

Fredensborg Bolig AS

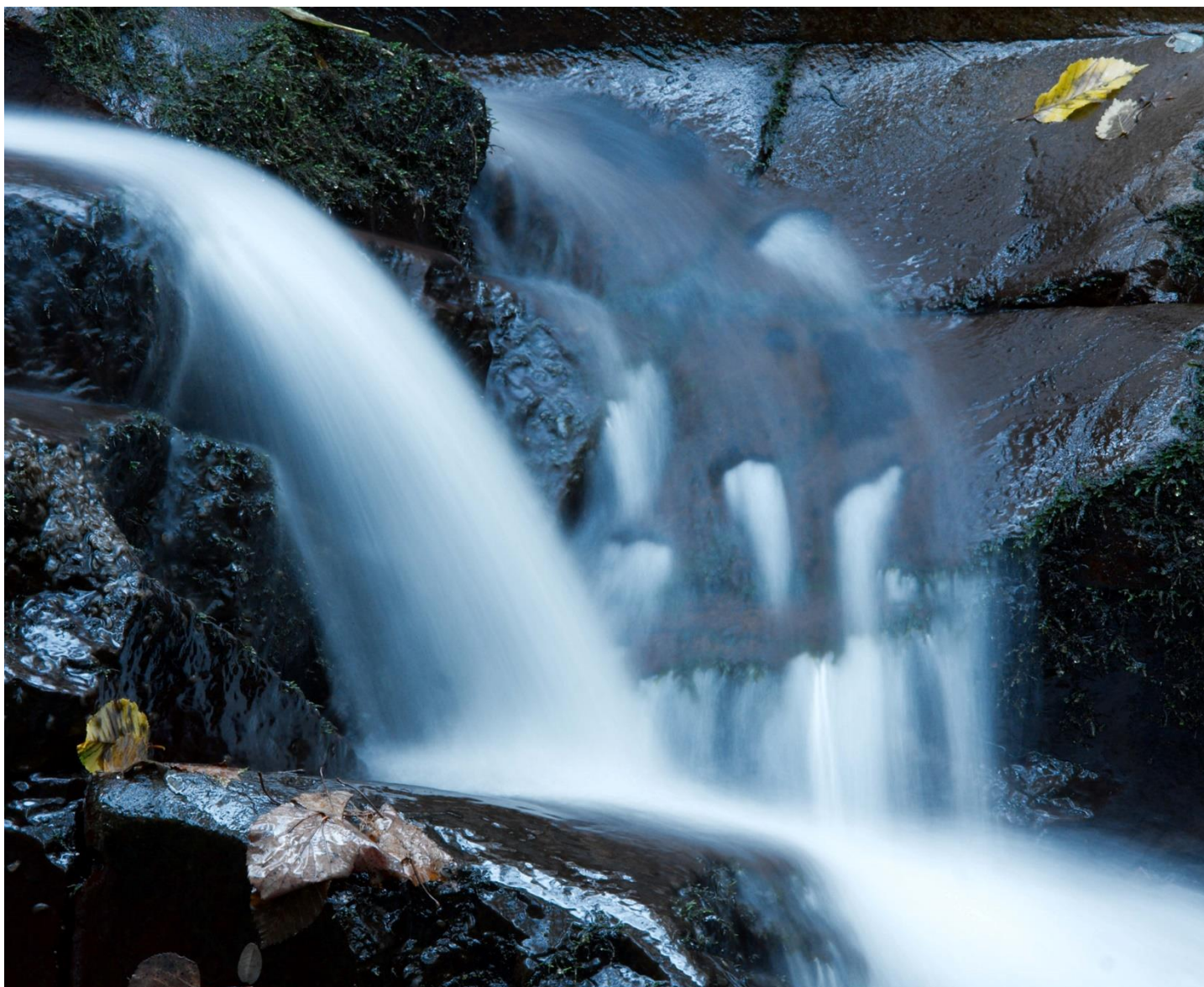
► **Regulering Trevaretunet, Sørumsand**

Teknisk infrastruktur

Vann og avløp

Vassdrag og overvann

Oppdragsnr.: 5209566 Dokumentnr.: 5209566-VAO-RA-001_STORRAPPORT Versjon: J07 Dato: 2025-09-04



Oppdragsgiver: Fredensborg Bolig AS
Oppdragsgivers kontaktperson: Oli Antonsson
Rådgiver: Norconsult AS, Bryggerigata 1, NO-2609 Lillehammer
Oppdragsleder: Arild Sponberg
Fagansvarlig: Arild Sponberg
Andre nøkkelpersoner: Tonje Grini, Steinar Myrabø, Bjørn Arild Gravrok

J07	2025-09-04	For bruk - vurdert kapasitet spillvann	BAG		BAG
J06	2024-04-11	For bruk - (Glasshuset=> Noractorgården)	BAG		BAG
J05	2024-02-23	For bruk	ArSpo	BAG	ArSpo
E04	2024-01-18	Underlag til møte med LK / for godkjenning	ArSpo	BAG	ArSpo
J03	2023-09-28	Rev. etter kommunens tilbakemeldinger mai-23	ArSpo	BAG	ArSPo
J02	2023-03-31	Revidert etter tilbakemelding fra kommunen.	ArSpo	BAG	ArSpo
J01	2022-10-03	For bruk	ArSpo	BAG	ArSpo
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Innhold

DEL 0 - FELLES / GENERELT	5
1 Problemstilling	6
2 Generelt	7
2.1 Normer og retningslinjer	7
DEL I – TEKNISK INFRASTRUKTUR	8
3 Vann og avløp	9
3.1 Bakgrunn	9
3.2 Framtidig eierskap, VA-ledninger	10
3.3 Avstandskrav	11
3.4 Vannforsyning	12
3.4.1 <i>Slokkevann</i>	12
3.4.2 <i>Forsyningssikkerhet</i>	13
3.4.3 <i>Utbyggingsrekkefølge</i>	14
3.5 Spillvann	15
3.5.1 <i>Eksisterende situasjon</i>	15
3.5.2 <i>Framtidig situasjon</i>	15
DEL II – VASSDRAG OG OVERVANN	19
4 Feltbeskrivelse	20
4.1 Arealbruk	20
4.1.1 <i>Historisk</i>	20
4.1.2 <i>Dagens bruk</i>	20
4.1.3 <i>Aktsomhets-/faresone</i>	21
4.2 Grunnforhold og feltegenskaper	22
4.2.1 <i>Løsmasser</i>	22
4.2.2 <i>Grunnvann</i>	23
4.2.3 <i>Feltparametere, Blakerbekken</i>	23
4.3 Eksisterende infrastruktur, vann	24
4.3.1 <i>Vassdrag</i>	24
4.3.2 <i>Overvann</i>	27
5 Analyser	29
5.1 Overvann	29
5.1.1 <i>Nedbørfelt</i>	29
5.1.2 <i>Retningslinjer</i>	35
5.1.3 <i>Beregningsunderlag</i>	35
5.1.4 <i>Beregninger</i>	39

5.2	Vassdrag, Blakerbekken	48
5.2.1	<i>Flomberegning</i>	48
5.2.2	<i>Simulering av dimensjonerende flom med HEC-RAS</i>	48
5.2.3	<i>Resultat av beregningene med kommentarer</i>	48
6	Overvannshåndtering i planområdet	52
6.1	Fra oppstrøms side og innad i planområdet	52
6.1.1	<i>Gårdsrom</i>	54
6.1.2	<i>Dypdreneringsgrøfter / randsoner</i>	56
6.1.3	<i>P-plass ved næringsbygg</i>	61
6.1.4	<i>Anleggsfase</i>	63
6.2	Til nedstrøms side	64
6.2.1	<i>Delfelt A</i>	64
6.2.2	<i>Delfelt B</i>	65
6.2.3	<i>Vurdering</i>	67
	Referanser	68
	Vedlegg	69

DEL 0 - FELLES / GENERELT

1 Problemstilling

Det utarbeides felles reguleringsplan for Blakervegen 9 og 11 i Sørumsand. Planområdet har vært benyttet til industri og næringsvirksomhet og utvikles nå med ny bolig- og næringsbebyggelse. Norconsult AS avd Lillehammer er engasjert av Fredensborg Bolig AS som står for utbygging av boligdelen av prosjektet.



Figur 1. Planområdets plassering i Sørumsand.

Planområdet omkranses av *Tertitten*, den historiske Urskog-Hølandsbanen, i nord og nord-øst, og Kongsvingerbanen i sør. Utbyggingsområdet er en del av tettstedsbebyggelsen i Sørumsand med utbygd VA-nett og øvrig infrastruktur.

Det er i tidligere plan og prosjektfaser utarbeidet teknisk notat for VAO, samt detaljprosjekt for første fase av utbygging av VAO (ØRP, 2019-10-10, rev 2019-12-02). Fase 1 av VAO er utbygd og endelig godkjenning fra kommunen gjenstår. Det henvises til møte med kommunen av 15.06.2023. Tilknytning av fase 1 til kommunalt nett ble slutført 2021.

Det er utarbeidet en plan for håndtering av overvann. Det er i tillegg også utført en vurdering av påvirkning fra *Blakerbekken* som renner i østre del av reguleringsplanen.

Denne rapporten inneholder hovedsakelig vurderinger knyttet til overvannshåndtering, men også forhold vedrørende Blakerbekken, samt videreføring av planene for fase 2 av VA-ledningsnett. I notatet er det supplert med ytterligere informasjon etter kommunens merknader, se kap 3.

2 Generelt

2.1 Normer og retningslinjer

Lillestrøm kommunes til enhver tid gjeldende normer og retningslinjer skal legges til grunn for planlegging og prosjektering, samt utførelse av bygge- og anleggstiltak for VA og overvann.

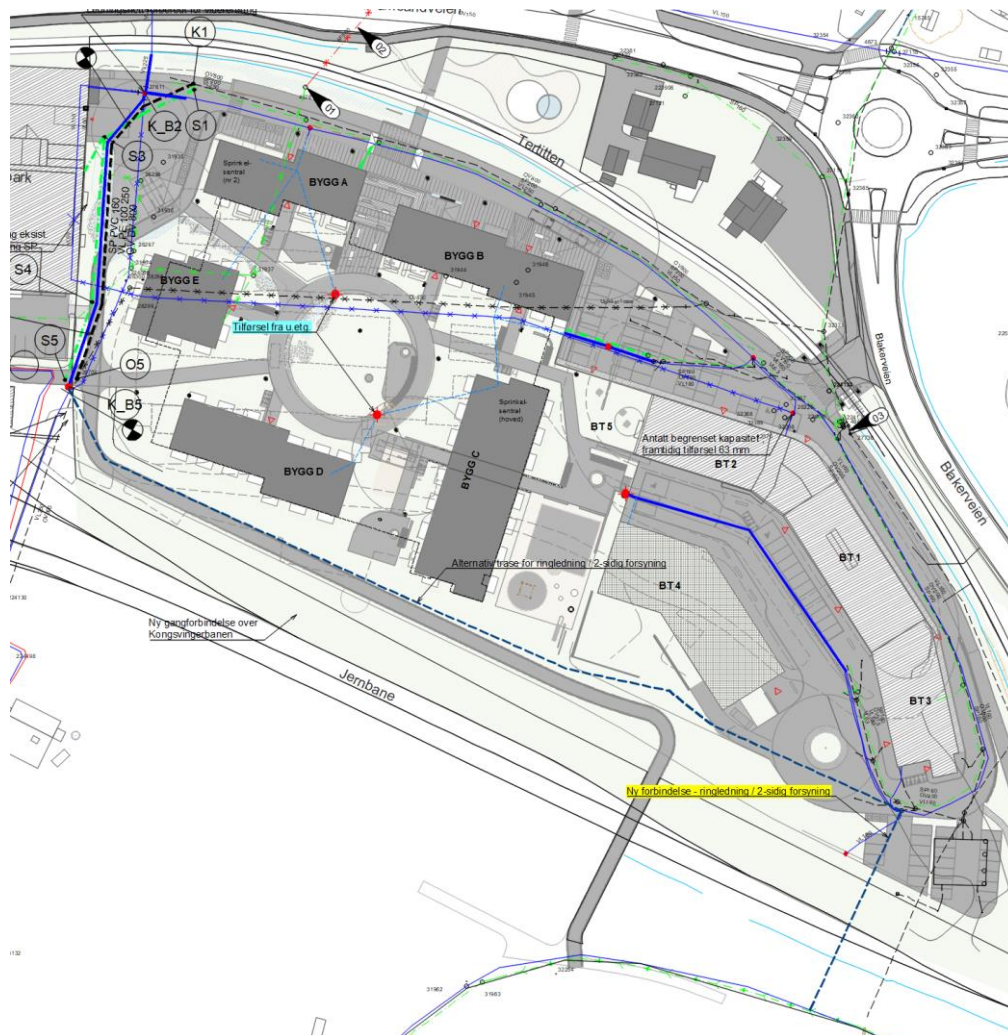
DEL I – TEKNISK INFRASTRUKTUR

I planprosessen er det vurdert forhold knyttet til vann og avløp, fjernvarme, samt EL-forsyning. Tilknytningspunkt for fjernvarme er avklart med Akershus Energi, og nytt system for høgspent og trafoer avklares med Elvia. Vann og avløp omtales i kap. 2.

3 Vann og avløp

3.1 Bakgrunn

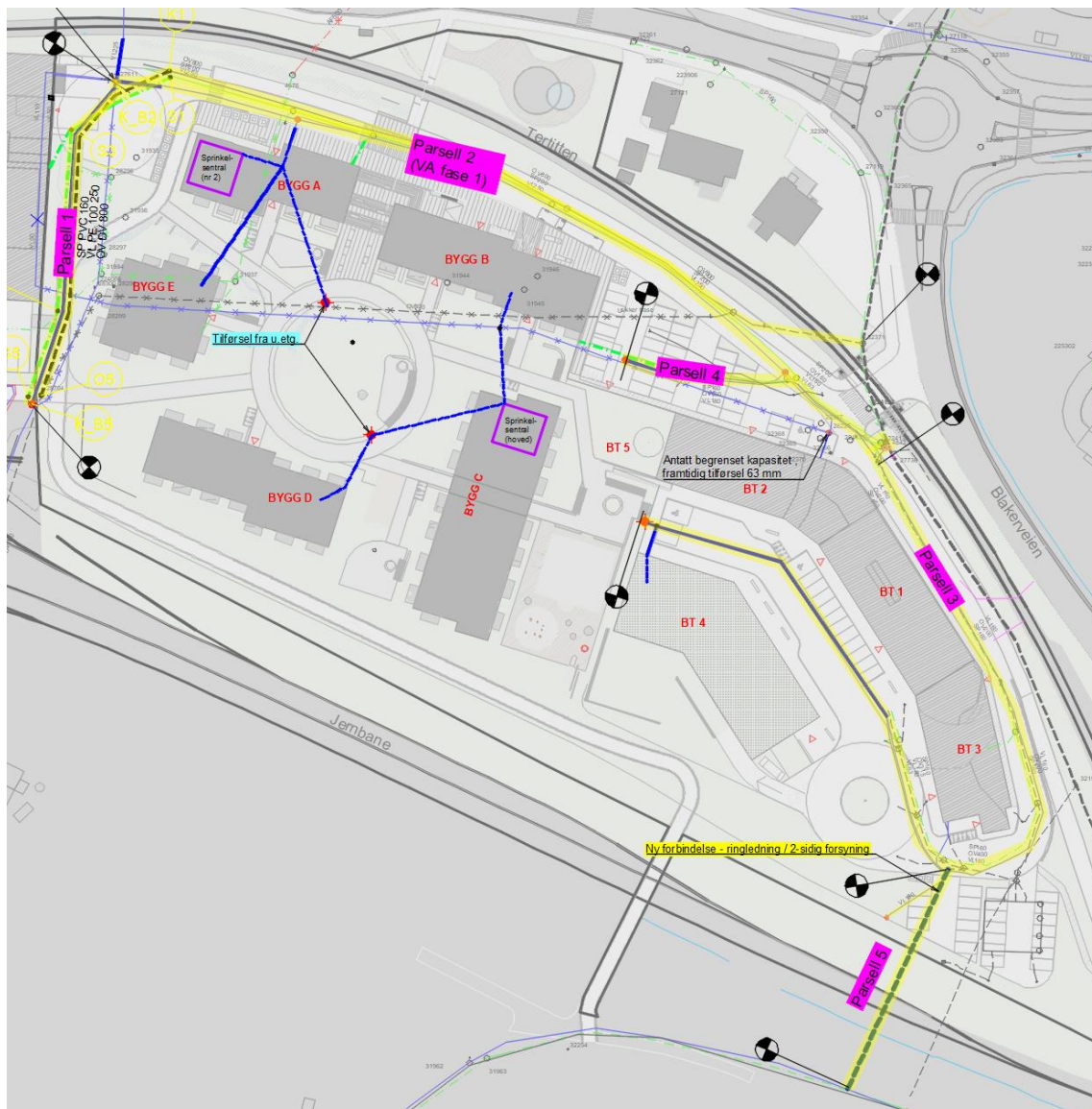
Gjennom tidligere utført prosjektering og godkjenning av fase 1 (Lillestrøm kommune, 2020-02-24) er mye allerede avklart mht. nødvendige arbeider for tilrettelegging av VA-ledningsnett. Store deler av nettet er allerede utbygd og satt i drift, samt forberedt for tilknytning av den framtidige bebyggelsen. Det pågår pr september 2023 arbeid i samråd med kommunen for lukking av gjenstående punkter, herunder oppmåling og dokumentasjon av eksisterende kummer/ledninger. Det utarbeides egen tegning som viser hva som er planlagt å utgå, samt hva som videreføres. Dette avklares med kommunen før rammetillatelse. Oppdukkende VA-anlegg i anleggsfasen må avklares fortløpende.



Figur 2. Utsnitt fra VA-plantegning med VA-ledninger som skal bygges og legges om (fase 2).

Fase 2 av VA-utbyggingen gjelder omlegging av kommunal vannledning for å frigi plass til ny bebyggelse og sanering av eldre ledningsnett, fullføre omlegging av 800 overvannsledning, samt fullføring av sanering av avløpsnettet. Fase 2 av VA-utbyggingen må detaljprosjekteres. Prosjektering må godkjennes av kommunen før utførelse.

3.2 Framtidig eierskap, VA-ledninger



Figur 3. Forslag om framtidig eierskap - traseer i gul markering.

Det må avklares framtidig eierskap til både utbygd (VA-fase 1) og framtidig ledningsnett. Som et utgangspunkt for avklaringer med kommunen anbefales følgende lagt til grunn (gul markering i figur over):

- Parsell 1, omlagt VA-trase, inkl. OV800 – framtidig kommunal
- Parsell 2, utbygd i VA-fase 1 – framtidig kommunal. Enkelte oppfølgingspunkter gjenstår å utbedre/avklare
- Parsell 3, eksisterende utbygd VA-nett i sør-østre del av planområdet, med forlengelse til forsyning og hydrant ved BT4 – framtidig kommunal. Den østre delstrekningen er bygd ut med VL PVC – ikke etter kommunal standard – må skiftes
- Parsell 4, forsyning til første byggetrinn og hydrant
- Parsell 5, ringforbindelse / 2-sidig forsyning

3.3 Avstandskrav

Prosjektering i reguleringsplanprosessen viser at det er gjennomførbart å holde omlagte ledninger i minimum 4 meters avstand fra eksisterende bebyggelse (Sørumsand Park) og samtidig legge til rette for oppføring av ny bebyggelse. VA utbygd i fase 1 på nordsiden av framtidig bebyggelse ligger i større avstand fra ny bebyggelse (om lag fra ca. 6 meter og mer).

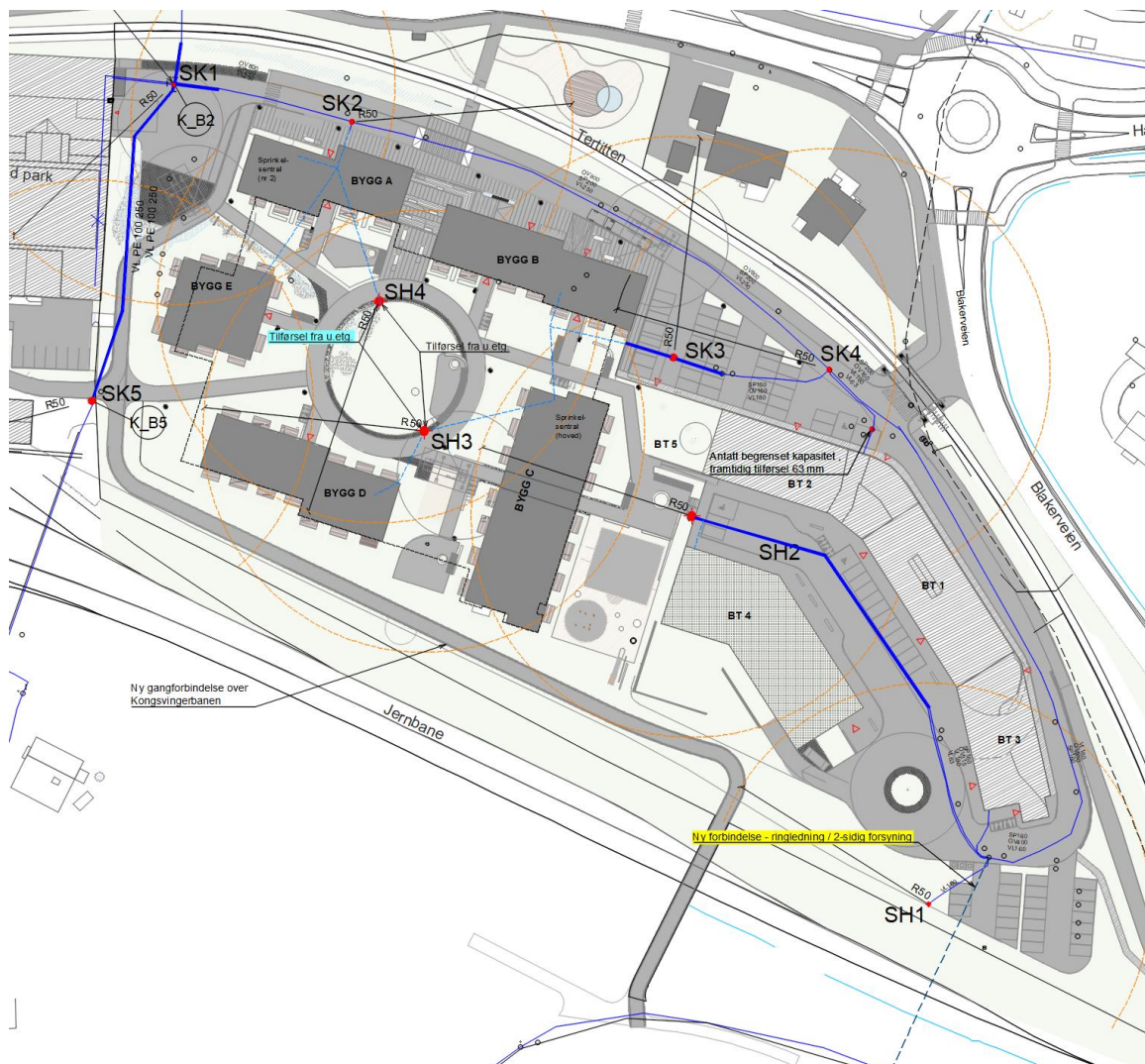
Avstandskrav på 4 meter gjelder ved utgangspunkt i leggedyp på 2 meter. I detaljprosjektering og utførelse kan det være andre forhold som også må hensyntas slik at ledningene er tilgjengelig for framtidig drift og vedlikehold, eks. grunnforhold, mindre konstruksjoner og installasjoner mv.

Ved nord-østre del av bygg B er det planlagt nedgravd avfallsløsning. Denne vil komme nærmere VA-ledning enn 4 meter. Her må det etableres egnet tiltak for å sikre framtidig tilkomst til VA-ledningene for drift og vedlikehold. Det anbefales benyttet nedgravde L-elementer i betong som vil stabilisere massene og sikre tilkomst til VA-ledningene uten at avfallsbeholderne tar skade.

