Oppdragsgiver:	Kristiansand kommune
Oppdragsnavn:	Overvannsutredning Gimle
Oppdragsnummer:	624745-12
Utarbeidet av:	Tonje Terkelsen og Lita Cecilie Flesland Sylta
Oppdragsleder:	Brit Skadberg
Dato:	23.05.2023
Tilgjengelighet:	Åpent

Notat Overvannsutredning Gimle

1. Innledning
2. Beskrivelse av planområdet
   2.0. Landskapsvurdering av eksisterende forhold
   2.1. Eksisterende overvannsystem
   2.2. Eksisterende nedbørsfelt
   2.3. Flomveier
   2.4. Grunnforhold, infiltrasjonsevne og grunnvann
3. Overvannsberegninger
   3.0. Forutsetninger for beregningen
   3.1. Eksisterende situasjon
   3.2. Ny situasjon
   3.3. Forutsetninger for overvannshåndtering
   3.4. Skogsområdet
   3.5. Fase 1
      3.5.1. Delområde1 (fase 1) - Fotballbane og omliggende grøntareal
      3.5.2. Delområde 2 (fase 1) – Sandvolleyballbane og hall
      3.5.3. Delområde 3 (fase 1) – Parkeringsplass og grøntområde
   3.6. Fase 2
      3.6.1. Delområde 4 (fase 2) – Området ved Gimlehallen
      3.6.2. Delområde 5 (fase 2) – Området KKG
      3.6.3. Dimensjonerende nedbør for hele nedslagsfelt

3.7. Oppsummering overvann

4. Flomvei

5. Kilder

6. Vedlegg

6.0. FORDRØYNING A1 – 25 år

6.1. FORDRØYNING A2 – 25 ÅR

6.2. FORDRØYNING A3 – 25 ÅR

6.3. FORDRØYNING A4 – 25 ÅR

6.4. FORDRØYNING A5 – 25 ÅR

Versjonslogg:

02	23.05.23	Oppdatert etter ny illustrasjonsplan	BS	CF
01	12.09.22	Nytt dokument	TT/LCFS	BS
VER.	**DATO**	**BESKRIVELSE**	**AV**	**KS**

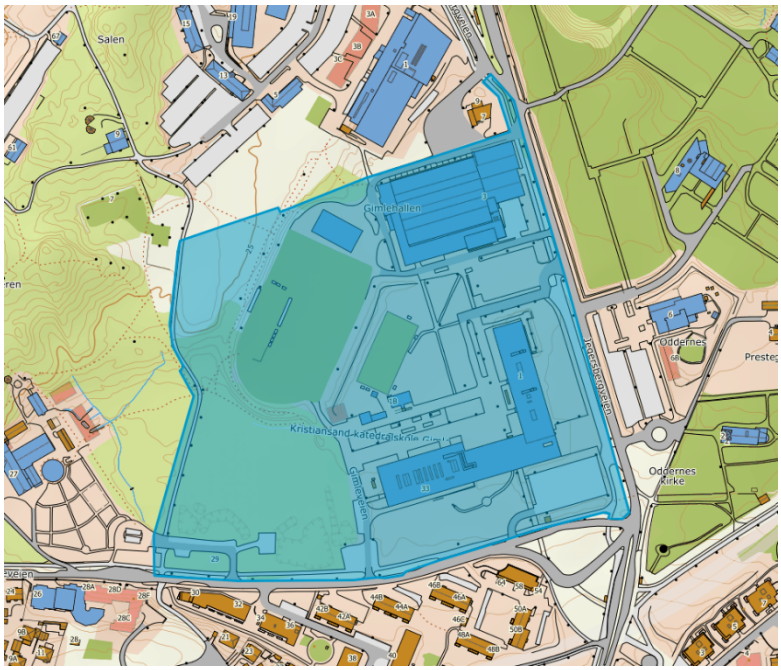
1. Innledning

Det skal etableres nytt toppidrettsanlegg på Gimle. I den forbindelse skal idrettsanleggene i og rundt Gimlehallen utvides. Asplan Viak har fått i oppdrag å vurdere hvordan dette vil påvirke avrenningen av overvann, samt foreslå mulige løsninger for å håndtere den fremtidige situasjonen. Utbyggingen vil foregå i to faser.

Denne rapporten redegjør for trinn 1/fase 1, men tar også neste fase med i vurderingene for overvann.

2. Beskrivelse av planområdet

Planområdet består av Gimlehallen, med de utendørs idrettsarealene samt noe av utendørsanlegget ved Kristiansand Katedralskole Gimle (KKG) vist i Figur 2-1. Det inkluderer også et større område med skog.



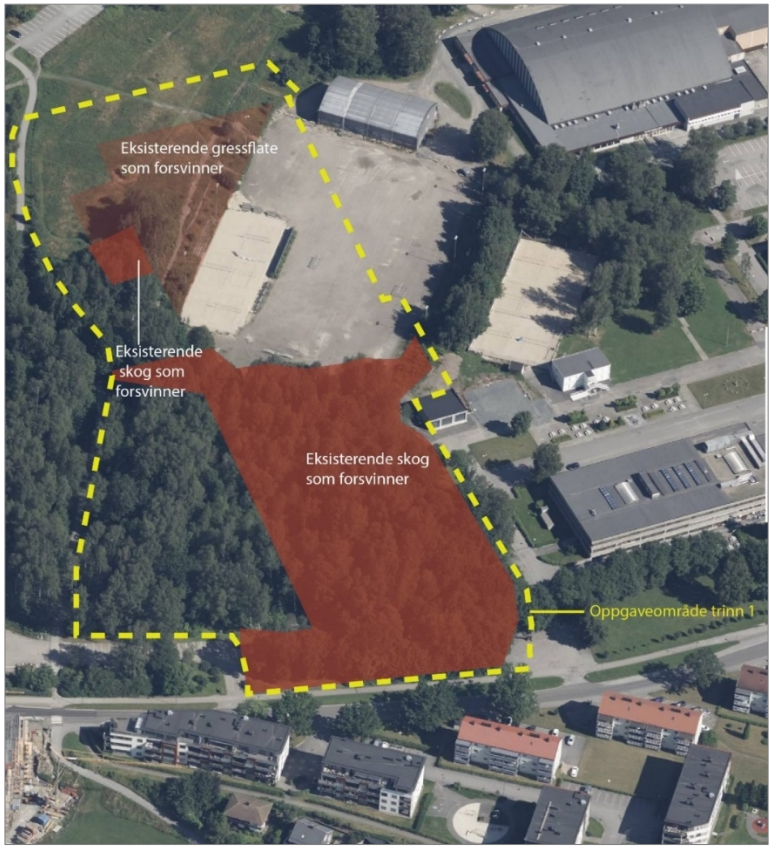
Figur 2-1: Planområdet, bakgrunnskart hentet fra Asplan Viak sin kartbase

2.0. Landskapsvurdering av eksisterende forhold



Figur 2-2: Bilde av vegetasjon i området tatt fra AV-kartbase

Store deler av området er i dag dekket av skog og gressflater. Spesielt skogen antas å ha stor infiltrasjonsevne. Store trær har evne til å ta opp 50-500 liter vann i døgnet, alt etter tilgang og størrelse (Lindsey Purcell, 2021). Trær og annen etablert vegetasjon har også en opplevelsesmessig verdi og er viktig for det biologiske mangfoldet. Som figur 2-2 viser er det store områder som blir berørt av tiltaket, og det må derfor sikres god, lokal overvannshåndtering for å kompensere for dette.



Figur 2-3 Eksisterende vegetasjon som påvirkes av tiltaket for trinn 1. Grunnlagskart fra 1881.no



Figur 2-4 Skogsområdet som blir berørt av tiltaket i trinn 1. Bilde fra Google maps.

For trinn 2 vil området rundt Gimlehallen bli berørt samt skoleområdet, se Figur 2-5. Her er det i dag store grønne gressområdet på øst og sørsiden av skolen. Disse vil bli bevart.

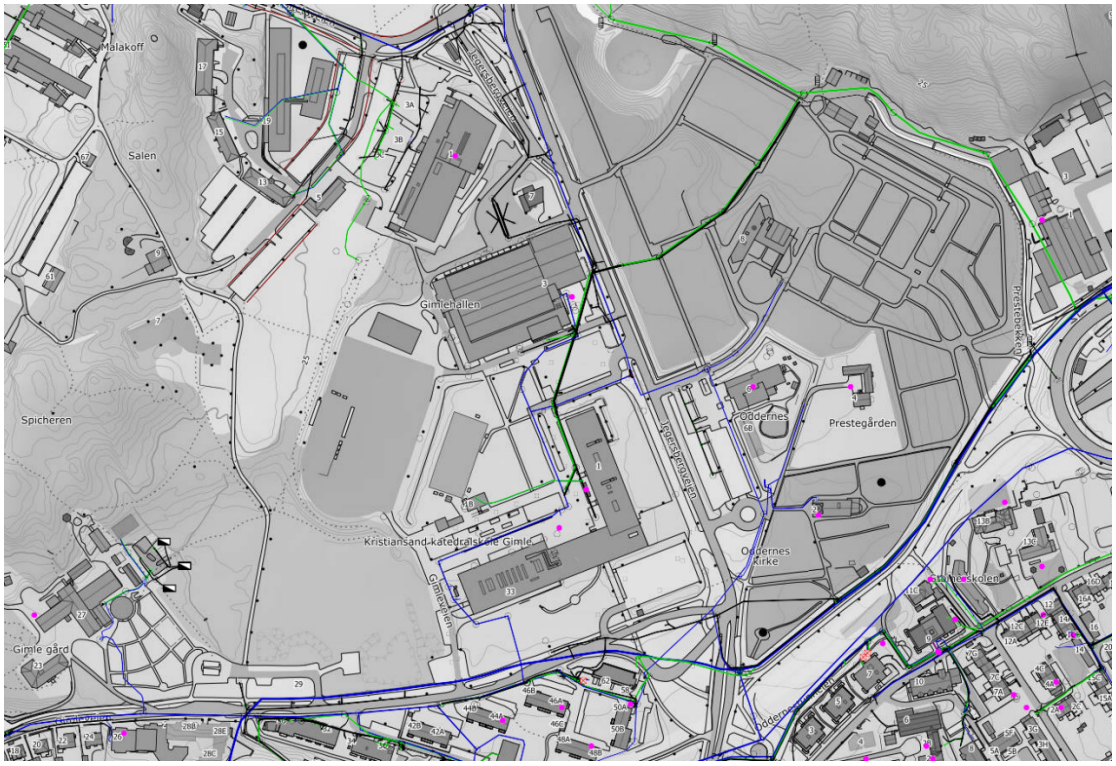


Figur 2-5: Eksisterende situasjon for trinn 2

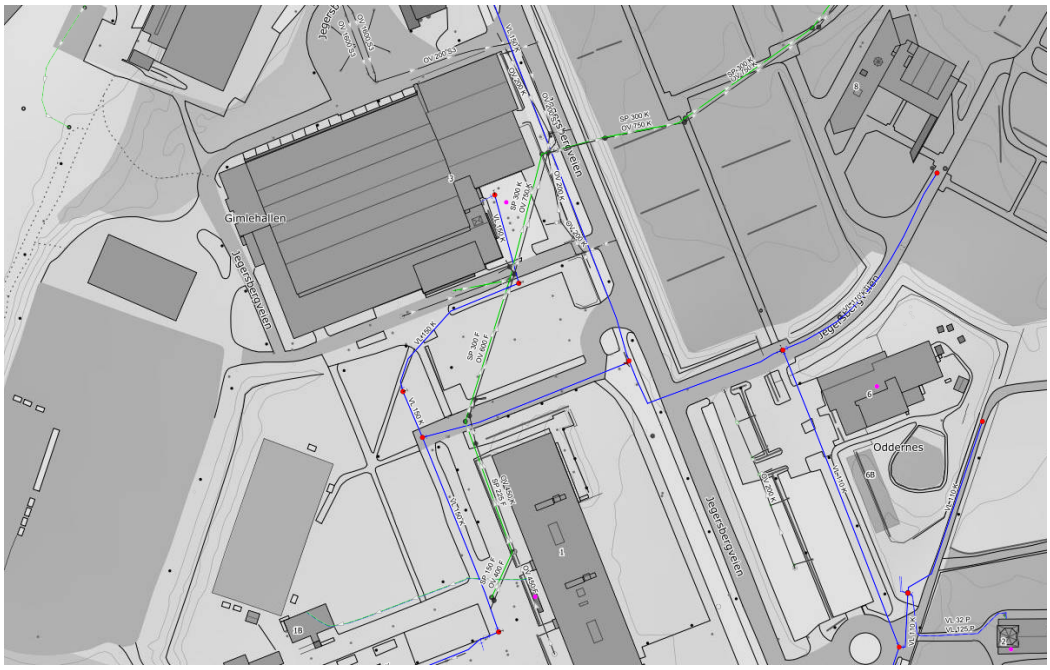
2.1. Eksisterende overvannsystem

Ledningskartverket til kommunen viser at det er to kommunale overvannsledninger i området, ref. Figur 2-6.

