Oppdragsgiver:	Kikut 1000 AS
Oppdragsnavn:	Geil Fjellandsby - Felt 14
Oppdragsnummer:	641549-01
Utarbeidet av:	Tove Wahl Robertsen
Oppdragsleder:	Eirik Øen
Dato:	15.06.2026
Tilgjengelighet:	Åpent

Notat VA-plan Geilo Fjellandsby Felt 14

1. Orientering
2. Eksisterende forhold
   2.1. Eksisterende VA
   2.2. Forsyningskapasitet vann til Kikut
   2.3. Rensedistrikt og kapasitet renseanlegg
3. Nytt ledningsnett
4. Overvann
   4.1. Grunnforhold
   4.2. Dreneringslinjer
   4.3. Prinsipper overvannshåndtering
   4.4. Overvannsberegninger
      4.4.1. Trinn 1 og trinn 2
      4.4.2. Trinn 3
5. Dimensjoneringsgrunnlag ledningsanlegg
6. Brannvann
7. Referanser

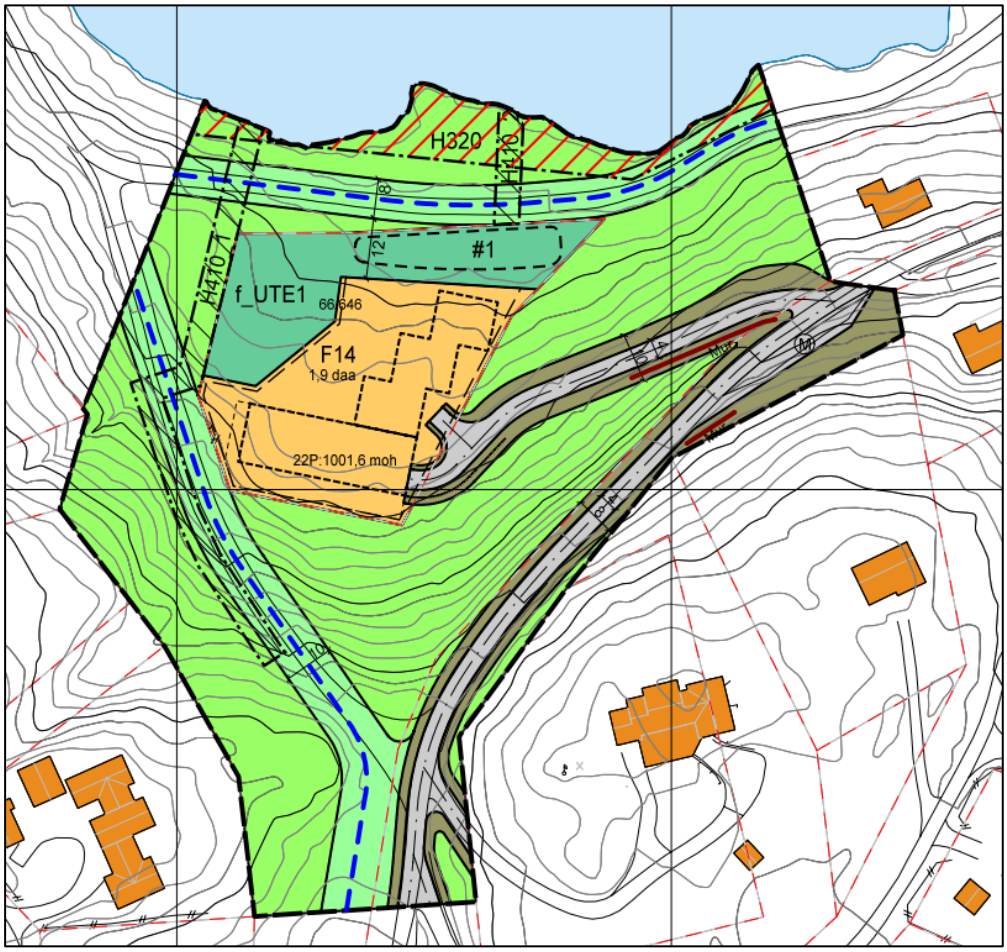
Versjonslogg:

04	15.06.26	Oppdatert til 21 enheter, overvannshåndtering iht. oppdatert plankart	TWR	
03	15.08.24	Oppdatert overvannshåndtering	JIR	TWR
02	04.07.24	Oppdatert med nytt plankart	TWR	
01	11.04.24	Nytt dokument	TWR	MS
VER.	**DATO**	**BESKRIVELSE**	**AV**	**KS**

1. Orientering

I forbindelse med revisjon av bebyggelsesplan for felt 14 i Geilo Fjellandsby er det utarbeidet et VA-notat som beskriver løsninger for spillvann, vannforsyning, brannvann og overvann.

Reguleringsplanen skal legge til rette for utbygging av leilighetsbygg med maks 21 fritidsleiligheter tilrettelagt for utleie.



Figur 1: Plankart felt 14 Geilo Fjellandsby.

2. Eksisterende forhold

2.1. Eksisterende VA

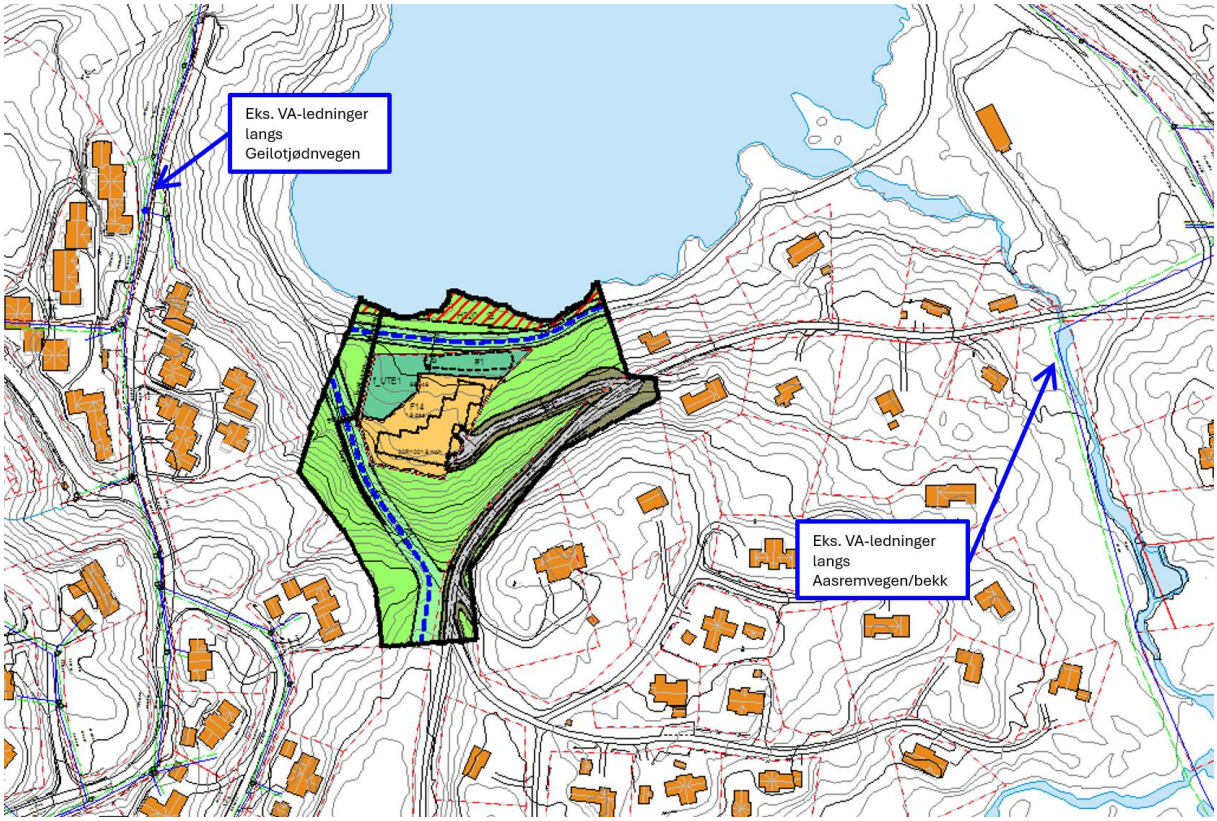
Langs Geilotjødnvegen vest for planområdet ligger det spillvannsledning Ø160 PP, vannledning Ø160 PE og drensledning Ø160 PP, anleggsår 2005.

