

VAO Rammeplan - Næringsområde Sandvikane, Kverve

Oppdragsgiver
Kommune
Gård- og bruksnr.
Prosjektnr.
Dato
Revisjonsnr.

Sandvikane Utvikling AS
Ålesund kommune
147/8 m.fl.
240255
29.01.2026
0



Dokumentinformasjon

Oppdrag	VAO Rammeplan - Næringsområde Sandvikane, Kverve	
Oppdragsgiver	Sandvikane Utvikling AS	
Oppdragsleder Nordplan	Heidi Hansen	
Faglig ansvarlig	Léo Carpentier	
Rapport utført av	Niklas Kovanen Sæten	
Sidemannskontroll	Léo Carpentier	
Kommune	Ålesund kommune/147/8 m.fl.	
Prosjektfase	Reguleringsplan	
Dokumentnummer	240255_RIVA_VAO-Rammeplan	29.01.2026

Revisjonsoversikt

Rev. Nr.	Dato	Beskrivelse	EK	SK

Sammendrag

Denne rapporten viser eksisterende VAO-anlegg ved planområdet. Det er vurdert påkoblingsmulighet for vannforsyning, spillvann og overvann.

Basert på tilgjengelig data er det estimert at antall personekvivalenter (Pe) er 1206. Beregnet topplast for vannforsyning er 12,2 l/s og 12,3 l/s for spillvann. Krav for brannvann er 50 l/s og 180 m³. Det må etableres flere pumpestasjoner for å få pumpet avløpet til kommunalt silanlegg.

Da det på dette tidspunktet er flere uavklarte moment som vil kunne påvirke valg av løsning er det sett på flere alternativer for vannforsyning og transport av avløp.

Utvendig slokkevannsbehov jmf. krav i TEK17 er ivarettatt med forslåtte løsninger ved påkobling til Ålesund vannverk. Det var ikke opplyst nødvendige informasjon fra Ellingsøy vannverk for å kunne vurdere om nettet har nok kapasitet for å levere nødvendig utvendig slokkevann. Avløp må gå vestover til kommunalt silanlegg da pumpestasjoner og ledningsnett i øst ikke har kapasitet. Da unngår man også unødvendig mye pumping av avløpsvannet.

Med usikkerhet rundt Ellingsøy vassverks kapasitet på forsyning og avløpsnettets manglende kapasitet i øst, bør både vann og avløp føres i vest. Det vil være en stor fordel å få ledningene i tilkomstveien da sjøledning i vest kan by på en del utfordrende kabelkryssinger. Med tilkomstvei i øst bør det undersøkes hvorvidt det fortsatt er mulig å legge vann og avløp i grøft i vest.

Planområdet er drenert nordover mot fjorden. Det finnes ikke noe definert vassdrag innenfor planområdet og avrenning er karakterisert som diffus. Avrennings koeffisient før utbygging er på 0,55 og blir 0,65 etter full utbygging. IVF-kurven som er brukt i OV-beregningene er Kariholia i Kristiansund. Det må etableres avskjærende grøft sør i industriområdet for å lede overvann fra fjellet rundt næringsområdet.

Under forutsetning av at nødvendige tiltak som beskrevet i VAO-rammeplanen gjennomføres, eller erstattes av andre akseptable løsninger og nye beregninger på detaljprosjekteringsnivå, konkluderes med at planområdet er egnet til formålet og det er mulig å bygge ut slik planforslaget legger til rette for.

Innhold

Dokumentinformasjon	2
Sammendrag	3
Innhold	4
Innledning	5
1. Vannforsyning	6
1.1. Eksisterende situasjon	6
1.2. Hydraulisk belastning	7
1.3. Generelt om skissert løsning	8
1.4. Skissert løsning vest – forsyning fra Ålesund kommune	9
1.5. Skissert løsning øst – forsyning fra Ellingsøy vassverk	11
1.6. Brannsikkerhet	12
2. Spillvann	14
2.1. Eksisterende situasjon	14
2.2. Hydraulisk belastning ved utbygging	15
2.3. Skissert løsning	16
3. Overvann	19
3.1. Nedbørsfelt og arealbruk	19
3.2. Metode for overvannsberegning	22
3.3. Eksisterende OV-anlegg	24
3.4. Kvalitet for vannforekomst	24
3.5. Overvannshåndtering i fremtidig situasjon	24

Innledning

Nordplan AS er engasjert for å utarbeide en VAO-plan i forbindelse med regulering av Næringsområde Sandvikane på Ellingsøy i Ålesund kommune. Planen skal ivareta de overordnede føringer for vann, avløp og overvann ved utbygging innenfor nevnte planområde.

Denne planen foreslår løsninger for hovedsystem for vannforsyning, avløp og overvann innenfor planområdet. De skisserte tiltak skal ivareta tilstrekkelig kapasitet og tilfredsstillende løsninger basert på den informasjonen som foreligger på dette tidspunkt. Da det ikke er bestemt om tilkomstvei til området skal komme fra øst eller fra vest er det også vanskelig å foreslå en endelig løsning for vann og avløp. Det er derfor vurdert flere alternativer. Dimensjon på ledninger, behov for og plassering av pumpestasjoner og hydranter må kontrolleres i detaljprosjekteringen, når man har mer detaljer om byggene og deres innhold.

Planområdet omfatter et industriområde på 300 ha, med tilkomstvei fra øst eller vest. Planen legger til rette for etablering av næringstomter, primært for maritime formål slik som foredlingsanlegg for fisk, og andre fiskerirelaterte virksomheter og offshore.

Utbygging vil skje trinnvis, der første byggetrinn på ca. 100 daa, utgjør Hofseth International AS sitt anlegg for fiskeforedling med tilhørende veg, parkering og ellers terrenginngrep. Figur 1 viser utbyggingsområdet i planområdet, der bygg 1 utgjør første byggetrinn. Planen har lang tidshorisont, med byggetrinn 1 antatt ferdig til 2035 og full utbygging først i 2050. Det er der derfor gjort egne beregninger for byggetrinn 1 og for fullt utbygd område.

Tiltakshaver opplyser om at det for fiskeforedling skal etableres eget renseanlegg, både for vannforsyning og avløp, for å bruke sjøvann til produksjonen. Vann til denne vannkrevende prosessen er derfor ikke inkludert i beregningene i denne rapporten. Tilsvarende er det ikke sett på evt. vannkrevende industri på resten av utbyggingsområdet. Dersom det i fremtiden skal etablere spesiell vannkrevende industri vil det måtte gjøres egne beregninger for dette.

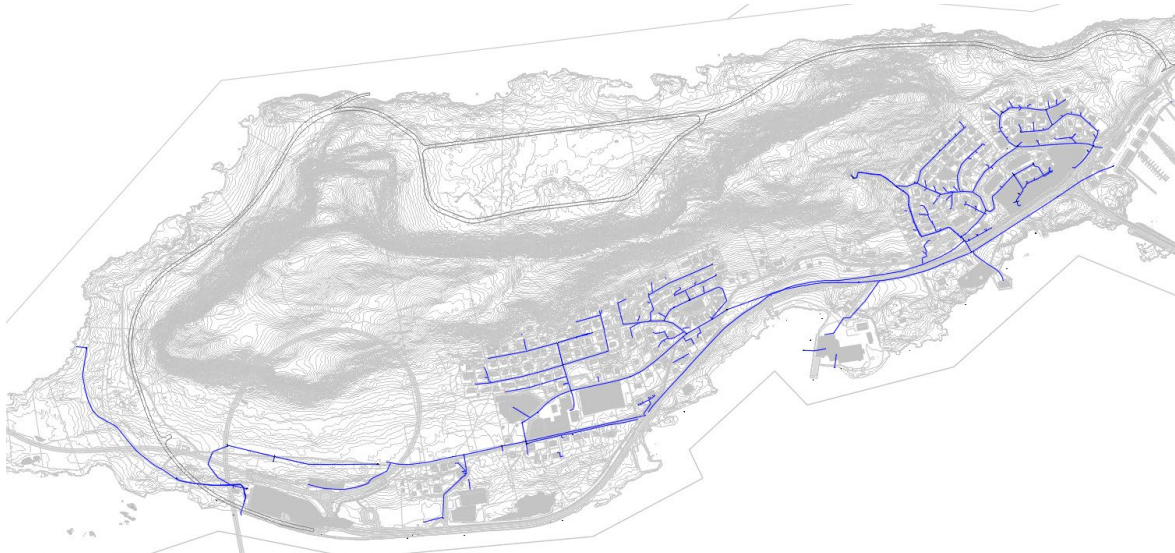


Figur 1 Illustrasjon over planens utbyggingsområde for næring.

1. Vannforsyning

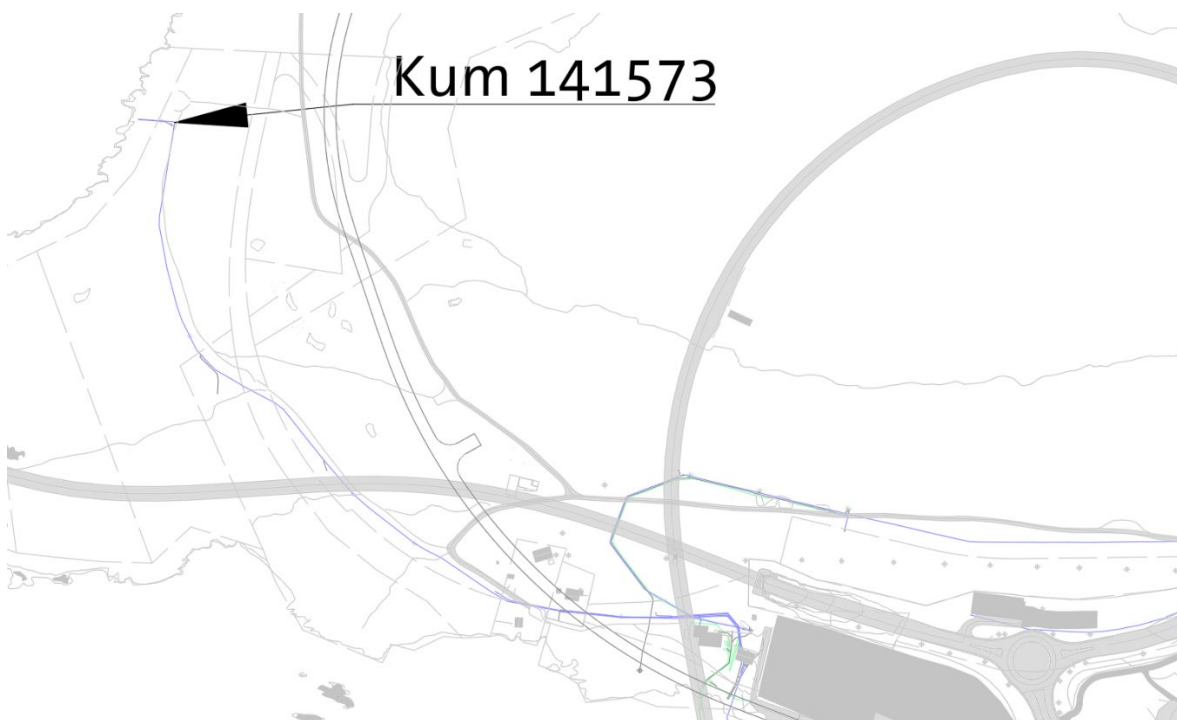
1.1. Eksisterende situasjon

Det er i dag ikke vannledninger til området, Figur 2 viser kommunalt og privat ledningsnett



Figur 2 Oversikt over kommunalt og privat ledningsnett for vann.