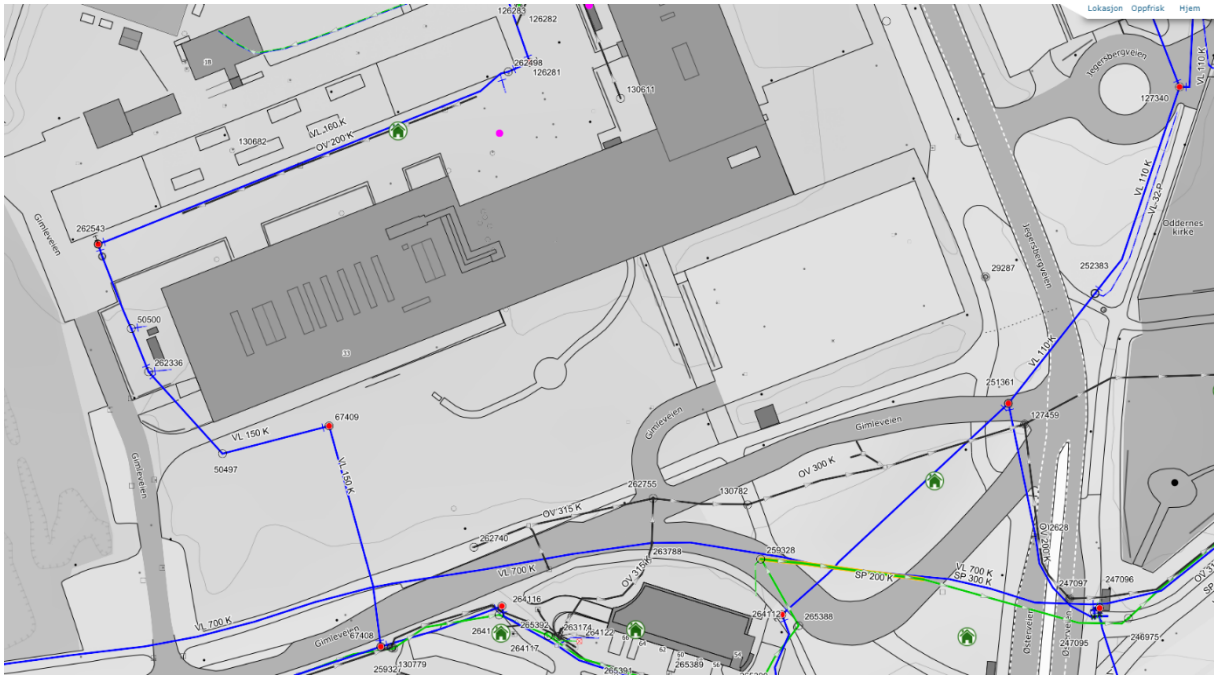
1. OV-ledning som starter inne på området, krysser Jegerbergveien videre over Oddernes kirkegård før den føres til Prestebekken. Her ser det ut som området rundt Gimlehallen og den nordlige delen av skoleområdet til KKG er koblet til vist i Figur 2-7.
2. OV-ledning starter sør for området i Gimleveien og føres videre i gang- og sykkelveg over Oddernes tunnelen før denne ender opp i Prestebekken vist i Figur 2-8.



Figur 2-6: ledningskart av området hentet fra Kristiansand kommunes Gemini Portal



Figur 2-7: Kommunale VA-ledninger nord i området hentet fra Kristiansand kommunes Gemini Portal



Figur 2-8: Kommunale VA-ledninger sør i området hentet fra Kristiansand kommunes Gemini Portal

Det er mange sluk langs veiene og uteoppholdsarealene i området. De eksisterende bygningene ser ut til å ha innvendige taknedløp som må være koblet på et ledningssystem. Vi har ingen informasjon om at det er etablert infiltrasjonsanlegg i området.

Kommunens ledningskart, vist i figuren under, viser enkelte overvannsledninger, men det er ikke noe komplett ledningskart som viser hvor de forskjellige slukene leder vannet inne på området, samt hvor slukene langs Jegersbergveien og Gimleveien kobles til.

Vi antar at overvannet ledes via overvannsledninger til Prestebekken øst for planområdet. Mest sannsynlig blir det ledet overvann fra området til begge de kommunale ledningene som er blitt nevnt tidligere.

Inne på selve området er det registrert en kommunal overvannsledning som faller vestover (se Figur 2-9). Det viser ikke hvor denne er tilkoblet.



Figur 2-9: Kommunal overvannsledning DN200 inne på området hentet fra Kristiansand kommunes Gemini Portal

2.2. Eksisterende nedbørsfelt

Figur 2-10 viser nedslagsfeltet for området som drenerer ned mot Oddernes Kirke. Det antas at det blir avskåret ved Jegergsbergveien i sør da det går overvannsledninger og sluk langs denne vegen. Nedslagsfeltet er på ca 10,9 ha.



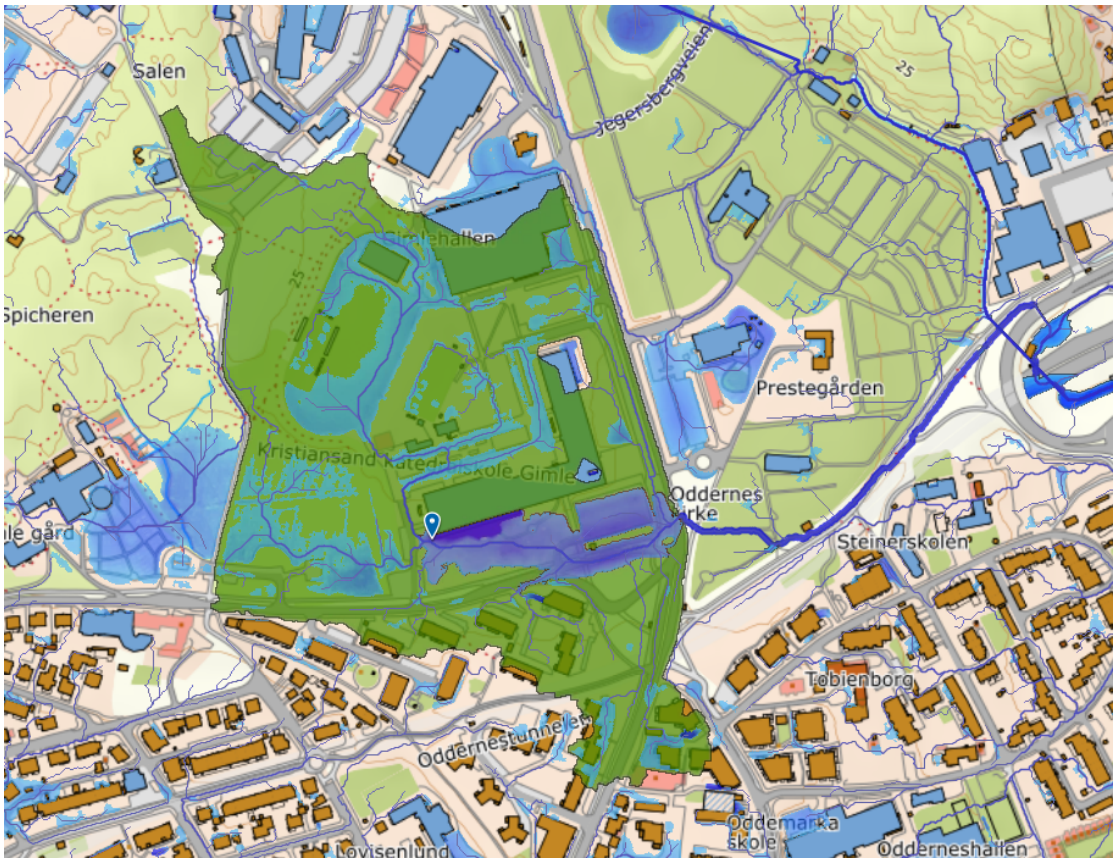
Figur 2-10: Nedslagsfelt for området

2.3. Flomveier

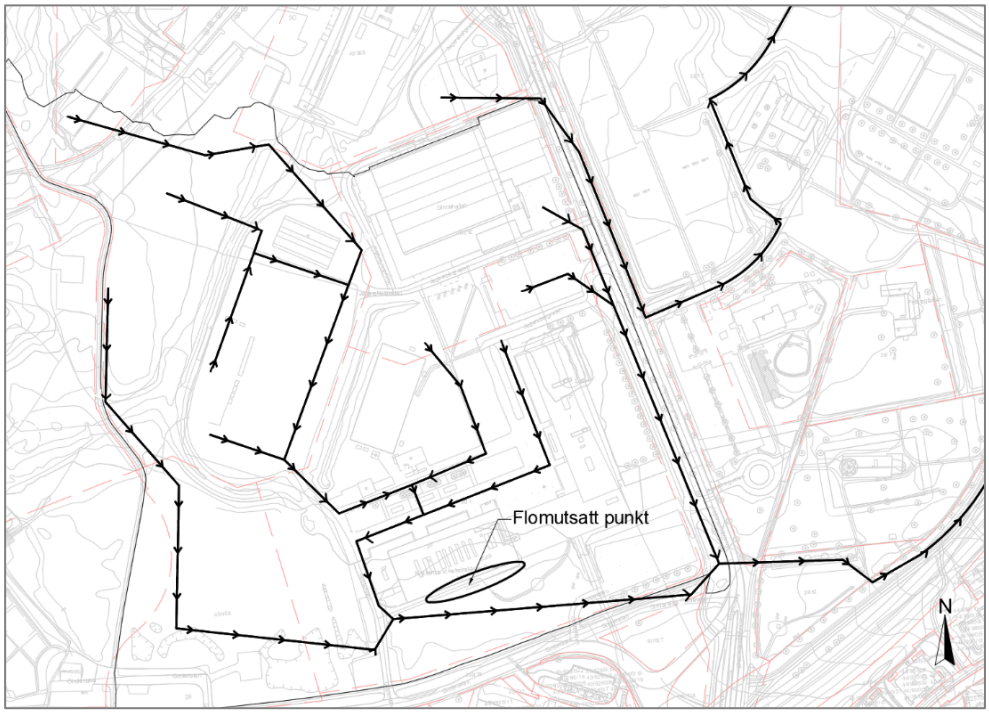
De eksisterende utearealene er arrondert slik at de leder overvann til de eksisterende slukene. Dersom slukene overbelastes, vil vannet stort sett følge naturlige lavbrekk utenom bygningene. Det er to flomveier ut av det aktuelle området (se Figur 2-11):

1. Flomvei nord for Gimlehallen som krysser Jegersbergveien og følge interne gangveier over kirkegårdsarealet ned til Prestebekken.

2. Flomvei sør i området som krysser Jegersbergveien og ledes over området ved Oddernes kirke og videre i gang og sykkelsti over Oddernes tunnel. Her er blir vannet ført ned til Prestebekken.

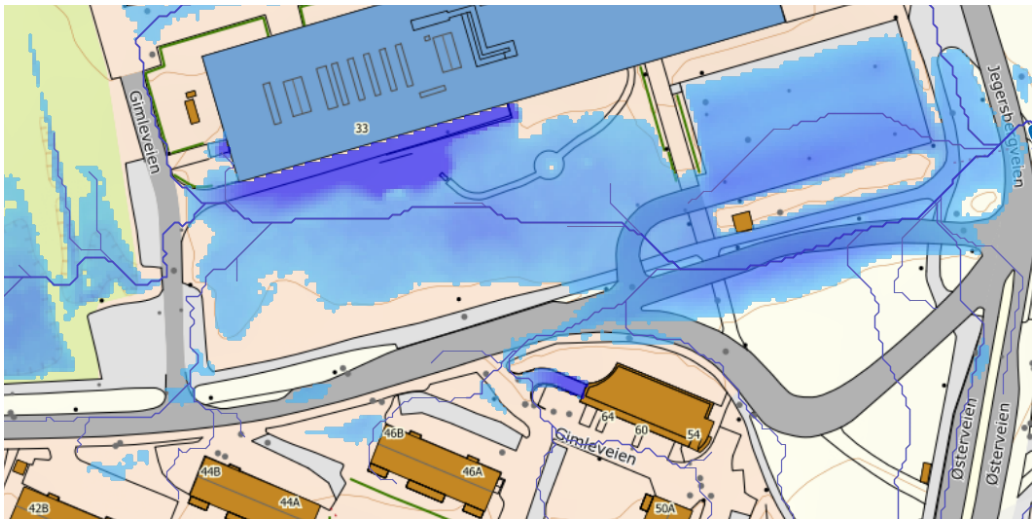


Figur 2-11: Flomveier hentet fra Scalgo.



Figur 2-12: pilene viser antatte flomveier

Det kan se ut til at kjelleren på Katedralskolen er flomutsatt fordi overvann kan renne ned kjørerampa langs sydsiden av bygget (Figur 2-13) og er helt avhengig av at slukene utenfor underetasjen fungerer. I tillegg antas at slukene nede ved underetasjen kan få oppstuving dersom det nedstrøms ledningsanlegget blir overbelastet. Det bør vurderes tiltak som hindrer eventuelt flomvann fra oppstrøms arealer å renne ned rampa, i tillegg til tiltak som hindrer tilbakeslag i slukene.