Langs Aasremvegen og langs bekken øst for planområdet ligger det spillvannsledning Ø160 og vannledning Ø110, anleggsår ca. 1995.

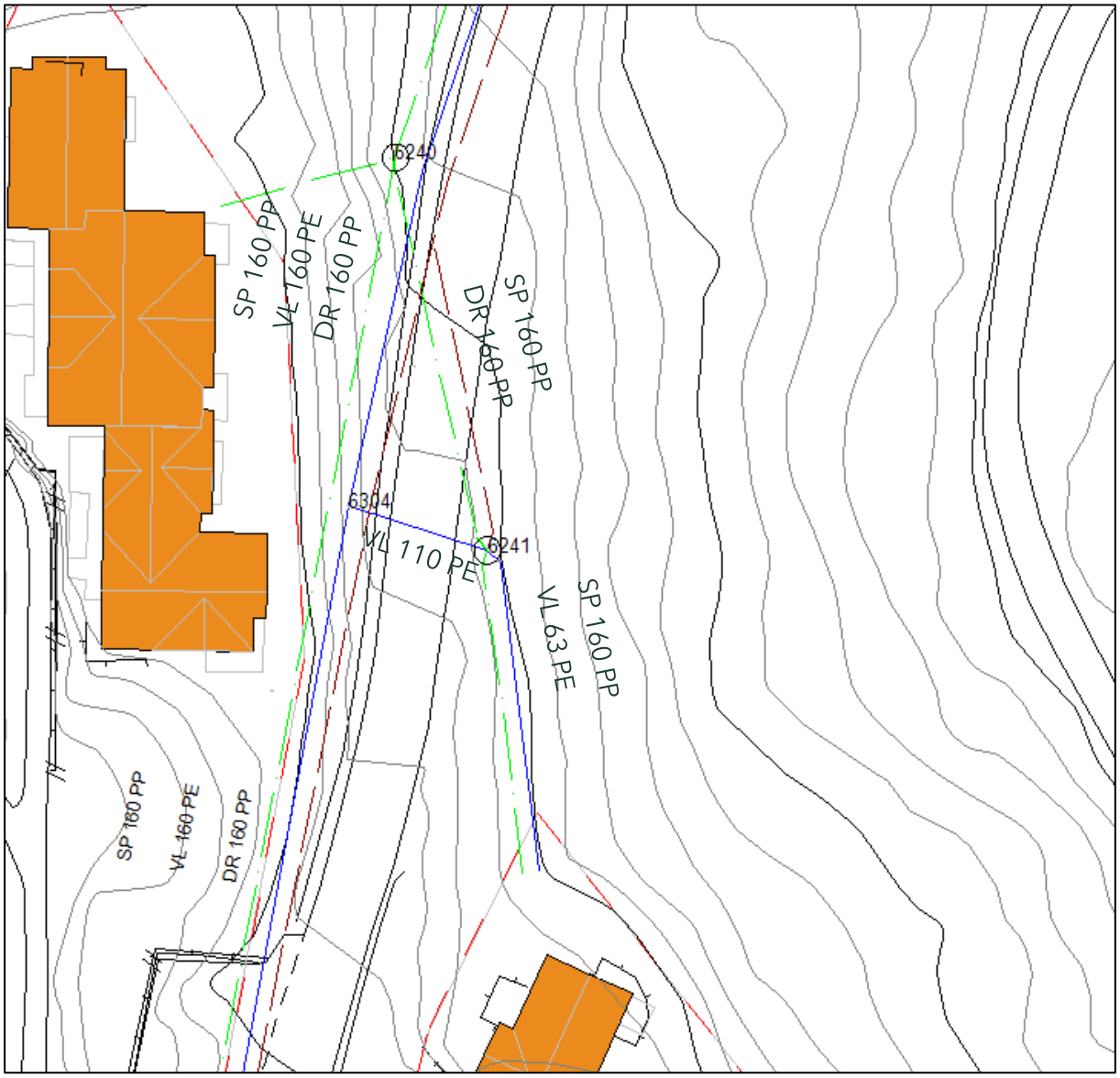
Eksisterende VA-ledninger er vist på figur 2. Ved leilighetsbyggene vest for planområdet er det etablert stikkledninger fra bygget Geilotjødnvegen 20 som krysser Geilotjødnvegen før tilkobling til hovedledningsnettet, se Figur 3. Det er etablert 2 spillvannskummer, 6241

og 6240. Punktet 6304 er en sveiset T for tilkobling av stikkledning vann. Det er ikke etablert vannkum.

VA-ledningene i området er private.



Figur 2: Eksisterende VA i området



Figur 3: Eksisterende VA ved leilighetsbyggene vest for planområdet.

TILSTAND: Støpt bunn
DIM 1200

TYPE	MATR.	DIM	HØYDE	H.REF.	FRA KUM	TIL KUM
VANN	PE	110	1007,907	O.K.UTV	Grenpunkt	Slutt
SPILLV.	PP	160	1007,747	U.K.INNV	Start	6240
DREN LE.	PP	110	1007,687	U.K.INNV		Ut
1 priv vann med kran	PE	63				
1 priv spillv	PP	160				

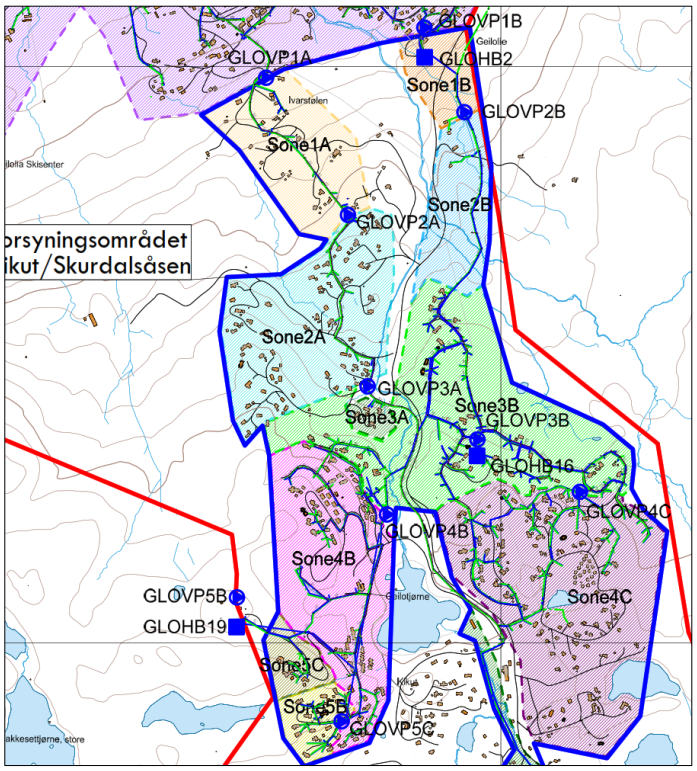
Figur 4: Kumkort kum 6241.

