25 pumpestasjoner.



Figur 28: Fordeling av soner og oversikt over pumpestasjonene og plasseringene av dem. Gult område er sone 1, og grønt område er sone 2. Pumpestasjonene er markert med røde prikker.



Figur 29: Fet rød linje viser hovedledningen i sone 1. Tynn rød strek viser ledninger som kobler seg inn på hovedledningen.



Figur 30: Fet rød linje viser hovedledningen i sone 2. Tynn rød strek viser ledninger som kobler seg inn på hovedledningen.

## 3.7.2 Dimensjoneringsgrunnlag

### 3.7.2.1 Personer

For å finne antall personer som bor i hver kvartal, har dette blitt gjort på samme måte som det ble gjort for den tradisjonelle metoden. Antall hus ble telt i hver kvartal og dette ble multiplisert med et gjennomsnittlig tall på antall personer som bor i hver bolig etter boligtype Tabell 4. Pumpestasjon nummer 19 samler avløpsvannet fra en skole, og på denne skolen er det 520 elever og 60 ansatte. (Skedsmo kommune, 2018) Tabell 18 viser antall personer som bor i hver kvartal.

Tabell 18: Antall personer som bor i hver kvartal og soner.

Sone 1			Sone 2		
Pumpe	Hus	Personer	Pumpe	Hus	Personer
1	13	32.5	17	16	40
2	9	22.5	18	10	25
3	20	50	20	8	20
4	13	32.5	21	6	15
5	19	47.5	22	9	22.5
6	17	42.5	23	14	35
7	4	10	24	7	17.5
8	15	37.5	25	8	20
9	8	20	26	7	17.5
10	9	22.5	27	7	17.5
11	7	17.5	28	9	22.5
12	23	57.5	29	5	12.5
13	12	30	30	14	35
14	11	27.5	31	4	10
15	15	37.5	32	7	17.5
16	21	52.5	33	7	17.5
			34	17	42.5
			35	30	75
			36	9	22.5
			37	10	25
			38	10	25
			39	10	25
			40	18	45
			41	26	65
			19	1	580

### 3.7.3 Avløpsmengder

Avløpsmengden i hver kvartal beregnes ut ifra antall personer som bor der og den spesifikke vannmengden. Etter anbefaling fra (Lindholm, 2015) brukes 150 l/person\*dag. Den maksimale døgnfaktoren ( $f_{maks}$ ) har blitt valgt til å være 2,0 etter kapittel 2.5.1.4 forbruksvariasjoner og den maksimale timefaktoren ( $k_{maks}$ ) beregnes ut fra formel 11. Pumpestasjon nummer 19 samler avløpsvannet fra en skole, og her brukes den spesifikke vannmengden 40 l/person\*dag for elevene og 60 l/person\*dag for de ansatte. For et trykkavløpssystem er det  $Q_{maks}$  (formel 13),  $Q_{midmaks}$  (formel 14) og  $Q_{mid}$  (formel 12) som må beregnes. Tabell 19 og Tabell 20 viser  $Q_{maks}$ ,  $Q_{midmaks}$  og  $Q_{mid}$  for alle kvartalene i begge sonene.

$$k_{maks} = 1 + \frac{31,5}{\sqrt{Personer}} \quad (11)$$

Formel 11: Beregning av den maksimale timefaktoren

$$Q_{mid} = Personer * Q_s \quad (12)$$

Formel 12: Beregning av den midlere vannføringen

$$Q_{maks} = Q_{mid} * K_{maks} * f_{maks} \quad (13)$$

Formel 13: Beregning av vannmengden i den maksimale timen i det maksimale døgnet

$$Q_{midmaks} = Q_{mid} * f_{maks} \quad (14)$$

Formel 14: Beregning av vannmengden i det maksimale døgnet



Tabell 19:  $Q_{maks}$ ,  $Q_{midmaks}$  og  $Q_{mid}$  for hver kvartal i sone 1

Sone 1					
Pumpe	Personer	$k_{maks}$	$Q_{maks}$ (l/s)	$Q_{midmaks}$	$Q_{mid}$
1	32.5	6.53	0.74	9.75	4.88
2	22.5	7.64	0.60	6.75	3.38
3	50	5.45	0.95	15	7.5
4	32.5	6.53	0.74	9.75	4.88
5	47.5	5.57	0.92	14.25	7.13
6	42.5	5.83	0.86	12.75	6.38
7	10	10.96	0.38	3	1.5
8	37.5	6.14	0.80	11.25	5.63
9	20	8.04	0.56	6	3
10	22.5	7.64	0.60	6.75	3.38
11	17.5	8.53	0.52	5.25	2.63
12	57.5	5.15	1.03	17.25	8.63
13	30	6.75	0.70	9	4.5
14	27.5	7.00	0.67	8.25	4.13
15	37.5	6.14	0.80	11.25	5.63
16	52.5	5.34	0.97	15.75	7.88

Tabell 20:  $Q_{maks}$ ,  $Q_{midmaks}$  og  $Q_{mid}$  for hver kvartal i sone 2