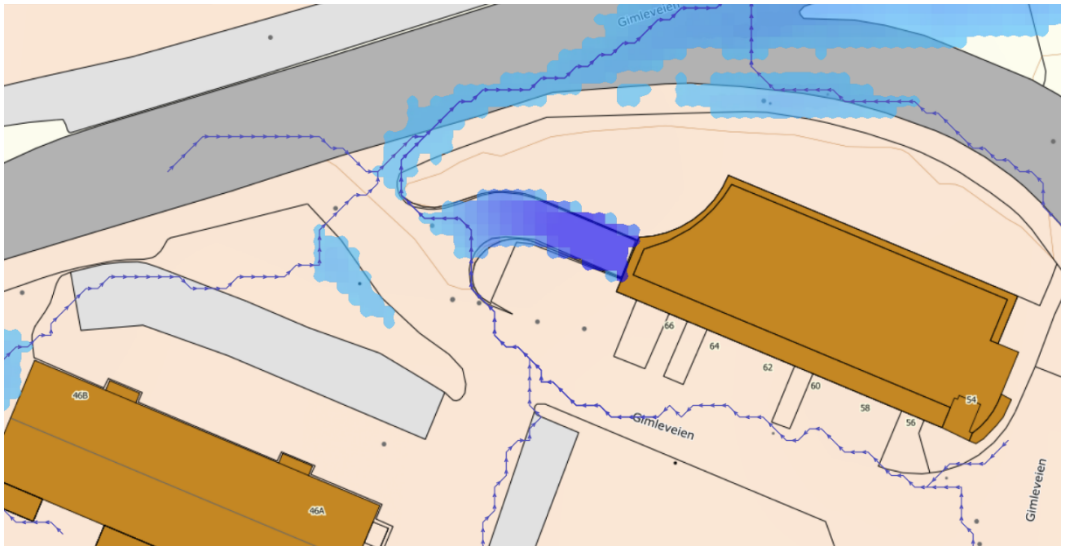
Figur 2-13: Flomutsatt rampe sør for skolen og flomutsatt nedkjørsel for parkeringskjeller sør for Gimlevegen



Figur 2-14: Bilder av flomutsatt rampe tatt på befaring

Figur 2-13 viser også en nedkjørsel til parkeringskjeller sør for Gimleveien er flomutsatt, og Kristiansand kommune har meldt problemer med oversvømmelse i kjeller.

Scalgos analyser viser at dette området får tilrenning sørfra og er ikke påvirket av tiltaksområdet. Området er relativt flatt, og hvis eksisterende høyder gir feil analyse av flomveier bør det vurderes å heve rampen til parkeringskjeller.



Figur 2-15: Flomutsatt nedkjørsel sør for tiltaksområdet.

Videre nedstrøms gjennom gravplassen er det steingjerdet langs gang og sykkelveg, noe som kan føre eventuelt flomvann inn mot trafostasjonen før det renner videre, se Figur 2-16.



Figur 2-16: flomvei ved trafo stasjon



Figur 2-17: Bilder av trafo stasjon fra befaring

Her bør det gjøres lokale tiltak på terreng for å sikre vannet renner ut gjennom porten mot veg fremfor mot trafo.

Videre nedstrøms er det usikkert om flomvegen går videre langs nordsiden på gang og sykkelveg eller om den faktisk krysser vegen og renner inn gjennom serviceundergang til tunnelportalen som vist i Figur 2-18.



Figur 2-18: Flomveg ned mot Prestebekken.

Det er grøfter langs begge sider av gangvegen, samt sluk, ref Figur 2-19.



Figur 2-19: Grøfter langs gang og sykkelveg

Dette gjør at det nok trolig renner vann på begge siden av gang og sykkelveg i flomsituasjon hvor noe vil renne direkte til Prestebekke og noe gjennom undergang mot tunnelportal.

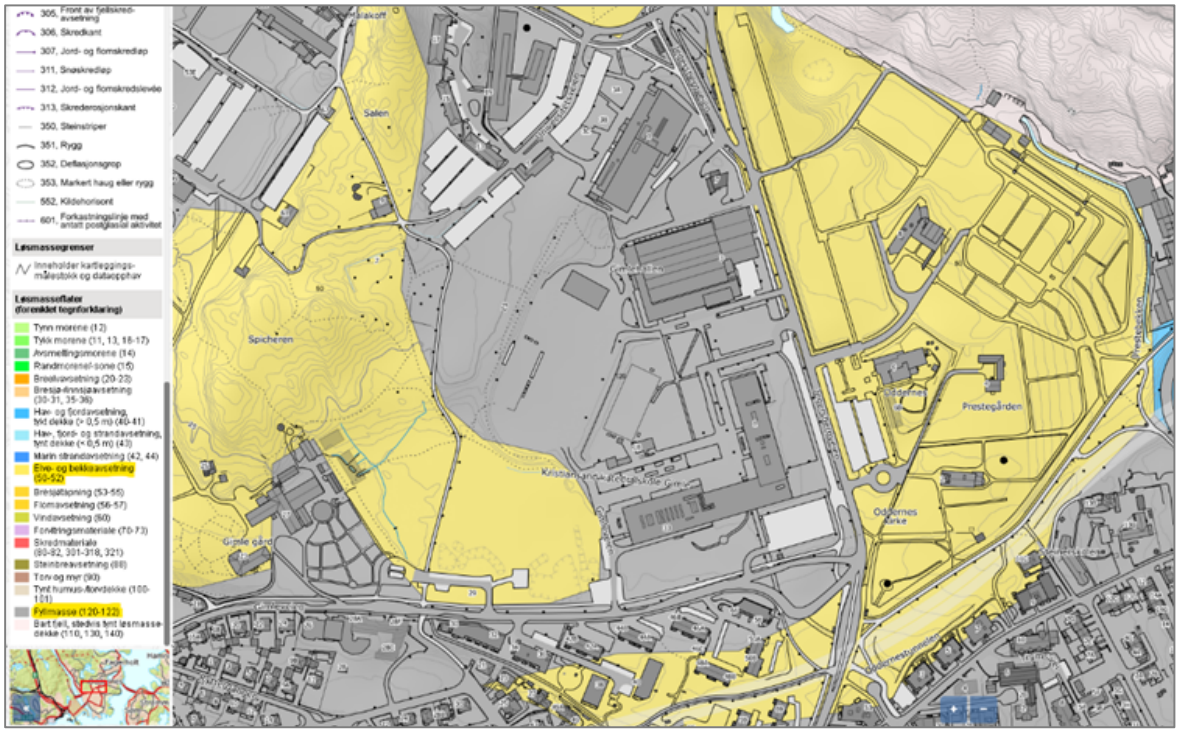
Utenfor servicebygg til tunnel et inntak til Prestebekken vist i Figur 2-20. Hvis vannet renner ned mot tunnelportal vil vannet bli avskåret før det når tunnel via dette innløpet.



Figur 2-20: Overløp til Prestebekk ved tunnelportal

2.4. Grunnforhold, infiltrasjonsevne og grunnvann

Ifølge NGI består grunnen hovedsakelig av fyllmasser - *Løsmasser tilført eller sterkt påvirket av menneskers aktivitet, vesentlig i urbane områder*. I grøntområdene rundt liggende er det elve- og bekkeavsetninger - *Materiale som er transportert og avsatt av elver og bekker. De mest typiske formene er elvesletter, terrasser og vifter. Sand og grus dominerer, og materialet er sortert og rundet. Mektigheten varierer fra 0,5 til mer enn 10 m.*



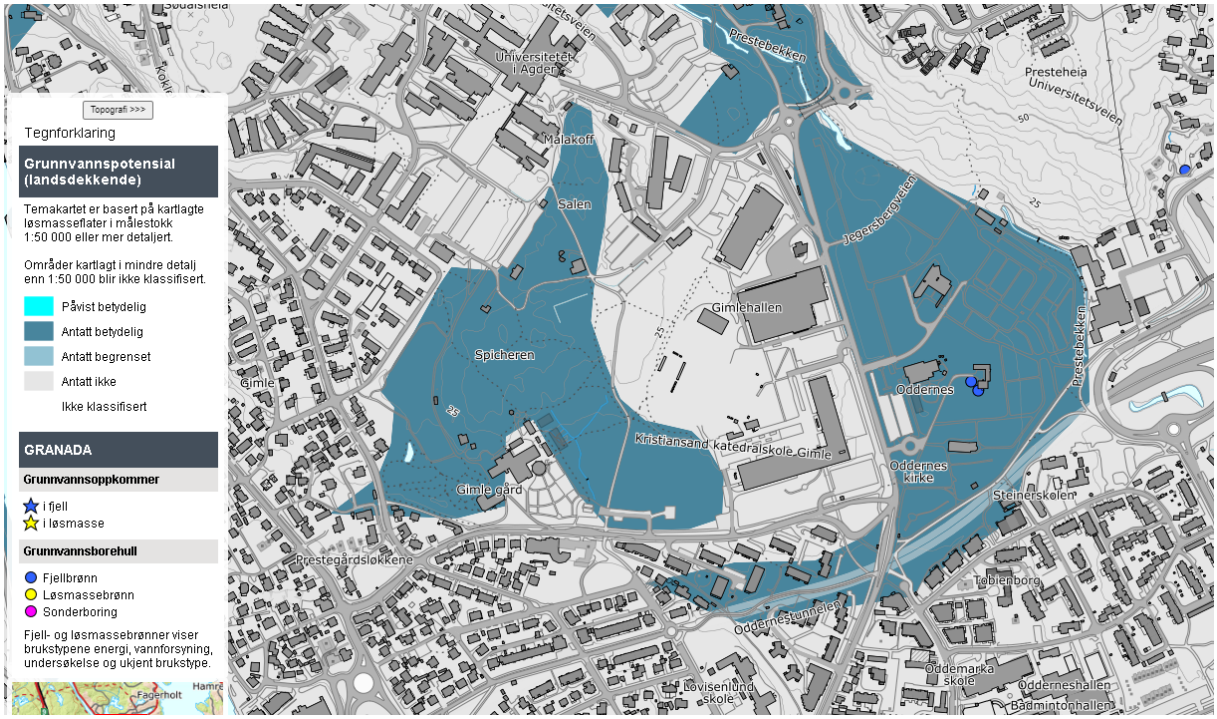
Figur 2-21: Utbyggingsområdet består i hovedsak av elve- og bekkeavsetning og fyllmasser (geo.ngu.no)

Ut fra Figur 2-22 kan vi se at mesteparten av området ikke er klassifisert med hensyn til infiltrasjonsevne. Det skyldes antagelig at de er opparbeidet med relativt tette overflater. Det antas at grunnen under kan være egnet for infiltrasjon, dette kan avklares ved hjelp av infiltrasjonstester. I grøntområdene er det antatt god infiltrasjonsevne.



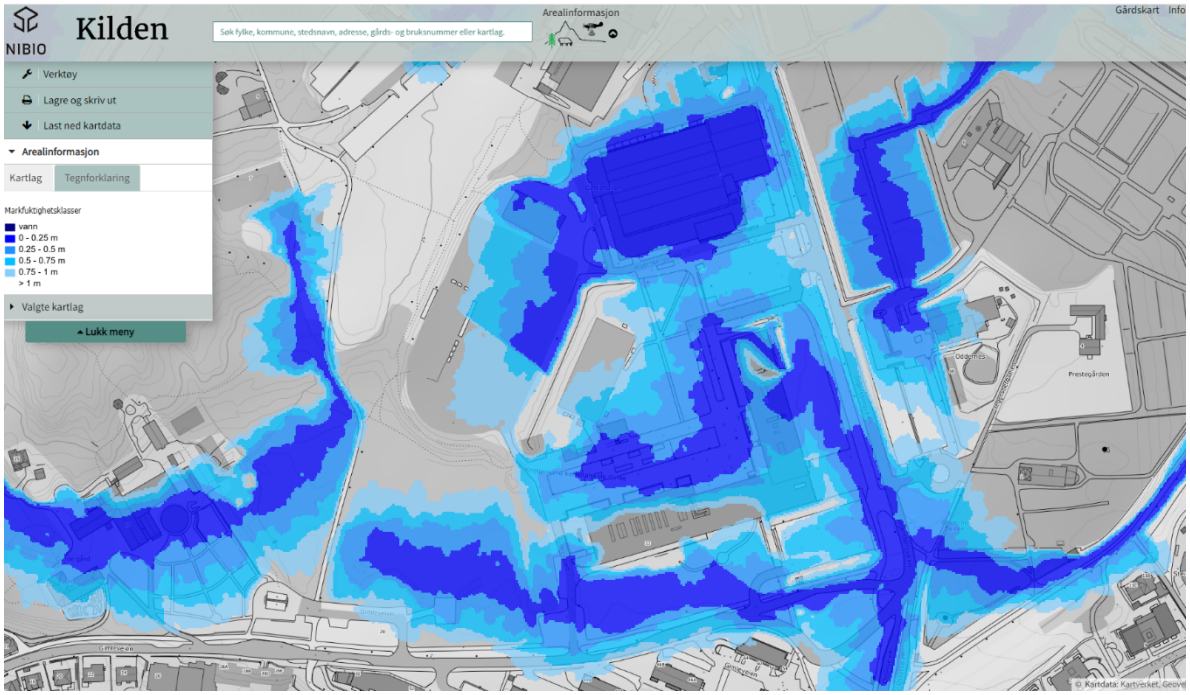
Figur 2-22: De delene av utbyggingsområdet er klassifisert som antatt god infiltrasjonsevne, geo.ngu.no

Samme areal som er klassifisert med god infiltrasjon har også antatt betydelig grunnvannspotensiale, ref Figur 2-23.



