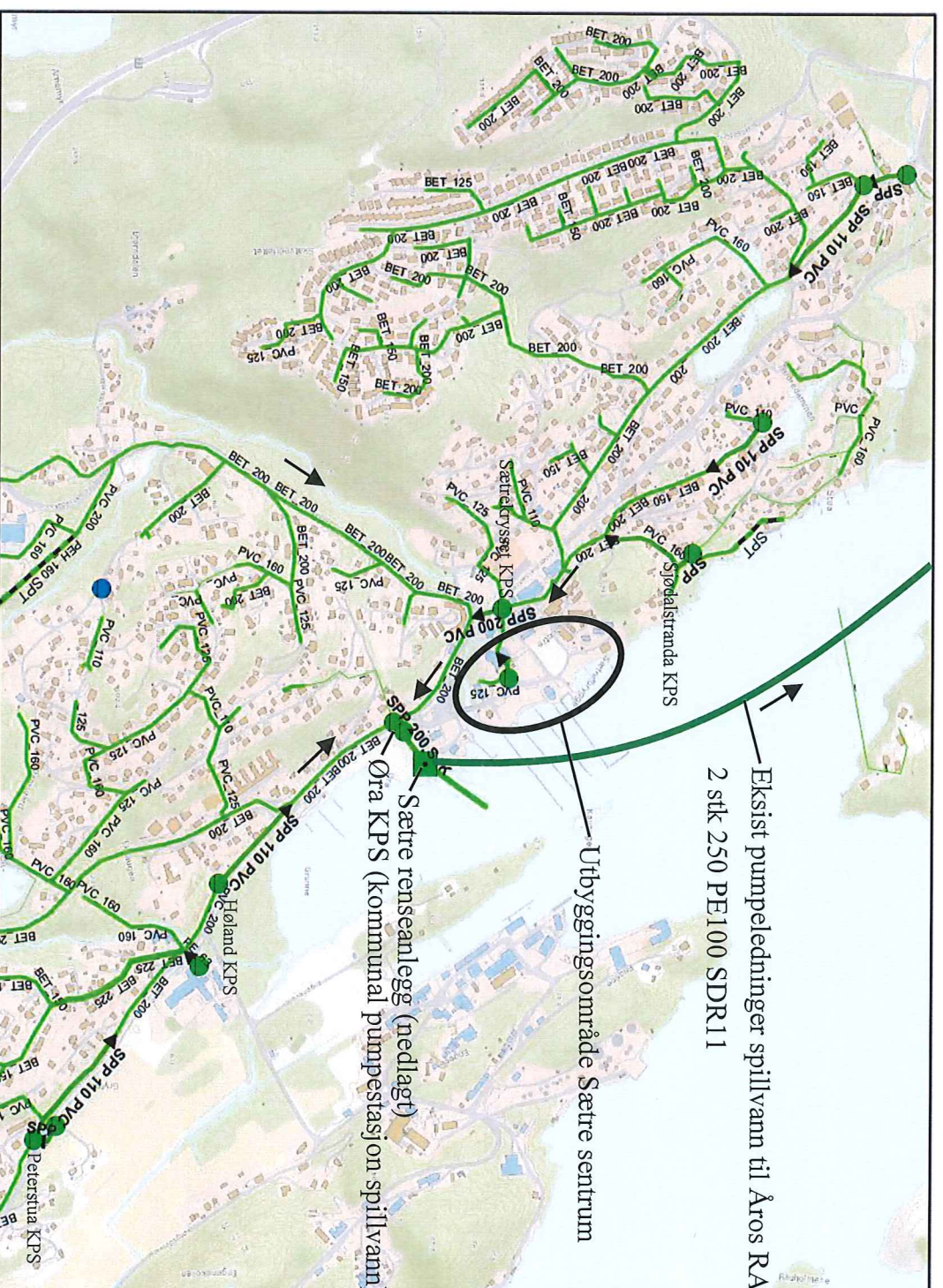


### 3.3 Kapasitet Sætre

Det forutsettes tilknytning av nye 850 pe i tettstedet Sætre de neste fem år, hvorav 500 pe tilknyttes i Sætre sentrum.



Figur 3.3.1. Ledningskart eksisterende spillvann i Sætre

Det er foretatt en teoretisk beregning av avløpsmengder i Sætre i dag og i år 2020. Nedenfor er det beregnet en dimensjonerende avløpsmengde (maks døgn og time).

$$Q_{\text{maks h 2015 Sætre}} = 3400 \text{ pe} \times (150 \text{ l/pe dg} \times 1,5 \times 2 + 50 \text{ l/pe dg} + 100 \text{ l/pe dg})$$

$$= 2040 \text{ m}^3/\text{dg} = 85 \text{ m}^3/\text{h} (= 23,6 \text{ l/s})$$

$$Q_{\text{maks h 2020 Sætre}} = 4250 \text{ pe} \times 600 \text{ l/pe dg}$$

$$= 2550 \text{ m}^3/\text{dg} = 106,3 \text{ m}^3/\text{h} (= 29,5 \text{ l/s})$$

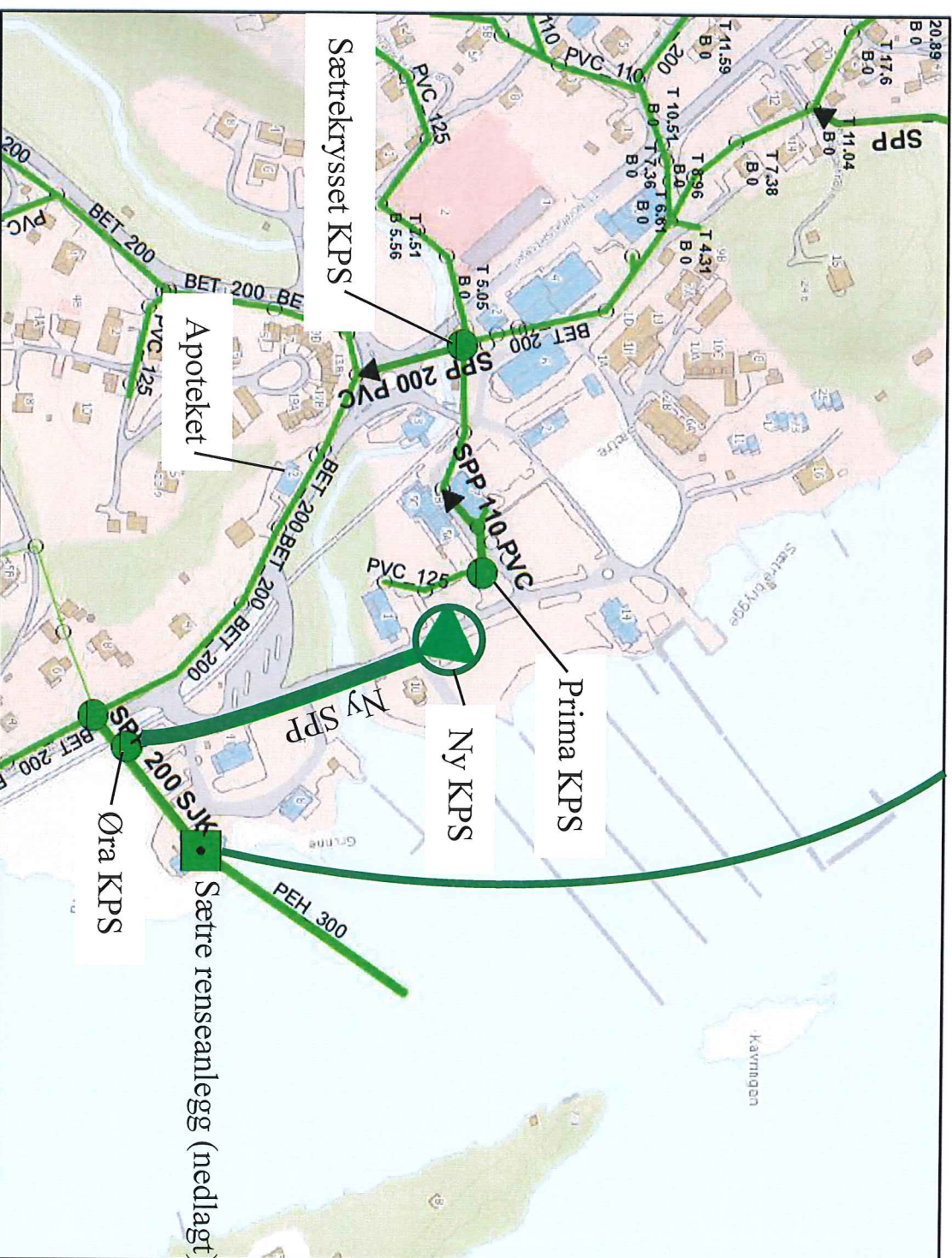
Pumper i Øra KPS er i dag innstilt på å maksimalt videreføre 2000 m<sup>3</sup>/dg (23 l/s) til Åros RA, men har en kapasitet til å pumpe opp mot 3000 m<sup>3</sup>/dg. Det er lagt to pumpeledninger mellom Øra KPS og Åros RA, hver med dimensjon 250mm PE100 SDR11. Kapasiteten i hver av ledningene er på 33 l/s forutsatt en vannhastighet på 1 m/s. Det kan pumpes mer ved behov.