3.4 Vannforsyning

3.4.1 Slokkevann

Kommunen har utført beregning av slokkevannskapasitet i området. Denne viser god dekning. Plan for uttak av slokkevann viser plassering av hydranter og brannkummer, se figur under (utsnitt av vedlegg - plantegning Z-10-10). Eksisterende utbygd ledningsnett (fase 1) er bygd ut med 250 mm fra kum 27611 og fram til parkeringsplass / ved planovergangen. Videre er det en kombinasjon av 160 og 180 mm rundt på sørsiden av *Noractorgården*. 250 mm er rikelig for framføring av 50 l/s slokkevann. Ledningene videre rundt på sørsiden av *Noractorgården* vil kunne medføre trykktap i størrelsesorden 2 bar. Det er anbefalt utført en tappetest for å verifisere kapasiteten her, f.eks. i kum med avgrening til hydrant (SH1 i fig under). Test utføres så snart som mulig og innen rammesøknad.



Figur 4. Utsnitt av plantegning Z-10-10 - plassering av uttak av slokkevann.

Innvendig/framtidig ledningsnett som forsyner slokkevannsuttak må prosjekteres iht gjeldende regelverk i detaljprosjekteringsfasen, se for øvrig neste kapittel om forsyningssikkerhet.

3.4.2 Forsyningssikkerhet

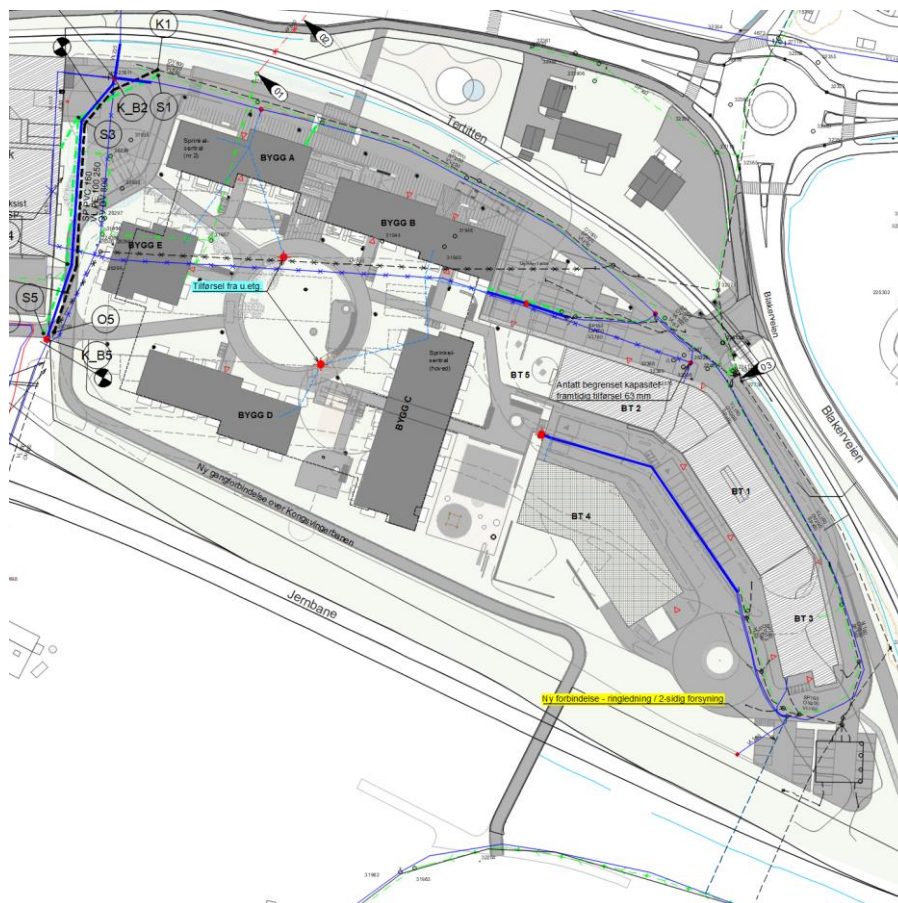
For en utbygging av en viss størrelse slik som planområdet representerer, vil det være høyst aktuelt å vurdere forsyningssikkerheten. Innen planområdet vil det, når hele planen er fullført, oppholde seg mer enn 500 personer, hovedsakelig fastboende. I tillegg kommer det framtidig også areal med kontorer.

Eksisterende situasjon

Den eksisterende kommunale hovedvannledningen gjennom planområdets vestre del representerer god sikkerhet, med forsyning fra 2 sider, antatt med god eller svært god kapasitet fra begge sider. Vestre del av planområdet vil få tilknytning nært til denne forbindelsen og slik få god forsyningssikkerhet. De øvrige delene av planområdet er tilknyttet en endeledning som har lavere grad av forsyningssikkerhet desto lenger ut på ledningen bebyggelsen er tilknyttet.

Framtidig

Med hensyn til forsyningssikkerhet så er det i første rekke fastboende som bør prioriteres. Det vil også være formålstjenlig å etablere 2-sidig forbindelse slik at også hele, eller deler av næringsbebyggelsen oppnår bedret sikkerhet sammenliknet med i dag.

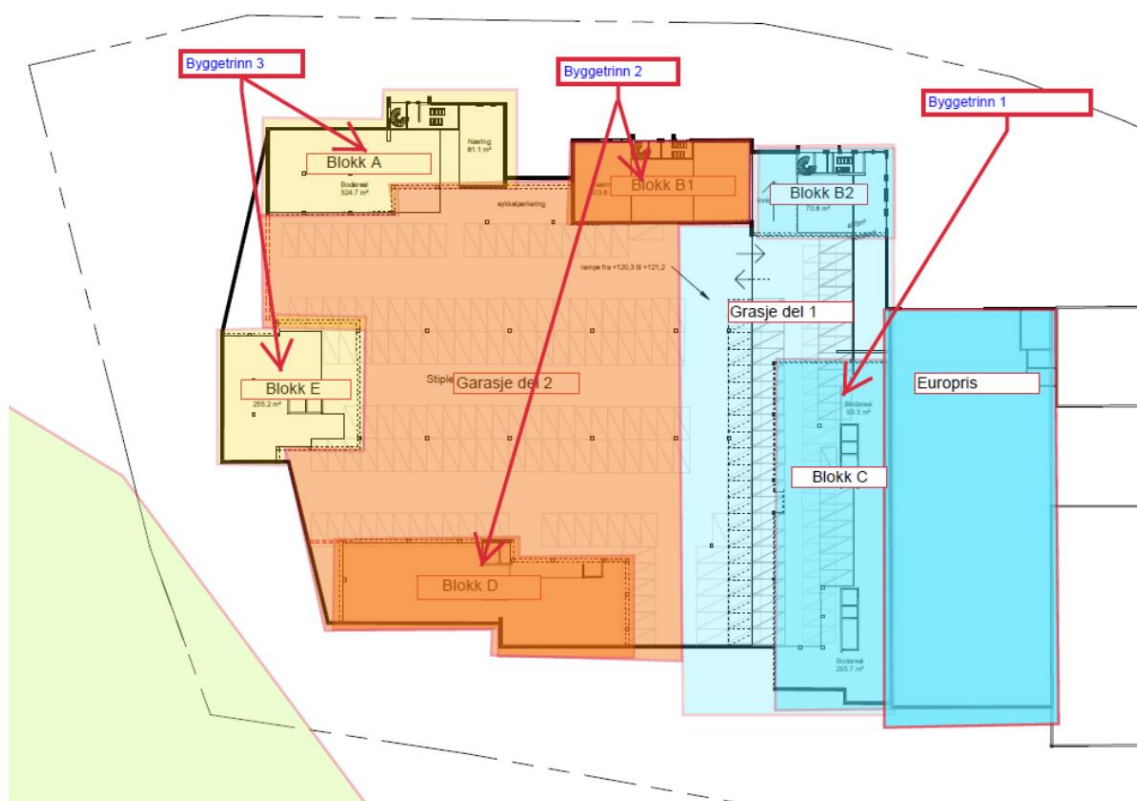


Figur 5. Foretrukket løsning for 2-sidig forsyning under Kongsvingerbanen (nedre høyre hjørne).

Det er vurdert flere alternative løsninger for å etablere en ringforbindelse internt i planområdet slik at en oppnår to-sidig forsyning til eksisterende vannledning (VA fase 1).

Det er vurdert å kombinere en gjennomgående ledningstrase innvendig i prosjektet (garasjekjeller) med forsyning til interne sprinklersentraler og forbruk, inkl. hydranter i gårdsrom. Dette ble forlatt som løsning og det er så foreslått en forbindelse fra vest til øst i søndre del av planområdet, parallelt med Kongsvingerbanen. Dette anses for å medføre flere konfliktpunkter, en krevende trase, som også anses å bli krevende å drifte og vedlikehold (inkl. utskifting av ledninger). Det foreslås derfor løsning hvor en borer ny forbindelse under Kongsvingerbanen sør til Orderudjordet og hovedledningen der. Dette vil gi en reell 2-sidig forbindelse hvor en knytter opp planområdet til 2 forskjellige punkt i forsyningssystemet. Løsningen vil også bidra til å forsterke ledningsnettets i hele området som sådan.

3.4.3 Utbyggingsrekkefølge



Figur 6. Tentativ plan for utbyggingsrekkefølge/-trinn.

Prosjektet planlegges utbygget i flere trinn, se figur over. Av hensyn til både forsyningssikkerhet og slokkevann må dette hensyntas i den videre prosjekteringen. Det må sikres tilgang til slokkevann slik at hvert utbyggingstrinn er dekket.

3.5 Spillvann

3.5.1 Eksisterende situasjon

Kommunen har i forbindelse med fase 1-utbyggingen av VA-nettet utført beregninger av spillvannsnett i området. Kommunen har vist til tilstrekkelig kapasitet. Det har imidlertid pr mars 2023 framkommet opplysninger om at det vil være for liten dimensjon på SP-ledning som ligger inne i bekkekulverten (Blakerbekken). Det har blitt hevdet at denne må oppdimensjoneres fra dagens 160 PVC til 200 mm. Oppstrøms bekkekulverten, i VA-fase 1, er det lagt 200 PVC. Fra tidligere foreligger begrenset med dokumentasjon av utbygd spillvannsnett.

3.5.2 Framtidig situasjon

I fase 2 vil sanering av eldre avløpsnett bli fullført hvor også Sørumsand Park (nabobygget på vestsiden) får ny tilknytning. Fase 2 knyttes nedstrøms til utbygd VA i fase 1 som videreføres til eksisterende spillvannsledning innvendig i bekkekulvert for Blakerbekken.

Det er utført en vurdering av kapasitet og selvreis for framtidig situasjon for spillvannsledningen innvendig i bekkekulverten.

SP-ledning oppstrøms bekkekulvert

Følgende legges til grunn for beregninger:

Hva	Antall	Enhet
Antall enheter / leiligheter		
Boligdel innen reg.plan	217	stk
Næringsdel innen reg.plan	10	stk
Sørumsand Park, leiligheter	35	stk
Sørumsand Park, næring	5	stk
Antall enheter	267	stk
Antall PE pr leilighet	2,5	stk
Sum antall PE	668	PE
Antall liter pr. PE/døgn	150	l/PE*d
Maks døgnfaktor	2,5	f maks
Maks timefaktor	3	K maks
Sikkerhetsfaktor / innlekking	1,25	

For beregning av hydraulisk kapasitet i spillvannsledninger legges til grunn en maks timefaktor i maks døgn og sikkerhetsfaktor som representerer usikkerhet i grunnlag og tidsvariasjoner, samt innlekking som angitt over. Faktorer er vurdert basert på VA-Miljøblad nr. 115.

Belastningen fra næringsvirksomhetene i området er kun skjønnsmessig anslått med bakgrunn i at maks time oppstår på morgenen, eller ettermiddagen, hvor det tas utgangspunkt i at det samtidig er lav belastning fra næringsvirksomheten i området. Tallene over må derfor ikke benyttes som underlag for andre beregninger.

For beregning av hydraulisk kapasitet i spillvannsledningen får vi basert på oppsettet over en Q maks på ca 11 liter/sek. Dette er noe lavere enn hva tabellverdier tilsier, eksempelvis verdier fra VA-Miljøblad 115 tilsier i omkring 13,5 l/s.

SP-ledning i bekkekulvert (Blakerbekken)

Det er stilt spørsmål ved kapasitet og selvreis for 160mm PVC spillvannsledningen gjennom bekkekulverten (Blakerbekken). Det ble derfor tidligere lagt til grunn følgende vurdering;

Lengdefallet gjennom kulverten varierer mest sannsynlig, og det antas at det er et noe flatere parti på seksjonen under rundkjøringen. Som et beregningsutgangspunkt antas det å være såpass lite fall som 5 ‰. En spillvannsledning i 160 PVC vil med dette ha en teoretisk kapasitet på ca. 13 l/s (pipelife.no / Colebrook-White). Sammenholdt med vurderingene i foregående kapittel tilsier dette at det, ved framtidig full utbygging i området, vil kunne være i grenseland mht. hydraulisk kapasitet. Det anbefales derfor at det gjøres ny vurdering når ledningen er innmålt og dokumentert. Denne vurderingen framgår under.

Vurdering etter inspeksjon av kulverten

Det er utført TV-inspeksjon av kulverten som strekker seg fra reguleringsområdet og ned til Glomma. Eksisterende 160mm PVC spillvannsledning er klamret på veggen inne i kulverten fra ca kum 27735 til ca 18m nedenfor kum 4673. Videre ligger ledningen i grøft utenfor kulvert ned til pumpehus/ned mot Glomma.

Ledningen ble ifm. TV-inspeksjon i april 2025 målt inn. Se plan og lengdeprofil av ledningen basert på målingene i figuren under.

Målingene viser varierende, men godt fall på ledningen i den første delen fram til pkt. hp9/pr. 45. Her er det ca 2m høydeforskjell over en strekning på ca 45 m, som gir et gjennomsnittlig fall på noe over 40 ‰.

I den andre delen av kulverten under rundkjøringen er fallet på spillvannsledningen mindre. Med en høydeforskjell på ca 40 cm på 39m lengde gir dette et gjennomsnittlig fall på ca 10 ‰ på denne strekningen.

Høydemålingene av ledningen ble avsluttet i kum 4673 ca 18m oppstrøms der ledningen går ut av kulverten. Rapport fra TV-inspeksjon av rørkulverten videre nedover viser at det er en høydeforskjell fra kum 4673 og ned til utløpet av kulverten/kum 5084 på ca. 6,2m. Dette gir et gjennomsnittlig fall på ca. 33 promille for kulverten på denne strekningen som har en lengde på ca 187m. Eksisterende SP160mm ligger i grøft ved siden av overvannskulverten og antas å ha tilsvarende fall som kulverten.

Dersom det oppnås fall på minst 10 ‰ har 160mm PVC ledningen beregningsmessig en kapasitet på ca. 16 l/s ved 80% fyllingsgrad og innvendig ruhet på 1,0mm.

Med utgangspunkt i at en oppnår jevnt fall på min. 10 ‰ i den flatere delen, vil ledningen ha tilfredsstillende kapasitet.

Under TV-inspeksjonen ble det oppdaget noen avvik på SP ledningen. Noen av disse er utbedret av kommunen. Det legges til grunn for vurderingene av kapasitet på ledningen, at avvikene utbedres og evt. øvrige utbedringsbehov utføres og at ledningen legges med jevnt fall i kulverten.

For å bistå kommunen med vurdering og beslutninger knyttet til kulverten så har tiltakshaver fått utarbeidet rapport med TV-inspeksjon som er oversendt Vann- og avløpsetaten i kommunen.



Figur 7. Lengdeprofil basert på høydemålinger av 160mm spillvannsledning i kulverten



Oppdragsnavn:

Oppdragsnr:

Dokumentnr:

Beregning av selvrensing i SP Ø160 PVC, seksjon med lavt fall i bekkekulvert

Selvrens ved bruk av delfyllingskurve (Brettings formel)

Beregn selvrens av avløpsrør ved å oppgi	Q - vannføring (m³/s)				
Hvilket formelverk skal benyttes?	Lysne (1979) $\tau_{maks} = \tau_{fylt} \cdot 4 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - \frac{h}{d}\right)$				
Beregningsparametere					
d (m)	I (m/m)	Q (m³/s)	Type avløpsrør		
0,1506	0,01	0,00374	Spillvann		
k - tabell		Materiale	Plast	v > 1 m/s	
τ_{min} (N/m²)	Q_{fylt} (m³/s)	Q (m³/s)	$\frac{Q}{Q_{fylt}}$	$\frac{h}{d}$	h (m)
2	0,018	0,00374	0,209	0,345	0,051957
τ_{fylt} (N/m²)	k (mm)	R (m)	v_{fylt} (m/s)	v (m/s)	
3,765	0,6	0,0288	1,00	0,67	
Beregning: $\tau_{maks} = \underline{\underline{3,4 \text{ N/m}^2}} \quad \tau_{maks} > \tau_{min}$ Røret er selvrensende					

Figur 8. Beregning av selvrens i SP 160 PVC inne i bekkekulvert

Vurdering av selvrens i spillvannsledning inne i bekkekulverten er gjort med utgangspunkt i 10 ‰ fall og Q midlere, maks time og uten sikkerhetsfaktor for innlekking. Beregningen viser at ledningen vil være selvrensende.

DEL II – VASSDRAG OG OVERVANN

I planprosesser er det ofte hensiktsmessig å gruppere vurderinger knyttet til overflateavrenning (overvann) og vassdrag i 3 deler;

1. påvirkning fra oppstrøms side
2. innad på planområdet
3. påvirkning av nedstrøms side

I hvilken grad det bør skilles på vurderinger knyttet til flom i vassdrag og overflateavrenning avgjøres normalt av vassdragets størrelse. I vannressursloven benyttes begrepet *årssikker vannføring* som definisjon på vassdrag.

Karakteristisk for Trevaretunet:

Liten påvirkning av overvann fra oppstrøms side. Blakerbekken renner i lukket løp (kulvert) i randsonen av planområdet. Denne har begrenset kapasitet.

Innad på planområdet planlegges det for utbygging på en stor andel av arealet. Dette legger føringer for aktuell OV-håndtering. Kommunen setter definerte krav til påslipp nedstrøms, og også forholdet til Blakerbekken.

Nedstrøms planområdet er det pt ingen definert flomveg. Det pågår prosess for avklaring vedrørende Blakerbekken (lukking/kulvert).

4 Feltbeskrivelse

4.1 Arealbruk

4.1.1 Historisk



Figur 9. Historisk flyfoto (www.norgebilder.no)

Innenfor området som omkranses av de 2 jernbaneanleggene, *Tertittbanen* (Urskog-Hølandsbanen – smalsporet bane) og Kongsvingerbanen har i tidligere tider vært benyttet som terminalområde ifbm omlasting av gods, hovedsakelig tømmer og trelastvarer (omlastning mellom de to banene).

4.1.2 Dagens bruk

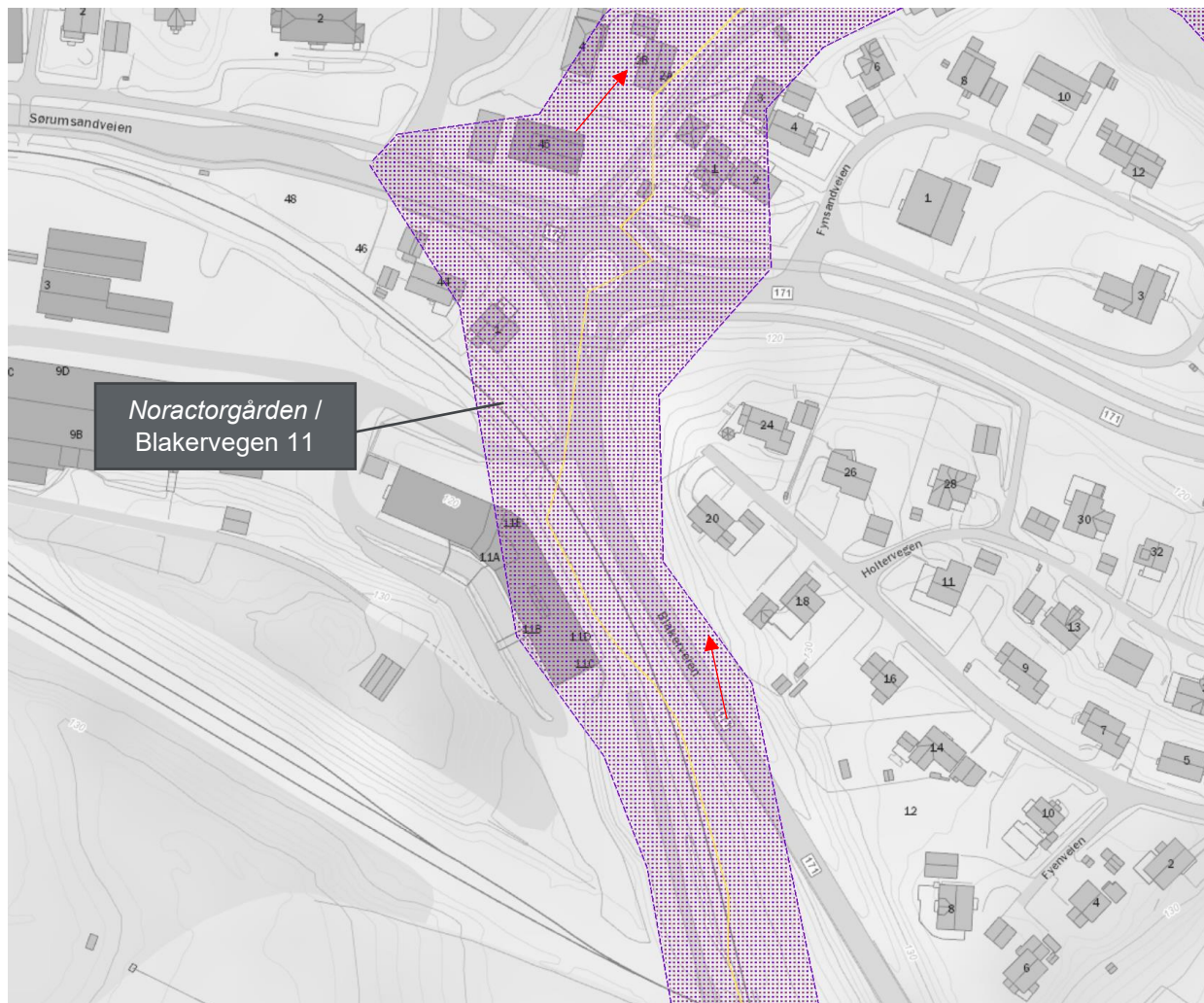


Figur 10. Flyfoto over planområdet (www.norgebilder.no)

I dag er området bebygd med annen næringsbebyggelse og dels transformert til kombinert bolig- og næring.

4.1.3 Aktsomhets-/faresone

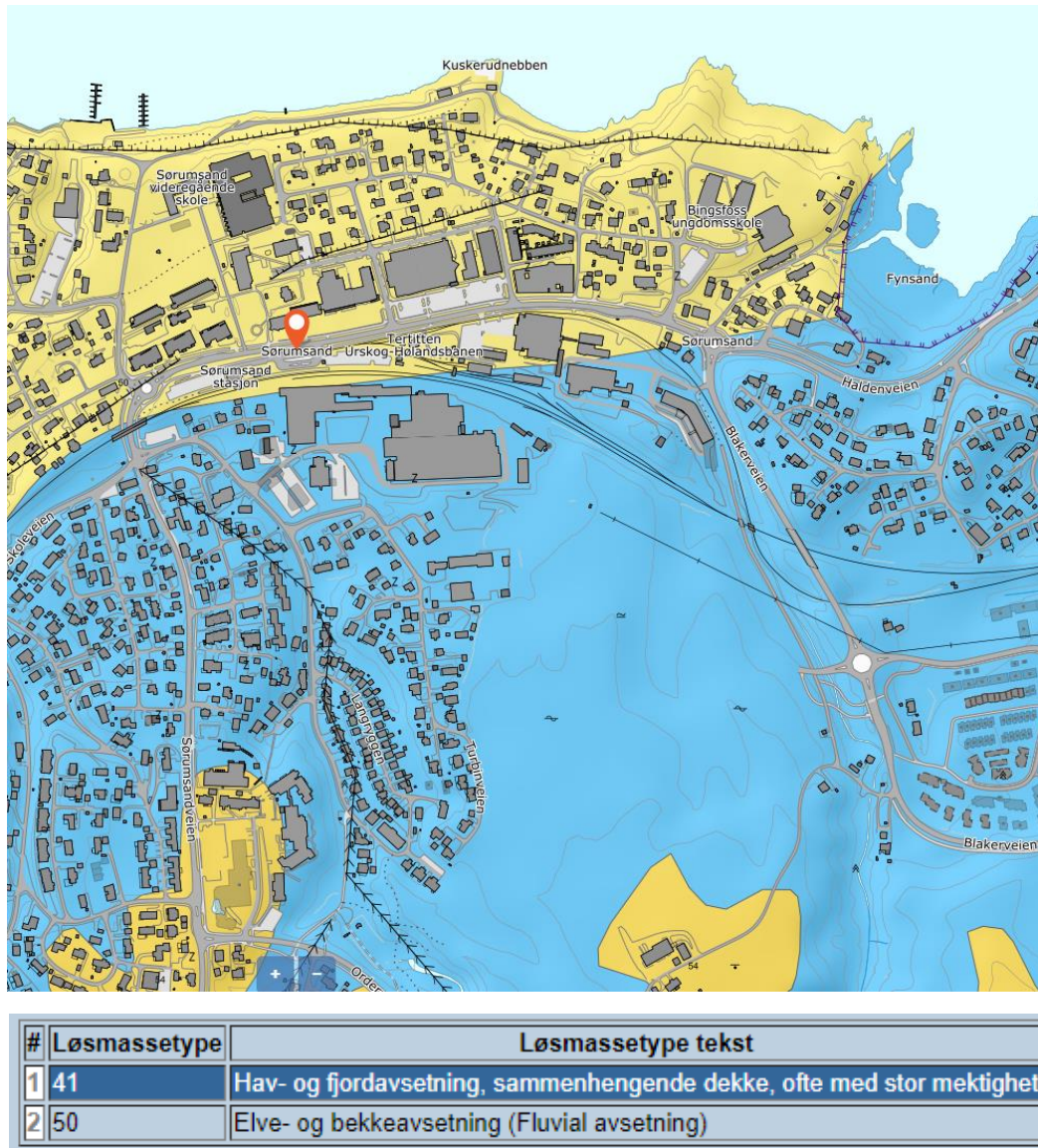
Det som benevnes som Blakerbekken renner langs østsiden av planområdet. I NVE sitt aktsomhetskart for flom er det angitt aktsomhetssone for flom som berører planområdet (Figur 11).



