

Oppdragsgiver: NYE HAVSDALSVEGEN 25 AS
Oppdragsnavn: Revidering av reguleringsplan "Boliger Nye Havsdalsvegen"
Oppdragsnummer: 642532-01
Utarbeidet av: Jan Inge Rygh
Oppdragsleder: Eirik Øen
Dato: 21.05.2026
Tilgjengelighet: Åpent

VAO plan – Nye Havsdalsvegen

1. Innledning

2. Dagens situasjon

2.1. Områdebeskrivelse

2.2. Eksisterende VA-ledninger

2.3. Grunnforhold

2.4. Overvann

3. Fremtidig situasjon

3.1. Vannforsyning og spillvann

3.1.1. Forbruksvann og brannvann

3.1.2. Spillvann

3.1.3. Detaljprosjektering

3.2. Overvannshåndtering

3.2.1. Krav og forutsetninger

3.2.2. Nedslagsfelt

3.2.3. Trinn 1

3.2.4. Trinn 2

3.2.5. Trinn 3

4. Forslag til arealplanen/bestemmelser for overvannshåndtering

5. Drift og vedlikehold

Tegningsliste

Kilder

Vedlegg

Versjonslogg:

04	21.05.26	Endret figurer iht. justert reguleringsplan	KLS	MS
03	13.03.26	Endret figurer iht. justert reguleringsplan	KLS	MS
02	21.11.25	Revidert etter endring reguleringsplan	JIR	MS
01	27.02.25	VAO-plan reguleringsplan	JIR	MS
VER.	DATO	BESKRIVELSE	AV	KS



Foto av planområdet. Kilde: Google maps.

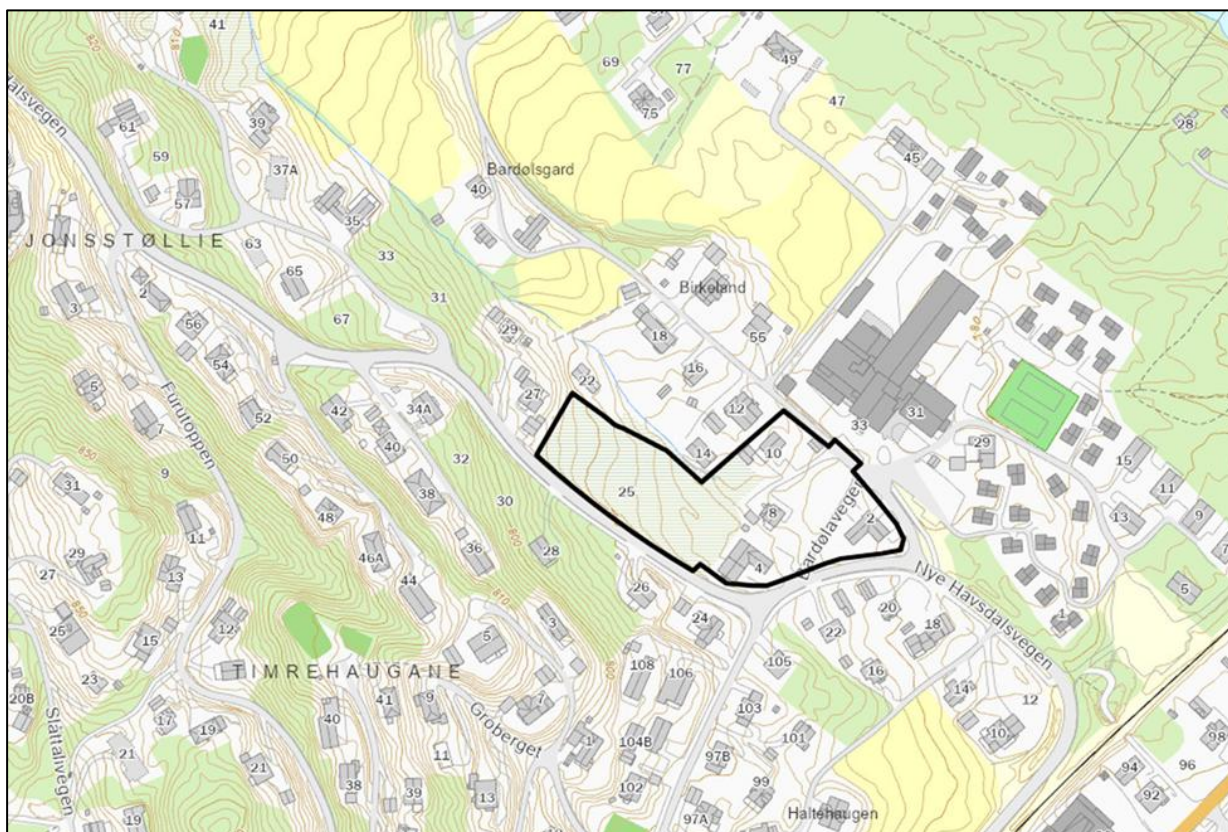
1. Innledning

Dette notatet redegjør for vann, avløp og overvann (VAO-plan) til reguleringsplan for «Detaljreguleringsplan boliger nye Havsdalsvegen».