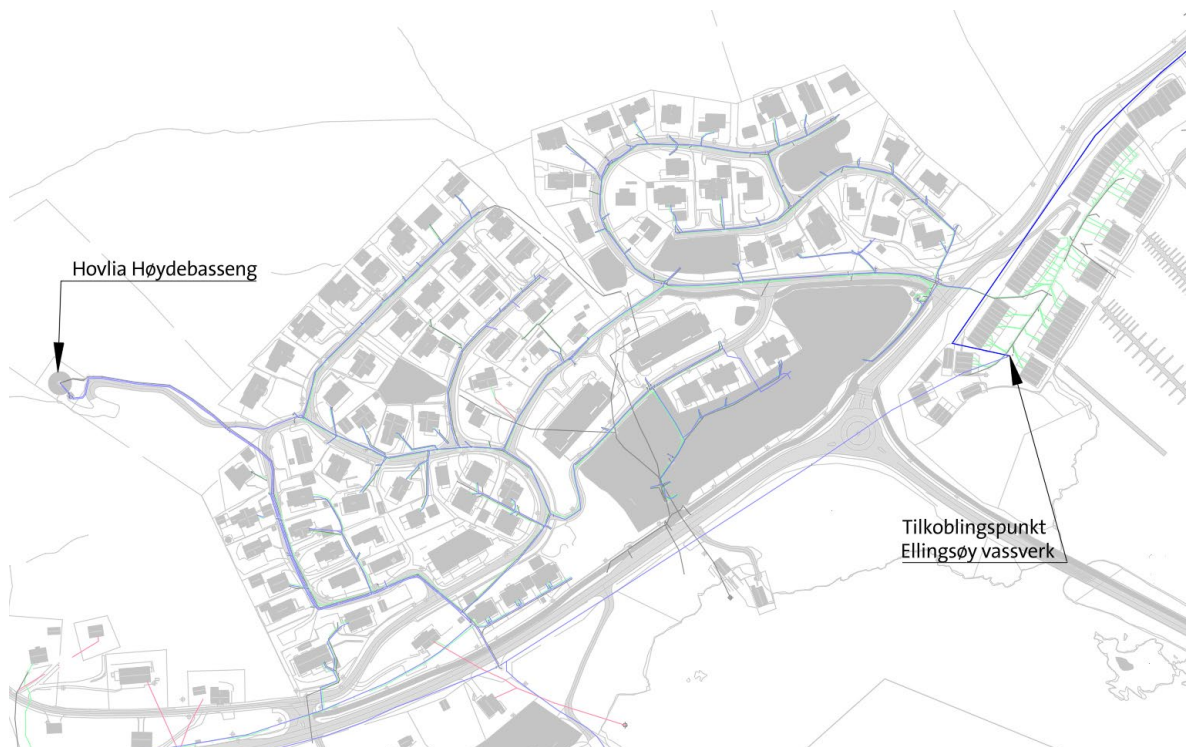
I vest er nærmeste mulige tilknytning ved den kommunale sjøledningen som går over til Valderøya, kum SID 141573, se Figur 3. Til kummen går det en 315 PE100 SDR11 ledning, fra 2011.



Figur 3 Tilgjengelig vannledning i vest, tilhørende Ålesund kommune.

I øst har Ellingsøy Vassverk SA ledningsnett til boligfeltet Hovlia Vest. Vassverket bruker kilden Liamyra, med vannbehandlingsanlegg på Kvalstein. Nærmeste tilknytningspunkt er en DN150 fra 1962 ved naustene i Eidsvågen. Vassverket har et relativt nytt høydebasseng

på 700m³ ved ca. kote 70, ovenfor boligfeltet på Hovlia. Fra høydebassenget går det en ca. 400m lang 225PVC ned til kum der 150-ledningen fra 1962 er tilkoblet. Fra kum til aktuelt tilkoblingspunkt er det ca. 400m.



Figur 4 Privat ledningsnett i øst, Ellingsøy Vassverk.

Kommunen og Ellingsøy Vassverk jobber nå med ferdigstilling av en tilknytning mellom deres ledningsnett for å øke forsyningssikkerheten i området.

1.2. Hydraulisk belastning

Det er gjort en beregning av personekvivalenter (Pe) og vannmengder som kan forventes ved en framtidig bruk av området.

Det brukes som normalforbruk 150 l/døgn per Pe. Beregningene er delt inn i byggetrinn 1, byggetrinn 2 og fullt utbygd.

Vannforsyning til produksjonen på fiskeforedlingsanlegget på byggetrinn 1 er ikke medtatt i beregningene, da det er opplyst om at anlegget trolig skal ha eget vannbehandlingsanlegg for produksjonsvann. Det er for dette området da sett på antall arbeidsplasser. Det benyttes tall for kontor, men belastningen er settet i nedre sjiktet, 50 l/ansatt/døgn.

For byggetrinn 2 er det benyttet tall for utbygd areal da det er uvisst hva slags arbeidsplasser som vil komme her. Det er snakk om maritim industri og det er antatt at vannbehovet vil ligge hverken spesielt lav eller høyt. Det er da benyttet 3 l/m²/døgn.

Vannlekkasje for nytt vannforsyningsanlegg er satt til 10%. Tabell 1 viser estimert antall Pe basert på tilgjengelig opplysninger.

Tabell 1 Pe-beregning

Areal	Driftstype	Omregningsfaktor	Antall Pe
Byggetrinn 1	300 arbeidsplasser	50l/ansatt/døgn	100
Byggetrinn 2	55300 m ²	3 l/m ² /døgn	1106
Fullt utbygd			1206

Tek17 §11-17 stiller krav til vannforsyning for bekjempelse av brann. Som preaksepterte ytelser er det lagt til grunn slokkevannskapasitet på

- Minst 1200 liter per minutt i småhusbebyggelse
- Minst 3000 liter per minutt, fordelt på minst to uttak, i annen bebyggelse

Vannkilden skal ha kapasitet for 1 times tapping. For Kverve nord vil det være pkt. b som blir gjeldende, dette utgjør da 50 l/s og 1 times forsyning utgjør 180 m³.

Tabell 2 viser forbruksstrukturen og dimensjonerende vannmengde.

Tabell 2 Dimensjonerende vannmengde

Forbruks struktur	Byggetrinn 1	Byggetrinn 2	Fullt utbygd
Antall Pe	100	1106	1206
Døgnfaktor (f_{maks})	3,9	2,85	2,85
Timesfaktor (k_{maks})	3,28	2,02	2,02
Vannmengder			
Normal timesforbruk	0,2 l/s	2,1 l/s	2,3 l/s
Normal døgnforbruk		182,5	199 m ³ /dgn
	16,5 m ³ /dgn	m ³ /dgn	
Normal årsforbruk	6023 m ³ /år	66 609 m ³ /år	72 631 m ³ /år
Maks timesforbruk ($k_{maks} \times f_{maks}$)	2,2 l/s	11,2 l/s	12,2 l/s
Maks timesforbruk m/ brannvann	52,2 l/s	61,2 l/s	62,2 l/s

Da døgnfaktor og timesfaktor er et produkt av antall Pe vil den totale belastningen for hele planområde være en egen beregning, og ikke en summering av byggetrinn 1 og byggetrinn 2.

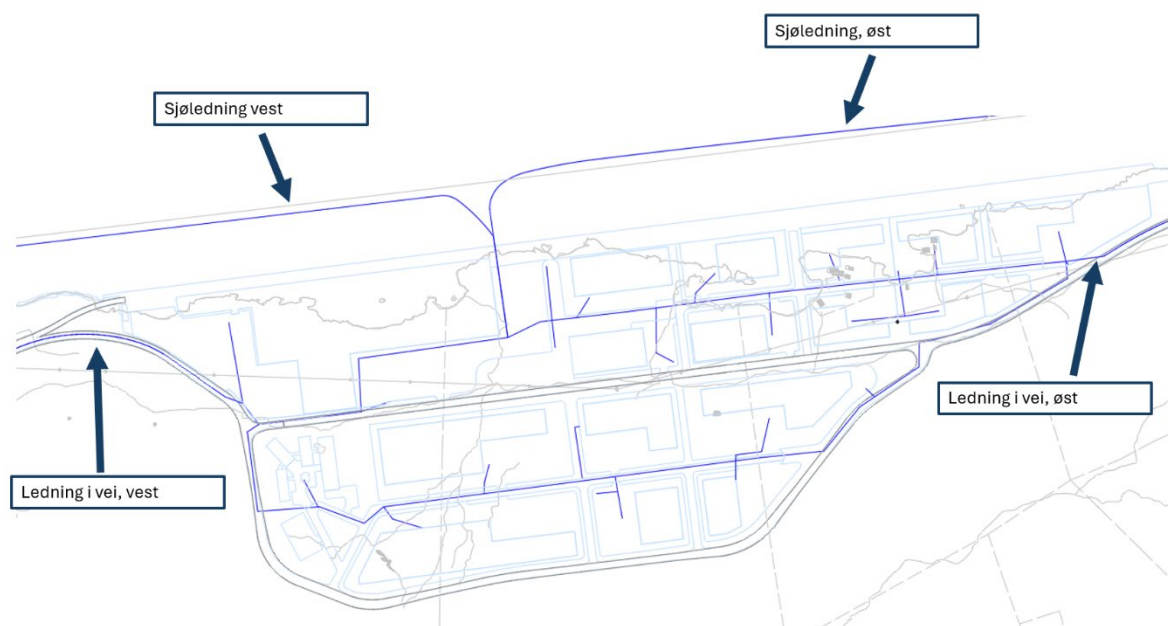
1.3. Generelt om skissert løsning

Forsyning til industriområdet kan skje enten fra kommunalt vannverk i vest eller fra privat vannverk i øst. I tillegg kan forsyningsledning legges enten i tilkomstveien til industriområdet eller som sjøledning. Det er laget en skisse til fordelingsnett i industriområdet for å kunne vurdere dimensjon på ledningene, se Figur 5. Det er i tillegg satt opp en enkel EPANET-modell for å simulere tilgjengelig trykk i overføringsledning og fordelingsnett. Fordelingsnettet er tegnet som bare en ringledning på totalt 2km. Dimensjoneringen som gjøres her vil være overordnet og noe grovere, men konservative, slik at man er sikker på at resultatene vil være gyldige. Plassering av ledningene og hydranter er basert på skisse fra ARK og det må påregnes at løsning tilpasses byggenes utforming og behov og annen infrastruktur når man ser på dette i detaljfasen.