Figur 11: Aktsomhetskart for flom ved planområdet og Noractorgården (NVE).

4.2 Grunnforhold og feltegenskaper

4.2.1 Løsmasser



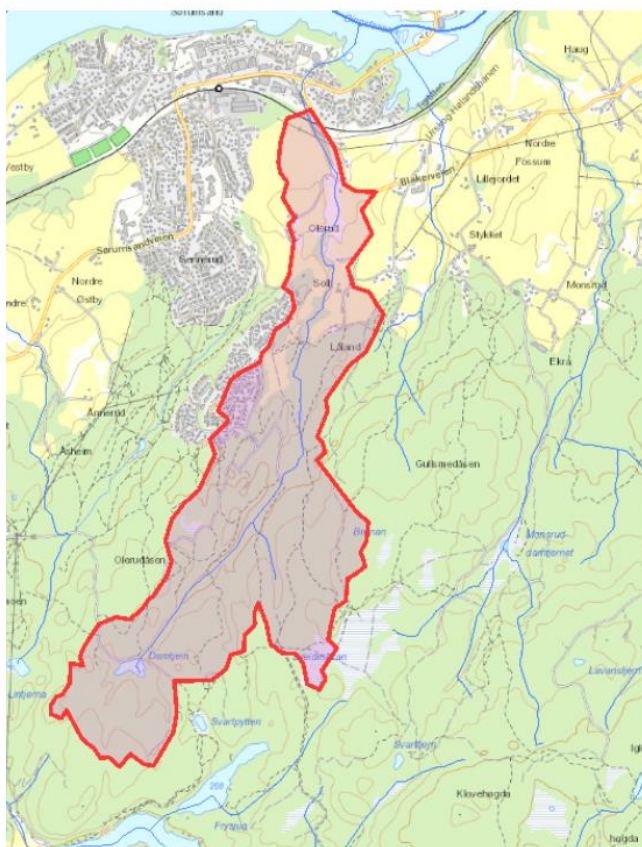
Figur 12. Løsmassekart over området (NGU).

Løsmassenes egenskaper er avgjørende for virkningen av nedbør mht avrenning og infiltrasjon. NGU sitt løsmassekart (NGU, 2022) angir hva man kan forvente av type løsmasser i et område. Det er imidlertid knyttet store usikkerheter til disse kartene. Det anbefales derfor alltid utført infiltrasjonstester senest innen detaljprosjektering der hvor det er aktuelt med løsninger basert på infiltrasjon.

4.2.2 Grunnvann

Det er ikke utført egne grunnvannstandsmålinger ifbm reguleringsplanprosessen. Generelt er det å anbefale undersøkelser og dokumentasjon av grunnvannstanden og senest innen detaljprosjektering av løsninger starter opp.

4.2.3 Feltparametere, Blakerbekken



Feltparametere

Areal (A)	2.55	km ²
Effektiv sjø (A_{SE})	0.07	%
Elvleengde (E_L)	3.9	km
Elvegradient (E_G)	24.1	m/km
Elvegradient ₁₀₈₅ ($E_{G,1085}$)	26.3	m/km
Helning	6.0	°
Dreneringstetthet (D_T)	1.7	km ⁻¹
Feltlengde (F_L)	3.9	km

Feltparametere Tilløp

Effektiv sjø – Tilløp (A_{AE-T})	0.07	%
Feltlengde – Tilløp (F_{F-T})	3.9	km

Arealklasse

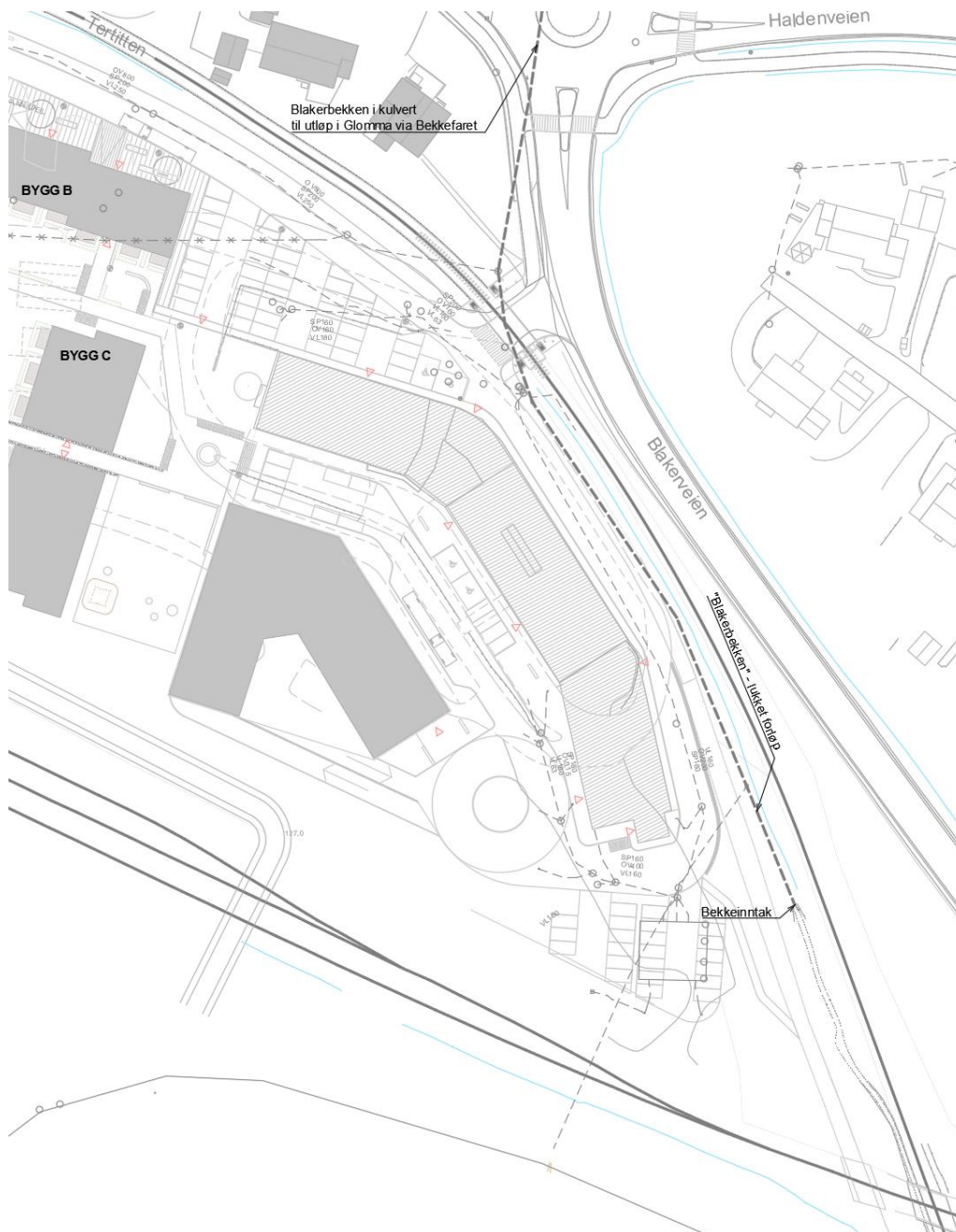
Bre (A_{BRE})	0	%
Dyrket mark (A_{JORD})	14.4	%
Myr (A_{MYR})	1.6	%
Leire (A_{LEIRE})	19.9	%
Skog (A_{SKOG})	77.9	%

Figur 13: Bekkeløp med nedbørsfelt (ved kryssing av jernbanen) og feltparametere for Blakerbekken (NEVINA/NVE).

Blakerbekken krysser Kongsvingerbanen og renner i grøft til et kulvertinnløp sør-øst for det som er benevnt *Noractorgården*. Bekken er herfra lukket helt til utløpet i Glomma. I tilfeller hvor kulvertinnløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet vil vannet renne i grøfta mellom Tertittbanen og *Noractorgården*, før videre drenering til Blakervegen og Bekkefaret (Figur 15).

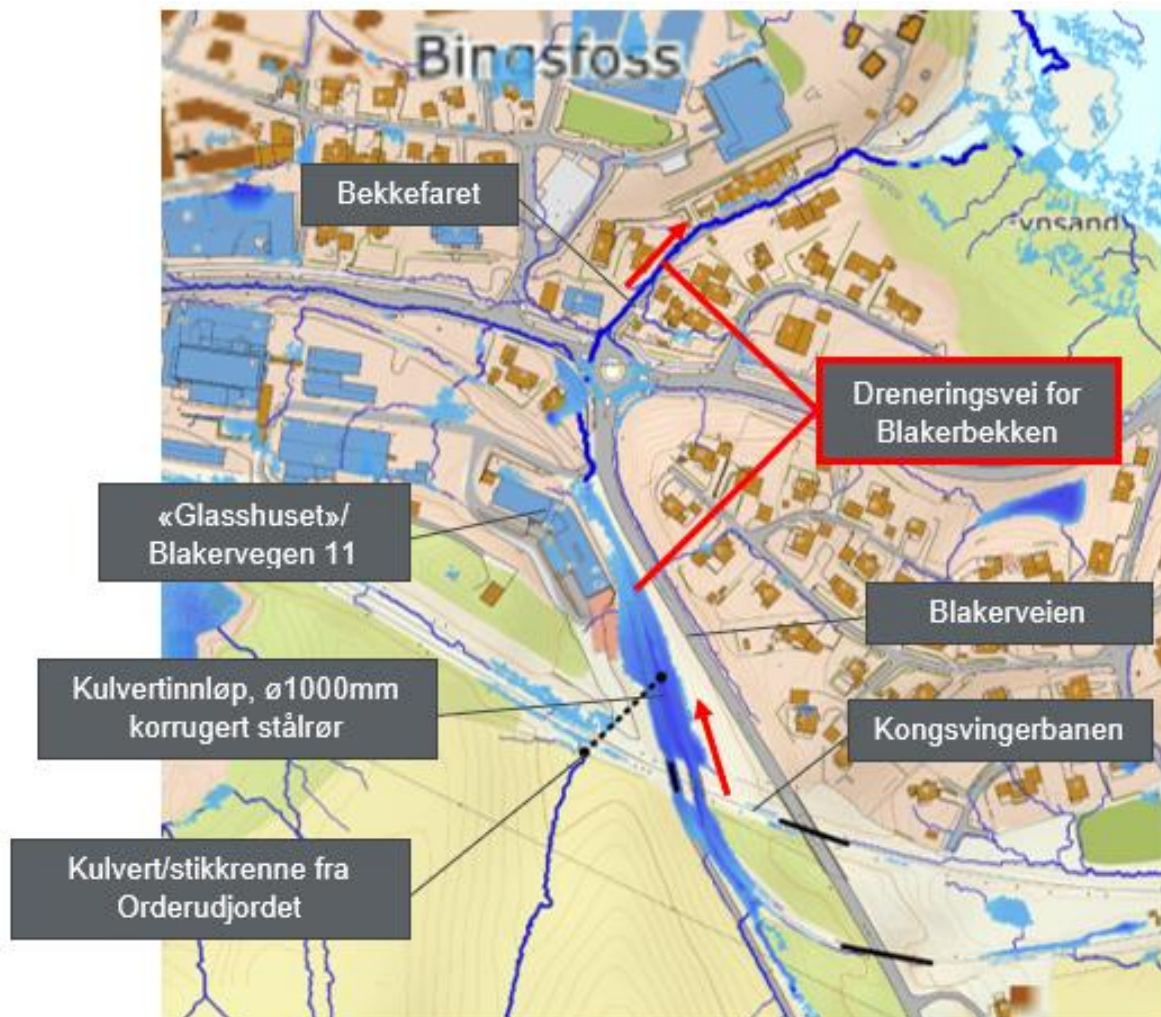
4.3 Eksisterende infrastruktur, vann

4.3.1 Vassdrag



Figur 14. Utsnitt fra plantegning over eksisterende OV-ledninger og bekkelukninger/kulverter. Blakerbekken med inntak nedstrøms/nord for Kongsvingerbanen og kulvert langs Tertitten i østre del av planområdet.

Blakerbekken har sitt forløp fra kryssing i kulvert under Kongsvingerbanen parallelt med Tertitten (se nedre høyre hjørne på figur – utsnitt med data fra bl.a. kommunens ledningskartverk). Nord og nedstrøms ligger bekkeinntak. Herifra forløper bekken i kulvert i ulik utførelse, nord og ned til utløp i Glomma.



Figur 15: Dreneringsretningen for Blakerbekken, fra terrenganalyser i Scalgo Live av dagens situasjon.

Kulvertinnløpet er et ø1000 mm korrugert stålrør med vingemur og enkel innløpsrist. Rister er utsatt for gjentetting i en flomsituasjon og kan redusere kapasiteten ved innløpet i forhold til teoretisk kapasitet i røret (se Figur 16). Drift og vedlikehold av innløp og kulvert har stor betydning for kapasitet.

Fra *Orderudjordet* på sørsiden av Kongsvingerbanen er det ei stikkrenne/overvannsledning (benevnt «Kulvert/stikkrenne fra Orderudjordet» i figur over) som er koblet inn på bekkekulverten et lite stykke nedstrøms inntaket på bekkekulverten. Det er opplyst at ledningen er skadet.



Figur 16: Bilde av kulvertinnløpet for Blakerbekken viser et eksempel på dårlig vedlikehold som medfører økt flomfare.

Tabell 1 viser teoretiske (fra nomogram) og antatte reelle kapasiteter i kulvertinnløpet for ulike vanndybder ved innløpet, gitt at det er innløpskontroll (det er rimelig å anta at dette er tilfellet ut fra at fallet på røret er beregnet til 0,7 %). Teoretisk kapasitet gjelder for en tilstand uten noe kapasitetsbegrensning fra rist eller sedimenter.

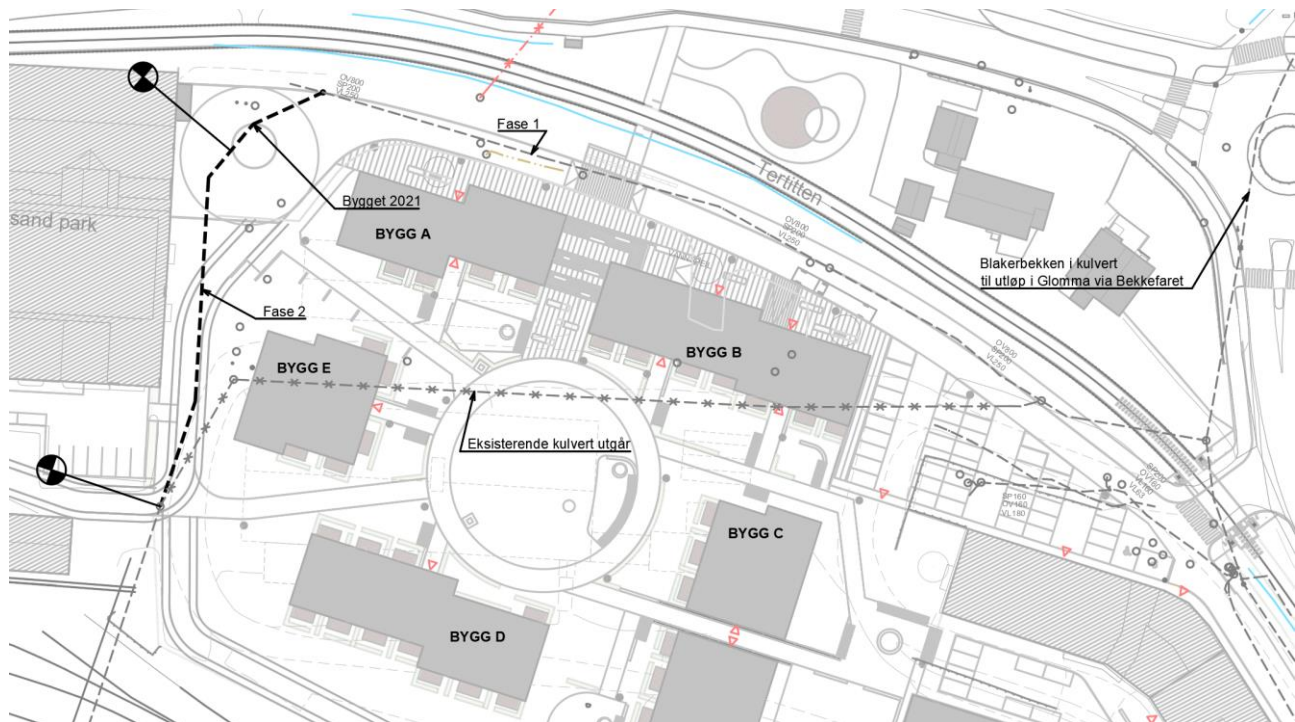
Tabellen viser at ved vannstand tilsvarende topp av innløpsrør er den teoretiske kapasiteten ca. 1,2 m³/s som er vesentlig lavere enn dimensjonerende vannføring ved Q_{200+40%}. Ved dimensjonerende flom vil derfor en stor del av vannet renne på terrenget i stedet for inn i kulverten. Kapasiteten øker med økende vannstand ved innløpet.

Ved en vannstand ved inntaket tilsvarende høyden på gulvnivå i Noractorgården (ca. 119 moh.), er teoretisk kapasitet ca. 3,5 m³/s. Ved en antatt gjentetting på 50% er den hydrauliske kapasiteten på mellom 1 og 2 m³/s.

Tabell 1: Teoretisk og antatt reell hydraulisk kapasitet i kulverten ved økende vanndybde ved innløpet. Teoretisk kapasitet er basert på nomogram 2A i rapporten *Hydraulic Design of Highway Culverts* (Federal Highway Administration og US Department of Transportation, 2005)

Vanndybde, m	Vannstand, moh.	Teoretisk kapasitet, m ³ /s	Antatt reell kapasitet (ca. 50%)
1,0	117,2	1,2	0,6
1,5	117,7	2,0	1,0
2,0	118,2	2,5	1,2
2,5	118,7	3,0	1,5
3,0	119,2	3,5	1,7

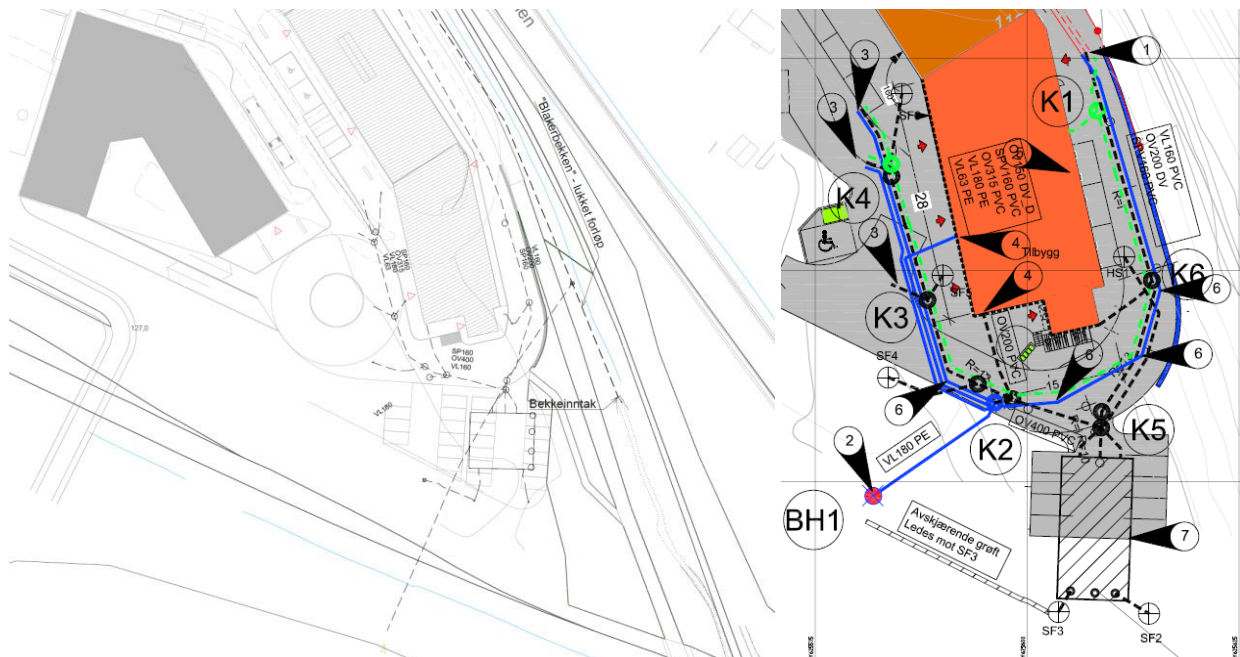
4.3.2 Overvann



Figur 17. Utsnitt fra plantegning med eksisterende ledningsnett for overvann.

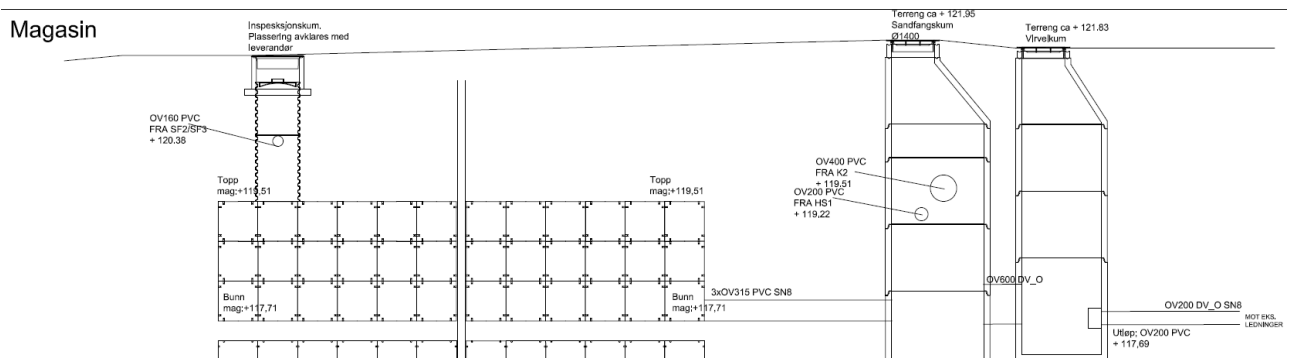
Eksisterende ledningsnett for overvann er vist i figur over. I nedre venstre kant av figur krysser en 800 mm overvannsledning under Kongsvingerbanen og gjennom planområdet. Denne legges om i det som er vist fase 1 (allerede utbygget del), og fase 2 (planlagt del).