Teoretiske beregninger antyder altså at pumper i dag er innstilt på hensiktsmessig måte. I den grad det registreres hyppig overløpsdrift i Øra KPS bør det vurderes tiltak for å redusere andelen fremmedvann i spillvannnettet.

Gjeldende innstilling av pumper i Øra KPS antas foretatt ut fra en betraktning om at overløpsdrift ved Øra pumpestasjon foregår til en bedre resipient (Oslofjorden) enn ved

eventuelt overløp ved Åros RA (Åroselva). Dagens innstillinger av pumper anbefales videreført inntil man eventuelt har konstatert at det er tilgjengelig kapasitet ved Åros RA. Det kan evt vurderes å øke pumpekapasitet til 2500 m<sup>3</sup>/dg fram mot år 2020.

Det er registrert kapasitetsproblemer på eksisterende ledningsnett ved apoteket mellom Øra KPS og Sætrekrysset KPS. Her ligger det en 200 mm betong selvfallsledning. Det er rapportert om oppstuvning av spillvann i kummer i området. Dette ledningsstrekk bør derfor avlastes.



*Figur 3.3.2. Ledningskart med forslag til pumpestasjon (KPS) og pumpeledning (SPP) i Sætre.*

Det foreslås ny pumpestasjon og pumpeledning fra planlagt utbyggsområde på Sætre brygge. I den forbindelse må det vurderes om det kan ryddes opp i eksisterende infrastruktur i nærområdet. Prima KPS og Sætrekrysset KPS vurderes begge nedlagt og erstattet av ny pumpestasjon.

Det forutsettes at prosjektering og etablering av ny infrastruktur VA innen utbyggsområdet finansieres av private utbyggere. Det forutsettes kommunal standard og kommunal overtakelse av VA-tekniske anlegg.

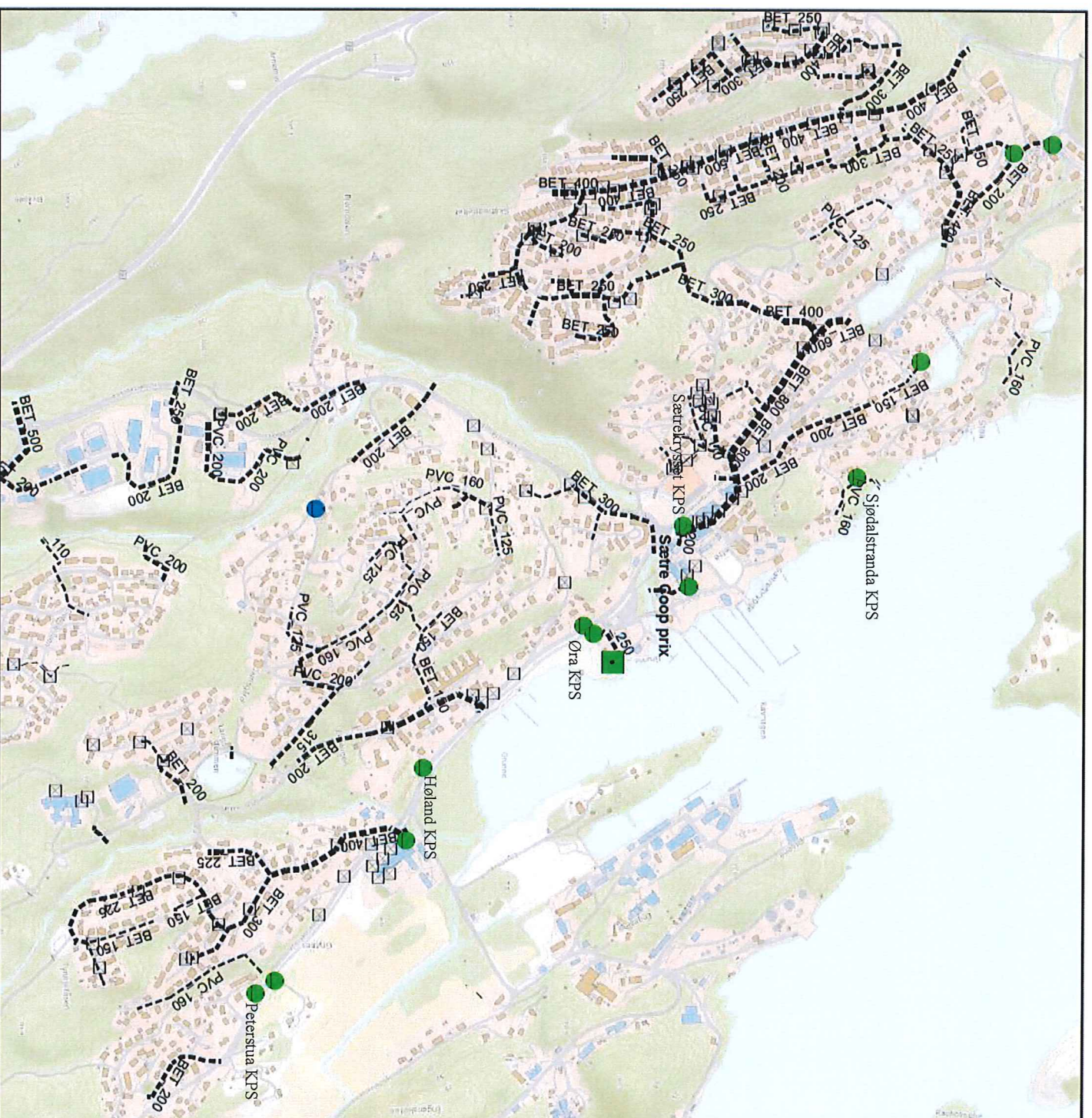
Det kan drøftes å knytte ny pumpeledning direkte til eksisterende pumpeledning. Det antas imidlertid mest hensiktsmessig å koble ny pumpeledning til eksisterende pumpeump ved Øra KPS (evt en utvidet løsning med noe mer utjevningsvolum).