Sone 2					
Pumpe	Personer	$k_{maks}$	$Q_{maks}$ (l/s)	$Q_{midmaks}$	$Q_{mid}$
17	40	5.98	0.83	12	6
18	25	7.3	0.63	7.5	3.75
20	20	8.04	0.56	6	3
21	15	9.13	0.48	4.5	2.25
22	22.5	7.64	0.60	6.75	3.375
23	35	6.32	0.77	10.5	5.25
24	17.5	8.53	0.52	5.25	2.625
25	20	8.04	0.56	6	3
26	17.5	8.52	0.52	5.25	2.625
27	17.5	8.53	0.52	5.25	2.625
28	22.5	7.64	0.60	6.75	3.375
29	12.5	9.91	0.43	3.75	1.875
30	35	6.32	0.77	10.5	5.25
31	10	10.96	0.38	3	1.5
32	17.5	8.53	0.52	5.25	2.625
33	17.5	8.53	0.52	5.25	2.625
34	42.5	5.83	0.86	12.75	6.375
35	75	4.64	1.21	22.5	11.25
36	22.5	7.64	0.60	6.75	3.375
37	25	7.30	0.63	7.5	3.75
38	25	7.30	0.63	7.5	3.75
39	25	7.30	0.63	7.5	3.75
40	45	5.70	0.89	13.5	6.75
41	65	4.91	1.11	19.5	9.75
19	580		0.27	23.2	87

### 3.7.4 Ledninger

Det velges å bruke helsveiste rør av materiale PE100 med en SDR klasse 11 for alle ledningene i trykkavløpssystemet. Dette røret har tilstrekkelig styrke for å hindre tretthetsbrudd som kan komme av trykkstøt og gjentatte start og stoppsykluser. (Fjeldberg, 2007) For hovedledningene i trykkavløpssystemet velges det å bruke et rør med en diameter på 90 mm. På rørene som kobler seg til på hovedledningen velges det å bruke rør med en diameter på 75 mm. Alle pumpestasjonene skal pumpe spillvannet helt fram til pumpestasjon PA4. Tabell 21 viser lengdene med et 75 mm rør og 90 mm rør fra pumpestasjonene til PA4 for sone 1. Tabell 22 viser lengdene med et 75 mm rør og 90 mm rør fra pumpestasjonene til PA4 for sone 2.

Tabell 21: Lengde [m] fra pumpestasjonene til PA4 med forskjellig rørdiameter for sone 1.

Sone 1			
Strekning (Pumpe-PA4)	Lengde (m)		
	Med 75 mm rør	Med 90 mm rør	Total lengde
1	0	200	200
2	0	180	180
3	100	250	350
4	0	380	380
5	60	325	385
6	80	420	500
7	0	450	450
8	0	520	520
9	305	335	640
10	300	410	710
11	300	480	780
12	100	150	250
13	250	120	370
14	250	130	380
15	250	150	400
16	0	120	120

Tabell 22: Lengde [m] fra pumpestasjonene til PA4 med forskjellig rørdiameter for sone 2

<b>Sone 2</b>			
<b>Strekning (Pumpe-PA4)</b>	<b>Lengde (m)</b>		
	<b>Med 75 mm rør</b>	<b>Med 90 mm rør</b>	<b>Total lengde</b>
<b>17</b>	0	470	470
<b>18</b>	0	500	500
<b>20</b>	210	440	650
<b>21</b>	0	600	600
<b>22</b>	0	600	600
<b>23</b>	190	660	850
<b>24</b>	0	680	680
<b>25</b>	0	680	680
<b>26</b>	150	710	860
<b>27</b>	0	750	750
<b>28</b>	0	750	750
<b>29</b>	170	720	890
<b>30</b>	250	750	1000
<b>31</b>	110	820	930
<b>32</b>	0	830	830
<b>33</b>	0	830	830
<b>34</b>	250	750	1000
<b>35</b>	165	935	1100
<b>36</b>	270	1030	1300
<b>37</b>	100	1000	1100
<b>38</b>	250	1050	1300
<b>39</b>	240	1060	1300
<b>40</b>	0	1200	1200
<b>41</b>	0	950	950
<b>19</b>	0	320	320

Ledningene i trykkavløpssystemet skal være selvrensende. Kravet for at det skal være selvrensing i ledningene er at hastigheten til avløpsvannet er 0,7 m/s for diametere mellom 40 mm og 90 mm. (Fjeldberg, 2007) For å finne den nødvendige pumpekapasiteten som kreves for å oppnå kravet til selvrensing blir kontinuitetsligningen (formel 2) benyttet. Tabell 23 viser den nødvendige pumpekapasitet for å sikre selvrensing for de forskjellige rørdiameterne.

Tabell 23: Den nødvendige kapasiteten pumpen trenger for at ledningene skal være selvrensende. Den er forskjellig for de ulike ledningsdiameterne.