Til høyre i figuren over vises Blakerbekken/bekkekulverten og påkoblet OV-nett ved planovergangen. På parkeringsareal er det gjennom utbygging av fase 1 forberedt for påkobling av framtidige overvannsanlegg herunder fordrøyning.



Figur 18. Eksisterende ledningsnett for overvann (plantegning fra utvidelse av Noractorgården i figur til høyre).

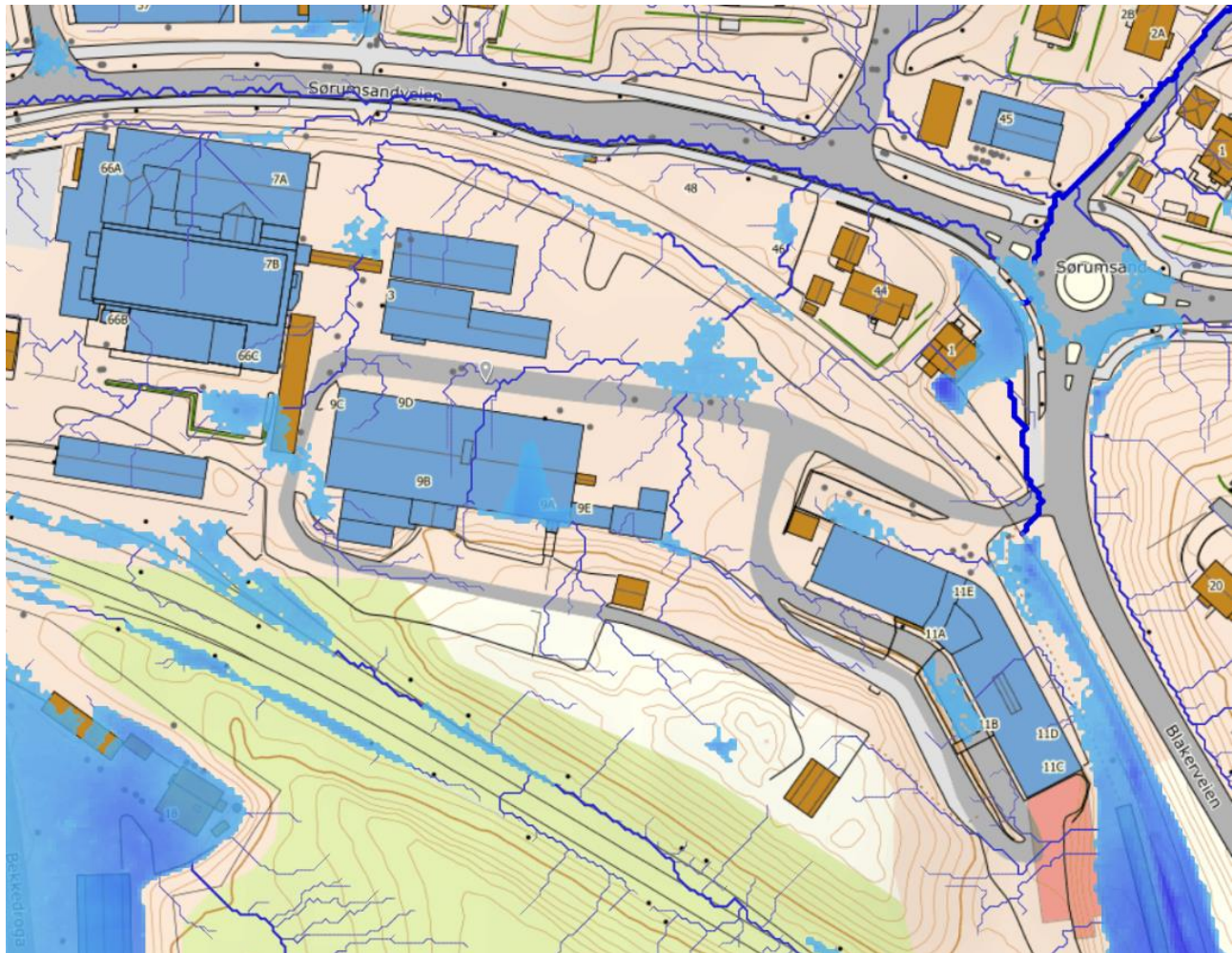
I sør – østre del av planområdet er det gjennom tidligere byggetiltak (utvidelse av Noractorgården, se orange farget del av bygning i figur over) etablert et lukket fordrøyningsmagasin på 232 m³ (markert med punktsymbol 7 i figur over – se også figur under/lengdesnitt). Dette er tilrettelagt for fordrøying av arealet som utgjør tilbygget og tilhørende uteareal, samt videre utbygging i bakgården. I byggesaken behandles spørsmål om fordrøying av et mindre areal på østre side av bygget.



5 Analyser

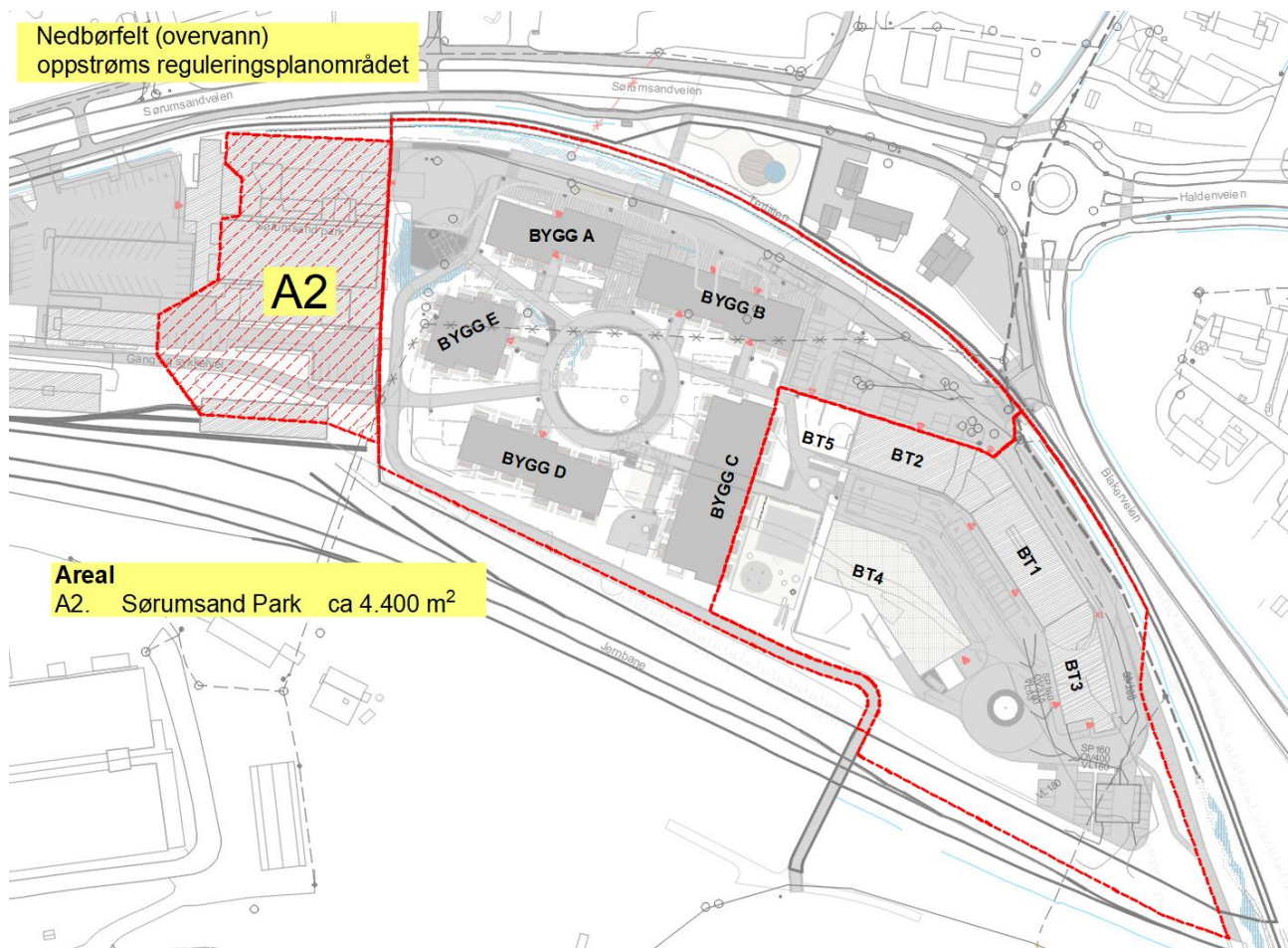
5.1 Overvann

5.1.1 Nedbørfelt



Figur 19. Utsnitt fra avrenningslinjer/flomvegskart i Scalgo Live.

Analyse av eksisterende terreng og avrenning er vist i figur fra Scalgo Live over. Karakteristisk for reguleringsplanområdet er at overflateavrenning (nedbørfeltet) i hovedsak er avgrenset av reguleringsplanområdet, mens flomvann fra vassdrag (Blakerbekken) tangerer reguleringsplanområdet i østre del. Både Blakerbekken (flomvann) og overflateavrenning har sin naturlige flomveg ut av planområdet ved planovergangen *Tertittbanen* / adkomst fra Blakerveien.

5.1.1.1 Fra oppstrøms side

Figur 20. Nedbørfelt oppstrøms (Sørumsand Park), rød skravur.

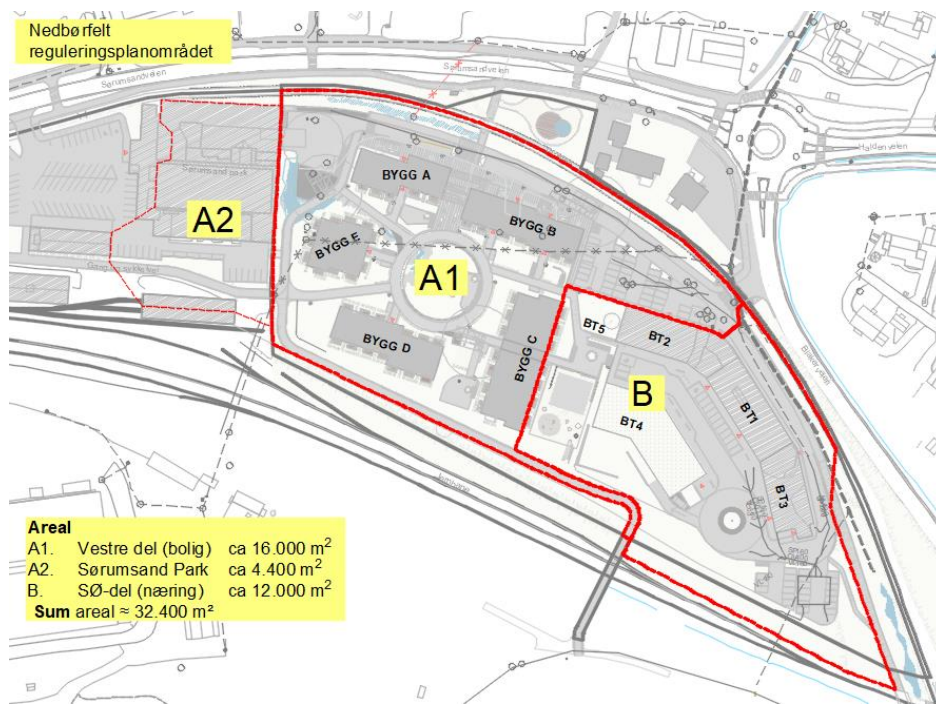
Nedbørfelt for overvann fra utenfor reguleringsplanområdet som drenerer ned til og gjennom planområdet er vist i figur (skravert område). Dette omhandler i hovedsak deler av areal i tilknytning til Sørumsand Park og jernbaneområdet. Det er ikke utført kartlegging av takareal – kun en skjønnsmessig vurdering som underlag for de beregninger som utføres på reguleringsplannivå.

Det foreligger ingen opplysninger om overvannstiltak for disse arealene, så som fordrøynings- eller infiltrasjonsløsninger.

Forut for en detaljprosjektering bør disse arealene kartlegges nærmere da de vil påvirke flomveger og deler av fordrøyningsløsningene.

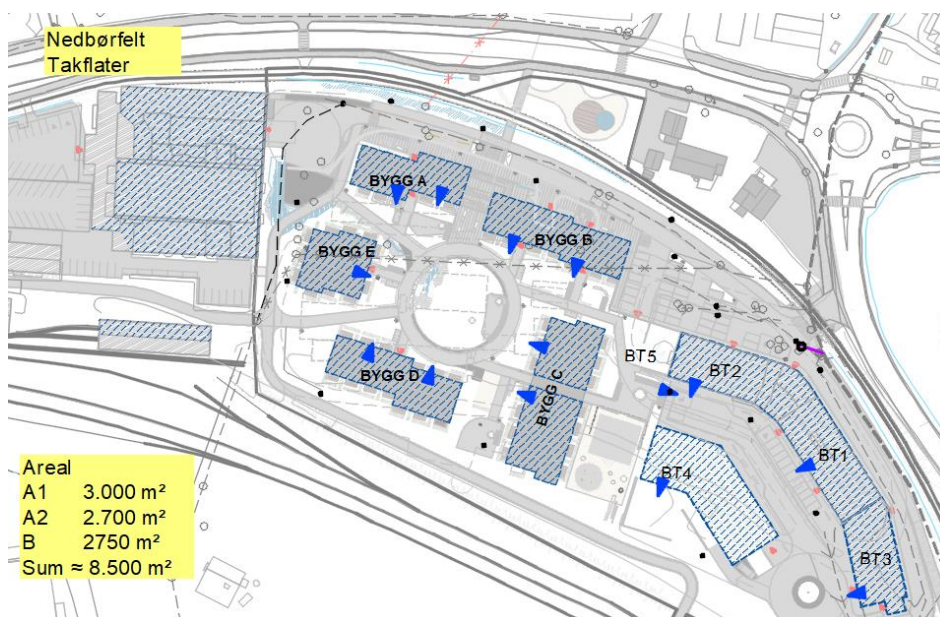
5.1.1.2

Fra planområdet

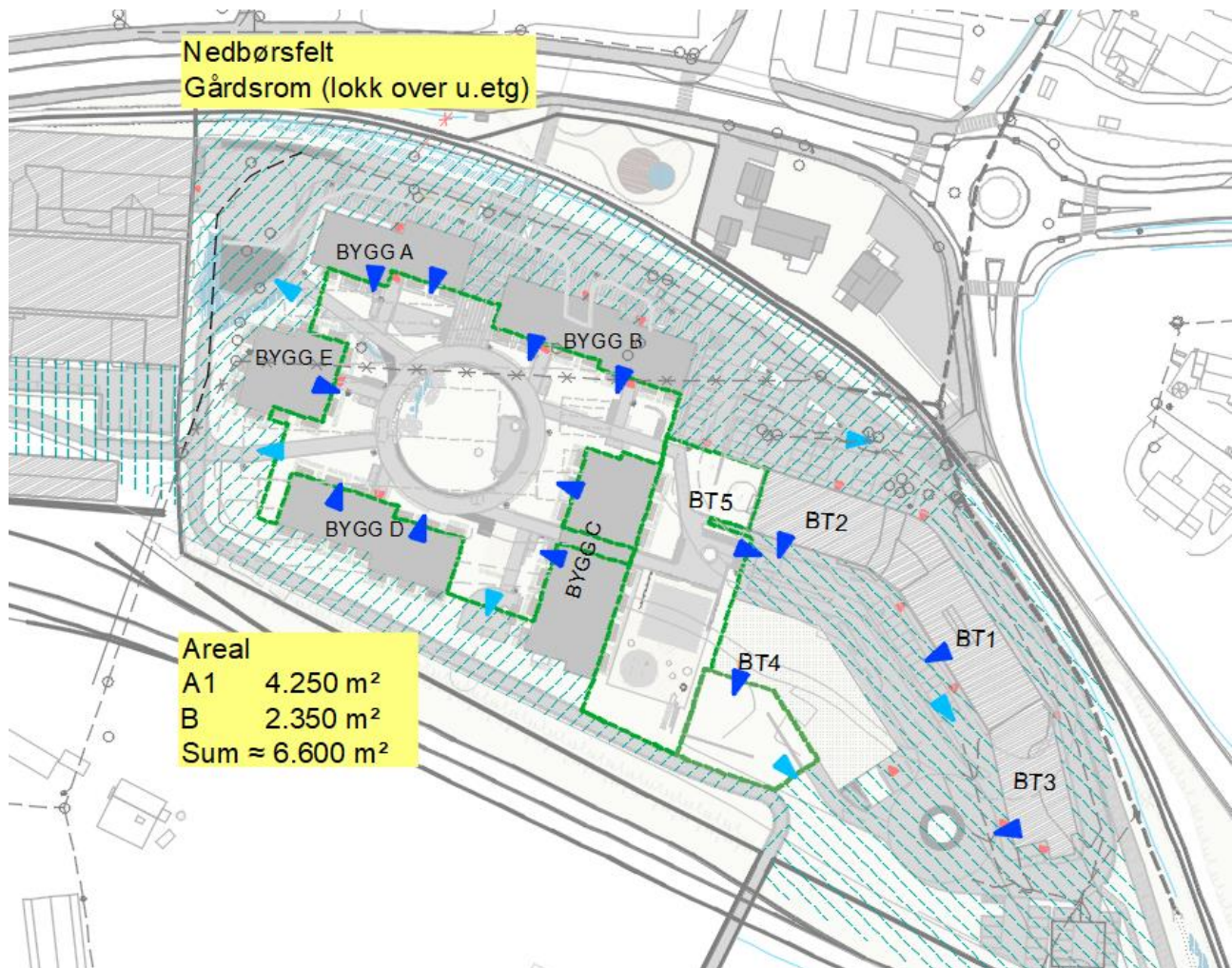


Figur 21. Reguleringsplanområdets nedbørfelt, 3 delfelt.

Planområdet kan naturlig deles inn i 2 nedbørfelt. Framtidig vil det hovedsakelig være boligbebyggelse i den vestre delen (A1), og næringsbebyggelse i den sør-østre delen. A2 oppstrøms (vest for A1) drenerer sammen med A1 og A2 ned til området ved planovergangen over Tertitten.



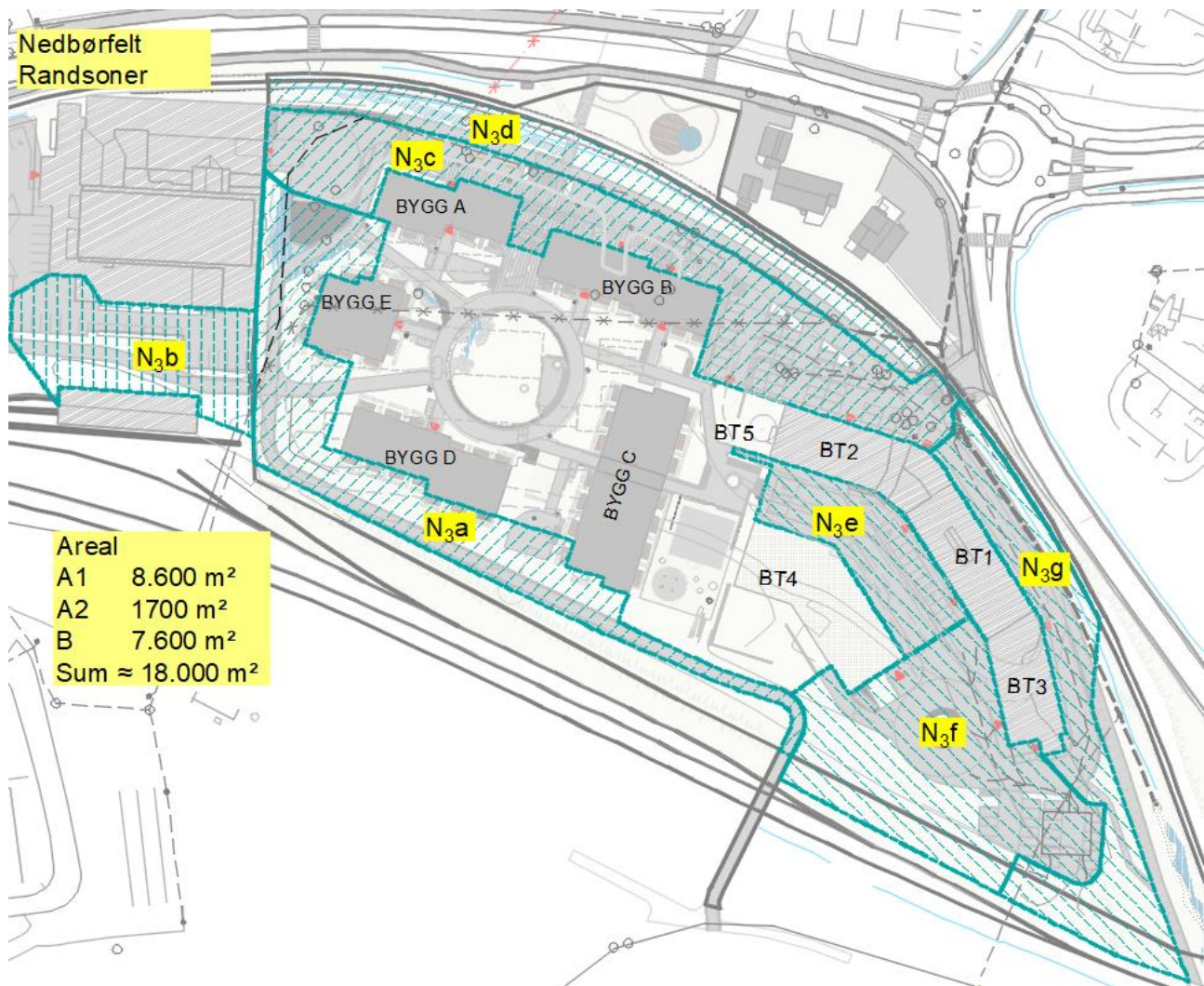
Figur 22. Nedbørfelt, takflater.



Figur 23. Gårdsrom, lokk over u.etg (parkeringskjeller og næringsbebyggelse).

I boligdelen av reguleringsplanområdet vil det bli bygget parkeringskjeller under blokkbebyggelsen. Oppå garasjekjelleren etableres et gårdsrom med små adkomstveger/gangstier og grønne areal og ulike typer oppholdsareal (se figur over). Dette arealet er godt egnet mht fordrøyning av overvann og vil ha en sentral rolle i overvannshåndteringen i den vestre delen. Avrenning fra takareal på boligblokkene (3000 m²) vil ledes ned til fordrøyning i et dreneringssjikt over dekket over parkeringsanlegget (takareal fra bygg A til E). En skjønnsmessig andel av takareal i Sørumsand Park/jernbanebygg utgjør ca. 2700 m² (ikke kartlagt taknedløp og OV-system).

For arealet over framtidig Europris (BT5) vil det være noe tynnere sjikt tilgjengelig for etablering av fordrøyning slik som prinsippet beskrevet over. Her vil tilgjengelig fordrøyningsvolum benyttes til å fordrøye det regn som faller på arealet, mens tilgrensende takareal ledes til andre fordrøyningsløsninger.



Figur 24. Nedbørfelt, randsoner (veger, gangveger, plasser, grøntdrag og annet øvrig areal)

Foruten takareal og gårdsrom er nedbørfeltet delt inn i ulike randsoner med ulike egenskaper, se figur og merking N3 a til g.

I nedre høyre hjørne er det markert en kvadratisk form ved parkeringsplass og tilhørende overvannsnett. Dette er et lukket fordrøyningsmagasin som er etablert ifbm tilbygg på Noractorgården, BT3.

Overvannsberegninger - delfelt A1/A2

Nedbørfelt

Overflatetype	Areal m2	Avrennings- koeffisient	Areal redusert m2
A1 - Tak (bolig)	3 000	0,9	2 700
A2 - Tak (oppstrøms pl.omr)	2 700	0,9	2 430
N2 - Gårdsrom over p-kjeller	4 250	0,25	1 063
N3a, randsone	3 500	0,35	1 225
N3b, randsone	1 700	0,7	1 190
N3c, randsone	3 600	0,75	2 700
N3d, randsone	1 800	0,35	630
Totalt	20 550	0,58	11 938

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del

Nedbørfelt

Overflatetype	Areal m2	Avrennings- koeffisient	Areal redusert m2
B1 - Tak (næring)	2 700	0,9	2 430
N2-Gårdsrom/lokk over u-etg	2 350	0,25	588
N3e, randsone	3 500	0,35	1 225
N3f, randsone	3 400	0,6	2 040
N3g, randsone	2 400	0,6	1 440
			0
Totalt	14 350	0,54	7 723

Tabellene over oppsummerer de ulike arealtype i tilknytning til den vestre delen, og den sør-østre delen av planområdet og tilhørende anslått avrenningskoeffisient for de ulike arealtype.

