UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP

Forord

Denne masteroppgaven inngår i vår mastergrad i Vann- og Miljøteknikk ved Universitetet for Miljø- og Biovitenskap (UMB). Oppgaven er skrevet på Institutt for matematiske realfag og teknologi, IMT, høsten 2013.

Oppgaven er utarbeidet gjennom 5 måneder, i tillegg kommer møtevirksomhet, befaringer og informasjonsinnhenting høsten 2012 og vinter 2013. Oppgaven har vært interessant og lærerik, men også svært krevende. Den har gitt oss innsikt i arbeidet som skal til for å bygge modell av et vannforsyningsnettverk.

Vi ønsker å takke vår hovedveileder Jarle T. Bjerkholt for gode råd og innspill til oppgaven og hjelp med tekniske spørsmål i forbindelse med modellen. Vi retter også en takk til Roar Finsrud, vår veileder fra JOFI AS. Finsrud har vært med på å utforme oppgaven, og er en ressurs med god oversikt og detaljkunnskap om VIV og VA-faget.

Kontaktpersoner i VIV har vært daglig leder Tanja Breyholtz og driftssjef John Hagen-Larsen. De har vært til stor hjelp med oppgaveutformingen og informasjonsinnhenting. De har satt av mye tid til møter og gitt oss tilgang på store ressurser. De har satt oss i kontakt med IT-ansvarlig og driftsoperatører på VIV. Der vi spesielt vil takke Bent Moskvil, Ole Petter Duvholt, Jan Wallace, Jan Magnussen og Andrè Lind for tilgang til VIVs datasystemer og hjelp med informasjonsinnhenting. De har også gitt oss en grundig innføring i VIVs ledningsnett med en heldags befaring og vist oss rundt på VIVs viktigste installasjoner.

Vi vil også takke Jon Arne Engan, amanuensis ved UMB. Han har alltid vært tilgjengelig for spørsmål i forbindelse med oppgaven og modellen. I tillegg vil vi takke medstudentene Birgitte Brennhovd og John-André Egeli for innspill og korrekturlesing.

Ås 28.11.2013

Cecilie Sogn Arvidsen

Vegard Svendsby

Sammendrag

Vestfold Interkommunale Vannverk (VIV) består av to vannbehandlingsanlegg, Seierstad og Eidsfoss, knyttet sammen med 120 km ledningsnett. VIV forsyner 10 kommuner med omtrent 160.000 innbyggere med vann. VIV har til i dag ikke hatt en modell av ledningsnettet. Etter ønske fra VIV har vi bygget opp en modell av nettet for å finne den beste økonomiske samkjøringen av vannbehandlingsanleggene for ulike forbrukssituasjoner.

Simuleringer viser at det driftsoptimale er å levere mest vann fra Eidsfoss. Det vannbehandlingsanlegget med lavest produksjonskostnad. Generelt bør fordelingen mellom vannbehandlingsanleggene være slik at Eidsfoss leverer vann inntil pumpekostnadene overstiger produksjonskostnadene på Seierstad. Eidsfoss bør levere helt frem til høydebasseng Orerød på dager med lavt forbruk, og delvis frem til Nøtterøy og Tjøme på dager med høyt forbruk. I de andre forbrukssituasjonene bør vannforsyningen fordeles et sted mellom Orerød og Nøtterøy avhengig av forbruk. Dagene med lavest forbruk kan Eidsfoss forsyne hele nettet alene til omtrent samme kostnad som en samkjøring med 20 % fra Seierstad og 80 % fra Eidsfoss. Av sikkerhetsmessige hensyn anbefaler vi at begge vannbehandlingsanleggene er i drift hele tiden og at drift fra ett vannbehandlingsanlegg kun skjer der det er nødvendig å stenge et vannbehandlingsanlegg for vedlikehold eller oppgradering.

Det er viktig å opprettholde leveranse fra Eidsfoss da de variable kostnadene ved drift fra Seierstad alene er 34 % dyrere enn driftsoptimal samkjøring. De variable kostnadene ved drift fra Eidsfoss er mindre enn 1 % høyere. Simuleringer og beregninger viser at VIV samkjører vannbehandlingsanleggene tilnærmet driftsoptimalt for samtlige forbrukssituasjoner.

Vi har etter ønske fra VIV sett spesielt på vannforsyningen til Nøtterøy og Tjøme. To kommuner som dobler vannforbruket i sommermånedene på grunn av sommergjester og irrigasjon. VIV er nødt til pumpe fra uttakspunktet, Akersvann, til kommunene de dagene med høyest forbruk for å levere nok vann. Strekningen går normalt med selvfall.

Tanken var at kostnadene til pumping er et viktig argument for utbygging av høydebasseng. Simulering og beregninger viser at kostnadene for drift av Akersvann-pumpa ikke er så store at det lønner seg å utvide høydebassengene. Hvis Akersvannpumpa måtte kjøres daglig gjennom sommersesongen for å levere nok vann ville situasjonen vært annerledes. Sett ut fra våre data er dette en situasjon som kun inntreffer enkelte dager på sommeren.

Av sikkerhetsmessige hensyn vil vi allikevel anbefale å bygge nye høydebasseng. Dagens bassenger er ikke store nok til å dekke et middelforbruk noe som gir lav sikkerhet. Nettet er veldig sårbart for pumpestans, ledningsbrudd og brannvannsuttak. Dette er spesielt kritisk, da døgnforbruket om sommeren kan være mer enn det dobbelte av middeldøgnforbruket.

Alle tall og beregninger for driftsoptimaliseringen er bygget på modelleringen og egen kategorisering av forbruksdata. Tallene er derfor ikke helt nøyaktige grunnet forenklinger i modellen, men vil gi et inntrykk av kostnadsforskjeller og hvordan vannbehandlingsanleggene bør samkjøres.

Abstract

Vestfold Interkommunale Vannverk (VIV) consists of two water treatment plants, Seierstad and Eidsfoss, and 120 km pipelines. VIV supplies water to 10 municipalities with approximately 160.000 inhabitants. To this day VIV have not had a water distribution model. At the request of VIV we have built a water distribution model to find the best financial coordination of the production and distribution for different consumption situations.

Simulation shows that the most optimal water distribution is to deliver most of the water from Eidsfoss, as Eidsfoss is the water treatment plant with the lowest production costs. In general should Eidsfoss deliver water until the pump cost exceeds production costs at Seierstad. On days with low water consumption, Eidsfoss should deliver water all the way to the tank at Orerød. On days with high water consumption Eidsfoss should deliver water to Nøtterøy and Tjøme. In other consumption situations Eidsfoss and Seierstad should have a mixed delivery between Orerød and Nøtterøy according to consumption.

Eidsfoss can supply the whole network alone on days with low consumption for about the same cost as 20 % distribution from Seierstad and 80 % distribution from Eidsfoss. For safety reasons we recommend that both water treatment plants is in operation at all times. Distribution from one treatment plant should only occur when it is necessary to close down one of the treatment plants due to maintenance.

It is important maintain the supply from Eidsfoss because the variable costs are 34 % higher when Seierstad is operated alone than the optimal distribution. The variable cost when Eidsfoss is operated alone is less than 1 % higher than the optimal distribution. The simulation shows that VIV is operated close to the optimal distribution.

On request from VIV we have looked at the water supply to Nøtterøy and Tjøme. These municipalities' doubles their water demand during the summer due to tourism and irrigation. VIV is forced to pump from the supply point, Akersvann, to the municipalities when the water consumption is at the highest. The supply pipe is driven by gravity the rest of the year.

The idea was that the cost of pumping is an important factor for building larger water tanks. The model and calculations show that the cost for running the pump at Akersvann is not large enough that expansion will be profitable. If VIV had to run the pump most of the summer to deliver water the economic situation would be different. Our data says that this demand situation only occurs a few days during the summer.

We would still recommend expanding the water tanks for safety reasons. Today's water tanks are not large enough to cover average day water consumption. The network is exposed to issues with the pump, supply pipelines or in case of fire.

All numbers and calculations for the optimal water distribution are built on the model, simulations and categorization of consumption data. The figures are not entirely accurate due to simplifications in the model, but will give an idea of the cost differences and how the network should be operated.

Innhold

Forord 2
Sammendrag 3
Abstract 4
Innhold 5
Ordforklaringer 7
Del 1: Innledning 8
1.1 Modell 8
1.2 Hvorfor bygge modell 9
1.3 Problemstilling 9
Del 2: Bakgrunn 10
2.1 Vannforsyning ved VIV 10
2.2 Vannforsyningsnettverk 16
2.2.1 Høydebasseng 16
2.2.2 Pumper 21
2.3 Hydrauliske forhold på ledningsnettet 25
2.3.1 Trykk 25
2.3.2 Trykkstøt 26
2.4 Vannforbruk 30
2.4.1 Lekkasje 31
Del 3: Modellbeskrivelse og utførelse 32
3.1 Oppbygging av modell 33
3.1.1 Datagrunnlag 33
3.1.2 Forenkling av modell 33
3.2 EPANET 34
3.3 Modelloppbygging 36
3.4 Styring av høydebasseng 39
3.5 Simuleringer 39
3.5.1 Alternativ 1: Alt vann leveres fra Farris 40
3.5.2 Alternativ 2: Alt vann leveres fra Eikeren 42
3.5.3 Alternativ 3: Samkjøring av vannbehandlingsanleggene 44
Del 4: Driftssituasjoner og økonomiske resultat 47
4.1 Økonomisk sammenligning av driftsscenarioer 47
4.1.1 Energikostnad 47

4.1.2 Produksjonskostnad 47
4.1.3 Pumpekostnad 48
4.2 Økonomiske resultat 48
4.3 Årskostnad 52
4.4 Følsomhetsanalyse 53
4.4.1 Endret kraftpris 53
4.4.2 Endret produksjonskostnad 56
Del 5: Nøtterøy- og Tjømeforbindelsen 59
5.1 Resultat 62
5.2 Diskusjon 65
5.2.1 Pumpestopp 66
Del 6: Konklusjon 68
6.1 Feilkilder 69
6.2 Videre arbeid 69
Figurliste 71
Tabelliste 73
Formelliste 73
Referanser 74
Vedlegg 76

Ordforklaringer

ARI	-	Tysk ventilprodusent
Bar	-	Måleenhet for trykk, tilsvarer 10 mVs
Cytec	-	Kontrollsystem VIV benytter
EPA	-	Environmantal Protection Agency
EPANET	-	Vannforsyningsmodell utviklet av EPA
FHI	-	Folkehelseinstituttet
Gemini	-	GIS-system
GIS	-	Geografisk informasjonssystem
IKS	-	Interkommunalt Selskap
.inp	-	Input filformat EPANET
moh	-	Meter over havet
mVs	-	Måleenhet for trykk, meter vannsøyle
NPSH	-	Net Positive Suction Head
PAX	-	Polyaluminiumsklorid, fellingskjemikalie
PLS	-	Programmerbare logiske systemer
SOSI	-	Samordnet Opplegg for Stedsfestet Informasjon, filformat
UV	-	Ultrafiolett-stråling
VA	-	Vann og avløp
VIV	-	Vestfold Interkommunale Vannverk

Del 1: Innledning

Vannproduksjon har mange likhetstrekk med prosessindustri. En råvare behandles til et produkt med spesielle egenskaper. I vannproduksjonen består produksjonskjeden av prosessanlegg og transportsystemer. Målet er som i andre industrier å oppnå en lavest mulig kostnad per enhet. Dette kan oppnås ved å optimalisere produksjonsprosess og distribusjonssystem. (Gjennestad 2002)

Når vannbehandlingsanlegg og transportsystem dimensjoneres må det tas hensyn til forventet maksimalforbruk i løpet av anleggets levetid. I tillegg til det faktiske forbruket må man også ta hensyn til lekkasjer på ledningsnettet. Andelen lekkasjer på ledningsnettet i Norge er store, vannbehandlingsanlegg og transportsystem må dimensjoneres for å håndtere dette. Reduksjon av lekkasjer vil derfor kunne utsette utvidelser av vannbehandlingsanlegg og transportsystem.

Vannbehandlingsanlegg kan utformes på ulike måter. Vannet behandles ofte ved hjelp av kjemikalier og filter. Hvilke prosesser som benyttes i vannbehandlingen avgjør viktigheten av stabil produksjon, spesielt ved dosering av kjemikalier og koagulering. Anlegg uten kjemikaliedosering er ikke like avhengig av dette, men det er fremdeles viktig ettersom filtersykluser er avhengig av stabil produksjon for enkel og forutsigbar drift. Det gir lavere kostnader og bedre vannkvalitet.

Leveranse av vann kan skje med selvfall eller pumping. Dette må tas hensyn til ved drift av vannverk, men også ved planlegging av nyanlegg. For å planlegge drift av nyanlegg, se på nytteeffekt av utbyggingstiltak eller driftsoptimalisere eksisterende anlegg er det mulig å bygge en nettverksmodell. Modellen kan være et nyttig verktøy for anleggseieren for å få oversikt og for å forstå distribusjonsnettet bedre.

1.1 Modell

Virkeligheten er kompleks og består av mange parametere. Vi ønsker ofte å lage en modell for å forstå hvordan ting fungerer. En modell er en forenkling av virkeligheten, men den kan være representativt og nyttig. Man kan bygge fysiske modeller, som ofte er en nedskalert modell av det en ønsker å bygge. Dette kan for eksempel være en bil, der en vil undersøke om formen er riktig aerodynamisk utført. Dette er billigere enn å bygge en fullskalamodell. En annen form for modellering er bruk av matematiske modeller og datamodeller. Dette kan være 3D-modeller som brukes for planlegging av VA-anlegg der eksisterende infrastruktur er tegnet inn. Man kan da se mulig plasseringer av nytt anlegg. Eller dette kan være en dynamisk modell som simulerer strømningsforhold i et ledningsnett over tid.

1.2 Hvorfor bygge modell

Ved å bygge en modell av vannforsyningsnettet får man et beslutningsverktøy som kan benyttes til overordnet planlegging av tiltak på ledningsnettet. Man har mulighet til å teste effekten av utbygningsstiltak som høydebasseng, økt ledningsdimensjon og endring av trykk uten at det koster annet enn arbeidstimene man bruker på modelleringen. Det blir enklere å se omfanget av endringen, og hvordan den påvirker resten av ledningsnettet. Det er også et nyttig dimensjoneringsverktøy når man har besluttet å gjennomføre tiltak for blant annet å finne optimal ledningsdimensjon eller bassengvolum med tanke på kost- og nytteeffekt.

Modellering kan også benyttes for å planlegge driftsrutiner. Ved å simulere kan man finne ledninger som har for lav strømningshastighet, og man kan utarbeide spyle- og vedlikeholdsplaner. Modellen kan benyttes til å lage trykksonekart, som er nyttig ved utarbeidelse av et brannvannskart. Dette er viktig der et brannobjekt ligger i grensen mellom to trykksoner. Modellen kan brukes for å få oversikt over hvilke brannkummer som tilhører hvilke trykksone, og har størst kapasitet.

1.3 Problemstilling

Oppgavens mål er å driftsoptimalisere vannverket for økonomisk samkjøring av VIVs to vannbehandlingsanlegg, Eidsfoss og Seierstad. Dette gjøres ved å bygge en modell av VIVs transportsystem der grensesnittet er satt ved kommunenes overtakelsespunkt. Modellen er laget i EPANET 2.0 og tar for seg distribusjonsnettets viktigste objekter. Dette omfatter ledninger, høydebasseng, ventilkummer og pumpestasjoner.

Del 2: Bakgrunn

2.1 Vannforsyning ved VIV

Vestfold Interkommunale Vannverk IKS (VIV) eies av Sandefjord, Stokke, Andebu, Nøtterøy, Tjøme, Tønsberg, Re, Horten, Hof og Holmestrand. VIV er ansvarlig for vannforsyningen fram til et gitt leveringspunkt i hver kommune. VIV produserer og distribuerer ca. 25 millioner m³ drikkevann årlig som forsyner omtrent 160.000 innbyggere, samt industri og jordbruksvanning. (VIV 2012)

VIV leverer vann fra to vannbehandlingsanlegg, Seierstad og Eidsfoss. Mellom vannbehandlingsanleggene og eierkommunene er det 120 km ledninger som distribuerer vannet frem til kommunene.

Figur 2.1.1 VIVs anlegg (VIV 2013)

Vannkilder

VIVs vannkilder er lokalisert på hver sin side av forsyningsområdet, Eikeren i nord og Farrisvannet i sør. Begge vannkildene er store, dype innsjøer med god vannkvalitet.

Store, dype innsjøer har ofte stabil og god vannkvalitet. Stort volum gir fortynningseffekt ved utslipp av forurensninger. Vannet får lang oppholdstid og selvrensing i form av nedbryting av mikroorganismer, kjemiske forbindelser og sedimentering av partikler. Om sommeren vil det dannes et temperatursjikt. Det varme vannet vil ligge som et eget lag på overflaten. Det varme vannet vil ligge som et sjikt over det kaldere dypvannet og virker som en beskyttelse mot forurensning av dypvannet i sommerhalvåret[1]. (Folkehelseinstituttet 2004)

Tabell 2.1.1 VIVs vannkilder

	Farrisvannet	Eikeren
Størrelse (km^2)	21,1	26
Nedbørsfelt (km^2)	488	350
Høyde over havet (m)	23	19
Middeldyp (m)	35	94
Maks dyp (m)	131	158
Farge (mg Pt/l)	26,3	12
Kalsium (mg Ca/l)	2,7	6,3

(Berge 2011a) (Berge 2011b) (Store Norske Leksikon 2005a) (Store Norske Leksikon 2005b)

Begge vannkildene og vannbehandlingsanleggene har kapasitet til å forsyne hele området alene. Dette gir en ekstra trygghet ved feil på ledningsnett, vannbehandlingsanlegg eller ved utfall av en kilde.

Humusinnholdet i Eikeren er lavere enn i Farrisvannet. Drikkevannsforskriften setter krav om farge under 20 mg Pt/l (Helse- og omsorgsdepartementet 2002). Dette gir etter dagens forhold kun krav om fargefjerning av vannet fra Farrisvannet. Vannkvaliteten i vannkildene kan endres, og det kan i fremtiden bli krav om fargefjerning også i Eikeren.

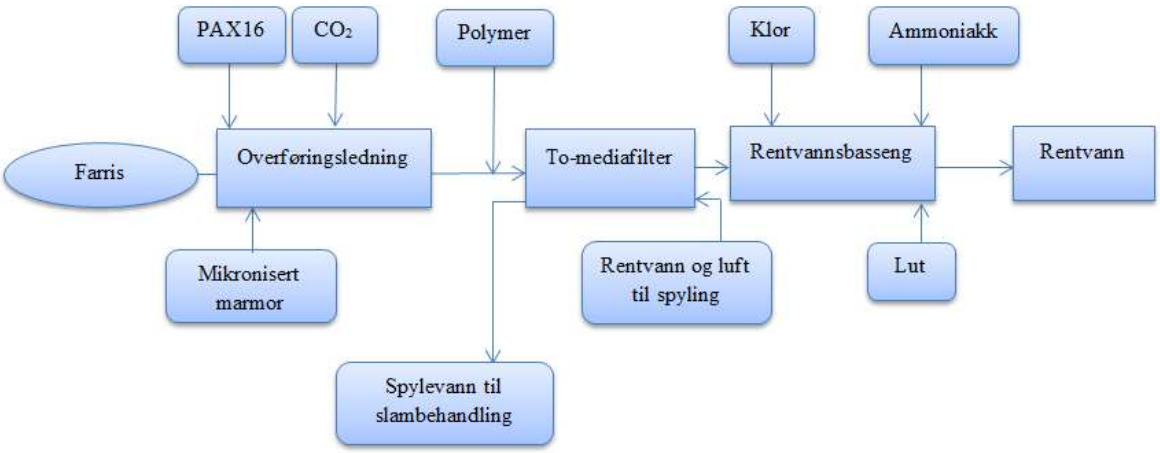
[1] Tidligere ble det å ha en stor dyp innsjø, med ett dyptliggende vanninntak plassert godt under sprangsjiktet sett på som en egen hygienisk barriere. Tanken var at forurenset vann ved overflaten ikke kunne trenge gjennom sprangsjiktet pga. temperaturforskjellene. Senere ble det oppdaget at om våren og høsten jevnes temperaturen i vannmassene ut, og vannet i de øvre lagene vil lettere blande seg med vannet i dypet. Dette kan bli forsterket av vind og bølger, og vi kan få en total omrøring i kilden, selv i store innsjøer. (Folkehelseinstituttet 2004)

Vannbehandling på Seierstad

Vannbehandlingsanlegget var ferdig i 1968, men er bygget om flere ganger, senest i 2001. Vannbehandlingen på Seierstad er nå basert på kontaktfiltrering. Seierstad benytter Farrisvannet som råvannskilde. Råvannet fraktes med selvfall til vannbehandlingsanlegget.

Etter inntakshuset tilsettes det først en aluminiumsbasert koagulant (PAX16), mikronisert marmor og CO_2, de to sistnevnte for hhv korrosjonskontroll og justering av fellings-pH, dette for å oppnå tilstrekkelig kontakttid. Ved vannbehandlingsanlegget tilsettes det en polymer rett før filtrene**.** Vannet filtreres gjennom et to-media filter bestående av antrasitt og sand. Koagulering i kombinasjon med filtrering er ikke alene en fullstendig hygienisk barriere[2], selv ikke med eget separasjonstrinn som sedimentering eller flotasjon. Dette fordi ustabile forhold i deler av driftssyklusen medfører redusert hygienisk sikkerhet. Koaguleringsprosesser må derfor alltid etterfølges av minst én annen sikrere barriere. (Folkehelseinstituttet 2008)

Etter filtrering tilsettes klor for desinfeksjon. Deretter tilsettes ammoniakk for danning av kloramin, dette for å ha en desinfiserende effekt på ledningsnettet. Det tilsettes lut (NaOH) direkte i rentvannsbassengene for å justere pH før vannet føres ut på ledningsnettet (Alvem 2010).



Figur 2.1.2 Vannbehandling ved Seierstad

[2] Hygieniske barrierer i vannforsyningen er hindringer som skal sikre at drikkevannet ikke inneholder smittestoffer som bakterier, virus og parasitter. Det er krav om to uavhengige hygieniske barrierer, der drikkevannsforskriften har et absolutt krav om at den ene barrieren skal være desinfeksjon. *"Som et minimum skal alt vann være desinfisert eller behandlet på annen måte for å fjerne, uskadeliggjøre eller drepe smittestoffer."* Det er i praksis vanskelig å fjerne alle mikroorganismer fra drikkevannet. Men de skal reduseres til et antall slik at de ikke utgjør noen smitterisiko. (Folkehelseinstituttet 2008)

Vannbehandling på Eidsfoss

Eidsfoss vannbehandlingsanlegg benytter Eikeren som råvannskilde. Vannbehandlingsanlegget ble satt i drift i 2006. Ved Eidsfoss økes vannets innhold av kalsium, alkalitet og pH ved tilsetting av CO_2 og filtrering gjennom marmorgrus. Etter filtreringen UV-behandles vannet for desinfeksjon, deretter tilsettes klor. Så tilsettes ammoniakk for dannelse av kloramin. Spylevannet fra filterrengjøring ledes tilbake til Eikeren. Anlegget er dimensjonert for fremtidig kontaktfiltrering ved bruk av Moldeprosessen, i tilfelle råvannskvaliteten endrer seg i fremtiden. (Finsrud 2012)

Figur 2.1.3 Vannbehandling ved Eidsfoss

Korrosjonskontroll

Typisk for norske overflatevann er at de er sure, bløte og har høyt humusinnhold. Dette gjør vannet korrosivt. Formålet med korrosjonskontroll er å øke rørenes levetid og hindre lekkasjer som følge av korrosjon. Korrosivt vann fører til at vannkvaliteten forringes som følge av korrosjonsprodukter som tilføres gjennom vanntransporten på ledningsnettet.

Vannets korrosivitet er avhengig av pH, alkalitet og kalsiuminnhold. Det er anbefalt at pH-verdien ligger mellom 7,5 og 8,5. Alkaliteten bør være mellom 0,6 og 1,0 mekv/l, mens 15 – 25 mg/l er anbefalt kalsiuminnhold. (Vråle 2012) På VIV er pH-verdien opp mot 8,5.

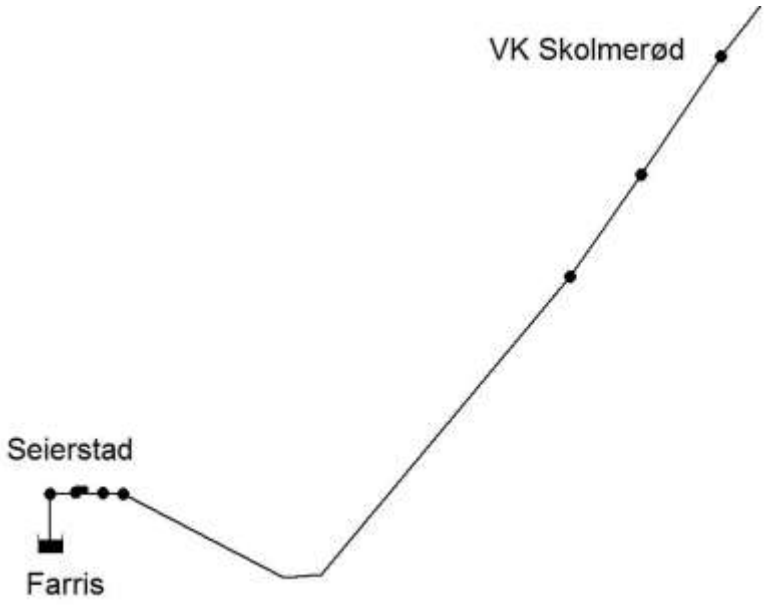
VIV benytter tilsetting av lut på Seierstad og marmorfiltrering på Eidsfoss. Det finnes også andre metoder for korrosjonsbeskyttelse i vannbehandlingen. Eksempler er tilsetting av lesket kalk, soda, mikronisert marmor eller vannglass. Eller man kan føre vannet gjennom et filter bestående av halvbrent dolomitt.

Ledningsnettet kan også beskyttes mot korrosjon ved innretninger på ledningsnettet. Eksempler på dette er støpejernsrør med sementmørtelforing, utvendig sink, asfaltbelegg, løse strømper av polyetylen, sementbelegg og katodisk beskyttelse.

Ventilkumoppbygning

Alle ventilkummer på VIV er bygget etter samme standard for å forenkle drift og vedlikehold. Ventilene er plassert i byggets kjeller. I overetasjen er strøm og styringsskap. VIV har lagt ned egen fiberkabel for sikker og effektiv styring og overvåkning. Byggene holder høy standard. Kjelleren er utført i plasstøpt betong, overbygget er murt i tegl. Taket er laget slik at det kan løftes av med kran ved utskiftning og montering av deler. Alle bygg er tilknyttet alarm.

Figur 2.1.4 Ventilkum Skolmerød



Figur 2.1.5 Beliggenhet ventilkum Skolmerød i EPANET

Styring av anlegg

Vannverket er i stor grad automatisert. Vannbehandlingsanlegget på Seierstad er allikevel døgnbemannet. Hele ledningsnettet, Seierstad og Eidsfoss styres delvis manuelt, ved hjelp av Cytec herfra. Renseprosessen på Seierstad er komplisert og krever oppfølging, dette er årsaken til at det er Seierstad som er døgnbemannet. Døgnbemanning fører til at feil på ledningsnett og vannbehandlingsanlegg oppdages tidligere og tiltak kan iverksettes raskere.

Nødstrøm

I Norge behandles og pumpes store deler av drikkevannet. Det gjør at vi er avhengig av stabil strømforsyning for å levere vann til forbrukerne. Strømforsyningen kan falle bort ved feil på anlegg, uvær eller sabotasje. Det er derfor viktig å ha reserveforsyning, slik at sikker vannforsyning kan opprettholdes.

«Vannforsyningen i Vestfold er avhengig av strøm, og bortfall i over 12 timer vil representere en alvorlig fare for den normale vannforsyning. Dette gjelder spesielt dersom strømbortfallet er av et slikt omfang at begge hovedlinjene rammes samtidig.» (Fylkesmannen i Vestfold 2009)

Figur 2.1.6 Nødstrømsanlegg Bettum

VIV har installert dieseldrevne nødstrømsaggregat som skal sikre drift slik at hele forsyningsområdet kan forsynes fra Seierstad ved strømbrudd. Årsaken til at det ble valgt å installere nødstrømsaggregat for forsyning fra Seierstad er at energibehovet ved levering fra Seierstad er lavest. I tillegg er Seierstad døgnbemannet, som gjør igangsetting av nødanlegg raskere.

2.2 Vannforsyningsnettverk

Ledningsnettet transporterer vann fra kilden via vannbehandlingsanlegget til forbruker. Transporten kan være basert på selvfall, pumping eller en kombinasjon. Vannoverføringen er ofte mer krevende i Norge enn i andre land. Dette har flere årsaker, blant annet topografi, grunnforhold og værforhold.

2.2.1 Høydebasseng

Høydebassengenes funksjon er å sikre stabil vannforsyning, og forsyne området ved rørbrudd, utfall av kilde, svikt i renseanlegg andre tilfeller av forsyningssvikt. Bassenger bidrar også til stabilt trykk hos forbrukerne, trykkvariasjonene blir mindre enn ved direkteforsyning fra pumpe eller kilde. Bassengenes frie vannspeil demper trykkstøt som oppstår på nettet, samt reduserer faren for undertrykk.

Høydebassengene bør romme vann til brannreserve (M_b), sikkerhetsreserve (M_s), og døgnutjevning (M_u). Utfra dette kan størrelsen beregnes slik:

$$\mathrm{M}_{tot} = \mathrm{M}_b + \mathrm{M}_s + \mathrm{M}_u$$

Formel 2.2.1 Beregning av volum i høydebasseng

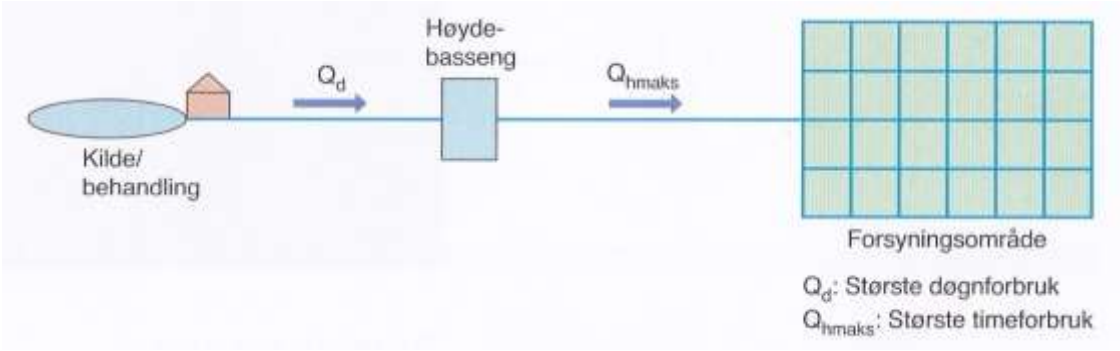
(Bjerkholt 2012)

Bassengene bør utformes med to tanker som fungerer uavhengig av hverandre, slik at man ikke står uten sikkerhet om en del av bassenget må tas ut av drift ved rengjøring eller annet vedlikehold. Kvaliteten skal ikke forringes i bassenget. Det er derfor viktig at bassengets vegger er glatte og porefrie, samt at vannet ikke har for lang oppholdstid i bassenget.