I detaljprosjektering må gjeldende VA-norm for Ålesund kommune følges.

Ved simulering med EPANET-modellen er det sett på brannvannsutak ved timen med størst forbruk en vanlig dag ($k_{\text{maks}} \times f=1$) for fullt utbygd område, rundet opp til 54 l/s. Uttaket er simulert på mest ugunstigste plassering og kontrollert opp mot et tilgjengelig resttrykk på minimum 1 bar. For alle alternativene er innvendig dimensjon på overføringsledning 229mm og 180mm på fordelingsnett, som tilsvarer hhv. 280PE og 225PE, SDR11. Ruhet er satt til 0,25 for overføringsledning og 0,4 for fordelingsnettet.

I den tiden det bare er byggesteg 1 som er satt i drift vil overføringsledning til området være noe overdimensjonert. Dette vil resultere i lengere oppholdstid til vannet i ledningen som igjen vil kunne påvirke vannkvaliteten. Dette må vurderes i detaljprosjekteringen, når man har bedre oversikt over vannbehov og videre utbygging.



Figur 5 Skissert løsning for vannledninger i industriområdet. Det er her tegnet inn alle fire alternativene for overføringsledning.

1.4. Skissert løsning vest – forsyning fra Ålesund kommune

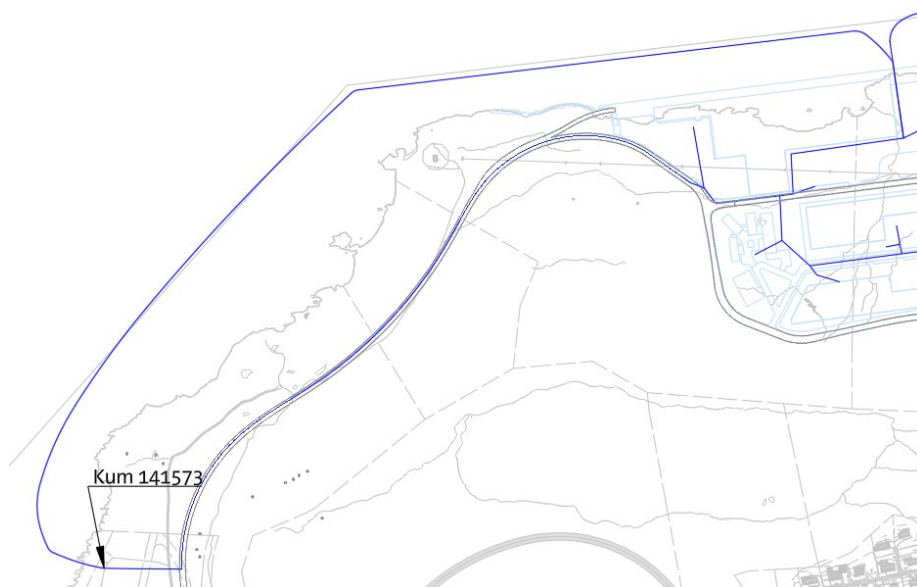
Vannforsyning fra øst gjøres fra kum SID 141573. Til kummen går det en 315 PE100 SDR11 ledning. Ålesund kommune har i sin hydrauliske modell simulert et uttak på 50 l/s brannvann i denne kummen. Tabell 3 gjengir resultat fra simuleringen. Resultatet er ut ifra gjennomsnittlig fyllingsgrad av høydebasseng og trykket vil variere med forbruk.

Tabell 3 Resultat simulering brannvann, utført av Ålesund kommune ved hjelp av hydraulisk modell.

Trykk i kum 141573	
Normal drift i eksisterende situasjon	Ca. 7.1 bar
Ved brannuttak 50 l/s	Ca. 5,7 bar

Simulering viser at det er bra med trykk tilgjengelig ved brannvannsuttak. Kommunen opplyser at de ikke kan godkjenne direkte uttak for brannvann over 50 l/s, ved behov for mengder over dette må utbygger selv gjennomføre nødvendig tiltak. Det er på dette tidspunktet ikke kjent om det er behov for mer enn 50 l/s til brannvann.

For videre forsyning fra kum 141573 til industrifeltet er det to alternativer, vist i Figur 6. Enten ledning i veien, dersom tilkomstvei skal gå fra vest, eller sjøledning.



Figur 6 Skisse overføringsledning fra kum 141573 til industriområde. Begge alternativ for overføringsledning er tegnet inn.

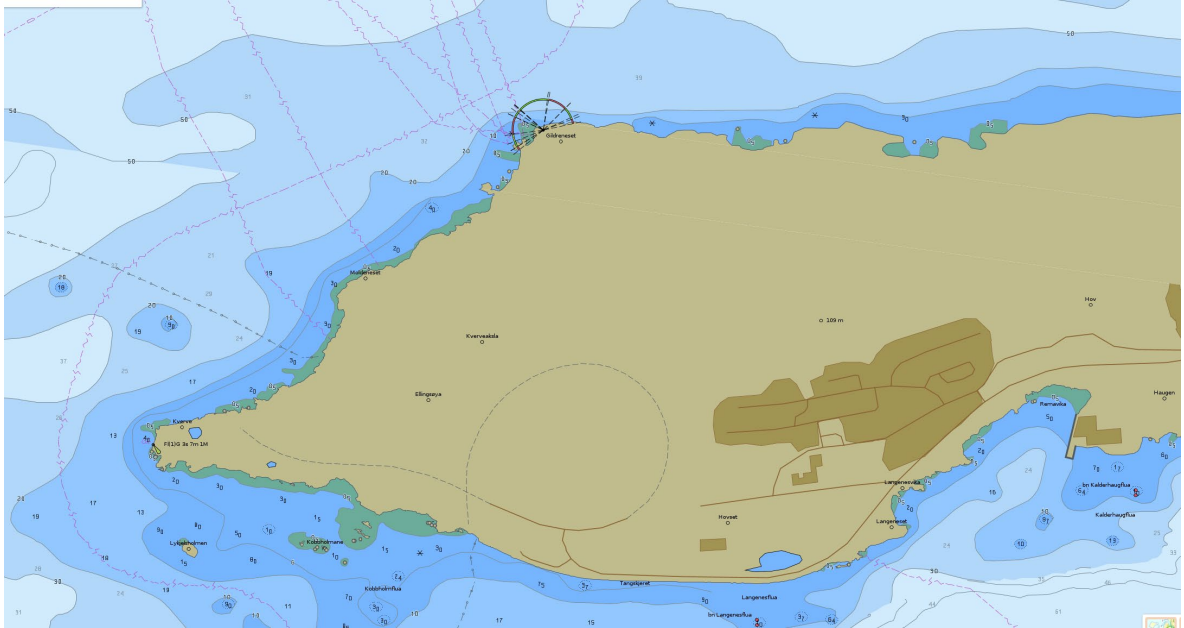
Resultat fra simulering i EPANET er vist i Tabell 4

Tabell 4 Resttrykk ved 54 l/s uttak for alternativ med etablering av sjøledning og alternativ for ledning i vei ved påkoblingspunkt kommunalt vannverk.

	Lengde, innvendig diameter	Tilgjengelig trykk ved påkoblingspunkt	Resttrykk ved brannhydrant, kote 13, med ringledning
Ledning i sjø, vest	1750m, 229mm 1000m, 180mm	5,7 bar ved kum 141573, kote 3	2,5 bar
Ledning i vei, vest	1150m, 229mm 1000m, 180mm	5,7 bar ved kum 141573, kote 3	3,0 bar

Med input fra Ålesund kommunes hydrauliske modell ser vi at skissert løsning både for sjøledning og ledning i vei vil gi tilstrekkelig resttrykk ved en belastning på 54 l/s.

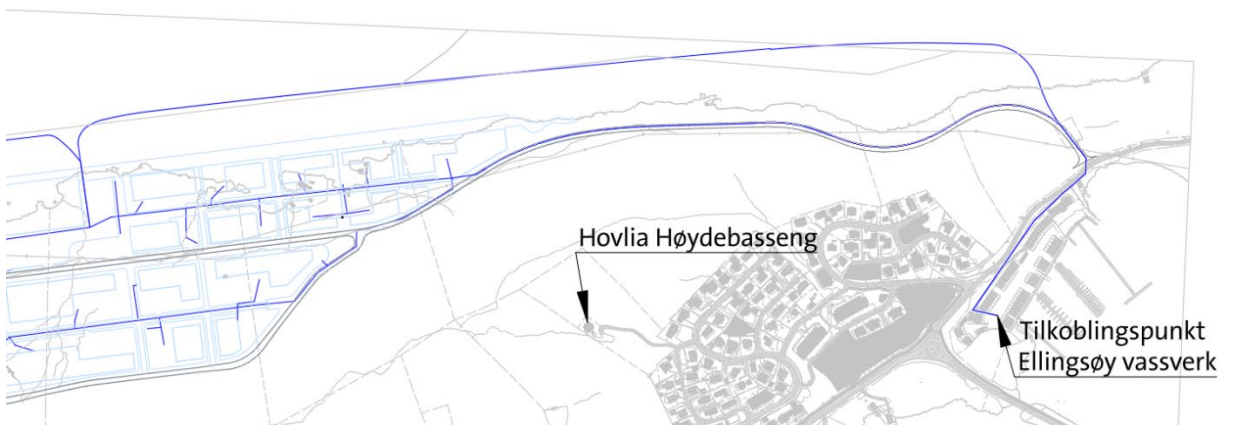
En sjøledning vestover må krysse flere sjøkabler, se Figur 7, hentet fra norgeskart.no. Før evt. prosjektering av sjøkabel må det undersøkes om det finnes ytterligere sjøledninger/-kabler i området.



Figur 7 Sjøkart fra norgeskart.no viser flere strømkabler i traseen for evt. sjøledning. Hentet 15.01.26.

1.5. Skissert løsning øst – forsyning fra Ellingsøy vassverk

Vassverket har nærmeste mulige tilknytningspunkt helt vest i naustområde. Dette er en eldre DN150 av ukjent kvalitet. Vassverket har ikke en nettmodell og får derfor ikke simulert tilgjengelig trykk ved brannvannsuttak og hvordan dette vil påvirke nettet for øvrig. De har opplyst at ved normal drift er trykket i kummen ca. 7,5bar. Det er også her sett på to alternativ, ledning i vei eller sjøledning.



