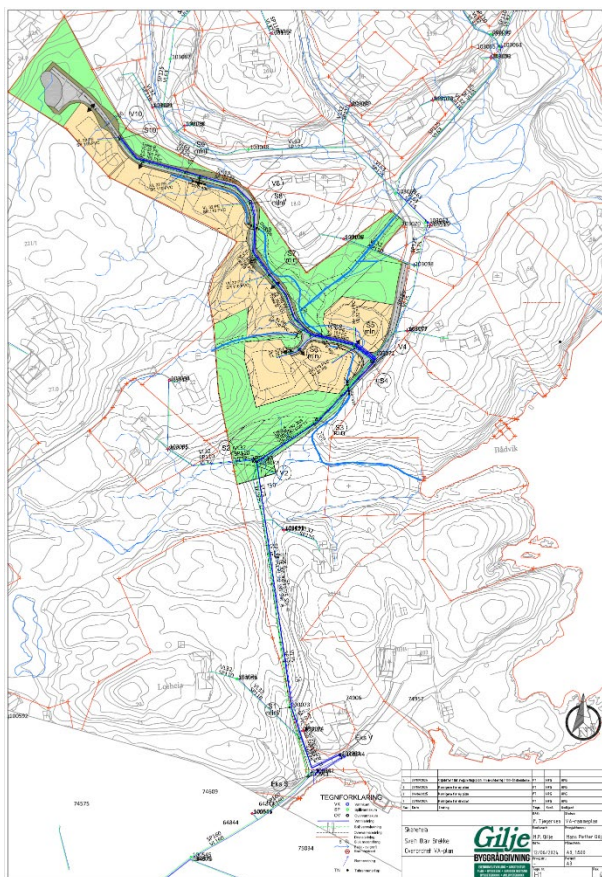


Gilje

BYGGRÅDGIVNING

EIENDOMSUTVIKLING • ARKITEKTUR
PLAN • BYGGESAK • JURIDISK BISTAND
BYGGETEKNIKK • AVLØPSTEKNIKK



Overordnet VA PLAN	
Prosjekt navn	Skareheia
Oppdrag	Svein Olav Brekke
Dato	Rev 5 - 29/09/2026
Revisjon	Overvanns- og flomvurdering oppdatert med 100-års gjentaksintervall. Tegnings- og plangrunnlag oppdatert.
Sign	Fredrik Tjøgersen

VA – Skareheia

Revisjon 5: 29-09-2026

Vannforsyning og brannvann

Løsning 1

- Generelt
 - Vannforsyningen i området er ett privat anlegg. I tilknytning til området er det en 75PE som gir vann til området. I dag til ca 17 bygg
 - Kapasitetsberegning vannforsyning

10 nye + 17 eks bolig = 5 PE pr bolig = 50 PE + 85PE

Sum = 135 PE

Kapasitetsvurdering vann							
	Q snitt 1 pe	ant. PE	Timefaktor	Døgnfaktor	ant. t/døgn	ant sek/time	Mengde l/sek.
Q maks pr. bolig	250	1	1,5	1,5	24	3600	0,00651042