Diameter	Indre D (mm)	Nødvendig Pumpe (l/s)
<b>40</b>	32.73	0.59
<b>50</b>	40.91	0.92
<b>63</b>	51.55	1.46
<b>75</b>	61.36	2.07
<b>90</b>	73.64	2.98
<b>110</b>	90	4.45

### 3.7.5 Driftstid

Den samlede driftstiden av pumpene for hver sone skal ikke overstige 24 timer. Tabell 24 viser den samlede driftstiden for pumpekapasitetene 2 l/s, 3 l/s, 4 l/s og 5 l/s. For beregning av driftstiden har formel 15 blitt benyttet.

$$Driftstid = \frac{Q_{midmaks}}{Pumpekapsitet} \quad (15)$$

Formel 15: Beregning av driftstid for pumper

Tabell 24: Den samlede driftstiden for sone 1 og 2. Driftstiden er forskjellig for de ulike pumpekapsitetene.

Pumpekapsitet (l/s)	Driftstid (t)	
	Sone1	Sone 2
<b>2</b>	22,5	31
<b>3</b>	15	20,75
<b>4</b>	11	15
<b>5</b>	9	12,45

### 3.7.6 Friksjonstapet

Friksjonstapet har blitt beregnet ved å bruke samme ligning som ble brukt for å finne diameteren i kapittel 3.2.8 dimensjonering av overføringsledninger. Denne ligningen ble satt lik null og løst ved hjelp av «solver» funksjonen på excel. Denne gangen med friksjonstapet som den ukjente. Rørruheten (k) har blitt satt til 0,5 mm etter Tabell 1, da dette er et helt nytt PE rør. Det har blitt gjort friksjonstaps beregninger for pumper med en kapasitet på både 4 l/s og 5 l/s. Tabell 25 viser friksjonstapet  $h_f$  for de forskjellige ledningene i sone 1 og sone 2. Den maksimale løftehøyden på en pumpe er ca. 50 mvs. (Fjeldberg, 2007) Friksjonstapet kan derfor ikke være større enn dette.

Tabell 25: Friksjonstapet i ledningene med både 4l/s og 5l/s kapasitet på pumpene i sone 1 og 2.

Sone 1			Sone 2		
Pumpe	Friksjonstap ( $h_f$ )		Pumpe	Friksjonstap ( $h_f$ )	
	Pumpe-kapasitet 4 l/s	Pumpe-kapasitet 5 l/s		Pumpe-kapasitet 4 l/s	Pumpe-kapasitet 5 l/s
<b>1</b>	4	6	<b>17</b>	9.4	14.1
<b>2</b>	3.6	5.4	<b>18</b>	10	15
<b>3</b>	5.50	16.4	<b>20</b>	9.87	31.89
<b>4</b>	7.6	11.4	<b>21</b>	12	18
<b>5</b>	6.80	15.09	<b>22</b>	12	18
<b>6</b>	8.80	19.72	<b>23</b>	14.16	36.71
<b>7</b>	9	13.5	<b>24</b>	13.6	20.4
<b>8</b>	10.4	15.6	<b>25</b>	13.6	20.4
<b>9</b>	8.25	37.2	<b>26</b>	14.96	34.65
<b>10</b>	9.72	39	<b>27</b>	15	22.5
<b>11</b>	11.12	41.1	<b>28</b>	15	22.5
<b>12</b>	3.50	13.4	<b>29</b>	15.26	36.73
<b>13</b>	3.67	25.85	<b>30</b>	16.27	44.75
<b>14</b>	3.87	26.15	<b>31</b>	16.96	34.39
<b>15</b>	4.27	26.75	<b>32</b>	16.6	24.9
<b>16</b>	2.4	3.6	<b>33</b>	16.6	24.9
			<b>34</b>	16.27	44.75
			<b>35</b>	19.54	42.74
			<b>36</b>	21.97	54.93
			<b>37</b>	20.51	38.9
			<b>38</b>	22.27	53.75
			<b>39</b>	22.42	53.16
			<b>40</b>	24	36
			<b>41</b>	19	28.5
			<b>19</b>	6.4	9.6

### 3.7.7 Pumpekapasitet

Ved valg av hvilken pumpekapasitet pumpene skal ha er det flere faktorer som kommer inn. Pumpekapasiteten som velges må være større enn den maksimale tilrenningen ( $Q_{maks}$ ). Pumpekapasiteten skal være stor nok til å sikre selvrensing i rørene. Den samlede driftstiden skal ikke overstige 24 timer. Friksjonstapet i ledningene kan ikke overstige 50 mvs. En pumpekapasitet på 2 l/s gir en driftstid på over 24 timer i sone 2 (Tabell 24) og en pumpekapasitet på 3 l/s ligger rett over kravet for selvrensing som er på 2,98 l/s (Tabell 23) for et rør med en diameter på 90mm. Friksjonstapet kan ikke overstige 50 mvs og i noen av ledningene i sone 2 er friksjonstapet over ved bruk av en pumpe med kapasitet på 5 l/s. Pumpekapasiteten som blir best å bruke er derfor 4 l/s.