2.2. Forsyningskapasitet vann til Kikut

Området forsynes fra høydebassenget på Kikut med topp vannspeil på ca kote 1063. Høgdebassenget (GLOHB19) har et volum på 750 m^3. Høgdebassenget forsynes vi Kikut fjellgrend II (GLOHB13), volum 80 m^3

Forsyningskapasiteter:

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



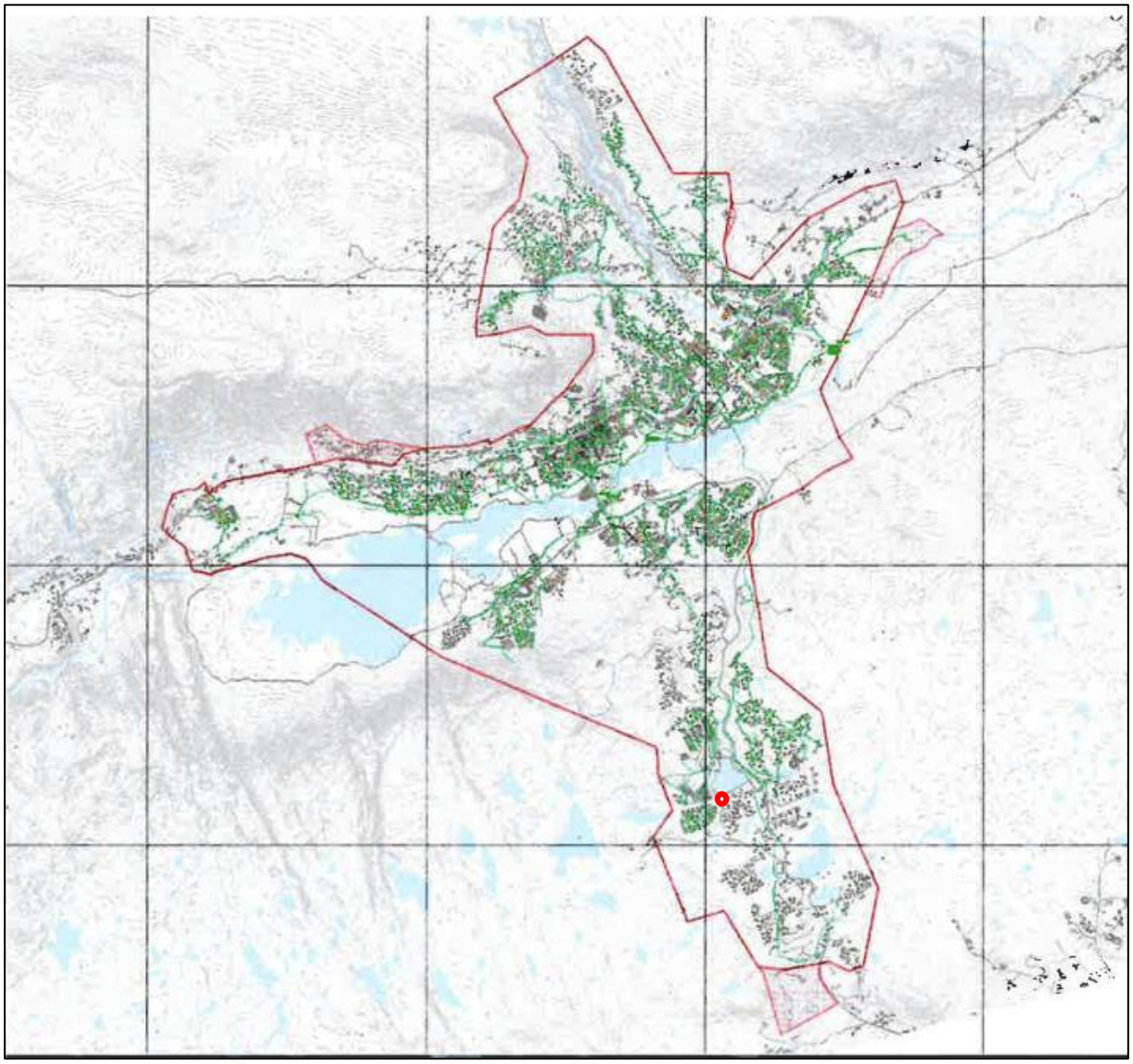
Figur 5. Utsnitt oversiktstegning Hovedplan Vann for Hol kommune .

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 14 er inkludert.

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

2.3. Rensedistrikt og kapasitet renseanlegg

Planområdet skal knyttes til Geilo renseanlegg, via privat ledningsnett. Geilo rensedistrikt er vis på Figur 6. Geilo renseanlegg har en oppgitt kapasitet på 30 000 pe. Pr. 2022 var nærmere 18 000 pe tilknyttet renseanlegget.



Figur 6: Rensedistrikt Geilo med framtidig utvidelse. Kartet er fra Hol kommunes hovedplan for avløp og vannmiljø. Planområdet er markert med rød sirkel.

Overføringsledningsledning fra Kikut er dimensjonert for utbygging angitt i notat [1].

3. Nytt ledningsnett

Nye bygg i felt 14 er planlagt skal tilknyttes eksisterende VA-ledninger i Geilotjødnvegen. Det skal etableres en pumpekum/pumpestasjon for spillvann nordvest i planområdet. Spillvann fra byggene kan gå med selvfall fram til pumpekummen. Pumpeledningen kan knyttes til eksisterende spillvannsledning i kum 6241. Pumpeledningen skal ha dimensjon Ø63mm.

Ny vannledning kan knyttes til eksisterende vannledning på vestsiden av Geilotjødnvegen. Det må etableres en ny vannkum VK1 ved tilkoblingspunktet. Ny vannledning kan krysse veien i eksisterende trase for spillvannsledning og drensledning, og knyttes til ved siden av spillvannskum 6240. Alternativt kan ny vannledning krysse veien i eksisterende trase for vannledning, og knyttes til ved punkt 6304. Det etableres en ny brannkum BK3 i ny adkomstvei øst for byggene.