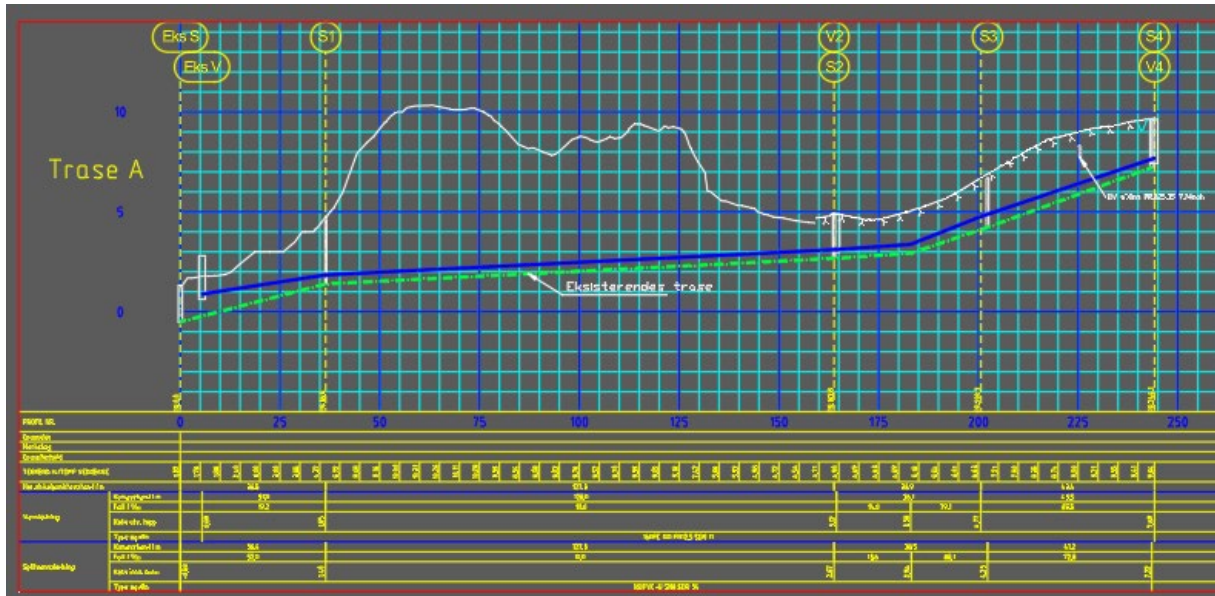
Eks bebyggelse	Ant PE	Mengde l/sek
Q maks totalt =	85	0,553384

Nye	Ant PE	Mengde l/sek
Q maks totalt =	50	0,32552

Sum vannmengde forbruk 0,878904 l/s

Trase A

Denne traseen ligger i eksisterende trase, ned til kommunal ledning, for sikre nok brannvannskapasitet. Denne har en lengde på 244 meter og 7 meter stigning.