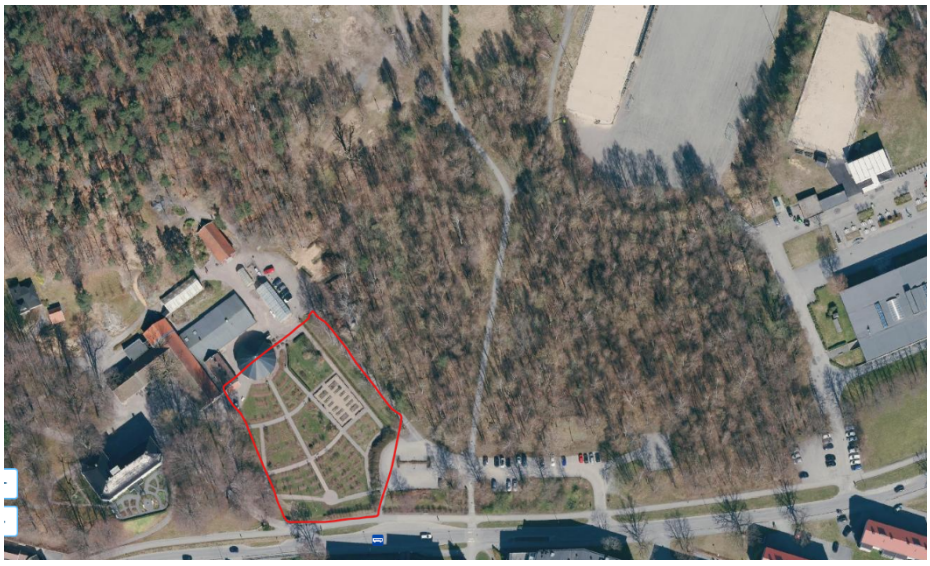
Figur 2-23: Grunnvannspotensiale for området (geo.ngu.no)

Siden det er registrert grunnvannspotensiale fra omliggende areal er markfuktighetskart fra Nibio (Figur 2-24) sjekket for å få bedre innsikt om infiltrasjonspotensialet i området. Her viser det at en del av området har registrert en del markfuktighet, men også større området rund banen som det kan være lite/ingen fuktighet i bakken.



Figur 2-24: Markfuktighetskart fra Nibio

Kommunen har også fått tilbakemeldinger fra Botanisk hage, som ligger vest for området, at de er plaget med mye tilsig av vann fra området som samles på området vist i Figur 2-25.



Figur 2-25: Botanisk hage vest for området

3. Overvannsberegninger

3.0. Forutsetninger for beregningen

Overvannsveilederen til Kristiansand kommune er lagt til grunn for overvannsberegningene.

Siden arealet er relativt lite benyttes den rasjonelle metoden;

Q = □ * i *A * kf

Q = dimensjonerende vannføring (l/s)
□ = avrenningskoeffisienten
i = nedbørintensitet (l/s*ha)
A = areal av nedslagsfeltet i (ha.)
kf = klimafaktor.

For nedbørsintensitet benyttes nedbørsdata fra målestasjon i Kristiansand – Sømskleiva:

IVF-verdier for Kristiansand - Sømskleiva (SN39150), 12 moh.
Data fra 1974 - 2022, 36 ses. Oppdatert 31.12.2022.

	Varigheter (minutter)															
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	248,6	220,7	196,3	163,8	119,1	96,8	84,0	67,4	53,3	45,8	37,1	31,8	26,1	18,3	12,1	7,8
5	352,6	317,9	279,8	231,7	171,7	137,2	118,2	93,7	74,6	62,5	49,6	42,7	34,9	24,7	16,9	11,1
10	420,9	384,5	334,8	275,3	208,2	164,4	141,0	111,5	89,1	73,8	58,3	49,9	41,0	29,3	20,4	13,5
20	488,8	450,0	386,1	316,1	243,5	190,6	162,6	129,0	103,7	85,2	67,0	56,9	47,1	34,1	23,9	15,9
25	510,6	470,7	403,0	328,4	255,1	198,9	169,4	134,5	108,5	89,3	69,8	59,2	49,1	35,7	25,1	16,7
50	574,4	536,8	450,8	368,6	291,6	223,7	190,4	151,1	123,4	101,4	78,5	66,5	55,3	40,8	28,9	19,4
100	641,1	605,6	499,9	408,3	325,7	249,0	211,4	167,4	138,3	113,8	87,7	74,0	61,7	46,2	32,9	22,2
200	710,8	674,5	550,0	446,0	363,8	274,1	232,1	183,9	153,6	126,5	97,0	81,4	68,5	51,7	37,0	25,2

Figur 3-1: IVF-tabell hentet fra klimaservicesenter.no

Kommunens overvannsveileder er noe uklar på hvilke gjentakelsesintervall som skal legges til grunn da Gimle ikke er under sentrale deler av Lund eller et boligområde:

Tabell 1. Dimensjonerende nedbørsfrekvens.

Kategori	Plassering	Frekvens
Områder med lavt skadepotensial		
1	Utmark Landbruksområder	**10 år**
Områder med betydelig skadepotensial		
2	Boligområder	**25 år**
Områder med høyt skadepotensial		
3	Kvadraturen Sentrale deler av Lund Sentrale deler av Grim Sentrale deler av Vågsbygd Viktige samfunnsinstitusjoner	**50 år**

Figur 3-2: Valg av gjentaksintervall hentet fra Kristiansand kommunes overvannsveileder

Det tas derfor utgangspunkt i at 25 års gjentakelsesintervall benyttes for beregning av overvannsmengder basert på dialog med kommunen. Området ligger ikke på sentrale deler av Lund og ikke i et boligområde. Hvis en 50 års gjentakelsesintervall skal benyttes vil det bety en økning på ca. 10-15% fordrøyningsvolum.

Ifølge kommunes overvannsveileder skal nye anlegg dimensjoneres for å kunne ivareta antatt fremtidig økning av nedbør i løpet av anleggets levetid. Det skal derfor legges til et klimatillegg på 40 % ved dimensjonering av nye overvannsanlegg.

Som avrenningskoeffisient benyttes (hentet fra Figur 3-3):
0,2 for skog
0,3 for grøntanlegg og plener
0,6 for arealer dekket av grus og sand
0,9 for takflater, asfalt og belegningsstein

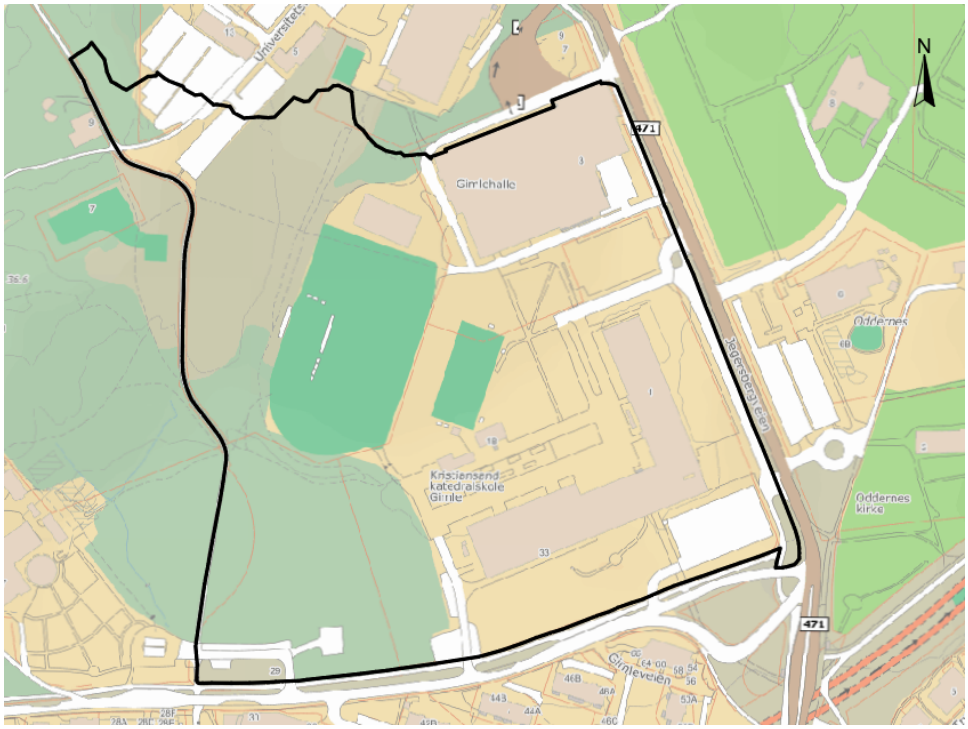
Tette flater (tak, betong-/ asfaltdekker, fjell/berg)	**0,9 – 1,0**
Sentrums- og tettbebygde områder	**0,7 – 0,9**
Rekkehus-/ leilighetsområder	**0,6 – 0,8**
Eneboligområder	**0,5 – 0,7**
Grusveierplasser	**0,5 – 0,7**

Plen, dyrka mark, parkområder	**0,2 – 0,4**
Skogsmark med vegetasjon, steinet og sandholdig grunn	**0,1 – 0,3**

Figur 3-3: Avrenningskoeffisienter hentet fra Kristiansand kommunes overvannsveileder

3.1. Eksisterende situasjon

Figur 3-4 viser nedslagsfelt for området. Det antas at nedslagsfeltet blir avskåret av drenssystemet i Gimleveien og Jegersbergveien.



Figur 3-4: Nedslagsfeltet for punktet i sørøstlig hjørne av planområdet.

Det er gjort en beregning på eksisterende avrenning fra området uavhengig av overvannsystem i området.

For nedslagsområdet er det tilrenningstiden på terrengoverflaten fra det skogkledte arealet som får betydning. Konsentrasjonstid i naturlig terreng beregnes med formelen:
$= 0{,}6*\text{lengde}*\text{høydeforskjell}^{-05}+3000*\text{sjøareal}\%$
$= 0{,}6 \times 300 \times 7^{-05} = 45$ min.

Siden arealet dreneres inn i sluk i bunnen av planområdet legges ikke til strømningstid i ledninger.

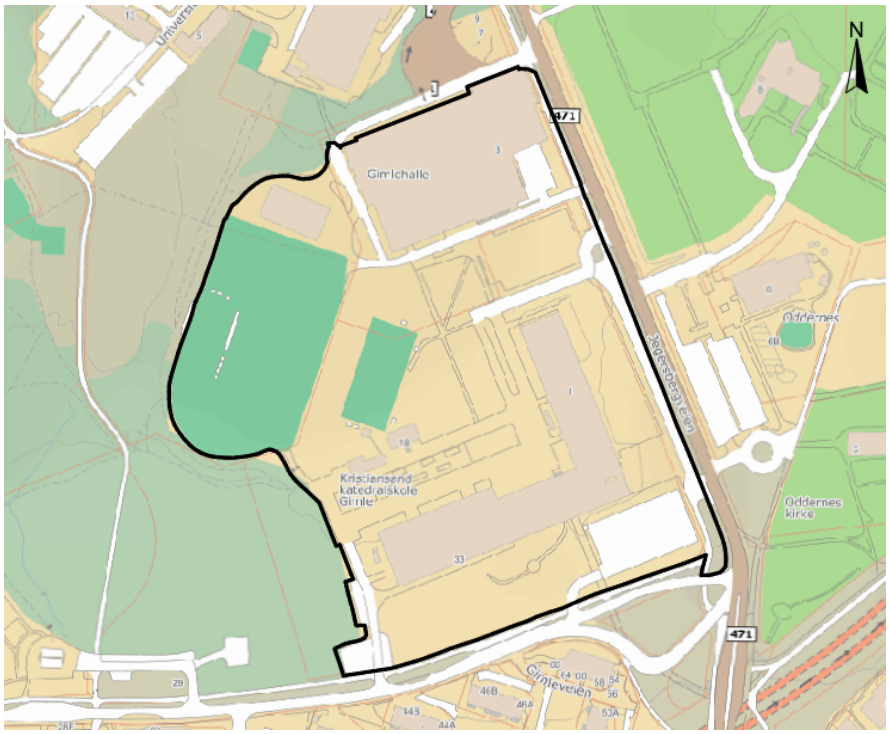
Dimensjonerende intensitet for nedbør med 45 min varighet og 25 års returperiode er 108,5 l/s*ha.