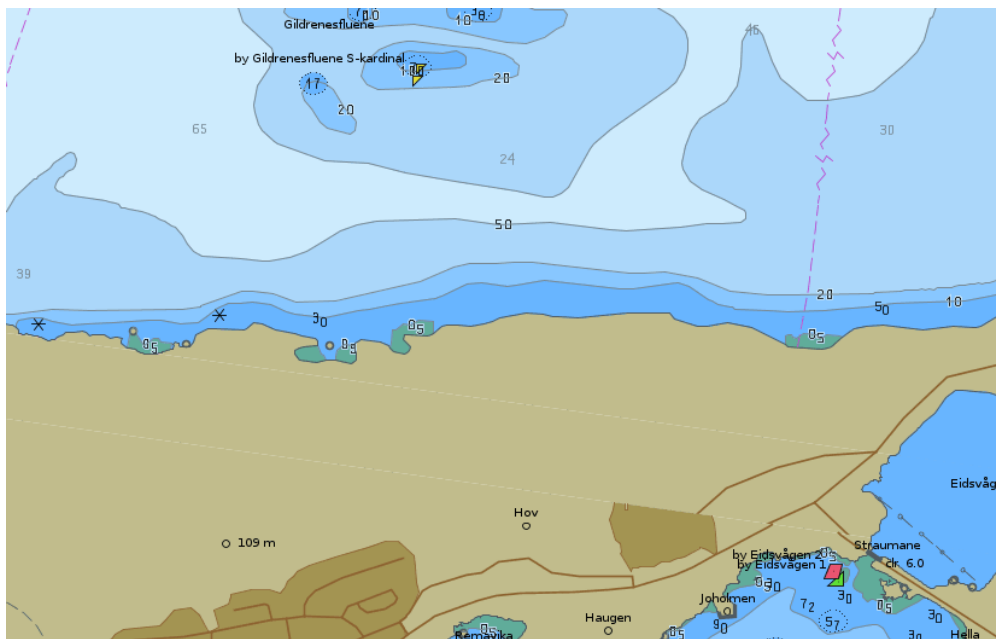
Figur 8 Skisse overføringsledning fra ledning ved naustområde til industriområde, både ledning i vei og sjøledning er tegnet inn.

For løsningen med sjøledning blir total lengde på overføringsledninger ca. 2200m lang, mens ledning i vei blir ca. 1450m. Gjennom naustområde ligger det mye ledninger i grunnen. Vannledningen må derfor legges ovenfor naustene, alternativt må det legges sjøledning i Eidsvågen, gjennom småbåthavna.

Uten hydraulisk modell over nettet til vassverket eller konkrete resultater fra trykkprøving er det uvisst hvordan et så stort vannuttak som 54 l/s kan leveres og hvordan det vil påvirke trykket ellers på nettet. Det er derfor ikke simulert trykktap med EPANET for disse alternativene da det er for stor usikkerhet rundt levert trykk fra vassverket.

Om forsyning fra Ellingsøy Vassverk skal være aktuelt bør den eldre 150-ledningen til tilkoblingspunktet oppgraderes til en DN225. Da vil tilkoblingspunktet være koblet til høydebassenget med en 225-ledning på totalt ca. 900m, noe som vil bedre kapasiteten.

En evt. sjøledning østover må krysse en sjøkabel, se Figur 9, hentet fra norgeskart.no. Før evt. prosjektering av sjøkabel må det undersøkes om det finnes ytterligere sjøledninger/-kabler i området.



Figur 9 Sjøkart fra norgeskart.no viser en strømkabel i traseen for evt. sjøledning. Hentet 15.01.26.

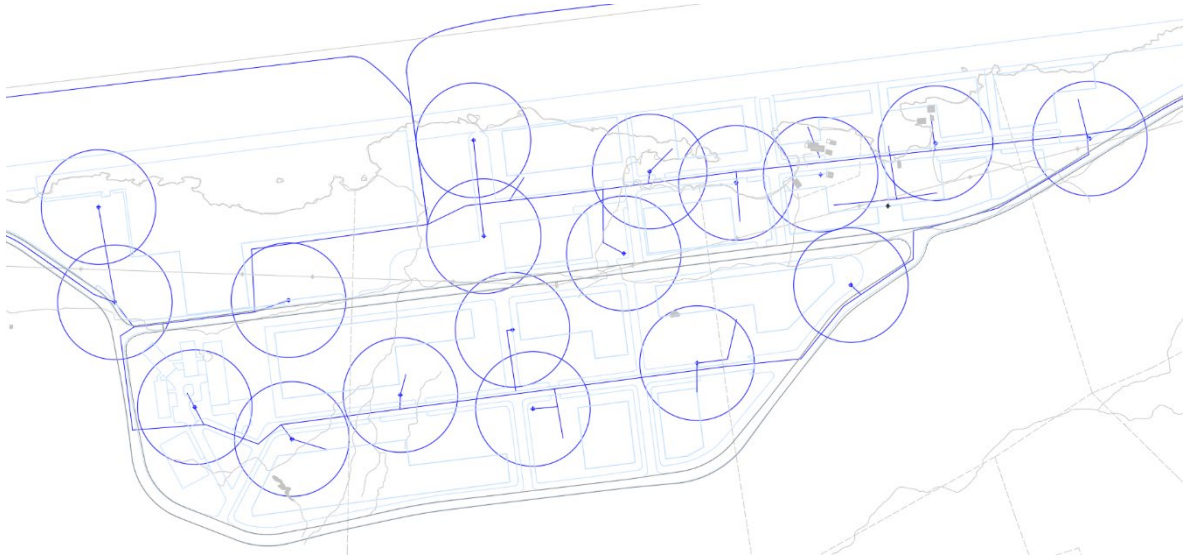
1.6.Brannsikkerhet

Løsning er basert på preaksepterte ytelser for vannforsyning utendørs i Tek 17, §11-17. Det er lagt til grunn 50 l/s til brannvann. Det er plassert ut hydranter for industriområdet, basert på skissert bygningsplassering i planen. Ut fra dette er det behov for minimum 18 brannhydranter/brannkummer for å dekke området. Dette er bare et grovt anslag som vil være avhengig av utforming av de enkelte byggene og hvor deres hovedangrepsvei vil være.

Det vil være aktuelt med sprinkling av samtlige bygninger innenfor planområdet. Detaljer rundt dette må sees på for hvert enkelt bygg.

Utvendig slokkevannsbehov jf. krav i TEK17 er ivare tatt med forslåtte løsninger ved påkobling til Ålesund vannverk.

Det var ikke opplyst nødvendige informasjon fra Ellingsøy vannverk for å kunne vurdere om nettet har nok kapasitet for å levere nødvendig utvendig slokkevann.



Figur 10 Skissert løsning for plassering av brannhydranter. Sirkler med radius=50m viser dekningsområdet.

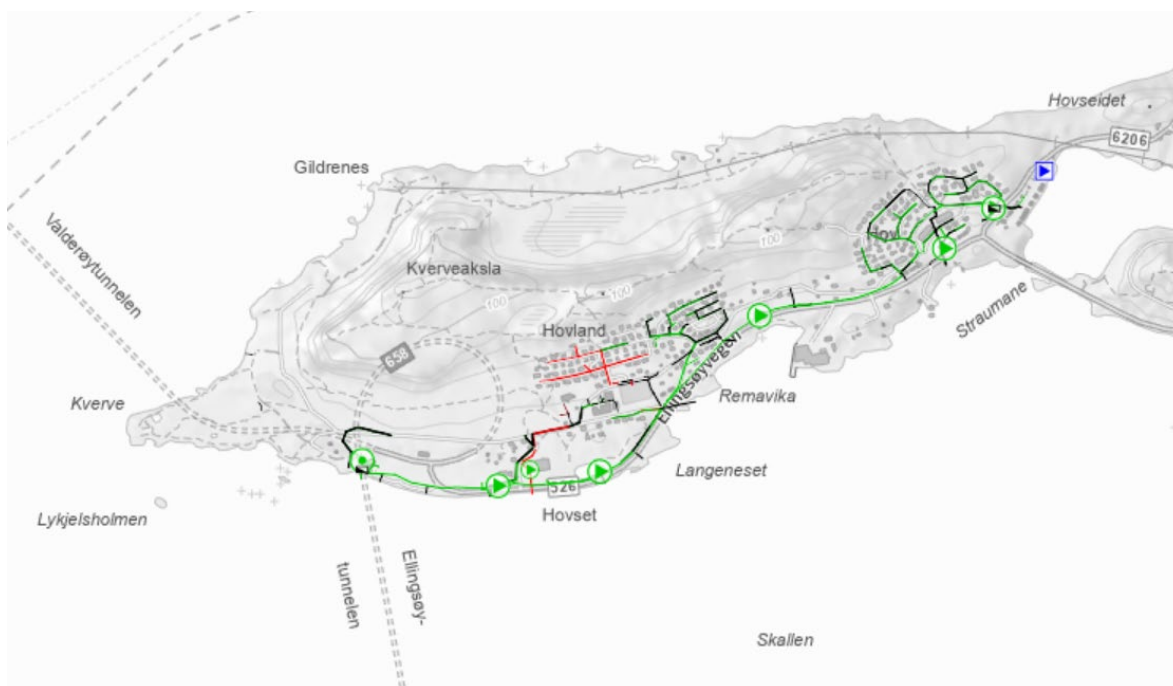
2. Spillvann

2.1. Eksisterende situasjon

Det er i dag ikke avløpsledninger til planlagt industriområde. Nærmeste tilknytning i øst er i enden av naustområdet, Figur 11. Der pumpes avløpet til kommunalt silanlegg, RA7 Kverve, via 1 privat og 4 kommunale pumpestasjoner. Figur 12 viser avløpsnettet med pumpestasjoner, RA7 ligger helt vest ved Ellingsøytunnelen.

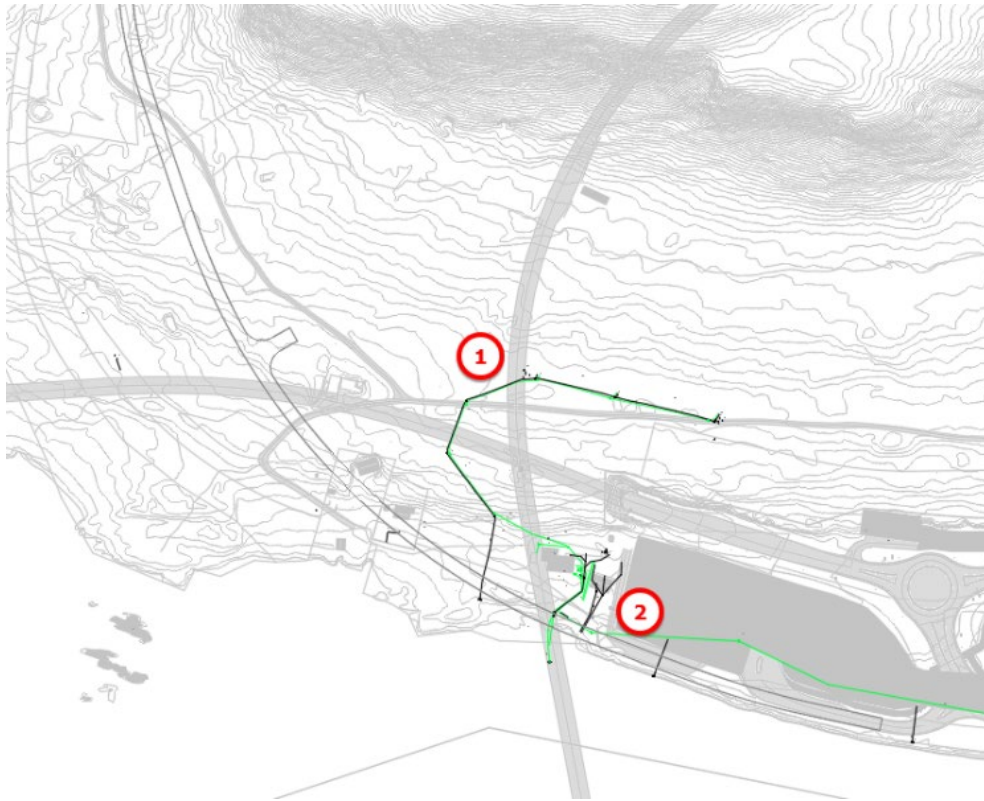


Figur 11 Eksisterende spillvannsnett ved tilkomstvei øst. Pkt. 1 og pkt. 2 viser hhv. privat og kommunal pumpestasjon.