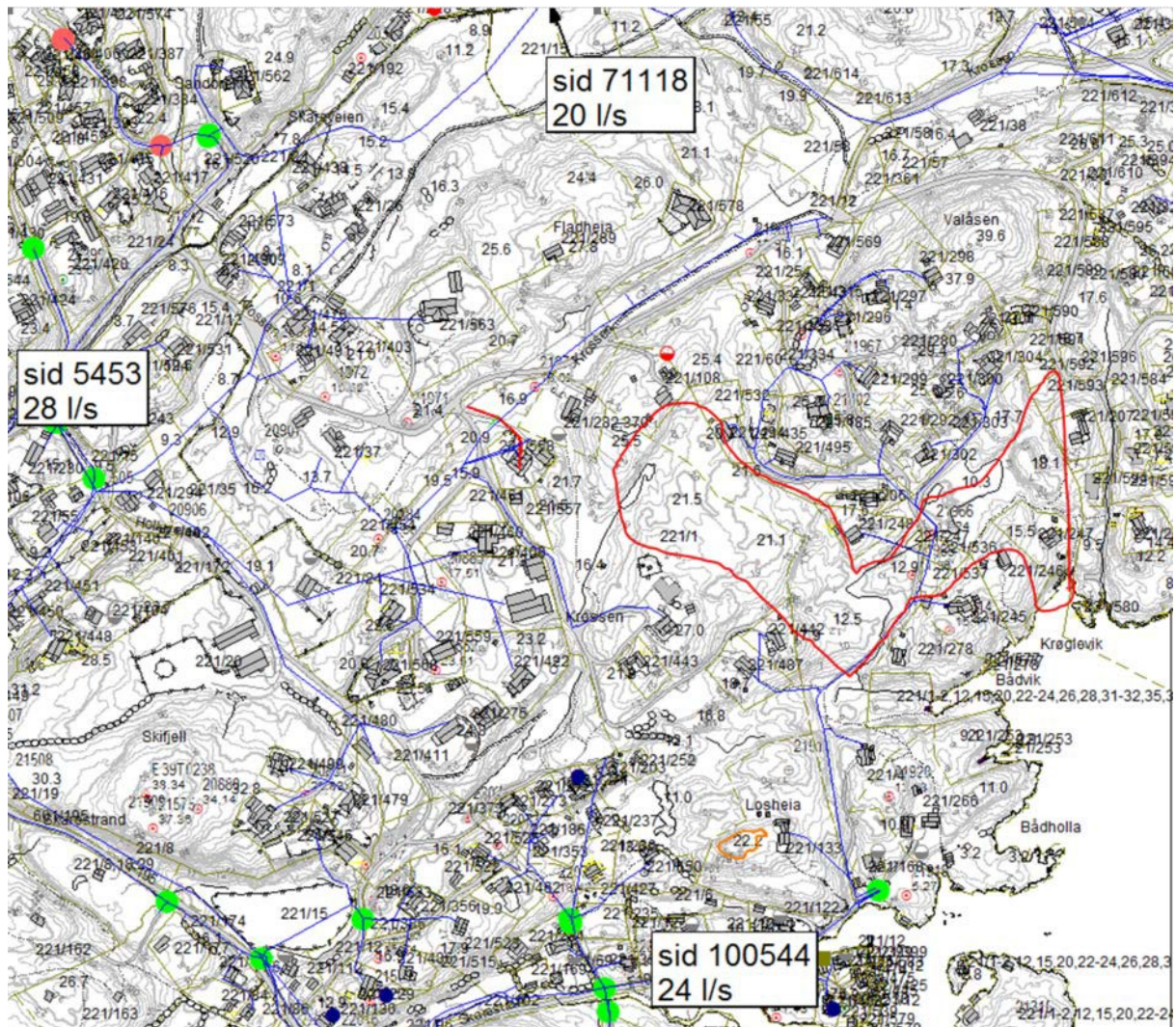


Oppstartstrykk antatt 6bar og 24 l/s

Denne traseen har i dag PE 75 SDR 11 denne. I dag har denne en kapasitet på ved påkoblingspunkt opp til nytt felt 13,4 l/s. Denne vannmengden er tilstrekkelig for vanlig forbruksvann, men ikke slukkekapasitet.

Ny ledning VL PE 160 SDR 11 har en kapasitet på 24 l/s og hvis en regner at påkoblingstrykket er 6bar og trykk en enden av Trase A har trykk på 4,75 bar. Denne tilfredsstiller kommunal standard og vil hvis kommunen ønsker det overdras til kommune.

Det må også tas høyde for at tilgjengelig vannmengde i påkoblingspunktet kan være redusert i sommerperioden som følge av økt vannforbruk knyttet til turisme, hagevanning og generell økt aktivitet i området.