Det bør monteres en rørbruddsventil ved utløpet av bassenget slik at det ikke tømmes ved rørbrudd nedstrøms bassenget. Det bør finnes en varslingsordning ved brann, slik at ikke rørbruddventilen slår inn på grunn av brannvannsuttak. Som nevnt skal bassengene romme vann til brannreserve, sikkerhetsreserve og døgnutjevning. Brannreserven kan også dekkes ved tankbiler. Sikkerhetsreserven bør være så stor at man kan opprette alternativ vannforsyning før reserven tømmes. Bassengene deles inn etter hvor i forsyningsnettet de er plassert; gjennomstrømningsbasseng, motbasseng og sidebasseng.

Gjennomstrømningsbasseng

Gjennomstrømningsbasseng ligger mellom vannkilden og forsyningsområdet slik at alt vann går via bassenget. Man oppnår dermed god utskifting av vannet, såfremt utjevningsvolumet blir benyttet. Plasseringen er gunstig med tanke på trykkstøt siden bassenget er plassert mellom kilde/pumpestasjon og forbrukerne. Trykket i forsyningsområdet nedstrøms bassenget vil aldri overstige høydebassengets frie vannspeil. Overføringsledningen fra kilde kan dimensjoneres for maksimalt døgnforbruk og overføringsledning fra basseng til forsyningsområdet dimensjoneres for maks timeforbruk med brannuttak. Ved å dimensjonere ledningene slik vil man kunne redusere ledningsdimensjonen fra kilde til høydebasseng. Ved ledningsbrudd etter høydebassenget vil forsyningsområdet være uten vann.

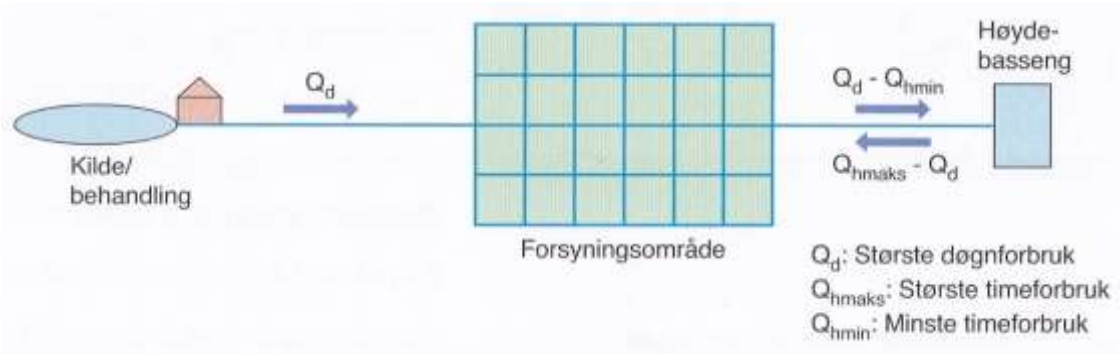


Figur 2.2.1 Gjennomstrømningsbasseng (Norsk Vann 2012)

Motbasseng

Ved bruk av motbasseng ligger forsyningsområdet mellom vannkilden og bassenget. Forsyningsområdet får vann direkte fra kilden, bassenget vil supplere kilden avhengig av forbruket. Ved bruk av motbasseng risikerer man høy vannalder i perioder med lite forbruk.

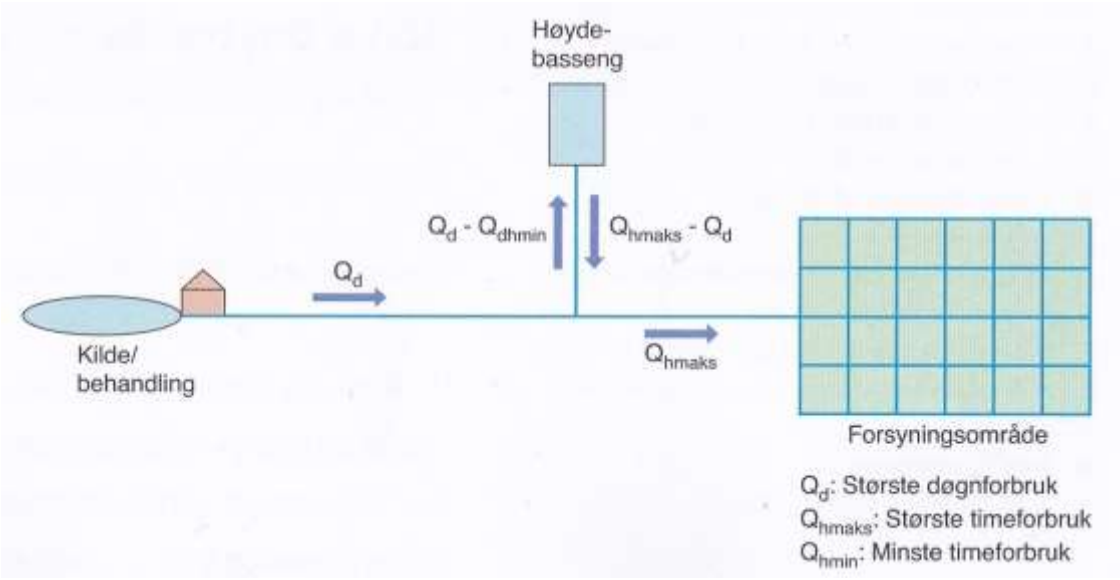
Motbasseng gir høyere sikkerhet til forsyningsområdet da man får en tosidig forsyning, i motsetning til gjennomstrømningsbasseng. Området vil ikke umiddelbart miste vannet ved ledningsbrudd fra hverken kilde eller basseng.



Figur 2.2.2 Motbasseng (Norsk Vann 2012)

Sidebasseng

Sidebassenget ligger mellom kilden og forsyningsområdet, og er tilknyttet overføringsledningen via en ledning som brukes til fylling og tapping av bassenget. Tapping av bassenget varierer med forbruket. Man risikerer derfor høy vannalder i perioder med lite forbruk. Sidebassenget gir ikke den samme sikkerheten som et motbasseng, da forsyningsområdet ikke får tosidig forsyning.



Figur 2.2.3 Sidebasseng (Norsk Vann 2012)

Utjevningsvolum

Utjevningsvolumet jevner ut variasjonen i forbruket. Hensikten er å sørge for stabil pumpedrift og produksjon ved vannbehandlingsanleggene. Dette er spesielt viktig ved bruk av fellingskjemikalier i vannbehandlingen. Dette er driftsøkonomisk og øker vannkvaliteten. Det gir også besparelser i dimensjoneringen av ledninger og pumpestasjoner.

Bruk av høydebasseng til utjevning fører først og fremst til at vannbehandlingsanlegg og transportsystemet kan dimensjoneres for gjennomsnittlig forbruk og ikke maksimalt timeforbruk.

Time- og døgnvariasjon

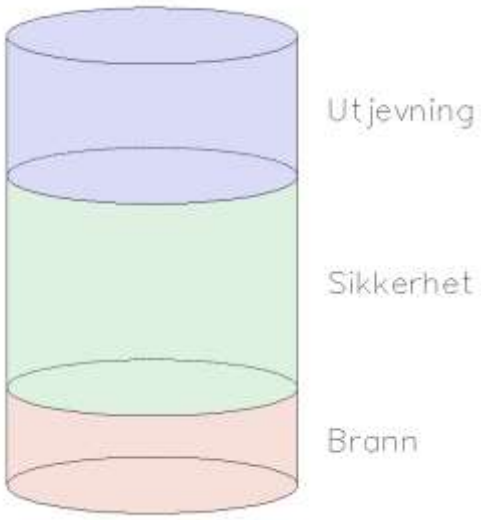
Vannforbruket til en by eller tettsted varierer over tid. Distribusjonsnettet må kunne forsyne byen eller tettstedet på det verste tidspunktet i nettets levetid. Variasjonen i timeforbruket avhenger av størrelsen på forsyningsområdet. I et lite forsyningsområde kan variasjonene i løpet av et døgn være store. I timene med høyest forbruk, kan forbruket være dobbelt så høyt som det midlere forbruket over døgnet. Dette maksimalforbruket forsynes ofte fra nærliggende høydebasseng. For å beregne dette benyttes en døgnvariasjonsfaktor (f) og en timevariasjonsfaktor (k). Faktorene beskriver forbruket relativt til middelforbruket. En faktor på 1,2 betyr at forbruket er 20 % høyere enn middelforbruket.

VIV må ta hensyn til døgnvariasjon over året, mens timevariasjonen skal i hovedsak dekkes av den enkelte kommunes utjevningsvolum.

Sikkerhetsreserve

Det å ha en sikkerhetsreserve på ledningsnettet er viktig i tilfelle vannleveransen uteblir. Årsaker til dette kan være rørbrudd, strømbrudd, sabotasje eller utfall av kilde. VIV har to høydebasseng, disse er plassert på Orerød og Gjøgri. Disse skal primært benyttes til utjevning og er ikke tenkt som sikkerhetsreserve. Eierkommunene har selv ansvar for sikkerhetsreserve og brannvann til sine forbrukere. Totalt bassengvolum og forbruk varierer mye mellom kommunene. Dette gjør at sikkerheten ved en eventuell leveringssvikt varierer tilsvarende. Vi har i beregningene under beregnet en bassengfaktor for å illustrere sikkerheten i den enkelte kommune.

Bassengene bør romme brannreserve, sikkerhetsreserve og volum for døgnutjevning.



Figur 2.2.4 Delvolum i et høydebasseng

Vi har i beregningene tatt følgende forutsetninger:

Sikkerhetsreserven bør dekke forbruket i et middeldøgn. I tillegg bør bassengene ha tilstrekkelig volum for døgnutjevning, dette bør ligge mellom 15 – 35 % av et maksimalt døgnforbruk. Vi har i beregningene valgt 25 % av forbruket i et maksimaldøgn.

Vi har ut i fra dette beregnet et ønsket bassengvolum og en bassengfaktor.

$$Ønsket\ bassengvolum = Middel\ døgnforbruk + 25\ \% \cdot Maks\ døgnforbruk$$

Formel 2.2.2 Ønsket bassengvolum

$$Bassengfaktor = \frac{Ønsket\ bassengvolum}{Totalt\ bassengvolum}$$

Formel 2.2.3 Bassengfaktor

Tabell 2.2.1 Bassengvolum i VIVs eierkommuner

Kommune	Total (m^3)	Middel forbruk 2012 (m^3/d)	Maks forbruk 2012 (m^3/d)	Ønsket bassengvolum u/ brannreserve (m^3)	Bassengfaktor
Sandefjord	16000	18000	34917	26729	**0,60**
Stokke	9850	2930	6715	4609	**2,14**
Nøtterøy	6800	8600	15680	12520	**0,54**
Tjøme	2500	2150	5240	3460	**0,72**
Tønsberg	11500	18500	25800	24950	**0,46**
Horten	20500	6570	9000	8820	**2,32**
Re	1000	1320	2300	1895	**0,53**
Holmestrand	5500	5070	7300	6895	**0,80**

(Hof og Andebu kommune er ikke tatt med, da disse også har vannforsyning fra andre vannverk)

I tillegg bør hvert basseng inneholde reserve for brannvannsuttak på 20 - 50 l/s i 2 - 6 timer avhengig av type bebyggelse i dekningsområdet. (Norsk Vann 2012)

En bassengfaktor på 1 vil si at kommunen har bassengvolumer som dekker sikkerhetsreserve for et døgn med middelforbruk, i tillegg til 25 % av forbruket i et døgn med maksimalforbruk for utjevning over døgnet. For tilfredsstillende sikkerhet bør bassengfaktoren være større enn 1, da bassengene også bør ha reserve for brannvann.

Beregningene illustrer mangelen på bassengvolum (bassengfaktor mindre enn 1) i enkelte kommuner.

2.2.2 Pumper

I vannforsyning er bruk av sentrifugalpumper det vanligste. Eksempler på sentrifugalpumper er kanalhjulspumper, virvelhjulspumper og propellpumper. Ved VIV benyttes kun kanalhjulspumper. For å dimensjonere pumpekapasitet trenger man dimensjonerende vannmengde, statisk løftehøyde og friksjonstap. Friksjonstapet avhenger av ledningslengde, innvendig diameter, rørets ruhet (k-verdi) og vannmengde. Man får også tap gjennom objekter på nettet, som bend og ventiler, dette kalles singulærtap.

En pumpe må gi nødvendig trykk og vannmengde. Man bør velge en pumpe som har best virkningsgrad i driftspunktet for best energiutnyttelse.

Figur 2.2.5 Bilde av pumpe på Valle

Pumpekarakteristikk

Totalt løftehøyde (H_T) for en pumpe finner man ved å legge sammen statisk løftehøyde (h_g) friksjonstap (h_f) og singulærtap (h_s).

$$H_T = h_g + h_f + h_s$$

Formel 2.2.4 Totalt trykkhøyde

En pumpes virkningsgrad er forholdet mellom effekt ut (P_{ut}) og effekt inn (P_{inn}). Virkningsgraden (η) for pumper til drikkevannsforsyning ligger vanligvis mellom 60 – 85 %.

$$\eta = \frac{P_{ut}}{P_{inn}}$$

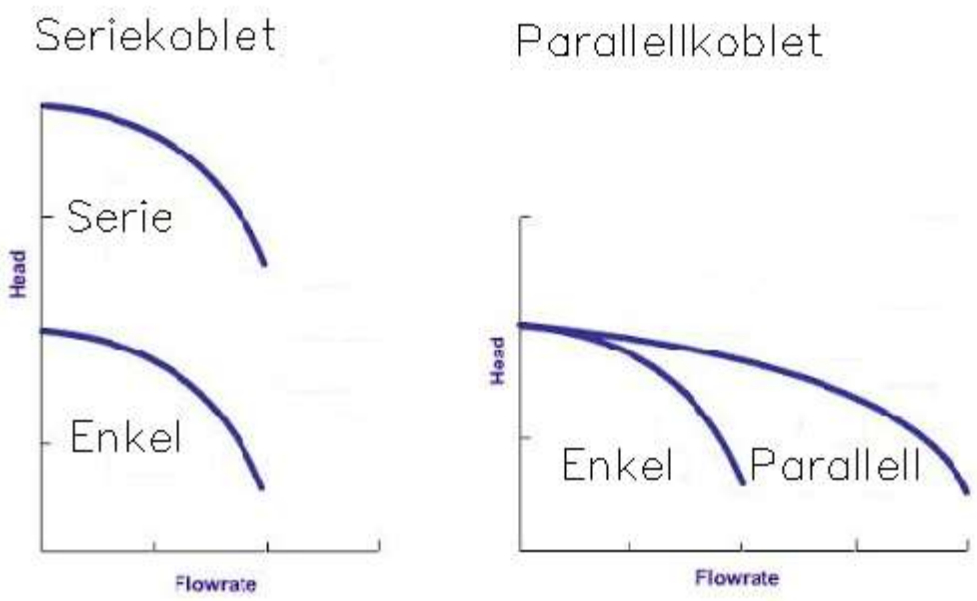
Formel 2.2.5 Virkningsgrad

Effektbehovet (P) til en pumpe kan beregnes ved å multiplisere volumstrømmen (q) med løftehøyden (H_T) og dividere på 102 (omregningsfaktor) multiplisert med virkningsgraden (η).

$$P = \frac{q \cdot H_T}{102 \cdot \eta}$$

Formel 2.2.6 Effektbehov

Avhengig om man ønsker økt trykk eller vannmengde er det mulig å koble pumper i parallell eller serie. Parallellkoblede pumper dobler vannmengden, trykket holdes konstant. Seriekoblede pumper dobler løftehøyden, vannmengden holdes konstant.



Figur 2.2.6 Serie- og parallellkoblede pumper

Affinitetslovene

Affinitetslovene gir endring i vannmengde, trykkhøyde og effektbehov etter omdreiningshastigheten, til løpehjulet i ei pumpe.

En dobling av omdreiningshastigheten (n) gir en dobling av vannmengden (Q).

$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{Q_1}{Q_2}$$

Formel 2.2.7 1. Affinitetslov

Dobling av omdreiningshastigheten (n) gir en firedobling av løftehøyden (H).

$$\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 = \frac{H_1}{H_2}$$

Formel 2.2.8 2. Affinitetslov

Dobling av omdreiningshastigheten (n) gjør at pumpa får et 8 ganger så stort effektbehov (P).

$$\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3 = \frac{P_1}{P_2}$$

Formel 2.2.9 3. Affinitetslov

Det er viktig å ta hensyn til affinitetslovene for styring av en pumpe, hvis omdreiningshastigheten senkes, reduseres effektbehovet drastisk. Halveres motorens hastighet blir effektforbruket 8 ganger mindre.

Turtallsregulering

Turtallsregulering av pumper skjer ved hjelp av en frekvensomformer. Turtallsregulering gir mykere start og stopp av pumper samt en trinnløs justering av pumpens turtall. Man kan turtallsregulere en pumpe på trykk eller vannmengde. Turtallsregulering gir ikke bare bedre kontroll, det er også energibesparende.

Pumper kan reguleres med strupemetoden. Dette kan sammenlignes med å gi full gass og samtidig bremse for å justere hastigheten. I vannforsyning er det som regel et varierende behov for mengde og trykk. Regulering ved hjelp av frekvensomformer gir store utslag i effektforbruket og kan være en viktig bidragsyter til energieffektivisering.

Det koster å investere i en frekvensomformer, men det gir ofte lavere energikostnader på sikt. Energiforbruket representerer over 80 % av livssykluskostnaden for en pumpe. Ved ikke å ta mer ut av pumpa enn det behovet tilsier, er det stort potensiale for kostnadsreduksjon. (Produktfakta 2011)

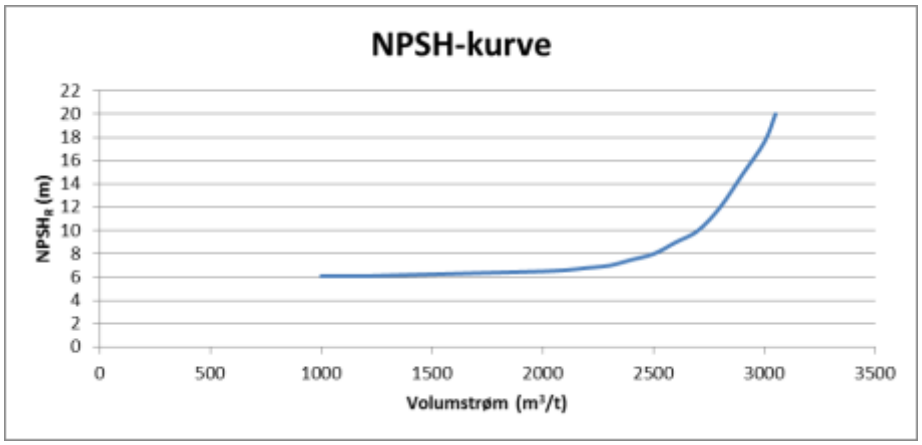
I et skriv fra Olje- og energidepartementet, Energi- og kraftbalanse mot 2020, er turtallsregulering av pumper nevnt med et eget avsnitt. Som eksempl for gjennomføring av energisparende tiltak for industrien. Da VA-sektoren er en prosessindustri for produksjon av næringsmidler, med et relativt stort kraftbehov bør dette vektlegges her.

«Turtallsregulering av pumper og vifter: Pumper, som drives av elektriske motorer, er ofte overdimensjonert. Resultatet blir unødig høyt energiforbruk ved at pumpene drives utenfor sitt optimale arbeidsområde. For å optimalisere pumpenes effekt er det behov for økt kompetanse hos dem som dimensjonerer pumpeløsninger. I tillegg vil bruk av frekvensomformer mellom nettet og pumpemotoren bidra til at pumpen arbeider ut fra optimale betingelser. Transportmengden blir styrt ved å variere turtallet på motoren. Potensiell energibesparelse ligger i området 10-20 prosent.» (Olje og Energidepartementet 1998)

Kavitasjon

Kavitasjon oppstår når trykket er lavere enn væskens metningstrykk. Når metningstrykket er nådd vil væsken fordampe og lage små dampbobler. Ved en pumpe oppstår dette når trykket på sugesiden er for lavt. I det vannet tilføres energi i pumpehuset, og trykket øker vil disse små dampboblene implodere. Når dampboblene kollapser vil det oppstå veldig høyt trykk og temperatur rundt disse boblene, dette varer bare noen mikrosekunder. Dette er allikevel nok til å skade pumpa. Hvis boblene imploderer nær pumpas vegger eller løpehjul kan de rive løs små deler av veggene og grave groper selv i stål når kavitasjonen har pågått lenge nok. Kavitasjon generer støy. Kontinuerlig strøm av kavitasjonsbobler kan høres ut som om pumpa er fylt med sand. Over tid vil dette skade pumpas komponenter. Løpehjul kan gå i ubalanse og skape vibrasjoner. Pumpas effekt vil svekkes over tid. Kavitasjon er et problem man må ta hensyn til i alle fagområder som omhandler bruk av pumper eller turbiner.

For å unngå kavitasjon er det viktig å opprettholde tilstrekkelig trykk på pumpas sugeside. Net Positiv Suction Head (NPSH) angir det absolutte trykket som må være tilstede ved pumpas sugeside for å unngå kavitasjon. NPSH-kurven er avhengig av mengden som pumpes.



Figur 2.2.7 NPSH kurve for pumpe ved Sundbyfoss

2.3 Hydrauliske forhold på ledningsnettet

2.3.1 Trykk

Trykkforholdene på ledningsnettet er viktig for å sikre stabil vannforsyning. I kommunenes distribusjonsnett bør trykket være mellom 20 og 80 mVs. Dette for å hindre skader på ledningsnettet, men også armatur og varmtvannstanker hos forbruker.

I et kommunalt ledningsnett er forsyningsområdet ofte delt inn i trykksoner, utfra topografi eller trykkbehov. En trykksone er avgrenset slik at vannet må passere en pumpe eller en reduksjonsventil. Et forsyningsområde deles inn i trykksoner for å sikre at trykket ligger innenfor aksepterte grenser på alle punkter i nettet. Et lavtliggende område vil kunne oppleve for høyt trykk om dette ikke reguleres. Det er derfor vanlig å skille ut området i en egen trykksone med trykkreduksjonsventiler for alle ledninger inn i trykksonen. Et høytliggende område kan skilles ut som en egen trykksone og forsynes med pumping. Av hensyn til forbruker er det viktig med et stabilt trykk på ledningsnettet. Høydebasseng og ringledninger er med på å stabilisere trykket.

Brann

VIV er ikke ansvarlig for brannvannsdekning til kommunene. Kommunene skal ha egne brannreserver i sine høydebasseng. Det er viktig at trykket ikke faller under 10 mVs ved brannuttak, eller andre uforutsette hendelser som for eksempel ledningsbrudd for å ha en sikkerhetsmargin mot undertrykk. Undertrykk kan føre til rørkollaps eller innsug av vann fra grøfta. I VIVs tilfelle er det ikke problem med innsug av avløpsvann som det er på andre kommunale vannledninger, da VIVs ledninger ligger i separate traseer.

I kommunenes tilfelle er brannvann ofte dimensjonerende faktor for ledningsnettet. Nettet kan dimensjoneres med relativt små ledningsdimensjoner og fungere godt under vanlige driftsforhold. Brannvannsuttakene vil derimot være mange ganger større enn det vanlige forbruket, derfor vil man behøve større dimensjoner. Krav til brannvannsuttak for boligfelt er 20 l/s, for særskilte brannobjekter som sykehus, industri og skole er kravet 50 l/s. Nettet må tåle en hurtig endring i volumstrøm og samtidig opprettholde tilfredsstillende vannforsyning.

Vannhastighet

VIVs ledningsnett er et hovedtransportsystem der lav vannhastighet normalt ikke et problem. Dette kan derimot være et reelt problem på kommunale ledningsnett. Normalt bør vannhastigheten ligge mellom 0,5 og 1,0 m/s, dette reduserer risikoen for begroing.

Ved brannvannsuttak kan det oppstå langt høyere hastigheter i ledningsnettet enn 1,0 m/s. Dette kan rive med seg avsetninger i ledningene som har bygget seg opp på rørveggene. I verste fall kan det rive med seg så mye avsetninger at stikkledninger tettes. Det vanlige er at forbrukere i berørte områder kan oppleve farget vann med høyt partikkel innhold. Dette er

normalt ikke helseskadelig, heller et estetisk problem. Ved en brannsituasjon vil uansett brannslukningen veie tyngst. (Reksten 2012)

Lav vannhastighet gir høy vannalder, som kan føre til dårlig smak og vekst av patogene mikroorganismer. Kombinasjonen av lav vannhastighet og støpejernsrør med sementmørtelforing kan føre til uønsket forhøyning av pH og kalkutfelling. Det bør i den enkelte kommune foreligge gode spyleplaner for å begrense disse problemene.

Selv om sikker brannvannsforsyning er viktig, skal helseaspektet overstyre dimensjoneringen. Hvis dimensjonene blir så store at vannalderen blir for høy slik at kvaliteten forringes, bør ledningen dimensjoneres slik at utskiftingen blir tilfredsstillende. Andre tiltak bør iverksettes for å sikre brannvannsforsyningen. En mulighet er å installere små gjennomstrømningsbasseng på lange endeledninger for å kunne redusere ledningsdimensjonen. (Engan 2012) Alternativt kan brannvann forsynes med tankbil til utsatte områder. Hvis bedrifter krever større mengder slokkevann kan det bli gitt krav om at bedriften anlegger egne basseng.

2.3.2 Trykkstøt

Et trykkstøt oppstår ved hurtig endring av volumstrøm. Dette skjer i trykkledninger hele tiden. Trykkstøt forekommer ved blant annet hurtig stenging av ventiler, eller start og stopp av pumper. Ved hurtig stengning vil væsken bråstoppe og trykkbølger vil forplante seg bakover i rørsystemet til enden av ledningen. Det kan være et fritt vannspeil, som et høydebasseng. Trykkbølgen vil deretter svinge frem og tilbake mellom vannspeilet og ventilen. Trykkstøtets størrelse varierer med flere faktorer, blant annet vannets strømningshastighet, rørets elastisitet, lengde og diameter.

For å illustrere trykkstøtproblematikken har vi valgt å benytte en strekning ved VIV som eksempel. På Valle er det plassert en pumpestasjon. Valle er lokalisert mellom høydebassengene på Gjøgri og Orerød, en strekning på 42 km. I beregningene er parameterne i tabellen nedenfor benyttet.

Tabell 2.3.1 Trykkstøt ved pumpestasjon Valle

Parametere		Enhet	Beskrivelse
K	2060	N/m^2	Vannets kompressibilitetsmodul
p	1000	kg/m^3	Væskens tetthet
D	0,974	m	Rørets innvendige diameter
S	0,024	m	Rørveggens tykkelse
E	$1{,}7 \cdot 10^{11}$	N/m^2	Rørmaterialets elastisitetsmodul
E_v	$2{,}3 \cdot 10^{9}$	N/m^2	Vannets elastisitetsmodul
Q_{dim}	1,1	m^3/s	Dimensjonerende volumstrøm
V_1	1,40	m/s	Vannets hastighet
L	42000	m	Ledningsstrekkets lengde
g	9,81	m/s^2	Tyngdens akselerasjon

Trykkbølgens forplantningshastighet er lik lydens hastighet. Lydens hastighet i vann (c) for et uelastisk rør er gitt ved følgende formel

$$c = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$$

Formel 2.3.1 Lydens hastighet i uelastisk rør

$$c = \sqrt{\frac{2060\,\frac{N}{m^2}}{1000\,\frac{kg}{m^3}}} = 1435\,\frac{m}{s}$$

Hastigheten i et rør vil bli noe lavere, da et rør alltid er noe elastisk. Et elastisk rør vil dempe trykkstøtet da røret vil strekke seg. Plastrør er derfor mer trykkstøtdempende enn stålrør da plast har en langt lavere elastisitetsmodul.

Formelen nedenfor tar hensyn til rørets elastiske egenskaper.

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho \cdot \left(\frac{1}{\mathrm{E}_v} + \frac{D}{\mathrm{S} \cdot E}\right)}}$$

Formel 2.3.2 Lydens hastighet i elastisk rør

$$c = \sqrt{\frac{1}{1000\,\frac{kg}{m^3} \cdot \left(\frac{1}{2{,}3 \cdot 10^9\,\frac{N}{m^2}} + \frac{0{,}974\,m}{0{,}024\,m \cdot 1{,}7 \cdot 10^{11}\,\frac{N}{m^2}}\right)}} = 1218{,}5\,\frac{m}{s}$$

Maksimal trykkøkning oppstår når stengingen av en ventil er hurtigere enn tiden trykkbølgen bruker på fram og tilbake på rørstrekningen. Maksimal trykkøkning er gitt ved følgende formel

$$\Delta H = \frac{(V_1 - V_2) \cdot c}{\mathrm{g}}$$

Formel 2.3.3 Maksimal trykkøkning

$$\Delta H = \frac{(1{,}40 - 0)\,\frac{m}{s} \cdot 1218{,}5\,\frac{m}{s}}{9{,}81\,\frac{m}{s^2}} = 174\,mVs$$

Maksimal trykkøkning, ved hurtig lukking, ΔH = 174 mVs. Dette er langt høyere enn driftstrykket og kan forårsake skader på ledninger og installasjoner.

