

Notat VA

Geilo Fjellandsby – Felt 1 og 3

Vurdering av kapasitet for VAO



Dokumentinformasjon

Oppdragsgiver:	Kikut Utbygging AS
Tittel på rapport:	Notat VA
Oppdragsnavn:	Geilo Fjellandsby - felt 1 og 3 - detaljregulering
Oppdragsnummer:	635454-02
Utarbeidet av:	Kjetil Lien Sundsdal
Oppdragsleder:	Eirik Øen
Tilgjengelighet:	Åpen

Kort sammendrag

Dette notatet redegjør kort for kapasiteten i eksisterende ledningsnett for vann, avløp og overvann ved felt 1 og 3 i reguleringsplanen fro Geilo Fjellandsby.

07	10.04.2025	Oppdatert HB101	JIR	EØ
06	10.02.2025	Revidert etter tilbakemelding	KLS	EØ
05	20. jun. 2024	Revidert etter tilbakemelding	JIR	KLS
04	23. mai. 2024	Revidert overvannshåndtering	KLS	JIR
03	14. mar. 2024	Revidert etter tilbakemeldinger	KLS	MS
02	29. sep. 2023	Revidert kap 3.1 og 3.2	KLS	EØ
01	19. sep. 2023	Nytt dokument	KLS	EØ
Ver	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	KS

Innholdsfortegnelse

1. Orientering	3
2. Dimensjonering VA	6
3. Kapasitet i eksisterende VA-nett	7
3.1. Vannforsyning	7
3.2. Avløp	9
3.3. Parkeringsplass B	10
3.4. Overvann	12
4. Vedlegg	28

VEDLEGG:

Beregning av fordrøyningsvolum

HB100

HB101

1. Orientering

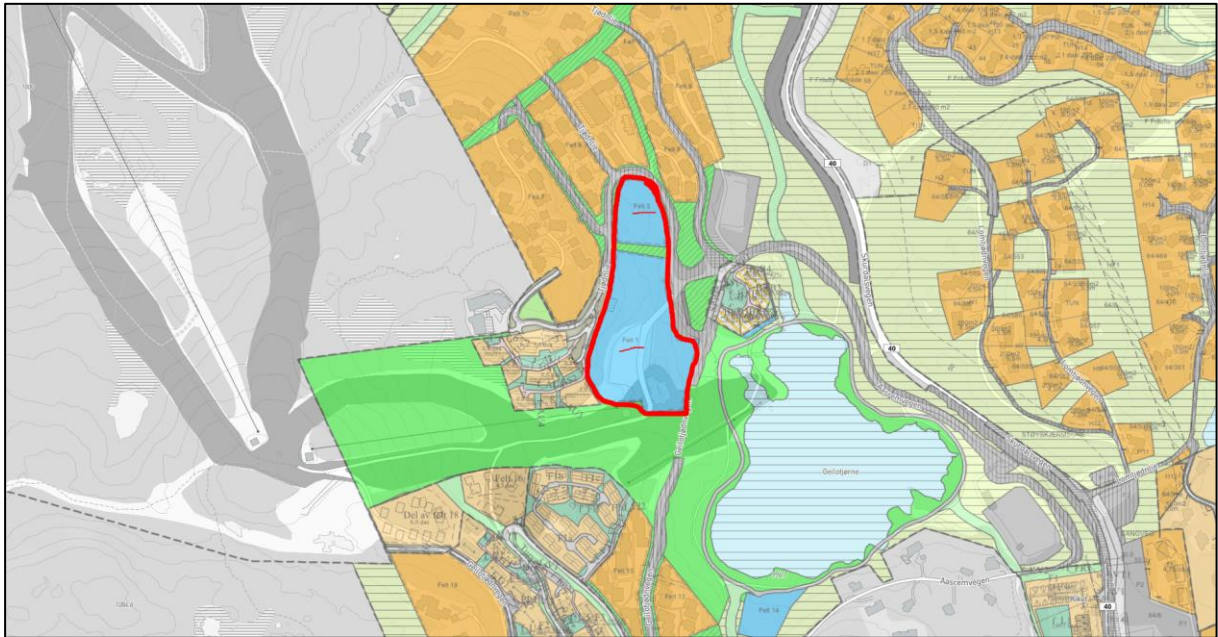
Det skal lages detaljreguleringsplan for felt 1 og 3 i reguleringsplanen for Geilo Fjellandsby. Detaljreguleringen skal legge til rette for komplettering av fjellandsbyen gjennom utvikling av sentralområdet på Kikut. Bunnstasjonsområdet på Kikut skal videreutvikles med næringsareal og fritidsbebyggelse tilrettelagt for utleie.

Dette notatet redegjør for kapasitet på eksisterende ledningsnett for vann, avløp og overvann.

Området er vist i Figur 1 og Figur 2.



Figur 1: Flyfoto som viser felt 1 og 3 markert med rødt.



Figur 2: Plankart for Kikut. Felt 1 og 3 er markert med rødt.

2. Dimensjonering VA

Det skal reguleres for utbygging i felt 1 og 3 i henhold til gjeldende reguleringsplan. Planen begrenser det totale utbyggingsomfanget til maks. 300 boenheter. Kravet til næringsarealer er satt til min. 1000 m² - maks. 2000 m². I Tabell 1 er det satt opp et estimat for beregning av enheter og vannforbruk.

Tabell 1: Estimert antall PE og vannforbruk

Trykksone/område	Kvadratmeter	Enheter	PE	Maksdøgn	Makstime	Qmidl	Qmidl
				[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /døgn]
Felt 1 og 3	30000	300	900	2.86	5.21	2.08	180.00
Næring	2000	10	150	0.22	0.35	0.17	15.00
SUM			1050	3.34	6.08	2.43	210.00

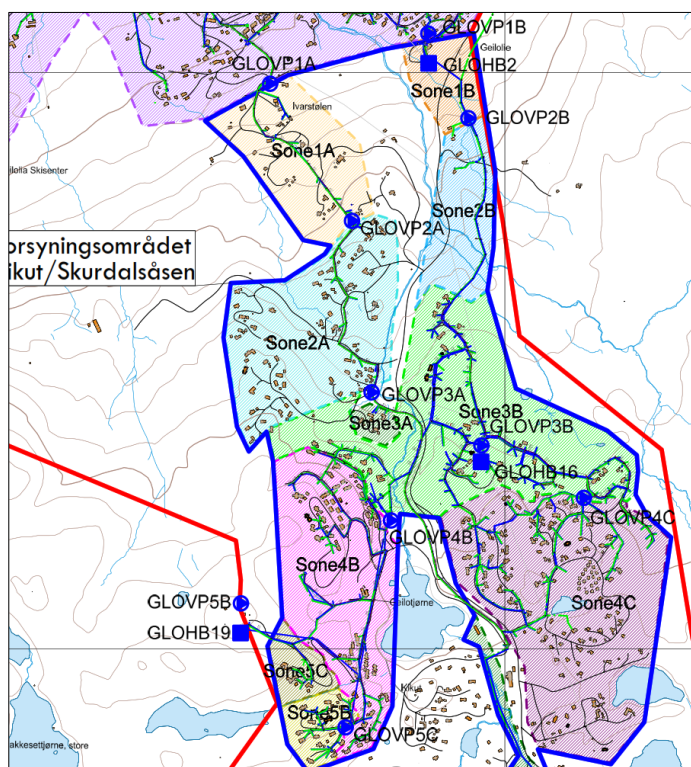
3. Kapasitet i eksisterende VA-nett

3.1. Vannforsyning

Området forsynes fra høydebassenget på Kikut med topp vannspeil på ca kote 1063. Høydebassenget (GLOHB19) har et volum på 750 m³. Høydebassenget forsynes via Kikut fjellgrend II (GLOHB13), volum 80 m³

Forsyningskapasiteter:

- Fra Vestlia Høydebasseng (GLOHB2) til GLOHB13: 24 l/s
- Fra GLOHB13 til GLOHB19: 16 l/s