Overvann

Dimensjoneringsgrunnlag – overvann

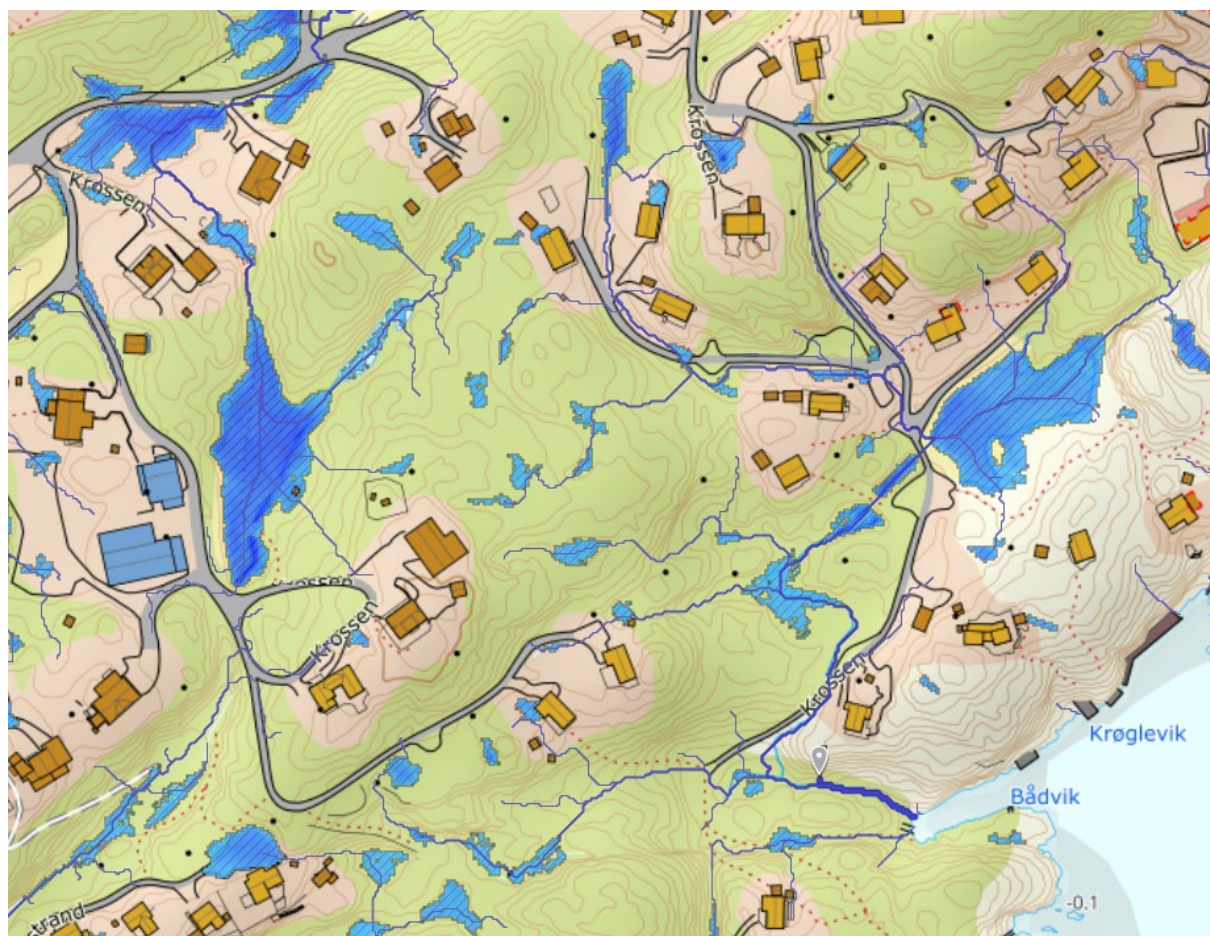
Overvannsberegningene er utført etter **rasjonell metode**:

$$Q = C \times I \times A \times K_f$$

Følgende dimensjoneringsgrunnlag er benyttet:

Parameter	Verdi
Gjentaksintervall	100 år
IVF-data	Arendal
Tilrenningstid (Tc)	20 min
Nedbørsintensitet, uten klimafaktor	300 l/s·ha
Klimafaktor (Kf)	1,4

Dimensjonerende intensitet inkl. klimafaktor 420 l/s·ha



Situasjon før:

Før utbygging består nedbørsfeltet i hovedsak av eksisterende terreng og naturlige, permeable overflater. Avrenningen fra området følger i dag terrengets naturlige fall mot sørøst og videre mot eksisterende avrenningsveier og sjø.

For å etablere et sammenligningsgrunnlag for vurdering av konsekvensene av den planlagte utbyggingen er dimensjonerende overvannsmengde beregnet for dagens situasjon. Beregningen er utført etter rasjonell metode med dimensjoneringsgrunnlaget angitt ovenfor, herunder 100-års gjentaksintervall, 20 minutters tilrenningstid og klimafaktor $K_f = 1,4$.

Nedbørsfeltet har et samlet areal på ca. 1,4 ha. På bakgrunn av eksisterende overflater og tilhørende avrenningskoeffisienter er samlet redusert areal beregnet til:

$$\Sigma(C \times A) = 0,42 \text{ ha}$$

Det reduserte arealet representerer nedbørsfeltets effektive bidrag til overflateavrenningen, der forskjellen mellom permeable og mer tette overflater er hensyntatt gjennom avrenningskoeffisientene.