For å unngå trykkstøt er det viktig å ha gode rutiner på stengning av ventiler. En momentan lukking er umulig å få til praksis, men hvis ventilen stenges raskere enn trykkbølgen bruker frem og tilbake på et rørstrekk vil trykkstøtet bli like stort som ved momentan lukking. Tiden bølgen bruker frem og tilbake kalles refleksjonstiden, T_r

$$T_r = \frac{2L}{c}$$

Formel 2.3.4 Refleksjonstid

Lukketiden for en ventil må derfor være lengere enn T_r for å unngå rask lukking. En langsom lukking, gir mindre trykkøkning. Avstanden mellom Gjøgri og Orerød er 42 km. Som beregningen under viser bør lukketiden være betydelig lenger enn 68,9 sekunder for å unngå trykkstøt.

$$T_r = \frac{2 \cdot 42 \cdot 10^3\ m}{1218{,}5\ \frac{m}{s}} = 68{,}9\ s$$

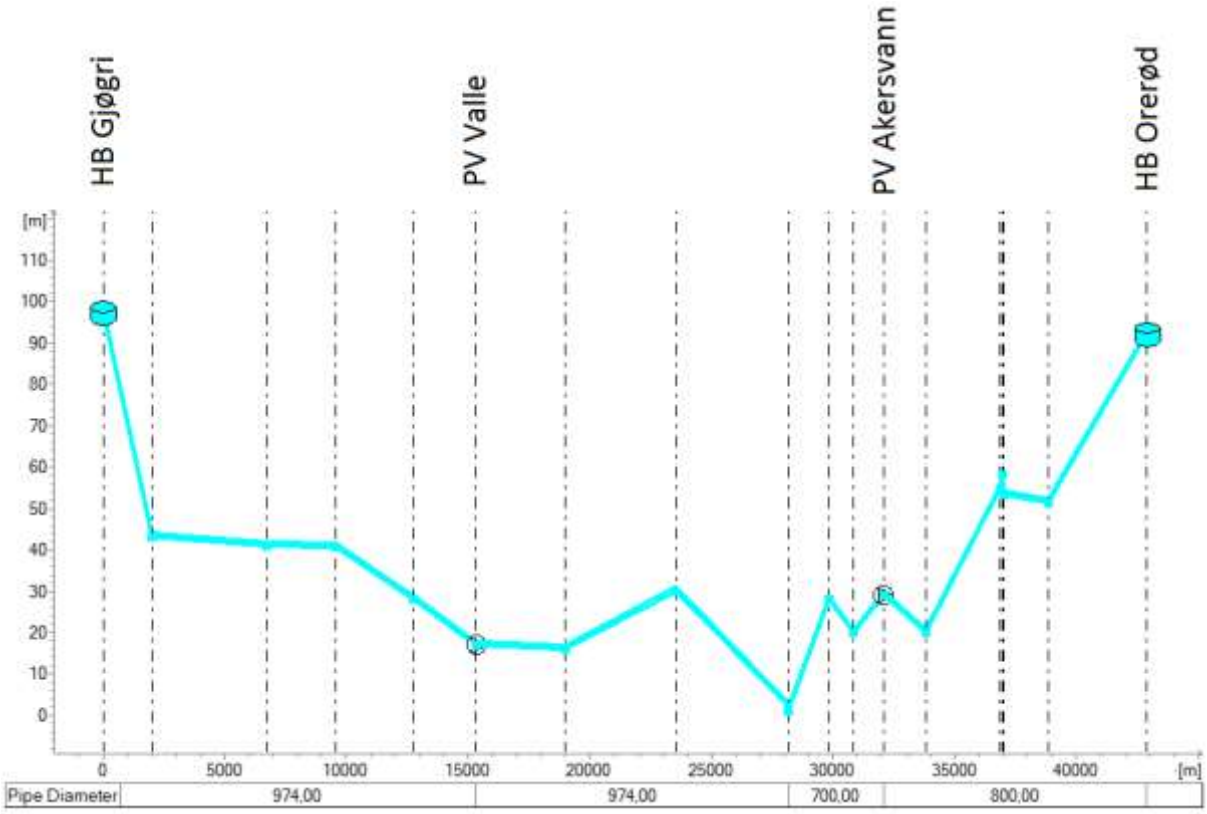
Det er flere tiltak enn langsom stengning som reduserer trykkstøt. Det kan være montering av svinghjul/lodd på pumper for langsom start og stopp. Frekvensstyring av pumper er gunstig da man har mulighet for å kontrollere hastighet for start og stopp. Start og stopp av pumper mot stengt ventil er også en viktig driftsrutine for å unngå trykkstøt.

Åpne vannspeil, som høydebasseng er trykkstøtdempende. Bassenget vil fungere som svingesjakt. Hvis det er mulig å redusere strømningshastigheten vil dette ha en positiv effekt ettersom endringen i strømningshastighet ved lukking vil bli mindre.

Det er også mulig å ha trykktanker med en innvendig gummimembran fylt med luft. Lufta i gummimembranen lar seg komprimere, i motsetning til vann som er tilnærmet inkompressibelt. Når luftputa komprimeres vil deler av energien fra trykkstøtet absorberes.

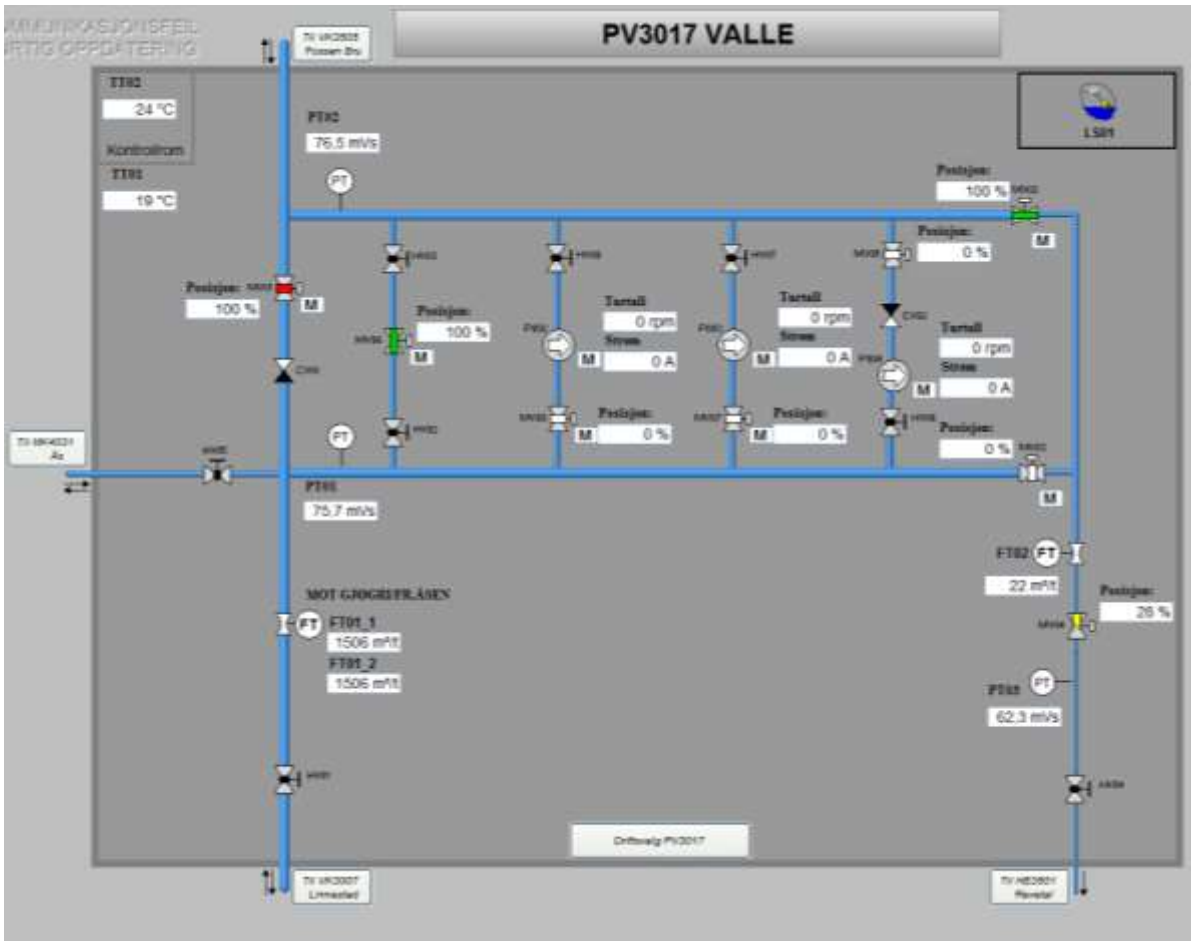
På VIV er ventilene motorstyrt ved hjelp av PLS. Hver ventil har en beregnet stengetid, større enn refleksjonstiden (T_r), for å unngå trykkstøt. De fleste pumpene hos VIV er frekvensstyrt. Dette reduserer risikoen for trykkstøt, men risikoen for pumpestopp vil allikevel alltid være tilstede.

Valle-pumpa ligger mellom Gjøgri og Orerød. Gjøgri ligger 103 moh, Valle 17 moh og Orerød 96 moh. Ved pumpestasjon Valle er det en bypass-ledning ved pumpa. Om pumpa skulle bråstoppe vil vannet strømme i bypass-ledningen. Dette reduserer endringen i strømningshastighet ved pumpestopp.



Figur 2.3.1 Lengdeprofil HB Gjøgri – HB Orerød (Vi har konvertert EPANET-modellen til MIKE Urban for å lage lengdeprofil)

VIV benytter også et system for innsugning av luft, med kontrollert utblåsning. Til dette benyttes en ARI-ventil. Det vil alltid være luft tilstede i en trykksatt ledning, ARI-ventilen samler opp og slipper ut luft for å hindre at det oppstår luftlommer i systemet. Hvis trykket faller vil ventilen åpne opp og suge inn luft for å hindre at det oppstår vakuum i ledningen. Ved et trykkstøt vil trykket falle raskt rett før trykkstøtet oppstår. Hvis det oppstår undertrykk på ledningen kan dette føre til at ledningen kollapser. Pumpestasjonene ved Seierstad, Eidsfoss og Bettum har installert ARI-ventiler.



Figur 2.3.2 Flytskjema pumpestasjon Valle fra kontrollsystemet til VIV

2.4 Vannforbruk

Vannleveranser fra norske vannverk var 472 l/pd i 2009. VIV leverte omtrent 434 l/pd i 2012. Den totale vannproduksjonen skal ikke bare dekke vannbehovet i husholdningen, men også vann til blant annet industri, skole og sykehus. I tillegg må man dekke tapet som følge av lekkasjer på ledningsnettet.

Drikkevannet vi får i krana benyttes til langt mer enn mat og drikke. Det benyttes også til blant annet klesvask, toalettspyling og hagevanning. Vannforbruket i en norsk husholdning er i gjennomsnitt omtrent 150 l/pd.

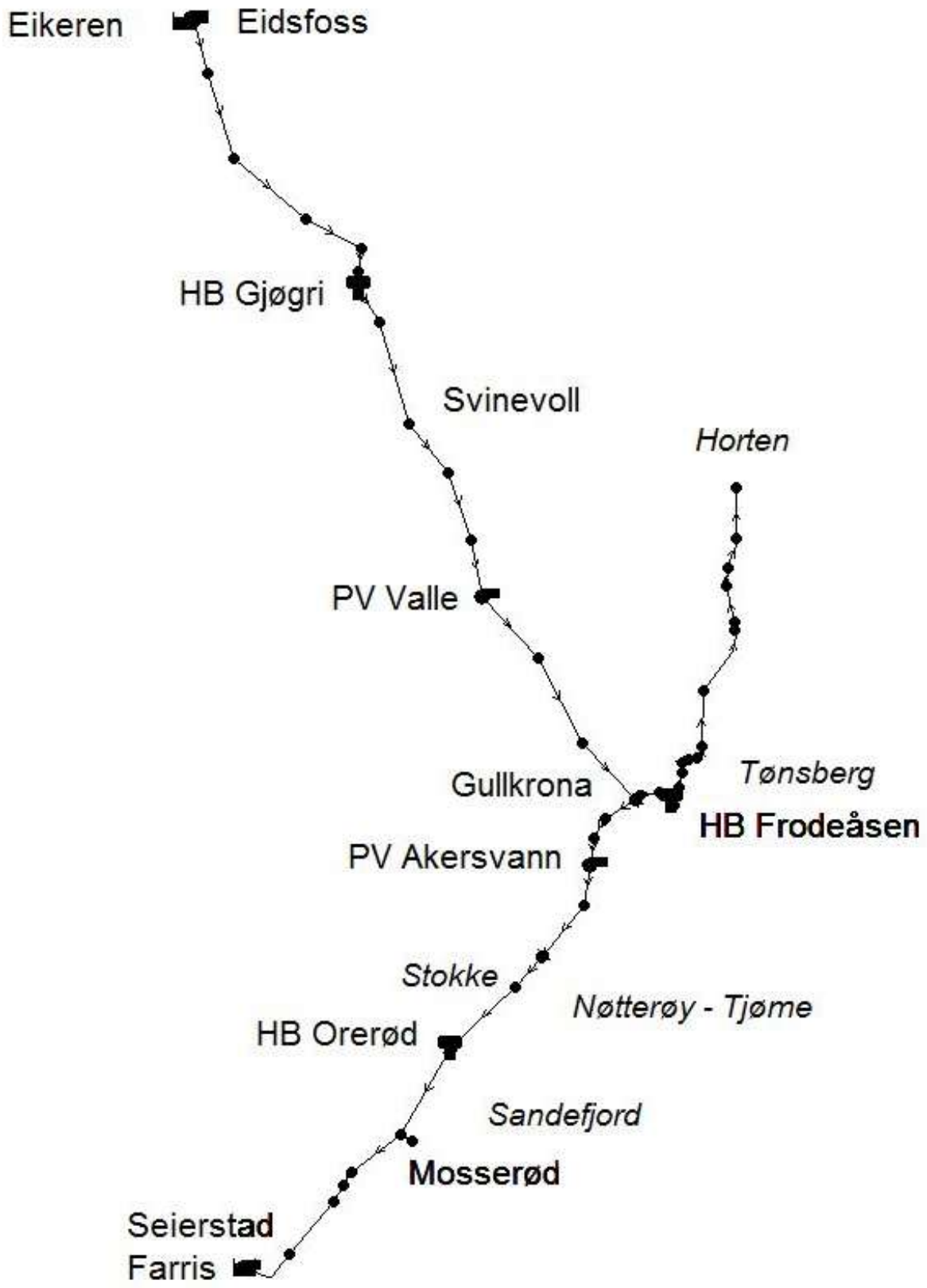
I tillegg til husholdningsforbruk skal vannproduksjon også dekke forbruk på skoler, sykehus, kontorer og våt industri, som bryggerier, slakterier, meierier osv. Det antas at gjennomsnittlig annet forbruk er 120 l/pd. (Norsk Vann 2012)

2.4.1 Lekkasje

I norske vannledningsnett er lekkasjene ofte store. Lekkasjeandelen varierer fra under 10 % til over 60 %. Gjennomsnittlig lekkasjeandel er på mer enn 44 % av vannproduksjonen. I forhold til andre vestlige land er dette svært høyt. På VIVs hovedforsyningsnett er lekkasjeandelen under 5 %. (Moskvil 2013)

Årsakene til dette er flere, blant annet at man generelt har høyt trykk på ledningsnettet på grunn av høydeforskjeller. Kaldt klima og varierende grunnforhold kan også føre til lekkasjer. Grensekostnaden ved å la en lekkasje være, er ofte liten, i forhold til å drive systematisk lekkasjesøking og reparasjon. Vannkildene er også som regel store, og vannmangel er derfor ikke et problem. (Norsk Vann 2012)

Del 3: Modellbeskrivelse og utførelse



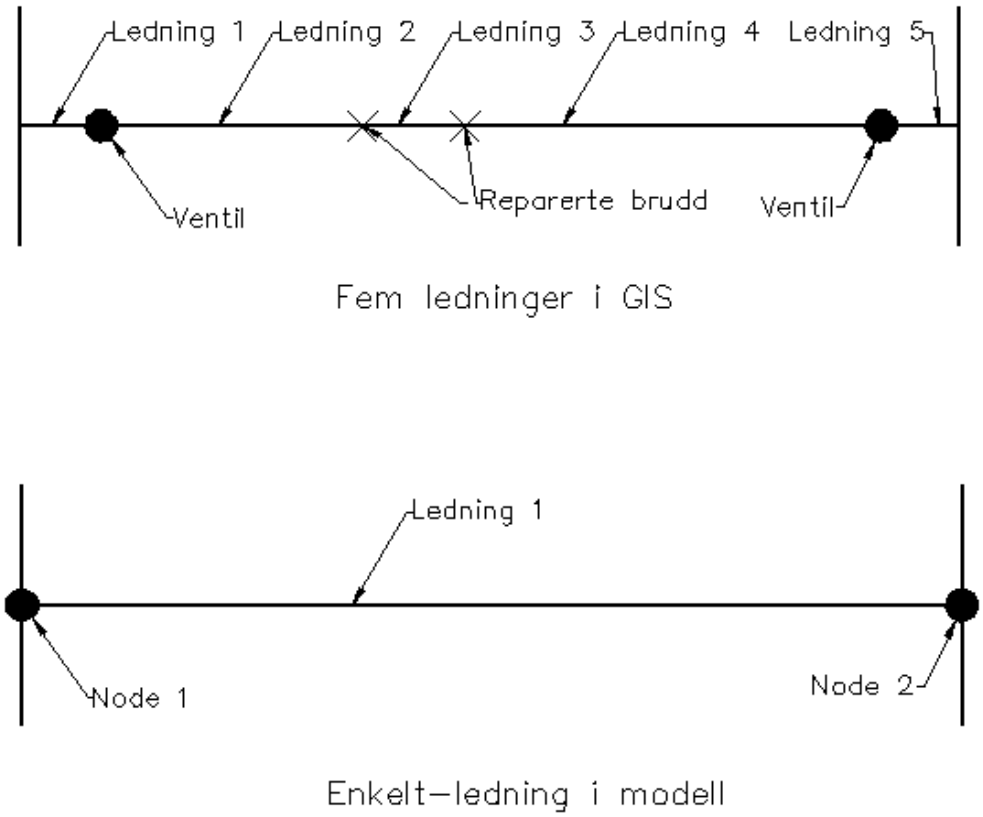
3.1 Oppbygging av modell

3.1.1 Datagrunnlag

Ved utarbeidelse av en nettverksmodell er datagrunnlaget viktig. Bruk av topografiske kart, «som bygget»-tegninger og GIS-data er nødvendig for oppbygging av en god modell. Datagrunnlaget er ofte ikke komplett, og det er tidkrevende å måle inn alle knutepunkter, høyder og lengder. 100 % nøyaktighet av dette datagrunnlaget er ikke avgjørende for en fungerende, representativ nettverksmodell. Et godt datagrunnlag vil øke modellens troverdighet. (Walski et al. 2003)

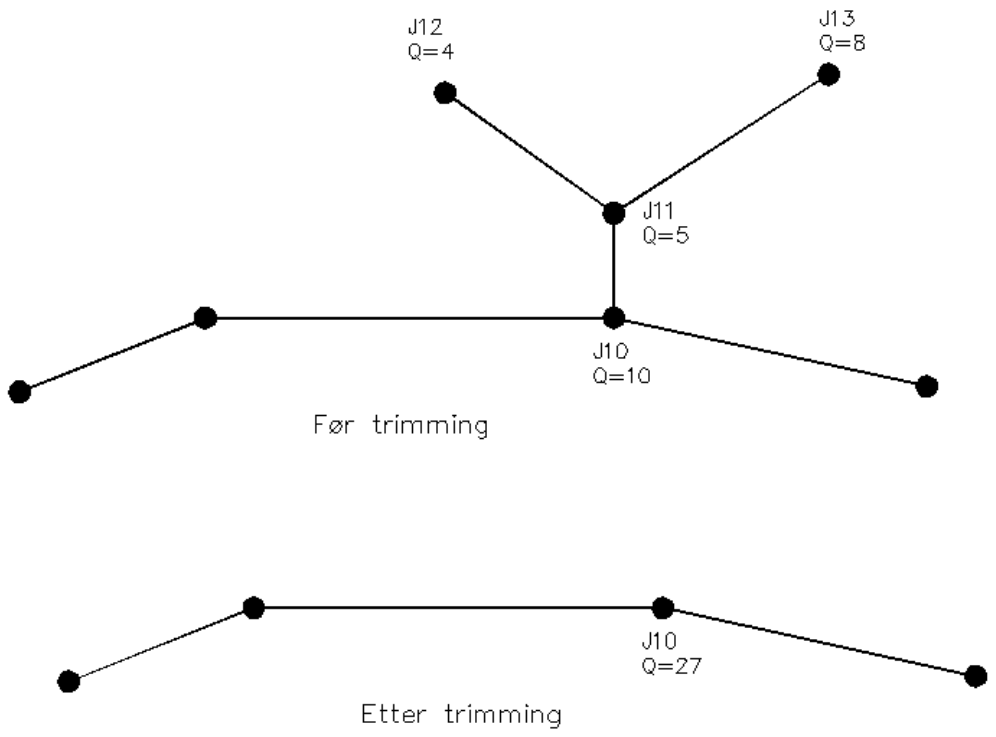
3.1.2 Forenkling av modell

Eksisterende GIS-data er ofte mer kompleks, og består av flere punkter enn hensiktsmessig for en god nettverksmodell. I GIS-systemet er ofte koordinater på reparasjoner, lufte- og tappeventiler lagt inn. Dette er knutepunkt som gjør modellen større og mer komplisert enn nødvendig for et godt resultat. Fjerning av disse gjør modellen mer oversiktlig og har ingen hydraulisk betydning for modellen. Det vil derfor ikke påvirke beregningene. (Walski et al. 2003)



Figur 3.1.1 Forenkling av modell - knutepunkt

Ledningsnettet består ofte av et hovednett med avgreninger. Om disse avgreningene ikke har et basseng i enden vil fjerning av disse og forflytting av uttak til avgreningspunktet ikke forandre kapasiteten i nettverket. Dette er en forenkling som fører til et mer oversiktlig nettverk uten at det påvirker resultatet merkbart. (Walski et al. 2003)



Figur 3.1.2 Forenkling modell - avgreninger

3.2 EPANET

EPANET er utviklet av U.S. Environmental Protection Agency, EPA, tilsvarende det norske Miljøverndepartementet. EPANET er offentlig utviklet programvare i USA og er regnet som offentlig materiale med åpen kildekode. EPANET kan derfor fritt kopieres og distribueres. EPANETs kildekode ligger til grunn for de fleste kommersielle modelleringsverktøy som Aquis, Mike Urban og Vannett. De kommersielle programmene er bygget rundt EPANET, men har ofte bedre brukergrensesnitt og flere funksjoner. Blant annet trykkstøtberegninger, oppkobling mot GIS-systemer og mulighet for å hente live-data inn i modellen.

EPANET kan simulere hydrauliske og vannkvalitetsmessige forhold i trykksatte rørsystem slik som:

- Ubegrenset modellstørrelse
- Friksjonstap med Hazen-Williams, Darcy-Weisbach eller Chezy Mannings formel.
- Singulærtap i for eksempel bend og armatur
- Modellere pumper med konstant eller variabelt turtall.
- Beregne energiforbruk og kostnader ved pumping.
- Modellere forskjellige typer ventiler. Dette kan være avstengings-, kontroll-, trykkregulerende og strømningsregulerende ventiler.

Man har også mulighet til å simulere vannalder og hvordan ulike kjemiske stoffer oppfører seg i nettet. Som for eksempel klorkonsentrasjon eller hvordan et giftstoff eller tracer sprer seg i nettet.

Simuleringsstatus

EPANET bruker mange ligningssett for å beregne volumstrøm, trykktap og trykk. EPANET itererer ved å endre volumstrøm, åpne eller stenge pumper, ledninger og ventiler for å få ligningssettene til å konvergere. Om EPANET får ligningssettene til å konvergere innen et gitt antall forsøk for alle «timesteps» i hele simuleringen vil man få «Run Status»; «Run Successful».

Om beregningene ikke konvergerer innen et gitt antall forsøk gir EPANET en advarsel og en statusrapport. I denne rapporten er feil, og når disse inntreffer oppgitt. Feil kan være brudd på EPANETs «regler». Eksempler er negative trykk og at pumpene ikke kan levere tilstrekkelig trykk eller vannmengde. Dette gjør at EPANET rapporterer: «System Unstable» og «System Unbalanced».

Om EPANET ikke lykkes med å få beregningene til å konvergere innen et oppgitt antall forsøk, fordi ledninger og pumper bytter «status» fra åpen til stengt, «fryser» EPANET statusen til ledninger og pumper til det de var ved siste forsøk. Programmet vil deretter forsøke beregningene 10 ganger til. Om beregningene da konvergerer vil man få en advarsel om at systemet kan være ustabilt («System may be unstable»), men EPANET har lykkes med å beregne alle parametere.

Årsaken til at EPANET åpner og stenger ledninger og pumper mellom hvert forsøk kan være at pumpekurven er for flat, dette fører til at EPANET slår av pumpa. En annen årsak kan være at man har lagt inn trykkgrenser som kontrollerer statusen til pumpa som er for nær hverandre. Dersom man får varselmeldingen «System Unbalanced» betyr det at EPANET ikke har klart å få beregningene til å konvergere. Dette vil si at beregningene ikke stemmer og man må justere pumpekurver og lignende, deretter forsøke på nytt. (Rossman 2000)

3.3 Modelloppbygging

1. **Innlegging av GIS-data**

   Modellen er bygget med informasjon fra Gemini, GIS-systemet VIV benytter. Ledningsinformasjonen er eksportert i SOSI-format. Dette er deretter behandlet og lagt manuelt inn i EPANET. Det var nødvendig å legge inn alle parametere manuelt i EPANET da filsystemene ikke var direkte kompatible. Det er mulig å eksportere direkte fra Gemini til *.inp* fil, filsystemet EPANET bruker. Men feil i utskriften fra VIVs Gemini-database gjorde at EPANET ikke klarte å lese filen direkte.

2. **Tilpasninger**

   I VIVs GIS-data var det enkelte høyder som manglet. Vi har benyttet Norgeskart for å finne disse høydene.

3. **Forenkling**

   Ledningsnettet er raffinert slik at det kun er elementene i nettet som har en direkte funksjon som er med i simuleringen. Vi har benyttet metodene omtalt i punkt 3.1.2. Nettet består av mange lufte- og tappekummer, disse har ingen betydning for simuleringen og er derfor ikke tatt med.

   Vi har forenklet modellen ved at kilden er plassert der renseanlegget ligger. Rentvannspupmene er plassert rett etter kilden. Inntaksledninger og rentvannsmagasin ved vannbehandlingsanleggene er ikke tatt med. Nettets grensesnitt går fra vannet er ferdigbehandlet til kommunenes overtakelsespunkt.

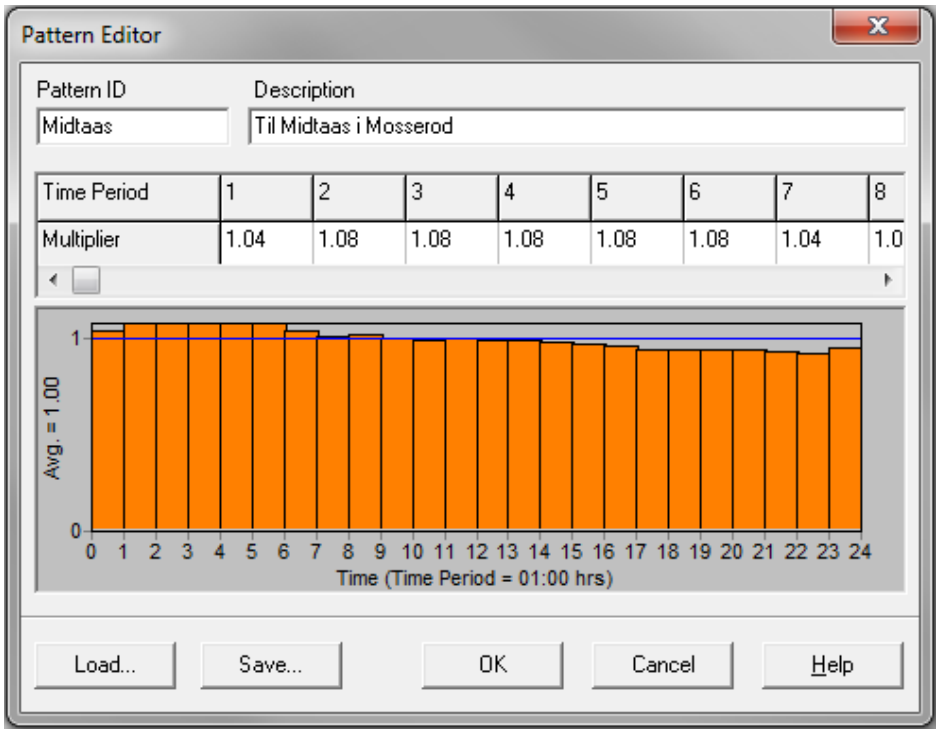
   Modellen er forenklet ved å utelate forbindelsen mellom Svinevoll og Damgata. Denne forbindelsen benyttes i hovedsak som en sikkerhetsforbindelse for å kunne levere vann mot Horten og Tønsberg.

4. **Forbruksdata**

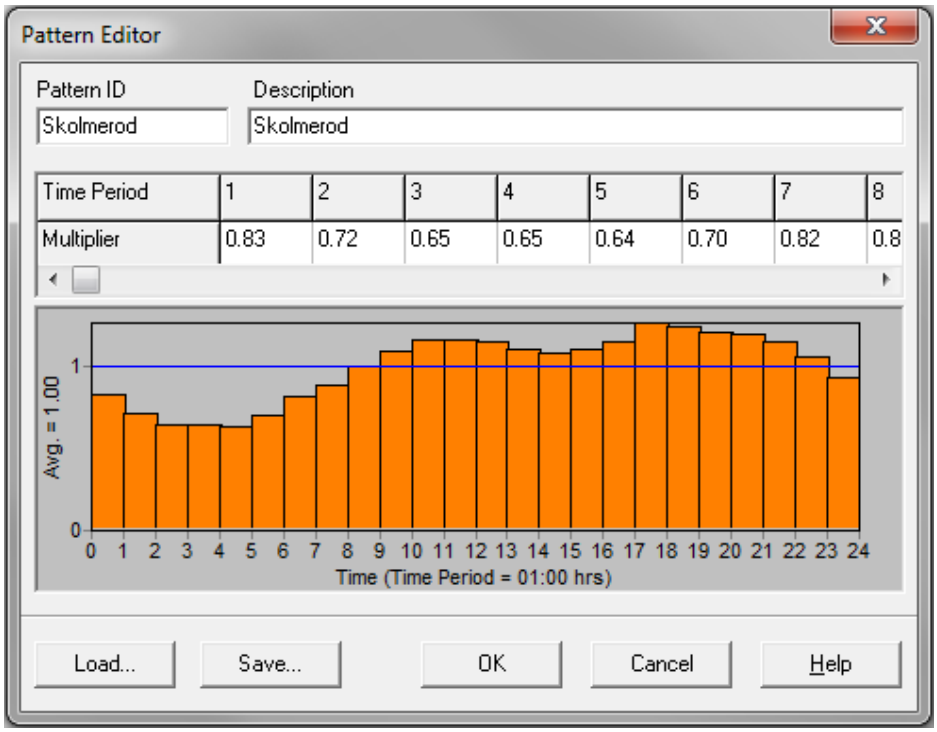
   Forbruksdata er hentet ut fra VIVs kontroll og overvåkningssystem, Cytec. Vi har hentet ut forbrukstrender for alle VIVs uttakspunkter til kommunene.

   Trendene er konvertert til Excel-format. Vi har plukket ut en vilkårlig uke (6 dager) for hvert uttakspunkt. Datagrunnlaget bestod av 2 – 3 verdier per time. For å lage timefaktor (k) har vi dividert det målte forbruket på gjennomsnittsforbruket over døgnet. Utfra dette har vi beregnet k-verdier for hver time, og beregnet gjennomsnittet av disse over en uke. Disse k-verdiene er lagt til grunnlag for timevariasjonskurvene.