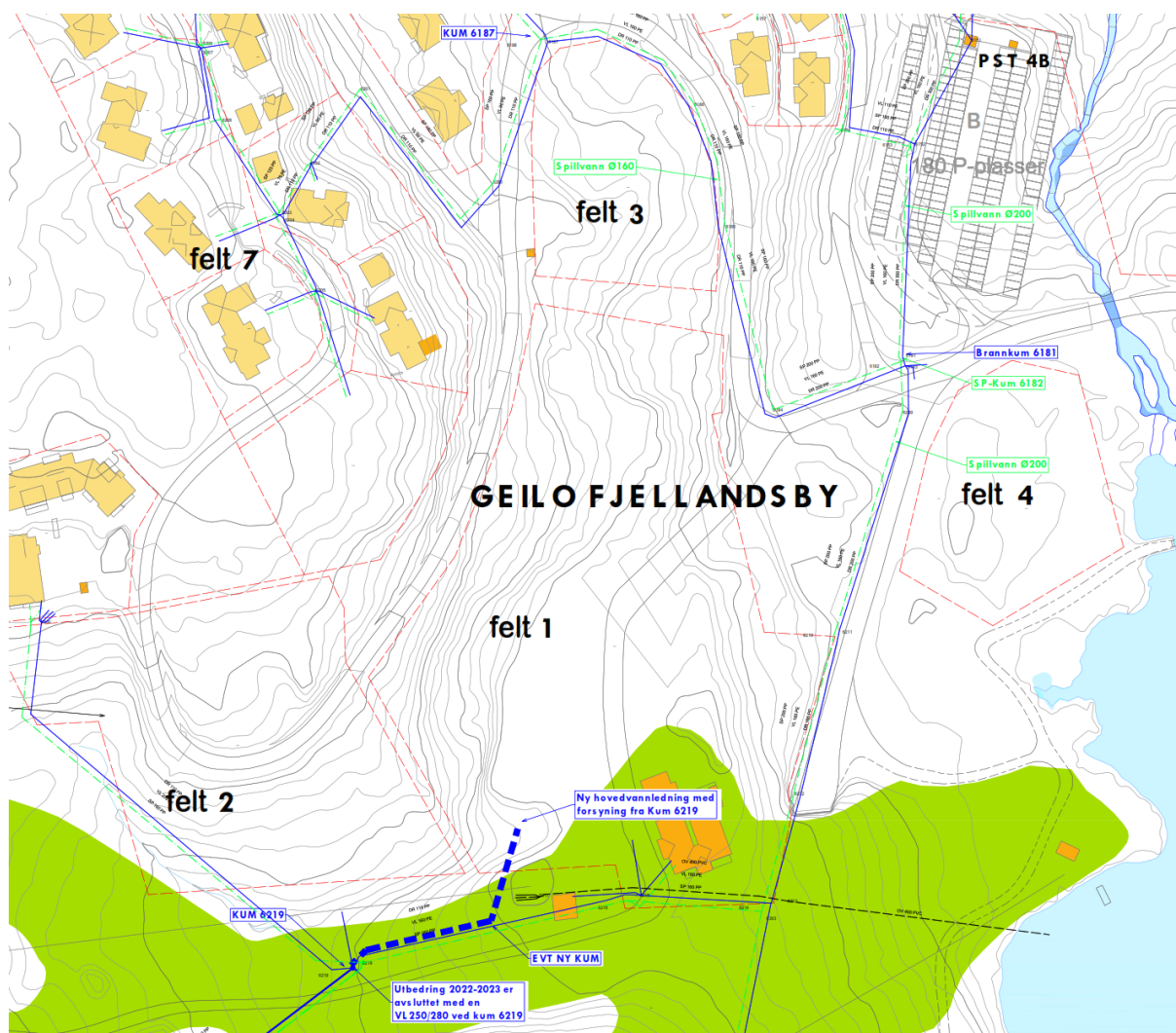
Figur 3. Utsnitt oversiktstegning Hovedplan Vann for Hol kommune.

I notat [1] er det forutsatt et maksimalt døgnforbruk på 13,5 l/s (3200 pe). Det er forprosjekt Vann og avløpsanlegg på Kikut fra 2001 [2] forutsatt i dimensjoneringsgrunnlaget 6600 pe, der områdene Felt 1 og Felt 3 er inkludert.

Hovedledning fra høydebassenget GLOHB19 har dimensjon Ø225 (250). PE, som forsyner til ringledninger Ø160 PE.

Vannledning som er etablert øst for Felt 1 og Felt 3 har dimensjon VL160 PE. Kapasitet på denne er god nok med tanke på forbruksvann, men det er ikke kapasitet til slokkevann for 50 l/s. Derfor må vi oppgradere ledningsnett med en overføringsledning som har dimensjon på minimum VL225 PE100 SDR11. Med tanke på videre utbygging for framtiden og for å legge til rette for utbedringer med tanke på slokkevann i nærliggende områder, bør det vurderes å legge enten VL250 eller VL280 PE100.

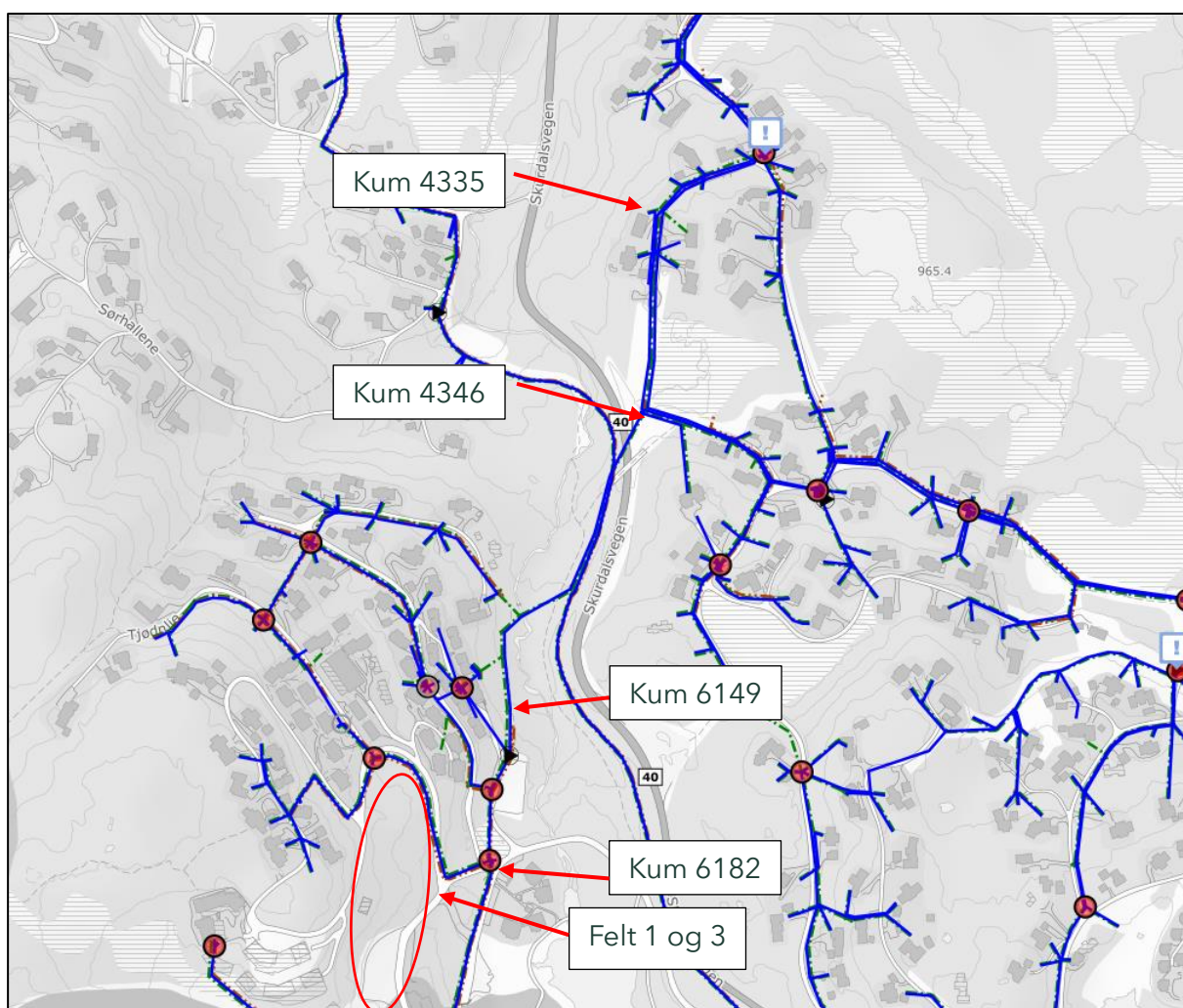
Ny hovedvannledning for felt 1 og 3 legges fra området der ny hovedvannledning med dimensjon 225(250) er avsluttet ved kum 6219. Her er det god kapasitet og vil sikre at det er mulig av uttak på slokkevann til felt 1 og 3. Eksisterende ledningsnett og skisse for ny vannledning er vist i Figur 4. Hovedledning skal tilkobles kum 6187 nord for felt 3 for å gi tilstrekkelig slokkevannskapasitet og etablere et ringledningsystem.



Figur 4: Utsnitt av HB100 med oversikt over eksisterende VA-anlegg og skissert hovedledning for vann

3.2. Avløp

Spillvannsledningen som leder ned fra området ved felt 3 har dimensjon Ø160. Denne går videre ned og kobles sammen med hovedledningen med dimensjon Ø200 i kum 6182. Hovedledningen videre nedover er Ø200. Denne har i henhold til kart et fall på ca 2,7% fra kum 6149 til kum 4346. Teoretisk kapasiteten på dette strekket er da ca 50 l/s. Videre fra kum 4346 til kum 4335 er det et strekk med fall ned mot 1%. Teoretisk kapasitet reduseres til ca 30 l/s før det ledes videre ned mot Geilo hvor det er godt fall og høy kapasitet.