Planområdet består av flater med ulik avrenningskoeffisient:

Beskrivelse	Areal (da)	Andel	Avrenningskoeffisient
Grøntanlegg	32,5	30 %	0,3
Grus og sand	14,8	14 %	0,6
Tak og asfalt	35,5	32 %	0,9
Skog	26,2	24 %	0,2
Sum	109	100 %	0,51

Beregnet avrenning fra området blir da Q = □ * i *A (uten klimafaktor)
Q_{25} = 108,5 l/s ha x 0,51 x 10.9 ha **= 603 l/s**

Mesteparten av avrenning fra skogen og grøntområdet antas å infiltreres, mens avrenning fra de tette flatene føres på nettet. Det er også gjort en beregning for den utbygde delen av nedslagsfeltet som har betydelig kortere tilrenningstid for å gi et bilde av hvor mye vann føres på nettet fra området. Figur 3-5 viser antatt område hvor avrenning antas å bli ledet til offentlig ledning.



Figur 3-5: De utbygde delene av eksisterende situasjon.

For den utbygde delen av området med mange mange sluk blir tilrenningstiden på terrengoverflaten relativt kort, antatt ca. 5-6-min.
Ledningslengde fra øvre til nedre del av området er ca. 500m og ledningsfallet er i snitt ca. 1-2% som gir strømningshastighet ca. 2 m/s, da blir strømningstiden ca. 4 min.
Forutsetter konsentrasjonstid = 5-6 min + 4 min = ca. 10 min.

Dimensjonerende intensitet for nedbør med 10 min varighet og 25 års returperiode er 255,1 l/s*ha.

Den utbygde delen består av flater med ulik avrenningskoeffisient:

Beskrivelse	Areal (da)	Andel	Avrenningskoeffisient
Grøntanlegg	32,5	39 %	0,3
Grus og sand	14,8	18 %	0,6
Tak og asfalt	35,5	43 %	0,9
Sum	82,8	100 %	0,61

$Q = \phi * i * A * Kf$
Q_{25} = 255,1 l/s ha x 0,61 x 8,3 ha = **1292 l/s**

3.2. Ny situasjon

Henning Larsen Architects har utarbeidet illustrasjonsplan for området. Figur 3-6 viser plan for fase1. Endringene i området vil bli vest for den røde markerte linjen.

Her skal ny fotballbane etableres samt sandvolleyballbaner og en hall med grønt tak. Det skal også etableres en parkeringsplass helt sør i området. Skogsområdet som ikke blir berørt av utbygningen, skal beholdes samt eksisterende parkering.

Under anleggsperioden for trinn/fase 1 vil det bli anlagt anleggsrigg mellom ny fotballbane og Gimlehallen. Dette området vil være gruset og ikke påvirke på avrenning negativt i forhold til dagens situasjon.



Figur 3-6: Illustrasjonsplan for fremtidig situasjon utarbeidet av Henning Larsen for fase 1

Figur 3-7 viser utbygging for fase2. Her skal Gimlehallens tilbygg endres samt to nye haller skal bygges. Det skal etableres torv og uteområder i forbindelse med hallen.

For skolen vurderes det ny fløy. Her skal også to mindre bygg fjernes og grøntområde etableres.

Alle nye bygg skal ha grønne tak. Hvis skolen skal bygge en ekstra etasje på eksisterende bygg skal også dette taket være grønt.

Generelt for begge faser skal alle flater være permeable bortsett fra gangveier og parkeringsplasser. Alle nye tak skal være grønne og fordrøye sitt eget takareal.



Figur 3-7: Illustrasjonsplan for fremtidig situasjon utarbeidet av Henning Larsen for fase 2

3.3. Forutsetninger for overvannshåndtering

For beregning av fremtidige overvannsmengder og fordrøyningsvolum er følgende forutsetninger lagt til grunn:

1. Gjentakelsesintervall er 25 år
2. Alle nye tak skal være grønne samt fordrøye sitt eget areal

3. Området preges av en del fuktig mark, noe som gir begrensninger i forhold til infiltrasjon. Infiltrasjon skal tilstrebes og det er antatt noe infiltrasjonskapasitet i deler av området.
4. Eksisterende skog som bevares antas å kunne håndtere sin egen avrenning.
5. For beregning av dimensjonerende nedbør er området delt opp i delområder i henhold til faser.
6. Kommunen har tillat utslipp på 5 l/s i eksisterende kum 26755
7. Kommunen har tillat utslipp på 30-35 l/s i eksisterende 750OV-ledning

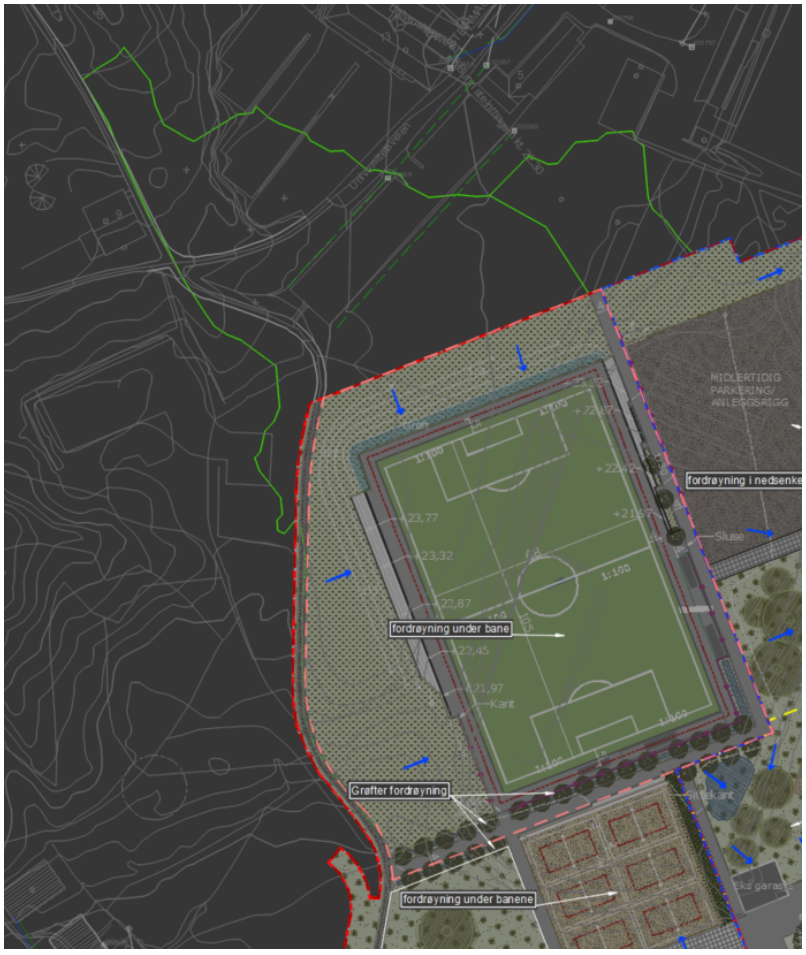
3.4. Skogsområdet

Skogsområdet som ikke blir berørt ligger på ca. kote 19,0 og ligger 1-1,5m lavere enn området ved sandvolleyballbane og ca. 0,5m lavere enn gangveg øst. Området er ca. 7800m^2 og antas potensielt å kunne lagre gjennomsnittlig 0,4m vannhøyde. Dette utgjør da 3120m^3 lagringskapasitet i tillegg til vannforbruket til trærne. Det antas derfor at det ikke er behov for ytterligere fordrøyning i forhold til skogsområdet.

3.5. Fase 1

3.5.1. Delområde1 (fase 1) - Fotballbane og omliggende grøntareal

I deler av dette området er det ikke registrert høy markfuktighet og det er derfor tiltenkt at overvannshåndtering kan baseres på fordrøyning og infiltrasjon i grunnen. Det skal ikke føres vann til offentlige overvannsledninger.



Figur 3-8: Delområde 1 markert med lys rosa stiplet linje

Dette område består av kunstgressbane med tribune samt grøntareal og gangareal. Området har i tillegg tilrenning fra areal nord for fotballbanen vist med grønn linje.

Den utbygde delen består av flater med ulik avrenningskoeffisient:

Tabell 1: Beregnet avrenningskoeffisient for delareal 1

Beskrivelse	Areal (m^2)	Andel	Avrenningskoeffisient
Kunstgress	8090	31 %	0,5
Grønt	12110	47 %	0,3
Tette flater	3700	22 %	0,9
Sum	**26020**	**100 %**	**0,50**

Fra vannet renner fra det øverste punkt nord for fotballbanen til det når grøften ved banen tar det 30 min. Videre vil vannet fanges opp av drenssystemet til banen som vil være kort vei og lite oppholdstid. Tabell 2 viser beregnet avrenning fra området.

Tabell 2: Dimensjonerende avrenning for delareal 1 inkl. klimafaktor på 1,4

Areal (ha)	□	t (min)	Gl(år)	I (l/s*ha)	Q (l/s)
2,60	0,5	30	25	198,8	243

Fordrøyningsløsning tiltenkt er et steinmagasin under fotballbanen. Avrenningen i området vil ledes til sluk og drenssytem rundt fotballbanen som igjen fører vannet ned i magasinet under banen.

Deler av banen antas å ligge utenom områdene som har markfuktighet, ref. Figur 2-24. Området er for øvrig klassifisert med fyllmasse og sand. Det har derfor gjort en beregning på hvor mye vann som potensielt infiltreres i bakken. Hvis ca. halvparten av banen antas å ha infiltrasjonsevne utgjør dette ca 4000 m^2. Hydraulisk konduktivitet er tatt fra Figur 3-9.

HYDRAULISK KONDUKTIVITET

Hydraulisk ledningsevne i regnbed, kan finnes ved infiltrasjonstest. Hydraulisk ledningsevne for undergrunn bør velges ut fra hydrogeologisk/geoteknisk vurdering på stedet. Tabellen her lister referanseverdier som kan benyttes i innledende faser/reguleringsplannivå.

Jordart/bergart	Hydraulisk konduktivitet [m/s]
Grus	10^-3 - 10^-1
Grov Sand	10^-4 -10^-3
Fin sand	10^-5 - 10^-4
Silt/morene	10^-8 - 10^-5
Leire	10^-10 - 10^-7

* Tidligere ble det benyttet 10 cm/t, dette tilsvarer 2.778*10^-5 m/s

Kilder: VA Miljøblad nr. 106 (2013) /ngu.no (2003) Hydrauliske egeneskaper i løsmasser og fjell sett i sammenheng med EU-direktivet for deponering av avfall

Figur 3-9: Tabell over hydraulisk konduktivitet

Infiltrasjonsmengde er beregnet ut fra følgende formel: Q_{inf}= A*K

Tabell 3 viser hvor mye vann som infiltreres ved ulik hydraulisk konduktivitet (for fin sand) på et areal lik 4000 m^2.

Tabell 3: Infiltrasjonsmengde beregnet for ulik konduktivitet

K (m/s)	Areal (m^2)	Q_{inf} (l/s)
0,00001	4000	40
0,00005	4000	200
0,0001	4000	400

Basert på de ulike infiltrasjonsmengder beregnet i Tabell 3 vil man følgende fordrøyningsbehov:

Tabell 4: Fordrøyningsvolum beregnet ut fra infiltrasjonsmengde

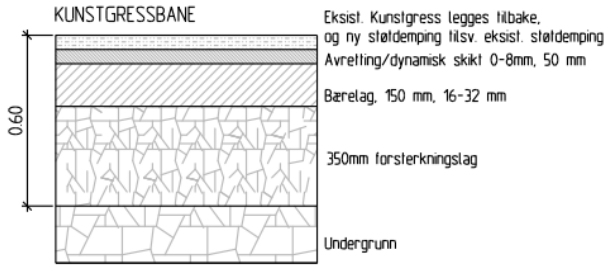
GI(år)	Q_{ut} (l/s)	V(m^3)
25	40	800
25	200	202
25	400	11

Beregning for GI=25år, utslipp 40 l/s er vist i vedlegg 6.0.

Banen er ca. 8000 m2 stor. Hvis man har et 50 cm steinmagasin vil man kunne ha en lagringskapasitet på ca. 1600 m^3 ved 40% porøsitet.

Banen vil bli hevet ca. 1m eller mer over eksisterende terreng og det vil derfor ikke være noe utfordring med at magasinet går ned i grunnvannet. Figur 3-10 viser en typisk oppbygning av en kunstgressbane. Det trengs 60 cm overbygning over undergrunn eller her som i tilfelle et steinmagasin.