Det er overløpsdrift ved Øra pumpestasjon ved sterk nedbør. Avløpsvann er da svært fortynt og resipienten er god (Vestfjorden i Oslofjorden). Utslipp ligger imidlertid innenfor Drøbaksterskelen. COWI anbefaler etablering av mengdemåling av overløpsvann og innstallering av frekvensstyrte pumper i Øra pumpestasjon.

Som tiltak ved utbygging i Sætre foreslås det å fjerne fremmedvann fra avløpsnettet i Sætre. Peterstua pumpestasjon beliggende sørøst i Sætre mottar en del fremmedvann ved nedbør. Dette ble bekreftet ved befaring – anslagsvis 2-4 l/s (hovedsakelig regnvann) kommer inn i stasjonen kl 13 på dagen (inkl innlekking av grunnvann i sprekker i tanken).

Det er overløpsdrift i Høland pumpestasjon ved sterk nedbør. Denne stasjon ligger i et våtmarksområde. Det er mulig å etablere overvannsledning til sjø i øst. Tiltak foreslås iverksatt i forbindelse med planlagt boligutbygging i området.

Sjødalstranda pumpestasjon (nord for Sætre sentrum) pumper tidvis en del sjøvann. Overløpsarrangement vurderes justert høydemessig for å hindre innlekking av sjøvann (fremmedvann).



Figur 3.3.3. Ledningskart med eksisterende overvannsledninger i Sætre.

### 3.4 Kapasitet Åros

Det er de senere år målt avløpsmengder på over 5000 m<sup>3</sup>/dg ved Åros renseanlegg. Det er forutsatt å komme maksimalt 2000 m<sup>3</sup>/dg fra Sætre – de resterende 3000 m<sup>3</sup>/dg kan dog ikke alle tilskrives avløp inkl fremmedvann fra Åros og Båstø. I følge kommunen er det i måleperioden registrert omløp av store mengder ferdig renset avløpsvann – dvs det er målt klart større tilrenning til pumpestasjonen enn det som i virkeligheten har funnet sted. Dette har sannsynligvis medført at nødoverløp fra innløpskum til Åroselva ved Åros RA er aktivert oftere enn strengt tatt nødvendig. Andelen omløpsvann er ikke registrert. I den senere tid har kommunen manuelt styrt anlegget slik at ferdig renset avløpsvann er ført til Åroselva i perioder med stor belastning. Dette sikrer at mest mulig avløpsvann føres gjennom renseanlegget og er derfor en god løsningen i dagens situasjon.

Ved springflo eller stormflo kan sjøvannstanden stige så høyt at sjøvannet trenger inn via overløp eller kummer. Dette kan redusere den hydrauliske kapasiteten i hele systemet. Det er ikke registrert høy vannstand eller flomproblemer med påfølgende innlekking i Åros RA eller Øra KPS. Men det finnes sannsynligvis uidentifiserte punkter med forholdsvis betydelig innlekking av fremmedvann til systemet. Fremmedvann medfører økte pumpeutgifter og økte behandlingstkostnader i avløpsrenseanlegg, og kan medføre at ny rensekapasitet må bygges ut tidligere enn ellers nødvendig. Når ledningene ligger under grunnvannsstanden kan fremmedvannmengden bli stor.

Det bør sjekkes om oppstuvning til kjellergulv eller annet kritisk nivå, som følge av sterk nedbør eller snøsmelting, ikke skjer oftere enn det som er kravet i kommunen.

### 3.5 Kapasitet utslippsledning fra Åros RA

Det er ikke mengdemåling på dagens utløpsledning, men basert på vurdering av pumpekapasiteter og drift av renseanlegget, anslår VIV/A at kapasiteten på utløpsarrangementet er i størrelsesorden 32 l/s (115,2 m<sup>3</sup>/time). Pumper går under trykk på ca 3,5 bar, og statisk trykkløydde er ca 18m (fra kote +4 til kote +22).



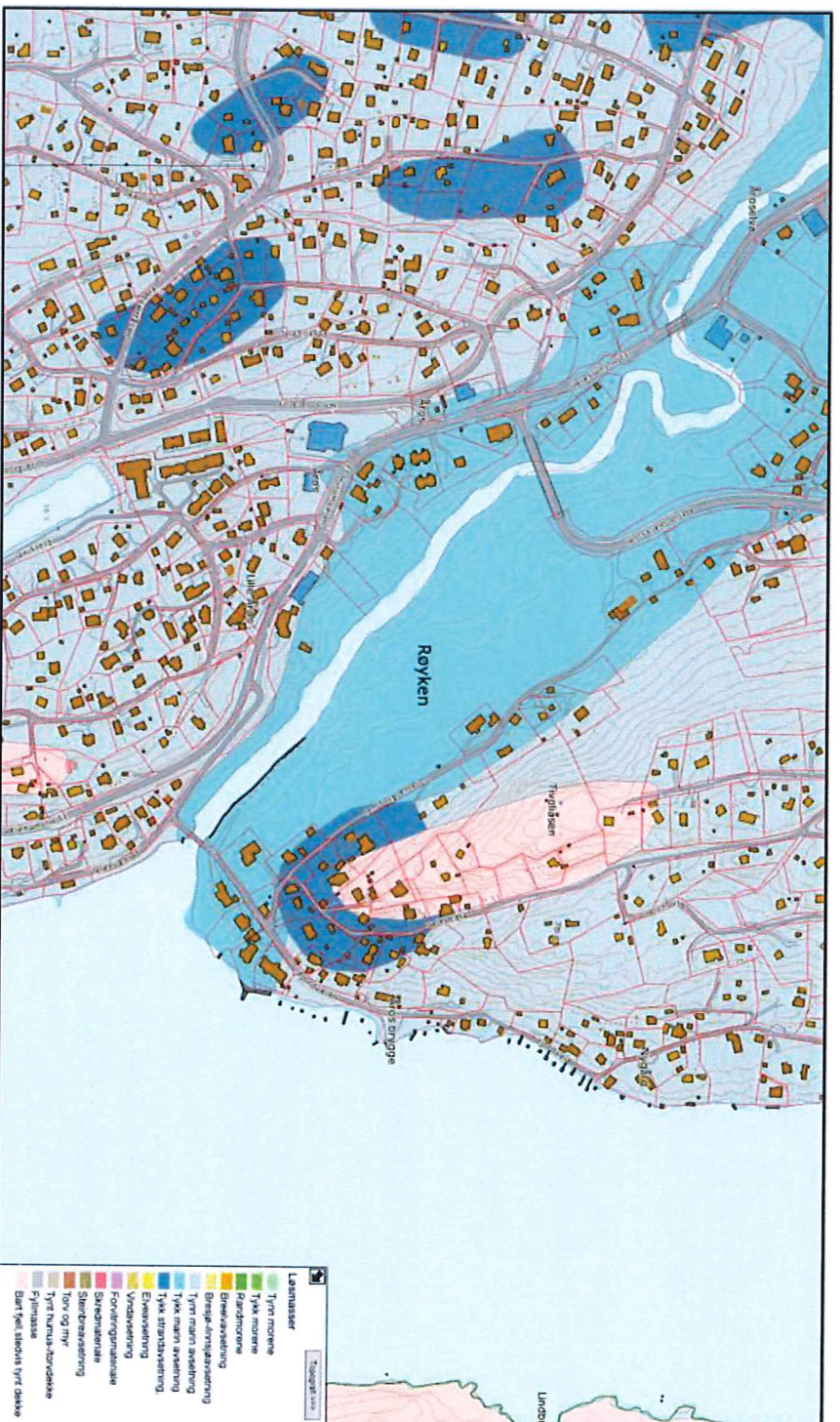
Figur 3.5.1. Ledningskart med Åros RA og utslippsledning til Oslofjorden.