Figur 5: Utsnitt av VA-kartet til kommune. Kilde: Norkart.

Planene for felt 1 og 3 følger tidligere planer for utbyggingen i Geilo Fjellandsby, ref. [2]. For Geilo Fjellandsby har det vært kalkulert med 3200 pe som gir en maks times belastning på ca 25 l/s, ref. [1].

Fra kum 6182 ligger det Ø200 spillvannsledning. I tidligere planer er framtidig mengde fra denne punktet anslått til ca 20 l/s som har vært utgangspunktet for dimensjoneringen [1]. Foreløpige estimer når utbygging i felt 1 og 3 er medregnet er beregnet til å være innenfor tidligere estimer. Det skal da være kapasitet for spillvann på eksisterende Ø200 og Ø160 spillvannsledninger som ligger ved Felt 1 og 3.

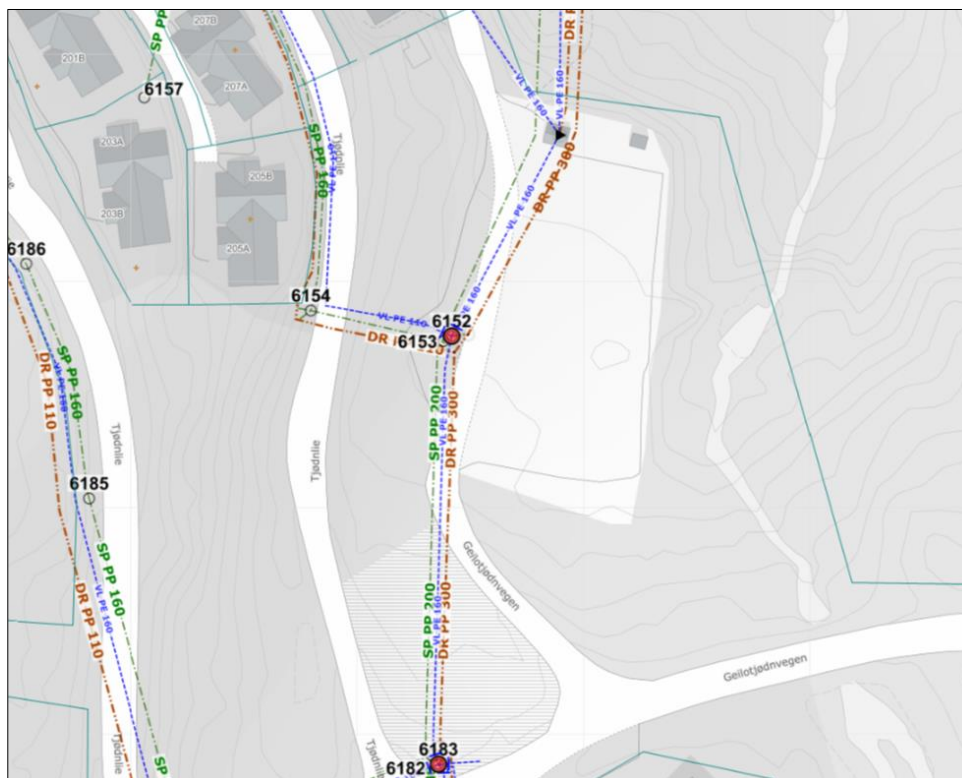
3.3. Parkeringsplass B

Parkeringsplass B i reguleringsplan for Geilo Fjellandsby er pt ikke fullt utbygd. En utvidelse i tråd med regulert parkeringsareal i gjeldende plan er planlagt for å dekke gjesteparkeringen i felt 1 og 3, og oppnå full p-kapasitet som planlagt når fjellandsbyen ble regulert i sin tid.

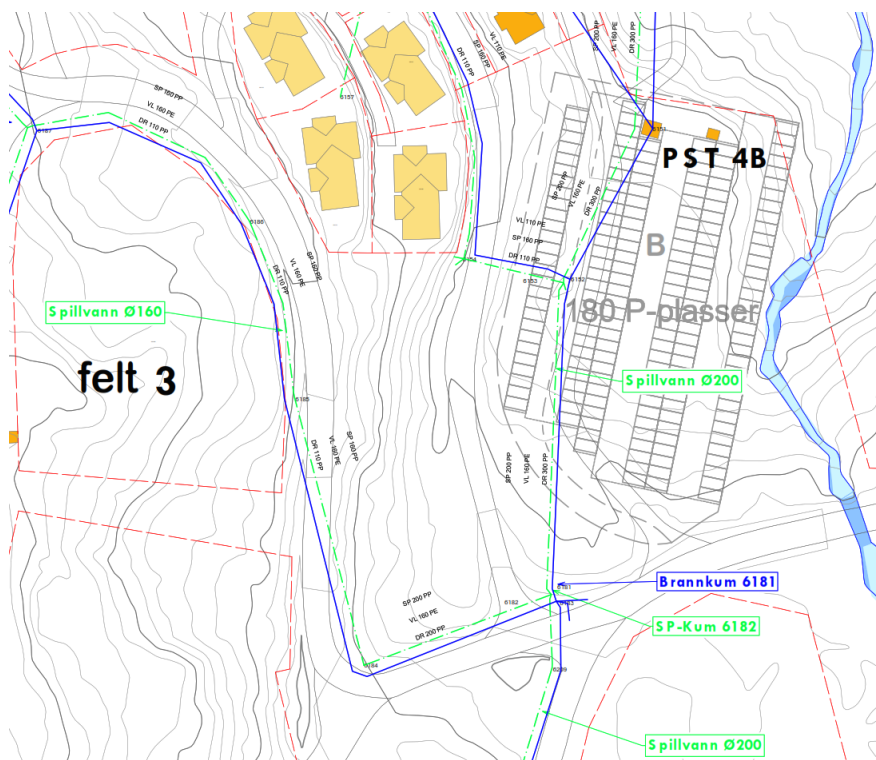
I området ligger det eksisterende VA-ledninger. Dette er vist i Figur 6 og Figur 7.

- Spillvannskum 6182 har følgende høyder:
 - o bunn SP-ledning: 992,56.
 - o Topp lokk: 996,81
- Vannkum 6183 har følgende høyder
 - o Topp VL-ledning: 992,93
 - o Topp lokk 997,12
- Kum 6153 har følgende høyder:
 - o bunn SP-ledning: 988,93
 - o Topp lokk: 992,03
- Kum 6152 har følgende høyder:
 - o Topp VL-ledning: 989,32
 - o Topp lokk: 991,99

Basert på dette ligger VA-ledningene med en overdekning på ca. 3,0 meter ved kumsett 6152/6153 og på 4,0 meter ved kumsett 6182/6183. Med tanke på parkeringsplassen er det mulig å tilpasse terrenget over ledningsnett. Dersom det fører til mindre overdekning enn 3,0 meter bør det isoleres over ledningene. Dersom det er nødvendig å justere høyden på topp kum, så kan det skiftes ringer og kjegle for å senke høyden på vannkummene. På spillvannskummene må eventuelt stigerøret kuttes og tilpasses ny høyde.



Figur 6: Utsnitt av eksisterende ledningsnett.

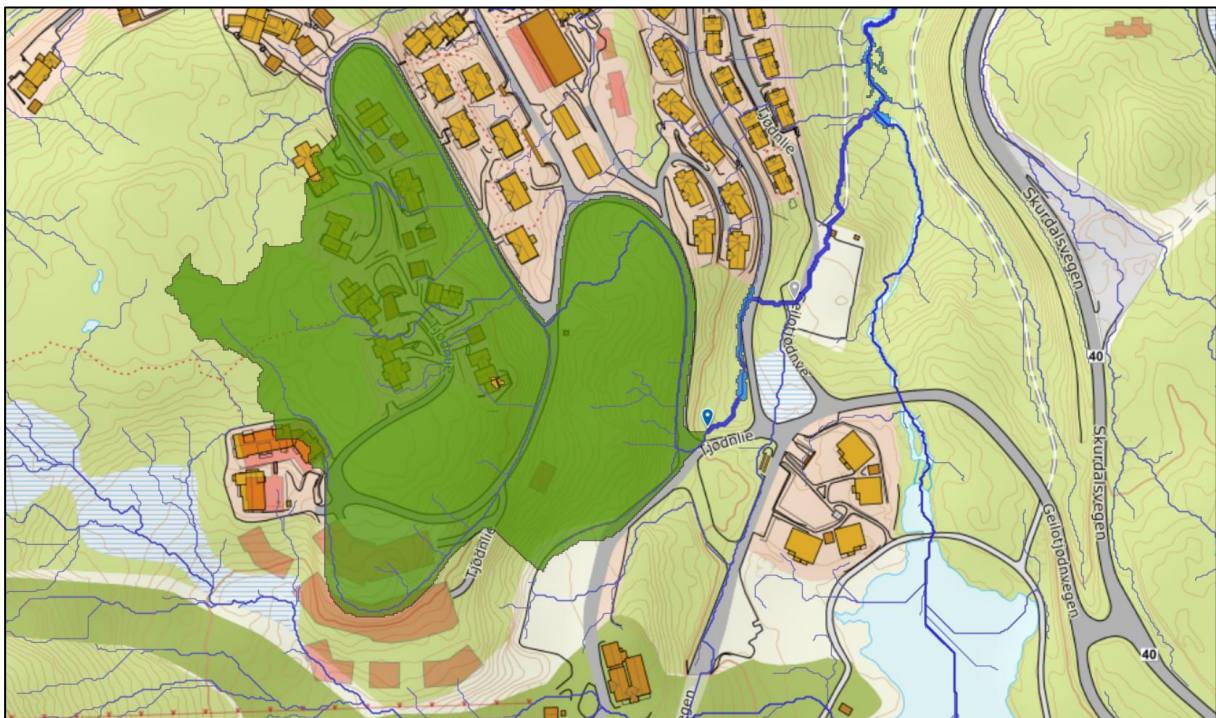


Figur 7: Utsnitt av VA-ledningsnettet med planlagt parkeringsplass.