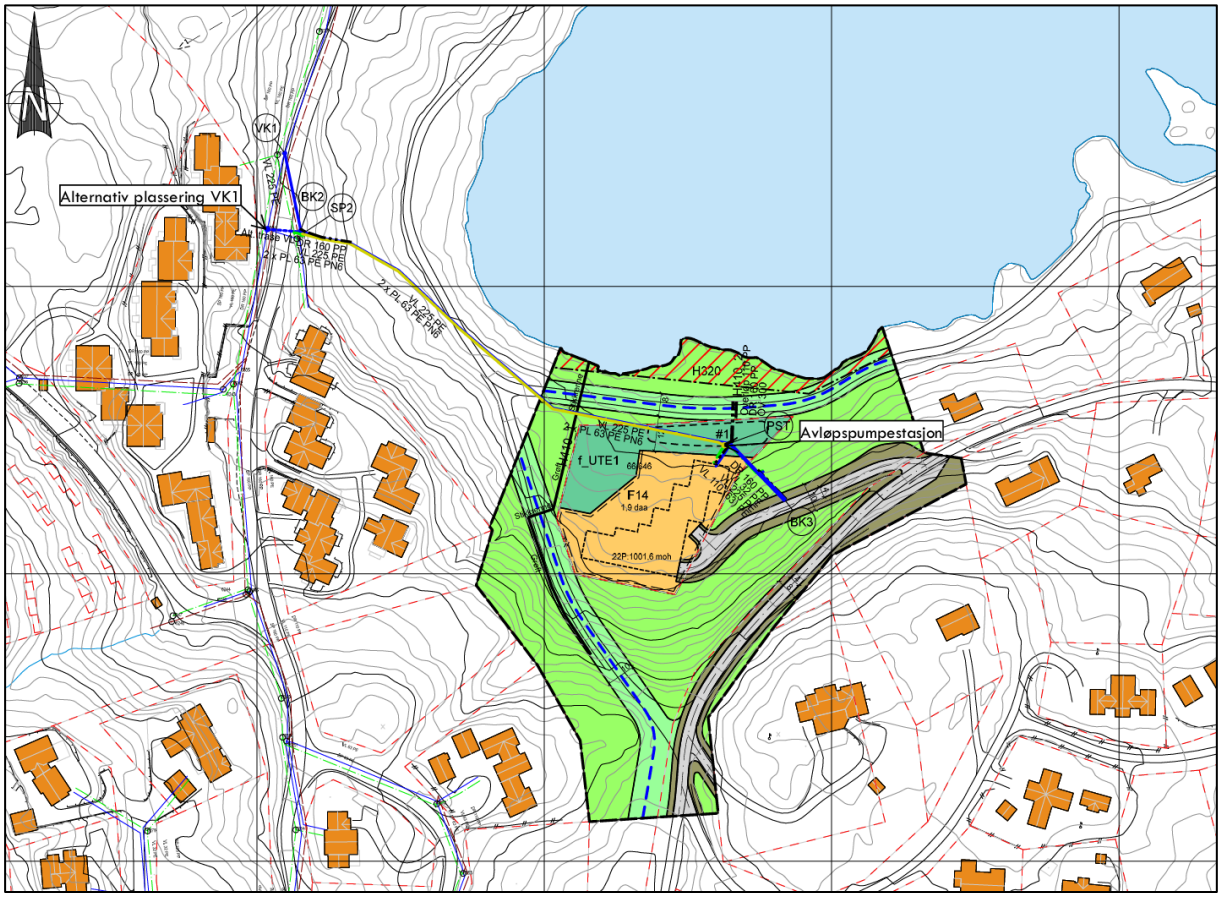
VK2 etableres i lavbrekket ved drensledningen, og VK4 etableres i høybrekket ved ny innkjørsel.

Det blir lagt til rette for å levere vann østover mot Kikut fjellstue. Det er planlagt å etablere vannledning fram til bekken øst for planområdet. For å kunne levere slokkevann med kapasitet 50 l/s ved BK3 anbefales det at vannledningen legges med dimensjon Ø225 mm (se kapittel 6). Eventuelt kan vannledningen legges med dimensjon Ø180 mm.

Det legges drensledning Ø160mm fra VK4 og i ledningsgrøfta fra kum 6241, som kan lede drensvann fra kum, grøft og nye bygg.

Det er mulighet å legge med spillvannsledning fra VK4 til pumpestasjon, slik at eksisterende hytter nær VK4 kan tilknyttes spillvann, evt. også vann.

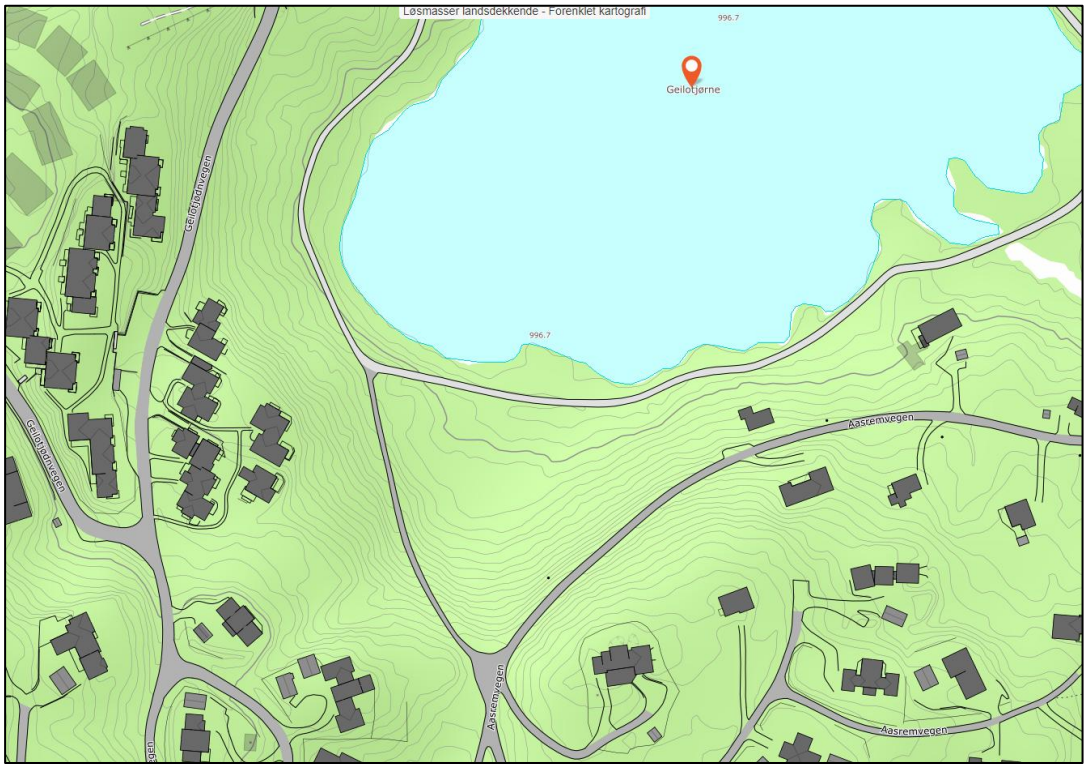
Øvrige hytter mot øst må trolig ha egen pumpekum og kan evt. tilknyttes «Frydenlund-ledningen» eller mot felt F14.



Figur 7: Utsnitt fra tegning HB103, Plantegning VA.

4. Overvann

4.1. Grunnforhold



Figur 8: Løsmassekart NGU.

I planområdet er det usammenhengende morenemateriale eller tynt dekke over berggrunnen, informasjon er hentet fra NGU og vises i Figur 8.

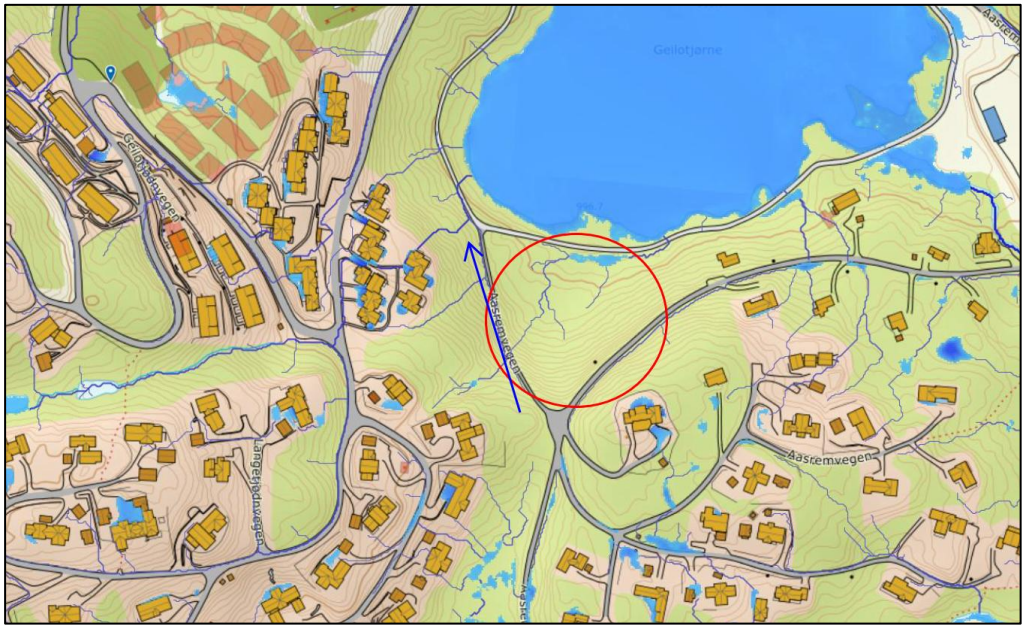
Ortofoto vist i Figur 9 viser at det stedvis er fjellblotninger og steiner/blokker.