Under befaring på Åros RA ble det drøftet muligheten for etablering av ny utslippsledning i Åroselva. Fylkesmannen i Buskerud er kontaktet for å avklare hvorvidt det kan anses aktuelt å søke om etablering av utslippsledning i eller langs Åroselva. Fylkesmannen oppgir at tiltak som berører Åroselva kan søkes om på vanlig måte. Et slikt tiltak må vurderes fortløpende og utføres senest i tilknytning til evt. kapasitetssøknning og nytt rensetrimn for Åros renseanlegg.

Følgende lovverk er relevante ved en søknad:

- Vassressurslova
- Naturmangfoldlova
- Laks- og innlandsfiske-lova

Norges vassdrags- og elektrisitetstverk (NVE) og Fylkesmannen i Buskerud er mottagere av søknad om slike tiltak.



Figur 3.5.2. NGU-kart - Utløpet av Åroselva består av tykk marin avsetning.

## 4 Åros renseanlegg

### 4.1 Bakgrunnsinformasjon vedr. eksisterende renseanlegg

Det eksisterende anlegget er et såkalt primærfellingsanlegg, bestående av flokkulering og sedimentering i 3 parallelle linjer. Anlegget mottar i tillegg til avløpsvann også septik fra private husholdninger.

Anlegget har krav om 93 % renseeffekt mht. total fosfor (Tot-P). Data fra årsrapportene viser at anlegget tilfredsstiller rensekravene med svært god margin. Gjennomsnittlig renseeffekt de siste 3 år er 97,3, 98,3 og 97,0 for henholdsvis 2012, 2013 og 2014.

I møte/befaring ved anlegget ble det også diskutert problemer og utfordringer ved anlegget. Noen av disse utfordringene er av praktisk karakter, og ikke direkte knyttet til kapasiteten ved anlegget. Dette gjelder i første omgang utforming av innløpspumpestasjonen. Utenfor anlegget er det bygget et overløps-/tilbakeløpsssystem som ikke er helt oversiktlig, og som kan representere en mulig flaskehals i systemet. Vann som ledes tilbake til innløpspumpestasjonen er ferdig renset og blir målt av innløpsmengdemåleren på nytt, dvs. runddans. Det foreligger prosjekteringsgrunnlag for en ny innløpspumpestasjon som vil kunne erstatte dette systemet.

En identifisert flaskehals er utslippsledningen, og VIVA har oppgitt en maksimal kapasitet på 32 l/s (ca. 115 m<sup>3</sup>/t). Dvs. avløpsmengder større enn dette går i dag i tilbakeløp (runddans) og til slutt i overløp dersom belastningen vedvarer.

### 4.2 Vurdering av renseanlegget

#### 4.2.1 Hydraulisk belastning

Siden anlegget har utslippskrav knyttet til fosfor er den hydrauliske belastningen avgjørende. Det er videre slik at i et primærfellingsanlegg så er det flokkulerings- og sedimenteringsbassengene som knyttes til reduksjon av fosfor. Disse er derfor behandlet i egne avsnitt nedenfor.

I notat fra BraVA rådgiving er det anført at anlegget er dimensjonert for følgende hydrauliske belastninger:

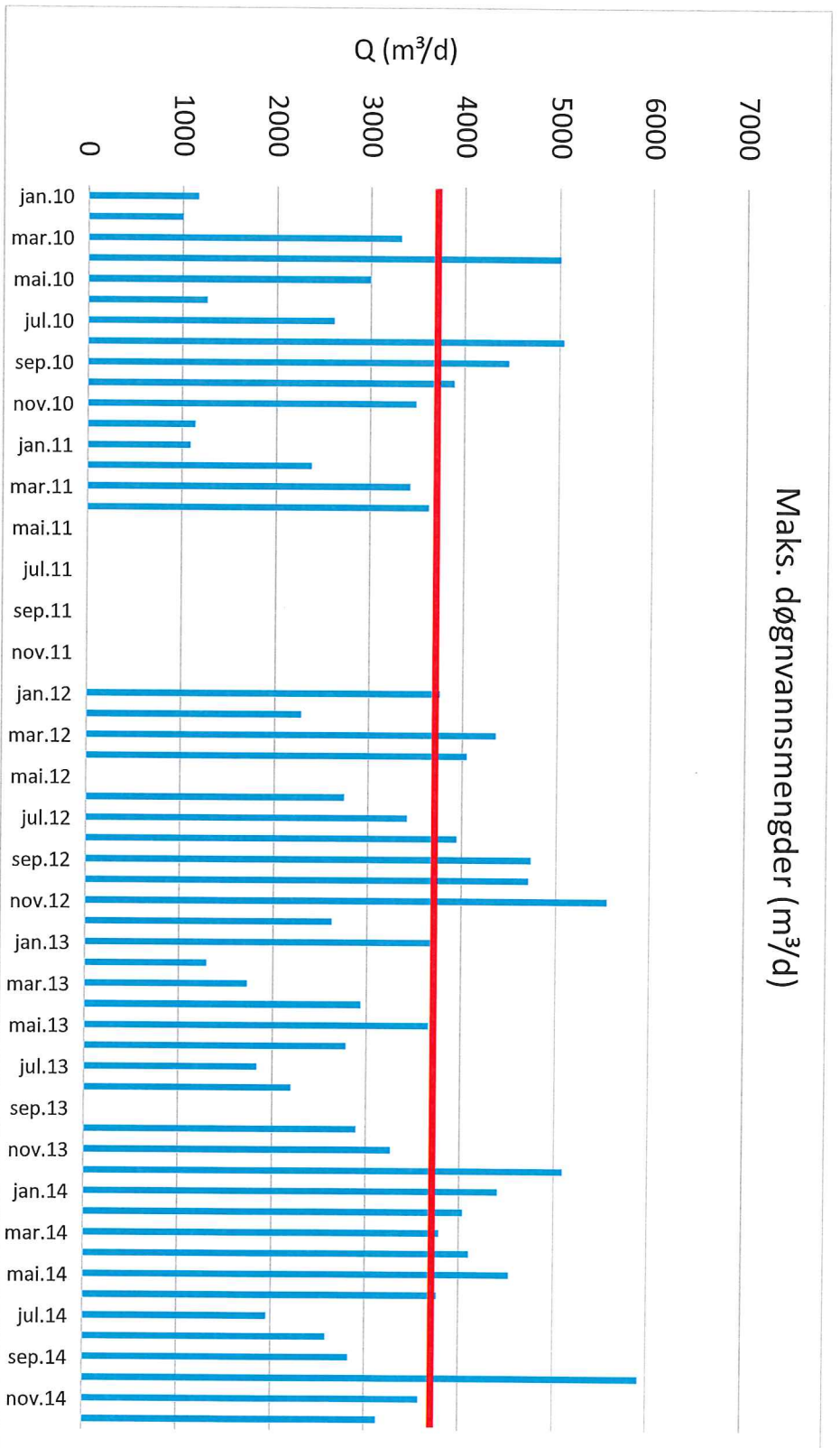
$$Q_{dim} = 80 \text{ m}^3/\text{t}$$

$$Q_{maksdim} = 155 \text{ m}^3/\text{t}$$

I årsrapportene er det listet opp maksimal vannmengde pr. døgn og måned som er tilført anlegget. En oversikt over disse for de fire siste årene er vist i tabellen på neste side. Her ser man at maksimaldøgn ofte kan være over 4000 m<sup>3</sup>/d og i noen tilfeller også over 5000 m<sup>3</sup>/d. Dersom man antar at dette er døgn hvor man har snøsmelting og/eller regnvær vil det være naturlig å anta at man gjennom døgnnet har hatt jevn og høy tilførsel. Med dette som forutsetning tilsvarer  $Q_{maksdim}$ , som ovenfor er angitt som 155 m<sup>3</sup>/t, en døgnvannmengde på 3720 m<sup>3</sup>/d (vist med rød linje i figuren). Eksempelvis gir en døgnvannmengde på 4000 m<sup>3</sup>/d en gjennomsnittsvannmengde på timesbasis på ca. 167 m<sup>3</sup>/t og ved 5000 m<sup>3</sup>/d blir det

ca. 208 m<sup>3</sup>/t. Dette viser at anlegget relativt hyppig mottar vannmengder som er større enn hva anlegget i utgangspunktet er dimensjonert for.