   Figur 3.3.1 og Figur 3.3.2 viser to eksempler på timevariasjonskurver vi har laget for modellen. Figur 3.3.1 viser variasjon for vannleveranse mot et høydebasseng, mens Figur 3.3.2 leverer direkte til forbruker. Vi ser at Figur 3.3.1 er nesten flat, da det meste av variasjon i forbruk over døgnet tas ved hjelp av utjevningsvolumet i høydebassenget. Figur 3.3.2 viser to forbrukstopper som stemmer godt med et antatt husholdningsforbruk.

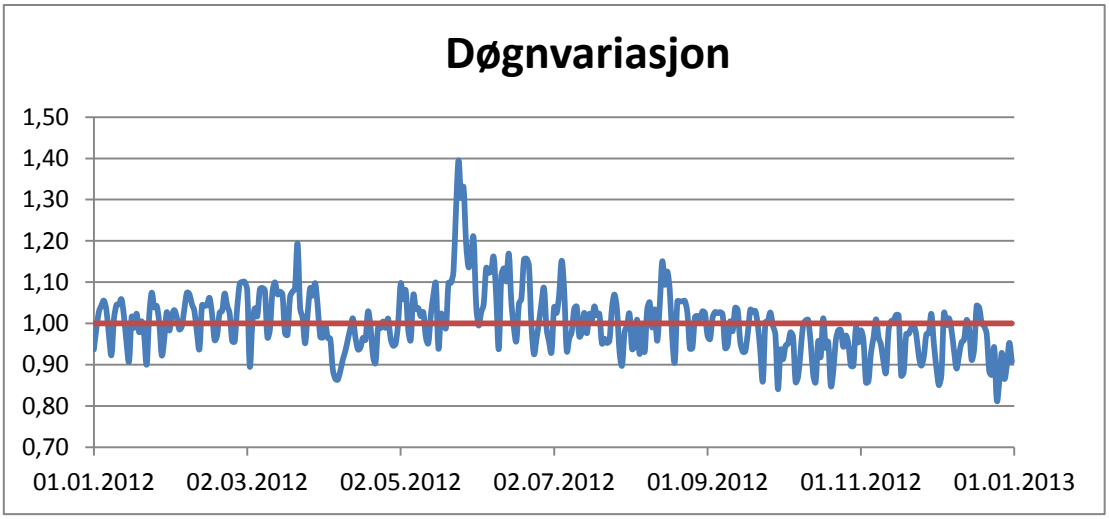


Figur 3.3.1 Timevariasjonskurve for leveranse mot høydebasseng



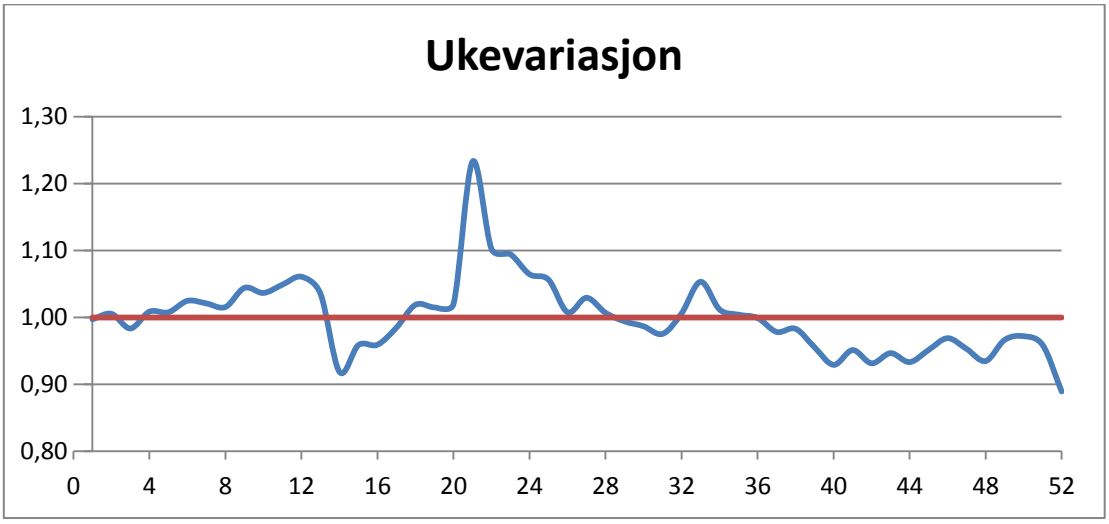
Figur 3.3.2 Timevariasjonskurve for leveranse direkte til forbruk

VIV logger døgnforbruk over året, dette er samlet i Gyrosoft, et loggføringssystem VIV benytter for å logge og beregne vannforbruk, lekkasje og vannkvalitet. Data fra Gyrosoft er benyttet for å beregne døgnfaktor (f-verdier) og bestemme middelforbruket for uttakspunktene.



Figur 3.3.3 Døgnvariasjon for produksjon ved VIV (2012)

Grafen ovenfor viser døgnvariasjonen for produksjonen ved VIV hvert døgn i 2012.



Figur 3.3.4 Ukevariasjon for produksjon ved VIV (2012)

Vi ser at ukevariasjon er mindre enn døgnvariasjon. Dette fordi ukeverdiene er beregnet ut fra snittet over uken, dette gjør at ekstremverdiene uteblir.

5. Pumpekarakteristikk

Pumpekarakteristikk, som pumpekurver og effektivitetskurver, er hentet ut fra produsentenes datablader og lagt inn i EPANET.

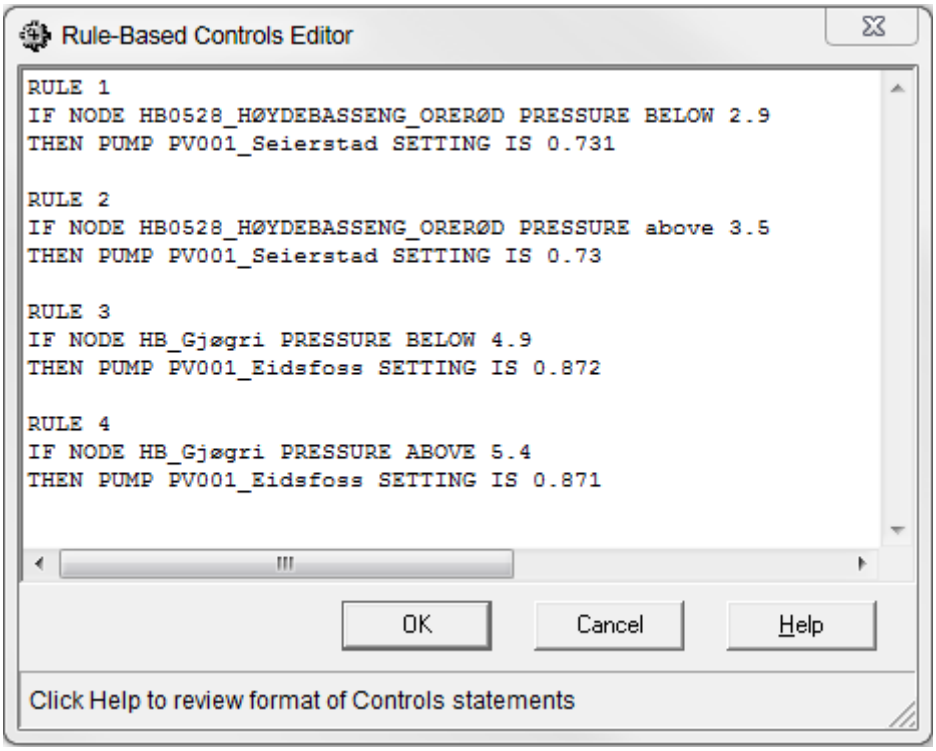
6. Kalibrering

Som et siste punkt i modelloppbygningen bør kalibrering gjennomføres for å sikre at modellen beskriver ledningsnettet riktig. Ved kalibrering er det mulig å finne feil og mangler samt å optimalisere modelldata til å beskrive ledningsnettet på best mulig måte. Dette kan for eksempel være å justere ledningsruhet mot virkelige trykktap. Modellen brukt i denne oppgaven er kun delvis kalibrert mot forbruksdata og trykkforhold.

3.4 Styring av høydebasseng

Figuren nedenfor er et eksempel av styring av pumper mot høydebassengnivåer. Når bassenget er nesten fullt justeres turtallet på pumpa ned. Når bassenget faller under en gitt verdi justeres turtallet opp. Dette er en måte å turtallsregulere pumper på i EPANET. Skal man ha «fullstendig» turtallsregulering, for eksempel 15 % turtallsendring opp og ned for hver pumpe, med små intervall, må man lage over 300 regler per pumpe. Dette kan gjøres i Excel, men det er tidkrevende og tungvint spesielt hvis man må gjøre endringer og justeringer. Vi har i oppgaven unnlatt å ha fullstendig turtallsregulering av pumpene.

For å få enkelte av modellene til å fungere måtte vi først regulere pumpene med «Rule-Based Controls» mot bassengene. Deretter klarte vi å justere turtallet på pumpene slik at vi fikk svingninger i bassengene og stabile trykk.



Figur 3.4.1 Eksempel på "Rule-Based Controls" i EPANET

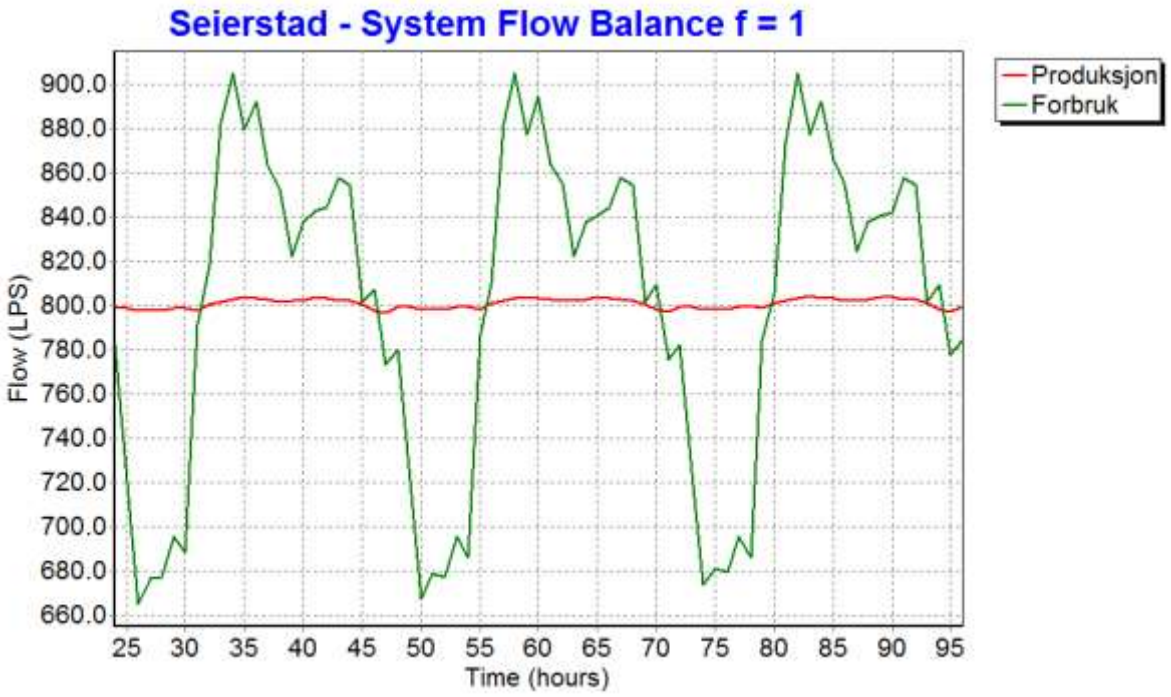
3.5 Simuleringer

Vi har simulert og bygget modeller for 100 % leveranse fra henholdsvis Seierstad og Eidsfoss. I tillegg har vi simulert flere samkjøringer av vannbehandlingsanleggene. Dette har vi gjort for fem forskjellige forbrukssituasjoner. Vi har forsøkt å kjøre modellene slik at det varierer minst mulig i produksjonen for enklere og billigere drift av vannbehandlingsanleggene.

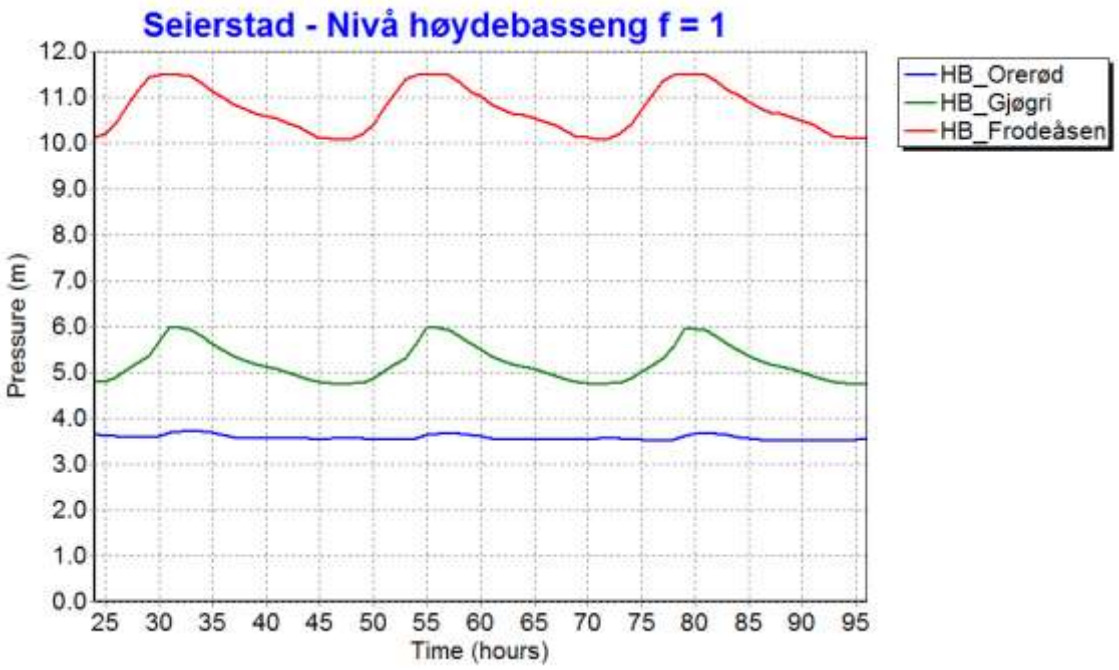
Nedenfor viser vi simuleringene ved kjøring av alt vann fra Seierstad, alt fra Eidsfoss og driftsoptimal samkjøring. Vi har valgt å presentere resultatene fra et middeldøgn. Vi presenterer ikke det første døgnet, da det tar tid å stabilisere modellen.

3.5.1 Alternativ 1: Alt vann leveres fra Farris

I dette scenarioet produseres alt vann ved Seierstad vannbehandlingsanlegg. VIVs anlegg er dimensjonert slik at hvert av vannbehandlingsanlegg kan forsyne hele nettverket alene. Seierstad var frem til 2006 det eneste vannbehandlingsanlegget ved VIV. Vi ønsker ved denne simuleringen å beregne merkostnaden om et vannbehandlingsanlegg skulle falle ut.



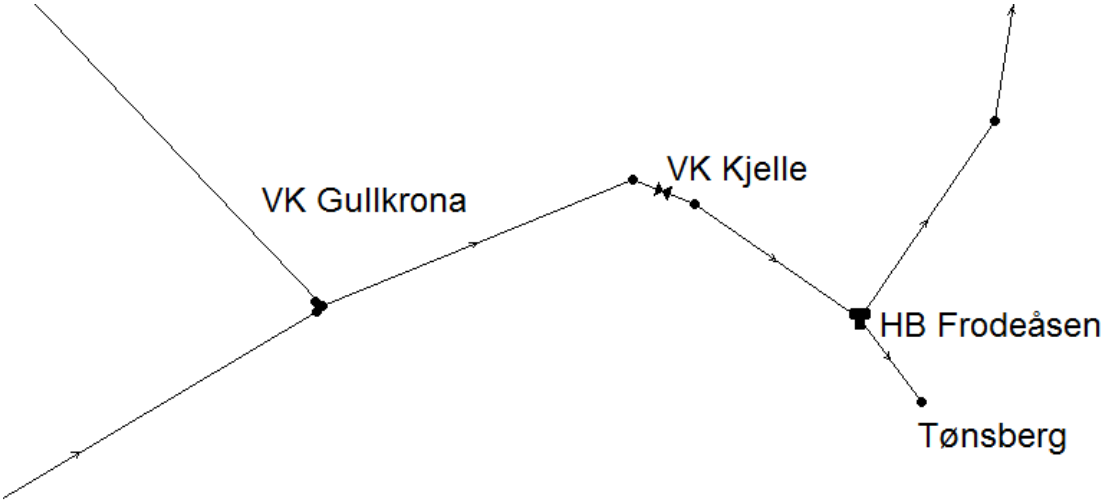
Figur 3.5.1 Forholdet mellom produksjon og forbruk når kun Seierstad driftes i et middeldøgn



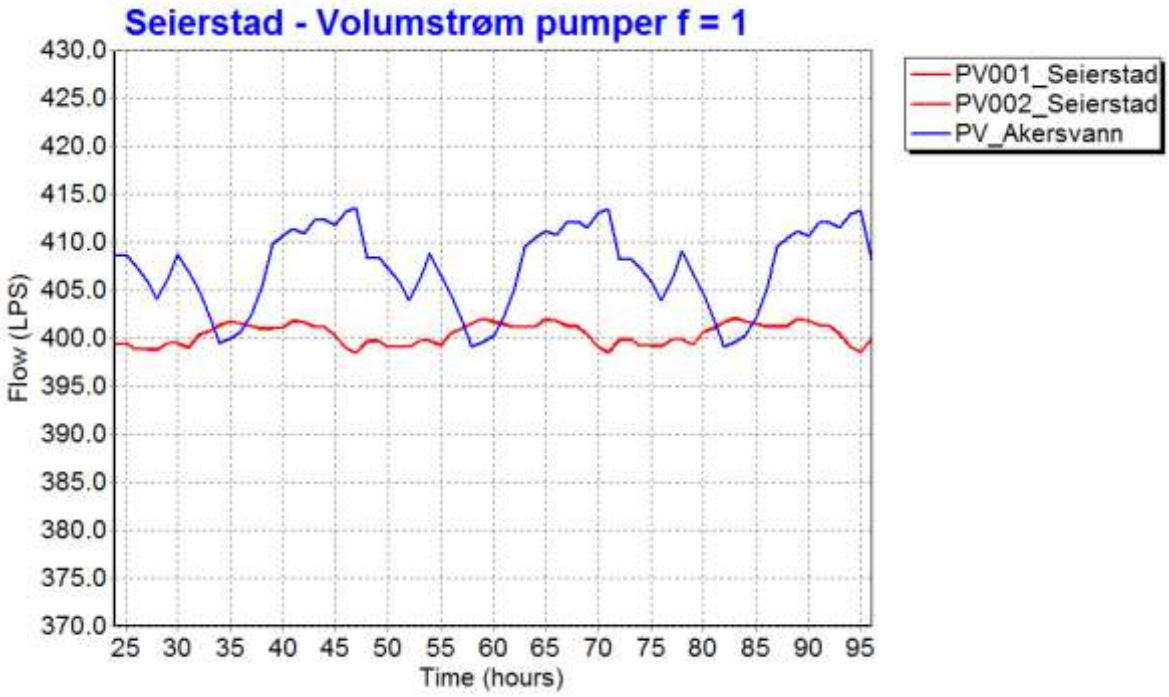
Figur 3.5.2 Oversikt over nivå i høydebassengene ved et middeldøgnforbruk, med kun Seierstad i drift

Bassengene Frodeåsen og Gjøgri pendler jevnt. Man kan se at bassengnivåene synker når forbruket øker om morgenen og fylles opp om kvelden. Det er lite variasjon i høydebasseng Orerød, fordi alt vann leveres fra Seierstad gjennom Orerød.

Det er lavere tap med pumping mot Frodeåsen enn Gjøgri. Det er derfor nødvendig å regulere vannmengden i ventilkum Kjelle. Dette har vi simulert ved å legge inne en strupet ledning i mellom Gullkrona og Kjelle, for å simulere reguleringen.

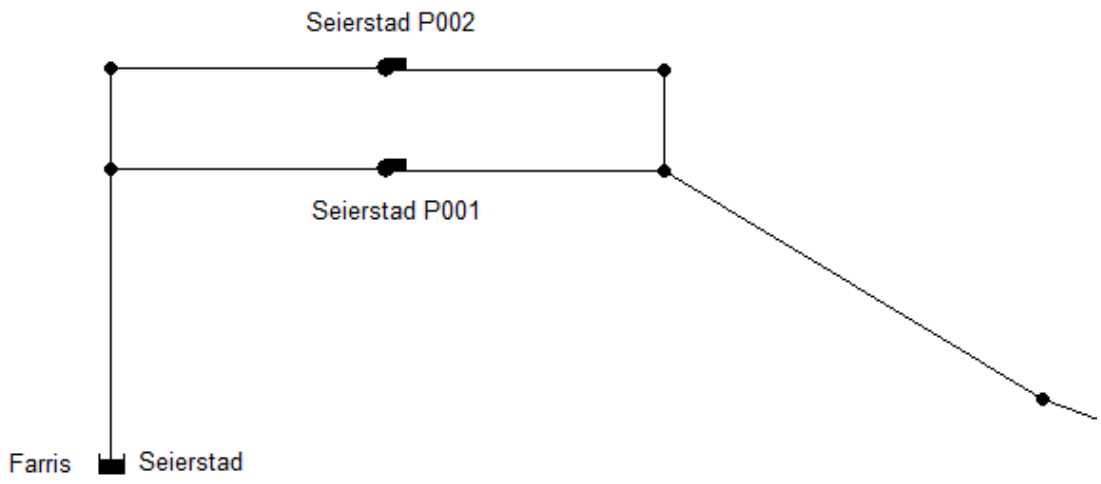


Figur 3.5.3 Reguleringen mot høydebasseng Frodeåsen. Her illustrert med strupeventil i ventilkum Kjelle



Figur 3.5.4 Volumstrøm for pumpene på Seierstad og Akersvann

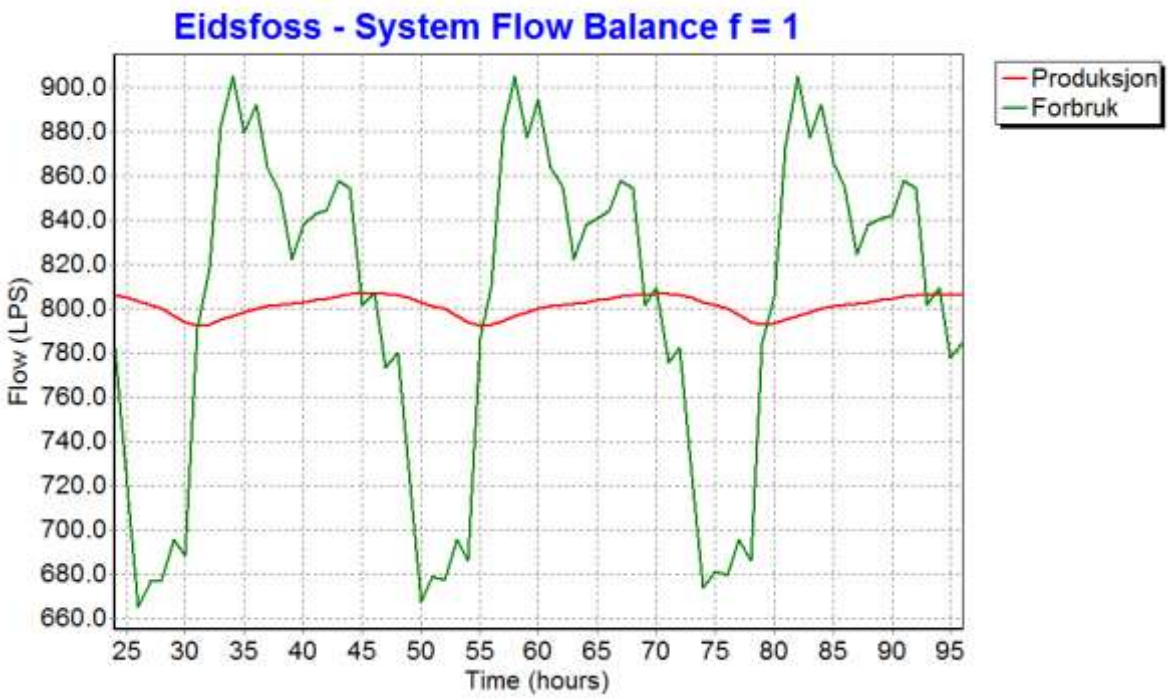
Figur 3.5.4 viser mengde som pumpes fra Seierstad og Akersvann. Det er to parallellkoblede pumper på Seierstad. Disse kjøres på samme turtall, derfor ligger grafene over hverandre. På grunn av vannmengden er det nødvendig å kjøre to pumper i et middeldøgn når alt kjøres fra Seierstad. Bildet under viser hvordan dette er lagt inn i modellen.



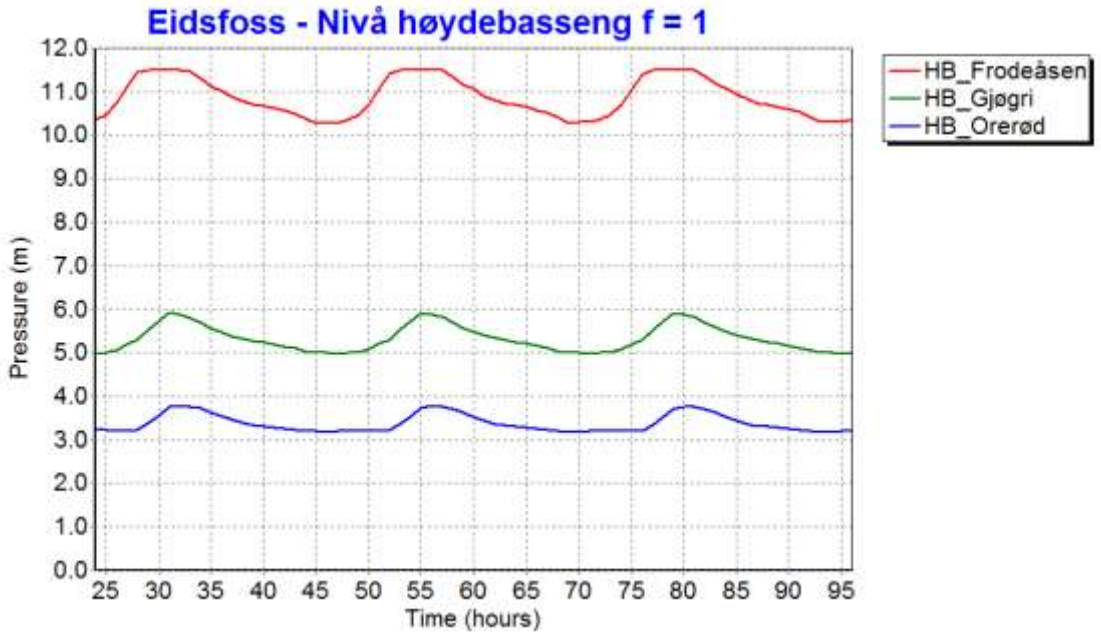
Figur 3.5.5 Modellutsnitt - Parallellkoblede pumper på Seierstad

3.5.2 Alternativ 2: Alt vann leveres fra Eikeren

I dette driftsscenarioet produseres alt vann ved Eidsfoss vannbehandlingsanlegg. Vi ønsker ved denne simuleringen å se om det er lønnsomt å forsyne hele nettet fra Eidsfoss, da vannbehandlingen på Eidsfoss er billigere enn på Seierstad.

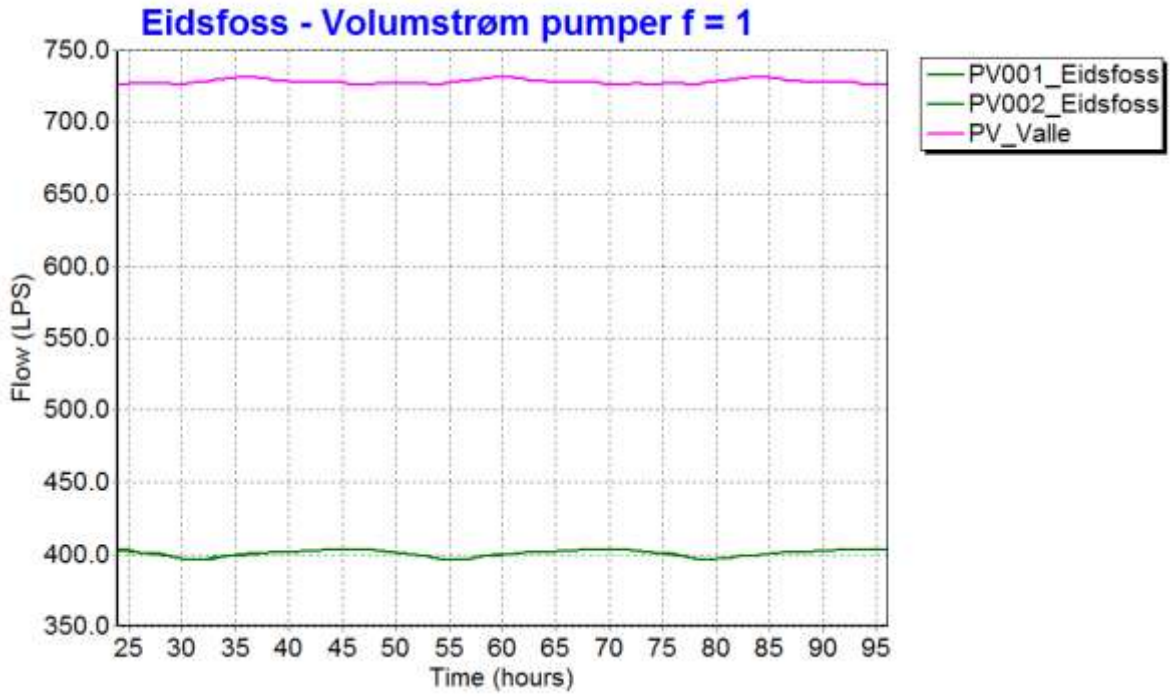


Figur 3.5.6 Forholdet mellom produksjon og forbruk når alt vann leveres fra Eidsfoss i et middeldøgn



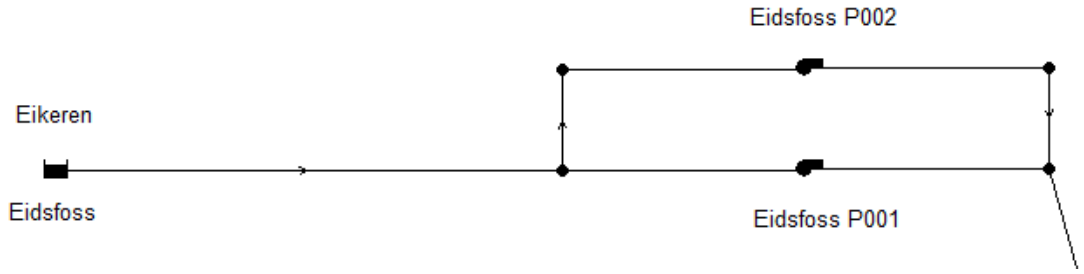
Figur 3.5.7 Oversikt over nivå i høydebassengene ved et middeldøgnforbruk, med kun Eidsfoss i drift

Bassengene pendler jevnt, og man kan se at bassengnivåene synker når forbruket øker om morgenen og fylles opp om kvelden. Det er lavere tap med pumping mot Frodeåsen enn Orerød. Derfor er det nødvendig å regulere vannmengden i ventilkum Kjelle for å få nok vann frem til Orerød. Det reguleres på samme måte som i scenarioet der alt vannet leveres fra Seierstad.