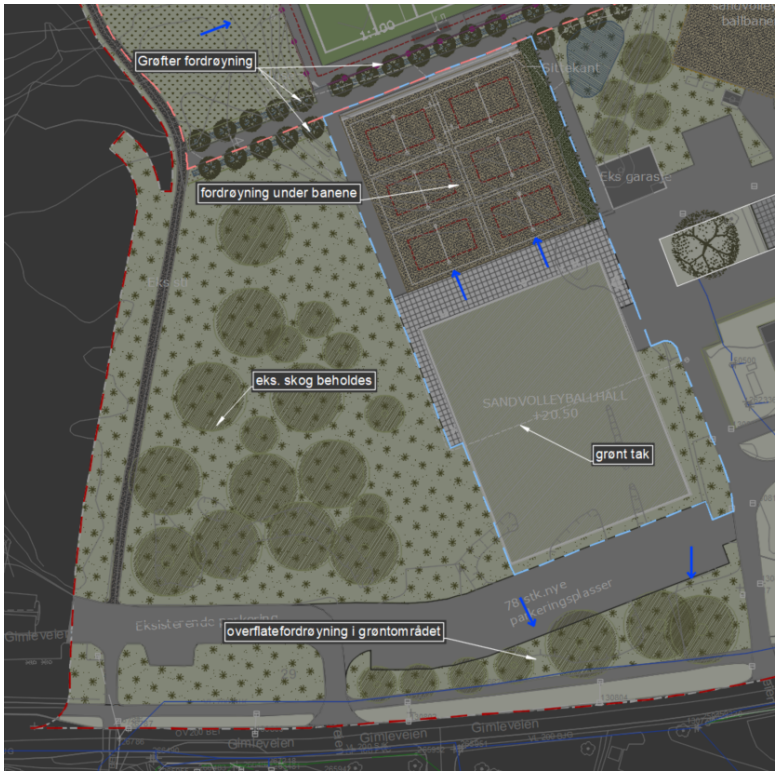
Det anses mulig å fordrøye nødvendig behov i steinmagasin under banen. Infiltrasjonskapasiteten må avdekkes med infiltrasjonstest i detaljfasen.



Figur 3-10:Oppbygning kunstgressbane

3.5.2. Delområde 2 (fase 1) – Sandvolleyballbane og hall

Også for deler av dette området er det tiltenkt at overvannshåndtering baseres på fordrøyning og infiltrasjon i grunnen. Det skal ikke tilkobles offentlige overvannsledninger.



Figur 3-11: Delområde 2 markert med stiplet blå linje

Dette område omfatter sandvolleyballbanene og sandvolleyballhall. Den utbygde delen består av flater med ulik avrenningskoeffisient:

Tabell 5: Beregnet avrenningskoeffisient for delareal 2

Beskrivelse	Areal (m^2)	Andel	Avrenningskoeffisient
Sand	3250	42 %	0,5
Permeabelt belegg	720	9 %	0,6
Tette flater	400	5 %	0,9
Gress	180	2 %	0,3
Grønt tak	3250	42 %	0,4
Sum	**7800**	**100 %**	**0,48**

Siden avstandene er relativt korte antas det en tilrenningstid på ca. 5 min, og beregnet avrenning blir som følgende:

Tabell 6: Dimensjonerende avrenning for delareal 2

Areal (ha)	ϕ	t (min)	Gl(år)	I (l/s*ha)	Q (l/s)
0,78	0,48	5	25	328,4	173

For fordrøyning er det tiltenkt et steinmagasin under sandvolleyballbanen. I tillegg vil hallen ha grønt tak som skal håndtere sin avrenning, mens overløpet ledes til steinmagasin under utendørsbanen.

Deler av sandvolleybanen antas å ligge utenom områdene som har markfuktighet, og det har her også blitt gjort en beregning i forhold til infiltrasjonsmengder. Området for banene er på ca 3250 m^2 og hvis man antar at halvparten av arealet har infiltrasjon får man følgende infiltrasjonsmengder:

Tabell 7: Infiltrasjonsmengde beregnet for ulik konduktivitet

K (m/s)	Areal (m^2)	Q_{inf} (l/s)
0,00001	1625	16,25
0,00005	1625	81,25
0,0001	1625	162,5

Tabell 8: Fordrøyningsvolum beregnet ut fra infiltrasjonsmengde

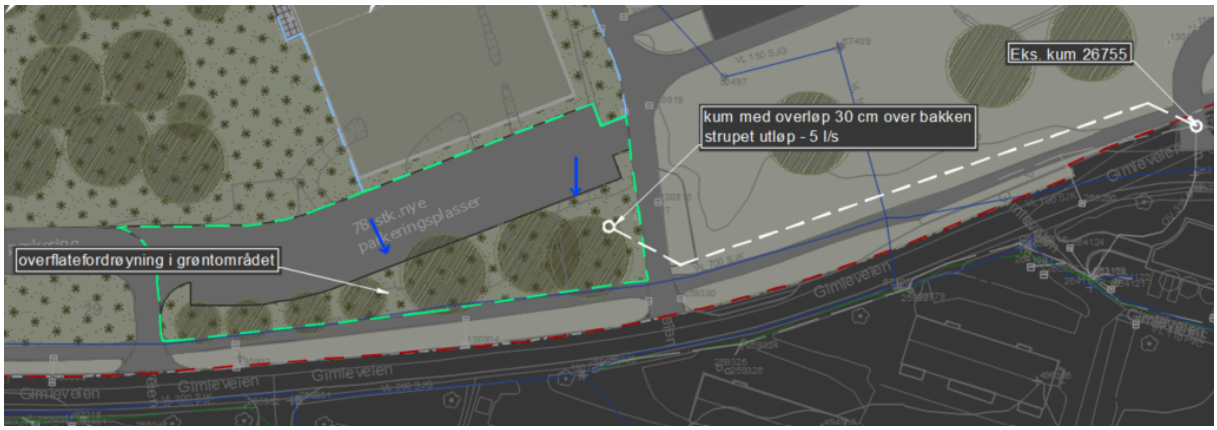
Gl(år)	Q_{ut} (l/s)	V(m^3)
25	16	162
25	81	46
25	162	12

Beregning for GI=25år, utslipp 16 l/s er vist i vedlegg 6.1.

Banen er ca. 3250 m^2 stor. Hvis man har et 30 cm steinlag vil man kunne ha en lagringskapasitet på ca. 390m^3 ved 40% porøsitet. Hvis det er en problemstilling med at steinmagasinet kommer ned i grunnvannet kan det vurderes om man kan senke volleyballbanene og ha lagring over banene i stedet.

Infiltrasjonskapasiteten må avdekkes med infiltrasjonstest i detaljfasen.

3.5.3. Delområde 3 (fase 1) – Parkeringsplass og grøntområde



Figur 3-12: Delområde 3 markert med stiplet grønn linje

Dette område omfatter ny parkeringsplass samt grøntområdet sør for P-plass. Her er det tiltenkt at fordrøyningsmagasin går i overløp til kommunalt nett.

Den utbygde delen består av følgende flater med ulik avrenningskoeffisient:

Tabell 9: Beregnet avrenningskoeffisient for delareal 3

Beskrivelse	Areal (m^2)	Andel	Avrenningskoeffisient
Tette flater	1755	57 %	0,9
Gress	1330	43 %	0,3
Sum	**3085**	**100 %**	**0,64**

Siden avstandene er relativt korte antas det en tilrenningstid på ca. 5 min og man vil få følgende avrenning:

Tabell 10: Dimensjonerende avrenning for delareal 3

Areal (ha)	ϕ	t (min)	GI(år)	I (l/s*ha)	Q (l/s)
0,31	0,64	5	25	328,4	91

For fordrøyning skal det anvendes overflatefordrøyning i grøntareal hvor det settes ned sandfang med innløp 30cm over bunn nedsenket areal. Da vil vannet kunne bygge seg opp på overflaten før det går i overløp til nett. Utløp fra kum vil være strupet.

Kommunen har tillatt utslipp til eksisterende avløpsnett på 5 l/s til kum 26755 og dette gir følgende fordrøyningsbehov:

Tabell 11: Fordrøyningsvolum

Gl(år)	Q_{ut} (l/s)	V(m3)
25	5	149

Beregning for GI=25år, utslipp 5 l/s er vist i vedlegg 6.2.

Hvis man tar arealet (1328m^2) på grøntområdet og ganger med en gjennomsnittlig vannhøyde 20 cm får man et volum på 266 m3 og en høyde på 15 cm gir volum på 199 m^3. Det viser at det skal være mulig å lagre tilstrekkelig med vann i grøntområdet.

3.6. Fase 2

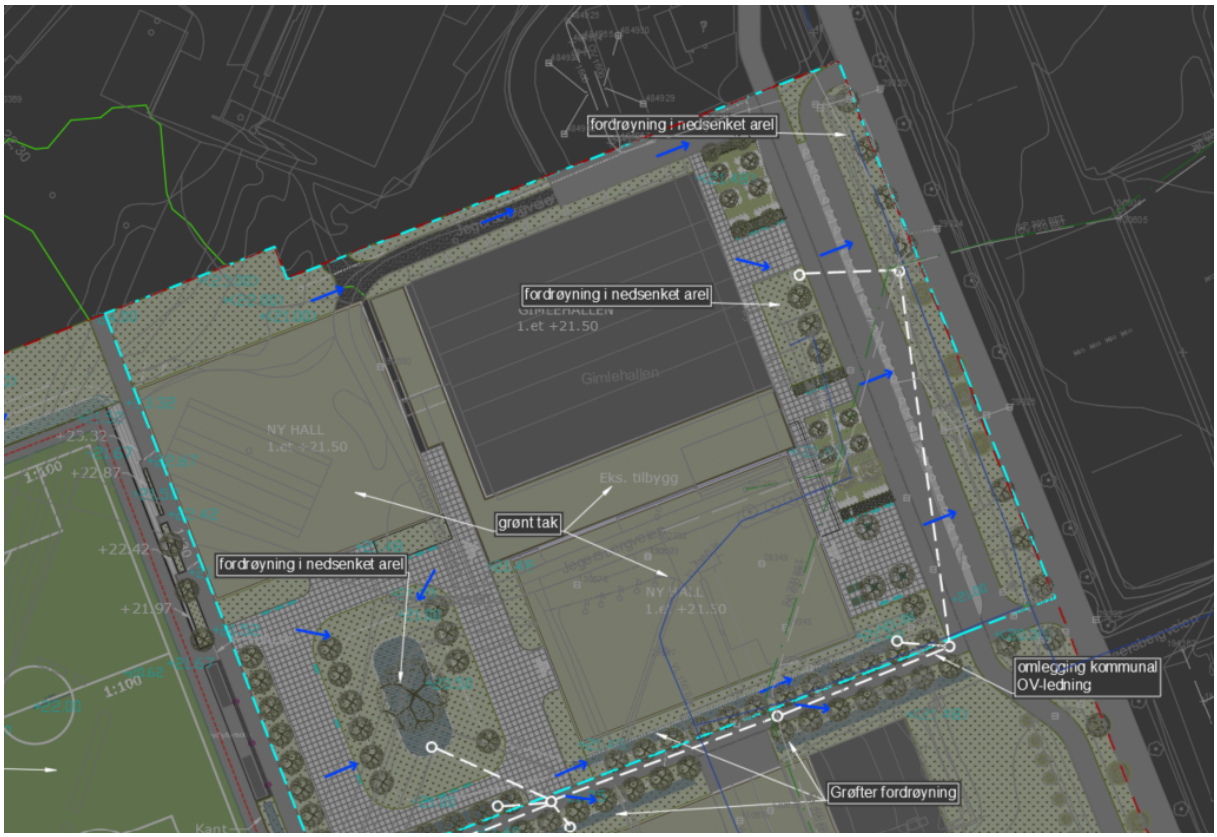
For fase 2 anses det som lite mulig å infiltrere vann gjennom grunnen. Kommunen har oppgitt en påslippsmengde på 30-35 l/s til kommunal 750 overvannsledning. Denne påslippsmengden medfører at det må fordrøyes mer enn ett døgns regn og vurderes som urealistisk. Ved å øke påslippsmengden til 37 l/s vil døgnregnet kunne håndteres.

Totalt sett vil det bli mindre belastning på det kommunale nettet da flere av uteområdene og takareal i dag ledes direkte på overvannsnettet. Fremtidig utbygging vil medføre at avrenning fra uteområdene og taket til Gimlehallen vil gå via fordrøyningsløsninger før utslipp til nett.

3.6.1. Delområde 4 (fase 2) – Området ved Gimlehallen

Dette området omfatter eksisterende Gimlehall med tilbygg og to nye haller med tilhørende uteområde rundt vis i Figur 3-13 . I tillegg vil det også ha et grøntområde som renner inn mot planområdet vist med grønn strek i figuren.

For fordrøyning skal det benyttes nedsenket grønne områder og grønne tak hvor overløp kobles til kommunalt overvannsnett.



Figur 3-13: Delområde 4 markert med stiplet cyan linje

Den utbygde delen består av følgende flater med ulik avrenningskoeffisient:

Tabell 12: Beregnet avrenningskoeffisient for delareal 4

Beskrivelse	Areal (m^2)	Andel	Avrenningskoeffisient
Permeable dekker	3330	12 %	0,6
Grus	320	1 %	0,5
Armert gress	440	2 %	0,5
Grønt	6630	29 %	0,4
Tette flater	6630	23 %	0,9
Grønt tak	9900	34 %	0,4
Sum	**28880**	**100 %**	**0,44**

Siden avstandene er relativt korte antas det en tilrenningstid på ca 5 min.