Avrenningskoeffisientene er relativt like for de 2 delfeltene.

5.1.2 Retningslinjer

For flomberegning og vurdering av aktuelle løsninger for overvannshåndtering legges til grunn kommunens gjeldende retningslinjer for overvannshåndtering. Pr. februar 2024 er dette dokumentet benevnt «Retningslinjer for overvannshåndtering for kommunene Lørenskog, Rælingen og Skedsmo».

Det forutsettes maks påslipp på 1,5 l/s*dekar for dimensjonering av infiltrasjons- og fordrøyningstiltak. I beregninger benyttes klimafaktor på 1,5 iht. anbefaling fra klimaservicesenteret (www.klimaservicsenter.no), samt gjentaksintervall på 20 år. Det legges vekt på etablering av naturbaserte tiltak iht. statlige retningslinjer, hvor infiltrasjonsbaserte løsninger er valgt mht forsinkelse og fordrøyning og mest mulig naturlig OV-håndtering.

Overvannsflom sidestilles med flom i vassdrag, slik som i kommunens retningslinjer (gjentaksintervall iht TEK17 §7.2 – 200 år).

5.1.3 Beregningsunderlag

5.1.3.1 Rasjonelle metode

Metoden er nærmere beskrevet bl.a. i Myrabø [3], der flomvannføringen beregnes ut fra en avrenningskoeffisient, dimensjonerende nedbørintensitet, feltareal og klimafaktor. Avrenningskoeffisienten angir hvor stor del av nedbøren som renner hurtig av og bidrar til flomtoppen, og velges i de ulike deler av feltet ut fra tabell med ulike overflate- og terrengtyper, korrigert for bl.a. løsmasetype og -dybde, terrenghelning mv. Dimensjonerende nedbørintensitet hentes fra IVF-kurve med varighet basert på aktuelle konsentrasjonstider for det vannet som bidrar til flomtoppen og aktuell returperiode.

Avrenning Q er beregnet ved:

$Q = C \times i \times A$, hvor

- C: avrenningsfaktor, anslått på bakgrunn av nedbørfeltets egenskaper
- i: dimensjonerende nedbørintensitet hentet fra IVF-kurve [$l/(s \times ha)$]
- A: feltareal [ha]

Konsentrasjonstid

Dimensjonerende nedbørintensitet varierer med gjentaksintervallet og feltets konsentrasjonstid. Gjentaksintervall er gitt av retningslinjene til kommunen (20 og 200 år), mens konsentrasjonstiden i et nedbørfelt vanligvis beregnes ved bruk av formelverk. I dette tilfellet, hvor man skiller på situasjon for overvannslegg (infiltrasjon, fordrøyning), og overvannsflom, vil man måtte legge større vekt på faglig skjønn.

Overvannsanlegg (20 års gjentaksintervall)

Fordrøyningsløsningene har til hensikt å etterligne naturlige prosesser og vil i sum forsinke flomtoppen ut av området i betydelig grad. Beregning som for naturlige felt (Berg, 1992) tilsier en konsentrasjonstid i størrelsesorden 1,5 timer. Det må imidlertid legges vekt på at feltet, tross de ulike tiltakene, fortsatt er urbant. Det anslås derfor som fornuftig å beregne med utgangspunkt i 60 minutters konsentrasjonstid. I tillegg vil det være fornuftig å også sammenlikne resultatene mot konsentrasjonstid på 30 minutter.

For i størst mulig grad å optimalisere løsningene mht størrelse, fordeling innad på arealet / plassering, utforming mv., bør en gå nærmere inn på beregningene ifbm detaljprosjektering av løsningene.

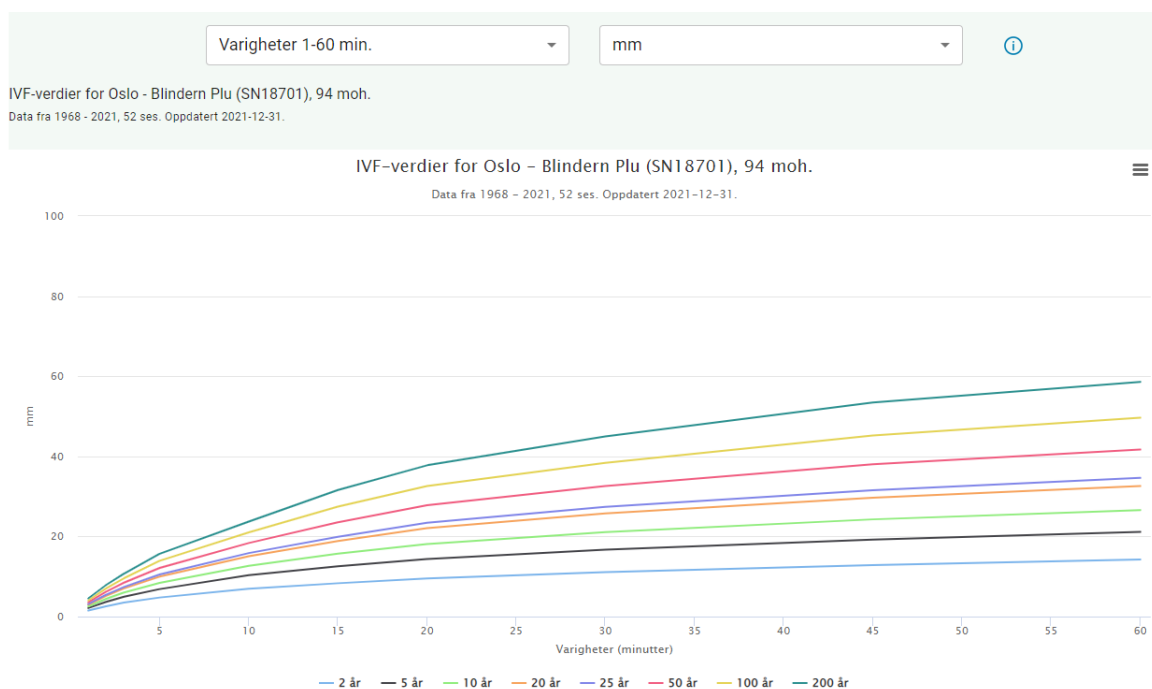
Overvannsflom (200 års gjentaksintervall)

Tomtens størrelse, topografi og overflatetyper tilsier erfaringsmessig en konsentrasjonstid i størrelsesorden 10 minutter. Både delfelt A1/A1 og B er relativt like i både størrelse og lengste vannveg.

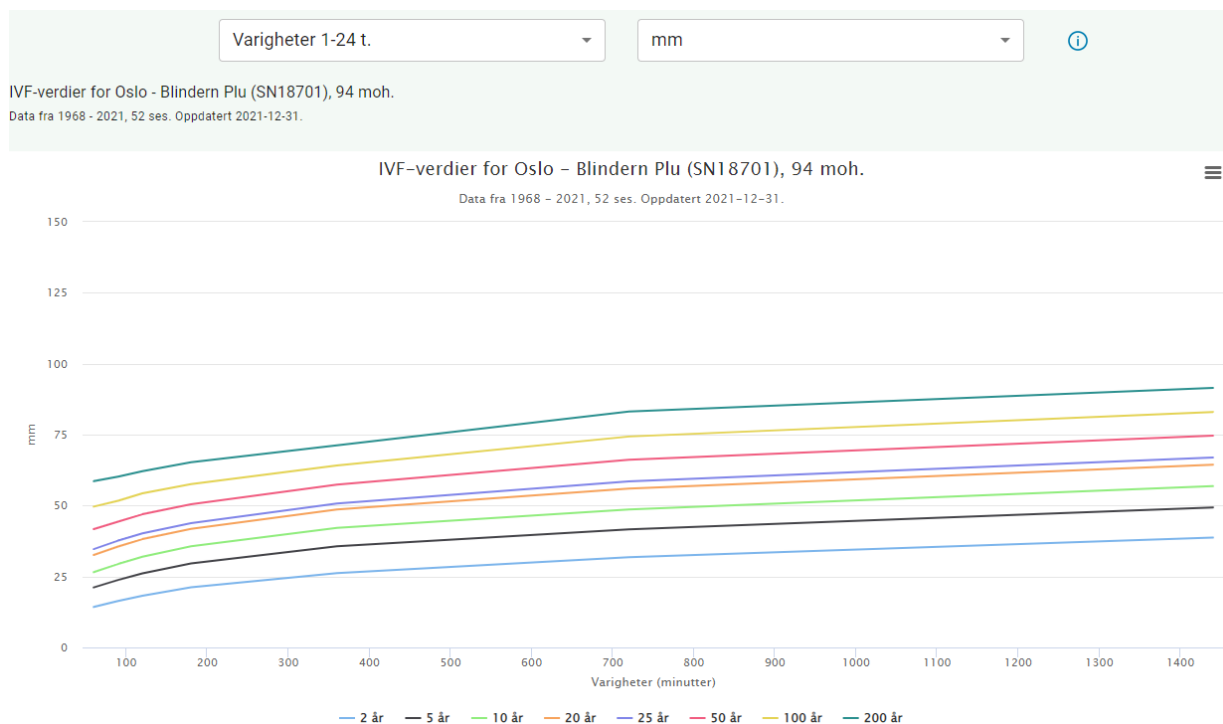
10 minutter stemmer godt overens med overslag utført med ulike beregningsmetoder for konsentrasjonstid.

Nedbørintensitet

Lokale retningslinjer angir bruk av IVF-verdier for Oslo – Blindern Plu, se figur for 60 minutter og ett døgns varighet, graf og tabell.



GRAF TABELL UTVIDET TABELL										
Kvalitetsklasse: God (1)										
Varigheter 1-60 min. mm ⓘ										
IVF-verdier for Oslo - Blindern Plu (SN18701), 94 moh. Data fra 1968 - 2021, 52 ses. Oppdatert 2021-12-31.										
	Varigheter (minutter)									
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60
2	1,5	2,6	3,5	4,8	7,0	8,3	9,5	11,1	12,8	14,3
5	2,1	3,7	5,0	6,9	10,3	12,6	14,4	16,7	19,2	21,2
10	2,6	4,4	6,0	8,4	12,7	15,7	18,1	21,1	24,3	26,6
20	3,0	5,2	7,0	10,0	15,1	18,9	22,1	25,8	29,7	32,6
25	3,1	5,5	7,4	10,5	15,9	19,9	23,4	27,4	31,5	34,6
50	3,6	6,2	8,5	12,2	18,4	23,5	27,8	32,6	38,0	41,7
100	4,0	7,1	9,6	13,9	21,0	27,4	32,6	38,4	45,2	49,6
200	4,5	7,9	10,7	15,7	23,7	31,6	37,8	45,0	53,4	58,6



Varigheter 1-24 t.

mm

IVF-verdier for Oslo - Blindern Plu (SN18701), 94 moh.

Data fra 1968 - 2021, 52 ses. Oppdatert 2021-12-31.

	Varigheter (minutter)						
Gjentaksintervall (år)	60	90	120	180	360	720	1440
2	14,3	16,4	18,3	21,2	26,2	31,8	38,7
5	21,2	23,8	26,1	29,6	35,7	41,7	49,3
10	26,6	29,4	32,0	35,7	42,2	48,6	56,9
20	32,6	35,6	38,2	41,8	48,6	56,0	64,4
25	34,6	37,6	40,2	43,8	50,8	58,5	66,9
50	41,7	44,3	46,9	50,5	57,4	66,1	74,7
100	49,6	51,7	54,3	57,5	64,2	74,3	83,0
200	58,6	60,2	62,1	65,3	71,3	83,2	91,4

Klimafaktor

Kommunens retningslinjer tilsier at det skal benyttes en klimafaktor på beregninger på 1,5. Retningslinjene er vedtatt i 2017, mens i 2020 kom Norsk Klimaservicesenter med anbefalinger om å skille på klimapåslaget avhengig av gjentaksintervall og konsentrasjonstid, se figur. Generelt er det å anbefale benyttet nyeste kunnskap.

KLIMAPÅSLAG ^		
Klimapåslag		
Fremtidig utvikling av kraftig nedbør		
For å unngå forhøyet skaderisiko som følge av forventet økning i kraftig nedbør, anbefales det å legge til et klimapåslag på dagens IVF-verdier. Les mer om klimapåslag .		
	Dimensjonerende gjentaksintervall < 50 år	Dimensjonerende gjentaksintervall ≥ 50 år
≤ 1 time	40 %	50 %
>1 – 3 timer	40 %	40 %
>3 – 24 timer	30 %	30 %
Klimapåslag for kraftig nedbør, avhengig av varighet og dimensjonerende gjentaksintervall.		
Gjelder fra januar 2020.		

5.1.4 Beregninger

Det er utført beregninger for flom og for fordrøyningsbehov for delfelt A i vest, som består av felt A1 og A2, samt for delfelt B i sør-øst.

5.1.4.1 Flomberegning felt A

Overvannsberegninger delfelt A1/A2																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

I figur over er resultatene av beregning med 60 minutters konsentrasjonstid som viser at det med disse forutsetninger vil kunne medføre en flomtopp i størrelsesorden 180 l/s ved 20 års gjentaksintervall fra felt A (A1 + A2). Beregning med 30 minutters konsentrasjonstid, figur under, gir flomtopp i størrelsesorden 280 l/s ved 20 års gjentaksintervall.

Overvannsberegninger delfelt A1/A2																

5.1.4.2 Flomberegning felt B

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del																	
Beregnet maksimal avrenning																	
Modifisert rasjonell metode																	

I figur over er resultatene av beregning med 60 minutters konsentrasjonstid som viser at det med disse forutsetninger vil kunne medføre en flomtopp i størrelsesorden 115 l/s ved 20 års gjentakintervall fra felt A (A1 + A2). Beregning med 30 minutters konsentrasjonstid, figur under, gir flomtopp i størrelsesorden 180 l/s ved 20 års gjentakintervall.

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del																	

5.1.4.3 Beregninger av fordrøyningsbehov felt A, vestre del

Det er ulike metoder for beregning av fordrøyningsvolum. For analyse av aktuelle fordrøyningsbehov og vurdering av plassbehov og muligheter innen utbyggingsområdet er det benyttet 2 metoder:

- enkel regnenvelop med konstant utløp
- Aron & Kiblers metode med variert utløp

Førstnevnte metode er særlig følsom for anslag av midlere videreført vannmengde. Denne vil i stor grad kunne variere med system og utforming av fordrøyningsløsninger.

For sistnevnte metode forutsettes det at man kjenner konsentrasjonstiden for feltet. Det beregnes derfor med både 30 og 60 minutters varighet.

Overvannsberegninger delfelt A1/A2					
Beregning av fordrøyningsbehov - enkel regnenvelop med konstant utløp					
Grunnlag for beregninger:					
Totalt arenningsareal	2,055 ha				
Arenningskoeffisient	0,58				
Redusert areal	1,1938 ha				
Dimensjonerende gjentakintervall	20 år				
Klimafaktor	1,5				
Maksimalt videreført vannmengde	30,6 l/s				
Midlere videreført vannmengde	70 %			21,42 l/s	
Nedbørdata hentet fra	Klimaservicesenteret.no	Stasjon	18701 Blindern Plu, OSLO		
Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m ³	m ³	m ³
1	496,8	745,2	53,4	1,3	52,1
2	434,1	651,2	93,3	2,6	90,7
3	391,6	587,4	126,2	3,9	122,4
5	333,3	500,0	179,0	6,4	172,6
10	251,2	376,8	269,9	12,9	257,0
15	209,8	314,7	338,1	19,3	318,8
20	184,1	276,2	395,6	25,7	369,9
30	143,2	214,8	461,6	38,6	423,0
45	110	165,0	531,8	57,8	474,0
60	90,6	135,9	584,0	77,1	506,9
90	65,9	98,9	637,2	115,7	521,5
120	53	79,5	683,3	154,2	529,1
180	38,7	58,1	748,4	231,3	517,1
360	22,5	33,8	870,2	462,7	407,6
720	13	19,5	1005,6	925,3	80,3
1440	7,5	11,3	1160,3	1160,3	0,0
Nødvendig fordrøyningsvolum ved 20 års gjentakintervall					529,1 m³

Overvannsberegninger delfelt A1/A2

Beregning av fordrøyningsbehov - Aron & Kiblers metode, variert utløp

Grunnlag for beregninger:

Totalt avrenningsareal	2,055	ha
Avrenningskoeffisient	0,58	
Redusert areal	1,1938	ha
Dimensjonerende gjentakintervall	20	år
Klimafaktor	1,5	
Maksimalt videreført vannmengde	30,6	l/s
Konsentrasjonstid	Beregningsmetode:	Antatt verdi
		30 min
Nedbørdata hentet fra	Klimaservicesenteret.no	Stasjon
		18701 Blindern Plu, OSLO

Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m ³	m ³	m ³
1	496,8	745,2	53,4	28,5	24,9
2	434,1	651,2	93,3	29,4	63,9
3	391,6	587,4	126,2	30,3	95,9
5	333,3	500,0	179,0	32,1	146,9
10	251,2	376,8	269,9	36,7	233,2
15	209,8	314,7	338,1	41,3	296,8
20	184,1	276,2	395,6	45,9	349,7
30	143,2	214,8	461,6	55,1	406,5
45	110	165,0	531,8	68,9	463,0
60	90,6	135,9	584,0	82,6	501,4
90	65,9	98,9	637,2	110,2	527,1
120	53	79,5	683,3	137,7	545,6
180	38,7	58,1	748,4	192,8	555,6
360	22,5	33,8	870,2	358,0	512,2
720	13	19,5	1005,6	688,5	317,1
1440	7,5	11,3	1160,3	1160,3	0,0

Nødvendig fordrøyningsvolum ved 20 års gjentakintervall 555,6 m³

Overvannsberegninger delfelt A1/A2

Beregning av fordrøyningsbehov - Aron & Kiblers metode, variert utløp

Grunnlag for beregninger:

Totalt avrenningsareal	2,055	ha
Avrenningskoeffisient	0,58	
Redusert areal	1,1938	ha
Dimensjonerende gjentakintervall	20	år
Klimafaktor	1,5	
Maksimalt videreført vannmengde	30,6	l/s
Konsentrasjonstid	Beregningsmetode: Annen metode (skriv inn i dette feltet)	60 min
Nedbørdata hentet fra	Klimaservicesenteret.no	Stasjon
		18701 Blindern Plu, OSLO

Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m ³	m ³	m ³
1	496,8	745,2	53,4	53,4	0,0
2	434,1	651,2	93,3	56,9	36,4
3	391,6	587,4	126,2	57,8	68,4
5	333,3	500,0	179,0	59,7	119,4
10	251,2	376,8	269,9	64,3	205,6
15	209,8	314,7	338,1	68,9	269,3
20	184,1	276,2	395,6	73,4	322,1
30	143,2	214,8	461,6	82,6	378,9
45	110	165,0	531,8	96,4	435,4
60	90,6	135,9	584,0	110,2	473,9
90	65,9	98,9	637,2	137,7	499,5
120	53	79,5	683,3	165,2	518,1
180	38,7	58,1	748,4	220,3	528,1
360	22,5	33,8	870,2	385,6	484,7
720	13	19,5	1005,6	716,0	289,6
1440	7,5	11,3	1160,3	1160,3	0,0

Nødvendig fordrøyningsvolum ved 20 års gjentakintervall 528,1 m³

Det er også beregnet med varierende grad av midlere videreført vannmengde for enkel regnenvelop. Basert på disse overslagene vurderes det til at boligdelen av planområdet bør avsette i størrelsesorden 550 m³ effektivt volum til fordrøynning.

5.1.4.4 Beregninger av fordrøyningsbehov felt B, sør-østre del

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del					
Beregning av fordrøyningsbehov - enkel regnenvelop med konstant utløp					
Grunnlag for beregninger:					
Totalt avrenningsareal			1,435	ha	
Avrenningskoeffisient			0,54		
Redusert areal			0,7723	ha	
Dimensjonerende gjentakintervall			20	år	
Klimafaktor			1,5		
Maksimalt videreført vannmengde		18	l/s		
Midlere videreført vannmengde		70 %		12,6	l/s
Nedbørdata hentet fra		Klimaservicesenteret.no	Stasjon	18701 Blindern Plu, OSLO	
Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m ³	m ³	m ³
1	496,8	745,2	34,5	0,8	33,8
2	434,1	651,2	60,3	1,5	58,8
3	391,6	587,4	81,7	2,3	79,4
5	333,3	500,0	115,8	3,8	112,0
10	251,2	376,8	174,6	7,6	167,0
15	209,8	314,7	218,7	11,3	207,4
20	184,1	276,2	255,9	15,1	240,8
30	143,2	214,8	298,6	22,7	275,9
45	110	165,0	344,0	34,0	310,0
60	90,6	135,9	377,8	45,4	332,5
90	65,9	98,9	412,2	68,0	344,2
120	53	79,5	442,0	90,7	351,3
180	38,7	58,1	484,2	136,1	348,1
360	22,5	33,8	563,0	272,2	290,8
720	13	19,5	650,5	544,3	106,2
1440	7,5	11,3	750,6	750,6	0,0
Nødvendig fordrøyningsvolum ved 20 års gjentakintervall					351,3 m ³

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del

Beregning av fordrøyningsbehov - Aron & Kiblers metode, variert utløp

Grunnlag for beregninger:

Totalt avrenningsareal	1,435	ha
Avrenningskoeffisient	0,54	
Redusert areal	0,7723	ha
Dimensjonerende gjentakintervall	20	år
Klimafaktor	1,5	
Maksimalt videreført vannmengde	18	l/s
Konsentrasjonstid	Beregningsmetode:	Antatt verdi
		30 min
Nedbørdata hentet fra	Klimaservicesenteret.no	Stasjon
		18701 Blindern Plu, OSLO

Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m ³	m ³	m ³
1	496,8	745,2	34,5	16,7	17,8
2	434,1	651,2	60,3	17,3	43,1
3	391,6	587,4	81,7	17,8	63,8
5	333,3	500,0	115,8	18,9	96,9
10	251,2	376,8	174,6	21,6	153,0
15	209,8	314,7	218,7	24,3	194,4
20	184,1	276,2	255,9	27,0	228,9
30	143,2	214,8	298,6	32,4	266,2
45	110	165,0	344,0	40,5	303,5
60	90,6	135,9	377,8	48,6	329,2
90	65,9	98,9	412,2	64,8	347,4
120	53	79,5	442,0	81,0	361,0
180	38,7	58,1	484,2	113,4	370,8
360	22,5	33,8	563,0	210,6	352,4
720	13	19,5	650,5	405,0	245,5
1440	7,5	11,3	750,6	750,6	0,0

Nødvendig fordrøyningsvolum ved 20 års gjentakintervall 370,8 m³

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del					
Beregning av fordrøyningsbehov - Aron & Kiblers metode, variert utløp					

Grunnlag for beregninger:					
Totalt avrenningsareal				1,435	ha
Avrenningskoeffisient				0,54	
Redusert areal				0,7723	ha
Dimensjonerende gjentakintervall				20	år
Klimafaktor				1,5	
Maksimalt videreført vannmengde				18	l/s
Konsentrasjonstid	Beregningsmetode:			Antatt verdi	60 min
Nedbørdata hentet fra		Klimaservicesenteret.no	Stasjon	18701 Blindern Plu, OSLO	
Varighet	Intensitet	Intensitet med klimafaktor	Volum inn	Volum ut	Fordrøyningsbehov
min	l/s*ha	l/s*ha	m³	m³	m³
1	496,8	745,2	34,5	32,9	1,6
2	434,1	651,2	60,3	33,5	26,9
3	391,6	587,4	81,7	34,0	47,6
5	333,3	500,0	115,8	35,1	80,7
10	251,2	376,8	174,6	37,8	136,8
15	209,8	314,7	218,7	40,5	178,2
20	184,1	276,2	255,9	43,2	212,7
30	143,2	214,8	298,6	48,6	250,0
45	110	165,0	344,0	56,7	287,3
60	90,6	135,9	377,8	64,8	313,0
90	65,9	98,9	412,2	81,0	331,2
120	53	79,5	442,0	97,2	344,8
180	38,7	58,1	484,2	129,6	354,6
360	22,5	33,8	563,0	226,8	336,2
720	13	19,5	650,5	421,2	229,3
1440	7,5	11,3	750,6	750,6	0,0
Nødvendig fordrøyningsvolum ved			20 års gjentakintervall		354,6 m³

Det er også beregnet med varierende grad av midlere videreført vannmengde for enkel regnenvelop. Basert på disse overslagene vurderes det til at boligdelen av planområdet bør avsette totalt for hele delfeltet i størrelsesorden 360 m³ effektivt volum til fordrøyningskapasitet på 232 m³ innen feltet (lukket magasin). Dette bør da suppleres med ytterligere ca. 130 m³ fordrøyningsvolum.