3.4. Overvann

3.4.1. Eksisterende situasjon

Figur 8 viser et nedbørfelt som har avrenning gjennom området. Dreneringslinjer er vist i Figur 9. Dette er generert av Scalgo Live basert på kartdata. Det er ingen store dreneringslinjer eller bekkeløp i planområdet, men noen mindre som fører overvann ned fra området ved Tjødnlie. Det mørkegrønne feltet i Figur 8 markerer det nedbørfeltet som har avrenning gjennom planområdet.

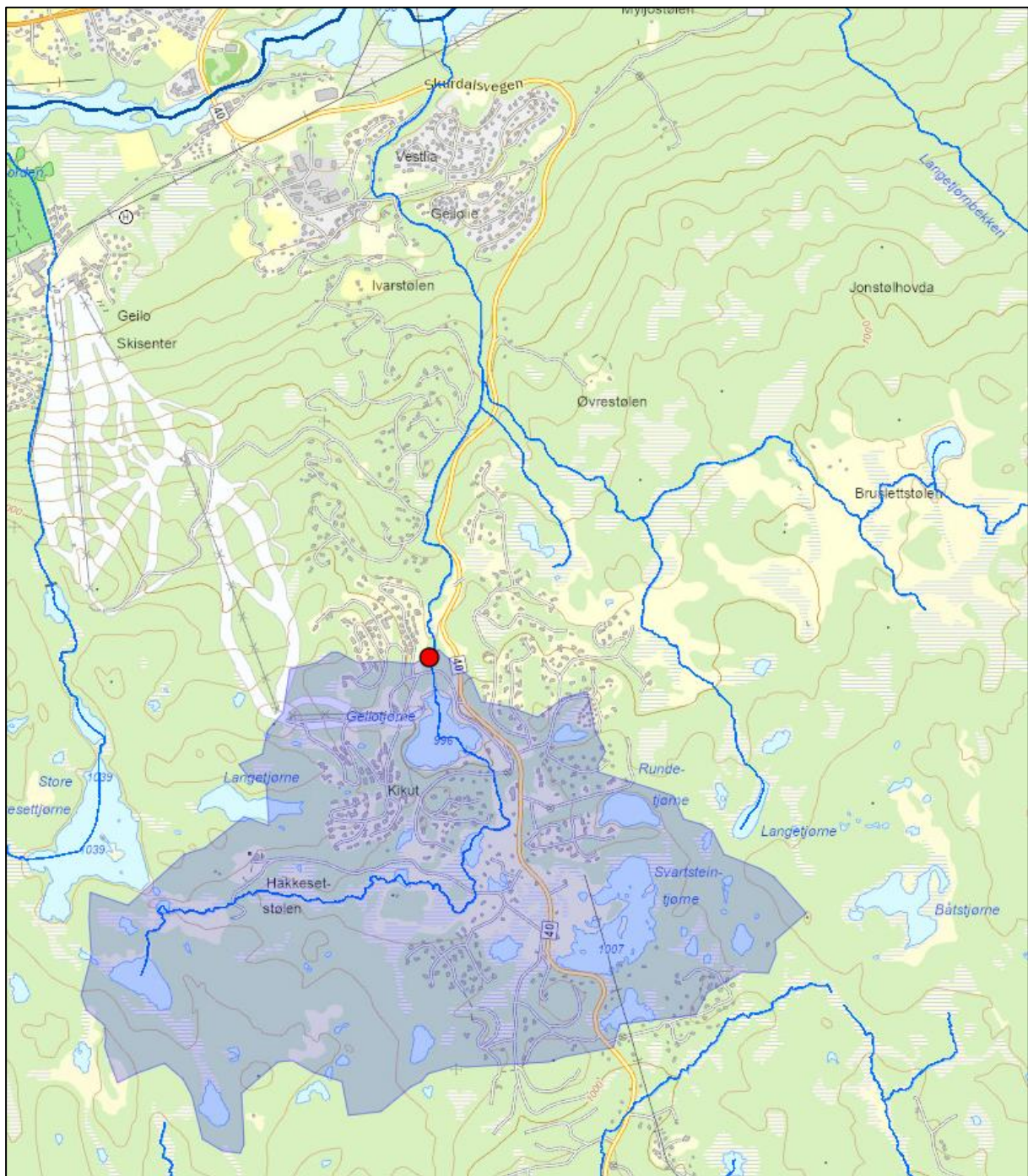


Figur 8: Nedslagsfelt for dreneringslinjene generert av SCALGO LIVE.



Figur 9: Dreneringslinjer for minimum 5000m² som går gjennom planområdet.

Figur 9 viser en dreneringslinje gjennom området som har avrenning fra minimum 5000m². Dette er en linje som bør ivaretas på den måten at den bevares som grøft eller legges om, og at det tilrettelegges for føring av overvann ned til eksisterende vassdrag.



Figur 10: Utsnitt av Nevina (NVE). Rød markør viser beregningspunktet som ligger rett ved planområdet.

Overvannet fra området renner ned i et større vassdrag som leder ned til Hallingsdalsvassdraget ved Geilo. Dette er vist i Figur 10.

Nevina (NVE) er benyttet for å hente ut relevante data for vassdraget.

- NIFS (kulminasjon), $Q_{200} + \text{klima} = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$.
- NIFS (kulminasjon), $Q_M = 1,3 \text{ m}^3/\text{s}$
- Q_N (årlig middelavrenning) = $20,2 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$

Nedbørfeltet til valgt punkt i Nevina er $3,4 \text{ km}^2$. Det vil si at årlig middelavrenning er 69 l/s . Middelflom er $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$, dette er gjennomsnittet av den største vannføringen hvert år. 200 års flom inkludert klimapåslag er beregnet til å være $5,2 \text{ m}^3/\text{s}$,

Beregnet avrenning fra planområdet uten fordrøyning ved 10 års gjentakintervall + klimapåslag er 356 l/s . Ved sammenligning mot verdier hentet fra Nevina er ikke dette ubetydelige vannmengder.

Overvannet føres til vassdraget nedstrøms Geilotjørne og vassdraget renner videre ned mot Geilolie og renner deretter ut i Slåttahølen. For å ikke øke avrenningen i bekken og forverre situasjonen for bebyggelse og stikkrenner nedstrøms anbefales det at det etableres fordrøyning (trinn 2) ved utbygging i planområdet.

3.4.2. Krav, forutsetninger og strategi

Overvannshåndtering i planområdet skal følge prinsipper og retningslinjer gitt i NVE sin veileder for håndtering av overvann i arealplaner [3], TEK17 [4] og Hol kommune sin VA-norm. I henhold til sistnevnte skal infiltrasjonsløsninger prioriteres, og overvann kan bare slippes inn på kommunalt ledningsnett dersom kommunen tillater dette.

Føringer for overvannshåndtering i Hol kommune er gitt i VA-normen i kapittel 7:

Pkt 7.0:

Lokal håndtering av overvann som for eksempel infiltrering i løsmasser og avledning i naturlige bekkesystemer skal prioriteres, men ikke slik at det påvirker naboeiendommen eller andre. Om overvann, takvann, drensvann og annet ikke forurenset vann fra privat grunn må ledes inn på kommunal hovedledning må dette godkjennes av kommunen i hvert enkelt tilfelle. Overvann, takvann, drensvann og annet ikke forurenset vann skal aldri tilknyttes avløpsledninger da det ikke tillates å føre slikt vann til renseanlegg. Hovedregelen er at overvannsledningen skal legges til venstre for spillvannsledningen, sett mot strømningsretningen.