Figur 12 Oversikt over avløpsnettet med pumpestasjoner.

I vest er nærmeste tilkoblingspunkt selvfallsledning, 200mm PVC, som leder rett til avløpsrenseanlegget, se Figur 13.



Figur 13 Eksisterende spillvannnett ved tilkomstvei vest. Pkt. 1 er nærmeste selvfallsledning. Pkt. 2 er kommunalt silanlegg RA7.

Avløpsvann ledes til et kommunalt mekanisk silanlegg, RA7 Kverve. Anlegget er et relativt nytt kapittel 13 anlegg etter forurensingsforskriften. Ålesund kommune opplyser om at anlegget har kapasitet til å håndtere beregnede mengder fra næringsområdet (epost fra kommunen 22.12.25). Anlegget er dimensjonert for 2700pe og klarer kravene for rensing satt i gjeldende utslippstillatelse. Det tar i mot i snitt 7,3 l/s (gjennomsnittlig målt vannmengde 2024/2025) og har høyeste målte verdi på 22,46 l/s.

Kommunen stiller krav om at pumpet avløp må kobles til selvfallsnett før det kobles til renseanlegget for å hindre trykkstøt og ujevn vannføring inn på silene. VA-norm for Ålesund kommune må legges til grunn for rett utførelse.

2.2. Hydraulisk belastning ved utbygging

Det brukes samme antall Pe for spillvann og for vannforsyning. Avløpsvann fra produksjon ved fiskeforedlingsanlegget er ikke inkludert da det er tenkt eget renseanlegg for dette.

Det brukes som normal forbruk 150 l/døgn per Pe. I tillegg til dette kommer 0,1 l/s per km ledningsnett for innlekking av fremmedvann, med estimert totalt ledningsnett på 3km, eks. pumpeledninger. Tabell 5 viser dimensjonerende mengder for utbyggingstrinnene hver for seg og ved ferdig utbygd område.

Tabell 5 Dimensjonerende avløpsmengder.

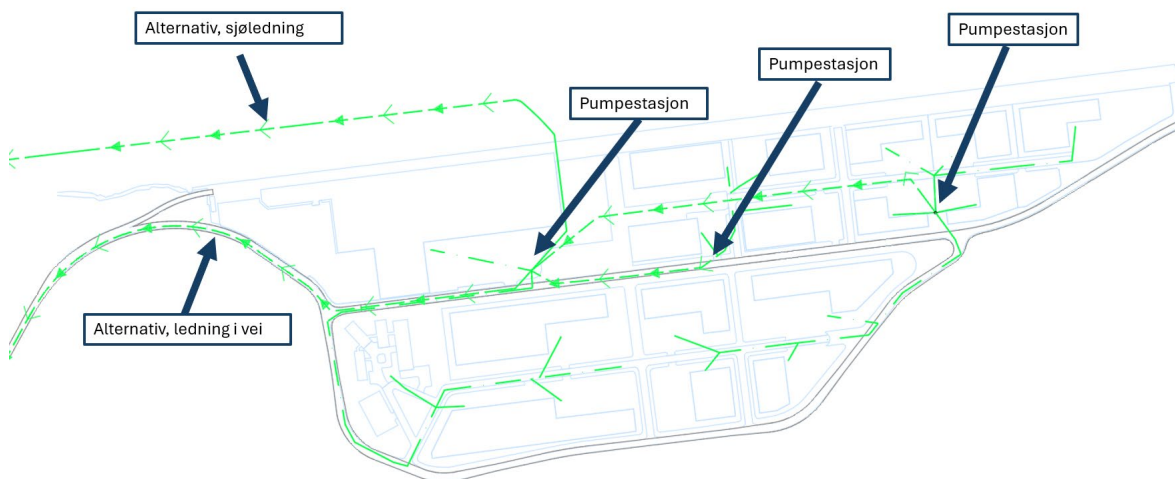
Forbruks struktur	Byggetrinn 1	Byggetrinn 2	Ferdig utbygd område
Antall Pe	100	1106	1206
Døgnfaktor	3,9	2,85	2,85
Timesfaktor	3,28	2,02	2,02
Spillvannsmengder			
Snitt	0,2 l/s	2,2 l/s	2,4 l/s
Maks time	2,2 l/s	11,3 l/s	12,3 l/s
Over året	6400 m ³ /år	70 000 m ³ /år	75 500 m ³ /år

Tilsvarende som for vann er døgnfaktor og timesfaktor en funksjon av antall Pe og den totale belastningen for hele planområde er en egen beregning, ikke en summering av byggetrinn 1 og byggetrinn 2.

2.3. Skissert løsning

For å få avløpet til kommunalt anlegg må det etableres to eller tre pumpestasjoner internt på industriområdet. Øvre plan har høyde (kote 13.3) nok til at man får ledet avløpet til pumpestasjon på nedre plan (kote 3.3). Nedre plan har behov for to eller tre pumpestasjoner som pumper avløpet fra byggene som ligger lengst unna pumpestasjonen som skal pumpe til kommunalt nett.

Figur 14 viser en skisse over aktuell løsning med tre pumpestasjoner. Plassering av ledningene er basert på skisse fra ARK og det må påregnes at løsning tilpasses byggenes behov og annen infrastruktur når man ser på dette i detaljfasen. For byggetrinn 1 er det bare behov for 1 pumpestasjon.



Figur 14 Skisse over avløpsledninger og pumpestasjoner i næringsområdet.

Det er utført beregninger for dimensjon på pumpeledningene for de forskjellige alternative løsningene, basert på mengdene beregnet i 2.2, vist i Tabell 6. Det er sett på mengdene for både byggesteg 1 og fullt utbygd område. Det er tatt utgangspunkt i PE SDR17, at skjærspenning skal være nært 2 N/m² for å sikre selvrensing og at friksjonstapet i ledningene ikke skal bli for stort.

Tabell 6 Dimensjon på pumpeledning for de aktuelle alternative løsningene, for byggesteg 1/full utbygging

Ledning	Q _{dim} [l/s]	Lengde [m]	Dimensjon, DN [mm]	Skjærspenning [N/m ²]	Trykktap [mVs]
Sjøledning, vest	2,2/12,3	1600(sjø) +550(land)	75/160	1,61/1,93	21,3/12,0
Ledning i vei, vest	2,2/12,3	1650	75/160	1,61/1,93	16,4/9,2
Ledning i veg, øst	2,2/12,3	1250	75/160	1,61/1,93	12,4/7,0

Som tabellen viser er det stor forskjell på dimensjon for ledning for byggetrinn 1 og fullt utbygd område. Dette må hensyntas i detaljprosjektering av anlegget og det anbefales at det legges en egen ledning for byggetrinn 1.

Pumpestasjonene må plasseres slik at de er enkelt tilgjengelig for drift og vedlikehold. Ved detaljprosjektering bør det sikres et minimumsfall på 10‰ for selvfallsledninger. Ved evt. mindre fall må selvrensing dokumenteres. Da næringsområde skal planeres til to forskjellige nivå med 10m høydeforskjell må det tilstrebes å utnytte høydeforskjellen for unngå å måtte pumpe avløpet fra bakre plan til pumpestasjon på fremre plan.

Alternativ 1 – pumpeledning i vei, øst

Med pumpeledning lagt i tilkomstveien fra øst kan avløpet kobles til avløpsledning i naustområdet. Herfra må avløpsvannet pumpes til RA7 via totalt 5 pumpestasjoner. Pumpeledning fra naustområde til første kommunale pumpestasjon er en 63mm PE-ledning. Denne leder til en ny pumpestasjon som pumper avløpsvannet videre via en 110mm PVC-ledning, se Figur 15.

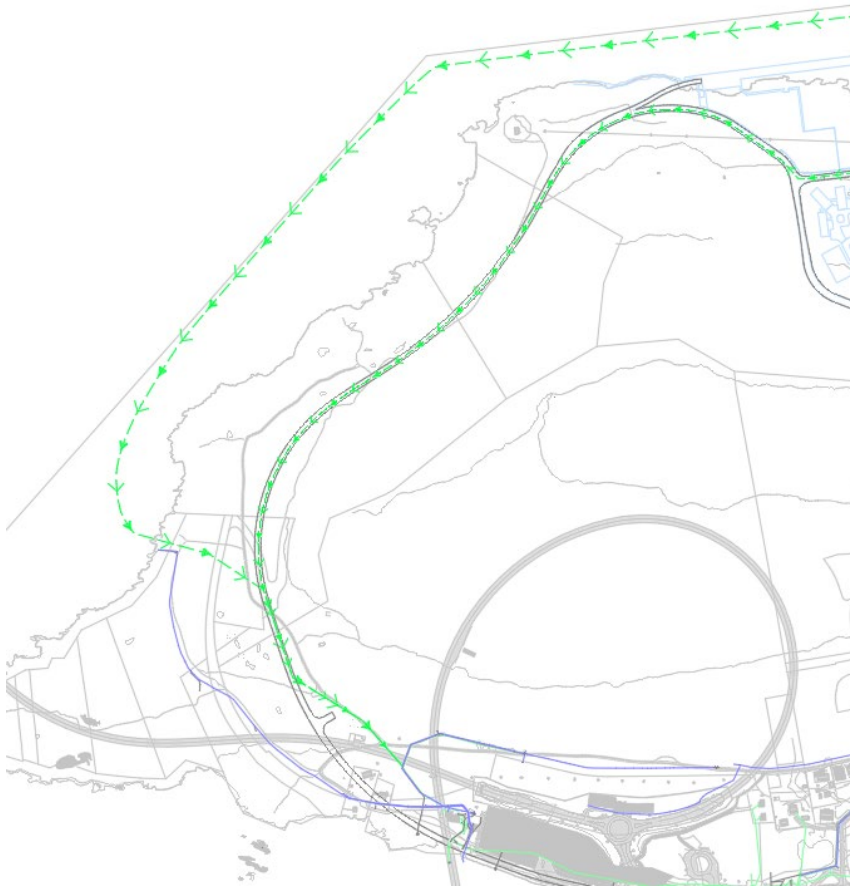
Denne løsningen er lite aktuell da kapasiteten til hverken privat eller kommunal pumpestasjon og deres pumpeledninger er stor nok til å håndtere avløpsmengdene. I tillegg vil dette medføre at spillvannet pumpes gjennom ytterligere 3 pumpestasjoner før det når silanlegget.