### 3.7.8 Energiberegning

For beregning av energiforbruket for pumping av spillvannet har formel 16 blitt benyttet.

$$E = \frac{\rho * g * Q_{mid} * H_{tot}}{\eta_a} \quad (16)$$

Formel 16: Beregning av energiforbruket for pumpe. (Milnes, AECOM Design Build)

E	energiforbruket [W]
$\rho$	spillvannets tetthet [ $\text{kg/m}^3$ ]
g	gravitasjonskonstant, 9,81 [ $\text{m/s}^2$ ]
$Q_{mid}$	vannmengde [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
$\eta_a$	virkningsgrad på pumpen
$H_{tot}$	total løftehøyde

For beregningene har det blitt satt at spillvannet har en tetthet på  $1000 \text{ kg/m}^3$ . Volumstrømmen er under  $10 \text{ m}^3/\text{h}$  for alle kvartaler, og virkningsgraden som velges å bruke er 50 % etter Tabell 2. For total løftehøyde har det blitt sett bort i fra høydeforskjellen mellom pumpestasjonene og slippunktet på grunn av at det er et flatt terreng. Bruker derfor bare friksjonstapet som den totale løftehøyden. Tabell 26 viser energiforbruket for pumpene i begge sonene. Det totale energiforbruket for sone 1 er 2,6 kWh/dag og 12,2 kWh/dag for sone 2. Til sammen utgjør dette 14,8 kWh/dag.

Tabell 26: Energiforbruket for pumpene i sone 1 og sone 2

Sone 1		Sone 2	
Pumpe	E <sub>tot</sub> [kWh/dag]	Pumpe	E <sub>tot</sub> [kWh/dag]
1	0.11	17	0.31
2	0.1	18	0.20
3	0.23	20	0.16
4	0.20	21	0.15
5	0.26	22	0.22
6	0.31	23	0.41
7	0.1	24	0.19
8	0.32	25	0.22
9	0.13	26	0.21
10	0.18	27	0.21
11	0.16	28	0.28
12	0.16	29	0.16
13	0.09	30	0.47
14	0.087	31	0.14
15	0.13	32	0.24
16	0.10	33	0.24
		34	0.57
		35	1.2
		36	0.40
		37	0.42
		38	0.46
		39	0.46
		40	0.88
		41	1.01
		19	3.03



### 3.7.9 Anleggsmetode

Traseene som har blitt brukt til dimensjoneringen av trykkavløpssystemet følger de eksisterende traseene som ligger der fra før. De eksisterende ledningene har rørdiametre fra 225 mm – 800 mm. Diameterne på trykkledningene er mye mindre, og kan derfor føre disse ledningene inn i de eksisterende ledningene. Rørinnføring er en NoDig metode og krever derfor ingen graving av grøfter.

### 3.7.10 Sammenstilling: Trykkavløpssystem

Det har blitt gjort en sammenstilling over hva trykkavløpssystemet er bygd opp av. Dette har blitt gjort for å få en oversikt for å kunne sammenligne dette med det konvensjonelle anlegget i den økonomiske analysen. Tabell 27 viser oversikten over den totale lengden med forskjellige rørdiametre, antall pumpestasjoner, og totale energiforbruket for hele trykkavløpssystemet.

Tabell 27: En sammenstilling av trykkavløpssystemet som viser total lengde på rørene, antall pumpestasjoner og energiforbruket.

Sone	Lengde [m] med forskjellige rørdiameter [mm]		Antall pumpestasjoner	E <sub>tot</sub> [kWh/år]
	75	90		
1	1255	450	16	949
2	1775	1200	25	4453
<b>Total</b>	<b>3030</b>	<b>1650</b>	<b>41</b>	<b>5402</b>

## 3.8 Økonomisk analyse

Formålet med denne økonomiske analysen er for å vurdere om trykkavløpssystem vil være en økonomisk bærekraftig løsning for å transportere spillvannet i studieområdet. Dette blir gjort ved å sammenligne kostnadene knyttet til begge avløpsanleggene. Kostnadene på de forskjellige anleggene oppstår på ulike tidspunkter. For det konvensjonelle anlegget kommer alle kostnadene i anleggsperioden. For trykkavløpssystemet vil det ved siden av anleggskostnadene også være driftskostnader.

### 3.8.1 Kostnadstall

COWI AS står for prisene av pumpestasjon og grøfter. (Karlsen, 2018)

#### 3.8.1.1 Pumpestasjoner

Kostnadstallene inkluderer både anleggskostnadene og strømtilførselen.

1 – 5 l/s	kr 50 000,- til kr 100 000,-
5 – 10 l/s	kr 100 000,- til kr 200 000,-
10 -20 l/s	kr 500 000,-

Pumpestasjon for tradisjonell anlegg koster kr 2 000 000,-

#### 3.8.1.2 Grøfter

Grøfteprisen øker med grøftedybden. Prisen er per meter grøft.