Tabell 13: Dimensjonerende avrenning for delareal 4

Areal (ha)	ϕ	t (min)	GI(år)	I (l/s*ha)	Q (l/s)
2,89	0,44	5	25	328,4	580

Fordrøyning er tiltenkt som overflatefordrøyning i grøntareal hvor det settes ned sandfang med innløp 30 cm over bunn nedsenket areal. Da vil vannet kunne bygge seg opp på overflaten før det går i overløp til nett. Utløp fra kum vil være strupet. Utløpet av kum/kummene blir koblet til kommunal OV-ledning i området. I tillegg skal grønne tak kunne håndtere sin egen avrenning hvor overløp kobles til kommunalt nett.

Den kommunale OV-ledningen ligger i dag hvor den ene nye hallen skal etableres. Det vil bli behov for å flytte disse ledningene. Det skal være tilstrekkelig med fall for denne tilkoblingen da kommunal ledning ligger veldig dypt.

Det er gjort beregninger for behovet av fordrøyning med utslipp på 22 l/s til kommunalt nett. Beregning for GI=25år, utslipp 22 l/s uten tak er vist i vedlegg 6.3.

Tabell 14: Fordrøyningsvolum

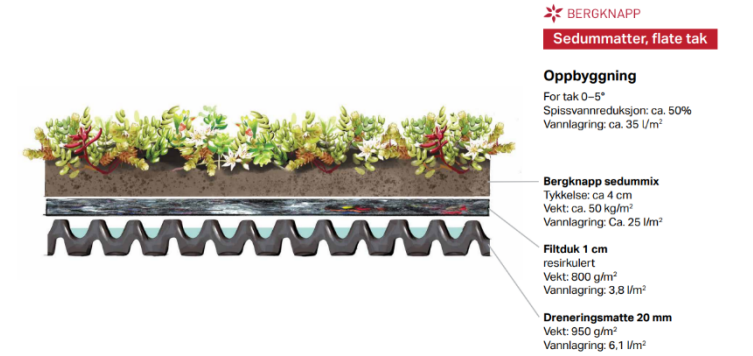
GI(år)	Q_{ut} (l/s)	V(m^3) inkl tak
25	22	1264

I området er det mulighet å senke ned flere areal og anvende overflatefordrøyning. Tabell 15 viser potensielle areal og volum for overflatefordrøyning utenom takareal.

Tabell 15: Volum for overflatefordrøyning

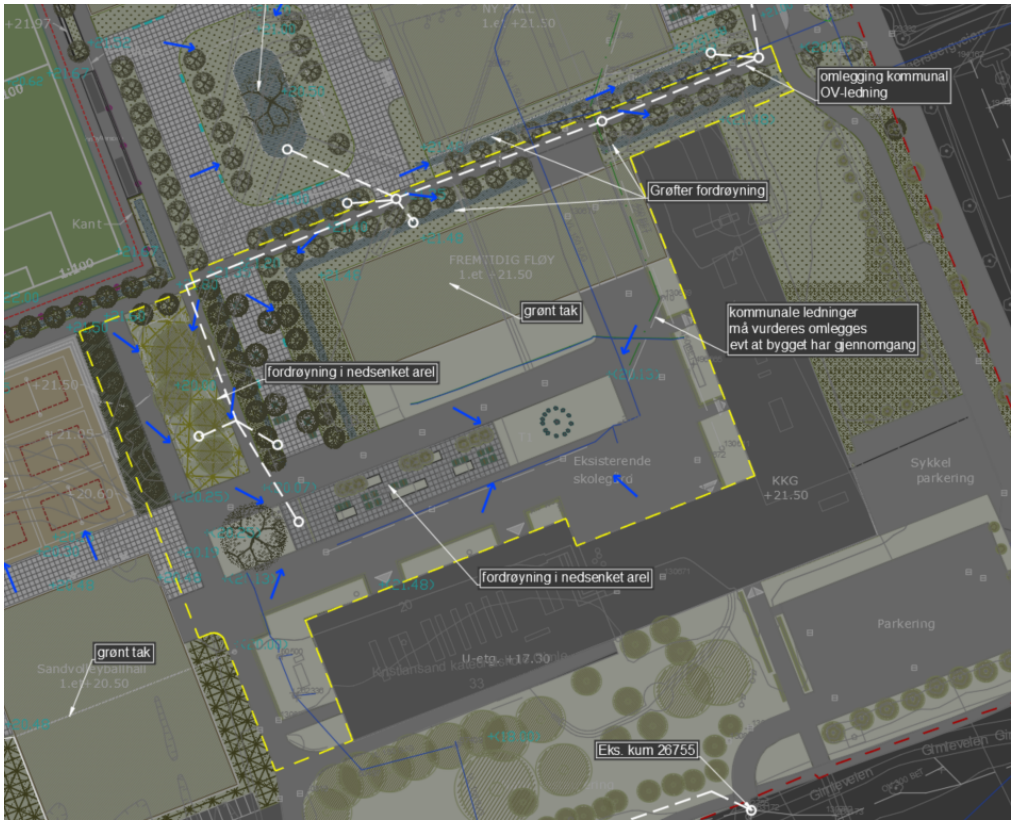
Type område	A(m^2)	Dybde fordrøyning (cm)	Volum (m^3)
Nedsenket grønt areal	3250	30	975
Grønne grøfter	306	20	61
Nedsenket område armert gress	500	20	100
Totalt			**1136**

I tillegg er det mulighet å lagre vann på grønne tak og eksempel på oppbygning er vist i Figur 3-14.



Figur 3-14: Eksempel på oppbygning av grønne tak

3.6.2. Delområde 5 (fase 2) – Området KKG



Figur 3-15: Delområde 5 markert med stiplet gul linje

I dette området ligger Kristiansand Katedralskole. Her er vil skolen muligens få et nytt tilbygg og oppgradering av uteområdet. De grønne arealene sør og vest for skolen samt

parkeringsplass vil ikke bli berørt av endringer og er derfor ikke inkludert i beregningen. Eksisterende skolebygg vil ikke bli endret og vil beholde sin opprinnelige drenering. Hvis skolen får en ekstra etasje, skal dette taket være grønt med fordrøyning og begrense påslipp på kommunal ledning fra takavrenning i forhold til dagens situasjon.

Den utbygde delen består av følgende flater med ulik avrenningskoeffisient:

Tabell 16: Beregnet avrenningskoeffisient for delareal 5

Beskrivelse	Areal (m^2)	Andel	Avrenningskoeffisient
Permeable dekker	1310	9%	0,6
Grønt	5930	39%	0,3
Tette flater	5840	38%	0,9
Grønt tak	2280	15%	0,4
Sum	**15360**	**100 %**	**0,57**

Takene som er grønne skal fordrøye sitt eget volum og for resterende areal blir det følgende beregning av avrenningskoeffisient:

Siden avstandene er relativt korte antas det en tilrenningstid på ca 5 min.

Tabell 17: Dimensjonerende avrenning for delareal 5

Areal (ha)	ϕ	t (min)	Gl(år)	I (l/s*ha)	Q (l/s)
1,54	0,57	5	25	328,4	402

Fordrøyning er det tiltenkt som overflatefordrøyning i grøntareal hvor det settes ned sandfang med innløp 30cm over bunn nedsenket areal. Da vil vannet kunne bygge seg opp på overflaten før det går i overløp til nett. Utløp fra kum vil være strupet som kobles mot kommunalt nett. Det vil trolig bli behov for noe omlegging av eksisterende VA-ledninger i dette området også.

Det er gjort beregninger for behovet av fordrøyning ut fra minste mulig utslipp til kommunalt nett:

Tabell 18: Fordrøyningsvolum

Gl(år)	Q_{ut} (l/s)	V(m^3) inkl tak

25	15	875

Beregning for GI=25år, utslipp 14 l/s uten tak er vist i vedlegg 6.4.

I området er det mulighet å senke ned flere areal og anvende som for overflatefordrøyning. Tabell 15 viser potensielle areal og volum for overflatefordrøyning utenom takareal. Grønt tak skal fordrøye sitt eget areal.

Tabell 19: Volum for overflatefordrøyning

Type område	A(m^2)	Dybde fordrøyning (cm)	Volum (m^3)
Nedsenket grønt/permeabelt areal	2600	30	780
Grønne grøfter	250	20	50
Totalt			**830**

3.6.3. Dimensjonerende nedbør for hele nedslagsfelt

Nedslagsfeltet vil være noenlunde det samme som for eksisterende forhold. Det er tatt med litt ekstra areal nord for Gimlehallen som vist i delområde 4.

For den utbygde delen av området er det tilrenningstiden på terrengoverflaten fra det skogkledte arealet som fortsatt får betydning, og den er nå redusert med ca 70 m i forhold til eksisterende situasjon. Konsentrasjonstid i naturlig terreng beregnes med formelen:
= 0,6*lengde*høydeforskjell^-05+3000*sjøareal%
= 0,6 x 230 x 7^{-05} = 35 min. Nærmeste regnvarighet i IVF tabellen er 30min.

Siden arealet dreneres inn i sluk i bunnen av planområdet legges ikke til strømningstid i ledninger.

Dimensjonerende intensitet for nedbør med 30 min varighet og 25 års returperiode er 134,5 l/s*ha.

Planområdet består av flater med ulik avrenningskoeffisient:

Beskrivelse	Areal (da)	Andel	Avrenningskoeffisient
Delareal 1	26,02	24%	0,50
Delareal 2	7,80	7%	0,48
Delareal 3	3,09	3%	0,64

Delareal 4	27,25	25%	0,45
Delareal 5	15,36	14%	0,57
Grøntanlegg	9,90	9%	0,3
Tak og asfalt	12,50	11%	0,9
Skog	7,80	7%	0,2
Sum	10,97	100%	0,51

Beregningene viser at gjennomsnittlig avrenningskoeffisient vil ikke økes etter fremtidig utbygging.

$Q = \phi * i * A * Kf$

Q_{25} = 134,5 l/s*ha x 0,51 x 10.97 ha *1,4 **= 1053 l/s**

Sammenliknet med eksisterende situasjon er beregnet økningen for avrenning på 75% for 25års regnet og 73% for 50 års regnet inkludert klimapåslag på 40%. Dette skyldes litt økning i tilrenningsareal samt kortere konsentrasjonstid i tillegg til klimapåslaget.

3.7. Oppsummering overvann

Vist gjennom beregninger i foregående kapitler ser vi at nedslagsfeltet vil beholde sin gjennomsnittlige avrenningsfaktor, men få økt avrenning med klimapåslag og kortere konsentrasjonstid og litt utvidet areal.

Mesteparten av arealene i fase 1 vil basere seg på fordrøyningsløsninger som benytter infiltrasjon gjennom bakken og vil ikke tilføre det kommunale nettet noe bortsett fra et mindre utslipp fra ny parkeringsplassen i sør.

For fase 2 vil man benytte overflatefordrøyninger med begrenset utslipp til nettet. Mye av arealene i dette området er allerede fortettet og har påslipp direkte til det kommunale nettet. Ved utbyggingen vil utslippet bli betraktelig begrenset da det meste av avrenning vil gå via fordrøyningsløsninger før det slippes videre på nett, ca. 37 l/s.



Figur 3-16: overvannsplan for området

4. Flomvei

Figur 4-1**Error! Reference source not found.** viser flomvei for ny situasjonsplan og området vil falle noenlunde som dagens situasjon som gjør at eksisterende flomvei blir beholdt og vannet ledes ned mot Gimleveien.



Figur 4-1: Flomvei ut av området

Ny fotballbane vil mest sannsynlig ligge høyere en eksisterende grusbane. Området rundt sandvolleyballbaner og hall vil bli hevet i forhold til skogs/myr område.

Som nevnt i 2.2 bør det vurderes tiltak for kjørerampen som er langs sørsiden på skolen for å unngå at vannet renner ned i rampen fremfor ut mot Gimleveien. I tillegg bør det gjøres justering av terreng ved trafo stasjon for å hindre vannet samler renner inn mot stasjonen. Grøften langs gang og sykkelveg må vurderes å utbedres for å sikre vannet renner til Prestebekken og ikke ned mot tunnel.

5. Kilder

Lindsey Purcell, P. U. (2021, August 24). Purdue Landscape Report: How do trees use water? USA.

- Overvannsveileder for Kristiansand kommune, datert 10.8.201
- Scalgo Live
- Gnu.ngu.no
- Norsk klimaservicesenter
- Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
- Paus, K., Braskerud, B.C. (2013) Forslag til dimensjonering og utforming av regnbed for norske forhold. Vann (1) 48.
- Paus, K., Muthanna, T.M., Braskerud, B.C. (2015) The Hydrological Performance of Bioretention Cells in Regions with Cold Climates: Seasonal Variation and Implications for Design. Hydrology Research.
- VA miljøblad nr. 69 (2015)
- Hvis annet ikke er oppgitt er bilder tatt av Lita Cecilie Sylta, Asplan Viak.