Figur 3.5.8 Volumstrøm for pumper på Eidsfoss og Valle

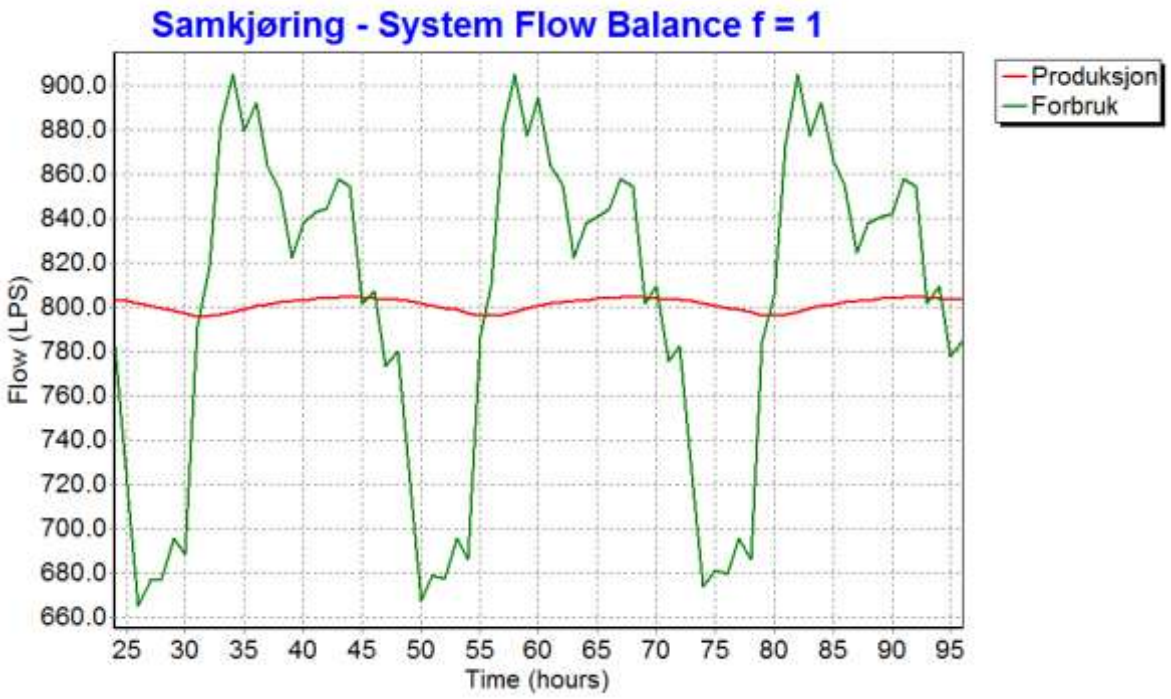
Figur 3.5.8 viser mengden som pumpes fra Eidsfoss og Valle. Valle-pumpa må driftes for å levere vann til høydebasseng Orerød. Det er to parallellkoblede pumper på Eidsfoss. Disse kjøres på samme turtall, derfor ligger grafene over hverandre i figuren. På grunn av stor vannmengde er det nødvendig å kjøre to pumper. Figuren nedenfor viser hvordan dette er lagt inn i modellen.



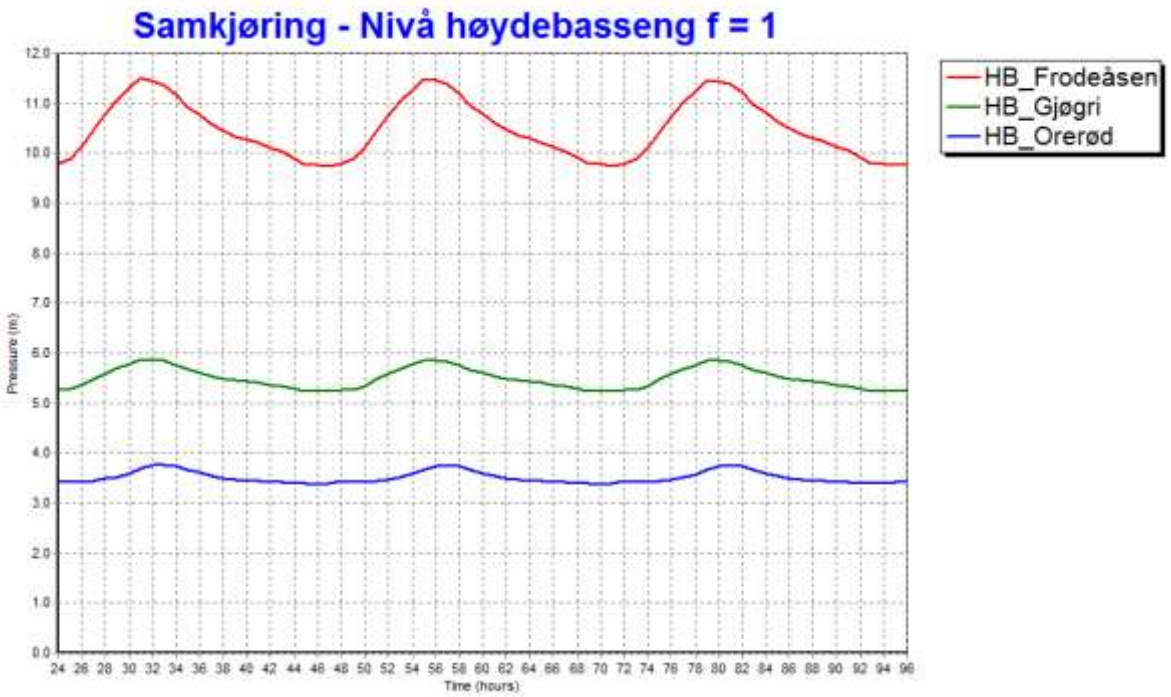
Figur 3.5.9 Modellutsnitt - Parallellkoblede pumper på Eidsfoss

3.5.3 Alternativ 3: Samkjøring av vannbehandlingsanleggene

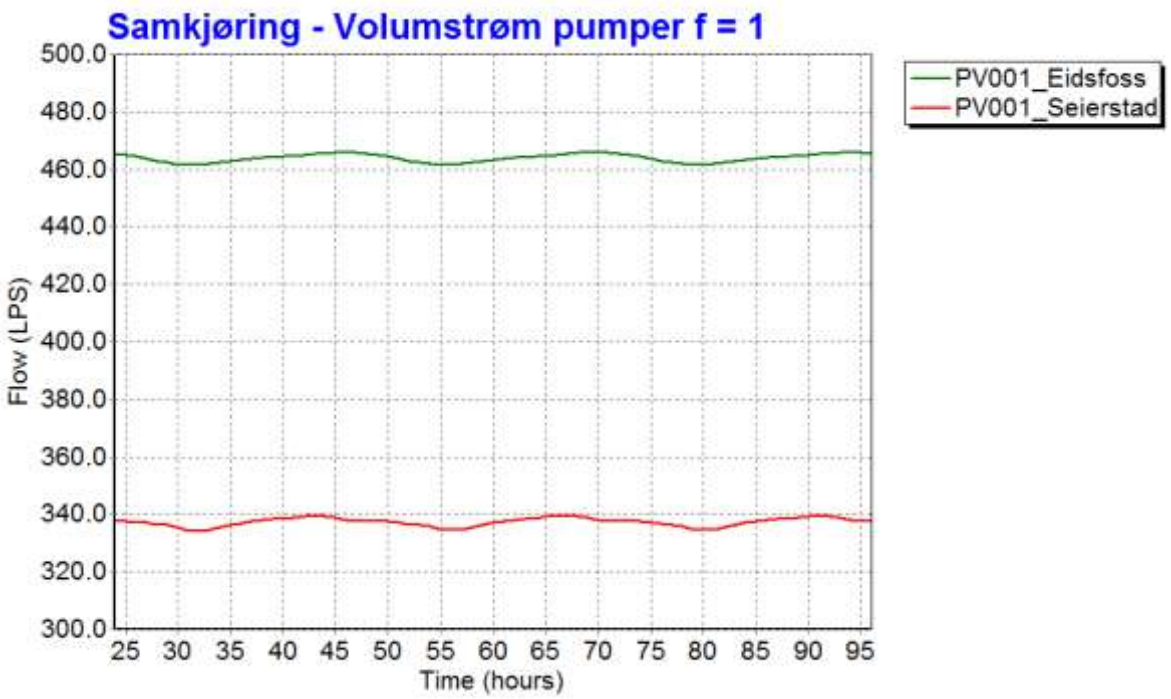
I dette driftsscenarioet samkjøres vannbehandlingsanleggene slik at leveransen til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom vannbehandlingsanleggene. For å få denne fordelingen av leveransen fra vannbehandlingsanleggene er det satt inn en struping før Kjelle på samme måte som vist tidligere.



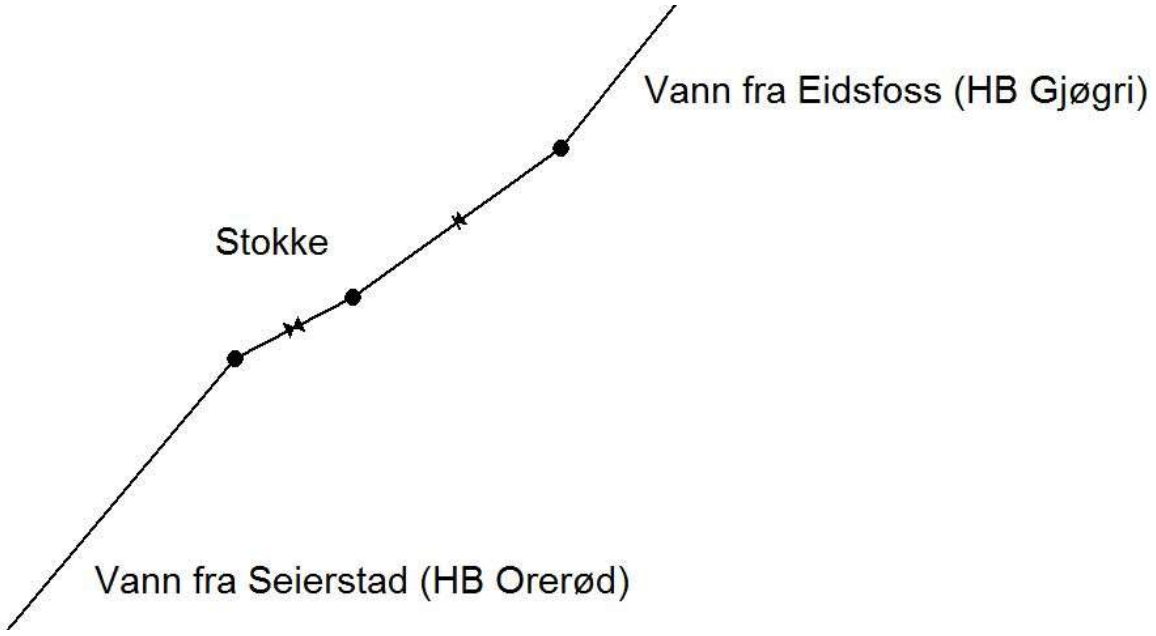
Figur 3.5.10 Forholdet mellom produksjon og forbruk når vannleveransen til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom vannbehandlingsanleggene



Figur 3.5.11 Nivå i høydebassengene når vannleveransen til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom vannbehandlingsanleggene



Figur 3.5.12 Volumstrøm for pumpene på Eidsfoss og Seierstad



Figur 3.5.13 Eksempel på regulering av vannleveransen til Stokke

I andre samkjøringsfordelinger har vi benyttet andre metoder for å fordele vannleveransen. For eksempel simulerer vi en fordeling av vannleveransen i Stokke, ved å legge inn tilbakeslagsventiler før Stokke fra Eidsfoss. Dette sikrer at vann ikke leveres fra Seierstad forbi dette punktet. I tillegg har vi lagt inn en struping rett før Stokke fra Seierstad for å begrense vannmengden som leveres herfra. Dette er nødvendig for å få en fordeling da trykket fra Orerød er høyere enn fra Gjøgri.

Del 4: Driftssituasjoner og økonomiske resultat

4.1 Økonomisk sammenligning av driftsscenarioer

For å velge ut forbrukssituasjonene grupperte vi forbruksdata fra 2012 og fant representative døgnverdier. Dette var nødvendig for å beregne en variabel årskostnad. EPANET gir kun mulighet for simulering med en forbruksverdi med variable timeverdier. Det er ikke mulig å legge inn døgnvariasjon. Derfor er det nødvendig å lage modeller for ulike døgnverdier.

Tabell 4.1.1 Gruppering av døgnverdier

f-verdi	Intervall		Antall døgn
0,9	0,80	0,95	90
1,0	0,96	1,05	188
1,1	1,06	1,14	48
1,2	1,15	1,25	10
1,3	1,26	1,40	4

Inndelingen er gjort for å beregne variabel årskostnad på en realistisk måte ved hjelp av modellen uten å kjøre alle forbrukssituasjoner. VIV har et stort forsyningsområde, derfor er den totale døgnvariasjonen over området liten i forhold til om man ser på den enkelte kommune.

4.1.1 Energikostnad

Kraftprisene varierer noe i VIVs forsyningsområde. VIV betaler det samme for kraften, uavhengig når på døgnet den brukes. Kraftprisen i 2012 har ligget på ca 0,60 kr/kWh. Etter avtale med VIV er det valgt å bruke 0,80 kr/kWh i våre beregninger, da det er ventet at kraftprisen vil stige.

4.1.2 Produksjonskostnad

Produksjonskostnadene er forskjellige ved de to vannbehandlingsanleggene. En årsak til at vannbehandlingen er dyrere ved Seierstad er at det tilsettes en koagulant. De variable kostnadene for Seierstad er 0,52 kr/m^3, ved Eidsfoss er det 0,37 kr/m^3. Eidsfoss må pumpe råvannet, dette utgjør omtrent 0,05 kr/m^3 av de variable kostnadene. På Seierstad går råvannet med selvfall i råsprengte tuneller og ledninger til vannbehandlingsanlegget.

4.1.3 Pumpekostnad

Det er mange pumper på VIVs ledningsnett. Pumpene leverer vann fra kilde til vannbehandlingsanlegg, fra vannbehandlingsanlegg til hovednettet. Andre øker trykket på hovednettet eller leverer vann fra hovednettet til kommunene. Vi har i modellen kun tatt med de pumpene som leverer vann til hovednettet eller øker trykket på hovednettet. Vi antar at kostnadene til pumpene som leverer til kommunene er faste. Råvannspumpekostnaden er lagt inn som en del av produksjonskostnaden.

4.2 Økonomiske resultat

Eidsfoss har den laveste variable produksjonskostnaden, 0,37 kr/m^3. Derfor lønner det seg generelt å levere mest mulig fra Eidsfoss med selvfall fra høydebasseng Gjøgri. Når friksjonstapet overskrides for selvfallsledningen, eller man skal levere opp mot høydebasseng Orerød må pumpestasjon Valle igangsettes. Da overskrider fort merkostnaden ved pumping fra Eidsfoss produksjonskostnaden på Seierstad.

Nedenfor har vi lagt inn resultatene fra modellen og lagt til produksjonskostnadene. Dette for å finne den mest optimale samkjøringen av vannbehandlingsanleggene.

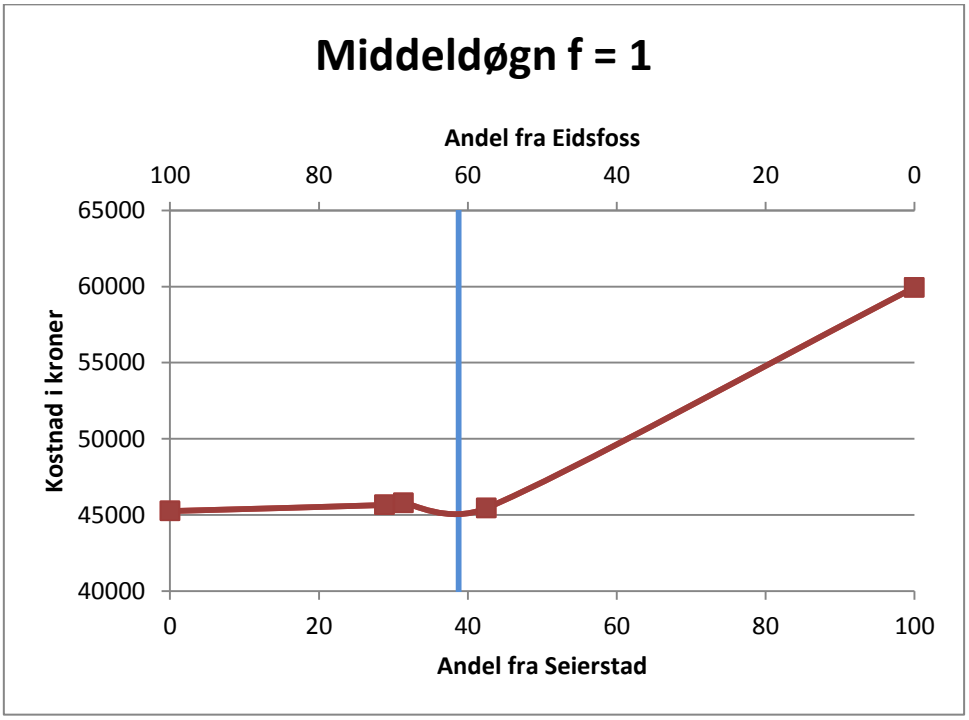
Tabell 4.2.1 Beregninger for de scenarioene vi har simulert for middeldøgnet

Samkjøring f = 1,0		
Total døgnproduksjon	69379	m^3
Kraftpris	0,80	kr/kWh
Produksjonskostnad Seierstad	0,52	kr/m^3
Produksjonskostnad Eidsfoss	0,37	kr/m^3

Produksjonsfordeling (m^3)	Alt fra Eidsfoss	Til Orerød	Fordeling Stokke	Fordeling Nøtterøy	Alt fra Seierstad
Seierstad	0	20009	21841	29570	69421
Eidsfoss	68833	49423	47779	40033	0
Modellavvik	0,992	1,001	1,003	1,003	1,001
Produksjon (%)					
Seierstad	0	29	31	42	100
Eidsfoss	100	71	69	58	0
Kostnad (kr)					
Pumpekostnad	19435	17003	16928	15410	23871
Produksjonskostnad	25468	28691	29036	30189	36099
Total	44903	45694	45964	45599	59970
Sum korrigert for avvik	**45260**	**45659**	**45805**	**45452**	**59934**

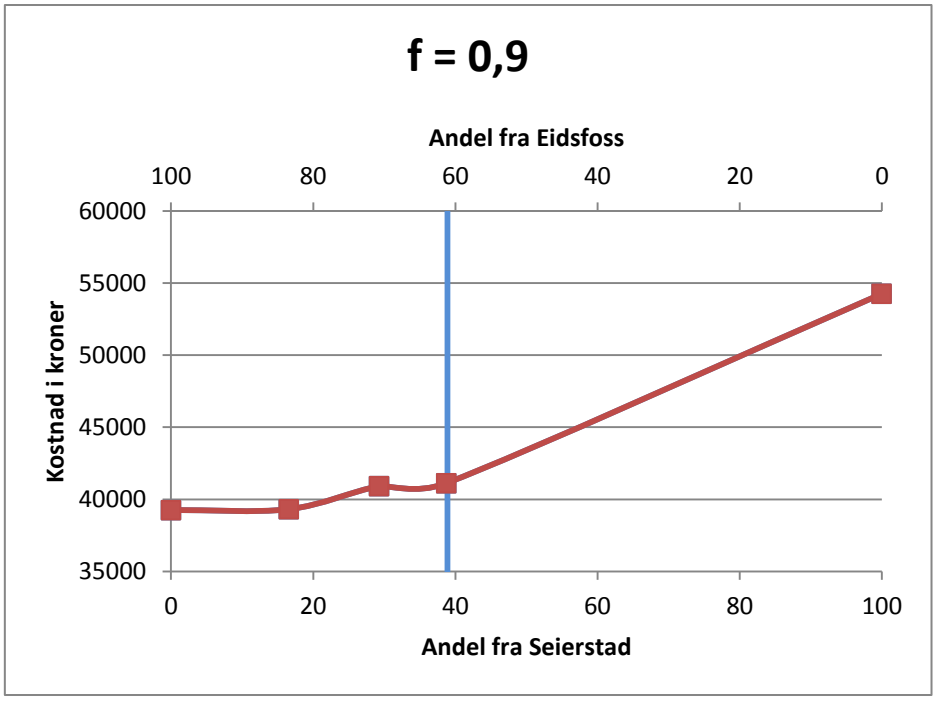
Tabell 4.2.1 viser ulike driftscenarioer for middeldøgnet. Scenarioene varierer noe fra hver forbrukssituasjon. Tabellene for de resterende forbrukssituasjonene ligger vedlagt. Modellavviket viser prosentvis hvor mye mer vann som produseres i modellen i forhold til det beregnede forbruket. Både produksjon- og pumpekostnader er korrigert for dette avviket.

Den blå, vertikale linjen i grafene nedenfor illustrerer VIVs kjøring av vannbehandlingsanleggene, i gjennomsnitt ved samkjøring, for de gitte forbrukssituasjonene.



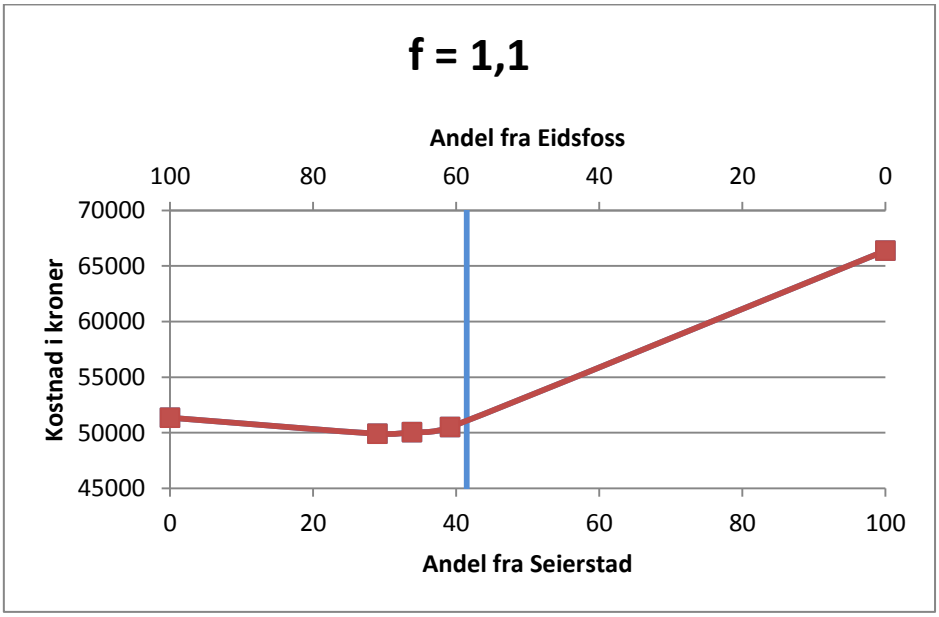
Figur 4.2.1 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene i et middeldøgn

Grafen ovenfor viser variable kostnader ved ulik leveringsandel fra Seierstad og Eidsfoss. I et middeldøgn er kostnaden tilnærmet lik om man leverer alt fra Eidsfoss og opp mot 42 % fra Seierstad. Dette betyr i praksis at mesteparten av vannet til Nøtterøy og Tjøme leveres fra Seierstad, mens områdene nord for Akersvann forsynes fra Eidsfoss. Da det er ingen eller svært liten kostnadsforskjell, vil vi av sikkerhetsmessige hensyn anbefale å ha en blandet levering med begge vannbehandlingsanlegg i drift.



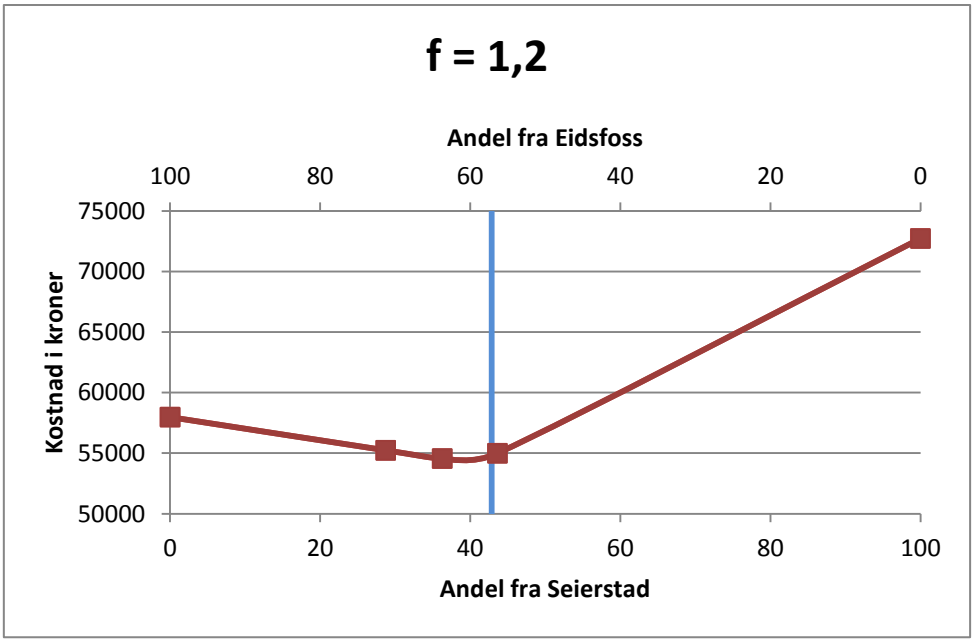
Figur 4.2.2 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 0,9

I et døgn der forbruket er 90 % av et middeldøgnsforbruk er det lønnsomt å levere mest mulig fra Eidsfoss. Økonomisk er det ingen forskjell på å levere alt vann fra Eidsfoss eller å levere omtrent 18 % fra Seierestad. Av sikkerhetsmessige hensyn anbefaler vi at Seierstad leverer 18 %, det vil si en blanding ved Mosserød. Eidsfoss forsyner dermed høydebasseng Orerød.



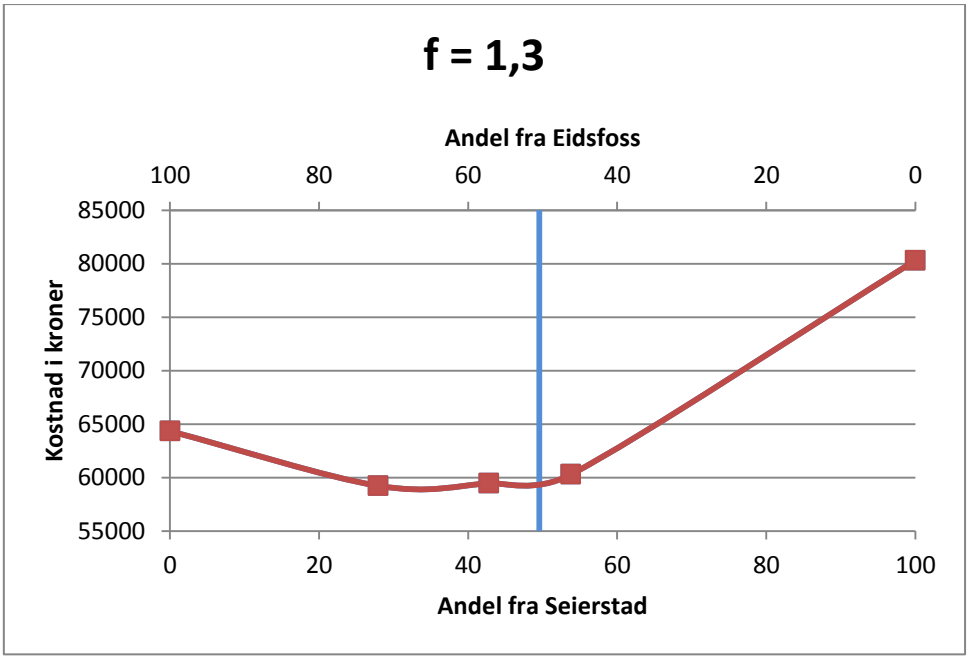
Figur 4.2.3 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,1

I 1,1-døgnet er det lønnsomt å levere omtrent 29 % av vannet fra Seierstad. Dette vil si at høydebassenget på Orerød blir forsynt fra Seierstad, og områdene nord for Orerød forsynes fra Eidsfoss.



Figur 4.2.4 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,2

I 1,2-døgnet er det driftsoptimalt å levere vann fra Eidsfoss til Nøtterøy og Tjøme. Forbruket til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom Seierstad og Eidsfoss. Dette fordi Eidsfoss kan forsyne frem til dette området uten å starte pumpa på Valle.



Figur 4.2.5 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,3

I 1,3-døgnet det tilnærmet samme kostnad ved å levere vann fra Seierstad til Orerød eller å levere vann fra Seierstad helt frem til Gullkrona.