< 2 meter dybde	kr 7000,-
2 – 3 meter dybde	kr 9000,-
3 – 4 meter dybde	kr 25 000,-
> 4 meter dybde	kr 41 000,-

#### 3.8.1.3 Strømpris

4 kvartal 2017 i Norge var gjennomsnittsprisen på elektrisitet for husholdninger 36 øre/kWh. Prisen på nettleien og avgifter var henholdsvis 27,9 øre/kWh og 34,5 øre/kWh. Til sammen blir dette 98,4 øre/kWh. (Statistisk sentralbyrå, 2018) Strømprisen rundes opp i denne oppgaven, og benytter derfor 1 kr/kWh.

## 3.8.2 Kostnader

### 3.8.2.1 Tradisjonell anlegg

Tabell 28 viser kostnadene for det tradisjonelle anlegget. Enhetsprisen på grøftene øker med grøftedybden. Total kostnad for det konvensjonelle anlegget er 101,9 millioner kroner. Kostnadene på anlegget tilløper ved anleggsperioden.

Tabell 28: Kostnader for tradisjonell anlegg. Mnok = 1 million Norske kroner

Bidrag	Enhetspris (kr)	Lengde (m) /antall	Total pris (Mnok)
Grøfter 2-3 m dybde	9000 kr	2600,5	23,4
Grøfter 3-4 m dybde	25 000 kr	2538,5	63,5
Grøfter > 4 m dybde	41 000 kr	170	7
Pumpestasjoner	2 000 000	4	8
<b>Total</b>			<b>101,9</b>

### 3.8.2.2 Trykkavløpssystem

Tabell 29 viser kostnadene for trykkavløpssystemet. Kostnadene for grøfter og pumpestasjonene tilløper i anleggsperioden. Systemet har i tillegg faste kostnader for elektrisitet på 5402 kr per år.

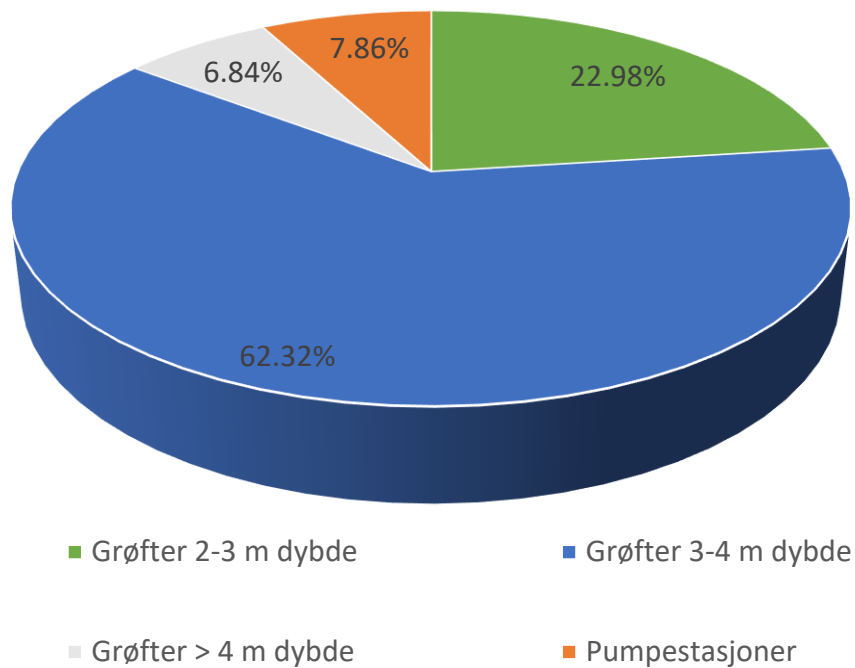
Tabell 29: Kostnader for trykkavløpssystemet. Mnok = 1 million Norske kroner

Bidrag	Enhetspris (kr)	Lengde (m)	Antal l	Mengde (kWh/år)	Total pris (Mnok)
Grøfter < 2 m dybde	7000 kr	4680			32.76
Liten pumpestasjon	100 000 kr		41		4.1
Liten kvernepumpe	50 000 kr		41		2.05
Elektrisitet (per år)	1 kr			5402	0,005
<b>Total</b>					<b>39</b>