Figur 15 Alternativ med spillvann i øst. Pkt. 1 er en privat pumestasjon som leder vannet til kommunal pumpestasjon, pkt 2.

Alternativ 2 – pumpeledning i vei, vest

Dersom tilkomstveien blir fra vest vil pumpeledning kunne legges i veien, se Figur 16. Avløpet må pumpes frem til selvfallsnettet nord for RA7, til kum 170473. Fra denne kummen renner spillvannet i en 200PVC ca. 110m inn til RA7, gjennom ubebygd terreng. Det må i detaljprosjektering vurderes behov for oppgradering av dette strekket med to tilhørende kummer. Med denne løsningen slipper man unødige pumping av spillvannet og avløpet renner direkte inn til silanlegget.



Figur 16 Alternativ 2 og 3, pumpeledning i tilkomstvei vest eller sjøledning vest, til selvfallsledninger nord for silanlegget RA7 Kverve.

Alternativ 3 – sjøledning vest

Alternativet er aktuelt om det ikke skal bygges ny vei i vest, se Figur 16. Det må gjøres en vurdering av kostnad på sjøledning opp mot kostnad og mulighet for å grave grøft til næringsområdet selv om vei ikke skal gå i vest. Ledningen må krysse sjøkablene vist i Figur 7, i tillegg til evt. annen infrastruktur.

Alternativ 4 – eget renseanlegg byggetrinn 1

Ettersom byggetrinn 1 bare omfatter produksjonsanlegget til Hofset og det skal bygges et eget renseanlegg for produksjonsvann, er belastningen til byggetrinn 1 relativt beskjeden, ref. Tabell 5. Et alternativ er da å bygge et eget renseanlegg for dette byggetrinnet med utslipp til fjorden. Dette alternativet er ikke utredet videre da det uansett må legges vannledning til området og det allerede finnes et kommunalt silanlegg med kapasitet for hele utbyggingen.

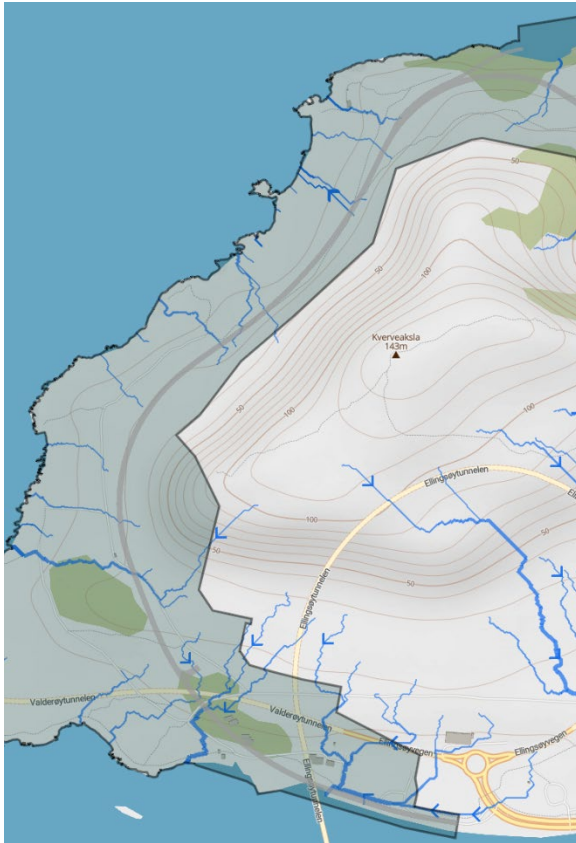
3.1.Nedbørsfelt og arealbruk

Det finnes ikke noe definert vassdrag innenfor planområdet og avrenning er karakterisert som diffus.

A topographic map of a watershed area. The map features a network of blue lines representing a river system, with a main channel and several tributaries. Brown lines indicate contour lines, with labels for elevations such as 50, 100, and 150. A road network is shown as a series of brown lines. The map is bounded by a black line, and the background is a light blue color. The map is oriented with the river flowing generally from the top left towards the bottom right.

A topographic map of the Hovlia area. The map features brown contour lines indicating elevation, with labels such as 50, 100, and 150 meters. A blue river flows through the landscape, passing near the town of Hovlia. Several roads are depicted, including a yellow road labeled 'Erlingevegen' and other roads like 'Hovvege' and 'Hovvege'. The map also shows green areas representing vegetation and grey areas representing built-up or urban regions. The coastline is visible on the right side of the map.

NO 925 768 480 MVA

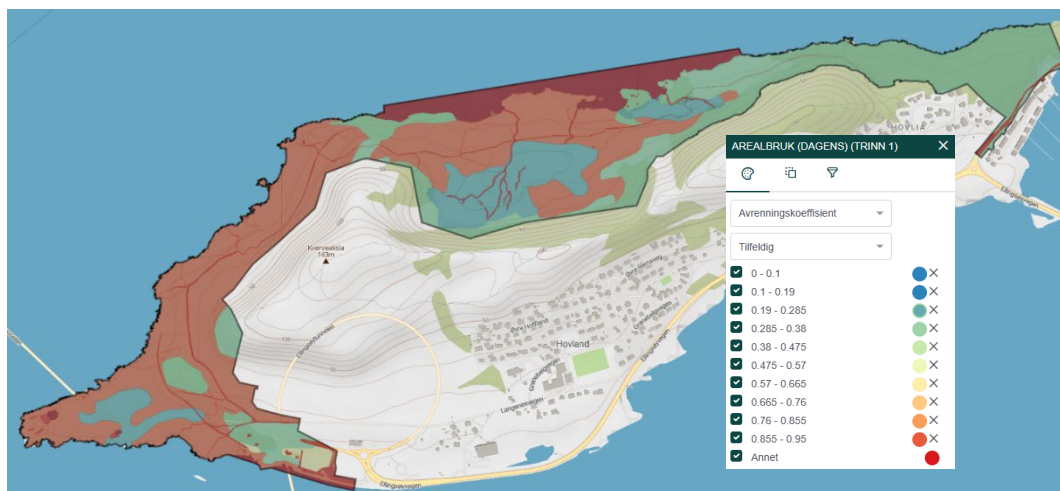


Figur 19 Avrenningslinjer, veg vest (Flomkuben, hentet av Nordplan 15.01.2026)

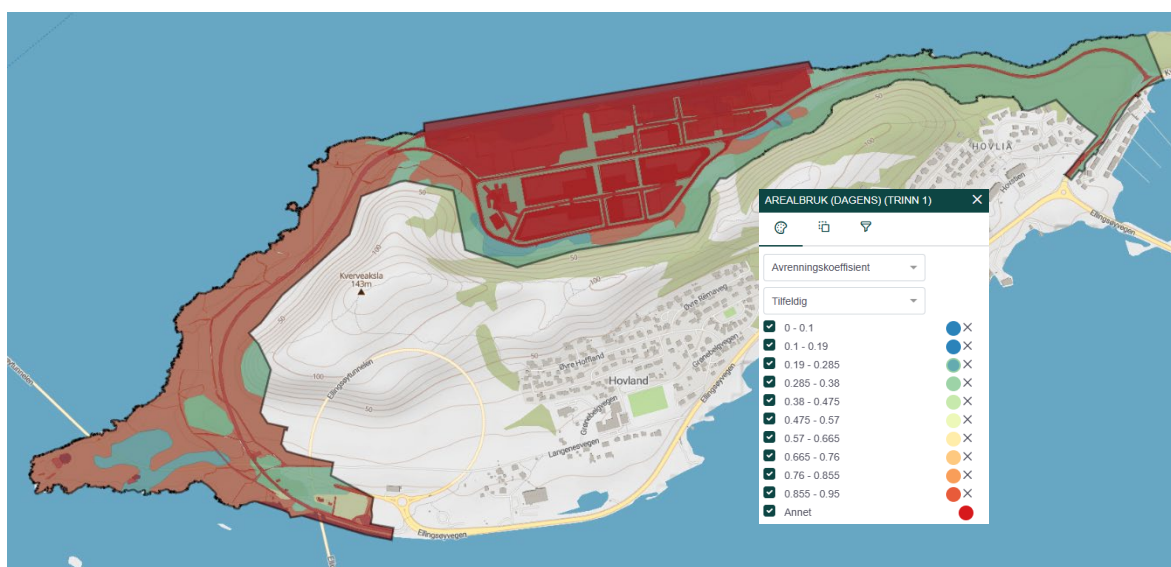
For vurdering av overvannshåndtering er Ålesund kommunes VA-norms *Vedlegg B4 – Retningslinjer overvasshandtering* fulgt.

Figur 20 viser areal bruk i dagens situasjon. Gjennomsnitt avrenningskoeffisient for feltet er beregnet til 0,55, se Figur 20. Etter utbygging vil avrenningskoeffisient ligge på 0,65. Dette gjelder hele planområdet (ca. 828 daa). Om man bare ser på næringsområdet med tilstøtende areal (ca. 380 daa) gir beregningene 0,52/0,69 (før/etter utbygging).

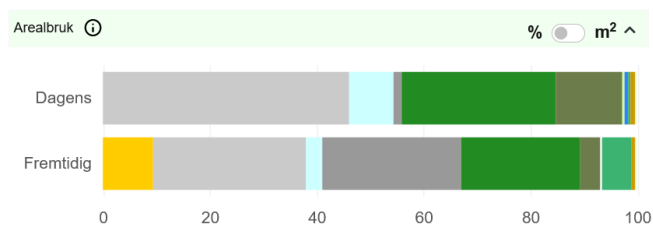
Avrenningskoeffisienten blir noe kunstig høyere i beregningene enn reelt da planområdet ikke følger sjøkanten, men inkluderer noe sjø (vann). Vann har en avrenningskoeffisient på 0,95 og drar da opp for hele feltet. Dette utgjør mest for beregning av dagens situasjon, da effektivt sjøareal reduseres ved utbygging. Se Figur 22 for detaljer.



Figur 20 Arealbruk og tilhørende avrenningskoeffisient i dagens situasjon.



Figur 21 Arealbruk og tilhørende avrenningskoeffisient ved full utbygging.