5.1.4.5 Overvannsflom delfelt A

For beregning av overvannsflom er det benyttet inngangsverdier som i forutgående kapitler. Det er benyttet sikkerhetsfaktor jf. likestilling av overvannsflom med TEK17. I en detaljprosjektering må det gjøres mer detaljerte beregninger for det enkelte delfelt og enkeltkomponenter i overvannssystemet.

Overvannsberegninger - delfelt A1/A2																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

5.1.4.6 Overvannsflom delfelt B

Tilsvarende beregning som for delfelt A gir flomvannsmengder som angitt i figuren under.

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

5.2 Vassdrag, Blakerbekken

5.2.1 Flomberegning

For å finne ut om innløpet til kulverten har tilstrekkelig kapasitet ved dimensjonerende flom, og konsekvenser dersom dette ikke er tilfelle, er det gjort en flomberegning for Blakerbekken ved innløpet av kulverten. Dimensjonerende flom er flom med 200-års gjentaksintervall, med et klimapåslag på 40% (Klimaprofil for Oslo og Akershus). Det er gjort beregninger og sammenlignet resultater med tre metoder (NEVINA/NIFS formelverk, rasjonelle formel og PQRut).

Resultatene fra NEVINA på $Q_{200+40\%} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ er vurdert som fornuftig kulminasjonsverdi for bekken (Figur 25).

RFFA-2018			RFFA-2018 (døgnmiddel)											
Tidsoppløsning	Døgn	-		Q_M	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}	Q_{500}	Q_{1000}	$Q_{200-klima}$	
Indeksflom (QM): Medianflom	208	$\text{l/s} \cdot \text{km}^2$	Flomfrekvensfaktor (QM / QT)	1	1.32	1.53	1.75	2.04	2.25	2.47	2.77	3	-	
Klimapåslag	40	%	Flomverdi, m^3/s	0.5	0.7	0.8	0.9	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6	1.8	
Kulminasjonsfaktor	1.86	-	Flom usikkerhet (97,5%), m^3/s	0.9	1.3	1.5	1.8	2.1	2.4	2.6	2.9	3.2	-	
NIFS-2015			Flom usikkerhet (2,5%), m^3/s	0.3	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	-	
Tidsoppløsning	Kulminasjon	-	NIFS (kulminasjon)											
Indeksflom (QM): Middelflom	498	$\text{l/s} \cdot \text{km}^2$	Flomfrekvensfaktor (QM / QT)	1	1.26	1.50	1.75	2.13	2.46	2.83	3.41	3.92	-	
Klimapåslag	40	%	Flomverdi, m^3/s	1.3	1.6	1.9	2.2	2.7	3.1	3.6	4.3	5.0	5.0	
Annet			Flom usikkerhet (97,5%), m^3/s	2.2	2.9	3.5	4.2	5.3	6.2	7.2	8.7	10.0	-	
Tilførselsflom	Nei	-	Flom usikkerhet (2,5%), m^3/s	0.7	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.2	2.5	-	

Figur 25: Flomberegning med NEVINA/NIFS formelverk (kulminasjon).

5.2.2 Simulering av dimensjonerende flom med HEC-RAS

5.2.2.1 Oppsett av modell

For å simulere en flomsituasjon med 200-års gjentaksintervall og 40% klimapåslag er 2D-beregning i HEC-RAS benyttet. For terrengmodellen er laserdata fra 2019 (punkttetthet på ca. 0,25 m) benyttet sammen med prosjekterte terrenghøyder nord for Noractorgården, og innmålingsdata for veg, bane og gangveg langs østsiden av bygget. Beregningen baserer seg blant annet på terrengets ruhet angitt som en Mannings-koeffisient «n» på 0,02 for asfalterte flater, og 0,05 for vegetert grøft. Grid-størrelse for beregningsområdet er satt til 0,5 x 0,5 m, men med større detaljeringsgrad på 0,2 x 0,2 m for adkomstområdet til planområdet fra Blakervegen over jernbanen (Tertitten).

Oppstrøms grensebetingelse i modellen er flomvannføring fratrasket kapasitet i kulverten. Det er gjort simulering for en framtidig situasjon (prosjektet parkering og adkomst) med kulvertkapasiteter på hhv. 1 m^3/s og 3 m^3/s for sammenligning. Simuleringen er kjørt for en tidsperiode på 30 minutter med konstant vannføring, og stasjonære forhold er da oppnådd i hele modellen. For å se om det prosjekterte terrenget endrer på flomsituasjonen er det også gjort en simulering på dagens terrengflate med en kulvertkapasitet på 1 m^3/s .

Nedstrøms grensebetingelse er satt et godt stykke nedstrøms planområdet, i Bekkefare, og angitt som normaldybde.

5.2.3 Resultat av beregningene med kommentarer

Resultatet av simuleringene er vist som oversvømte områder i Figur 26 og vannstander ved et valgt tverrprofil i Figur 27 og et lengdeprofil i Figur 28. Disse viser at det er lite forskjell i flomvannets utbredelse og maksimalt ca. 10 cm forskjell i vannstand ved de to simulerte kapasitetene i kulverten. Flomvannet vil i en

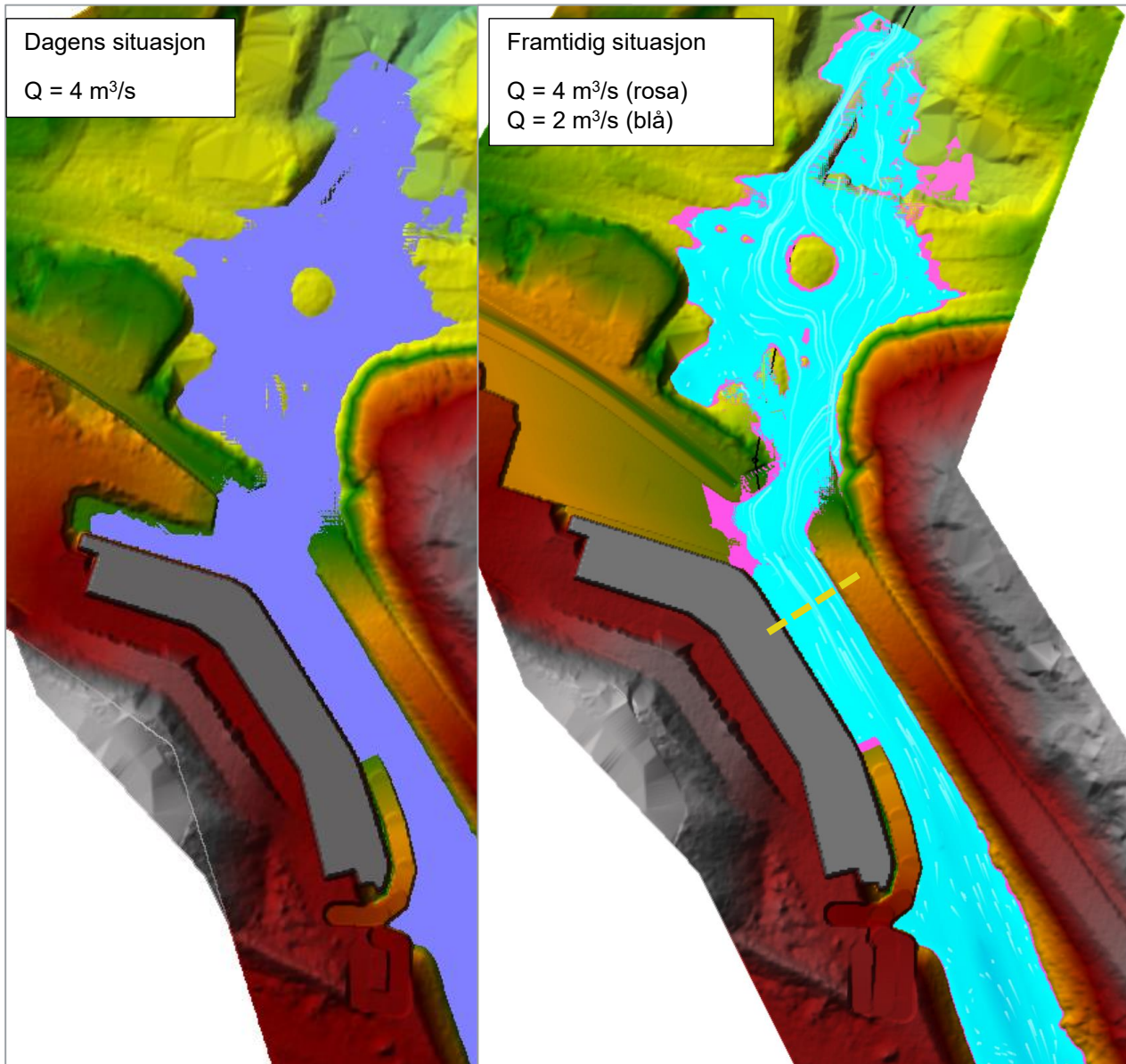
framtidig situasjon drenere mot Blakerbekken og videre til Bekkefare. Dette tilsvarer dreneringsretning også i dagens situasjon, men i dagens situasjon er nordsiden av Noractorgården mer utsatt for flom. I en framtidig situasjon er det primært den østre siden av Noractorgården som er flomutsatt.

Lengdeprofilen i Figur 28 viser at høyden på terreng i overgangen fra grøfta til Blakervegen (dvs. høyden på adkomstvegen/planovergangen med evt. fortau) er avgjørende for vannstanden som oppstår langs Noractorgården. Det er derfor viktig å merke seg at avvik fra det som foreløpig er prosjektert terreng kan medføre en annen flomsituasjon. I det prosjekterte terrenget er terrenghøyden maksimalt ca. 118,9 moh over terskelen, mens terrenget langs nordsiden av bygget på det lavest er ca. 119 moh. Det er derfor små marginer.

Det må understrekes at faren for gjentetting av innløpsrista slik denne er utformet i dag er stor, og at man ikke kan ta utgangspunkt i at kulverten har sin teoretiske kapasitet i en flomsituasjon. Minimum kote 119,2 moh., forutsatt prosjekterte terrenghøyder, bør legges til grunn som flomsikker høyde langs bygget for å være på den sikre siden mhp. usikkerheter i kulvertkapasitet, beregninger og terrenggrunnlag. Bl.a. er ikke detaljgraden i terrengmodellen tilstrekkelig til å fange opp effekten på avrenning av f.eks. jernbanesporene på Tertittbanen.

Tiltak for å sikre Noractorgården mot flom er antatt å kunne gjøres relativt enkelt, f.eks. med heving av gulvnivå til flomsikkert nivå, eller etablere nedre del av veggen på bygget som flomsikker. I terrengmodellen for den framtidige situasjonen er det allerede lagt til grunn et forhøyet/tilpasset terrengnivå ifm. ny arrondering/terrengnivå for parkering langs Noractorgårdens nordre fasade. Dette forbedrer flomfaren langs nordsiden av bygget sammenlignet med dagens situasjon (jf. Figur 26).

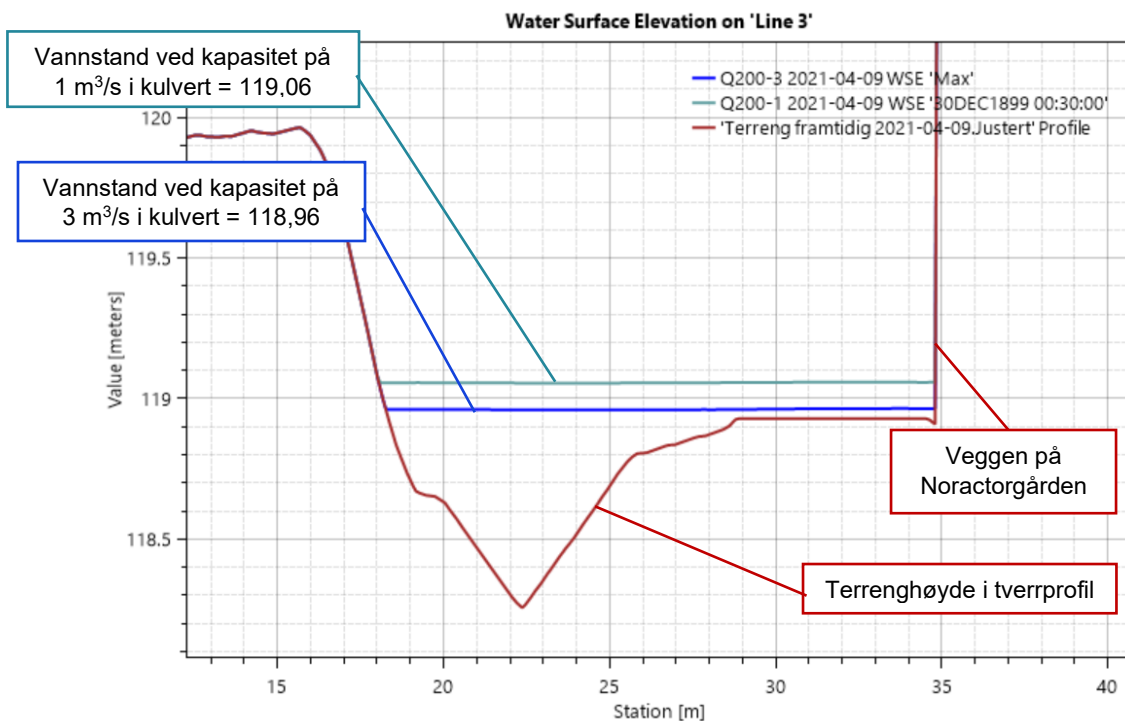
Foruten arronderingsmessige tiltak mv., og uavhengig av framtidig løsning for kulverten, bør det etableres ny inntaksløsning med god hydraulisk utforming og lav risiko for gjentetting. I dagens kulvert er det avlagret en del masse som bør fjernes, og det ser også ut til å være en skade (ras) i området ved planovergangen (Tertitten) i overgang mellom rørkulvert til plasstøpt kvadratisk tverrsnitt. Det er viktig med avklarte ansvarsforhold både mht drift og vedlikehold, men særlig beredskap, slik at eksisterende infrastruktur til enhver tid har den kapasitet som er forutsatt.



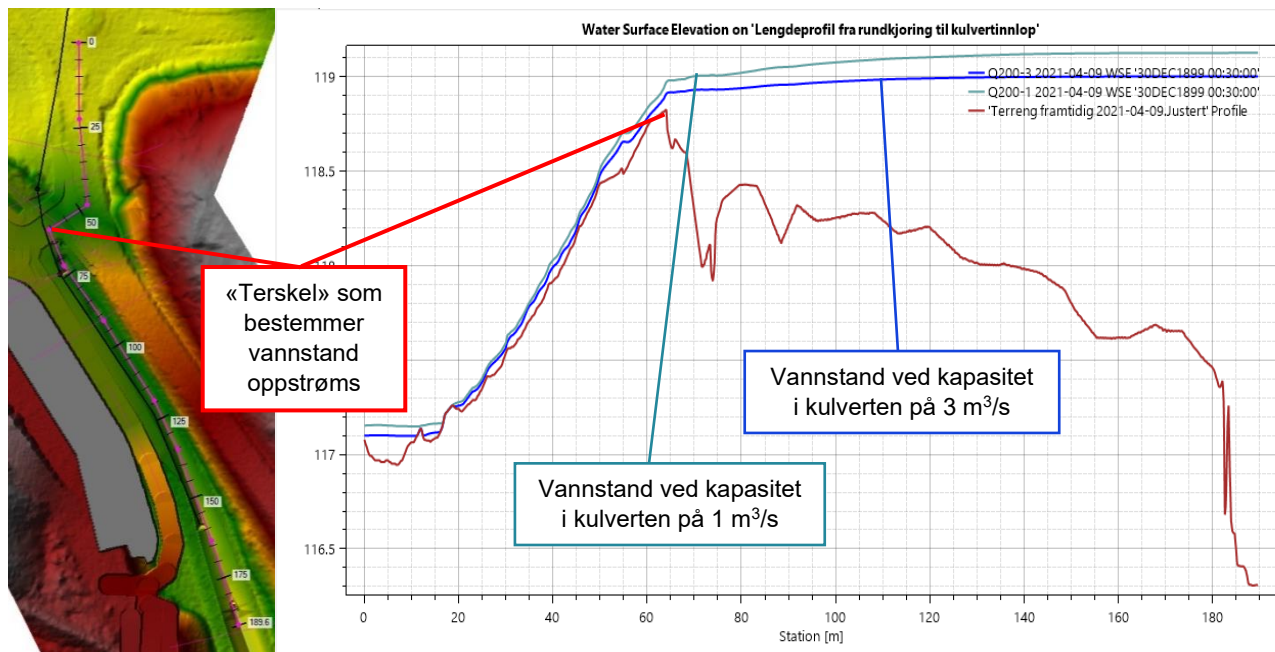
Figur 26:

Til venstre: Flommens utbredelse i dagens situasjon ved $Q_{200+40\%}$ med $1 \text{ m}^3/\text{s}$ kapasitet i kulverten.

Til høyre: Sammenligning av flommens utbredelse i en framtidig situasjon med hhv. $1 \text{ m}^3/\text{s}$ (rosa) og $3 \text{ m}^3/\text{s}$ (blå) kapasitet i kulvert ved $Q_{200+40\%}$. Gul stiplet linje angir plassering av tverrprofilet som er vist i Figur 27.



Figur 27: Tverrprofil (plassering angitt i Figur 26) med vannstander som oppstår ved hhv. 1 m³/s og 3 m³/s kapasitet i kulverten.



Figur 28: Lengdeprofil med vannstander ved hhv. 1 og 3 m³/s kapasitet i kulvert, sett fra rundkjøringen i Blakervegen via vegflate og grøftebunn til kulvertinnløp (trase angitt til venstre).

6 Overvannshåndtering i planområdet

De statlige planretningslinjene for klima- og energiplanlegging og klimatilpasning ([Lovdata; FOR-2021-12-10-3466, fra 02.02.2022](#)) sier i kapittel 4.3 Krav til planprosess og beslutningsgrunnlag;

«...Ved planlegging av nye områder for utbygging, fortetting eller transformasjon, skal det vurderes hvordan hensynet til et endret klima kan ivaretas. Det bør legges vekt på gode helhetlige løsninger og ivaretagelse av *økosystemer og arealbruk med betydning for klimatilpasning, som også kan bidra til økt kvalitet i uteområder. Planer skal ta hensyn til behovet for åpne vannveier, overordnede blågrønne strukturer, og forsvarlig overvannshåndtering.*

Bevaring, restaurering eller etablering av naturbaserte løsninger (slik som eksisterende våtmarker og naturlige bekker eller nye grønne tak og vegger, kunstige bekker og basseng mv.) bør vurderes. Dersom andre løsninger velges, skal det begrunnes hvorfor naturbaserte løsninger er valgt bort.»

Innenfor hva utbyggingstomten legger av føringer for mulige løsninger, legges det vekt på å i størst mulig grad etablere åpne og mest mulig naturlige løsninger – i minst mulig grad lukkede, nedgravde og rørbaserte overvannssystemer. Det er lagt vekt på å gjøre vannets veg gjennom planområdet lengst mulig for derigjennom å forsinke og samtidig fordrøye flere steder langs vannveiene.

Plan for håndtering av overvann grupperes her i 2 deler;

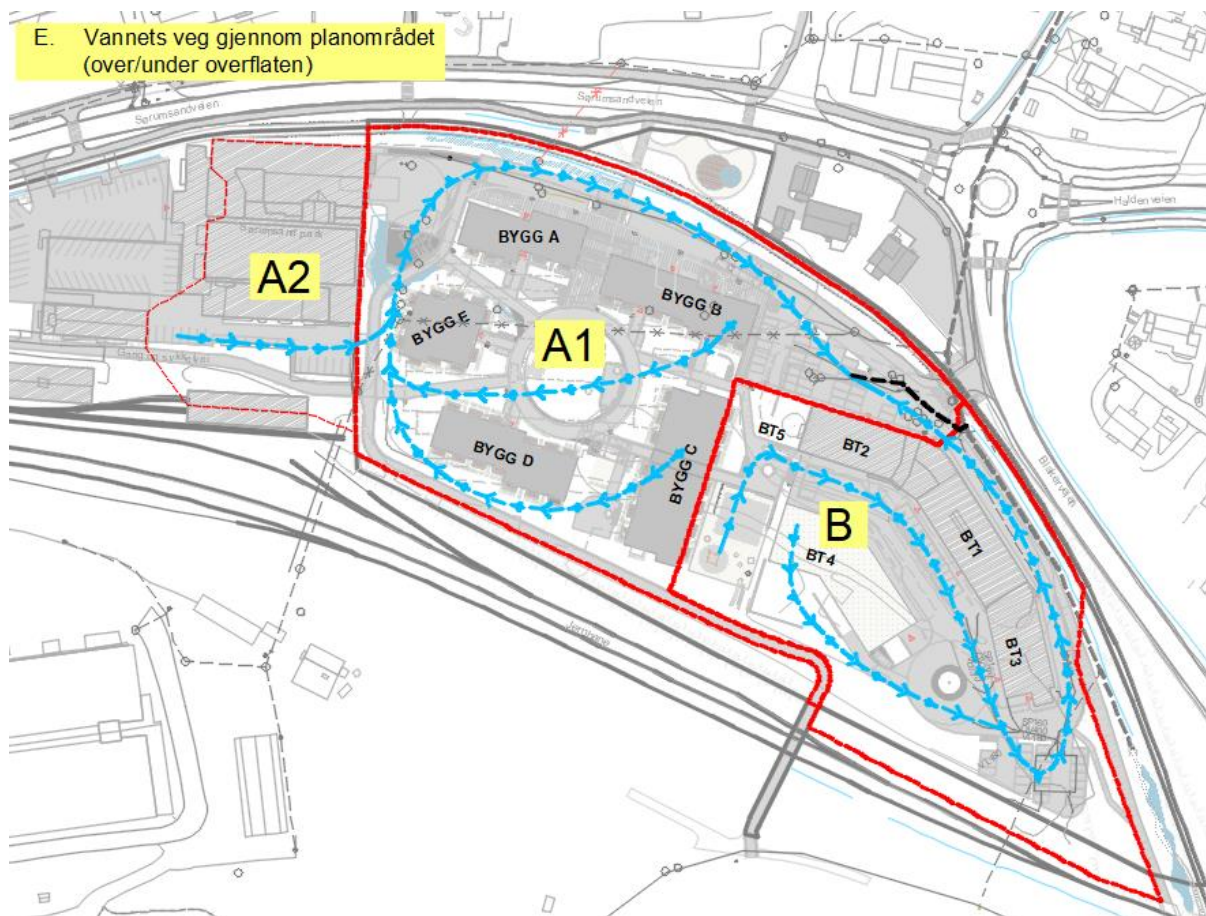
1. For overvann er det relativt sett, beskjedent nedbørfelt oppstrøms. Dette ses derfor i sammenheng med overvannshåndteringen internt.
2. Overvannshåndtering ut av / nedstrøms planområdet er sammenfallende med Blakerbekken, bekkelukking og flomveg.