Det er imidlertid ingen slike døgn, dvs. med tilsvarende høy vannføring i de døgnene hvor man samtidig har tatt prøver for utslippskontroll (data som inngår i årsrapport til forurensningsmyndighet). For de døgnene har det maksimalt vært målt ca. 3600 m<sup>3</sup>/d.

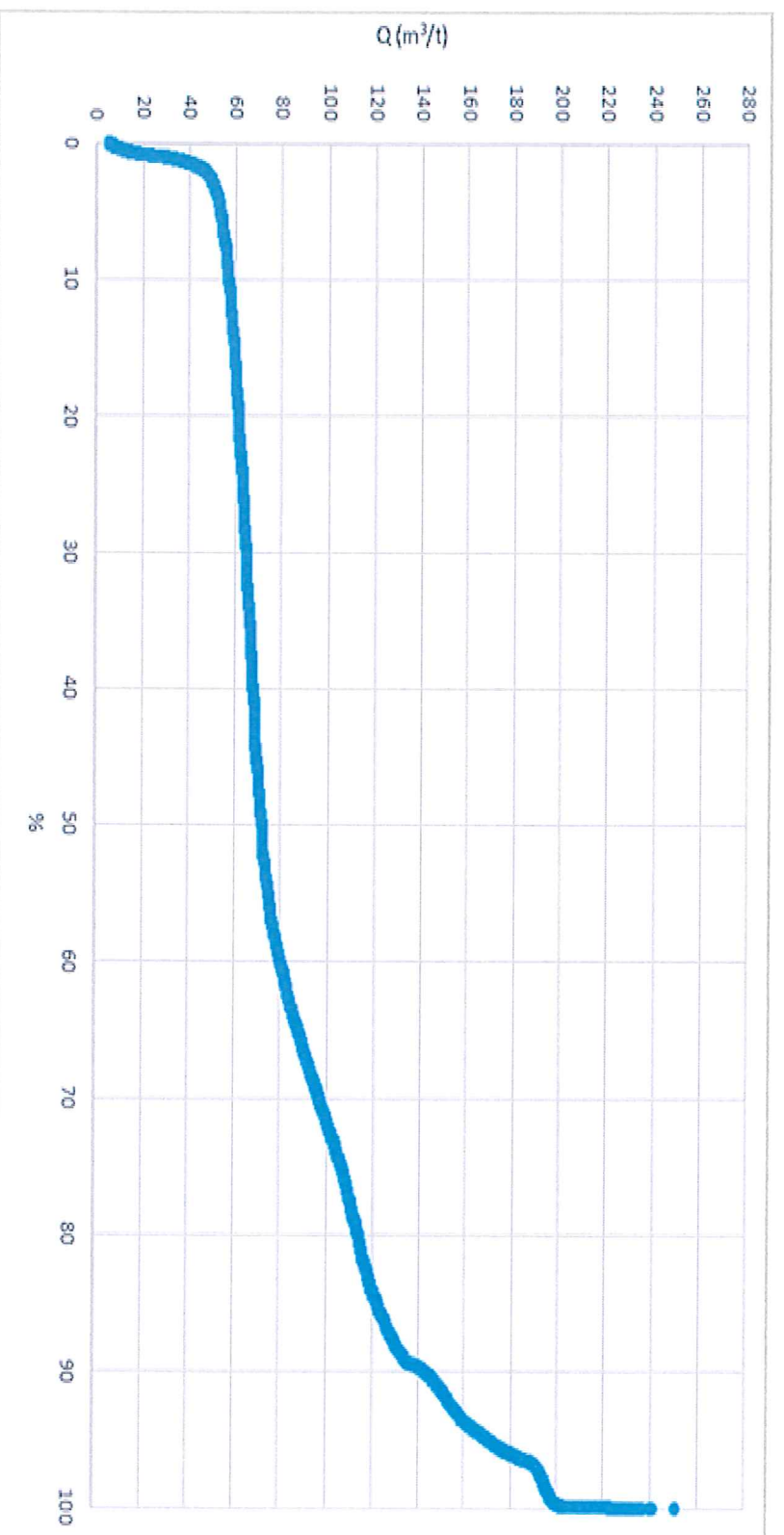


Figur 4.2.1.1. Maksimale døgnvannmengder fra årsrapportene (2010 – 2014)

Tallene ovenfor viser at anlegget allerede nå tidvis er overbelastet i forhold til hva det er dimensjonert for. **Dette er imidlertid etter all sannsynlighet knyttet til regnvær- eller snøsmeltingsperioder.** Utslippene skal iht. forurensningsforskriften, og også slik det er lagt opp til i utslippstillatelsen, måles som samlet utslipp over året. I denne sammenheng vil dette si gjennomsnittlig rensegrad over året. Dette betyr at man i enkelte situasjoner kan akseptere å ligge under kravet på 93 % så lenge man som snitt over året har høyere rensegrad enn dette.

Trend data fra perioden 2012 - 2014 er vist i en varighetskurve i figur 4.2.1.2.