Pkt 7.2 og 7.3:

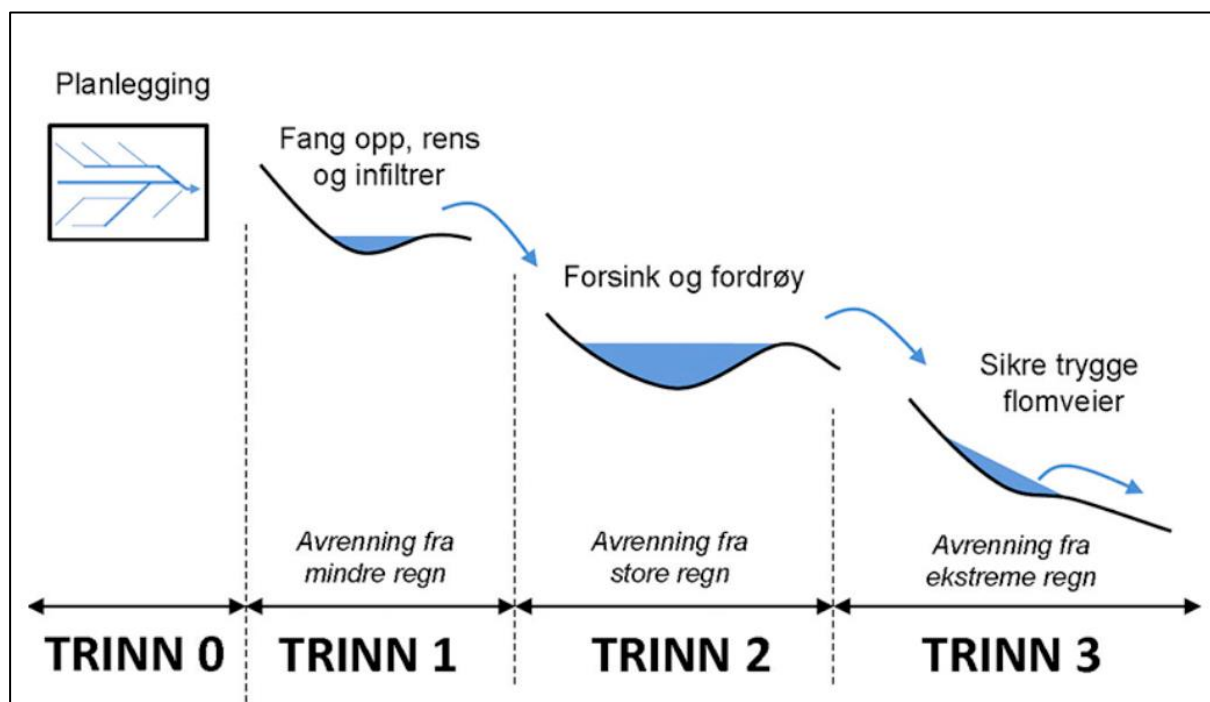
Overvannsledninger skal dimensjoneres etter gjeldende retningslinjer og lokale forhold.

Pkt 7.9:

Om overvann, takvann, drensvann og annet ikke forurenset vann fra privat grunn må ledes inn på kommunal hovedledning skal det passere rist og sandfang. Dette må godkjennes av kommunen i hvert enkelt tilfelle. En eventuell tilknytning til kommunal ledning skal skje i kum, og tilknytningspunktet bestemmes etter nærmere avtale.

Det viktigste prinsippet er at håndteringen av overvann skal gjøres etter tretrinnsstrategien:

1. Nedbøren skal håndteres lokalt og åpent og ikke gi påslipp til ledningsnett.
2. Fordrøyningen av overvann i planområdet skal være slik at utløpet til og belastningen på vassdrag eller ledningsnett minimeres. Trinn 2 skal dokumentere hvordan fordrøyning av større nedbørsmengder er ivaretatt i lokale åpne eller lukkede fordrøyningsløsninger.
3. Dokumentere at eiendommens avrenning ved styrtregn med 100-års gjentaksintervall og med klimafaktor er sikret, dvs. avledet mot en primær/offentlig flomvei uten fare for skader. Dersom det ligger en gjennomgående flomvei på eiendommen, må hele nedbørfeltet til denne tas i beregningen og arealene tilpasses for å gi den plass.



Figur 11: Tretrinnsstrategien [3].

3.4.2.1 Trinn 1

I trinn 1 skal avrenning fra mindre regn (dagligdags regn) infiltrere og fordampe lokalt. For å få til dette er et effektivt tiltak å lede takvann ut på terreng/grøntområde hvor det siver ned og lagres lokalt før det infiltrerer eller fordamper.



Figur 12: Takvann ledes ut på terreng/grøntområde. Foto: Jan Inge Rygh.

3.4.2.2 Trinn 2

I trinn 2 skal avrenning fra store regn håndteres. Dette kan håndteres ved bruk av regnbed som vist i Figur 13 nedenfor, eller at det etableres andre volum på overflaten som kan oversvømmes kontrollert. Dette kan være grønntområder, lekeplasser eller annet areal hvor det ved store nedbørsmengder kan lagres overvann.



Figur 13: Regnbet i Iladalen. Foto: Oslo VAV.

3.4.2.3 Trinn 3

I trinn 3 skal overvann fra ekstreme nedbørhendelser ledes i trygge flomveier ut av planområdet. Flomveier skal dimensjoneres for 100 års nedbør + klimafaktor iht. TEK17.



Figur 14: Overvann ledes på terreng i nedsenket grøntområde. Foto: Jan Inge Rygh.

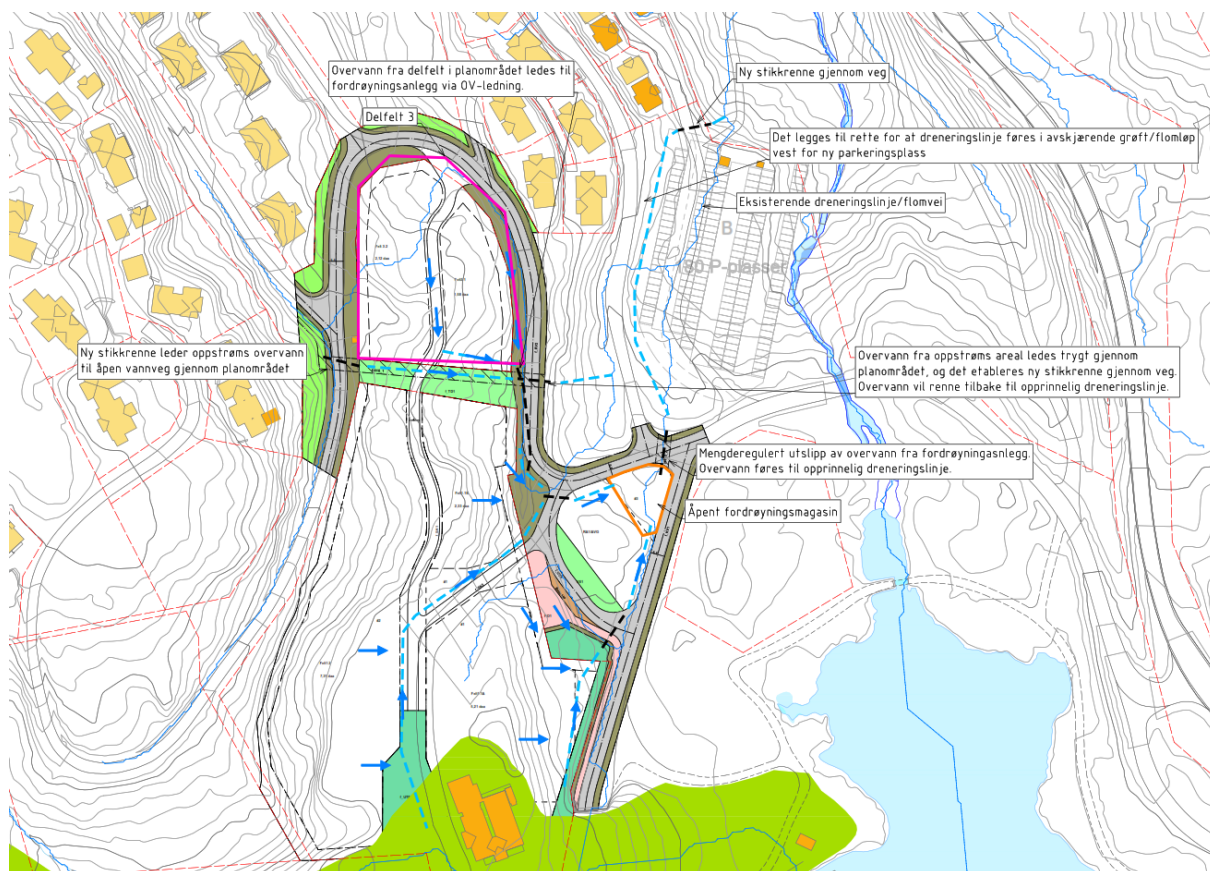
Nedbørsfeltet har et areal på omtrent 10 ha. For å gjøre beregninger for dette benyttes følgende kjente formelverk og metoder.