## 3.9 Resultater

### 3.9.1 Tradisjonell anlegg

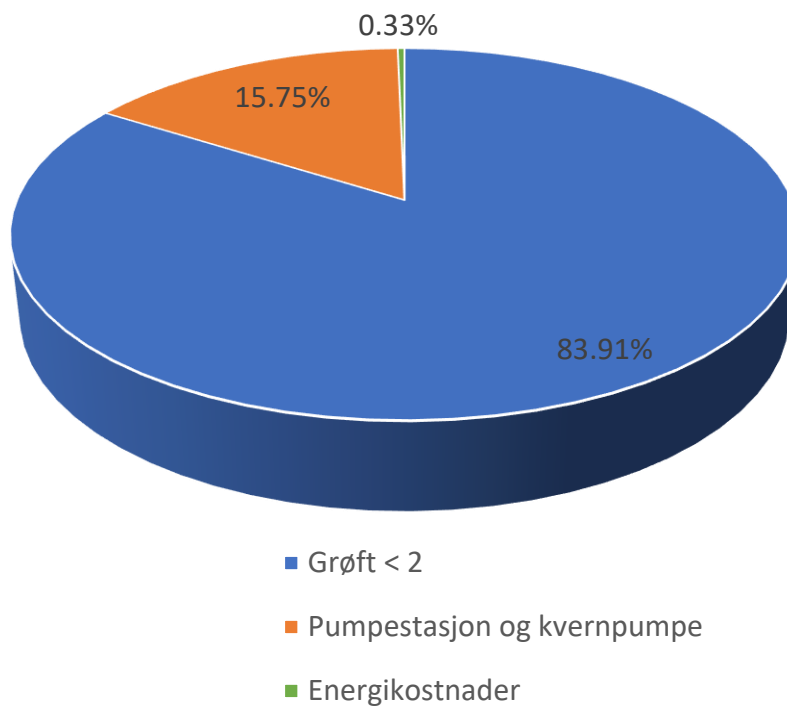
Figur 31 viser kostnadsfordelingen i prosent for det tradisjonelle anlegget. Grøfter med dybde mellom 3 og 4 meter utgjør over halvparten av den totale kostnaden. Grøfter mellom 2 og 3 meter utgjør omtrent 1/4, mens grøfter med dybde over 4 meter utgjør kun 6,84 %. Resten av kostnadene går på pumpestasjonene, og dette utgjør 7,85 % av den totale kostnaden. Det er sett bort i fra energikostnadene for pumpene, men antar at dette er minimalt sammenlignet med de andre kostnadene.



Figur 31: Kostnadsfordeling for det tradisjonelle anlegget

### 3.9.2 Trykkavløpssystem

Figur 32 viser kostnadsfordelingen i prosent for trykkavløpssystemet. Her utgjør kostnadene for grøft 84,18 %. Pumpestasjoner og kvernepumper utgjør 15,80 %. Energikostnadene er faste kostnader som må betales hvert år, men dette er ingenting sammenlignet med de andre kostnadene. Disse utgjør kun 0,01 % av den totale kostnaden.



Figur 32: Kostnadsfordeling for trykkavløpssystemet

## 4 Diskusjon og konklusjon

### 4.1 Resultater

Total kostnad for det tradisjonelle anlegget er 101,9 millioner norske kroner. For trykkavløpssystemet er total kostnad 39 millioner norske kroner. Dette betyr at trykkavløpssystemet gir en besparelse på 61,79 % i forhold til det tradisjonelle anlegget. Alle kostnadene er inkludert både strøm og installasjon. Driftskostnader i form av vedlikehold er utelatt fra begge anleggene. Kostnadene som er knyttet til grøfter er de dominerende for begge anleggene. For det tradisjonelle anlegget utgjør dette 92 % og for trykkavløpssystemet utgjør dette 84,18 % av de totale kostnadene.

For trykkavløpssystemet utgjør pumpestasjoner for pumping av spillvannet og kvernpumpene 15,80 % av de totale kostnadene. De faste energikostnadene for pumping og kverning av spillvannet utgjør omtrent ingenting sammenlignet med de andre kostnadene. Dette kommer av at studieområdet har ett flatt terreng som betyr lave løftehøyder for pumpene. Det er også lave spillvannsmengder samtidig som ledningene er trykksatte. Dette betyr at det er ingen innlekking av fremmedvann på ledningene.

For det tradisjonelle anlegget utgjør grøfter med dybde 2-3 meter og 3-4 meter, henholdsvis 22,98 % og 62,32 % av de totale kostnadene. Grøfter med dybde over 4 meter utgjør 6,84 % av de totale kostnadene. Det er også fire nødvendige pumpestasjoner i dette anlegget for å unngå altfor dype grøfter. Kostnadene på disse ligger på 8 millioner kroner og utgjør omtrent 8 % av de totale kostnadene.

### 4.2 Usikkerheter

#### 4.2.1 Spillvannsmengder

Nøyaktige beregninger av spillvannsmengder er krevende. Det har blitt talt antall boliger det er i området, og brukt et gjennomsnittlig tall for antall personer som bor i hver bolig, for å finne antall personer det er i området. I denne oppgaven er det antatt at alle boligene er av type enebolig. Dette medfører en viss usikkerhet på spillvannsmengden i området. For dimensjonering av både trykkavløpssystemet og det tradisjonelle anlegget er spillvannsmengden avgjørende. Spillvannsmengden har en direkte påvirkning på rørdimensjonen i begge anleggene. Spillvannsmengden påvirker også energikostnadene for

trykkavløpssystemet, men dette er minimalt da energikostnadene utgjør under 1 % av de totale kostnadene. Spillvannsmengden og rørdimensjonen påvirker også hvilket fall ledningene må ha i et tradisjonelt anlegg for å oppnå selvrensing.