Med dimensjonerende nedbørsintensitet inklusive klimafaktor på 420 l/s·ha blir dimensjonerende overvannsmengde:

$$Q_{100} = 0,42 \text{ ha} \times 420 \text{ l/s} \cdot \text{ha} = 176,4 \text{ l/s}$$

Dimensjonerende overvannsmengde fra området før utbygging er dermed 176,4 l/s.

Denne vannmengden benyttes videre som referanseverdi ved vurdering av situasjonen etter utbygging. Forskjellen mellom eksisterende og fremtidig situasjon gir grunnlag for å vurdere hvordan økt andel tette flater påvirker avrenningen, og hvilke tiltak som er nødvendige for å sikre en kontrollert håndtering av overvannet.

Situasjon etter

Etter gjennomføring av reguleringsplanen vil deler av dagens naturlige terreng erstattes av bebyggelse, vegarealer og andre opparbeidede flater. Dette medfører en større andel tette eller delvis tette overflater og dermed økt og raskere overflateavrenning sammenlignet med dagens situasjon.

Dimensjonerende overvannsmengde for fremtidig situasjon er beregnet etter samme metode og med samme dimensjoneringsgrunnlag som for eksisterende situasjon. Det er benyttet 100-års gjentakintervall, 20 minutters tilrenningstid og klimafaktor $K_f = 1,4$.

Nedbørsfeltet har etter utbygging et samlet areal på 1,4442 ha. Når de ulike fremtidige overflatene og tilhørende avrenningskoeffisienter legges til grunn, er samlet redusert areal beregnet til:

$$\Sigma(C \times A) = 0,669 \text{ ha}$$

Det økte reduserte arealet sammenlignet med eksisterende situasjon skyldes i hovedsak at utbyggingen medfører en større andel arealer med høyere avrenningskoeffisient og dermed mindre lokal tilbakeholdelse/infiltrasjon av nedbør.

Med dimensjonerende nedbørsintensitet inklusive klimafaktor på 420 l/s·ha blir dimensjonerende overvannsmengde:

$$Q_{100} = 0,669 \text{ ha} \times 420 \text{ l/s} \cdot \text{ha} = 281,0 \text{ l/s}$$

Dimensjonerende overvannsmengde fra området etter utbygging er dermed ca. 281 l/s.

Konklusjon

Beregningene viser at dimensjonerende overvannsmengde ved en 100-årshendelse øker som følge av planlagt utbygging og økt andel tette flater.

For eksisterende situasjon er dimensjonerende overvannsmengde beregnet til:

$$Q_{100, \text{ før}} = 176,4 \text{ l/s}$$

For fremtidig situasjon etter utbygging er tilsvarende vannmengde beregnet til:

$$Q_{100, \text{ etter}} = 281,0 \text{ l/s}$$

Dette gir en beregnet økning på:

$$\Delta Q_{100} = 281,0 - 176,4 = 104,6 \text{ l/s}$$

Økningen må håndteres på en kontrollert måte slik at utbyggingen ikke medfører økt risiko for oversvømmelse, erosjon eller skade på bebyggelse, veger og omkringliggende terreng.

Planområdet ligger i umiddelbar nærhet til sjøen, og terrenget har naturlig fall i retning sjø. Det er derfor korte transportveier fra planområdet til resipienten. Overvannet planlegges samlet opp og ledet kontrollert videre i etablerte/prosjekterte overvannstraseer og flomveier mot sjø.

På bakgrunn av områdets topografi og nærheten til sjø vurderes direkte og kontrollert avledning til sjø som en mer hensiktsmessig løsning enn lokal magasinering av hele den beregnede økningen i overvannsmengde.

Et tradisjonelt fordrøyningsanlegg vil i dette området kreve betydelige terrenginngrep. Området har stedvis liten dybde til fjell, og etablering av større magasinvolumer vil derfor kunne medføre omfattende graving og/eller sprenging. Når resipienten samtidig ligger umiddelbart nedstrøms planområdet, vurderes nytten av slik fordrøyning som begrenset sammenlignet med kontrollert avledning direkte mot sjø.