6.1 Fra oppstrøms side og innad i planområdet

Prinsipp for overvannshåndtering i planområdet består av følgende hovedbestanddeler;

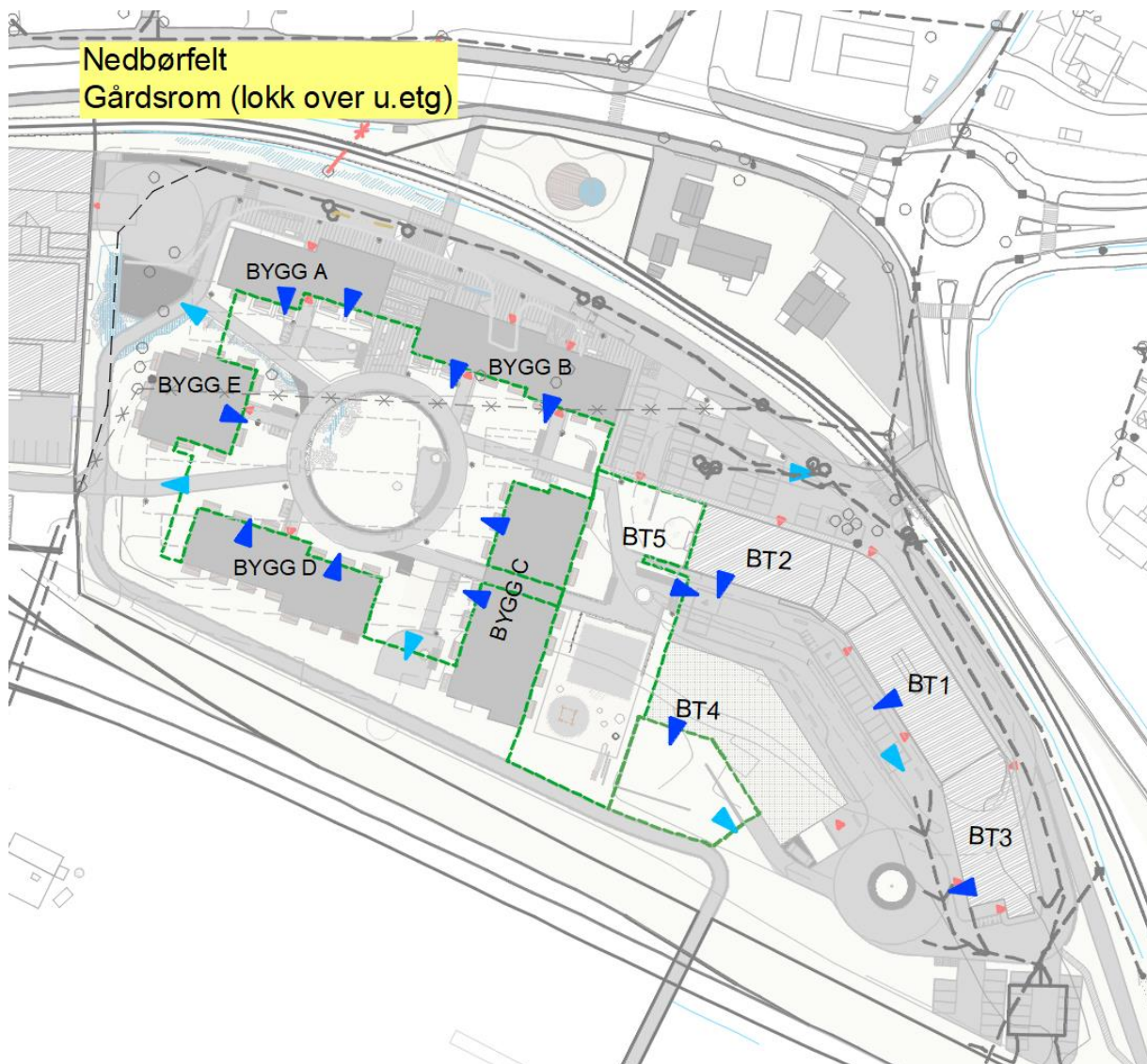
1. **Vestre del av planområdet (boliger)**
 - a. oppsamling og fordrøyning i **gårdsrom** over parkeringskjeller
 - b. videreføring av utløp fra gårdsrom, oppsamling og fordrøyning av randsoner (inkl. oppstrøms areal) i **dypdreneringsgrøfter** med halvrør som utgjør effektivt fordrøyningsvolum
 - c. avsluttende **oppsamling** i for eksempel permeabelt dekke **og fordrøyning** i halvrør ved parkeringsplass utenfor Europris/næringsdel, og til kontrollert utslipp fra området (regulert utslipp).
2. **Sør-østre del** av planområdet (næring)
 - a. Oppsamling og fordrøyning i gårdsrom (tilsvarende som over)
 - b. lukket fordrøyningsmagasin (eksisterende) under p-plass
 - c. avsluttende **oppsamling** i for eksempel permeabelt dekke **og fordrøyning** i halvrør ved parkeringsplass utenfor Europris/næringsdel, og til kontrollert utslipp fra området (felles for vestre og sør-østre del)

I tillegg ligger det som et premiss i planen at omlegging av eksisterende OV-800 under Kongsvingerbanen og gjennom planområdet fullføres og fortsatt ledes til Blakerbekken (bekkelukking). Kulverten har ikke, og skal ikke ha noen tilknytninger fra planområdet.



Figur 29. Illustrasjon av vannets veg gjennom planområdet - blå stiplede linjer.

6.1.1 Gårdsrom



Figur 30. Delfelt som ligger helt/delvis over lokk (garasjekjeller mv.), grønnstiplede linjer. Blå piler retning taknedløp.

6.1.1.1 Generelt

Over lokket på underetasjeplan (garasjekjeller, Europris og sør for BT4) etableres uteoppholdsareal. Det etableres et sjikt med ulike masser, vekstjord mv. For fordrøyning av regn som faller på dette areal, samt tilgrensende takareal, anlegges dette sjiktet med fraksjoner som har et høyt effektivt porevolum. Glasopor, Leca, eller tilsvarende materiale egner seg godt. Det er også lett, og har isolerende egenskaper og vil kunne redusere/erstatte øvrig byggisolering. Dette egner seg særlig godt i den nedre delen av sjiktet. Slike materialer vil også fordele tilført overvann godt, samt også drenere ut vann etter et nedbørfelle. For å sikre effektiv utnyttelse av sjiktet med høyt porevolum må det også legges et spredenett med dreneringsrør for tilstrekkelig kapasitet. I detaljprosjekteringen må det hensyntas tilstrekkelig overdekning der hvor dreksledningene skal legges. For effektivt volum kan det vurderes å benytte halvør der hvor overdekningen tillater dette.

Overflatene i gårdsrommet bør anlegges med størst mulig grad av permeabilitet for å lede det regnet som faller direkte på overflatene ned i fordrøyningsjiktet. Permeabel belegningsstein egner seg spesielt godt i gang/adkomstveger. Det er effektivt med hensyn til infiltrasjon ned i underliggende sjikt, og forhindrer ansamling av små vanddammer hvor folk ferdes til fots. Særlig i fryse-/tineperioder er dette en god egenskap hvor små vanddammer og snøsmelting ellers ville ført til utbredt isdannelse.

I strategiske punkt, eller hvor man ønsker å anlegge eksempelvis regnbedd, anbefales anlagt overløpsfunksjon. Denne må sikre at ved frost i overflaten, eller redusert kapasitet mht permeable egenskaper, så sørger sluk (eksempelvis ala infiltrasjonssandfang) at overvannet ledes ned i fordrøyningsjiktet.

6.1.1.2 Delfelt A / vest (boliger)

Gårdsrommet vil i prinsippet kunne fungere som et stort fordrøyningsmagasin tilsvarende blågrønne tak. Arealet er ca 4250 m². Med et effektivt porevolum i nedre sjikt over garasjetaket på 10 cm, vil dette utgjøre et potensiale til fordrøyning på mer enn 400 m³ alene. Takarealene utgjør om lag 3000 m².

Gj.taksintervall / Regnvarighet	10 min	30 min	60 min	120 min	180 min
20 år	15,1	25,8	32,6	38,2	41,8
200 år	23,7	45,0	58,6	62,1	65,3

Et 20 årsregn med eksempelvis 30 minutters konsentrasjonstid utgjør 25,8 mm, se tabell. Til sammenlikning vil et sjikt med 15 cm Glasopor ha et porevolum tilsvarende ca 50 mm. Det vil i praksis si at det er tilstrekkelig lagringsvolum til å lagre hele nedbørvolumet for både takarealene og gårdsplassen for et 20-års regn. I tillegg kommer det porevolum som er i fraksjonene over, hovedsakelig vekstjord eller bærelag for gangstier/adkomstveger, samt overdekning over drenerørene mv. Dette vil kunne utgjøre i seg selv et betydelig volum. Ved å benytte halvrør vil en kunne både supplere og erstatte deler av dette volumet.

Utløp fra gårdsrommet bør anlegges på det sted som medfører størst mulig forsinkelse på avrenning ut av planområdet, eksempelvis mellom bygg D og C. I praksis vil det være hensiktsmessig å anlegge flere utløp, både med henblikk på kapasitet, rent praktisk mht spredenettverket av drenerør, men også som sikkerhet dersom det oppstår feil ved et utløp. Det kan vurderes i detaljprosjekteringsfasen om det er hensiktsmessig å anlegge et kontrollert utløp, eller et enkelt utløp kun regulert av rørdimensjon. Uavhengig av løsning bør det anlegges med inspeksjonsmulighet for drift og slik at en har mulighet til å følge opp og ha kontroll med funksjon. Drift og vedlikeholdsrutiner må dokumenteres for omsøkt løsning.

6.1.1.3 Delfelt B (næring)

I den sørøstre delen vil det være aktuelt å anlegge delvis samme løsning som for den vestre delen (bolig). For BT5 vil det antagelig bli noe begrenset tykkelse på sjiktet over lokket (over Europris), slik at her bør en prioritere å fordrøye det regn som faller på arealet. En bør uansett lede utløpet fra BT5 via fordrøyningsløsning mellom bygg BT2/BT1 og BT4. Detaljprosjektering av arealene vil avgjøre hvor mye fordrøyning som er praktisk mulig å anlegge over BT5.

For BT4 er det aktuelt å anlegge blågrønt tak. Men, like aktuelt er å utnytte lokket over innkjøringen til p-kjeller og tilgrensende areal. Høydesettingen av lokket vil være avgjørende for om det også bør benyttes takløsning. Gitt forutsetninger som for delfelt A vil det være potensiale til å fordrøye både takareal og lokket med randsone som har areal på hhv. ca 900 m² + 600 m². Dette gir totalt ca 38 m³ for et helt 20 års regn. Et sjikt med 20 cm Glasopor, eller tilsvarende, over lokket på kan tilsvare ca 40 m³.

6.1.2 Dypdreneringsgrøfter / randsoner

6.1.2.1 Generelt

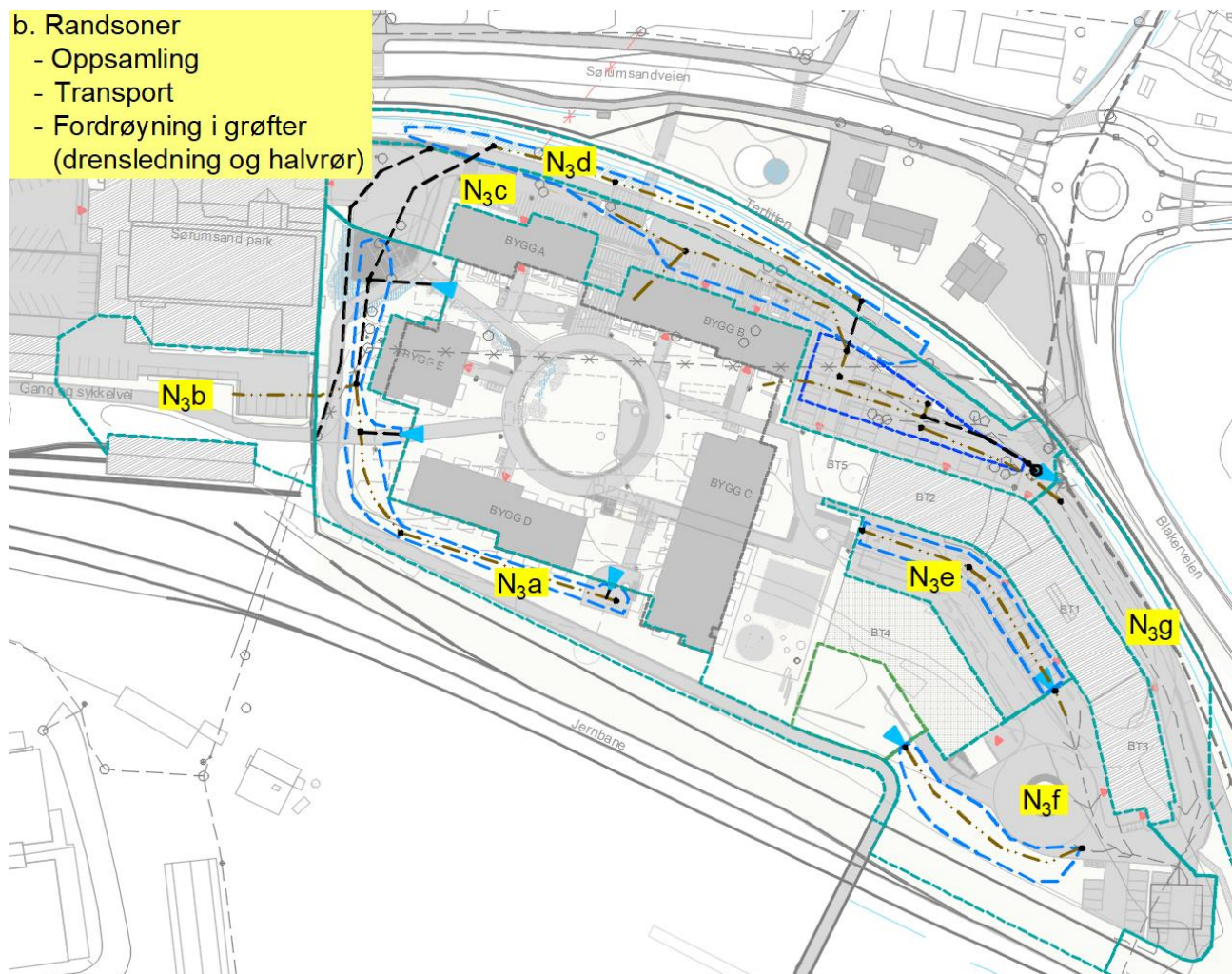
Fra gårdsrommene ledes overvannet videre til randsoner. Prinsippet for randsonene rundt bygningsmassen er å benytte dypdreneringsgrøfter. Disse har flere funksjoner, deriblant å lede, samle opp, forsinke, og fordrøye overvann, både for arealet av selve randsonen, men også for areal oppstrøms (gårdsrom og takareal). I tillegg vil denne måten å håndtere overvann på redusere overflateavrenning hvor en har risiko for erosjon og skader på overflater i vannvegene.

I motsetning til rørbaserte, og lukkede løsninger, så er dypdreneringsgrøfter en mer robust måte å håndtere overvann på enn rørbaserte løsninger, siden det vil være mindre risiko for konsentrerte overløp ved manglende kapasitet. Det er å forvente at en sjelden, eller aldri vil oppleve at grøftene slutter å fungere helt. Permeabiliteten i ei grøft kan bli redusert over tid, eller eksempelvis i frostsituasjoner, men vil ha betydelig redusert risiko for gjentetting slik som sluk og tradisjonelle løsninger.

Vanligvis vil dypdreneringsgrøfter være ideelle for infiltrasjon, men med den kunnskap en har pt om grunnforholdene i området, så kan en mest sannsynlig ikke regne med noen effektiv infiltrasjon av overvann i den forstand at det bidrar til reduksjon av flomtoppen. En bør likevel tilstrebe å etablere løsninger for infiltrasjon i den hensikt å opprettholde den naturlige vannbalansen i området – selv fjell kan i noen grad være vannførende, eksempelvis i sprekkesystemer.



Figur 31. Eksempel fra Leca.no.

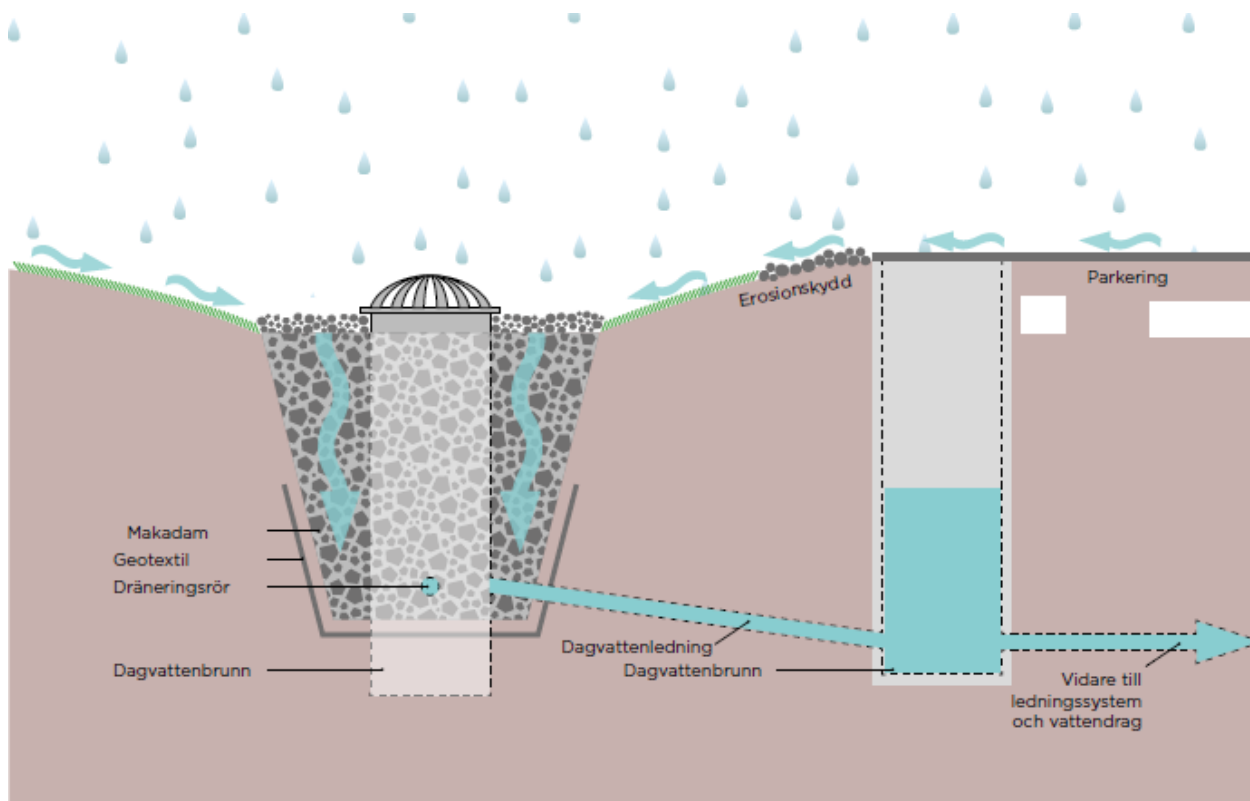


Figur 32. Blå stiplede linje angir aktuelt areal for å anlegge dyptdreneringsgrøfter. Brun stiplede strek er drensledning, svart (samt grå) stiplede strek er overvannsledning.

Aktuelt areal for å anlegge dyptdreneringsgrøfter i randsonene rundt boligbebyggelsen er markert med blå, stiplede linjer i figuren over. Grøftene/arealene bør bygges opp av fraksjoner med knuste masser med høyt porevolum. Det anbefales benyttet sjikt med eksempelvis Glasopor, eller materiale med tilsvarende egenskaper for å forhindre frostnedtrengning. Dette vil bidra til å opprettholde funksjonen i perioder med vekslende værforhold, tining-frysing, og grøftene er i størst mulig grad operative når snøsmeltingen starter på vårparten. Det lokale klimaet, og ikke minst det framtidige klimaet vil sannsynligvis innebære oftere slike tilfeller. For effektivt fordrøyningsvolum kan en benytte halvrør. Dette er en løsning som på en god måte kombinerer egenskapene til dyptdrenerings-/infiltrasjonsgrøfter med fordelene som ligger i å kunne innsisere grøftene m.h.t. funksjon.

Der hvor grøftearealene ligger utenfor vegareal bør de anlegges med forsenkning på overflaten. Der hvor det er noe lengdefall er det hensiktsmessig å legge inn mindre terskler slik at en reduserer vannhastigheten og fare for erosjon, men viktigst, at en sikrer størst mulig infiltrasjon ned i dyptdreneringsgrøften og holder tilbake vann.

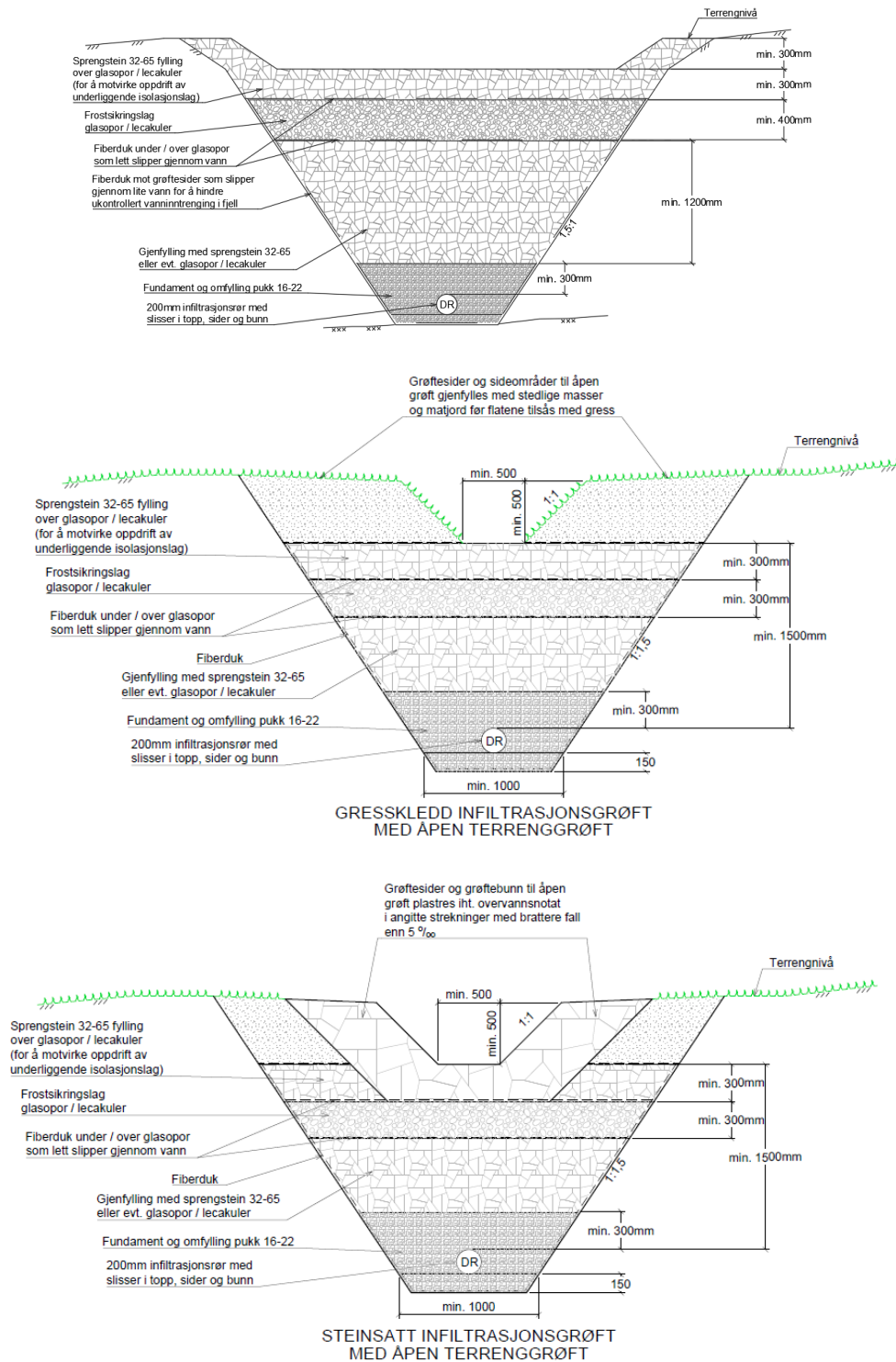
I bunnen av grøften bør det legges en perforert drensledning for å sikre tilstrekkelig transportkapasitet og for tømning av grøften i deler hvor det er lite fall. Det må vurderes nærmere hvor, og hvorvidt det er ønskelig med infiltrering videre ned i omkringliggende masser/areal. Geotekstil med bestemte egenskaper benyttes for å oppnå ønsket funksjon. Eksempelvis langs bygg D vil man kunne infiltrere vann, eller noe av vannet, videre ned under byggets (garasjekjelleren) dersom det er ønskelig. Derimot langs Sørumsand Park, hvor det også legges VA-ledninger, er det mindre ønskelig med infiltrasjon ut av dypdreneringsgrøftene.



Figur 33. Eksempel på dypdreneringsgrøft (svensk: infiltrasjonsdike) fra Gøteborg sin eksempel- og inspirasjonsbok for god overvannshåndtering (2017).