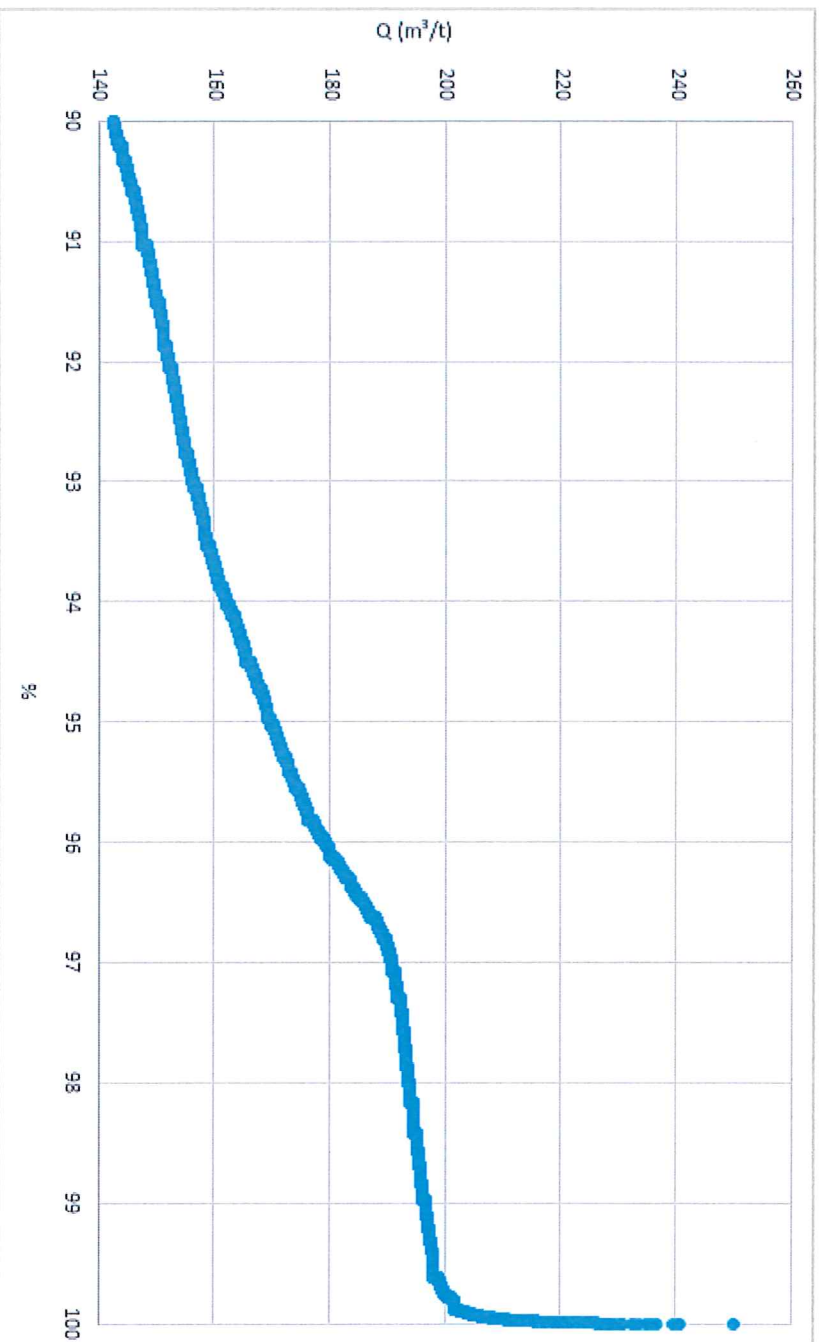




Figur 4.2.1.2. Varighetskurve for vannmengder målt på innløpet til Åros RA.

Trend dataene viser en midlere avløpsmengde over døgnet på ca. 87 m<sup>3</sup>/t (median 72 m<sup>3</sup>/t). Laveste vannmengder de siste 3 år ligger på rundt 30 m<sup>3</sup>/t (skjønnsmessig vurdert hvor laveste verdier er sett bort i fra). Dette tilsvarer om lag 135 l/pe\*d dersom en antar 5200 personer er tilknyttet. Høyeste vannføring er målt i størrelsesorden 240 m<sup>3</sup>/t, noe som tilsvarer ca. 1100 l/pe\*d noe som er en helt klar indikasjon på fremmedvann, samt at runddans nevnt ovenfor også er målt.

Ser man nærmere på de høyeste målte verdiene får man et diagram som vist nedenfor, hvor de høyeste 10 % av målingene er representert.



Figur 4.2.1.3. Del av varighetskurven som viser høyeste 10 % av målingene.

Kurven viser at det er kun i svært få timer av året at avløpsmengden overstiger 200 m<sup>3</sup>/t. Denne vannmengden tilsvarer om lag maksimal vannmengde som tillates pumpet til utslippsledningen. Pga. det uoversiktlige systemet utenfor anlegget kan det være at i enkelte situasjoner vil være enda høyere vannmengder enn det som kommer frem av tabellen ovenfor. Dvs. det kan være direkte overløp som ikke er registrert. Det antas at

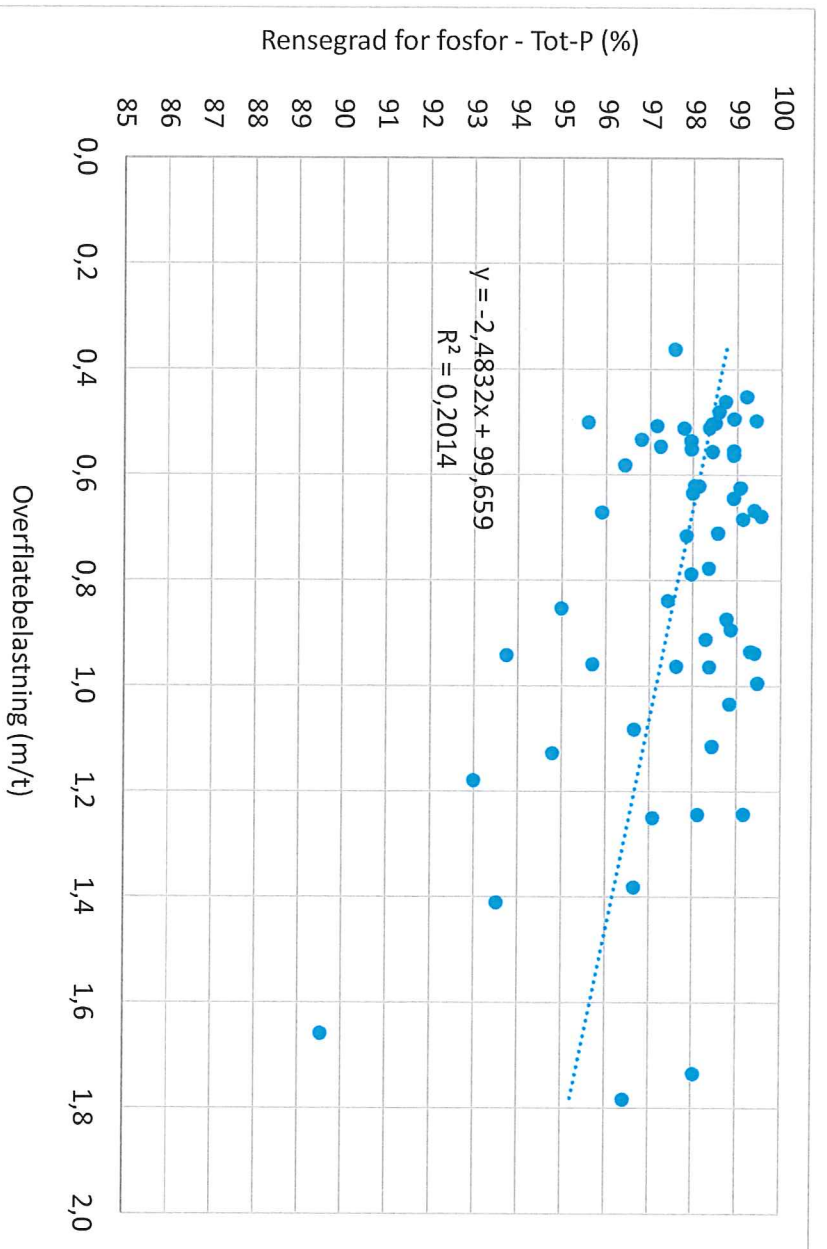
dette uansett utgjør en svært begrenset avløpsmengde, og i mangel på sikre kvantifiserbare observasjoner sees det derfor bort i fra i de videre vurderingene.

I datagrunnlaget som ligger til grunn for kurvene vist i figur 4.2.1.2 og 4.2.1.3, kommer det frem at det kun er snakk om 0,2 % av tiden hvor vannmengden overstiger 200 m<sup>3</sup>/t, eller motsatt; i 99,8 % av tiden er vannmengdene lavere enn 200 m<sup>3</sup>/t. Denne vannmengden tilsvarer 4800 m<sup>3</sup>/d om tilførselen f.eks. er nedbørspåvirket og varer i ett helt døgn.

Det er også ikke usannsynlig at de høyeste målte verdiene inkluderer "omløpsvann", dvs. rensset avløpsvann som går i overløp til innløpspumpestasjonen og blir rensset på nytt. Det foreligger som nevnt ikke dokumentasjon på hvilke mengder som går i omløp, men det kan også bety at det aldri er tilført vannmengder over 200 m<sup>3</sup>/t. Det må også legges til at mottatte trend-data som er mottatt er minuttverdier, og ikke timesverdier som er normalt. Disse dataene (dvs. minuttverdier) er benyttet direkte for å lage kurvene ovenfor, noe som også representerer en konservativ tilnærming ved vurderingene i forhold til Norsk Vann rapport 168/2009.