Planområdet antas uegnet til infiltrasjon av store regnhendelser (trinn 2), og derfor planlegges håndtering av trinn 2 i åpent fordrøyningsvolum. Trinn 1 nedbør kan infiltreres i stedlige morenemasser eller opparbeidet grøntområder.

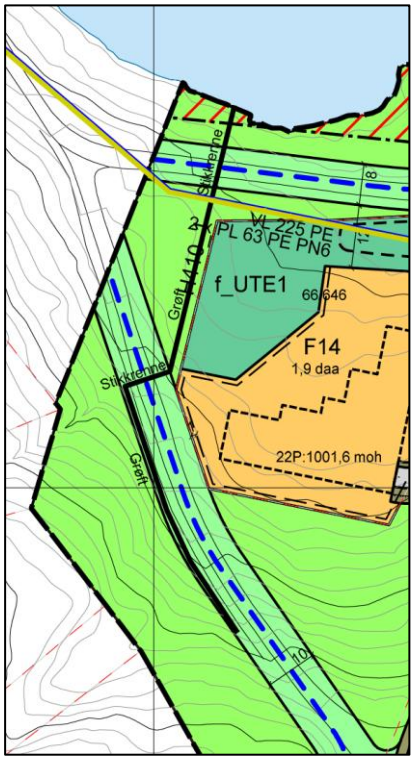
Figur 9: Ortofoto hentet fra Asplan Viak-kart.

4.2. Dreneringslinjer

Dreneringslinjer og lavpunkt er vist i Figur 10. Dreneringslinjer som kommer inn mot planområdet fra vest avskjæres med grøft langs turveg/skiløypetrasé. Det er ingen stikkrenner gjennom turvegen, bilde av turvegen/skiløypetrasé er vist i Figur 12. Det anbefales å utbedre grøft langs vegen for å hindre at flomvann renner mot planlagt bebyggelse. Flomvannet må ledes trygt ned til Geilotjørne gjennom planområdet, som vist i Figur 11.



Figur 10: Dreneringslinjer og lavpunktsanalyse Scalgo Live.



Figur 11: Grøfter og stikkrenner håndterer dreneringslinjer som kommer inn mot planområdet.

Figur 12: Foto av turveg/skiløypetrasé.

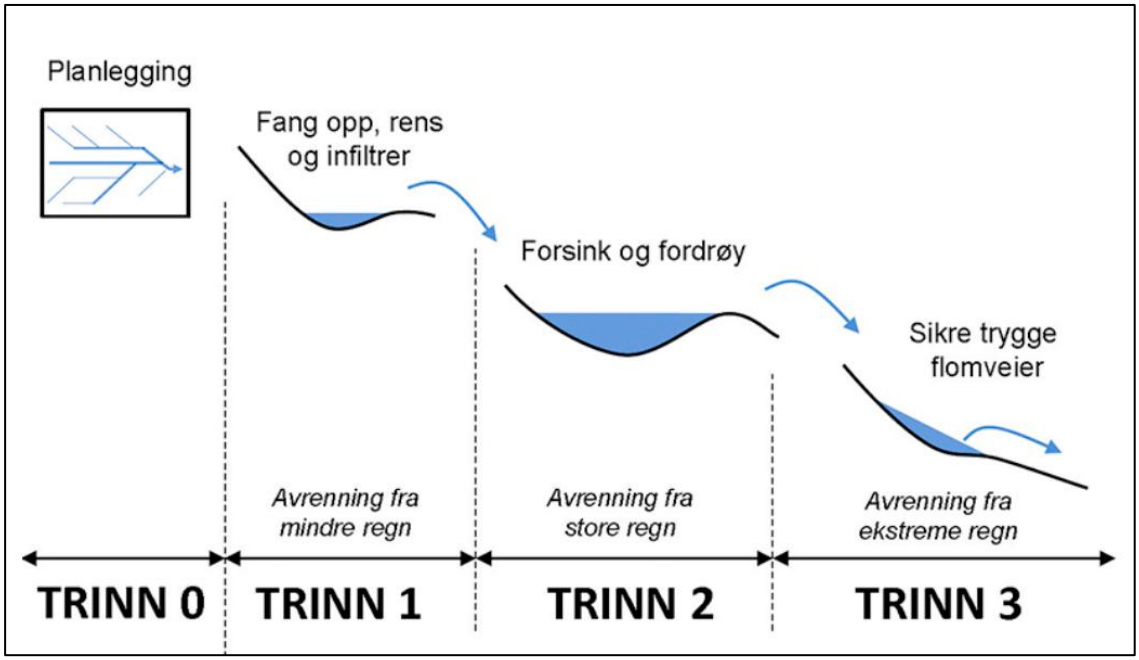
I selve planområdet er det ingen større dreneringslinjer som bør hensyntas, men utbygde områder i planområdet må planlegges og høydesettes slik at overvannsavrenning ikke skaper flomproblemer.

4.3. Prinsipper overvannshåndtering

Overvannshåndteringen i planområdet skal følge prinsipper og retningslinjer gitt i NVE sin veileder for håndtering av overvann i arealplaner [3] og TEK17 [4].

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

1. Nedbøren skal håndteres lokalt og åpent og ikke gi påslipp til ledningsnettet.
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 13: Tretrinnsstrategien [3].

4.4. Overvannsberegninger

For overvannsberegninger er nedbørdata for stasjon Nesbyen – Skoglund benyttet og avrenningsfaktor er hentet fra V240 vannhåndtering, Statens Vegvesen.

Det er lagt til grunn at overvannsavrenning ikke skal øke sammenlignet med dagens situasjon, for en nedbørshendelse med 10 års gjentaksintervall (trinn 2).

	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 14: IVF-kurver for Hallingdal (Nesbyen – Skoglund).

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 15: Tabell hentet fra V240 Vannhåndtering, Statens Vegvesen