Eksempel på dypdreneringsgrøft er vist i figur over. Det øvre sjiktet kan anlegges med gresskledd dekke og god permeabilitet. Eventuelt sluk sikrer at vannet finner veg ned i dypdreneringen ved manglende kapasitet i overflaten. Sluk kombineres gjerne med teksler nedstrøms - særlig viktig i grøfter med stort lengdefall.

Grøftearealene (volum) kan reduseres mht å oppnå ønsket fordrøyningsvolum ved å benytte eksempelvis halvrør. Dette er enkle løsninger, lette å legge, og hvor en også kan etablere inspeksjonsmuligheter. Særlig i felt N3e er dette aktuelt for å oppnå mer effektivt volum.



Figur 34. Eksempler på tverrsnitt for dypdrenerings-/infiltrasjonsgrøfter. Aktuell variant av disse er løsning hvor drenerør erstattes av halvrør.

Noen aktuelle eksempler på tverrsnitt for dypdreneringsgrøfter (infiltrasjonsgrøfter) for håndtering av overvann er vist i figurer over. Ulike kombinasjoner benyttes avhengig av overflatens muligheter og arealbruk, samt tilgrensende infrastruktur i grunnen. Løsningene kan også tilpasses kjørbare arealer ved bruk av eksempelvis permeabel belegning, eller permeabel belegning i kombinasjon med slik som infiltrasjonsandfang, eller tradisjonelle sandfang og sluk, eller sandfangsluk. For prosjektet vil det være aktuelt å benytte halvrør i stedet for drensledning i flere områder. Slike halvrør finnes i ulike utgaver og kan kombineres på mange måter og slik tilpasses de aktuelle forholdene.

Konservativt anslag over effektivt fordrøyningsvolum antas å være 0,3 m³ pr meter grøft. Til eksempel vil aktuelle areal/strekninger med dypdrenering i delfelt A grovt antas å kunne fordrøye anslagsvis 60 – 70 m³. Der hvor det er ønskelig, eller nødvendig, vil man kunne øke det effektive fordrøyningsvolumet til både 0,5 m³ og 1 m³ pr meter grøft ved bruk av større eller flere parallelle halvrør. Det er tilgjengelige løsninger helt opp i ca 5 m³ / enhet.

I tillegg til dypdreneringsgrøftene kommer også eventuelt volumer med knuste masser under bebyggelsen. Det er normalt ikke ønskelig å legge dette til grunn som *aktivt* fordrøyningsvolum i dimensjoneringen. Volum som etableres enten i form av åpne grøfter, eks. langs Tertitten, samt regnbedd vil imidlertid bidra til det samlede fordrøyningsvolumet i feltet.

6.1.2.2 Delfelt A

De angitte arealene med potensiale for å anlegge dypdrenering inne delfelt A utgjør mer enn 2000 m². Enkelte partier på strekningen fra sørsiden av bygg D og rundt til P-plass ved Europris kan vurderes utført med tett ledning. Dette gjelder ved passering av sнопlass/varelevering ved Sørumsand Park hvor det er ønskelig å redusere vanntransporten i vegkroppen, samt forhindre transport av vann i VA-traseen. Samlet lengde med grøft anslås å være mer enn 200 meter.

6.1.2.3 Delfelt B

For felt B er det anslagsvis 800 – 900 m² som er aktuelt areal for å anlegge dypdreneringsløsning. Langs eksisterende bebyggelse, BT2 og BT1 (delfelt N3e), bør man vurdere nærmere påvirkning på bebyggelsen og dens drenering. Det vil kunne være aktuelt å vurdere bruk av duk som er lite vanngjennomtrengelig og slik belaster dreneringen/bebyggelsen lite, eller også en membran-løsning.

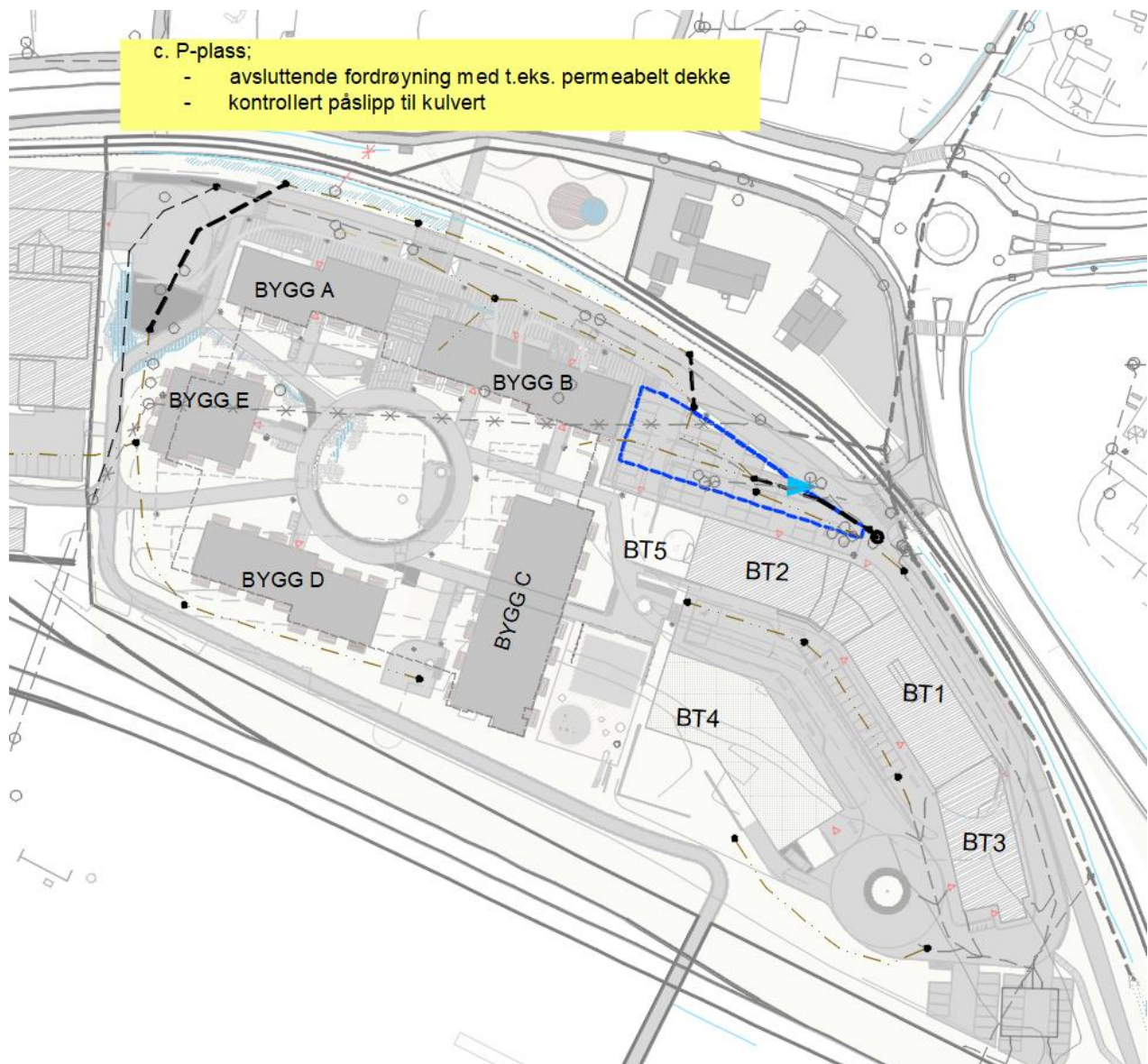
I dypdreneringsløsningen mellom byggene (N3e) benyttes halvrør for å øke fordrøyningskapasiteten siden lokket over framtidig Europris forventes å ha noe reduserte muligheter til fordrøyning. Dypdreneringsløsning muliggjør bruk av f.eks. permeabel belegning på overflaten i felt for fordrøyning av regn som faller på selve arealet (N3e).

Takareal fra den eldste bebyggelsen, BT2 og BT1 søkes også ledet til fordrøyning i dypdreneringsløsning i N3e.

Samlet lengde med grøft er omkring 130 meter.

Fra tidligere utbygging (utvidelse av Noractorgården) er det bygd lukket fordrøyning med kapasitet på 232 m³ (utslipp: 7,65 l/s). Det samlede fordrøyningsbehovet for delfelt B er beregnet til ca. 360 m³, og det er anbefalt etablert ytterligere ca 130 m³. En andel av delfelt B fordrøyes i P-plass ved Europris, se neste kapittel. Det vil med tilgjengelige arealer, slik som lokk over areal sør for BT4, samt dypdreneringsløsning i randsoner være gode alternativ for etablering av effektive fordrøyningsløsninger innen delfelt B. Det vil også være aktuelt å vurdere blå-grønt tak på BT4, samtidig som det også er mulig å kombinere flere av de tilgjengelige alternativene ved framtidig utbygging.

6.1.3 P-plass ved næringsbygg



Figur 35. Utsnitt av skisse for overvannshåndteringen i planområdet. P-området utenfor ny Europris benyttes til avsluttende fordøyning og kontroll av videreført vannmengde.

Parkeringsplassen hvor Europris skal inn / ved Noractorgårdens vestre del, kan anlegges f.eks. stor andel permeabel belegning, se foreslått område - blå omramming i figur over. Hele plassen kan anlegges med et underliggende volum av drenerende materiale som leder overvann ned til et system (basseng) med halvrør.

Drenssystemet som anlegges i randsonene rundt hele bebyggelsen, ledes til dette avsluttende fordøyningstrinnet. I tillegg vil svært stor andel av planområdets areal anlegges med fall ned hit, både fra delfelt A og B. Dette betyr at slik som østsiden av BT1 og BT3 som i dag ikke fanges opp av noen fordøyningsløsning, vil ledes til fordøyning her.

Volumpotensialet under p-plassen mht fordrøyning anslås til;

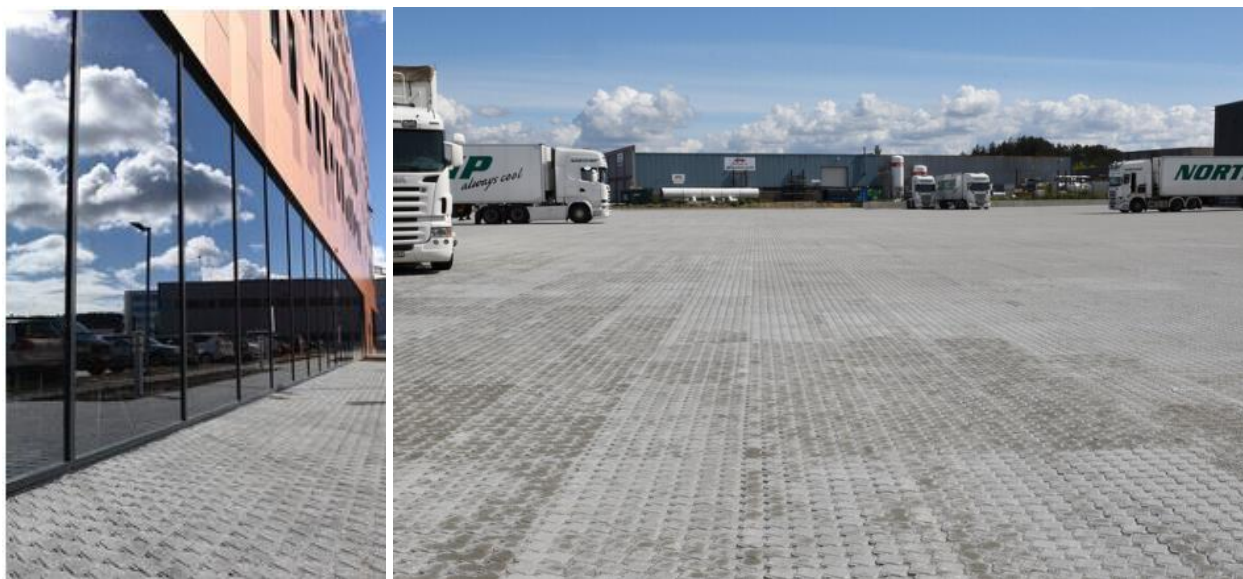
- aktuelt areal 600 m² (blått omrammet felt)
- halvrør med f.eks. høyde ca 1,2 meter
- konservativt fordrøyningsvolum ca 0,4 m³/m²
> potensiale for fordrøyningsvolum anslagsvis > 200 m³

Fordrøyningsvolumet kan økes i stor grad ved å legge halvrør som har større byggehøyde.

Det bør anlegges sluk (overløp) som trer i kraft ved manglende kapasitet, eller situasjoner med frost i overflaten. Sluk/overløp må gjerne plasseres ifbm grønne rabatter som kan være nedsenket, eller også anlegges som regnbedd.

I adkomstvegen fra planovergangen og inn til og med snuplass ved varelevering (Kiwi) anbefales også lagt med permeabel belegning, i det minste på deler av arealet. Særlig i områder med store svingbevegelser (t.eks. ved vareleveringen) vil det være fordelaktig å benytte belegningsstein som hevdes å ha større styrke mht vriddningskrefter enn asfalt. Andre steder hvor det vil kunne være fordelaktig med belegningsstein (permeabel) er ved gangforbindelsen over Tertitten, ved adkomst til garasjekjeller, samt p-plass på sørsiden av Sørumsand Park.

Permeabel belegning er etter hvert mye benyttet også i Norge – noen eksempler er vist i etterfølgende figurer.



Figur 36. Venstre figur, over: eksempel fra Hotel Pond, Stavanger (Skjeveland.no). Til høyre: Nortemp sitt lageranlegg på Bryne – 14000 m² med permeabel belegning.



Figur 37. Permeabel belegning i et vegkryss på kommunal veg i Bryne (Skjeveland.no).

6.1.4 Anleggsfase

Generelt i forbindelse med anleggsarbeider som blottlegger løsmasser må man vurdere risiko for erosjon av masser og evt. påvirkning på vassdrag. I transformasjonsområder, hvor det rives eksisterende bebyggelse og anlegg, og klargjøres for nytt, er det spesielt viktig å være føre var mht at det vil kunne avdekkes forurensede masser. Det skal utarbeides en miljøoppfølgingsplan ifbm tiltak på tomte.

Før rammesøknad må det i samråd med entreprenør utarbeides løsning for håndtering av anleggsvann. Framtidig areal for parkering til Europris vurderes som hensiktsmessig plassering for å samle opp og kontrollere anleggsvann før påslipp til OV-nett og bekkekulvert. Det anbefales videre at regulering av påslipp til bekkekulvert (mengderegulator) etableres i en tidlig fase av utbyggingen. Herav følger at det også bør etableres deler av anlegg for fordrøyning tidlig i utbyggingen. Alt påslipp av anleggsvann til kommunalt nett skal omsøkes.

6.2 Til nedstrøms side

Ut av planområdet er det tilknyttede overvannsledninger til eksisterende kulvert for Blakerbekken. Utløp fra fordrøyningsløsningene ledes ut her, ved planovergangen for Tertitten. Virvelkammer, eller annen reguleringsenhet begrenser påslipp til Blakerbekken via permeabelt dekke med underliggende fordrøying (omtalt i foregående kapittel). Påslippet fra overvannsanlegg (20 års gjentak) skal etter kommunens retningslinjer ikke overstige 30,6 l/s for den vestre delen av prosjektet med tilhørende nedbørfelt. For den sør-østre delen (næring) utgjør dette ca. 18 l/s.

Flomveg ut av området er også ved planovergangen, slik som i dag, og samme som for Blakerbekken (ved manglende kapasitet i kulverten for Blakerbekken). Parkeringsplassen anlegges med fall i retning planovergangen. Dette leder overflateavrenningen i retning planovergangen, og vil etter HEC-RAS-modellen å dømme redusere risikoen for at flomvann fra Blakerbekken strømmer innover parkeringsplassen og slik utgjør risiko for nord-vestre del av Noractorgården og ny bebyggelse. Se ellers kapittel 5.2.3 om Blakerbekken.

Vannmengden som overvannsflommen fra tomtområdet bidrar med, vil være et resultat av intern overvannshåndtering med den forsinkelse og fordrøying som etableres internt. Dette er til dels kompliserte prosesser som i stor grad vil medføre forskjellig vannføring med ulike type nedbørforløp og initialtilstand. Overvannssystemene og dets kapasiteter vil i noen grad kunne analyseres nærmere ved bruk av modelleringsverktøy. For å anskueliggjøre aktuelle vannmengder benyttes 200 års gjentak (for flom) med konsentrasjonstid tilsvarende bymessig/tettbygd strøk og ingen fordrøying – 10 (8) min. Dette sammenlignes med en antatt effekt av fordrøyingstiltak tilsvarende det som anslås til konservativ betraktning, 60 minutters gjentak – se figurer under.

6.2.1 Delfelt A

Overvannsberegninger - delfelt A1/A2																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

Overvannsberegninger delfelt A1/A2																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

Gitt at fordrøynings tiltakene bidrar til en samlet forsinkelse som tilsvarer at konsentrasjonstiden blir 60 minutter vil flomtoppen kunne bli i størrelsesorden 320 l/s fra det vestre delfeltet. Uten denne effekten, med 10 minutters konsentrasjonstid, vil flomtoppen til sammenlikning kunne komme opp mot 800 l/s.

6.2.2 Delfelt B

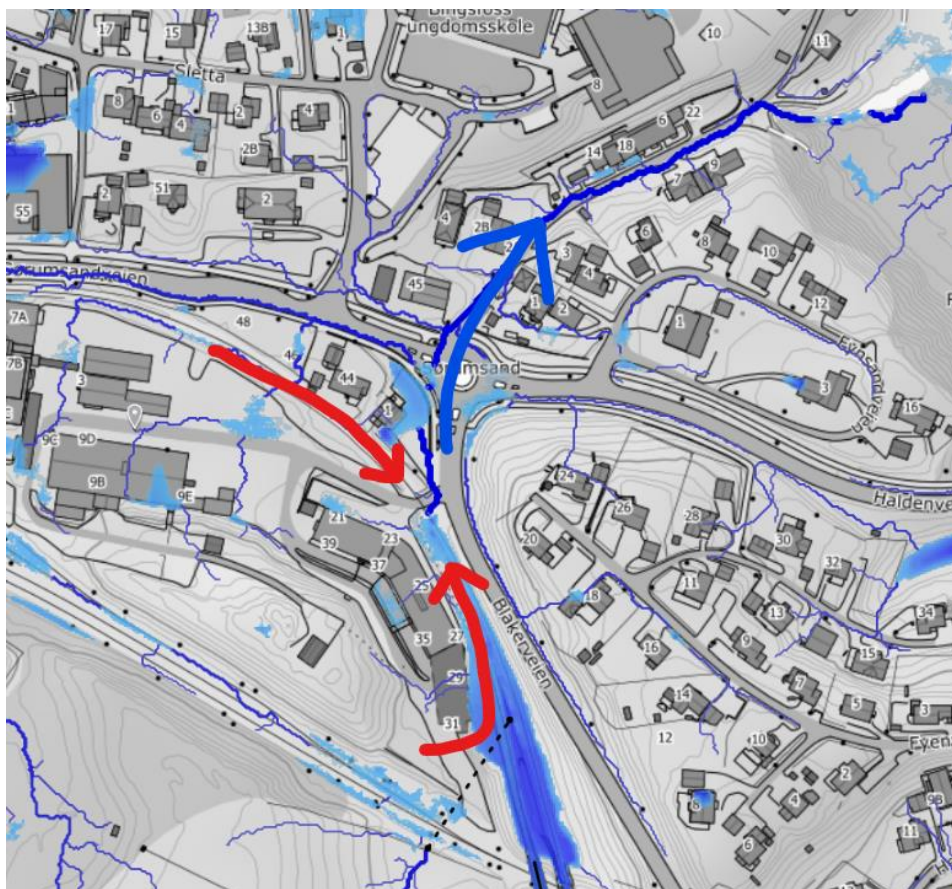
Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del																
Beregnet maksimal avrenning																
Modifisert rasjonell metode																

Overvannsberegninger - delfelt B, sør-østre del																	
Beregnet maksimal avrenning																	
Modifisert rasjonell metode																	
Areal		1,435		ha		Avrenningen økes med følgende faktorer											
Klimafaktor		1,5				Sikkerhetsklasse			Faktor								
Avrenningskoeffisient		0,54				V1 eller F1			1								
Sikkerhetsklasse iht. SVVs anbefaling		V2 eller F2				V2 eller F2			1,1								
Konsentrasjonstid	Beregningsmetode:		Antatt verdi		60		min		V3 eller F3			1,2					
Beregning av maksimal avrenning (Qmaks) i liter/sekund																	
Areal:		14350	m2	Avrenningskoeffisient:		0,538153	Konsentrasjonstid:		60	min	Klimafaktor:		1,5	Sikkerhetsfaktor		1,1	
Liter/sekund		Regnvarighet (min)															
		1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
Gjentaksintervall (år)	2	5,4	9,2	12,4	16,9	24,7	29,5	33,7	39,2	45,5	50,5	58,6	67,2	77,1	88,8	99,3	114,6
	5	7,5	13,0	17,6	24,3	36,6	44,5	50,9	59,1	68,0	74,9	86,1	99,3	114,6	132,9	152,7	175,3
	10	9,0	15,7	21,2	29,7	44,9	55,6	64,1	74,5	85,9	94,0	108,6	125,8	145,8	168,9	196,4	228,5
	20	10,6	18,4	24,9	35,4	53,3	66,8	78,2	91,2	105,1	115,4	134,0	155,8	181,9	212,9	249,4	292,4
	25	11,1	19,3	26,2	37,2	56,1	70,6	82,9	96,9	111,6	122,6	144,6	169,8	198,9	231,9	271,4	318,4
	50	12,6	22,0	30,0	43,0	65,0	83,3	98,4	115,4	134,6	147,6	174,6	205,8	241,9	282,9	330,4	385,4
	100	14,3	25,0	33,9	49,3	74,4	97,1	115,3	135,9	160,0	175,7	211,9	251,9	297,9	349,9	409,9	478,9
	200	16,1	27,9	37,9	55,5	84,0	111,8	133,7	159,2	189,1	207,4	242,1	287,1	342,1	402,1	469,1	544,1

Tilsvarende betraktning som for delfelt A, så vil flomberegning med konsentrasjonstid på 60 minutter kunne medføre en flomtopp i overkant av 200 l/s fra det delfelt B. Uten denne effekten, med 8 minutters konsentrasjonstid (10), vil flomtoppen til sammenlikning kunne komme opp i ca 500 l/s.

6.2.3 Vurdering

Oppsummert, så vil det på tross av høy utnyttelse av tomtearealene i planområdet og antatt begrenset med overvannstiltak i tilstøtende areal, være muligheter for å realisere gode overvannsløsninger basert på robuste og *naturlike metoder*.



For overvann innen planområdet vil flomveg (200-års regn) ut av planområdet være sammenfallende med flomveg for Blakerbekken, via planovergangen / adkomsten til planområdet fra Blakerveien, se figur over. Dreneringslinje som i eksisterende situasjon krysser *Tertittbanen* ned til Sørumsandvegen nr 46 vil framtidig avskjæres langs ny veg.

Fra både HEC-RAS-modell og drenslinjer i Scalgo-modellen synes Blakerveien 1 å være særlig utsatt langs flomvegen. Risikoen for denne eiendommen antas å kunne reduseres ved å anlegge et forhøyet gangfelt i adkomsten til eiendommen.

Planlagte fordrøyingstiltak og forsinkelse innen planområdet vil i sum bidra til lavere flomtopp ut av planområdet enn dagens situasjon og slik medføre lavere risiko for bebyggelse og infrastruktur nedstrøms på veg ned til utløp i Glomma.

Referanser

Federal Highway Administration og US Department of Transportation. (2005). *Hydraulic Design of Highway Culverts (Third edition) Fhwa-Hif-12-026*.

Lillestrøm_kommune. (2020-02-24). *Saksbehandling av plan for fase 1 og 2, samt prosjektering fase 1*.
Lillestrøm kommune.

NGU. (2022). *Kvartærgeologiske kart, løsmassekart*. NGU.

ØRP. (2019-10-10, rev 2019-12-02). *Teknisk notat, Sørumsand BKB2 - Fase 1a*.

Vedlegg

- Z-10-01, Plantegning, vann og avløp
- Z-10-10, Plantegning, slokkevann
- Z-10-20, Eksisterende, overvannsledninger
- Z-10-21, Plantegning, overvannstiltak
- Z-10-25, Plantegning, nedbørfelt