- Den rasjonelle formel benyttes for beregning av overvann. IVF-kurver og klimapåslag ihht. Nors klimaservicesenter
- Regnvelopemetoden for beregning av fordrøyningsvolum (VA-/miljøblad 69)
- Regnbedformelen benyttes til beregning av arealbehov for infiltrasjonsbaserte overvannstiltak (Paus, 2013)
- Mannings formel benyttes til beregning av maksimal vannføring og maksimal vannhastighet i intern flomvei.

	Varigheter (minutter)															
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	136,8	118,5	108,3	90,6	63,7	50,6	43,8	35,8	27,8	23,0	17,0	14,0	11,0	7,2	4,6	2,9
5	197,6	172,2	154,2	126,4	87,7	68,7	60,1	48,5	37,9	31,4	22,8	18,4	14,5	9,5	5,9	3,7
10	243,0	209,4	187,2	151,9	104,9	81,8	71,3	57,3	45,0	37,4	27,1	21,6	17,0	11,1	6,9	4,3
20	289,2	247,4	221,2	178,6	122,3	95,3	82,8	66,2	51,9	43,6	31,5	25,1	19,6	12,7	8,0	4,9
25	304,7	260,8	232,5	187,6	128,5	99,8	86,8	68,9	54,1	45,6	32,9	26,2	20,5	13,3	8,3	5,1
50	353,8	302,1	269,1	217,2	147,5	114,1	99,0	77,8	61,1	52,1	37,7	29,9	23,2	15,1	9,5	5,7
100	406,3	348,7	306,6	247,2	167,4	129,4	111,5	86,9	68,4	58,9	43,0	34,2	26,1	17,0	10,9	6,2
200	464,7	398,3	347,8	279,8	189,0	144,7	124,7	96,7	76,2	65,7	48,6	38,8	29,2	19,1	12,4	6,9

Figur 15: IVF kuver for Hallingdal (Nesbyen - Skoglund)

3.4.3. Overvannshåndtering ny situasjon

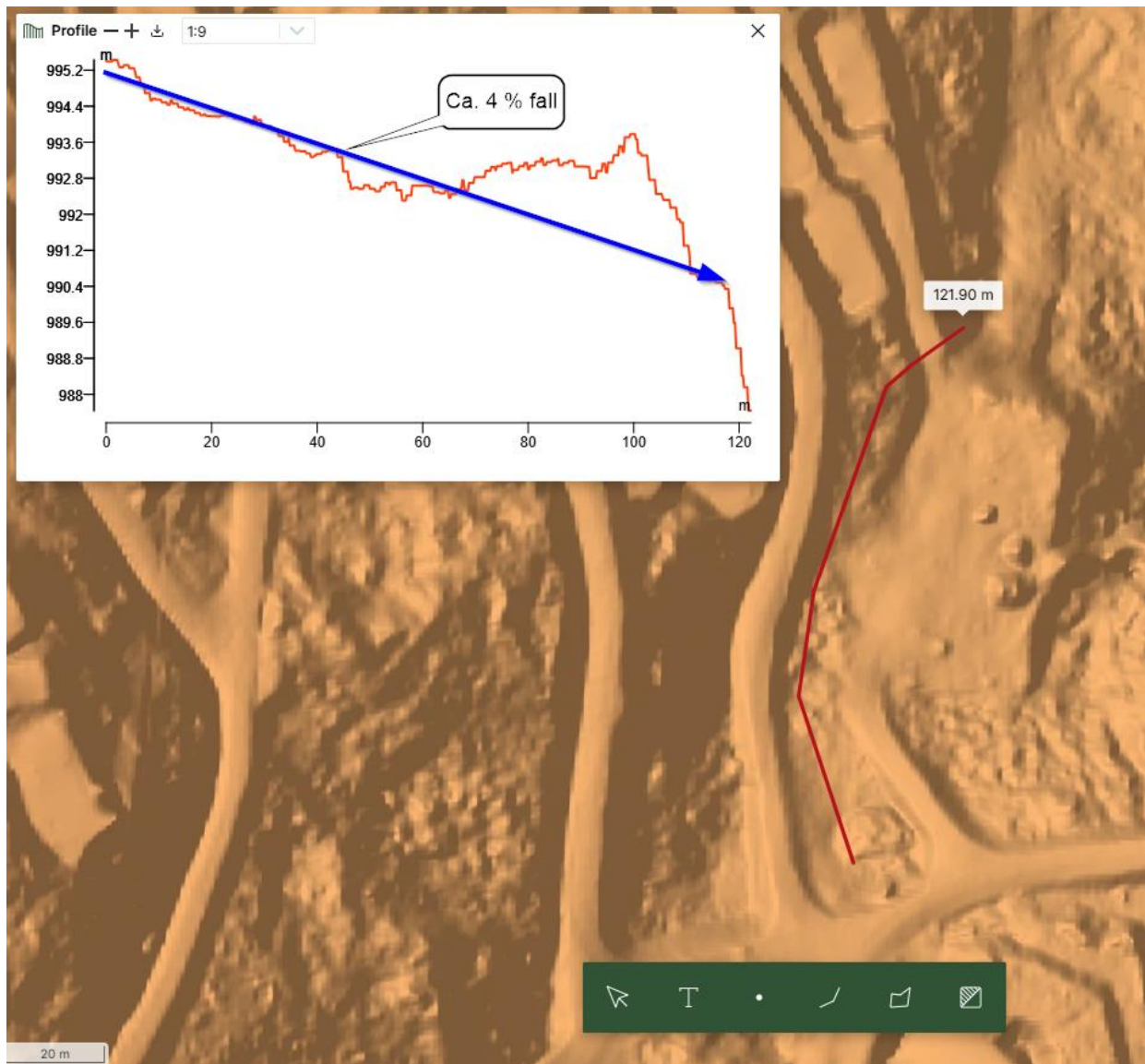


Figur 16: Planlagte tiltak for overvann. Utklipp fra HB101.

Figur 16 viser planlagte hovedtiltak for overvann i planområdet. Det er flere dreneringslinjer som samles oppstrøms (vest for planområdet), og det må tilrettelegges for flomvei/trinn 3 gjennom planområdet. Dette gjøres ved at overvann ledes i åpen grøft gjennom grøntdrag og ledes trygt videre ned til dreneringslinje nedstrøms planområdet. Dette vil fungere som hovedflomvei ut av planområdet.

Tiltak for fordrøyning (trinn 2) planlegges i hovedsak i et område øst i planområdet som hele planområdet kan lede overvann til.

Ved utvidelse av parkeringsplass nord-øst for planområdet må eksisterende dreneringslinje legges om på vestsiden av parkeringsplass. Høydeprofil for omleggingen er vist i Figur 17, det ser ut til at nytt overvannsløp kan oppnå ca. 4% fall.



Figur 17: Høydeprofil langs omlegging dreneringslinje.