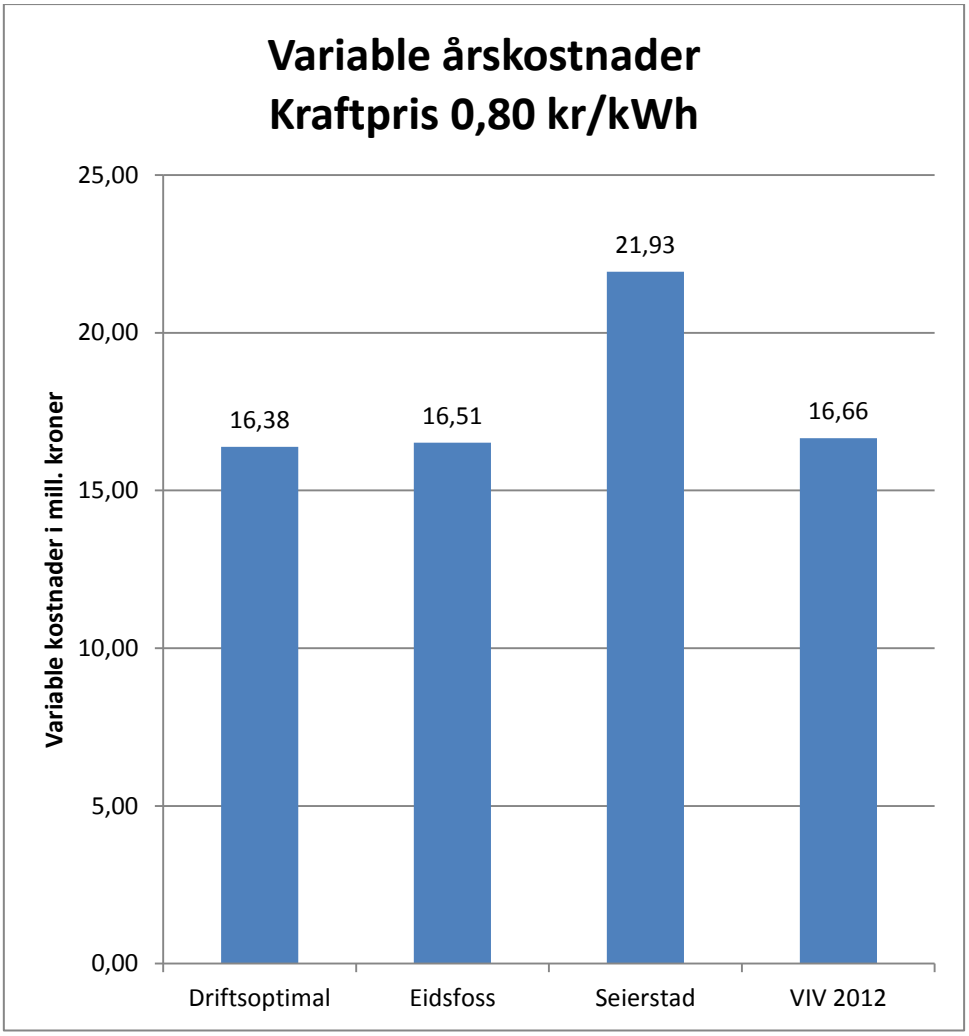
4.3 Årskostnad

Vi har beregnet en variabel årskostnad ved å benytte grupperingen i Tabell 4.3.1. Tabellen viser inndeling av døgn i forhold til forbruk, og hvordan VIV har kjørt vannbehandlingsanleggene i 2012. VIV har i lengere perioder kun kjørt Eidsfoss.

Tabell 4.3.1 Gruppering av f-verdier og gjennomsnittlig produsert andel fra Seierstad 2012

f-verdi	Intervall f-verdi		Antall døgn	Produksjon Seierstad (%)	Produksjon Seierstad v/ samkjøring (%)	Samkjøring (døgn)	100 % Seierstad (døgn)	100 % Eidsfoss (døgn)
0,9	0,8	0,95	95	36	39	86	1	8
1,0	0,96	1,05	206	29	39	153	1	52
1,1	1,06	1,14	51	24	41	29	0	22
1,2	1,15	1,25	10	39	43	9	0	1
1,3	1,26	1,4	4	50	50	4	0	0

Figuren nedenfor viser variable årskostnader for optimal samkjøring, 100 % fra Eidsfoss, 100 % fra Seierstad og VIVs drift av vannverket i 2012.



Figur 4.3.1 Variable årskostnader

Figur 4.3.1 viser at VIV har kjørt vannverket tilnærmet optimalt i 2012. Resultater fra simuleringene viser at forskjellen i variable kostnader er kr 280.000. Hvis Seierstad skulle falle ut vil 100 % leveranse fra Eidsfoss gi en merkostnad på kr 130.000 over et år. De variable kostnadene er under 1 % høyere enn driftsoptimal samkjøring. Dette er fordi flertallet av døgnene i året ligger nær middelforbruket, da er 100 % produksjon fra Eidsfoss rimeligere enn samkjøring av vannbehandlingsanleggene. 100 % leveranse fra Eidsfoss er også det driftsoptimale i døgn med lavere forbruk enn middeldøgnet.

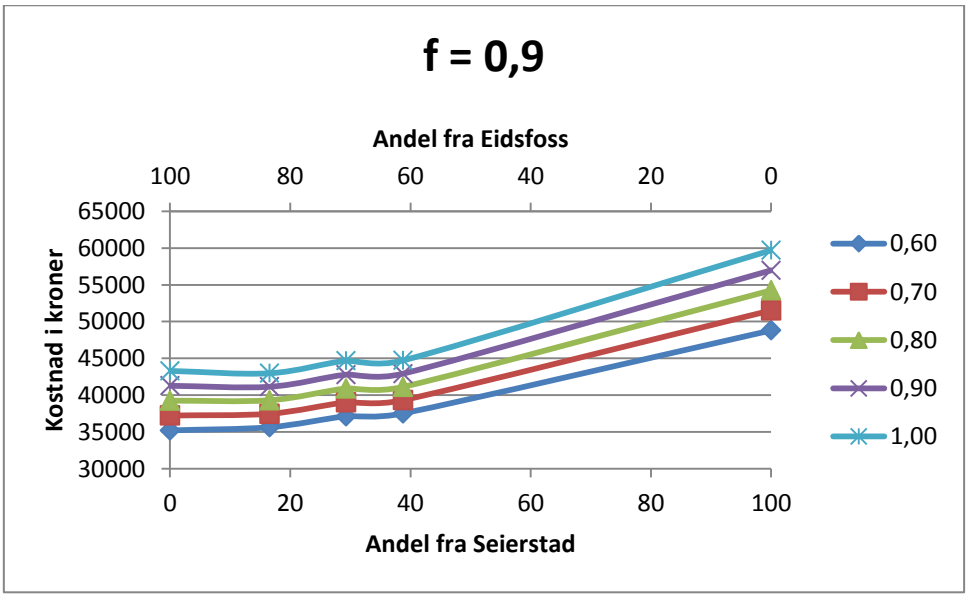
Om Eidsfoss skulle falle ut et helt år vil merkostnaden ved 100 % leveranse fra Seierstad være kr 5.580.000, 34 % høyere variable kostnader enn driftsoptimal samkjøring. Det er derfor viktig å ha så lite nedetid på Eidsfoss som mulig.

4.4 Følsomhetsanalyse

4.4.1 Endret kraftpris

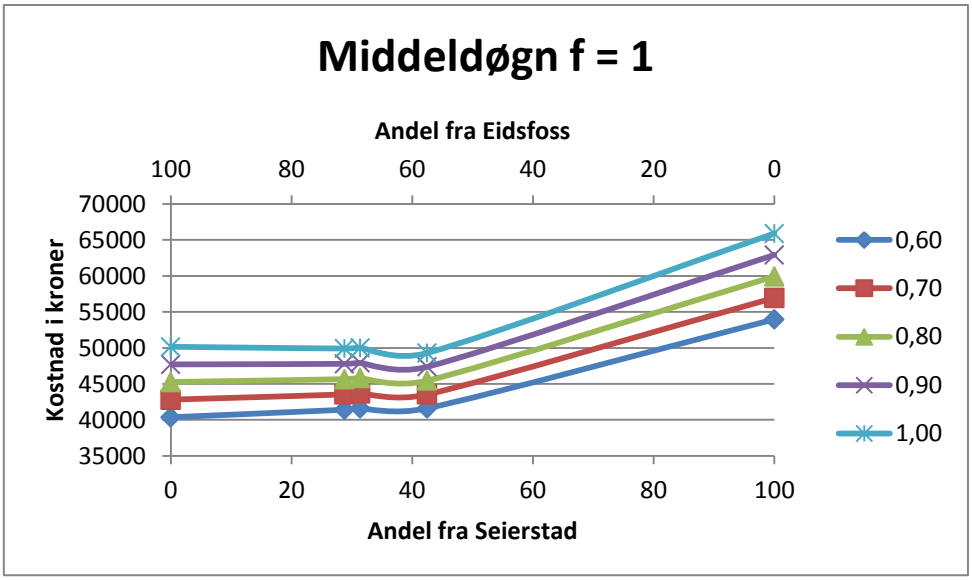
For driftsoptimaliseringen har vi brukt en kraftpris på 0,80 kr/kWh. Vi har undersøkt følsomheten i modellen og beregningene om kraftprisen endrer seg. Nedenfor er resultatene for de ulike forbrukssituasjonene med kraftpriser fra 0,60 til 1,00 kr/kWh vist.

Felles for alle forbrukssituasjoner er at økt kraftpris fører til at den driftsoptimale samkjøringen vil forskyve seg mot høyre. Det vil si at det er lønnsomt å levere en større andel fra Seierstad. Dette fordi det er større pumpekostnader knyttet til levering fra Eidsfoss. Den driftsoptimale samkjøringen endrer seg generelt lite, men utslagene øker med økt forbruk.



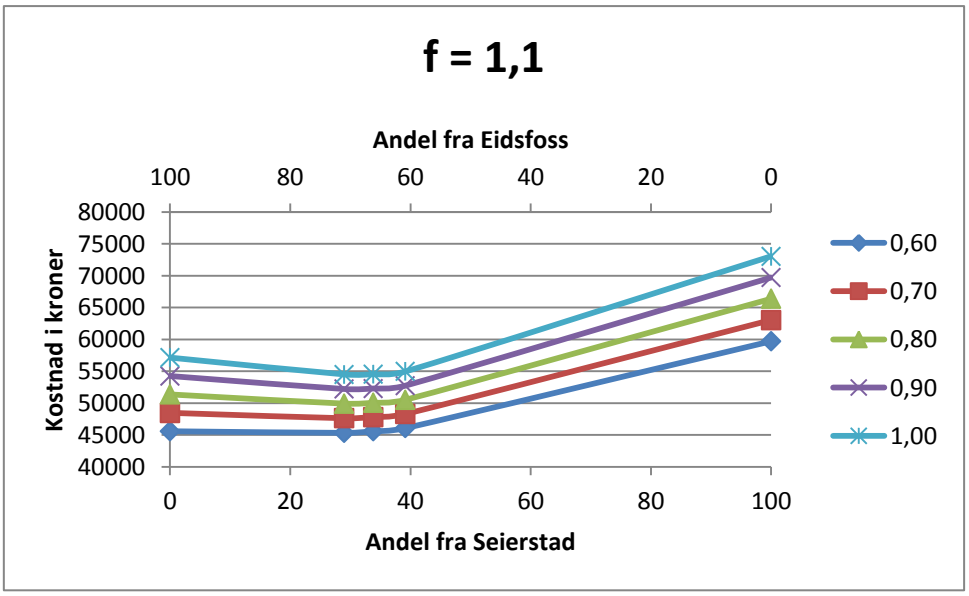
Figur 4.4.1 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 0,9

Det driftsoptimale vil være omtrent 18 % levering fra Seierstad, med levering til høydebasseng Orerød fra Eidsfoss uansett om kraftprisen endres.

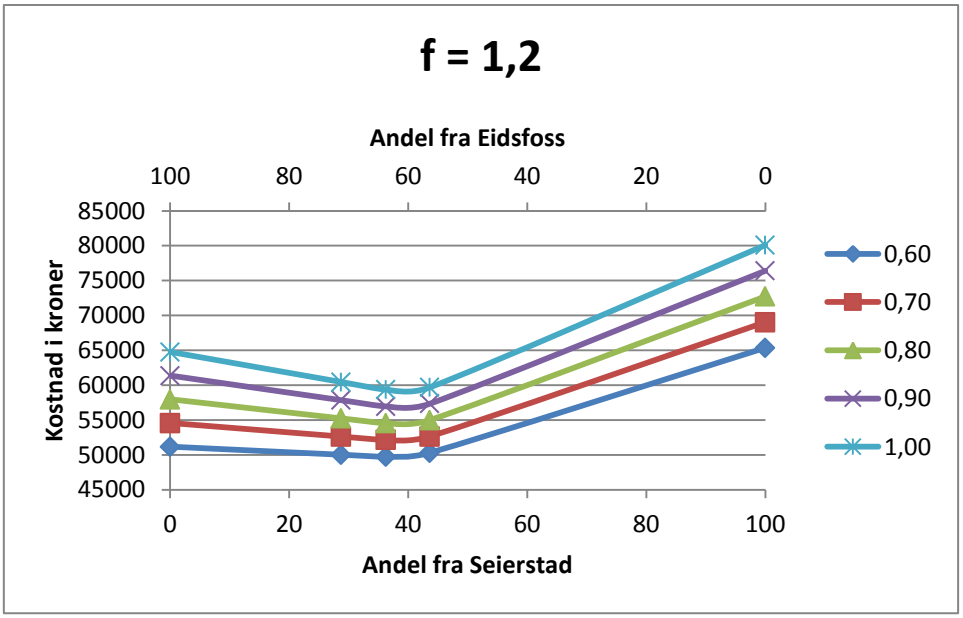


Figur 4.4.2 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1

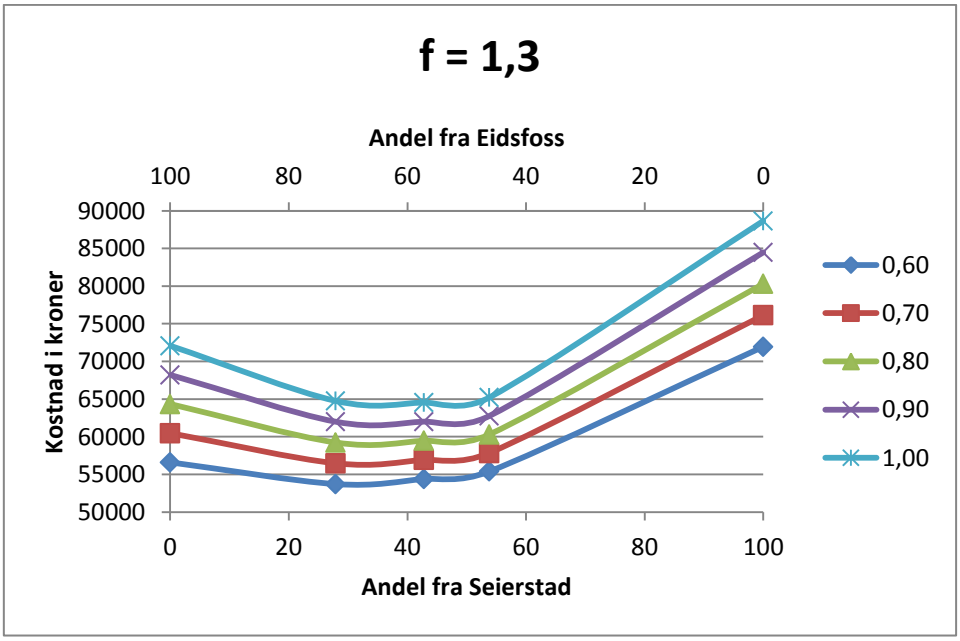
Det driftsoptimale samkjøringspunktet vil bevege seg mot 40 % levering fra Seierstad med økt kraftpris.



Figur 4.4.3 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,1



Figur 4.4.4 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,2

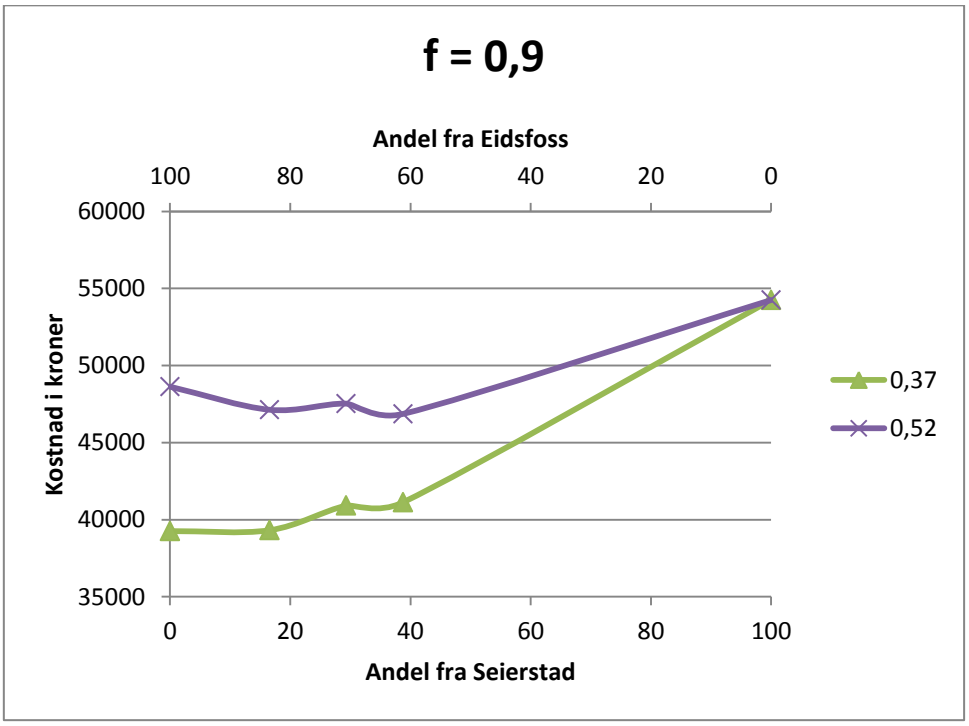


Figur 4.4.5 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,3

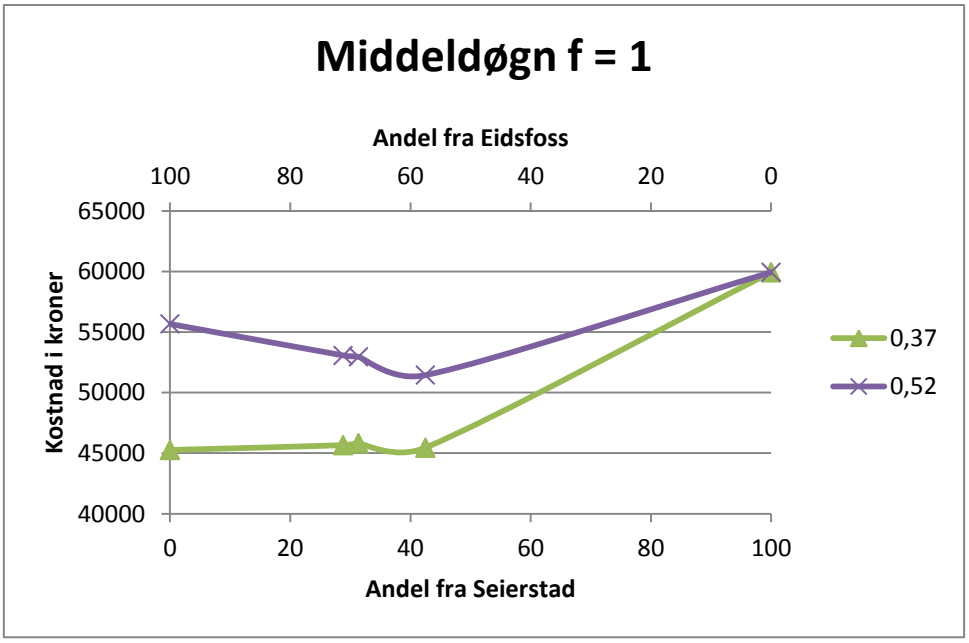
I f = 1,3-døgnet endrer den driftsoptimale samkjøringsandelen seg lite, men det blir tydelig at det er mindre lønnsomt å levere alt fra Eidsfoss hvis kraftprisen stiger.

4.4.2 Endret produksjonskostnad

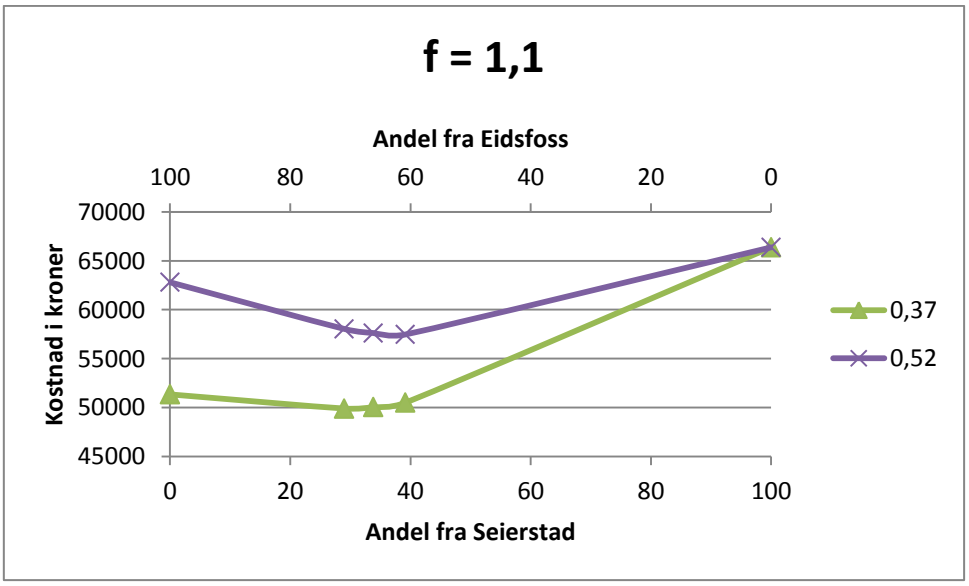
Vi har undersøkt konsekvensen av økt produksjonskostnad på Eidsfoss. I figurene under ser vi på hva som skjer hvis vannkvaliteten i Eikeren endres, slik at renseprosessen må endres med for eksempel ved bruk av kjemisk felling. Produksjonskostnadene for Seierstad og Eidsfoss (inkludert råvannspumping) antas like. I de ulike forbrukssituasjonene nedenfor ser vi at det driftsoptimale punktet vil flytte seg mot høyre. Det vil si at det lønner seg å levere mer vann fra Seierstad hvis produksjonskostnaden på Eidsfoss øker. Vi kunne bygget flere modeller med scenarioer som tar for seg større leveranse fra Seierstad. Dette er ikke gjort da vi har bygget modeller for å optimalisere dagens situasjon. I virkeligheten vil det derfor kunne være lønnsomt å levere enda mer fra Seierstad enn det grafene viser, hvis produksjonskostnaden ved Eidsfoss øker. Prisene i grafene er variable produksjonskostnader på Eidsfoss i kr/m^3.



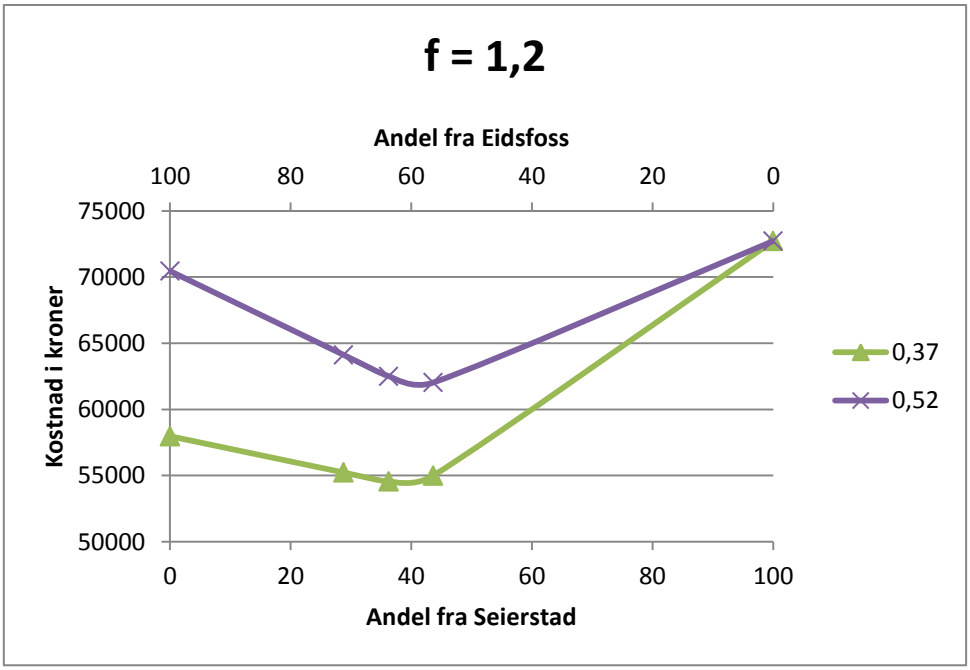
Figur 4.4.6 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 0,9



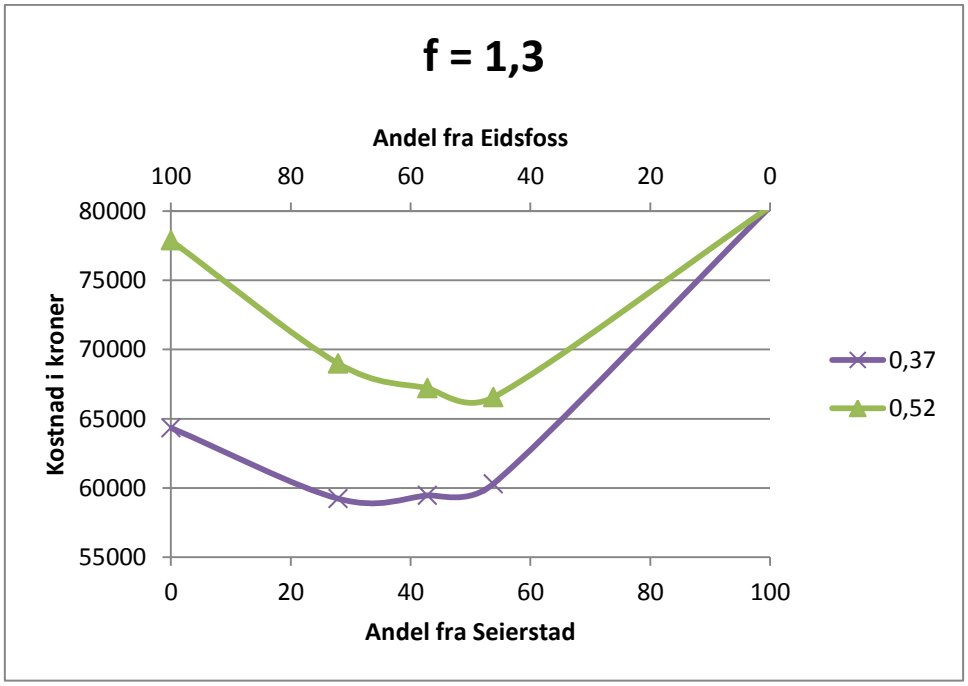
Figur 4.4.7 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1



Figur 4.4.8 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,1

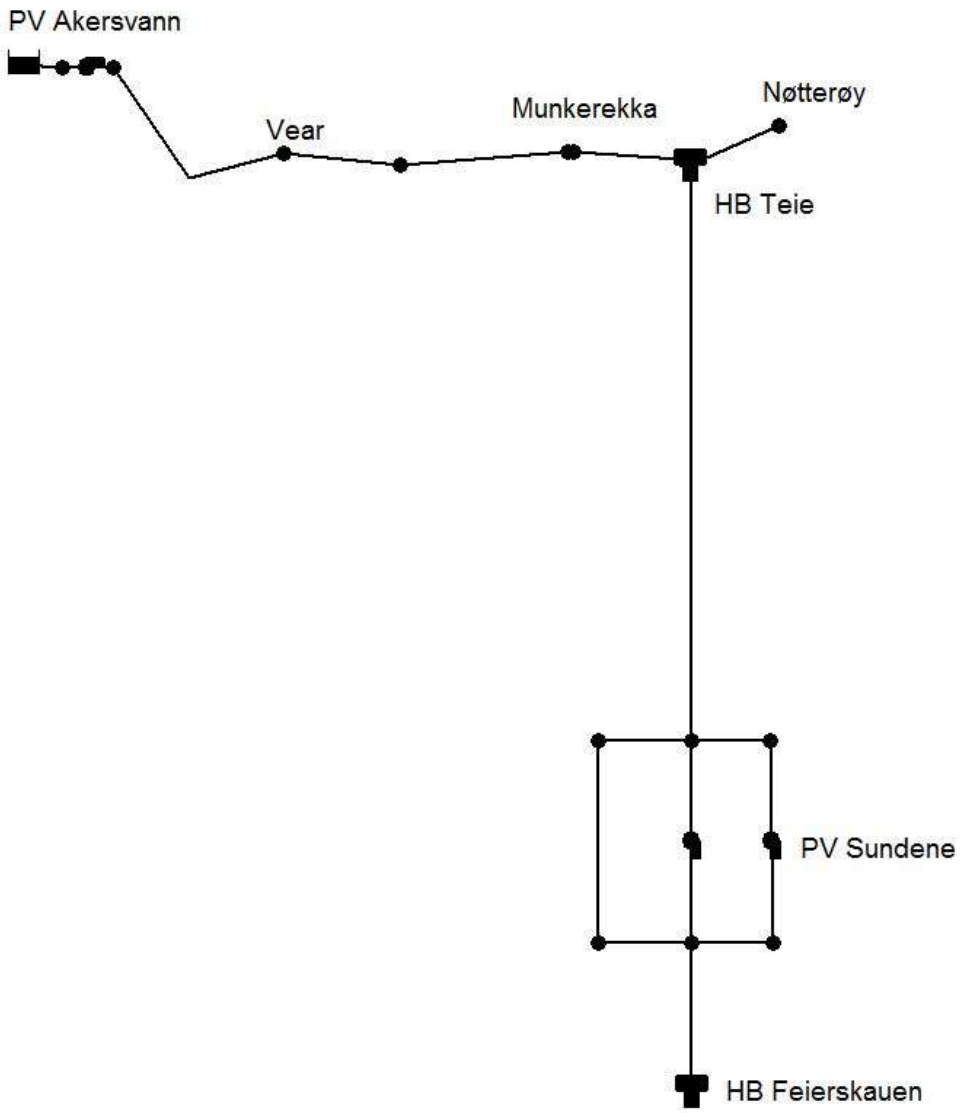


Figur 4.4.9 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,2



Figur 4.4.10 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,3

Del 5: Nøtterøy- og Tjømeforbindelsen



Etter ønske fra VIV var det spesielt interessant å simulere vannlevereansen til Nøtterøy og Tjøme. Nøtterøy og Tjøme har henholdsvis 21 213 og 4866 innbyggere. (Statistisk sentralbyrå 2013) Det er mange fritidsboliger i kommunene, dette fører til økt befolkningen i sommermånedene.

VIV opplever at høydebasseng Teie tømmes tre ganger daglig når forbruket er høyest. Det er da nødvendig å sette i gang en pumpe på Akersvann for å levere vann mot Teie. En strekning som går uten pumpedrift til vanlig.