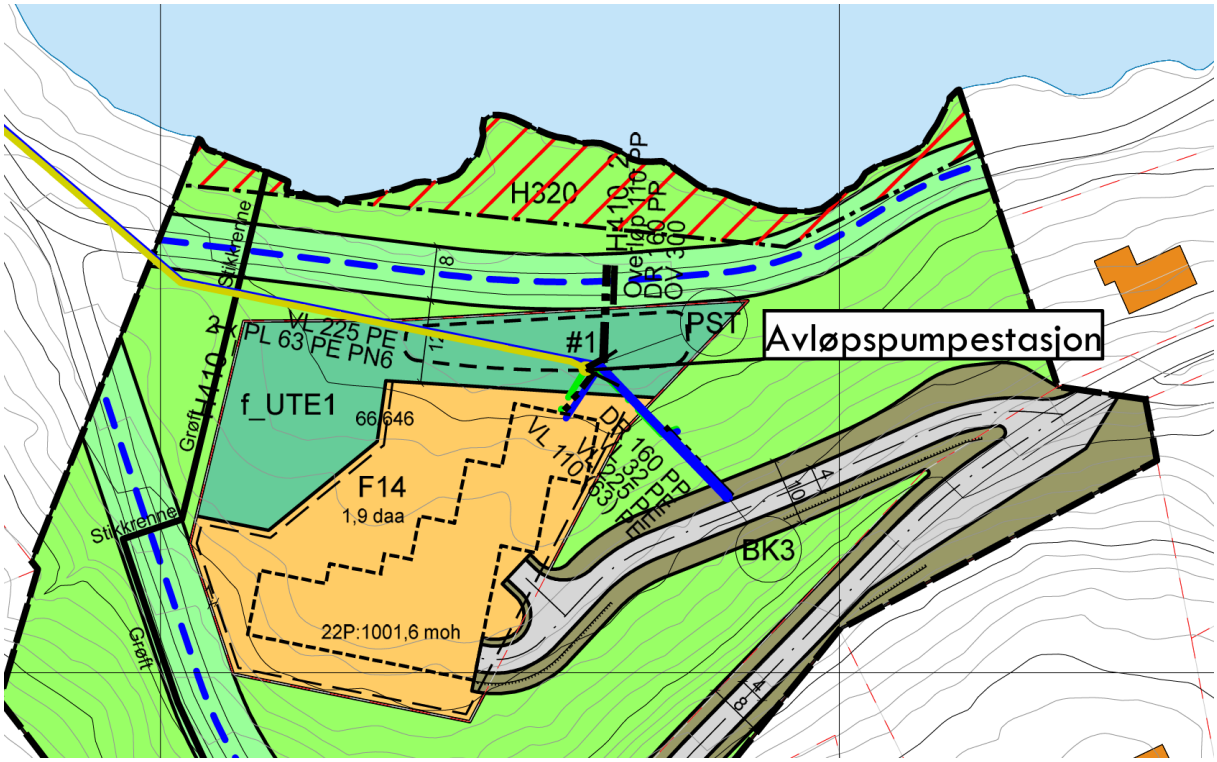
4.4.1. Trinn 1 og trinn 2

Nedenfor gjøres beregninger for trinn 2. Trinn 1 (mindre nedbør) vil også kunne håndteres i samme overvannsanlegg, og ved å få overvann tidlig ut på permeable overflater vil overvannet også infiltreres på sin veg mot overvannsanlegget.

Areal i planområdet som det utføres byggetiltak i:

Tabell 1: Tabell som viser delområder, areal og valgt avrenningsfaktor.

Delområde	**Areal [m2]**	**Avrenningsfaktor**
Veg	420	0,9
F14, bygg og p-kjeller	780	0,9
F_UTE1	1160	0,2
F14, øvrig område	1120	0,4



Figur 16: f_UTE1, F14 og nytt vegareal er areal i planområdet som medtas i overvannsberegningen.

<u>Samlet utbygd areal i planområdet = 3480 m2</u>

Samlet avrenningsfaktor etter utbygging = **0.51**

Før utbygging antas det en avrenningsfaktor = **0.3**

Det antas 15 min. konsentrasjonstid før utbygging, og 10 min. konsentrasjonstid etter utbygging.

Avrenning før utbygging = 81,8 l/sha x 0.348 ha x 0.3 x 1.4 = **12 l/s.**

Avrenning etter utbygging = 104,9 l/sha x 0.348 ha x 0.51 x 1,4 = **26 l/s.**

Beregnet fordrøyning ved bruk av regnenvelopmetoden, med et utslipp som tilsvarer dagens situasjon (12 l/s) = **11 m3.**

Det er avsatt et areal i planområdet som kan benyttes til fordrøyning av overvann, dette arealet er ca. 290 m2. 11 m3 / 290 m2 = 0,04 m vanndybde Det vil si at det er avsatt et stort nok areal til åpen fordrøyning av overvann trinn 2.

Det anbefales åpen håndtering av overvannet, både vannveier og fordrøyningsvolum.

Beregningsark vises i Figur 17. Maksimal vannføring ut av fordrøyningsanlegg skal ikke overstige 12 l/s.

INPUT

Funksjonskrav:

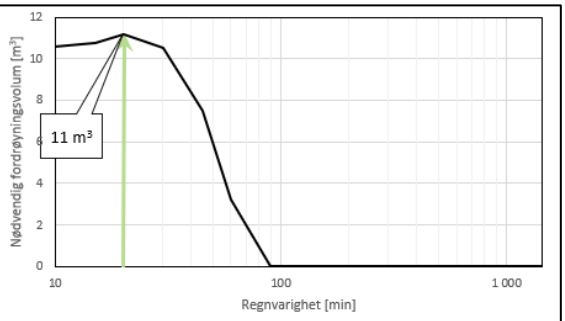
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
GI =	10	år	(Dim. gjentaksintervall)
$Q_{maks, ut}$ =	12,0	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks, ut}$ =	0,70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	3 480	m^2	(Størrelse nedbørfelt)
ϕ =	0,51	-	(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 =	11	m^3	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
A·Φ =	1 775	m^2	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	8,4	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1,40	-	(Klimafaktor)
P·K_f =	12	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
I·K_f =	99,8	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	20	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	26	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_i =	178	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t_t =	0,4	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	104,9	1,40	1,5E-05	9	11
15	81,8	1,40	1,1E-05	10	11
20	71,3	1,40	**1,0E-05**	12	**11**
30	57,3	1,40	8,0E-06	14	11
45	45,0	1,40	6,3E-06	17	8
60	37,4	1,40	5,2E-06	19	3
90	27,1	1,40	3,8E-06	20	0
120	21,6	1,40	3,0E-06	22	0
180	17,0	1,40	2,4E-06	26	0
360	11,1	1,40	1,6E-06	34	0
720	6,9	1,40	9,7E-07	42	0
1440	4,3	1,40	6,0E-07	52	0

Hydrologisk stasjon:

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

Figur 17: Beregning av nødvendig fordrøyningsvolum.

4.4.2. Trinn 3

Beregninger av vannmengder i etablerte flomveier for trinn 3 må gjøres i detaljprosjekteringen. Det vil være mange små flomveier i planområdet, og det vil være uproblematisk å finne plass til disse. Et viktig prinsipp er at flomveier for areal som ikke er utbygd i planområdet må føres utenom fordrøyningsanlegg som skal håndtere overvann for utbygde områder. Dette for at ikke fordrøyningsanlegg skal tilføres mer overvann enn det er dimensjonert for.

5. Dimensjoneringsgrunnlag ledningsanlegg

Følgende beregninger basert på Norsk Vann sin veileder legges til grunn for dimensjonering av pumpeledning og pumpestasjon:

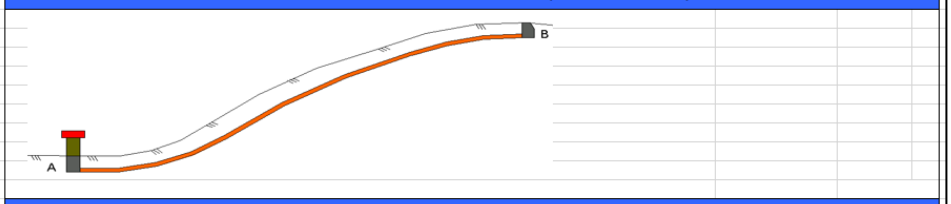
Antall leiligheter:	21
Antall pe per hytte:	4
Spesifikt vannforbruk:	150 l/pe x døgn
Timefaktor:	5
Døgnfaktor:	1,5

Tabell 2: Dimensjoneringsgrunnlag avløp.

Antall enheter	Ant. Pe pr. enhet	Totalt antall pe	Maksdøgn [l/s]	Makstime [l/s]	Qmidl [l/s]	Qmidl [m3/døgn]
21	4	84	0,22	1,09	0,15	12,60

Det anbefales at det etableres en pumpeledning med dimensjon Ø63, som har kapasitet til å pumpe 2 l/s.