6. Vedlegg

6.0. FORDRØYNING A1 – 25 år

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

asplan viak

Oppdrag: A1
Utført av: BS — Området med fotballbane
Kontrollert av:
Dato: 23.05.2023

INPUT

Funksjonskrav:

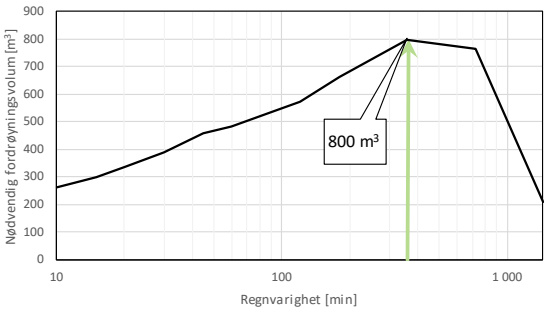
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	25	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks,\ ut}$ =	40,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,\ ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	26 020	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0,50	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I =	10	‰	(Fall)
ε =	1,00	mm	(Ruhet)



$$V = \left[A \cdot \varphi \cdot I \cdot K_f - Q_{mid.}\right] \cdot t_r$$

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V =	800	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·φ =	13 010	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	28,0	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
$P \cdot K_f$ =	108	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
$I \cdot K_f$ =	50,0	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	360	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	465	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_l =	529	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	7,9	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha]	K_f [-]	$I \cdot K_f$ [m/s]	$P \cdot K_f$ [mm]	V [m^3]
10	255,1	1,40	3,6E-05	21	262
15	198,9	1,40	2,8E-05	25	301
20	169,4	1,40	2,4E-05	28	337
30	134,5	1,40	1,9E-05	34	391
45	108,5	1,40	1,5E-05	41	458
60	89,3	1,40	1,3E-05	45	485
90	69,8	1,40	9,8E-06	53	535
120	59,2	1,40	8,3E-06	60	575
180	49,1	1,40	6,9E-06	74	663
360	**35,7**	1,40	**5,0E-06**	**108**	**800**
720	25,1	1,40	3,5E-06	152	765
1440	16,7	1,40	2,3E-06	202	209

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Kristiansand	(Kommune)
Stasjon:	skleiva (SN39150), 12 moh.	(Stasjonsnavn)
Periode:	1974-2022	(Måleperiode)
Lengde:	36 år	(Antall sesonger)

Referanser:

Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
klimaservicesenter.no
VA miljøblad nr. 69 (2015)

Forutsetninger:

- Konstant nedbørintensitet
- Konstant utløp fra magasin
- Konsentrasjonstid/regnvarighet ≥ 10 min
- Ingen singulærtap, trykkløst og 10 °c
- Samme klimafaktor for alle regnvarigheter

6.1. FORDRØYNING A2 – 25 ÅR

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

asplan viak

Oppdrag: A2
Utført av: BS — SANDVOLLEYBALL
Kontrollert av:
Dato: 22.05.2023

INPUT

Funksjonskrav:

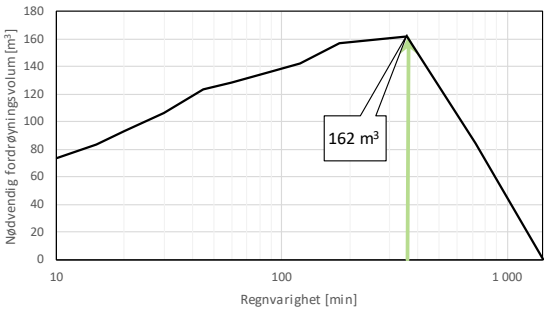
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	25	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks,\ ut}$ =	16,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,\ ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	7 800	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0,48	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I =	10	‰	(Fall)
ε =	1,00	mm	(Ruhet)



$$V = \left[A \cdot \varphi \cdot I \cdot K_f - Q_{mid.}\right] \cdot t_r$$

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V =	162	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·φ =	3 744	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	11,2	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
P·K_f =	108	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
I·K_f =	50,0	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	360	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	134	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_l =	529	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	4,0	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha]	K_f [-]	I·K_f [m/s]	P·K_f [mm]	V [m^3]
10	255,1	1,40	3,6E-05	21	74
15	198,9	1,40	2,8E-05	25	84
20	169,4	1,40	2,4E-05	28	93
30	134,5	1,40	1,9E-05	34	107
45	108,5	1,40	1,5E-05	41	123
60	89,3	1,40	1,3E-05	45	128
90	69,8	1,40	9,8E-06	53	137
120	59,2	1,40	8,3E-06	60	143
180	49,1	1,40	6,9E-06	74	157
360	**35,7**	1,40	**5,0E-06**	**108**	**162**
720	25,1	1,40	3,5E-06	152	85
1440	16,7	1,40	2,3E-06	202	0

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Kristiansand	(Kommune)
Stasjon:	skleiva (SN39150), 12 moh.	(Stasjonsnavn)
Periode:	1974-2022	(Måleperiode)
Lengde:	36 år	(Antall sesonger)

Referanser:

Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
klimaservicesenter.no
VA miljøblad nr. 69 (2015)

Forutsetninger:

- Konstant nedbørintensitet
- Konstant utløp fra magasin
- Konsentrasjonstid/regnvarighet ≥ 10 min
- Ingen singulærtap, trykkløst og 10 °c
- Samme klimafaktor for alle regnvarigheter

6.2. FORDRØYNING A3 – 25 ÅR

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

asplan viak

Oppdrag: **A3**
Utført av: BS PARKERING SØR
Kontrollert av:
Dato: 22.05.2023

INPUT

Funksjonskrav:

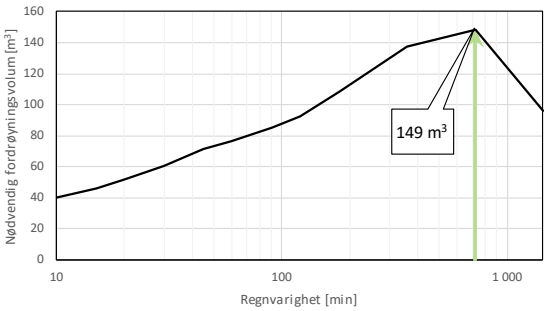
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	25	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks,\ ut}$ =	5,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,\ ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	3 085	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0,64	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I =	10	‰	(Fall)
ε =	1,00	mm	(Ruhet)



$$V = \left[A \cdot \varphi \cdot I \cdot K_f - Q_{mid.}\right] \cdot t_r$$

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V =	149	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·φ =	1 974	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	3,5	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
P·K_f =	152	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
I·K_f =	35,1	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	720	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	71	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_l =	529	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	11,8	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha]	K_f [-]	I·K_f [m/s]	P·K_f [mm]	V [m^3]
10	255,1	1,40	3,6E-05	21	40
15	198,9	1,40	2,8E-05	25	46
20	169,4	1,40	2,4E-05	28	52
30	134,5	1,40	1,9E-05	34	61
45	108,5	1,40	1,5E-05	41	72
60	89,3	1,40	1,3E-05	45	76
90	69,8	1,40	9,8E-06	53	85
120	59,2	1,40	8,3E-06	60	93
180	49,1	1,40	6,9E-06	74	109
360	35,7	1,40	5,0E-06	108	138
720	25,1	1,40	**3,5E-06**	152	**149**
1440	16,7	1,40	2,3E-06	202	96

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Kristiansand	(Kommune)
Stasjon:	skleiva (SN39150), 12 moh.	(Stasjonsnavn)
Periode:	1974-2022	(Måleperiode)
Lengde:	36 år	(Antall sesonger)

Referanser:

Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
klimaservicesenter.no

Forutsetninger:

- Konstant nedbørintensitet
- Konstant utløp fra magasin
- Konsentrasjonstid/regnvarighet ≥ 10 min
- Ingen singulærtap, trykkløst og 10 °c

6.3. FORDRØYNING A4 – 25 ÅR

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

asplan viak

Oppdrag: A4
Utført av: BS — Gimlehallen
Kontrollert av:
Dato: 23.05.2023

INPUT

Funksjonskrav:

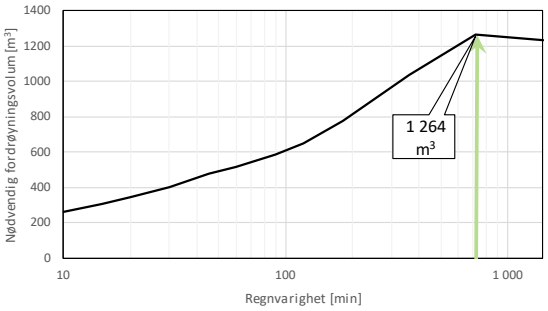
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	25	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks,\ ut}$ =	22,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,\ ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	28 880	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0,44	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I =	10	‰	(Fall)
ε =	1,00	mm	(Ruhet)



$$V = \left[A \cdot \varphi \cdot I \cdot K_f - Q_{mid.}\right] \cdot t_r$$

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V =	1 264	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·φ =	12 707	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	15,4	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
P·K_f =	152	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
I·K_f =	35,1	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	720	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	454	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_l =	529	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	22,8	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha]	K_f [-]	I·K_f [m/s]	P·K_f [mm]	V [m^3]
10	255,1	1,40	3,6E-05	21	263
15	198,9	1,40	2,8E-05	25	305
20	169,4	1,40	2,4E-05	28	343
30	134,5	1,40	1,9E-05	34	403
45	108,5	1,40	1,5E-05	41	480
60	89,3	1,40	1,3E-05	45	516
90	69,8	1,40	9,8E-06	53	587
120	59,2	1,40	8,3E-06	60	647
180	49,1	1,40	6,9E-06	74	777
360	35,7	1,40	5,0E-06	108	1039
720	25,1	1,40	**3,5E-06**	152	**1264**
1440	16,7	1,40	2,3E-06	202	1236

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Kristiansand	(Kommune)
Stasjon:	skleiva (SN39150), 12 moh.	(Stasjonsnavn)
Periode:	1974-2022	(Måleperiode)
Lengde:	36 år	(Antall sesonger)

Referanser:

Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
klimaservicesenter.no
VA miljøblad nr. 69 (2015)

Forutsetninger:

- Konstant nedbørintensitet
- Konstant utløp fra magasin
- Konsentrasjonstid/regnvarighet ≥ 10 min
- Ingen singulærtap, trykkløst og 10 °c
- Samme klimafaktor for alle regnvarigheter

6.4. FORDRØYNING A5 – 25 ÅR

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

asplan viak

Oppdrag: A5
Utført av: BS KKG
Kontrollert av:
Dato: 23.05.2023

INPUT

Funksjonskrav:

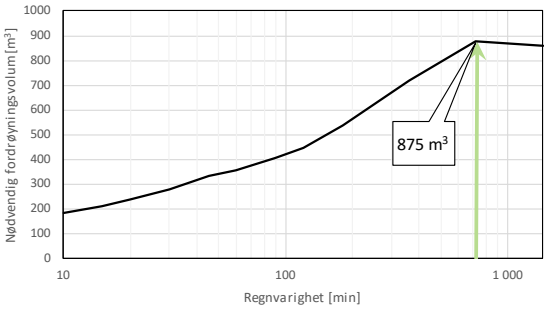
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	25	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks,\ ut}$ =	15,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,\ ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	15 360	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0,57	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I =	10	‰	(Fall)
ε =	1,00	mm	(Ruhet)



$$V = \left[A \cdot \varphi \cdot I \cdot K_f - Q_{mid.}\right] \cdot t_r$$

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V =	875	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·φ =	8 755	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	10,5	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
P·K_f =	152	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
I·K_f =	35,1	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	720	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	313	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_l =	529	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	23,2	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha]	K_f [-]	I·K_f [m/s]	P·K_f [mm]	V [m^3]
10	255,1	1,40	3,6E-05	21	181
15	198,9	1,40	2,8E-05	25	210
20	169,4	1,40	2,4E-05	28	237
30	134,5	1,40	1,9E-05	34	278
45	108,5	1,40	1,5E-05	41	331
60	89,3	1,40	1,3E-05	45	356
90	69,8	1,40	9,8E-06	53	405
120	59,2	1,40	8,3E-06	60	447
180	49,1	1,40	6,9E-06	74	537
360	35,7	1,40	5,0E-06	108	718
720	25,1	1,40	**3,5E-06**	152	**875**
1440	16,7	1,40	2,3E-06	202	861

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Kristiansand	(Kommune)
Stasjon:	skleiva (SN39150), 12 moh.	(Stasjonsnavn)
Periode:	1974-2022	(Måleperiode)
Lengde:	36 år	(Antall sesonger)

Referanser:

Lindholm, O. m.fl. (2012) Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem. Norsk Vann rapport 193 | 2012.
klimaservicesenter.no
VA miljøblad nr. 69 (2015)

Forutsetninger:

- Konstant nedbørintensitet
- Konstant utløp fra magasin
- Konsentrasjonstid/regnvarighet ≥ 10 min
- Ingen singulærtap, trykkløst og 10 °c
- Samme klimafaktor for alle regnvarigheter