#### 4.2.2 Sedimenteringsbassengene

Resultatene fra år rapportene viser at anlegget har gjennomgående god renseevne også i døgn hvor man i snitt har ligget oppunder de dimensjonerende verdiene. Rensing mht. utslippskravet (tot-P) er i stor grad påvirket av den *overflatebelastning* man har i sedimenteringsbassengene. Overflatebelastning er et ofte brukt begrep for hydraulisk belastning pr. overflateareal i sedimenteringsbasseng. I figuren nedenfor er rensegrad for fosfor (tot-P) vist som en funksjon av gjennomsnittlig overflatebelastning i prøvedøgnene.



Figur 4.2.2.1. Rensegrad for fosfor som funksjon av overflatebelastning i sedimenteringsbassengene

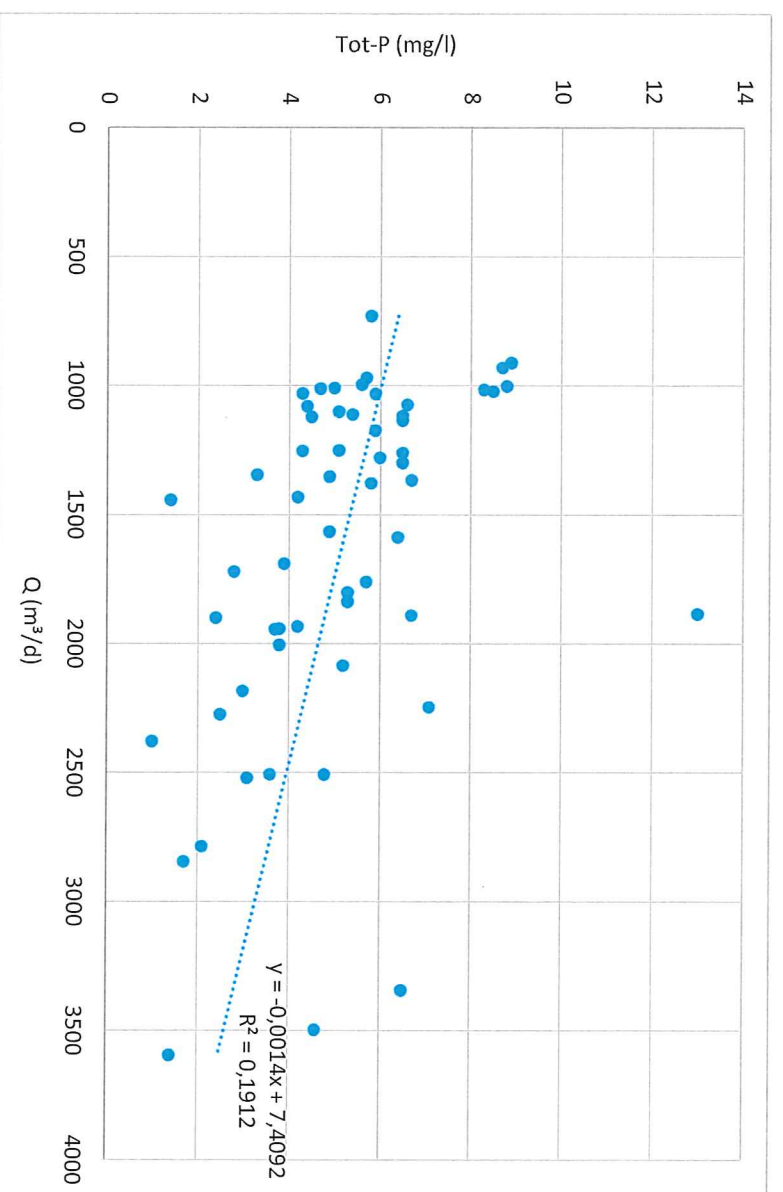
Her ser man en trend med fallende rensegrad når overflatebelastningen øker, noe som er forventet. Dersom en forutsetter at det maksimalt kan tilføres ytterligere 2500 pe og at ny tilknytning har dimensjonerende avløpsvannmengder tilsvarende 200 l/pe\*d, gir dette økte vannmengder med 500 m<sup>3</sup>/d, noe som gir en økning i gjennomsnittlig overflatebelastning på ca. 0,25 m/t. Tar man hensyn til at avløpsmengdene fra disse nye personene ikke er

jevnt fordelt over døgnet, men har en døgnvariasjonsfaktor på 2, får dette tilsvarende økning i overflatebelastningen, dvs. en økning på opp til 0,5 m/t.

Basert på erfaringstallene vist i figuren ovenfor er det vår vurdering at en slik økning i overflatebelastning vil ikke føre til at man får redusert rensegrad i størrelsesorden slik at man risikerer å komme i konflikt med utslippskravene. En kvalitativ vurdering tilsier at man ikke burde forvente en reduksjon i gjennomsnittlig rensegrad på mer enn ca. 1-2 % ut ifra dagens rensegrad, under ellers like betingelser. De siste 3 årene har man i snitt hatt en rensegrad på 97,5 %, og gjennomsnittlig rensegrad med ytterligere 2500 personer tilknyttet vil da forventelig ligge i størrelsesorden 95,5 – 96,5 %. Dette betyr altså at det i forhold til utbyggingen i Sætre sentrum, som innebærer 500 nye personer, er godt innenfor hva anlegget kan tåle av tilleggsbelastning i sedimenteringsbassengene.

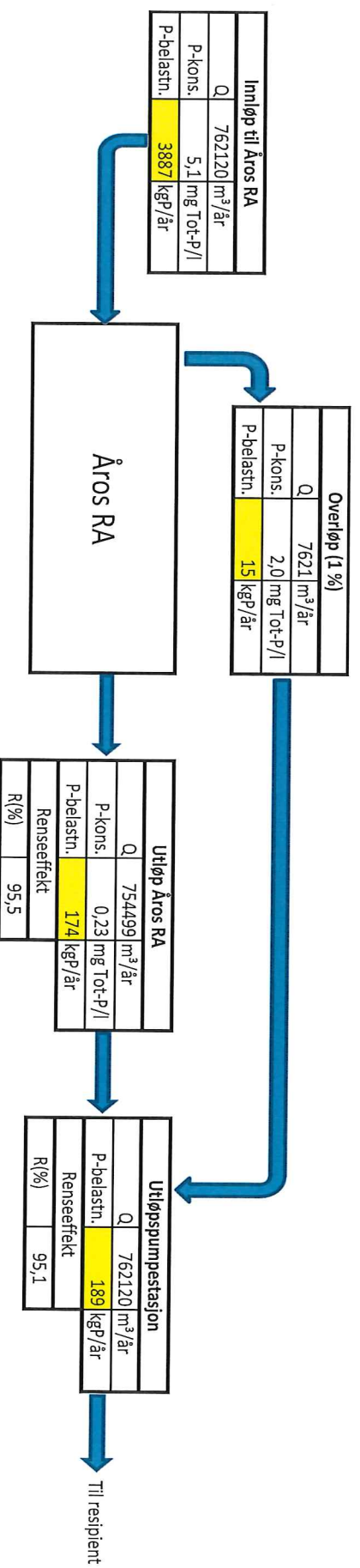
Overløp ved renseanlegget skal også telles med i en slik vurdering. Dersom man forutsetter at renseeffekten reduseres til i gjennomsnitt 95,5 % i renseanlegget, må utslipp gjennom overløp være innenfor det "vinduet" man har fra 95,5 % til 93% rensegrad når overløp inkluderes i forureningsregnskapet. Dette kan beregnes i en massebalanse, og er vist i figur 4.2.2.2 nedenfor. Forutsetningene for denne massebalansen er at man tenker noe konservativt i forhold til overløpsmengder. Som det kommer frem av varighetskurvene ovenfor er det i dag om lag 0,2 % av avløpsmengden som overstiger 200 m<sup>3</sup>/t. Denne vannmengden er det samme som ny innløpspumpestasjon er dimensjonert for, og tallet benyttes derfor videre som en avgrensning i forhold til hvilken vannmengde som tillates å bli renset i anlegget. Dvs. vann over 200 m<sup>3</sup>/t forutsettes ledet til overløp. Som en konservativ tilnærming i massebalansen nedenfor er den totale vannmengden som går i overløp økt fra 0,2 % til ca. 1 %, dvs. en 5-dobling i forhold til dagens nivå.