**Arealbruk i dagens situasjon:**

- 0.1% Bygning (0.9)
- 45.9% Lett fjellvegetasjon (0.8)
- 8.4% Vann (0.95)
- 1.6% Transport (0.9)
- 28.8% Skogbruk (0.2)
- 12.4% Våtmark (0.15)
- 0.3% Overflate-dyrket land (0.25)
- 0.7% Vassdrag (0.95)
- 0.5% Gress (0.2)
- 0.9% Urbant (0.5)
- 0% Jordbruk (0.25)

Arealbruk etter utbygging:

- 9.3% Bygning (0.9)
- 28.8% Lett fjellvegetasjon (0.8)
- 2.9% Vann (0.95)
- 26.1% Transport (0.9)
- 22.1% Skogbruk (0.2)
- 3.9% Våtmark (0.15)
- 0.2% Overflate-dyrket land (0.25)
- 0.1% Vassdrag (0.95)
- 5.4% Gress (0.2)
- 0.8% Urbant (0.5)
- 0% Jordbruk (0.25)

Figur 22 Øverst: Arealbruk, i %, for dagens og fremtidig situasjon. Under til venstre: beskrivelse, dagens arealbruk. Under til høyre, fremtidig arealbruk. Avrenningskoeffisient i parentes.

3.2. Metode for overvannsberegning

Det brukes programmet Flomkuben for å kartlegge nedbørsfelt, beregne feltparameter og dimensjonerende avrenning. Det kan simuleres tiltak med endringer for terrenget, avrenningskoeffisient og etablering av nye vannveger.

For beregning av dimensjonerende avrenning er "Den rasjonelle metode" benyttet i programmet. Avrenning (Q) er gitt ved formelen:

$$Q = C \times i \times A \times kf$$

Q = dimensjonerende avrenning (l/s)

C = avrenningsfaktor

i = dimensjonerende nedbør fra tabell IVF tabell (l/s/ha)

A = areal (ha)

kf = klimafaktor

Dimensjonerende nedbørintensitet bestemmes ved bruk av IVF-kurve basert på langtids nedbørsmålinger. For Kverve er det flere målestasjoner i nærheten som har genererte IVF-kurver, men kvalitetsklassen til IVF-verdiene er usikre. For å vurdere hvilke IVF-verdier som legges til grunn er det tatt med stasjoner lenger unna med høyere kvalitet.

Tabell 7 viser aktuelle nedbørsmålestasjoner som er vurdert.

Tabell 7 Aktuelle nedbørstasjoner med beregnede IVF-verdier

Stasjonsnr.	Stasjonsnavn	Periode	Antall sesonger i IVF	Kvalitetsklasse
SN64300	Kristiansund - Karihola	1973 – d.d.	36	God (1)
SN60940	Ålesund - Spjelkavik	1970 - 1995	22	Noe usikker (2)
SN60945	Ålesund IV	2009 – d.d.	10	Svært usikker (3)

For Kverve er Ålesund IV (SN60945) den stasjonen som er nærmest, men den har laveste kvalitetsklasse. Den har data for bare for en kort periode (10 sesonger ifølge IVF-verdiene).

Ålesund – Spjelkavik (SN60940) har bedre kvalitetsklasse, men stasjonen ble tatt ut av drift i 1995.

Kristiansund – Karihola (SN64300) har beste kvalitetsklasse. Det er den stasjonen som har mest data og som fortsatt er i drift. Sett opp mot dekningsområde nasjonalt for stasjoner med beregnede IVF-verdier ligger stasjonen i Kristiansund nært planområdet.

Kvalitetsklassen satt av metrologisk institutt baserer seg på mange parametere og er sterkt anbefalt å følge. Ålesund IV har laveste kvalitetsklasse og er derfor ikke aktuell å benytte. Ettersom Ålesund – Spjelkavik ikke har nyere data og i tillegg ligger lavere enn Kristiansund – Karihola for varighet 1-6 timer er ikke denne heller aktuell for dette tidsrommet. Derimot kan den vurderes benyttet for varighet på 12 og 24 timer, som en ekstra sikkerhet for de større nedbørshendelsene observert i Ålesund.

I de videre beregningene er det målestasjonen Karihola i Kristiansund som er tatt i bruk. Tabell 8 viser IVF-verdiene for stasjonen. Gitt gjentakintervall og varighet lik feltets konsentrasjonstid er utgangspunktet for valgt intensitet.

Tabell 8 VF-kurve Karihola – Kristiansund

IVF-verdier (l/s_Ha) for Kristiansund - Karihola (SN64300), 5 moh.

Data fra 1973 - 2024, 36 ses. Oppdatert 01.01.2025.

	Varigheter (minutter)															
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	146,8	122,7	109,8	93,3	68,7	55,5	46,7	37,8	31,0	26,5	21,7	18,6	15,1	10,7	7,5	5,0
5	194,3	165,3	150,9	130,9	97,0	78,8	66,5	53,3	43,3	36,1	28,9	24,5	19,9	13,8	9,6	6,6
10	225,2	192,9	179,4	157,0	117,3	96,2	80,9	64,8	52,1	43,0	34,0	28,7	23,3	15,8	11,1	7,6
20	253,9	219,1	207,0	182,9	137,3	113,0	96,1	76,5	61,2	49,7	39,0	33,0	26,5	17,9	12,5	8,6
25	263,1	227,5	215,9	191,5	144,4	118,9	101,1	80,2	64,2	51,9	40,6	34,3	27,5	18,5	13,0	8,9
50	290,3	253,5	243,2	217,9	166,2	137,2	117,3	93,1	73,7	59,0	45,7	38,7	31,0	20,6	14,4	9,8
100	318,0	278,3	270,9	246,9	189,7	156,6	134,0	107,3	83,7	66,5	50,9	43,5	34,6	22,8	15,9	10,7
200	344,1	304,0	298,8	277,6	214,9	178,4	152,0	123,0	94,7	74,0	56,2	48,3	38,2	24,9	17,5	11,6

Konsentrasjonstida er tida vannet bruker fra ytterkant av nedbørfeltet til aktuelt utløp.

Teoretisk består den består av avrenningstid på markoverflaten og strømmingstid i ledninger, kanaler, grøfter o.l. Konsentrasjonstid (t_k) kan bestemmes med bruk av nomogrammer og/eller formler.

Konsentrasjonstida for variert felt beregnes av formelen:

$$t_k = K \times L \times H^{-0,5} + 3000 \times A_{se}$$

t_k = tidsfaktor i minutter,

L = lengde av feltet i m,

H = høydeforskjellen i feltet i m,

A_{se} = andel innsjø i feltet (forholdstall),

K = tidsforsinkelse.

Klimafaktor som er brukt i beregningene er oppgitt i Tabell 9. Tabell 9 - Klimapåslag i forhold til dimensjonerende varighet og gjentaksintervall

Tabell 9 - Klimapåslag i forhold til dimensjonerende varighet og gjentaksintervall

	Dimensjonerende gjentaksintervall < 50 år	Dimensjonerende gjentaksintervall ≥ 50 år
≤ 1 time	40 %	50 %
>1 – 3 timer	40 %	40 %
>3 – 24 timer	30 %	30 %

3.3. Eksisterende OV-anlegg

Det finnes ingen kartlagte overvannsanlegg i det området hvor næringsområdet er planlagt. Sørvest og øst i planområdet finnes noe overvannsanlegg. Disse er ikke vurdert i denne rapporten ettersom det må etableres et overvannsanlegg som ikke skal ha utløp til eksisterende anlegg.

3.4. Kvalitet for vannforekomst

Grytafjorden nord for Ellingsøy er kartlagt med «god» økologisk tilstand og «ikke klassifisert» kjemisk tilstand (Vann-nett.no, Miljødirektorat).

Valderhaugfjorden har «svært god» økologisk tilstand, men «dårlig» kjemisk tilstand på grunn av industristoffer (Tributyltinnkation og Antracen).

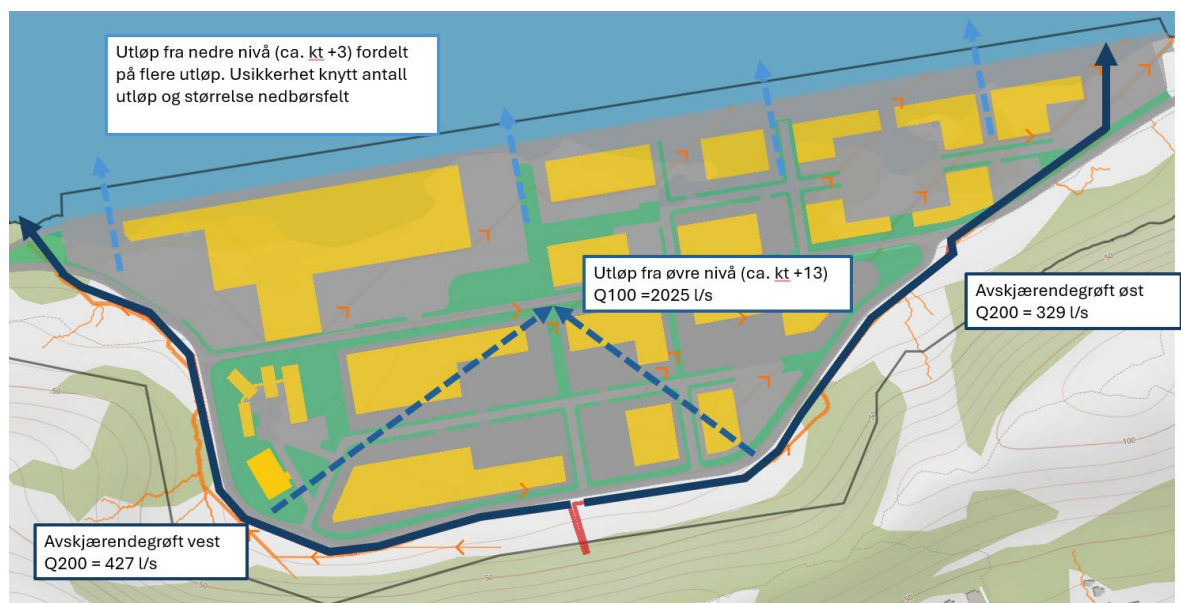
Ellingsøyfjorden-ytre har «moderat» økologisk tilstand og «dårlig» kjemisk tilstand på grunn av industristoffer og oljestoffer (Antracen og Pyrene).

3.5. Overvannshåndtering i fremtidig situasjon

Overvann skal i størst mulig grad håndteres lokalt (LOD) i tråd med TEK17 §15-8 første og andre ledd. Dette innebærer at overvann bør infiltreres eller forsinkes på egen tomt, og at løsninger skal utformes slik at de ikke medfører skade eller ulempe for byggverk eller omkringliggende områder. I Vedlegg B4 – Retningslinjer overvashandtering til kommunens VA-norm står det at et grunnleggende prinsipp er at nedbør så tidlig som mulig bør tilbakeføres til det naturlige kretsløpet.

Planområdet ligger ved fjorden, og overvannet kan på en trygg måte ledes i rør eller grøft direkte til sjø, noe som gjør fordrøynings tiltak uforholdsmessig kostbare. Det er allikevel en fordel at avrennings ledes til grøntareal i størst mulig grad før det ledes til røranlegg da det vil bidra til rensing av overvann og reduserer størrelse på ledningsanlegg.