#### 4.2.2 Drift og strømkostnader

Det har blitt sett bort ifra driftskostnader knyttet til vedlikehold av anleggene. Antar at trykkavløpet har større kostnader knyttet til vedlikehold med tanke på at den har flere komponenter. Det har også blitt sett bort ifra de faste strømkostnadene for pumping av spillvannet i trykkavløpssystemet. Strømkostnadene er minimale og vil derfor ikke ha en stor påvirkning på den totale kostnaden. Strømkostnadene har også blitt sett bort ifra for pumpene i det tradisjonelle avløpsanlegget, da det antas at disse er minimale sammenlignet med resten av kostnadene.

#### 4.2.3 Avgrensninger

Traseene i avløpsanleggene har blitt utformet med utgangspunkt i det eksisterende anlegget. Dette utelukker muligheter med andre traseer som kan være bedre alternativer.

For det tradisjonelle anlegget vil dette bli en utfordring da noen av disse ledningene går igjennom boliger. Ledningene må også legges mye dypere enn de eksisterende ledningene, for å ha tilstrekkelig fall for å oppnå selvrensing. Dette er på grunn av at det eksisterende anlegget er av et fellessystem, og i et separatsystem vil avløpsmengden reduseres betraktelig. Dette har blitt løst ved å installere 4 pumpestasjoner som løfter spillvannet opp.

For trykkavløpssystemet vil det også være en utfordring med å legge ledningene i strekningene som går igjennom boliger. Utenom disse strekningene vil det ikke være noe problem da ledningene ikke trenger å legges i dype grøfter, og kan dermed følge terrenget. Ledningene kan også føres inn i de eksisterende ledningene med No-Dig metoder, da ledningsdimensjonene på trykkavløpet vil være redusert. En slik løsning vil også kunne redusere kostnadene med tanke på graving

Oppgaven er avgrenset slik at det bare har blitt dimensjonert for et område som transporterer spillvannet til pumpestasjon PA4. Denne pumpestasjonen pumper spillvannet videre til rensenanlegget NRA. Påvirkningen avløpsmengden har fra PA4 til NRA er ikke tatt med i denne oppgaven. Det tradisjonelle anlegget vil gi større mengder med spillvann til PA4 enn

trykkavløpssystemet. Dette kommer av at det i et tradisjonelt anlegg vil ha innlekking av fremmedvann. Dette vil føre til at pumpekostnadene i PA4 også vil øke.

### 4.3 Pumpeløsningen

Det ble valgt en løsning hvor det skulle plasseres en pumpestasjon i hver kvartal. En av grunnene til denne løsningen var for å minske avstanden fra en bolig til pumpestasjon. En løsning hvor to til tre kvartaler hadde delt en pumpestasjon, ville ført til lange stikkledninger, med selvfølgelig ned mot pumpestasjonen. Dette ville også ført til at hver pumpestasjon hadde mottatt større mengder med spillvann, noe som betyr at pumpene ville trenge en større pumpekapasitet. I tilfeller ved en eventuell pumpestopp ville også flere husstander blitt påvirket.

### 4.4 Fordeler og ulemper

#### 4.4.1 Fordeler

Den største fordelen med et trykkavløpssystem framfor et tradisjonelt avløpsanlegg er grøftedybdene. Et trykkavløpssystem kan følge topografien, og slipper derfor de dype grøftene. Det at trykkavløpssystemet kan følge terrenget, gjør at dette vil være en gunstig løsning i områder som har dårlige grunnforhold eller dårlig fall som det er i dette tilfellet. Rørdiameteren vil også være mye mer redusert i et trykkavløpssystem. Som resultatet viser er det også en stor økonomisk fordel ved å bruke et trykkavløpssystem i et område med lite fall.

#### 4.4.2 Ulemper

Trykkavløpssystemet består av flere komponenter enn det et tradisjonelt avløpssystem gjør. Dette fører til at det er større sjanser for at det kan oppstå driftsfeil. Et slikt system er også avhengig av at det er stabil strømforsyning til anlegget for å unngå uforventede pumpestopp.



## 4.5 Konklusjon

Et tradisjonelt avløpsanlegg uten bruk av pumper til å løfte spillvannet, vil være umulig å gjennomføre i studieområdet ved separering. Fire pumpestasjoner er det som måtte til for å unngå 18 meters dype grøfter.

Trykkavløpssystemet kan fint legges i studieområdet ved separering der ledningene legges grunt og følger terrenget. Det kan også føres ved bruk av No-Dig metoder som fører trykkledningene inn i de eksisterende fellesavløpsledningene.

Trykkavløpssystemet gir en økonomisk besparelse på 61,79 % sammenlignet med et tradisjonelt avløpsanlegg i studieområdet, ved separering der ledningene legges i grunne grøfter.

Implementering av et trykkavløpssystem burde derfor vurderes sterkt i urbane boligområder der terrenget er flatt.