Det legges derfor ikke opp til generell fordrøyning av den beregnede økningen på 104,6 l/s. Forutsetningen er at overvannet gis sikre hydrauliske transportveier helt frem til resipient, og at grøfter, stikkrenner, ledninger og utløp dimensjoneres og utformes slik at vannet ikke skaper uakseptabel erosjon, oppstuvning eller oversvømmelse underveis.

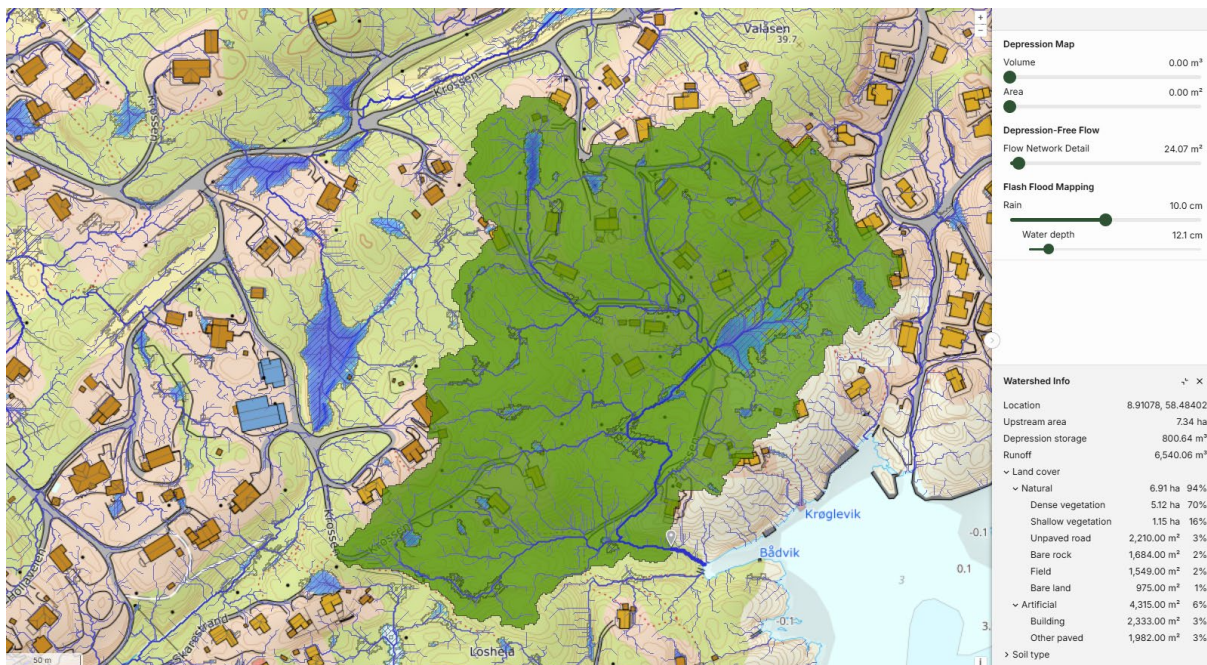
Ved større nedbørshendelser og situasjoner hvor kapasiteten i det ordinære overvannssystemet overskrides, skal vannet kunne følge definerte flomveier mot sjø uten å bli ledet mot bebyggelse eller andre sårbare områder.

Overvannshåndteringen bygger dermed på følgende hovedprinsipp:

lokal oppsamling → kontrollert avledning → sikre flomveier → utslipp til sjø

Løsningen innebærer at økt avrenning som følge av utbyggingen håndteres kontrollert, samtidig som terrengets naturlige avrenningsretning utnyttes og behovet for unødvendige terrenginngrep begrenses.

Kulvert / stikkrenne



Overvannsmengder er beregnet etter rasjonell metode. Det er benyttet IVF-data fra Arendal med gjentakintervall 100 år.

Dimensjonerende vannføring til eksisterende/prosjekttert stikkrenne er beregnet etter rasjonell metode med samme dimensjoneringsgrunnlag som øvrige overvannsberegninger.

Nedbørsfeltet har et samlet areal på 7,341 ha, og samlet redusert areal er beregnet til $\Sigma(C \times A) = 2,042$ ha.