DIMENSJONERING AV PUMPELEDNIG (VANN/SPILLVANN)



INNDATA			
Kotehøyde på vannspeil i pumpestasjon A	997,00	m.o.h	?
Kotehøyde for utløp B / høydeforskjell mellom A og B	1010,00	m.o.h	?
Lengde mellom A og B	120	m.	?
Evt trykk inn på pumpe (topp vannspeil som forsyner pumpe)	1	mVS	?
Vannmengde som skal pumpes	2,0	l/s	?
Rørets ruhet (k maks) K=	0,20	mm.	?
Type rør	PE PN6		?
Dimensjon på rør	63	mm.	?
			?
Velg vanntemperatur	12 °C	°C	?
Singulærtap koeffisient i bend/sluser osv.(summert)	1,5		?
Luftfjerning: Lengde på lengste motfall	400,0	m	
Luftfjerning: Vinkel på lengste motfall	10,0	grader	
BEREGNINGSRESULTAT			
Veggtykkelse PVC/PE/PP (må legges MANUELT inn for stålrør), t	3,58	mm	
Innvendig diameter, Di	55,8	mm	?
Trykkbølgens forplantningshastighet, a	1372	m/s	
Pumpeledningens selvrensingsevne, Skjærspenning Tfylt=Tmax (grunnet fylt rør), T-fylt=ro*g*R*I	2,52	N/m^2	
Vannhastighet i ledningen, v	0,82	m/s	
Utregnet friksjonsfaktor f (Colebrook/Haalands formel)	0,030		
Vannets viskositet	1,239	x10^-6	
Statisk løftehøyde mellom A og B,	**13,0**	**mVS**	
Opptredende løftehøyde (eks trykk inn på pumpe), Hg - vannspeil pumpehus til B	**12,0**	**mVS**	
Trykktap pga singulærtap, Hs	**0,1**	**mVS**	
Trykktap pga friksjonstap i rør, Hf	**2,2**	**mVS**	
Trykktap m/km	**18,4**	**m/km**	
Trykktap på strekningen, Hs+Hf	**2,3**	**mVS**	
Total løftehøyde for pumpe, Hg+Hs+Hf	**14,3**	**mVS**	

Asplan Viak, VA-kalkulator, 2022 Versjon 9, 05.12.2022

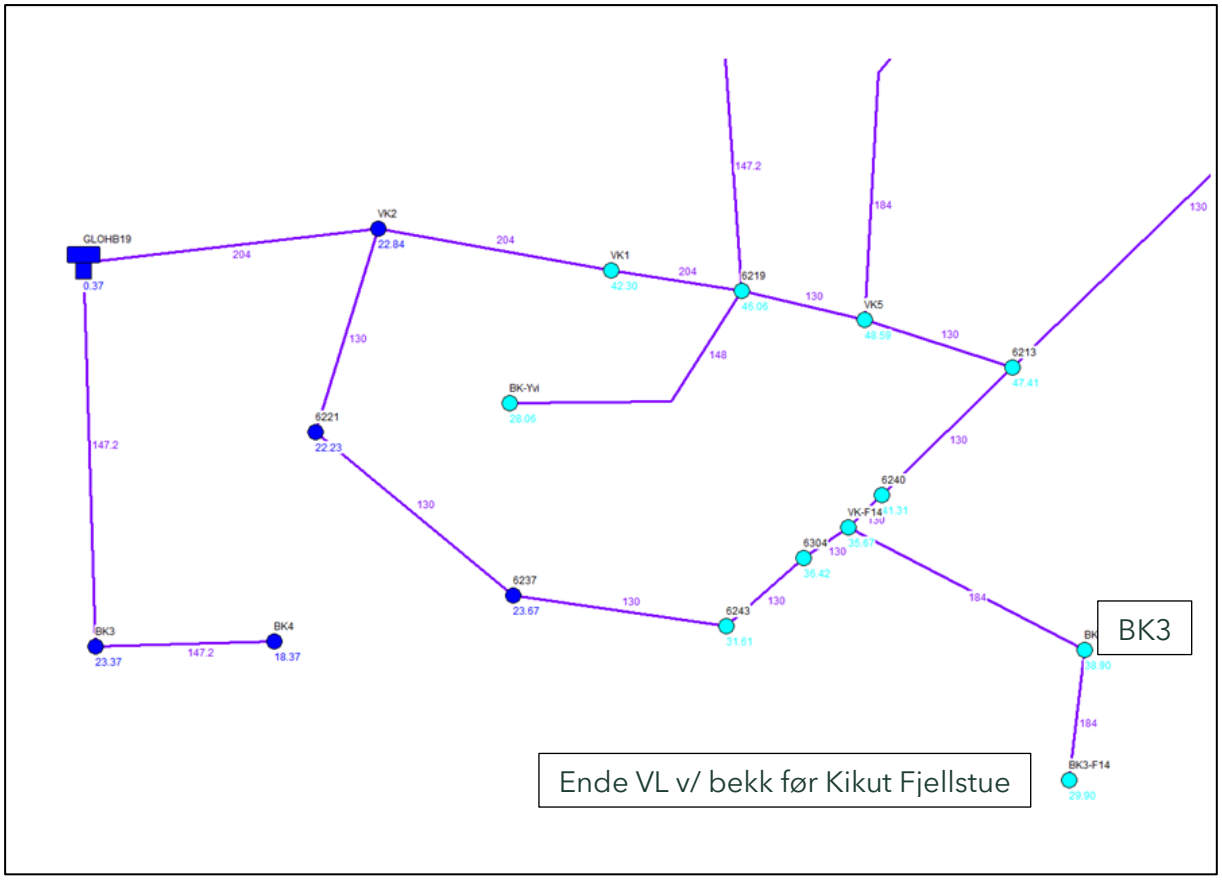
Figur 18: Dimensjonering pumpeledning.

6. Brannvann

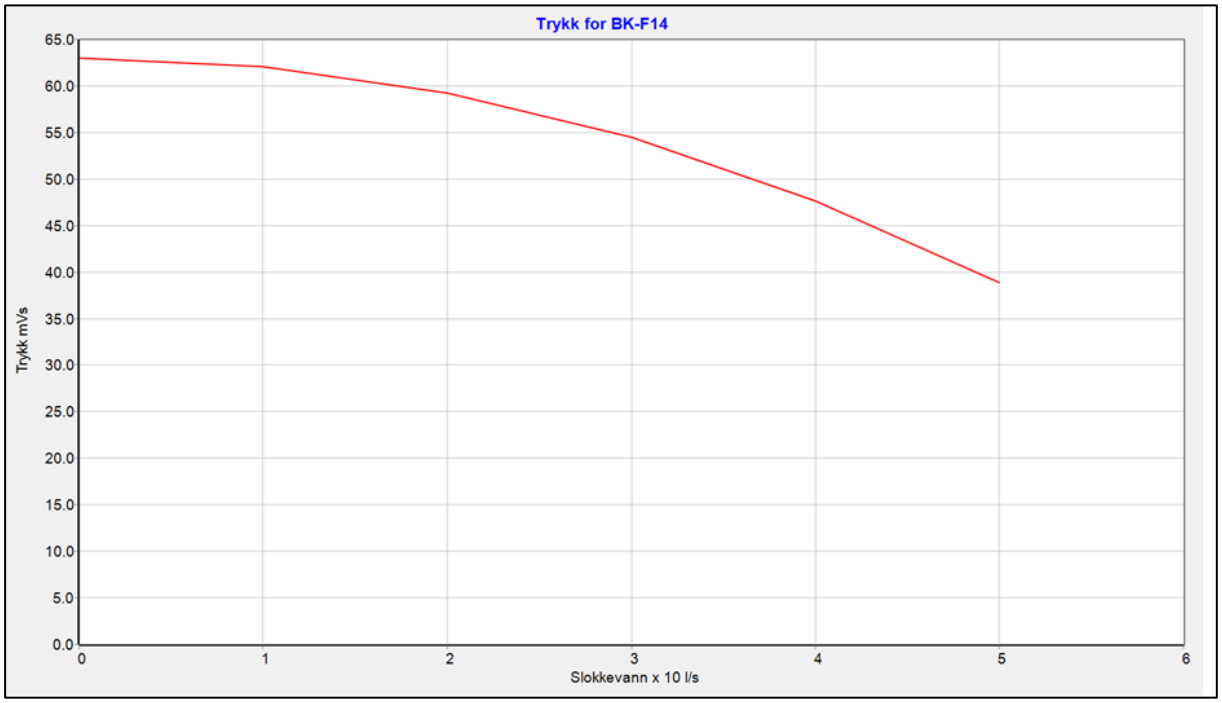
Det er planlagt for at det skal kunne leveres slokkevannskapasitet på 50 l/s, ved BK3 og videre fram til Kikut Fjellstue. Nødvendig dimensjon er beregnet med Epanet.