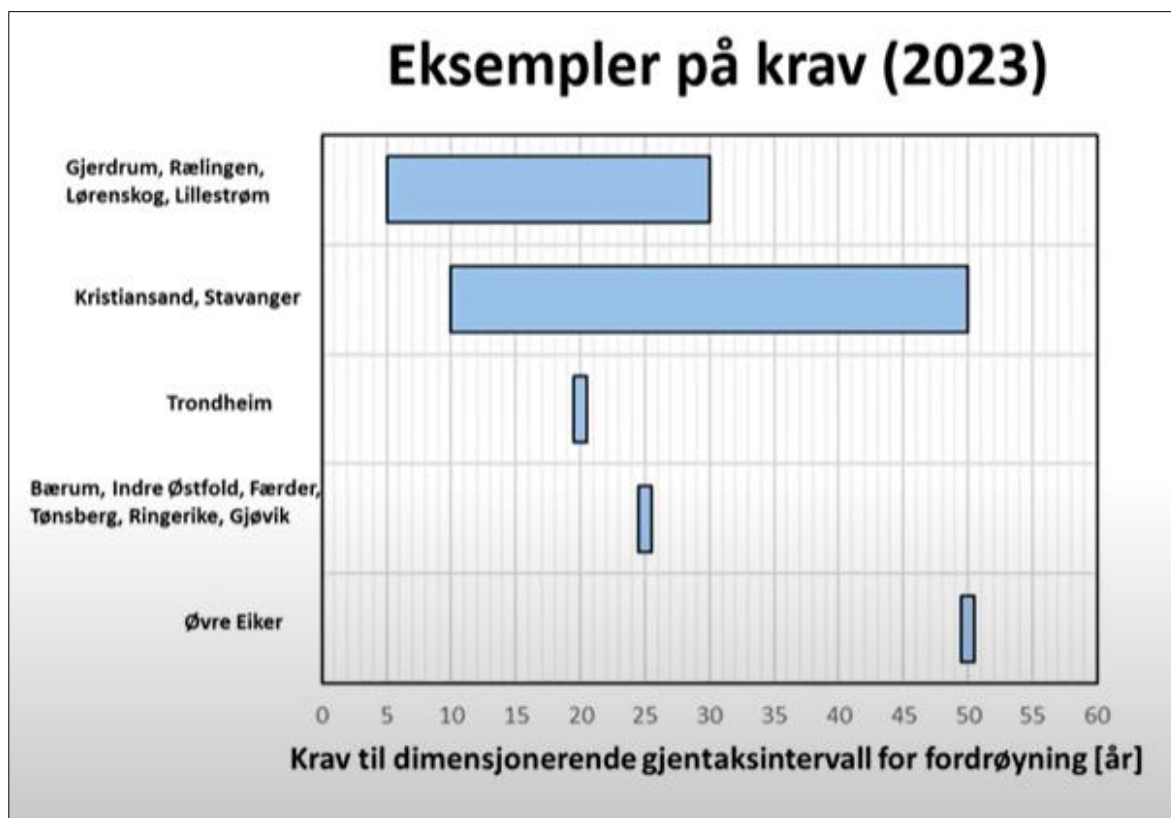
Trinn 1 - infiltrasjon

Trinn 1 omfatter infiltrasjon av overvann. Det er ikke gitt konkrete krav i TEK17 eller i VA-normen til hvordan trinn 1 skal håndteres. I prosjektet er det planlagt grønne arealer mellom byggene med permeable og semi-permeable overflater. Takvann og overvann fra tette flater vil i størst mulig grad ledes til grønne arealer for infiltrasjon og fordamping.

Trinn 2 - Fordrøyning

Planområdet ligger langs Geilotjødnevegen. Høydeforskjellen er cirka 23 meter, og med en lengde på 210 meter gir dette en gjennomsnittlig helning på 10% mellom høyeste og laveste punkt.

Det er ikke gitt konkrete krav i TEK17 eller i VA-normen til hvor mye overvann som skal håndteres i trinn 2, fordrøyning av overvann.



Figur 18: Eksempler på gjentaksintervall trinn 2. Kilde: Kim Paus.

Figur 18 viser ulike krav satt av andre kommuner. Det er et stort sprik i hva de anser som nødvendig gjentaksintervall nedbør på beregning av fordrøyningsvolum for trinn 2. Vår vurdering er at 10 års gjentaksintervall er tilstrekkelig for planområdet gitt at overvannet ledes til vassdrag og ikke ledningsnett for overvann.

Avrenningen med dagens terreng er beregnet med den rasjonelle formelen som følger:

Tilrenningstid: 30 min

Gjennomsnittlig avrenningsfaktor: 0,46

Q10: 57,3 l/sha.

Klimafaktor: 1,5

Dette gir følgende anslag: $Q_{\max} = 57,3 \text{ l/sha} * 3,23 \text{ ha} * 0,46 * 1,5 = 128 \text{ l/s}$.

Ved utbygging blir det mer tette flater ettersom de grønne områdene blir mer bygd ut. Tilrenningstiden vil også blir kortere. For å ikke forverre overvannssituasjon er det naturlig å tillate det slik det er i dag, som er 128 l/s ved en 10-års nedbørshendelse.

Framtidig avrenning er beregnet med den rasjonelle formelen som følger:

Tilrenningstid: 10 min

Gjennomsnittlig avrenningsfaktor: 0,7. Planområdet vurderes til å ha en avrenningsfaktor et sted mellom moderat tettbebygd boligområde og svært tettbebygd boligområde.

Tabell 8.3.2.2: Avrenningsfaktor for forskjellige overflater (Washington State Department of Transportation, 2017).

Overflate	Helning		
	< 2 %	2 – 10 %	> 10 %
Veg			
Asfaltert/brolagt vegoverflate (impermeabel)	0,90	0,90	0,90
Gruslagt vegoverflate (impermeabel)	0,85	0,85	0,85
Skulder - kompakterte løsmasser	0,50	0,50	0,50
Skulder - gress	0,25	0,25	0,25
Sideterreng/median – kompakterte løsmasser	0,60	0,60	0,60
Sideterreng/median – gress	0,30	0,30	0,30
Arealbruk - generell			
Lite tettbygd boligområde (< 750 boliger/km²)	0,35	0,40	0,45
Moderat tettbygd boligområde (750 – 1500 boliger/km²)	0,50	0,55	0,60
Svært tettbygd boligområde (> 1500 boliger/km²)	0,70	0,75	0,80
Næringsområder i tettbygd strøk	0,80	0,85	0,85
Lite tettbygd industriområde	0,50	0,70	0,80
Svært tettbygd industriområde	0,60	0,80	0,90
Skogsområder	0,10	0,15	0,20
Åpne naturområder og dyrket mark	0,25	0,30	0,35
Arealbruk - detaljert			
Takoverflater (tett)	0,90	0,90	0,90
Gressplen og parkområder	0,17	0,22	0,35
Dyrket mark (leirig og siltig grunn)	0,50	0,55	0,60
Dyrket mark (sandig og grusig grunn)	0,25	0,30	0,35

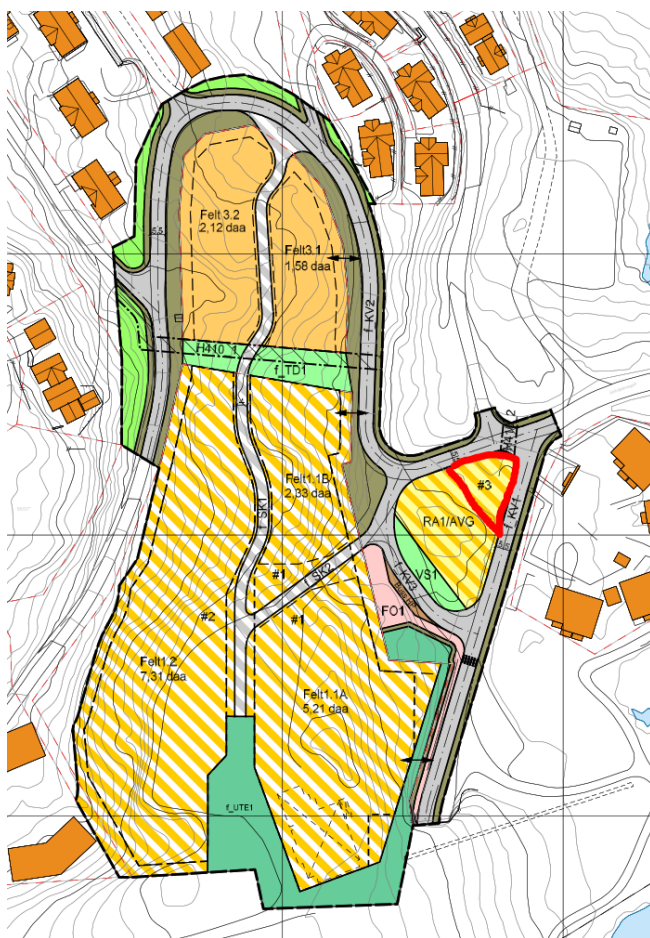
Figur 19: Tabell hentet fra V240 Vannhåndtering, Statens Vegvesen.

Q10: 104,9 l/sha.

Klimafaktor: 1,5

Dette gir følgende anslag: $Q_{\max} = 104,9 \text{ l/sha} * 3,23 \text{ ha} * 0,7 * 1,5 = 356 \text{ l/s}$. Tillatt videreføring settes til 128 l/s som er avrenning før utbygging. Beregnet fordrøyningsvolum er 189 m^3 , se beregningsark i vedlegg. Det anbefales etablert som åpent fordrøyningsvolum, det kan være inndelt i flere overvannsanlegg, men da må delfelter beregnes.

Figur nedenfor viser avsatt areal i reguleringsplanen som kan benyttes til et fordrøyningsmagasin. Området har et areal på 393 m^2 , det vil si at gjennomsnittlig dybde på vannspeil dersom alt overvann håndteres i avsatt areal blir ca. 0,5 m. Det kan også etableres fordrøynings tiltak andre steder i planområdet dersom det er hensiktsmessig. Dette kan være naturlige forsenkninger i terrenget der overvannet føres. Da kan fordrøyningsvolum i avsatt areal reduseres.



Figur 17: Areal som er satt av til fordrøyningsvolum i reguleringsplanen er markert med rød markering.

Trinn 3

Overvann fra området må ledes i åpne grøfter og/eller stikkrenner ned til nærmeste vassdrag eller til Geilotjørne. Stikkrenner i Geilotjødnevegen må oppgraderes slik at de er dimensjonert for 100-års gjentaksintervall med klimafaktor som vil sørge for en sikker flomvei bort fra planområdet til nærliggende vassdrag. TEK17 setter krav om at 100 års nedbør + klimapåslag skal håndteres med infiltrasjon, fordrøyning eller trygg avledning av overvann (Trinn 3). I praksis er det mange som dimensjonerer flomveier (trinn 3) med 100 års nedbør + klimapåslag, det vil si at man ikke hensyntar effekten til trinn 1 og trinn 2. NVE og miljødirektoratet viser også til 100 års nedbør + klimapåslag som anbefalt gjentaksintervall.