Det er benyttet IVF-data for Arendal, 100-års gjentakintervall, tilrenningstid 20 minutter og klimafaktor $K_f = 1,4$. Dimensjonerende nedbørsintensitet inklusive klimafaktor er 420 l/s·ha.

Dette gir en dimensjonerende vannføring på:

$$Q_{100} = 857,4 \text{ l/s}$$

Det er kontrollert betongrør med diameter Ø700 mm, fall 10 ‰ og Manning ruhet $n = 0,013$.

Beregnet kapasitet ved full strømming etter Manning-formelen er:

$$Q_{\text{kap}} = 926,2 \text{ l/s}$$

Dimensjonerende vannføring ved 100-årshendelsen er:

$$Q_{100} = 857,4 \text{ l/s}$$

Dette gir en beregnet reservekapasitet på:

$$Q_{\text{reserve}} = 926,2 - 857,4 = 68,8 \text{ l/s}$$

Valgt dimensjon Ø700 mm betongrør har dermed tilstrekkelig hydraulisk kapasitet for den beregnede dimensjonerende vannføringen.

Kontrollen er utført som en kapasitetskontroll ved full strømming etter Manning-formelen. Endelig utforming må også vurderes med hensyn til innløpsforhold, utløpsforhold, erosjonssikring, overdekning, fallforhold og nødvendig lysåpning.

Tilrenningstiden er beregnet til 20 minutter. Redusert areal ($\Sigma C \times A$) er 2,042 ha.
Dimensjonerende overvannsmengde er beregnet til 857,4 l/s.
Overvannsmengder er beregnet etter rasjonell metode ($Q = C \times I \times A \times K_f$).

Det er benyttet IVF-data fra Arendal med gjentakintervall 100 år.
Valgt IVF-varighet er 20 minutter. Tilrenningstid (T_c) er 20 minutter.
Nedbørsfeltet har et samlet areal på 7,341 ha. Redusert areal ($\Sigma C \times A$) er 2,042 ha.
Nedbørsintensitet uten klimafaktor er 300 l/s·ha og med klimafaktor 420 l/s·ha.

Dimensjonerende overvannsmengde er beregnet til 857,4 l/s.