Med vannledning i dimensjon Ø225mm er trykket i BK3 beregnet til 38,9 mVS ved uttak av 50 l/s. Resttrykket i østenden av ny ledning er da beregnet til 29,9 mVS. Se Figur 19 og Figur 20.

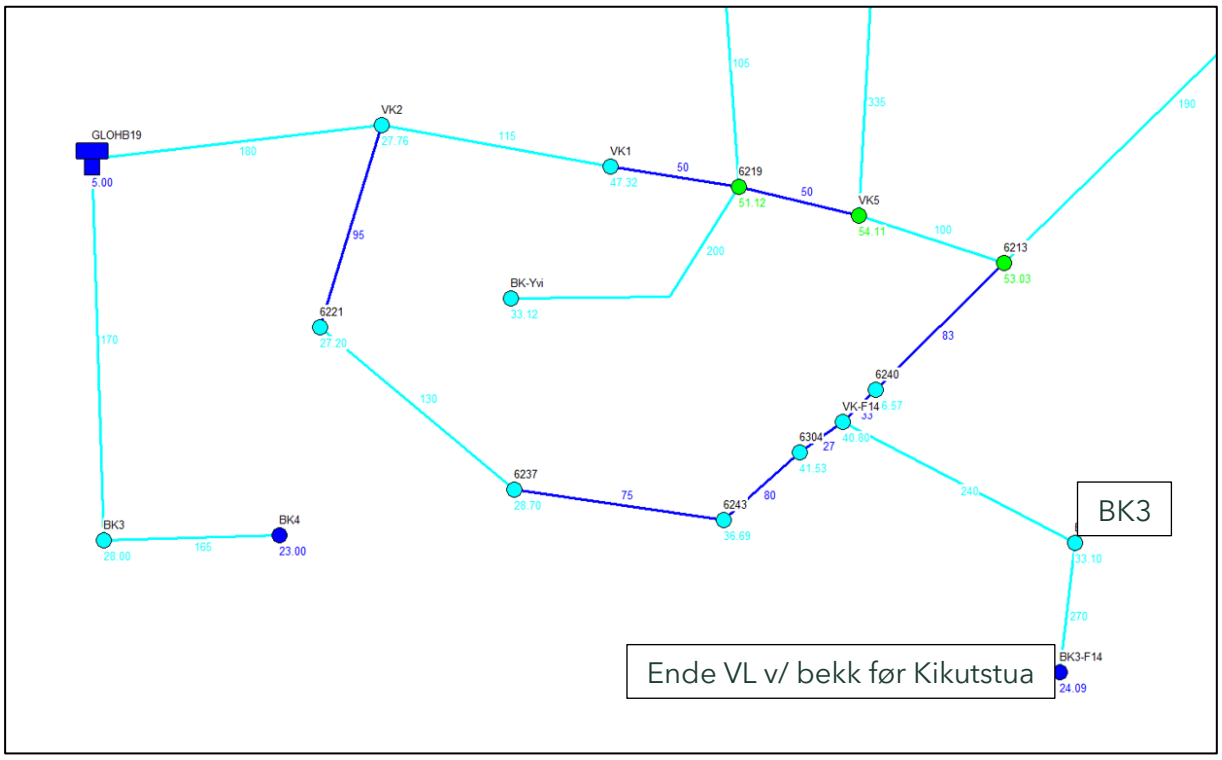
Med vannledning i dimensjon Ø180mm er trykket i BK3 beregnet til 33,1 mVS uttak av 50 l/s. Trykket i østenden av ny ledning er da beregnet til 24,09 mVS. Se Figur 21 og Figur 22.



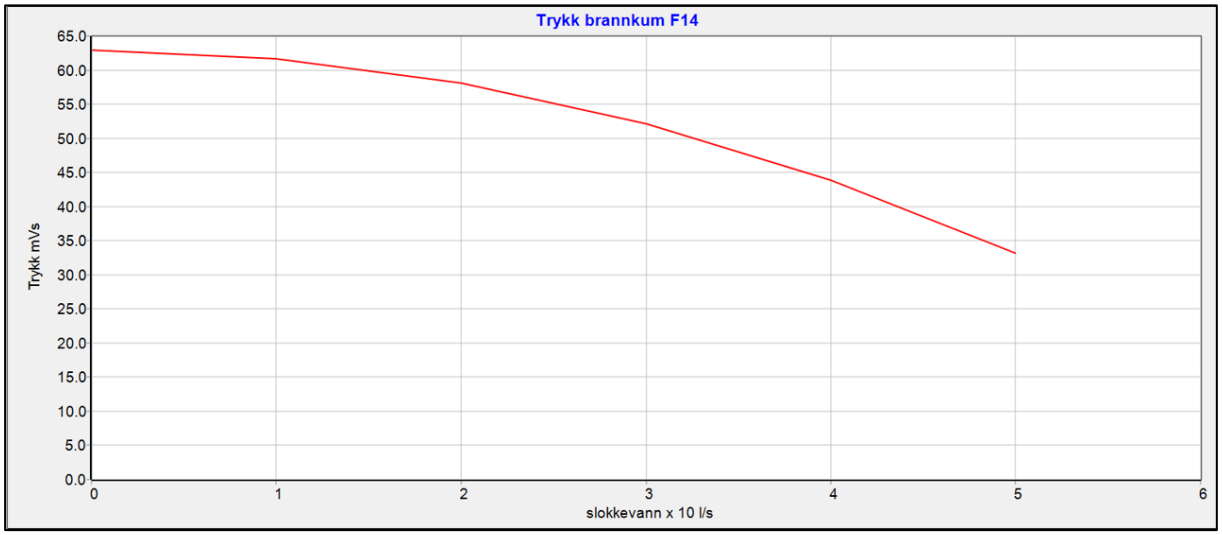
Figur 19: Trykk i mVS ved dimensjon Ø225 mm.



Figur 20: Beregnet trykk i BK3 ved uttak av slokkevann, med vannledning dimensjon Ø225 mm.



Figur 21: Trykk i mVS ved dimensjon Ø180 mm.



Figur 22: Beregnet trykk i BK3 ved uttak av slokkevann, med vannledning dimensjon Ø180 mm.

7. 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.

[5] H. kommune, «Hovedplan Avløp og Vannmiljø 2016-2028».