Fremtidig avrenning for hovedflomvei (markert i Figur 16) er beregnet med den rasjonelle formelen som følger:

Tilrenningstid: 30 min

Gjennomsnittlig avrenningsfaktor: 0,6

Q100: 86,9 l/sha.

Klimafaktor: 1,5

Dette gir følgende anslag: $Q_{\max} = 86,9 \text{ l/sha} * 7,77 \text{ ha} * 0,6 * 1,5 = \underline{608 \text{ l/s.}}$

Nedbørfeltet som har avrenning gjennom området er lite (ca 6-7 ha), og det er ikke bekker med helårs vannføring som går gjennom området.

Øvrige flomveier i planområdet må også dimensjoneres for 100 års gjentaksintervall + klimafaktor.

Det er utført en analyse av kapasitet og utforming av flomløp langs utvidelse av parkeringsplass.

Forutsetninger:

- Vannføring = 0,6 m³/s
- Bunnbredde grøft = 0,5 m.
- Sidehelning grøft = 1:3.
- Mannings tall = 0.03.

Input og resultater er vist i Figur 20 og Figur 21. Resultatene viser en vanndybde på 25 cm og en total grøftebredde på ca. 2,5 meter.

Channel Analysis

Type: Trapezoidal

Define...

Side Slope 1 (Z1): 3.0

H : 1V

Side Slope 2 (Z2): 3.0

H : 1V

Channel Width (B): 0.5

(m)

Pipe Diameter (D): 0.0

(m)

Longitudinal Slope: 0.04

(m/m)

Manning's Roughness: 0.0300

☒ Enter Flow: 0.600 (cms)

☐ Enter Depth: 0.252 (m)

Calculate

Plot...

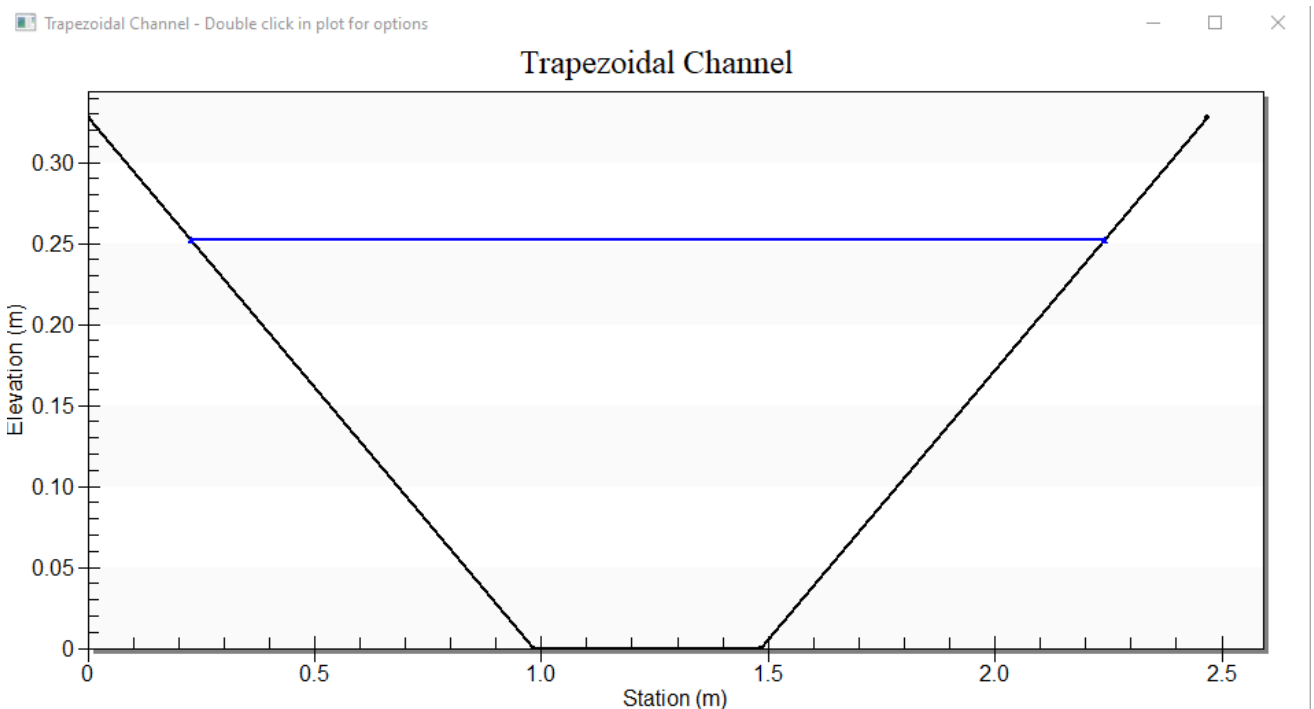
Compute Curves...

Parameter	Value	Units
Flow	0.600	cms
Depth	0.252	m
Area of Flow	0.317	m ²
Wetted Perimeter	2.095	m
Hydraulic Radius	0.151	m
Average Velocity	1.893	m/s
Top Width (T)	2.013	m
Froude Number	1.523	
Critical Depth	0.310	m
Critical Velocity	1.357	m/s
Critical Slope	0.01631	m/m
Critical Top Width	2.357	m
Calculated Max Shear Stress	98.888	N/m ²
Calculated Avg Shear Stress	59.312	N/m ²

OK

Cancel

Figur 20: Input og beregningsresultat Hydraulic Toolbox.



Figur 21: Plot av nødvendig tverrsnitt avskjærende overvannsgrøft.

Referanser

- [1] «Geilo Fjellandsby, dimensjonering vann,» Asplan Viak, 2002.
- [2] Asplan_Viak_AS, «Vann- og avløpsutbygging på Kikut,» 2001.
- [3] «Rettleiar for handtering av overvatn i arealplanar,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2022.
- [4] D. f. byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift,» [Internett]. Available: <https://www.dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17>.

4. Vedlegg

Beregning av fordrøyningsvolum

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

Oppdrag: Kikut felt 1 og 3
Utført av: KLS
Kontrollert av: JIR
Dato: 21.05.2024

INPUT

Funksjonskrav:

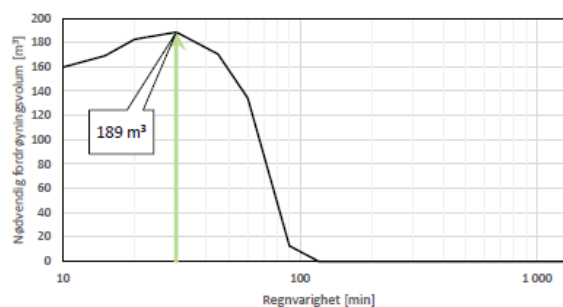
K_f	1.50	-	(Klimafaktor)
G_I	10	år	(Dim. gjentakintervall)
$Q_{maks, ut}$	128.0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks, ut}$	0.70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A	32 311	m ²	(Størrelse nedbørfelt)
φ	0.70	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k	10	min	(Konsentrasjonstid)

Tilløpsrør:

I	10	‰	(Fall)
ϵ	1.00	mm	(Ruhet)



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

RESULTATER

Dimensjonerende verdier:

V	189	m ³	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
$A \cdot \varphi$	22 618	m ²	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$	89.6	l/s	(Midlere utløp)
K_f	1.50	-	(Klimafaktor)
$P \cdot K_f$	15	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
$I \cdot K_f$	86.0	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_k	30	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q	356	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_i	478	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t	0.6	t	(Tømmetid for magasin i timer)

Hydrologisk stasjon:

Kommune:	Nesbyen	(Kommune)
Stasjon:	Nesbyen - Skoglund	(Stasjonsnavn)
Periode:	1967-1986	(Måleperiode)
Lengde:	19	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)

t_r [min]	I [l/(s·ha)]	K_f [-]	$I \cdot K_f$ [m/s]	$P \cdot K_f$ [mm]	V [m ³]
10	104.9	1.50	1.6E-05	9	160
15	81.8	1.50	1.2E-05	11	169
20	71.3	1.50	1.1E-05	13	183
30	57.3	1.50	8.6E-06	15	189
45	45.0	1.50	6.8E-06	18	170
60	37.4	1.50	5.6E-06	20	134
90	27.1	1.50	4.1E-06	22	13
120	21.6	1.50	3.2E-06	23	0
180	17.0	1.50	2.6E-06	28	0
360	11.1	1.50	1.7E-06	36	0
720	6.9	1.50	1.0E-06	45	0
1440	4.3	1.50	6.5E-07	56	0

Forutsetninger:

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