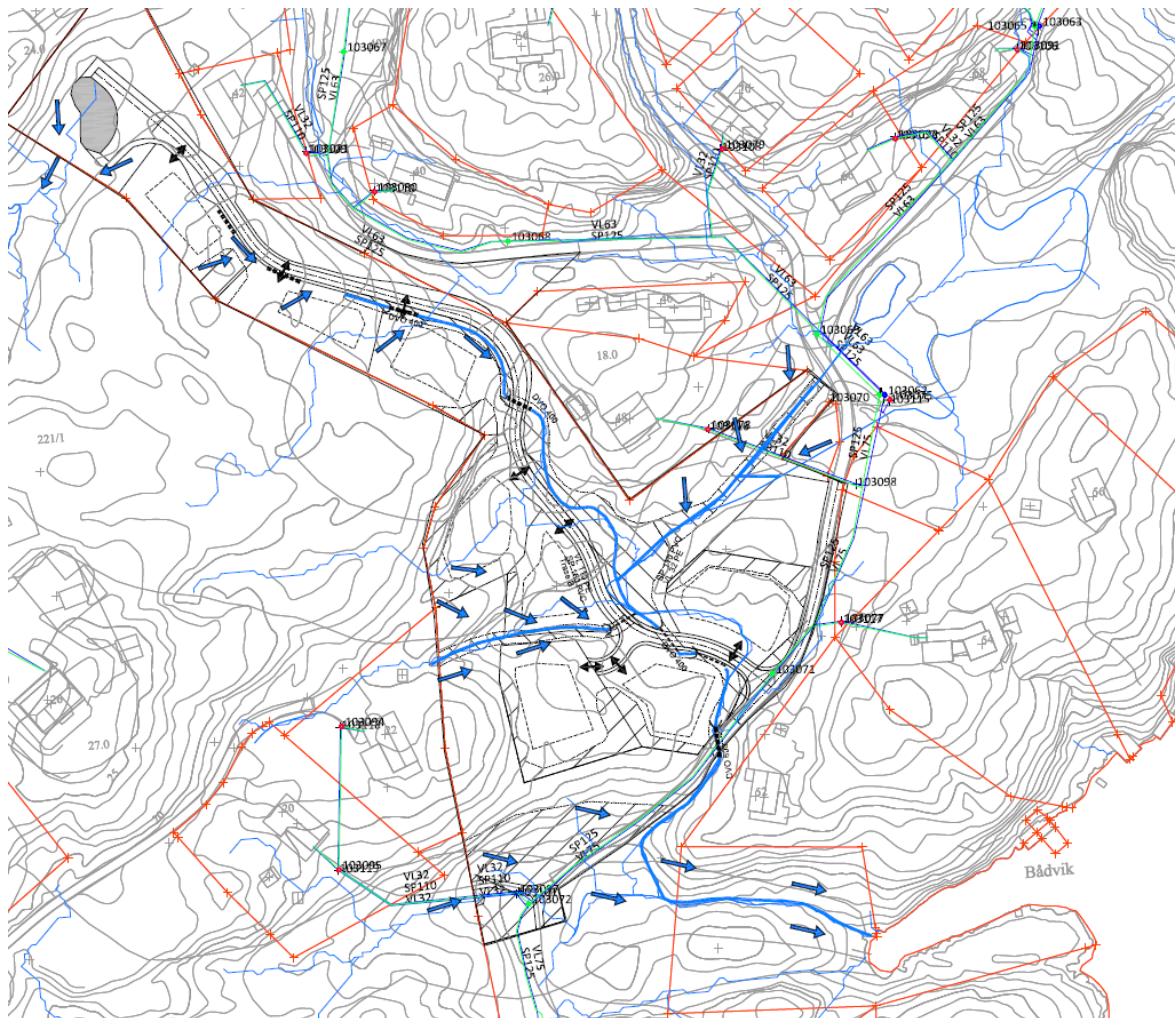
Det er kontrollert rør med diameter Ø700 mm, rørtype Betong, fall 10 ‰ og Manning ruhet $n = 0,013$.

Beregnet kapasitet ved full strømming er 926,2 l/s.
Valgt dimensjon har tilstrekkelig kapasitet. Beregnet reservekapasitet er 68,8 l/s.

Kontrollen er utført som en enkel kapasitetskontroll etter Manning-formelen. Endelig dimensjonering må vurderes mot innløpsforhold, utløpsforhold, erosjonssikring, overdekning, fallforhold og krav til lysåpning.

Basert på beregningene kreves minimum Ø700 mm Betongrør for å oppnå tilstrekkelig hydraulisk kapasitet ved dimensjonerende vannføring.

Flomveier



Ved nedbørshendelser som overstiger kapasiteten i det ordinære overvannssystemet skal overvannet kunne følge definerte flomveier gjennom planområdet og videre mot sjø.

Flomveiene fremgår av figuren nedenfor og av vedlagte tegning H4 – Flomplan – 100-årshendelse.

Terrengets naturlige fall er i hovedsak mot sørøst og videre mot sjø. Prinsippet for flomhåndteringen er derfor å opprettholde og sikre disse naturlige avrenningsretningene, samtidig som vannet styres bort fra bebyggelse og andre sårbare områder.

Overvann som ikke kan håndteres av ordinære ledninger og grøfter skal kunne transporteres kontrollert på terreng. Tverrgrøfter, stikkrenner og øvrige avskjærende tiltak skal bidra til å samle opp vannet og føre det videre mot sikre flomveier og resipient.

Det er viktig at flomveiene ikke bygges igjen, blokkeres eller endres på en måte som kan føre vann mot bebyggelse.

Grøfter, stikkrenner og utløp må opprettholdes og vedlikeholdes slik at den forutsatte hydrauliske funksjonen bevares over tid.

Flomvurderingen er basert på samme dimensjoneringsgrunnlag som overvannsberegningene, med 100-års gjentaksintervall og klimafaktor 1,4.