En driftsituasjon der høydebassenget tømmes daglig og det kreves igangsetting av pumpe for å få frem vann til forbrukeren er uheldig. Når høydebassengene tømmes og man er avhengig av pumpedrift fra den ene pumpen som kan levere mot Teie er forsyningssikkerheten utsatt. Skulle det oppstå en brann vil det ikke være brannreserve tilgjengelig i høydebassenget. Om

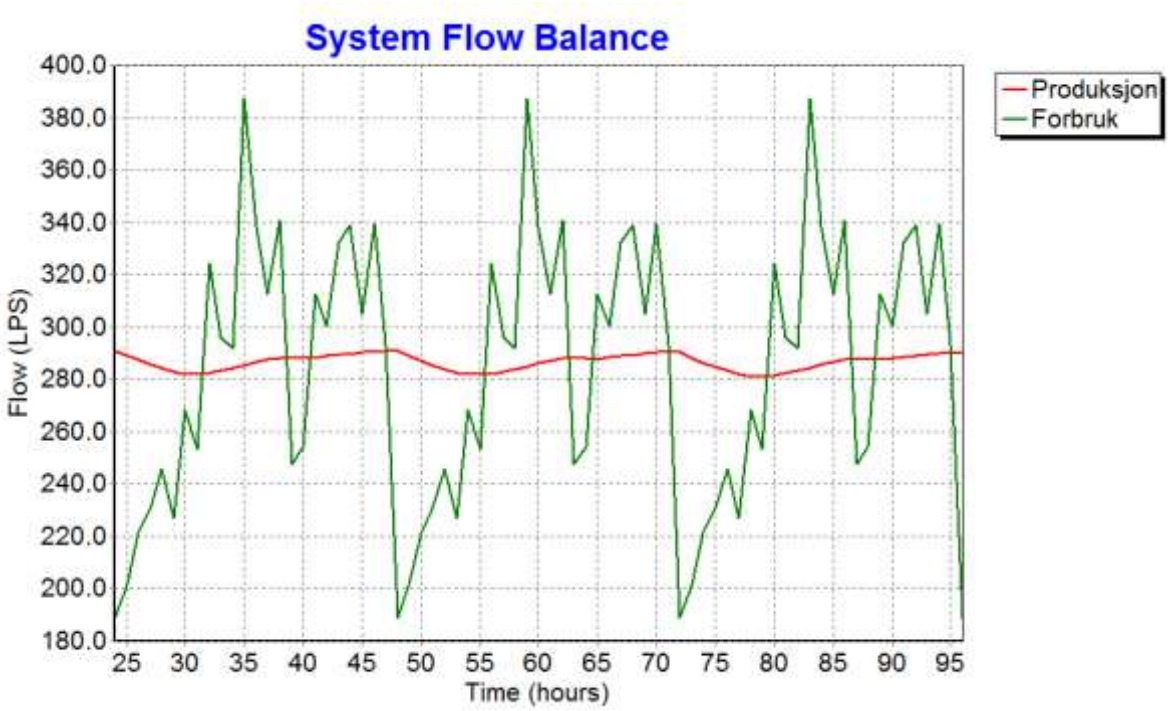
pumpa skulle ryke, eller det oppstår et ledningsbrudd vil ikke bassenget ha sikkerhetsreserven tilgjengelig. Forbrukerne vil miste vannet etter kort tid.

Kommuner tilknyttet VIV betaler samme pris, uavhengig av pumpekostnader. Pumpekostnadene reduseres i de kommunene som er flinke til å bygge tilstrekkelig store høydebasseng slik at man kan nyttiggjøre seg av utjevningsvolumet. Det gjør det enklere å drifte vannbehandlingsanleggene jevnt. Jevnere drift gir lavere produksjonskostnad, energikostnad og gjør arbeidet enklere for driftsoperatørene.

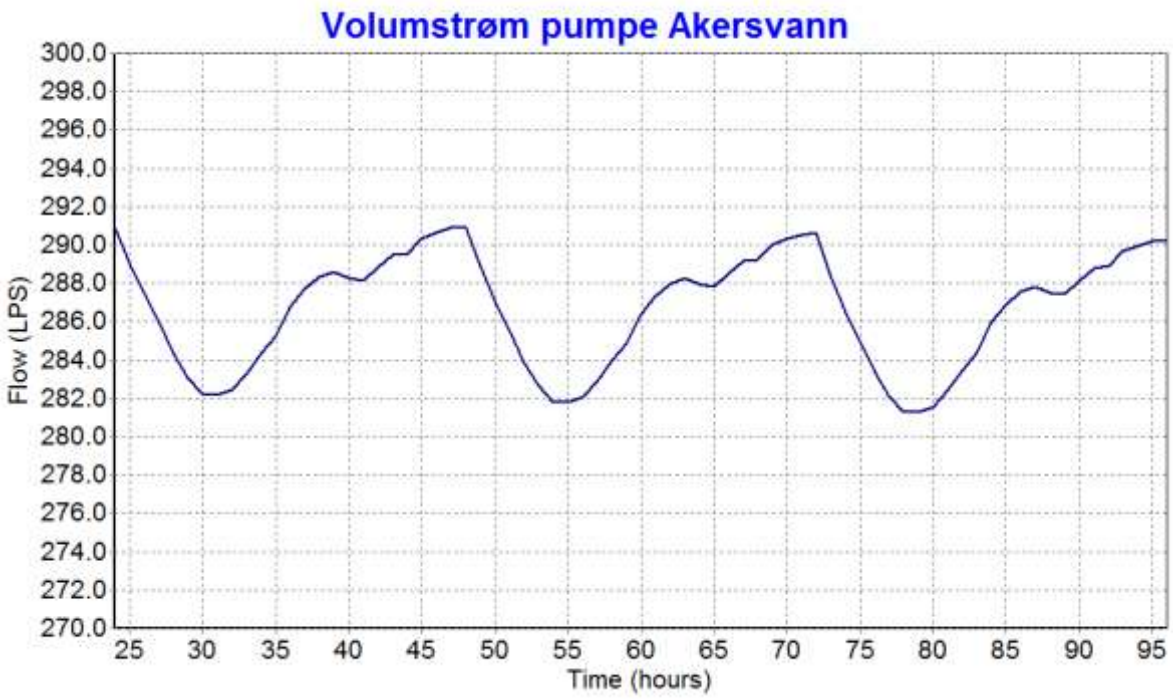
VIV antar at kostnadene for å levere vann til Nøtterøy og Tjøme er høyere enn til andre kommuner når det må settes i gang en egen pumpe for å pumpe direkte til forbruker.

Vi er forespurt å simulere et maksimaldøgn for å undersøke energikostnadene ved pumping og hvilke tiltak som kan gjøres for å øke sikkerheten til kommunene.

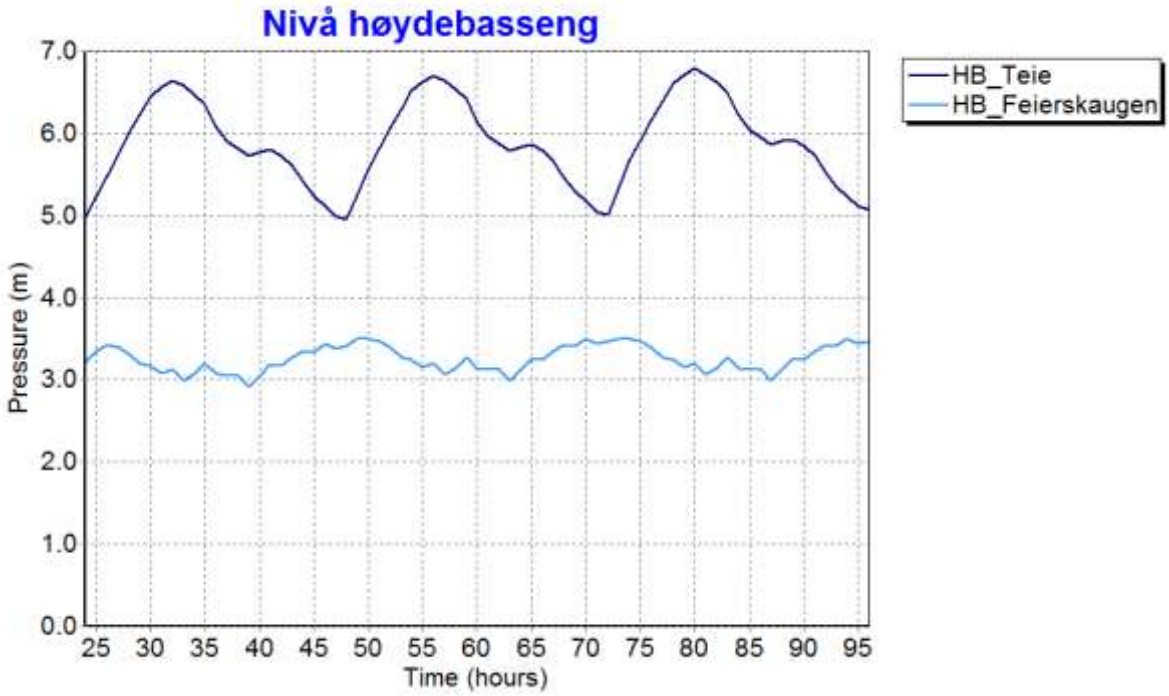
Vi har simulert dette ved å bygge opp en modell for leveransen til Nøtterøy og Tjøme fra pumpestasjon Akersvann til høydebasseng Feierskauen. Vi har kjørt denne delen av modellen separat for å forenkle modellen og få bedre kontroll og oversikt over simuleringen. Dette er gjort ved å legge inne en kilde i Akersvann, for å simulere leveringspunktet. Vi har benyttet forbruksdata fra et maksimaldøgn sommeren 2013.



Figur 4.4.1 Forholdet mellom vannleveranse fra Akersvann og forbruk på Nøtterøy og Tjøme i et maksimaldøgn



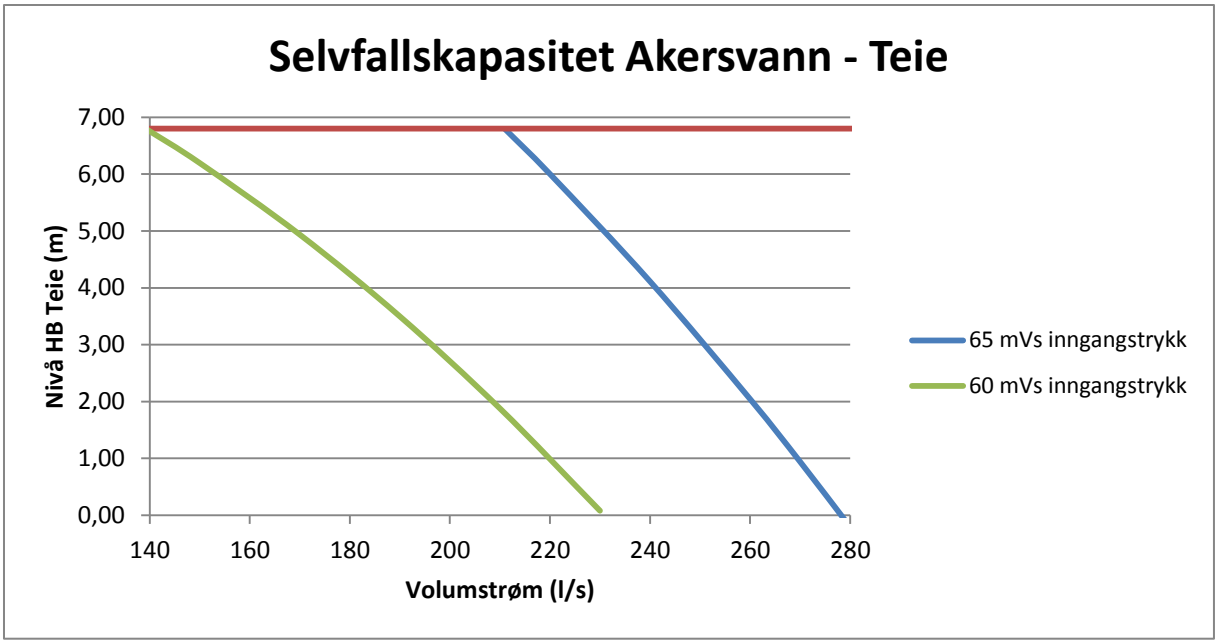
Figur 4.4.2 Volumstrøm for pumpe Akersvann i et maksimaldøgn



Figur 4.4.3 Høydebasseng Teie og Feierskauen i et maksimaldøgn

5.1 Resultat

Grafen nedenfor viser sammenhengen mellom selvfallskapasitet og nivå i høydebasseng Teie ved ulike inngangstrykk ved Akersvann. Kapasiteten øker når nivået i Teie synker. Rød linje illustrerer nivå ved fullt basseng.



Figur 5.1.1 Selvfallskapasitet fra Akersvann til Teie

Trykket i Akersvann varierer med forbruk og driftssituasjoner. I modellen har vi benyttet et inngangstrykk på 60 mVs. I beregningene nedenfor har vi beregnet nødvendig løftehøyde for pumpa på Akersvann i et døgn med maksimalt forbruk.

Tabell 5.1.1 Beregningseksempel nødvendig løftehøyde pumpestasjon Akersvann ved f_{maks}

Strekning	Rørdiameter (m)	Taps-koeffisient	Vannmengde (l/s)	Rørlengde (m)	Vannhastighet (m/s)	Trykktap (mVs)
Akersvann - Vear	0,600	0,020	**285,0**	1590	1,01	2,68
Vear - VK1537	0,600	0,020	264,5	763	0,94	1,11
VK1537 - Munkerekka	0,500	0,021	264,5	923	1,35	3,59
Munkerekka - VK2009	0,400	0,021	259,5	638	2,07	7,28
VK2009 - HB Teie	0,400	0,021	259,5	100	2,07	1,14

Tap mellom Akersvann og HB Teie	15,79
Høydeforskjell mellom Akersvann og HB Teie	50,00
Tilgjengelig trykk ved akersvann	60
Nivå høydebasseng Teie	-5,79
Nødvendig løftehøyde i Akersvann	**12,59**

I f_{maks}-døgnet må pumpa gjennomsnittlig levere omtrent 285 l/s og 12,6 mVs mot Teie.

For å finne nødvendig pumpeeffekt har vi benyttet Formel 2.2.6 Effektbehov.

$$P = \frac{q \cdot h}{102 \cdot \eta}$$

$$P = \frac{285 \cdot 12{,}6}{102 \cdot 0{,}8} = \underline{\underline{44\ kW}}$$

Per døgn blir dette $44\ kW \cdot 24\ h = 1056\ kWh$. Det gir en døgnkostnad på kr 845 ved kraftpris på 0,80 kr/kWh.

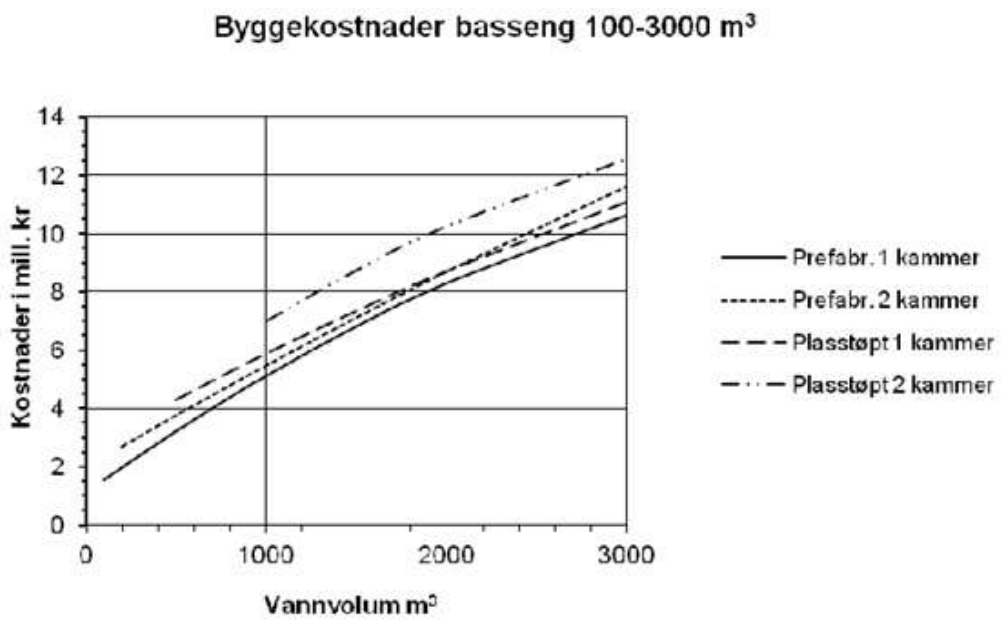
Energy Report

Table | Chart

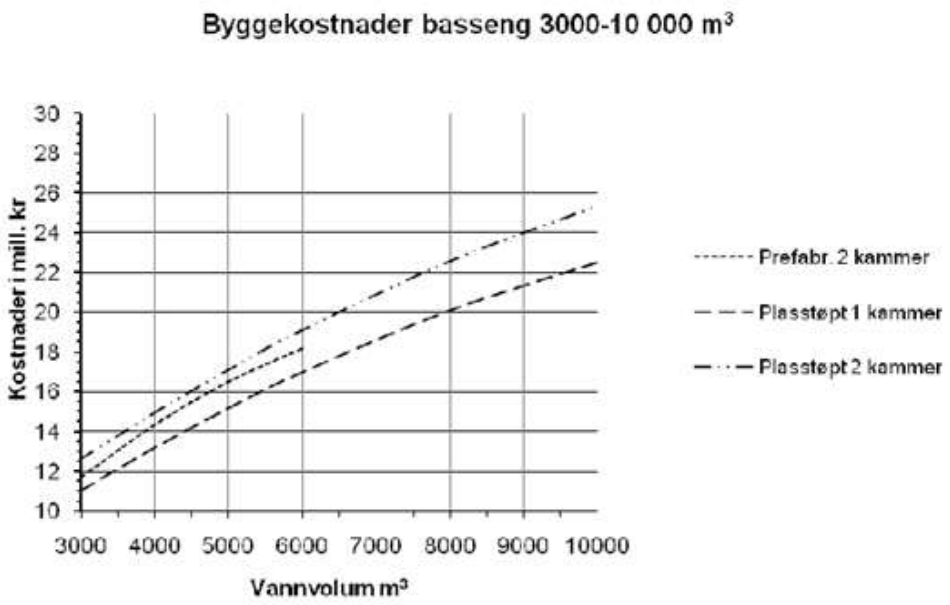
Pump	Percent Utilization	Average Efficiency	Kw-hr /m3	Average Kwatts	Peak Kwatts	Cost /day
Sundene_P001	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P001_Akersvann	100.00	79.87	0.04	41.67	42.38	800.08
Sundene_P002	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total Cost						800.08
Demand Charge						0.00

Figur 5.1.2 Utskrift fra EPANET. Energiberegning f_{maks}-døgn for pumpedrift i Akersvann mot Teie

Bassengvolumet er i dag 6800 m^3 i Nøtterøys basseng på Teie. Tjømes basseng på Feierskauen er 2500 m^3. For å beregne ønskede bassengvolum har vi brukt forutsetningene i kapittel 2.2.1 med 24 timers sikkerhetsreserve i et middeldøgn, utjevning 25 % av maksimaldøgn og 6 timers brannreserve.



Figur 5.1.3 Byggekostnader basseng 100 - 3000 m^3 (Sirum et al. 2011)



Figur 5.1.4 Byggekostnader basseng 3000 – 10 000 m^3 (Sirum et al. 2011)

Tabell 5.1.2 Dimensjonering av nye høydebasseng (verdier oppgitt m^3)

	Dagens volum	Middel-forbruk 2012	Maks forbruk 2012	Utjevning 25 %	Sikkerhets-reserve	Brann 6 timer	Totalt basseng-volum	Nye basseng
Teie	6800	8600	15680	3920	8600	1080	13600	**6800**
Feierskauen	2500	2150	5240	1310	2150	1080	4540	**2040**

Vi antar at det er mest gunstig å bygge to nye frittstående høydebasseng ved dagens basseng på Teie og Feierskauen istedenfor å bygge på eksisterende basseng.

Byggekostnadene for et 2040 m^3 basseng på Feierskauen blir et sted mellom 7,5 og 9,5 millioner kr avhengig av bassengtype. Bygges det et 6800 m^3 basseng på Teie vil dette koste mellom 18 og 20,5 millioner kr. Prisene er fra 2010, det må påregnes noe høyere pris i dag.

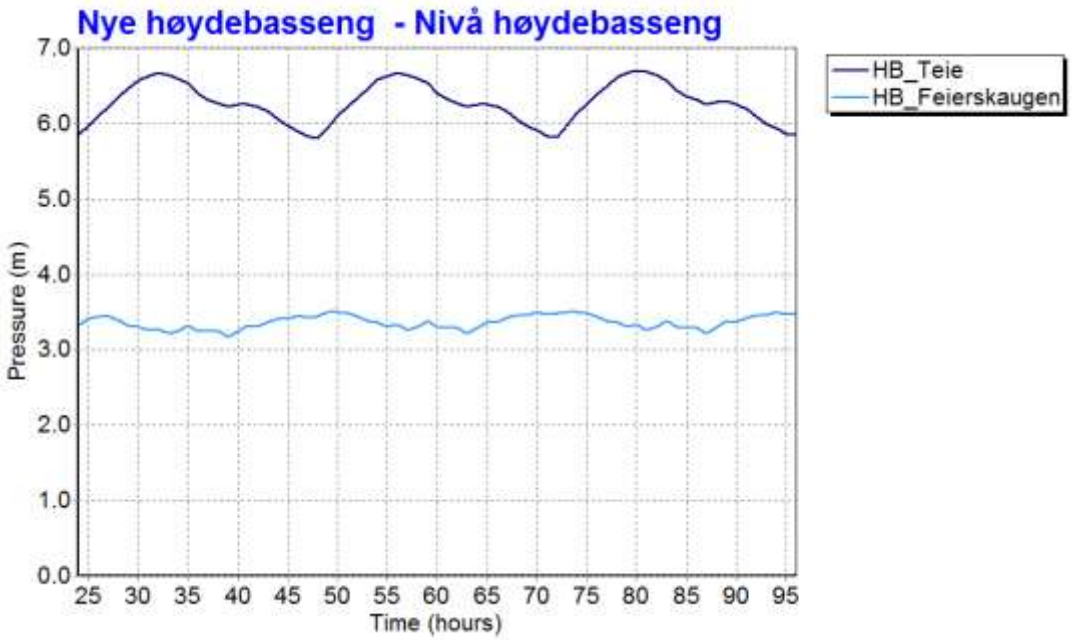
5.2 Diskusjon

Manuelle beregninger er gjort for å kontrollere EPANET resultatene. Simulering ga noe høyere energikostnader, 45 kr/døgn. Dette fordi modellen har beregnet varierende høyde i bassenget og dermed lavere gjennomsnittlig løftehøyde enn det de manuelle trykktapsberegningene viser.

Hypotesen var at energikostnader til pumping er et viktig argument for utbygging av høydebasseng. Simulering og beregninger har vist at kostnadene for drift av Akersvannpumpa ikke er så store at det lønner seg å utvide høydebassengene.

Hvis pumpa må kjøres daglig gjennom sommersesongen for å levere nok vann vil situasjonen bli annerledes. Ut fra våre data er dette en situasjon som kun inntreffer enkelte dager på sommeren.

Vi har undersøkt hvordan nettverket fungerer ved oppgradering av høydebassengene.



Figur 5.2.1 Bassengnivå ved et maksimaldøgn ved oppdimensjonerte basseng

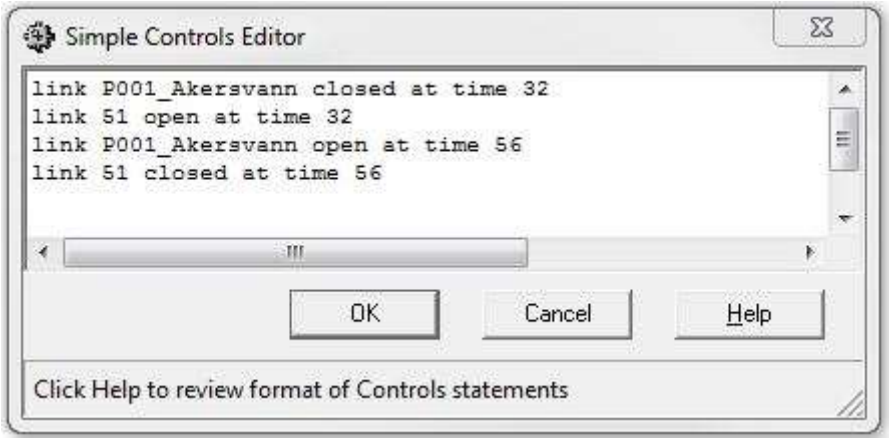
Grafen ovenfor viser hvordan høydebassengene varierer hvis det bygges ut 6800 m^3 og 2040 m^3 på feierskauen i et F_{maks} døgn.

Data fra VIV mangler stedfesting og variasjon for uttaket til Nøtterøy. Vi har forutsatt at uttaket skjer fra høydebasseng Teie, med lik forbruksvariasjon som uttaket ved Munkerekka. Denne variasjonen fører til mindre en 25 % variasjon over døgnet. Figuren over viser omtrent 15 % variasjon i høydebasseng Teie ved simulering i EPANET. Vi har allikevel valgt å benytte forutsetningene fra kapittel 2.2.1, da vi ikke har grunnlag for noe annet.

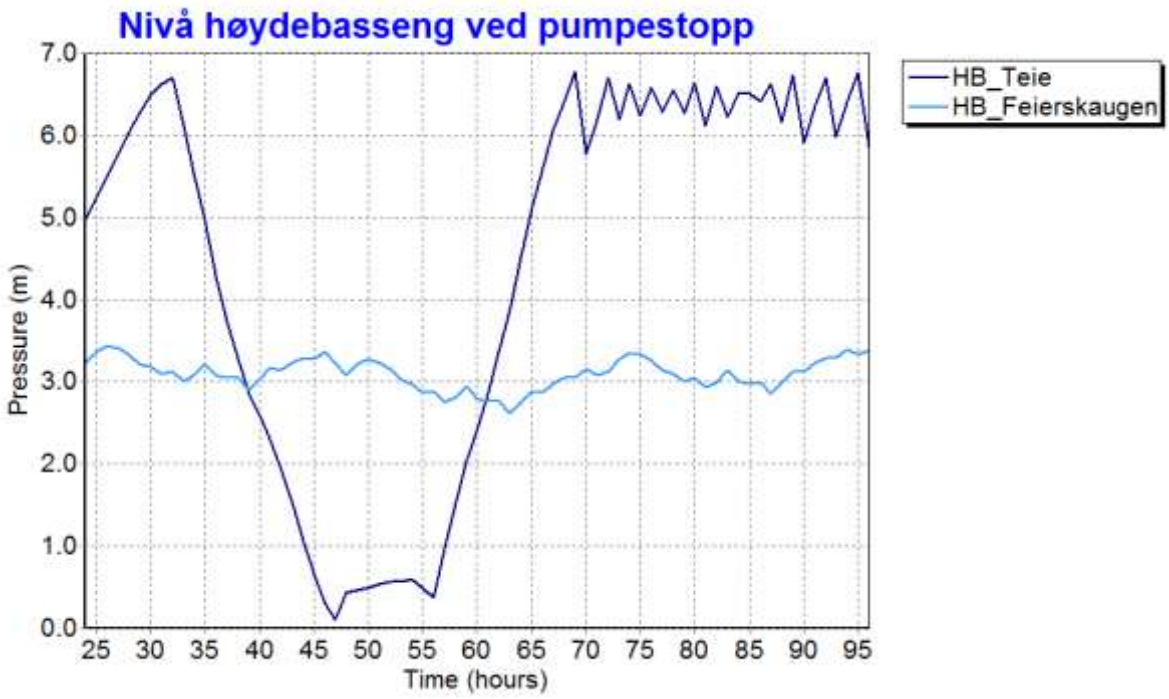
5.2.1 Pumpestopp

Vi ønsket å se på sikkerheten ved pumpestopp med dagens bassengvolum og med nye bassengvolum i et maksimaldøgn. Ved pumpestopp vil det fortsatt leveres vann ved selvfall, men i begrensede mengder. Sikkerhetsreserver i bassengene må benyttes.

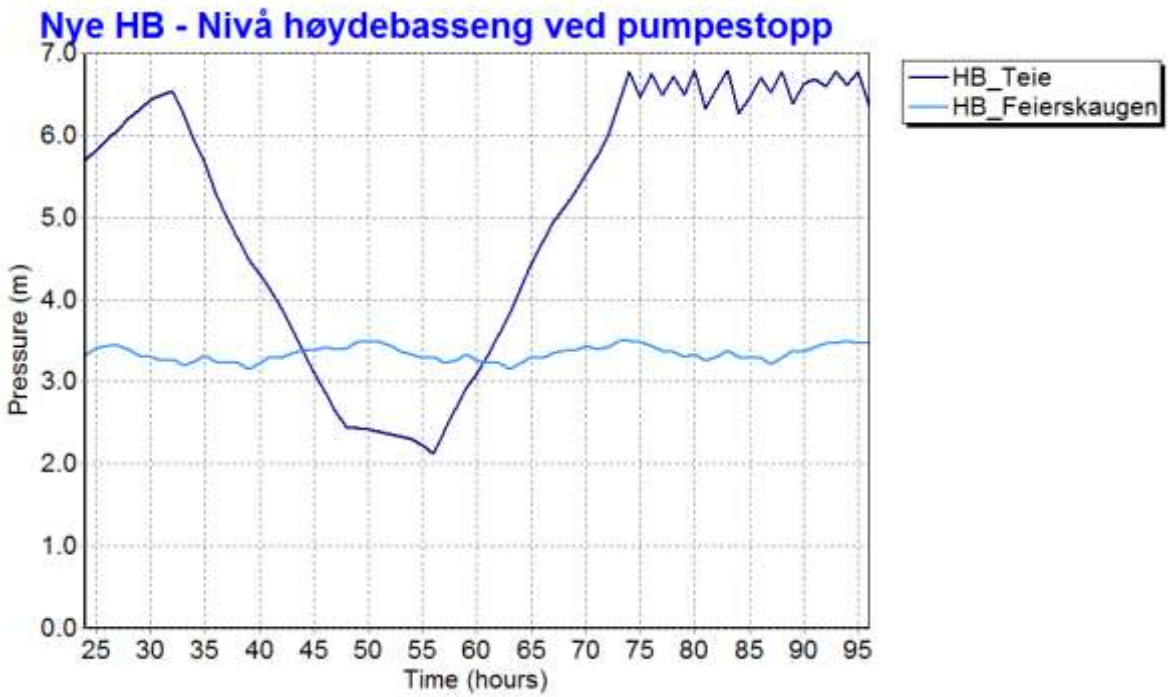
Vi har simulert pumpestopp ved å benytte «Simple Controls» i EPANET. Vi har stengt pumpa på Akersvann i 24 timer ved å benytte reglene som vist under.