Utbygging i planområdet er ikke detaljert på et nivå som gjør mulig å beregne overvannsmengde og dimensjonere overvannsrør i detalj. Det er utført overslagsberegninger for enkelte tiltak og/eller beskrevet prinsipp-løsninger, se Figur 23.



Figur 23 Prinsipp-løsning for OV-handtering i og ved næringsområdet med overslags OV-beregninger

OV-handtering innenfor næringsområdet

I utkast fra ARK er det tegnet inn en del grøntareal som bør utnyttes for å sørge for at nedbør kan infiltreres. Det er store asfalterte flater og mange bygg som vil sørge for hurtig avrenning. Ved detaljprosjektering av veier, parkeringsplasser og bygg må det sikres at nedbør i industriområdet ledes til sandfang.

Det er på dette tidspunkt ikke kjent om det i planområdet vil være risikofyllt arealbruk som vil kreve spesielle rense- eller sikringstiltak, slik som oppsamlingsbassen for spill/lekkasjer, oljeavskillere og liknende. Dette må vurderes under detaljprosjekteringen.

Avrenning og ledningsdimensjon fra øvre nivå er vurdert på et overordnet nivå. Det er usikkerhet om området vil være utformet med trygge og sikre flomveier. Det er derfor brukt en returperiode på 100-år i beregningene for å ivareta krav i TEK 17. Gjentakstinterval kan reduseres om terrenget blir prosjektert slik at vannet kan renne trygt ned til sjøen ved overskridelse av kapasitet til ledningene. Det er beregnet overvannsmengde for all avrenning innenfor øvre nivå. Det er brukt som forutsetning at det er en helning på 1% med fall mot nord for å kunne beregne konsentrasjonstid.

Se Figur 23 for skissert løsning og Tabell 10 for OV-beregningene og dimensjonering.

Tabell 10 – OV-beregning for avrenning fra øvre nivå og dimensjonering ledning

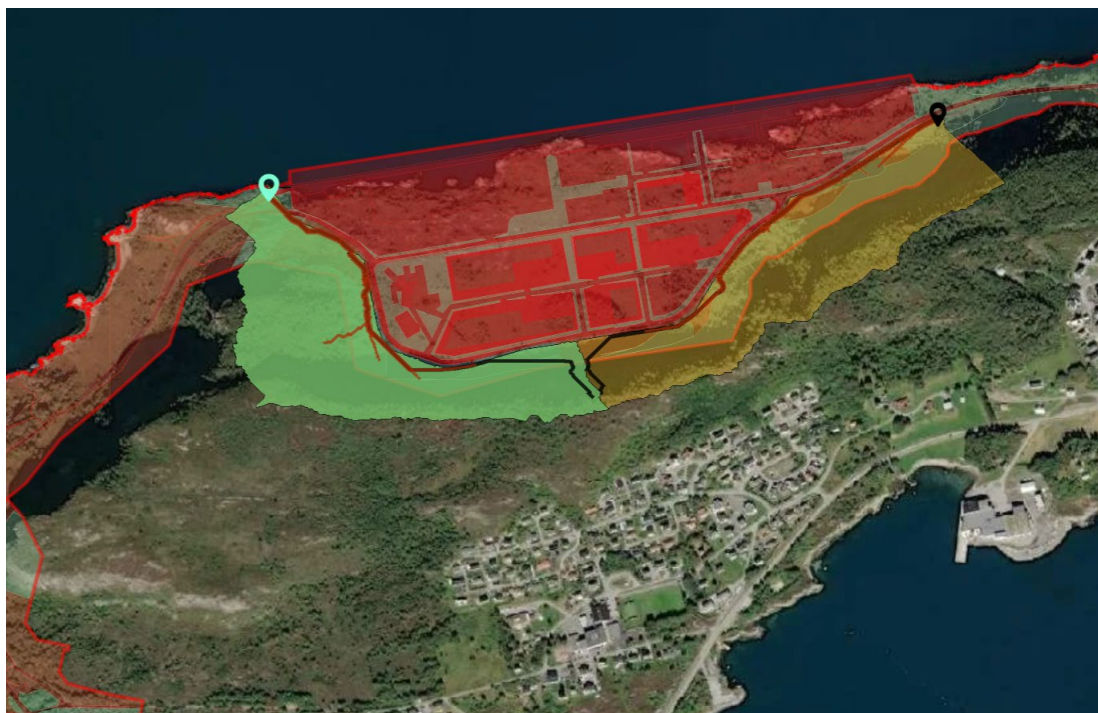
Felt	Næringsområdet øvre nivå
Returperiode (år)	100
Areal (ha)	12,7
Lengde felt (m)	360,0
Høydeforskjell (m)	2,0
Konsentrasjonstid (min)	20,4
Avrenningskoeffisient (-)	0,77
Klimafaktor (-)	150 %
Resultat	
Dimensjonerende avrenning (l/s)	2025
Ledningsdimensjon med 1% fall (DN/id mm)	1000
Kapasitet fult rør (l/s)	2473

Ved 100-årsregn er det forventet at det vil være en avrenning på ca. 2000 l/s ut av øvre del av næringsområdet. En ledning med innvendig diameter på 1000mm, ruhet på 1mm og fall på 1% vil ha nok kapasitet for å lede dette vannet gjennom nedre del av næringsområdet og ut til fjorden.

Avskjærende grøft sør i industriområdet

Det bør etableres avskjærende grøft sør i næringsområdet for å lede rundt overvann som kommer fra nedbørsfeltet ovenfor, se Figur 24. Om det skal være en fjellskjæring vil ei grøft mellom skjæringen og vegen fungerer som ei slik avskjærende grøft.

Det er kartlagt nedbørsfelt for og beregnet dimensjonerende avrenning for ei grøft mot øst og ei mot vest for 200-årsregn, se Figur 24 og Tabell 11.



Figur 24 Kartlagt nedbørsfelt for avskjærende grøft i øst (gult) og i vest (grønt)

Tabell 11 OV-beregning for avrenning til avskjærende grøft.

Felt	Avskjærende grøft vest	Avskjærende grøft øst
Returperiode (år)	200	200
Areal (ha)	11,3	11,2
Lengde felt (m)	825,0	885
Høydeforskjell (m)	89,0	79
Konsentrasjonstid (min)	47,9	55,8
Avrenningskoeffisient (-)	0,28	0,25
Klimafaktor (-)	150 %	150 %
Resultat		
Dimensjonerende avrenning (l/s)	427	329

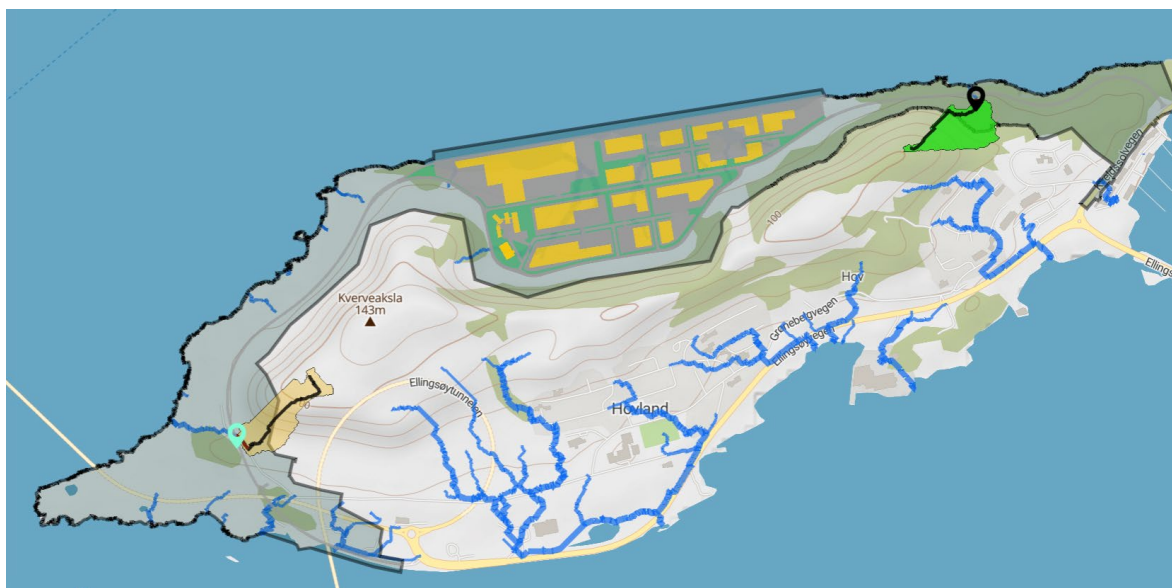
Dimensjonerende avrenning ligger på ca. 430 l/s for grøfta mot vest og på 300 l/s grøfta mot øst.

En grøft med bunnbredde på 0,5m, et fall på 1%, en sidehelning på 1:2 vil ha en vanndybde på ca. 40cm ved en vannføring på 430 l/s for grøfta i vest og på ca. 35 cm for grøfta mot øst med en vannføring på 330 l/s.

OV-handtering langs tilkomstvegene

Reguleringsplanen legger til rette for etablering av tilkomst fra øst eller fra vest. Det er ingen vassdrag som krysser planlagt vegtrase. Det må etableres stikkrenner hvor dreinslinjer kartlagt i dagens situasjon krysser vegen. For å gi en størrelsesordre av dimensjon på stikkrenner er det gjort en kartlegging av de største nedbørsfeltene som krysser tilkomstvegen fra vest og fra øst, se Figur 25 og Tabell 12.

Det må etableres flere stikkrenner enn disse to som er kartlagt. Dimensjonerende avrenning må vurderes for stikkrenner basert på nedbørsfelt i framtidig situasjon.



Figur 25 Kartlagt nedbørsfelt for drenslinje med størst nedbørsfelt som krysser tilkomstvei fra vest (oransje) og fra øst (grønt)

Tabell 12 OV-beregning for avrenning for kartlagt nedbørsfelt som krysser tilkomst veg fra vest og fra øst

Felt	Størst nedbørsfelt som krysser tilkomstveg fra vest	Størst nedbørsfelt som krysser tilkomstveg fra øst
Returperiode (år)	100	100
Areal (ha)	2,44	2,1
Lengde felt (m)	390	290
Høydeforskjell (m)	0,41	79
Konsentrasjonstid (min)	18	19,6
Avrenningskoeffisient (-)	0,28	0,21
Klimafaktor (-)	150 %	150 %
Resultat		
Dimensjonerende avrenning (l/s)	213	88

Man kan forvente ved et 100-årsregn en avrenning på 213 l/s for feltet i vest og 88 l/s for feltet i øst.

Kapasitet av stikkrenner og kulvert er oftest avhengig av utforming til innløpet (innløpskontroll). Ved etablering av et innløp med bra hydraulisk utforming vil det være nok kapasitet med et rør med innvendig diameter DN/id 500 mm for kryssing i vest og et rør DN/id 300 mm i øst.

Dimensjon og OV-beregningene må kontrolleres ved detaljprosjektering. Det kan bli valgt å etablere færre stikkrenner av større dimensjon