## 4.6 Videre arbeid

- Kartlegge flere av kostnadene knyttet til anleggene for å redusere usikkerhetene, som for eksempel kostnadene knyttet til vedlikehold av anleggene.
- Løsninger for overvann og vannforsyning burde inkluderes med, ved dimensjonering av et avløpssystem, for å finne den mest optimale løsningen. De gamle fellesavløpsledningene kan for eksempel strømpføres og brukes som en overvannsledning.
- Lage en kostnadsanalyse der ledningene i trykkavløpssystemet føres inn i de eksisterende avløpsledningene. Her kan man også se hvor mye de eksisterende ledningene vil reduseres i kapasitet, hvis de skal omgjøres til en overvannsledning.



## Referanser

(u.d.). Hentet 2018 fra NRV|NRA: <http://www.nrva.no/>

(u.d.). Hentet 2018 fra Isoterm-Alltid rennende vann: <http://www.isoterm.no/trykkavlop-produkt>

(u.d.). Hentet 2018 fra Skandinavisk kommunalteknikk: <http://www.skt norge.no/produkter-3/lps2000e/>

Brown, G. O. (2003). Environmental and water resources history. ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES HISTORY .

Fjeldberg, F. P. (2007). *Trykkavløp. Dimensjonering og utforming*. VA-Miljøblad Nr.66.

Google. (2018). *Google Maps*. Hentet fra

<https://www.google.no/maps/place/Vigernes+skole/@59.948638,11.0743492,317a,35y,342.56h,63.71t/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x46417cbdf859a029:0x42ea18aaf7b9d880!8m2!3d59.9552537!4d11.0716918>

Interconsult. (2016). *Grøfteutførelse fleksible rør*. VA-Miljøblad Nr.5.

Jørgensen, E. K. (2001). *Energibevist Prosjektering - metodebeskrivelse*. Dansk Energi Analyse A/S.

Karlsen, T. A. (2016). *Fremtidens VA-systemer i Lillestrøm*. COWI AS.

Karlsen, T. A. (2018). *Kostnader, Personlig meddelelse*. COWI AS.

Lindholm, O. (2008). *Klimaendringer og avløpssystemer*. VA Miljøblad Nr.84.

Lindholm, O. (2015). *Overvannstransport i VA-system*.

Lindholm, O. (2015). *Dimensjonering av avløpsledninger. Selvrensing*. VA-Miljøblad Nr.79.

Lindholm, O. (2015). Beregning av dimensjonerende avløpsmengder. VA-Miljøblad Nr.115.

Milnes, M. (AECOM Design Build). *The mathematics of pumping water*.

Nasjonal løsmassedatabase. (u.d.). Hentet 2018 fra <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>

NRV/NRA. (u.d.). Hentet 2018 fra Drikkevann: <http://www.nrva.no/index.php/drikkevann>

NRV/NRA. (u.d.). Hentet 2018 fra Avløp: <http://www.nrva.no/index.php/avlop>

Pettersen, Ø. A. (2013). *Trykkavløp i urbane områder*. Trykkavløp i urbane områder.

Pipelife. (2018). *Pipes for life*. Hentet fra Produkter: [http://katalog.pipelife.no/dev/?\\_top](http://katalog.pipelife.no/dev/?_top)

Skedsmo. (2014). *Kommuneplan 2015-2026*. Skedsmo Kommune.

*Skedsmo kommune*. (2018, Mars 22). Hentet fra Vigernes skole:

<https://www.skedsmo.kommune.no/vigernesskole>

*Statistisk sentralbyrå*. (2013, Februar 26). Hentet fra Folke- og bolig telling, boliger, 19.november 2011: <https://www.ssb.no/befolkning/statistikker/fobbolig>

*Statistisk sentralbyrå*. (2017). Hentet fra Kommunefakta - 0231 (Akershus):

<https://www.ssb.no/kommunefakta/skedsmo>

*Statistisk sentralbyrå*. (2018, Februar 26). Hentet fra <https://www.ssb.no/elkraftpris>

Thornæs, G., & Askheim, S. (2017, Mai 18). *Store norske leksikon*. Hentet fra Lillestrøm:

<https://snl.no/Lillestr%C3%B8m>

VA-Miljøblad. (2009). *NoDig - Metoder for hovedledninger - Metodeoversikt*. VA-Miljøblad Nr. 90.

VAnytt. (2018, 02 07). Hentet fra Veileder og mulighetsstudie om trykkavløp:  
<https://www.vanytt.no/2018/02/07/veileder-og-mulighetsstudie-om-trykkavlop/>

Vegvesen, S. (2014). Geoteknikk i vegbygging: Vegdirektoratet.

Vegvesen, S. (2014). Vegbygging: Vegdirektoratet.

Ødegaard, H. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*. Norsk Vann.

Ødegård, J., Persson, M., & Baade-Mathiesen, T. (2013). *Investeringsbehov i vann- og avløpssektoren*. Hamar: Norsk Vann.







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

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
Norway