Figur 5.2.2 Regler benyttet for å simulere pumpestopp i 24 timer

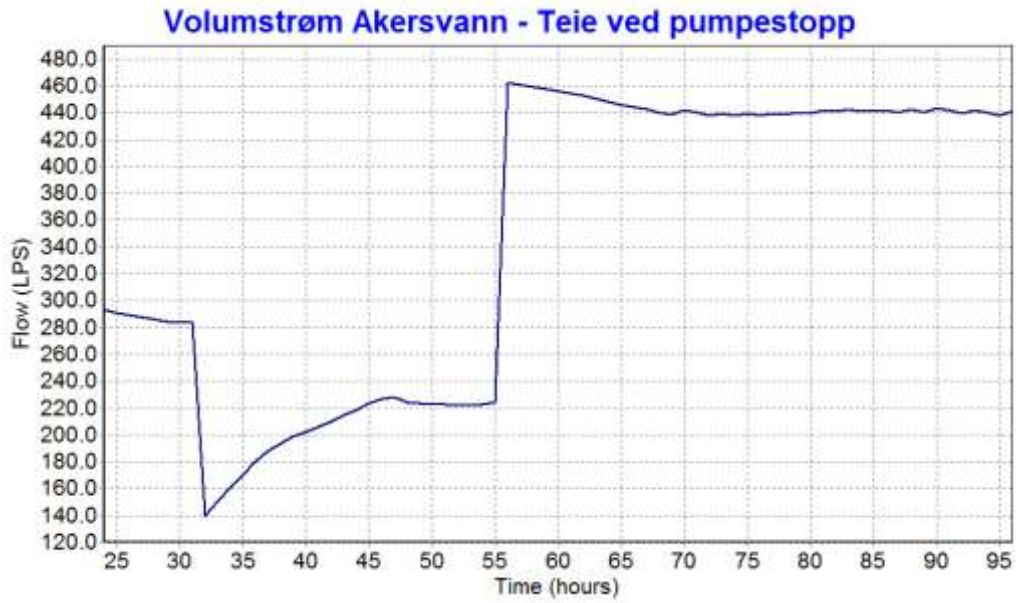


Figur 5.2.3 Nivå høydebasseng ved pumpestopp med dagens basseng



Figur 5.2.4 Nivå høydebasseng ved pumpestopp med nye høydebasseng

Figur 5.2.3 viser at dagens basseng tømmes ved pumpestopp i 15 timer. Ved oppdimensjonerte basseng som Figur 5.2.4 viser, vil en pumpestopp på 24 timer ikke være kritisk i et maksimaldøgn.



Figur 5.2.5 Volumstrøm fra Akersvann til Teie ved pumpestopp.

Figuren over viser vannleveransen fra Akersvann ved pumpestopp i 24 timer. Man ser et tydelig fall i volumstrøm i time 31 når pumpa stenges. I tiden pumpa er ute av drift ser man at selvfallskapasiteten til ledningen øker, når nivået i bassenget synker. Dette stemmer med de beregnede verdiene i Figur 5.1.1. I time 55 starter pumpene opp og fyller bassenget.

Del 6: Konklusjon

Simuleringer viser at det driftsoptimale er å levere mest vann fra Eidsfoss, det vannbehandlingsanlegget med lavest produksjonskostnad. Pumpekostnaden fra Eidsfoss er høyere enn fra Seierstad. Når selvfallskapasiteten fra Gjøgri overstiges er det lønnsomt å øke produksjonen på Seierstad istedenfor å sette i gang pumpa på Valle.

Eidsfoss bør levere frem til høydebasseng Orerød på dager med lavt forbruk, og delvis frem til Nøtterøy og Tjøme på dager med høyt forbruk. I de andre forbrukssituasjonene bør vannforsyningen fordeles slik at Eidsfoss leverer delvis til Stokke eller Nøtterøy avhengig av forbruk. De dagene med lavest forbruk kan Eidsfoss forsyne hele nettet alene, men en samkjøring med 20 % fra Seierstad og 80 % fra Eidsfoss vil ha omtrent samme kostnad. Av sikkerhetsmessige hensyn anbefaler vi at begge vannbehandlingsanlegg er i drift hele tiden og at drift fra ett vannbehandlingsanlegg kun skjer der det er nødvendig å stenge for vedlikehold og oppgradering.

Det er viktig å opprettholde leveranse fra Eidsfoss da de variable kostnadene ved drift fra Seierstad alene er 34 % dyrere enn driftsoptimal samkjøring. Variable kostnader ved drift fra Eidsfoss er mindre enn 1 % høyere. Simuleringer og beregninger har vist at VIV samkjører vannbehandlingsanleggene tilnærmet driftsoptimalt for samtlige forbrukssituasjoner.

Ser man kun på økonomi kan Seierstad stenges og Eidsfoss forsyne hele nettet alene. Om forbruket øker vil det være en stor fordel med to vannbehandlingsanlegg. Det er også en stor fordel ved ledningsbrudd, strømstans eller utfall av en kilde. En annen faktor er av de nye nødstrømsaggregatene er plassert slik at det er Seierstad som forsyner hele nettet ved strømstans. Det er viktig at sannsynligheten for leveringsstopp er liten, da de fleste kommunene har små sikkerhetsreserver. Vannbehandlingsanleggene bør derfor samkjøres for å ha mest mulig sikkerhet.

VIV hadde en hypotese om at kostnadene til pumping er et viktig argument for utbygging av høydebasseng. Simulering og beregninger har vist at kostnadene for drift av Akersvanns-pumpa ikke er så store at det alene gir grunnlag for utvidelse av høydebassengene. Om Akersvanns-pumpa må driftes daglig gjennom sommersesongen for å levere nok vann vil situasjonen være annerledes. Sett ut fra våre data er dette en situasjon som kun inntreffer enkelte dager på sommeren.

Vi vil allikevel anbefale å bygge nye høydebasseng av sikkerhetsmessige hensyn. Dagens bassenger er ikke store nok til å dekke et middeldøgnsforbruk, dette gir lav sikkerhet. Nettet er veldig sårbart for pumpestans, ledningsbrudd og brannvannsuttak. Dette er spesielt kritisk, da døgnforbruket om sommeren kan være mer enn det dobbelte av middelforbruket grunnet jordbruksvanning og feriegjester.

6.1 Feilkilder

Vi har benyttet datagrunnlag fra Gemini-VA for oppbygging av modellen. Det kan være feil i høyder, ledningslengder og dimensjoner uten at vi har fanget det opp. Vi har fjernet punkter vi mener ikke har hydraulisk betydning for modellen, som lufte- og tappekummer. Det kan være punkter vi har fjernet som allikevel har betydning for hvordan modellen fungerer. Høyder som manglet i datagrunnlaget er hentet fra Norgeskart. Det kan være feil i antatt kumdybde.

Forbruksdata som er hentet fra VIVs datasystemer var ikke systematisert slik at de kunne benyttes direkte. Vi har slått sammen forbruksdata der det er flere målere etter kommunenes overtakelsespunkt og laget egne forbrukskurver. Det kan være mistolkninger i datagrunnlaget fra vår side.

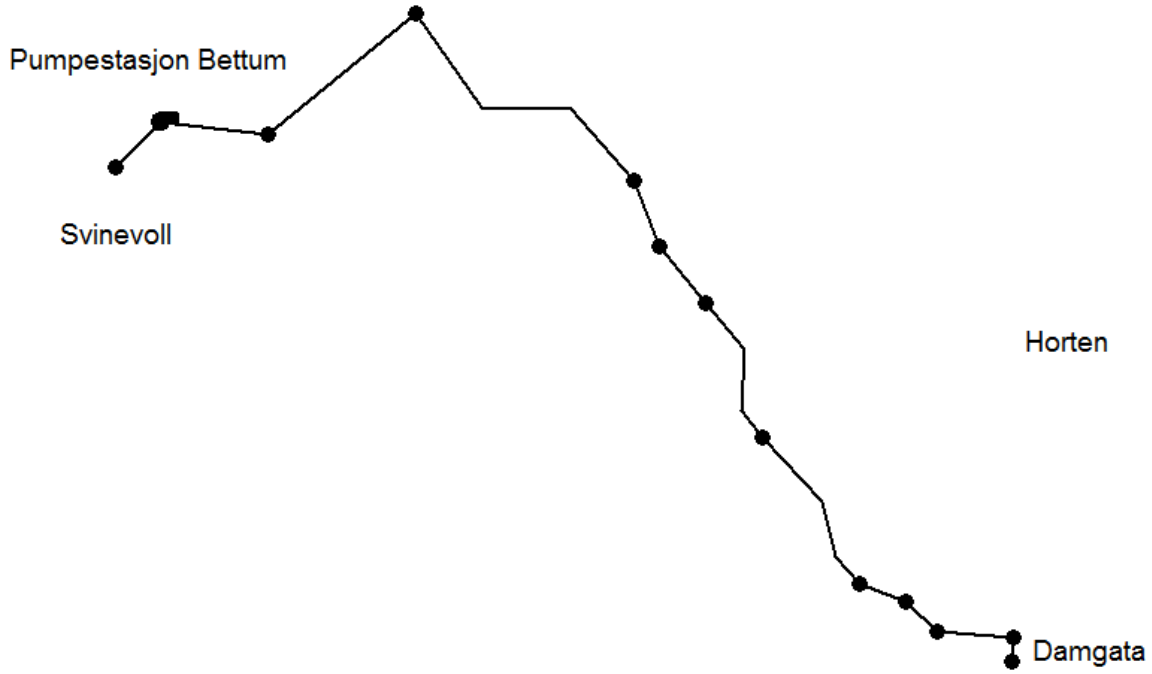
Nøtterøy- og Tjøme-modellen har mange uttak og grenledninger som ikke er med i modellen. Uttaket til Nøtterøy er spredt. Vi har ikke stedfestet andelen som tas ut før, i eller etter bassenget. Vi har antatt alt uttak direkte fra høydebasseng Teie. Vi har heller ikke konkrete data for variasjonen i forbruket til Nøtterøy og har valgt å benytte variasjonen i uttaket til Munkerekka. Det er også mange uttak på vei til bassenget på Feierskauen som vi har forenklet til ett uttak etter pumpestasjon Sundene.

6.2 Videre arbeid

For at modellen skal være representativ er det viktig å holde den oppdatert. Nettverket blir stadig utbygd og oppgradert. Det er viktig å legge dette inn i modellen, det kan gjøres i sammenheng med oppdatering av Gemini-VA.

Mesteparten av tiden vi har brukt på masteroppgaven har gått med til informasjonsinnhenting, bygning og justering av modellen. Det var mange flere emner vi ønsket å belyse i oppgaven som ble prioritert bort for driftsoptimaliseringen sin del. Vi håper VIV får benyttet modellen og videreutviklet den for bruk til forskjellige oppgaver. Det kan være VIVs egne prosjekter eller fremtidige masteroppgaver som kan bruke modellen for å undersøke ulike forhold på transportsystemet.

I oppgaven er det valgt en ruhet på 0,5 etter avtale med VIV. Videre arbeid kan være å finne reell ruhet på de forskjellige ledningstrekkene og kalibrere modellen mot dette.



Figur 6.2.1 Modellutsnitt - Svinevoll - Damgata - forbindelsen.

Forbindelsen mellom Svinevoll og Damgata kan legges inn i modellen. VIV benytter denne forbindelsen som en sikkerhetsforbindelse. Det kan undersøkes om drift av denne i større grad kan føre til reduserte driftskostnader. Vi har bygget en modell av forbindelsen, med pumpekurver og virkningsgradskurver. Arbeidet som gjenstår er å få den til å fungere sammen med hovedmodellen. Vi valgte ikke å prioritere dette da forbindelsen i dag hovedsakelig er en sikkerhetsforbindelse.

Det er også interessant er å se på potensielle flaskehalser i ledningsnettet i forbindelsene med befolkningsøkning og bruke modellen til å finne tiltak for å løse dette.

Figurliste

Figur 2.1.1 VIVs anlegg (VIV 2013) 10
Figur 2.1.2 Vannbehandling ved Seierstad 12
Figur 2.1.3 Vannbehandling ved Eidsfoss 13
Figur 2.1.4 Ventilkum Skolmerød 14
Figur 2.1.5 Beliggenhet ventilkum Skolmerød i EPANET 14
Figur 2.1.6 Nødstrømsanlegg Bettum 15
Figur 2.2.1 Gjennomstrømningsbasseng (Norsk Vann 2012) 17
Figur 2.2.2 Motbasseng (Norsk Vann 2012) 17
Figur 2.2.3 Sidebasseng (Norsk Vann 2012) 18
Figur 2.2.4 Delvolum i et høydebasseng 19
Figur 2.2.5 Bilde av pumpe på Valle 21
Figur 2.2.6 Serie- og parallellkoblede pumper 22
Figur 2.2.7 NPSH kurve for pumpe ved Sundbyfoss 24
Figur 2.3.1 Lengdeprofil HB Gjøgri – HB Orerød (Vi har konvertert EPANET-modellen til MIKE Urban for å lage lengdeprofil) 29
Figur 2.3.2 Flytskjema pumpestasjon Valle fra kontrollsystemet til VIV 30
Figur 3.1.1 Forenkling av modell - knutepunkt 33
Figur 3.1.2 Forenkling modell - avgreninger 34
Figur 3.3.1 Timevariasjonskurve for leveranse mot høydebasseng 37
Figur 3.3.2 Timevariasjonskurve for leveranse direkte til forbruk 37
Figur 3.3.3 Døgnvariasjon for produksjon ved VIV (2012) 38
Figur 3.3.4 Ukevariasjon for produksjon ved VIV (2012) 38
Figur 3.4.1 Eksempel på "Rule-Based Controls" i EPANET 39
Figur 3.5.1 Forholdet mellom produksjon og forbruk når kun Seierstad driftes i et middeldøgn 40
Figur 3.5.2 Oversikt over nivå i høydebassengene ved et middeldøgnforbruk, med kun Seierstad i drift 40
Figur 3.5.3 Reguleringen mot høydebasseng Frodeåsen. Her illustrert med strupeventil i ventilkum Kjelle 41
Figur 3.5.4 Volumstrøm for pumpene på Seierstad og Akersvann 41
Figur 3.5.5 Modellutsnitt - Parallellkoblede pumper på Seierstad 42
Figur 3.5.6 Forholdet mellom produksjon og forbruk når alt vann leveres fra Eidsfoss i et middeldøgn 42
Figur 3.5.7 Oversikt over nivå i høydebassengene ved et middeldøgnforbruk, med kun Eidsfoss i drift 43

Figur 3.5.8 Volumstrøm for pumper på Eidsfoss og Valle 43
Figur 3.5.9 Modellutsnitt - Parallellkoblede pumper på Eidsfoss 44
Figur 3.5.10 Forholdet mellom produksjon og forbruk når vannleveransen til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom vannbehandlingsanleggene 44
Figur 3.5.11 Nivå i høydebassengene når vannleveransen til Nøtterøy og Tjøme fordeles mellom vannbehandlingsanleggene 45
Figur 3.5.12 Volumstrøm for pumpene på Eidsfoss og Seierstad 45
Figur 3.5.13 Eksempel på regulering av vannleveransen til Stokke 46
Figur 4.2.1 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene i et middeldøgn 49
Figur 4.2.2 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 0,9 50
Figur 4.2.3 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,1 50
Figur 4.2.4 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,2 51
Figur 4.2.5 Variable kostnader ved varierende andel fra vannbehandlingsanleggene når f = 1,3 51
Figur 4.3.1 Variable årskostnader 52
Figur 4.4.1 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 0,9 53
Figur 4.4.2 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1 54
Figur 4.4.3 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,1 54
Figur 4.4.4 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,2 55
Figur 4.4.5 Variable kostnader ved ulike kraftpriser, f = 1,3 55
Figur 4.4.6 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 0,9 56
Figur 4.4.7 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1 57
Figur 4.4.8 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,1 57
Figur 4.4.9 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,2 58
Figur 4.4.10 Variable kostnader ved ulik produksjonskostnad på Eidsfoss, f = 1,3 58
Figur 4.4.1 Forholdet mellom vannleveranse fra Akersvann og forbruk på Nøtterøy og Tjøme i et maksimaldøgn 60
Figur 4.4.2 Volumstrøm for pumpe Akersvann i et maksimaldøgn 61
Figur 4.4.3 Høydebasseng Teie og Feierskauen i et maksimaldøgn 61
Figur 5.1.1 Selvfallskapasitet fra Akersvann til Teie 62
Figur 5.1.2 Utskrift fra EPANET. Energiberegning f_{maks}-døgn for pumpedrift i Akersvann mot Teie 63
Figur 5.1.3 Byggekostnader basseng 100 - 3000 m^3 (Sirum et al. 2011) 63
Figur 5.1.4 Byggekostnader basseng 3000 – 10 000 m^3 (Sirum et al. 2011) 64

Figur 5.2.1 Bassengnivå ved et maksimaldøgn ved oppdimensjonerte basseng 65
Figur 5.2.2 Regler benyttet for å simulere pumpestopp i 24 timer 66
Figur 5.2.3 Nivå høydebasseng ved pumpestopp med dagens basseng 66
Figur 5.2.4 Nivå høydebasseng ved pumpestopp med nye høydebasseng..... 67
Figur 5.2.5 Volumstrøm fra Akersvann til Teie ved pumpestopp. 67
Figur 6.2.1 Modellutsnitt - Svinevoll - Damgata - forbindelsen. 70

Tabelliste

Tabell 2.1.1 VIVs vannkilder 11
Tabell 2.2.1 Bassengvolum i VIVs eierkommuner 20
Tabell 2.3.1 Trykkstøt ved pumpestasjon Valle 26
Tabell 4.1.1 Gruppering av døgnverdier 47
Tabell 4.2.1 Beregninger for de scenarioene vi har simulert for middeldøgnet..... 48
Tabell 4.3.1 Gruppering av f-verdier og gjennomsnittlig produsert andel fra Seierstad 2012. 52
Tabell 5.1.1 Beregningseksempel nødvendig løftehøyde pumpestasjon Akersvann ved f_{maks} 62
Tabell 5.1.2 Dimensjonering av nye høydebasseng (verdier oppgitt m^3) 64

Formelliste

Formel 2.2.1 Beregning av volum i høydebasseng 16
Formel 2.2.2 Ønsket bassengvolum 20
Formel 2.2.3 Bassengfaktor 20
Formel 2.2.4 Totalt trykkhøyde..... 22
Formel 2.2.5 Virkningsgrad 22
Formel 2.2.6 Effektbehov..... 22
Formel 2.2.7 1. Affinitetslov 23
Formel 2.2.8 2. Affinitetslov 23
Formel 2.2.9 3. Affinitetslov 23
Formel 2.3.1 Lydens hastighet i uelastisk rør 27
Formel 2.3.2 Lydens hastighet i elastisk rør 27
Formel 2.3.3 Maksimal trykkøkning..... 27
Formel 2.3.4 Refleksjonstid 28

Referanser

Alvem, S. (2010). *Kartlegge om dosering av CO2 og filtrering gjennom marmorgrus gir ønsket resultat med tanke på korrosjonskontroll*. Masteroppgave. Ås: Universitetet for miljø og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 87 s.

Berge, D. (2011a). Overvåkning av eutrofisituasjonen i Eikerenvassdragets innsjøer 1974 - 2010: NIVA. 52 s.

Berge, D. (2011b). Overvåkning av Farrisvannet med tilløp fra 1958 - 2010: NIVA. 32 s.

Bjerkholt, J. T. (2012). *Høydebassenger i vannforsyningen*. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap (Forelesning 06.09.2012).

Engan, J. A. (2012). *Modellbygging, kalibrering og praktisk bruk av modeller av vannforsyningsnett*. Ås: Norconsult (Forelesning 19.09.2012).

Finsrud, R. (2012). Temahefte om vann.

Folkehelseinstituttet. (2004). *Vannforsyningens ABC, Kapittel C - Vannkilder og nedbørsfelt*. Oslo: Nasjonalt folkehelseinstitutt. 48 s.

Folkehelseinstituttet. (2008). *Vannforsyningns ABC, Kapittel D - Vannbehandling*. Oslo: Nasjonalt folkehelseinstitutt. 209 s.

Fylkesmannen i Vestfold. (2009). Risiko- og sårbarhetsanalyse for Vestfold 2009. 70 s.

Gjennestad, J. (2002). Organisering og effektivisering av VA-sektoren. Hamar: NORVAR. 44 s.

Helse- og omsorgsdepartementet. (2002). *Drikkevannsforskriften*. Oslo. Tilgjengelig fra: http://www.lovdata.no/cgi-wift/ldles?doc=/sf/sf/sf-20011204-1372.html (lest 06.08.2013).

Moskvil, B. (2013). *Befaring VIVs anlegg*. Larvik (Befaring 17.01.2013).

Norsk Vann. (2012). *Vann- og avløpsteknikk*: Ødegaard, H., Sægrov, S., Østerhus, S., Thorolfsson, S., Lindholm, O., Heistad, A. & Mosevoll, G. 704 s.

Olje og Energidepartementet. (1998). *Energi- og kraftbalansen mot 2020*: Olje og Energidepartementet. Tilgjengelig fra: http://www.regjeringen.no/nb/dep/oed/dok/NOU-er/1998/NOU-1998-11/16/2.html?id=349112 (lest 07.08.2013).

Produktfakta. (2011). *Energibesparelse ved bruk av turtallsregulert pumpe*. Tilgjengelig fra: http://www.produktfakta.no/grundfos-pumper-as-energibesparelse-ved-bruk-av-turtallsregulert-pumpe-32367/nyhet.html (lest 10.08.2013).

Reksten, K. (2012). *Brannvann, forskrifter og dimensjonering*. Ås: Oslo VAV (Forelesning 26.09.2012).

Rossman, L. A. (2000). *EPANET 2 Users Manual*. Cincinnati: U.S. Environmental Protection Agency. 200 s.

Sirum, J., Mostue, G. & Trøan, M. (2011). Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng: Norsk Vann. 140 s.

Statistisk sentralbyrå. (2013). *Folkemengd og kvartalsvise befolkningsendringar*: SSB. Tilgjengelig fra: http://ssb.no/befolkning/statistikker/folkendrkv/kvartal/2013-08-16?fane=tabell&sort=nummer&tabell=132111 (lest 13.11.2013).

Store Norske Leksikon. (2005a). *Eikeren*. Tilgjengelig fra: http://snl.no/Eikeren (lest 16.08.2013).

Store Norske Leksikon. (2005b). *Farris*. Tilgjengelig fra: http://snl.no/Farris (lest 16.08.2013).

VIV. (2012). Årsrapport 2012. Vestfold: Vestfold Interkommunale Vannverk IKS. 24 s.

VIV. (2013). Tilgjengelig fra: www.viv.no (lest 01.11.2013).

Vråle, L. (2012). *Korrosjon og korrosjonskontroll*. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap (Forelesning 24.02.2012).

Walski, T. M., Haestad Methods, Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S. & Koelle, E. (2003). *Advanced water distribution modeling and management*. Waterbury: Haestad Methods, Inc. 749 s.

Vedlegg

Vedlegg 1 Beregning av døgnkostnad, f = 0,9

Samkjøring f = 0,9		
Total døgnproduksjon	62441	m3
Kraftpris	0,80	kr/kWt
Produksjonskostnad Seierstad	0,52	kr/m3
Produksjonskostnad Eidsfoss	0,37	kr/m3

Produksjonsfordeling (m3)	Alt fra Eidsfoss	Fordeling Mosserød	Til Orerød	Fordeling Nøtterøy	Alt fra Seierstad
Seierstad	0	10300	17972	24030	62058
Eidsfoss	62933	51904	43391	37995	0
Modellavvik	1,008	0,996	0,983	0,993	0,994
Produksjon (%)					
Seierstad	0	17	29	39	100
Eidsfoss	100	83	71	61	0
Kostnad (kr)					
Pumpekostnad	16284	14607	14801	14296	21648
Produksjonskostnad	23285	24560	25400	26554	32270
Sum	39569	39167	40201	40850	53918
Sum korrigert for avvik	**39260**	**39317**	**40908**	**41124**	**54251**

Vedlegg 2 Beregning av døgnkostnad, f = 1,1

Samkjøring f = 1,1		
Total døgnproduksjon	76317	m^3
Kraftpris	0,80	kr/kWt
Produksjonskostnad Seierstad	0,52	kr/m^3
Produksjonskostnad Eidsfoss	0,37	kr/m^3

Produksjonsfordeling (m^3)	Alt fra Eidsfoss	Til Orerød	Til Stokke	Fordeling Nøtterøy	Alt fra Seierstad
Seierstad	0	21959	25892	30077	75875
Eidsfoss	75491	53779	50673	46731	0
Modellavvik	0,989	0,992	1,003	1,006	0,994
Produksjon (%)					
Seierstad	0	29	34	39	100
Eidsfoss	100	71	66	61	0
Kostnad (kr)					
Pumpekostnad	22866	18214	17996	17902	26533
Produksjonskostnad	27932	31317	32213	32931	39455
Sum	50798	49531	50209	50833	65988
Sum korrigert for avvik	**51354**	**49910**	**50046**	**50508**	**66373**

Vedlegg 3 Beregning av døgnkostnad, f = 1,2

Samkjøring f = 1,2		
Total døgnproduksjon	83203	m^3
Kraftpris	0,80	kr/kWt
Produksjonskostnad Seierstad	0,52	kr/m^3
Produksjonskostnad Eidsfoss	0,37	kr/m^3

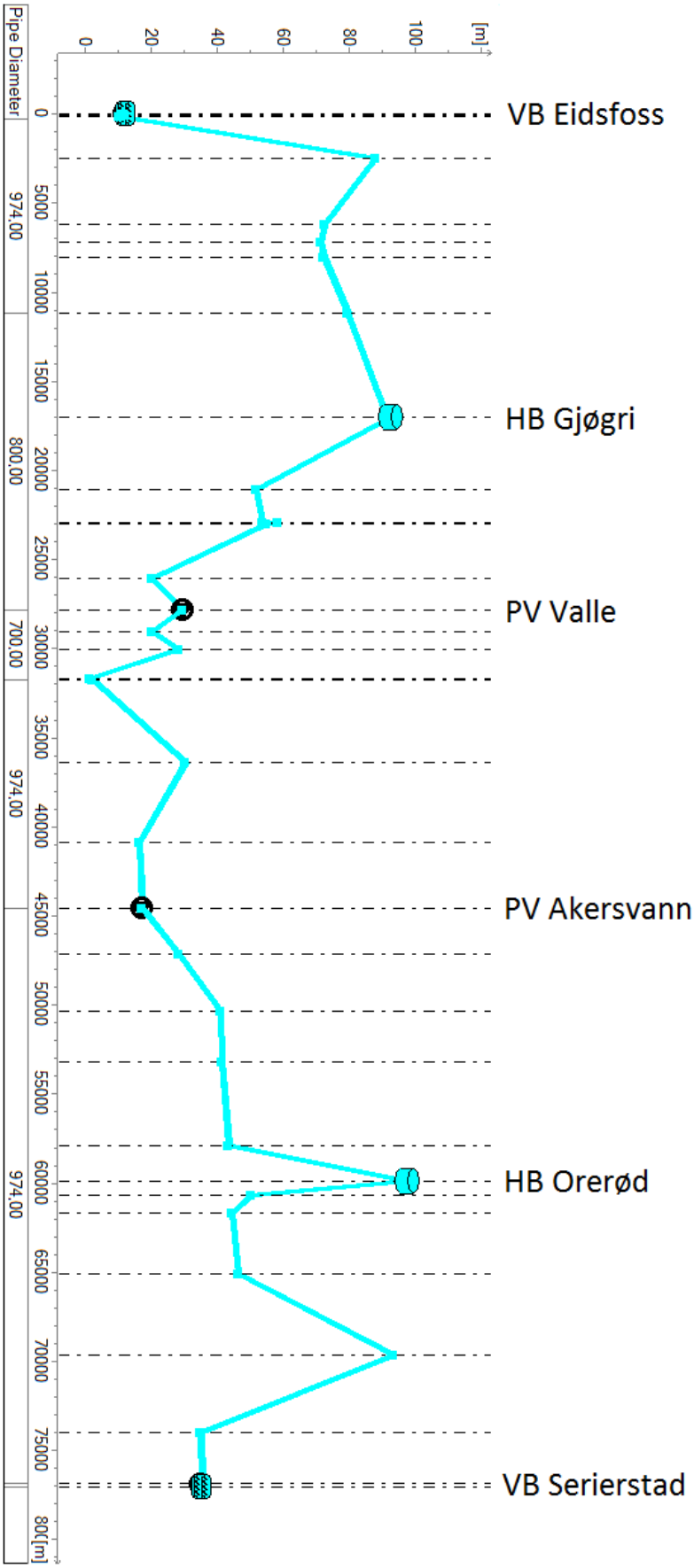
Produksjonsfordeling (m^3)	Alt fra Eidsfoss	Til Orerød	Fordeling Nøtterøy	Til Nøtterøy	Alt fra Seierstad
Seierstad	0	23908	29982	36576	83250
Eidsfoss	82707	59260	52673	47269	0
Modellavvik	0,994	1,000	0,993	1,008	1,001
Produksjon (%)					
Seierstad	0	29	36	44	100
Eidsfoss	100	71	64	56	0
Kostnad (kr)					
Pumpekostnad	27027	20851	19115	18904	29472
Produksjonskostnad	30602	34358	35080	36509	43290
Sum	57629	55209	54195	55413	72762
Sum korrigert for avvik	**57974**	**55233**	**54554**	**54989**	**72721**

Vedlegg 4 Beregning av døgnkostnad, f = 1,3

Samkjøring f = 1,3		
Total døgnproduksjon	90193	m^3
Kraftpris	0,80	kr/kWt
Produksjonskostnad Seierstad	0,52	kr/m^3
Produksjonskostnad Eidsfoss	0,37	kr/m^3

Produksjonsfordeling (m^3)	Alt fra Eidsfoss	Til Orerød	Fordeling Nøtterøy	Fordeling Gullkrona	Alt fra Seierstad
Seierstad	0	26121	38472	47546	89064
Eidsfoss	88742	67500	51423	40839	0
Modellavvik	0,984	1,038	0,997	0,980	0,987
Produksjon (%)					
Seierstad	0	28	43	54	100
Eidsfoss	100	72	57	46	0
Kostnad (kr)					
Pumpekostnad	30471	22927	20237	19252	32987
Produksjonskostnad	32835	38558	39032	39834	46313
Sum	63306	61485	59269	59086	79300
Sum korrigert for avvik	**64341**	**59234**	**59465**	**60295**	**80305**

Vedlegg 5 Gjennomsnittforbruk

Årsforbruk	Base Demand		
Til	l/s	m^3/d	$m^3/år$
Hof - Klokkergården	4,4	380	138758
Hof - Sundbyfoss	2,2	190	69379
Holmestrand	55	4752	1734480
Re	0,1	9	3154
Kirkevoll	4,4	380	138758
Pauli	1,1	95	34690
Skoppum	4,5	389	141912
Viulsrød	0,006	1	189
Adalsbekken	0,6	52	18922
Bakkenteigen	0,7	60	22075
Revetal	4,1	354	129298
Jarlsberg/Re	28	2419	883008
Baråker	5,6	484	176602
Tønsberg by	64	5530	2018304
Slagen	156	13478	4919616
Åsgårdstrand	9,7	838	305899
Mastebakke	3,4	294	107222
Tveiten	9,1	786	286978
Røråsen	54	4666	1702944
Vear/Stokke	8,8	760	277517
Hella	3	259	94608
Nøtterøy	88	7603	2775168
Feierskauen	25	2160	788400
Stokke m/ Laholmåsen, Kihlås, Kongeåsen	37,5	3240	1182600
Fevang	10	864	315360
Midtås	173	14947	5455728
Skolmerød	50	4320	1576800
	802	**69311**	**25298368**

Vedlegg 6 Lengdeprofil Eidsfoss – Seierstad (MIKE Urban)