Videre viser datagrunnlaget fra årsrapportene at man har lavere innløpskonsentrasjoner mht. fosfor med økende vannmengde. I figur 4.2.2.2 er dette plottet, hvor man ser en negativ trend ved økende vannmengde. Det er registrert ned mot 1,0 mg Tot-P/l, og flere av prøvene er under 2 mg/l. En konservativ tilnærming er dermed å benytte en konsentrasjon på 2,0 mg Tot-P/l for avløpsvann som går i overløp ved renseanlegget.



Figur 4.2.2.2. Innløpskonsentrasjon for fosfor fra årsrapportene som en funksjon av vannmengde.

Med dette som utgangspunkt er massebalansen for anlegget beregnet, og som man kan se vil man med 95,5 % renseseffekt i rensenanlegget og 1 % overløp oppnå en samlet renseseffekt på 95,2 %, når overløpsmengdene inkluderes.



Figur 4.2.2.3. Massebalanse mhp. fosforutslipp ved Åros RA.

### 4.2.3 Flokkuleringsbassengene

Et annet prosessstrinn som er viktig for god rensing mht. fosfor er flokkuleringstrinnet. Eksisterende bassenger er på 55 m<sup>3</sup> totalt, og iht. Norsk Vanns veileder for dimensjonering av avløpsrensaneanlegget (Norsk Vann rapport 169/2009) bør oppholdstiden i flokkuleringsbassengene være >25 min ved Q<sub>dim</sub> når aluminium eller jern benyttes som felling skjemikaliium. Det kommer frem av årsrapportene at det benyttes PIX318 (jernkloridsulfat) som felling skjemikaliium på Åros RA. Basert på trend data fra 2012-2014 er Q<sub>dim</sub> beregnet til ca. 98 m<sup>3</sup>/t. En økning på 500 m<sup>3</sup>/d (økning på 2500 personer, jfr. vurdering ovenfor) gir en økt belastning tilsvarende 42 m<sup>3</sup>/t med den døgnfaktor på 2. Legger man dette til de 98 m<sup>3</sup>/t beregnet ovenfor får man fremtidig Q<sub>dim</sub> 140 m<sup>3</sup>/t, noe som gir en oppholdstid i flokkuleringsbassengene til ca. 24 minutter. Dette er i grenseland i forhold til kun tilsetning av felling skjemikaliium, men tilsetter man polymer i tillegg er man godt innenfor Norsk Vanns anbefaling, som er >15 minutter ved tilsetning av både felling skjemikaliium og polymer. Dette antyder at også flokkuleringsbassengene har tilstrekkelig kapasitet mht. økt tilførsel fra utbyggingen i Sætre sentrum.

En utfordring som er nevnt av driftspersonale er at åpningene mellom flokkulerings-kammerne og sedimenteringsbassengene sannsynligvis er for små. Det er observert at fnokker knuses når vannføringen er høy, noe som kan tyde på at dette tilfelle. Bruk av polymer vil kunne bygge sterkere fnokker, som muligvis vil kunne håndtere dette. Alternativt, bør disse åpningene gjøres større.

### 4.2.4 Øvrige prosessstrinn

Øvrige prosessstrinn er ikke like avgjørende for oppnåelse i av rensegrad gitt i utslippstillatelsen, men er på lik linje med flokkulering og sedimenterings-bassengene kapasitetsmessig knyttet til hydraulisk belastning. Som det kommer frem av vurderingene ovenfor er det *nedbørshendelser (og/eller snøsmeltingsperioder)* som sørger for de største hydrauliske belastningene. Slike hendelser er imidlertid ikke dimensjonerende i forhold til rensekravet for fosfor, da det er den gjennomsnittlige rensegraden over året, eller totalt fosforutslipp i tonn/år, som anleggets kapasitet må vurderes ut ifra. Det samme kan man generelt si om de øvrige prosessstrinnene. Dvs. det er ikke befolkningsvekst, inkludert utbyggingen i Sætre sentrum, som setter begrensninger på noen prosessstrinn i anlegget i den tidshorizonten vi har diskutert ovenfor (dvs. frem til 2024). Under befaring/møte den

18.3.2015 på anlegget ble vi uansett orientert om øvrige utfordringer på anlegget, som har en generell negativ påvirkning på anleggets ytelser. Disse sakene diskuteres derfor også nedenfor.

Som nevnt innledningsvis er innløpsarrangementet og innløpspumpestasjonen uheldig og uoversiktlig konstruert. Det foreligger en prosjektert løsning (av Sweco) med ny pumpestasjon som skal erstatte dette. Her er det satt en begrensning på innpumpet mengde på 55 l/s ( $\sim 200 \text{ m}^3/\text{t}$ ). Dette betyr at man ser for seg at dette er maksimal vannmengde som skal kjøres gjennom renseanlegget. Dersom man antar at det i nedbørsperioder kommer ca. 200  $\text{m}^3/\text{t}$  gjennom hele døgnet tilsvarer dette 4800  $\text{m}^3/\text{d}$ . Det må dermed forutsettes at avløpsvann utover dette ledes direkte til utløp uten rensning. Trend data viser at man i 99,8 % av tiden har vannmengder som er lavere enn dette. Dette betyr igjen at ved denne vannmengden vil man kunne håndtere nesten alt avløpsvann, og overløpsmengdene blir dermed ubetydelige, jfr. massebalansen ovenfor. Begrensningen på maks  $\sim 200 \text{ m}^3/\text{t}$  er dermed en fornuftig avgrensning.

Vi har ikke innhentet informasjon om den *innløpsristen* som er installert på renseanlegget i dag. I BraVA's notat er det imidlertid vurdert at en rist med 3 mm spaltevidthe har en kapasitet på 210  $\text{m}^3/\text{t}$ . Dette er derfor tilfredsstillende i forhold til betraktningene ovenfor. I samme notat er det anført at *fettfanget* er begrenset hydraulisk, mens *sandfanget* hadde tilstrekkelig kapasitet med kapasitet på 400  $\text{m}^3/\text{t}$ . Som nevnt ovenfor er dette ikke knyttet til anleggets rensegrad for fosfor, og dersom det er behov for utbedring av fettfanget vil det være uavhengig av befolkningsvekst og utbygging i Sætre sentrum.

Slambehandlingen består av 2 stk *gravitasjonsfortykkere* og én ny *sentrifuge*. Sentrifugen har en kapasitet på 10  $\text{m}^3/\text{t}$  og BraVA's notat skisserer at fortykkkerne har en kapasitet på 13000 pe. Dette vurderes derfor som tilfredsstillende i forhold til befolkningsveksten som er diskutert ovenfor.