Reguleringsplanen vil legge til rette for nye studentboliger, ca. 46 mindre boligenheter (35 m²+/-).

Planområdet ligger på Geilo, Hol kommune. På oppdrag for Nye Havsdalsvegen 25 AS har Asplan Viak v/ Jan Inge Rygh etterfulgt av Kjetil Lien Sundsdal utarbeidet VAO-planen. Magnus Skrindo har vært kvalitetssikrer.

Reguleringsplanområdet er vist i Figur 1.



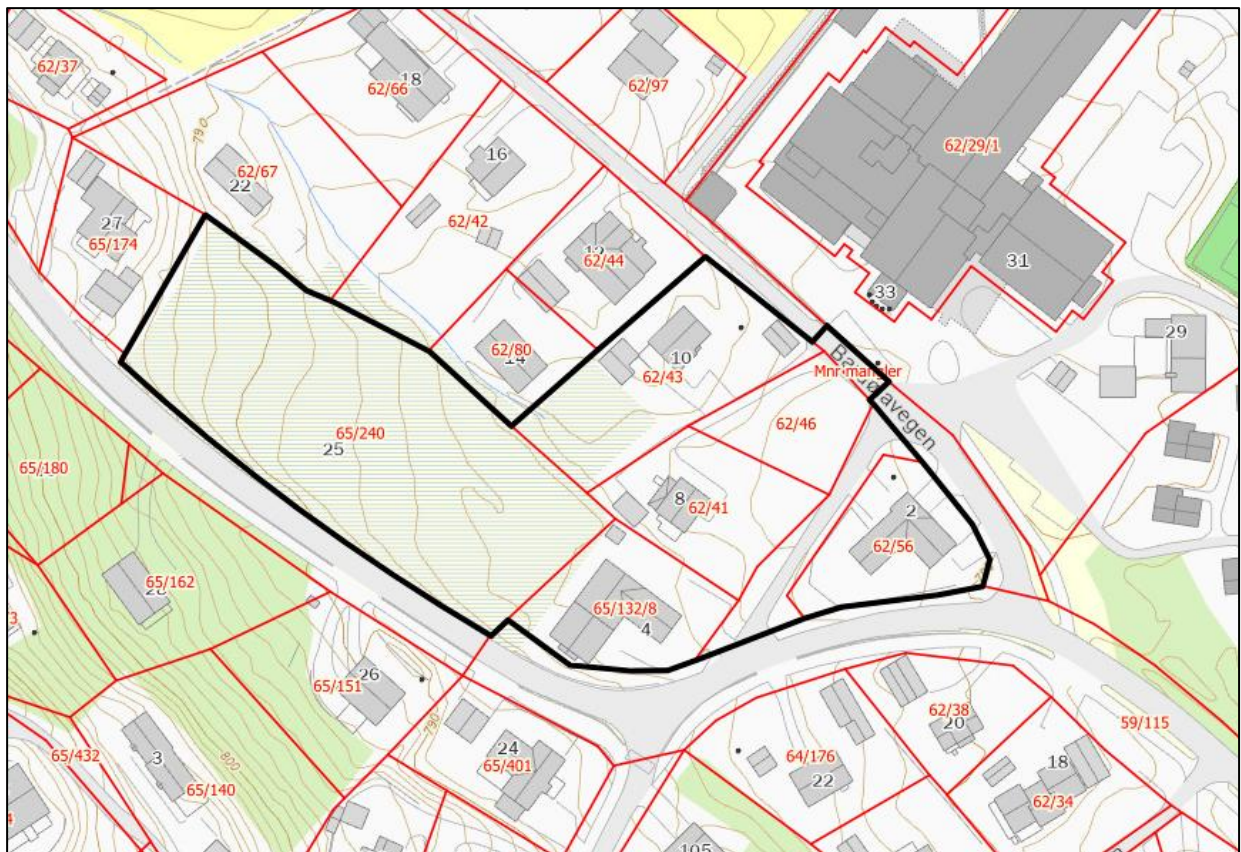
Figur 1: Planområdet er markert med sort linje.

2. Dagens situasjon

2.1. Områdebeskrivelse

Kart og foto av planområdet er vist i Figur 2 og Figur 3. Planområdet har en størrelse på 11,2 dekar.

Planområdet ligger i nærheten av Geilo sentrum og kommunale vann-, spillvann-, og overvannsledninger er etablert i veiareal ved planområdet. Planområdets høyde er ca. fra 779 moh. til 795 moh. Planområdet ligger i et grenseområde mellom breelavsetning og morene, og oppstrøms nedbørfelt består hovedsakelig av morenemateriale med terrenghelning på ca. 10 %.



Figur 2: Planområdet vist med basiskart (topografi og eiendomsgrenser).

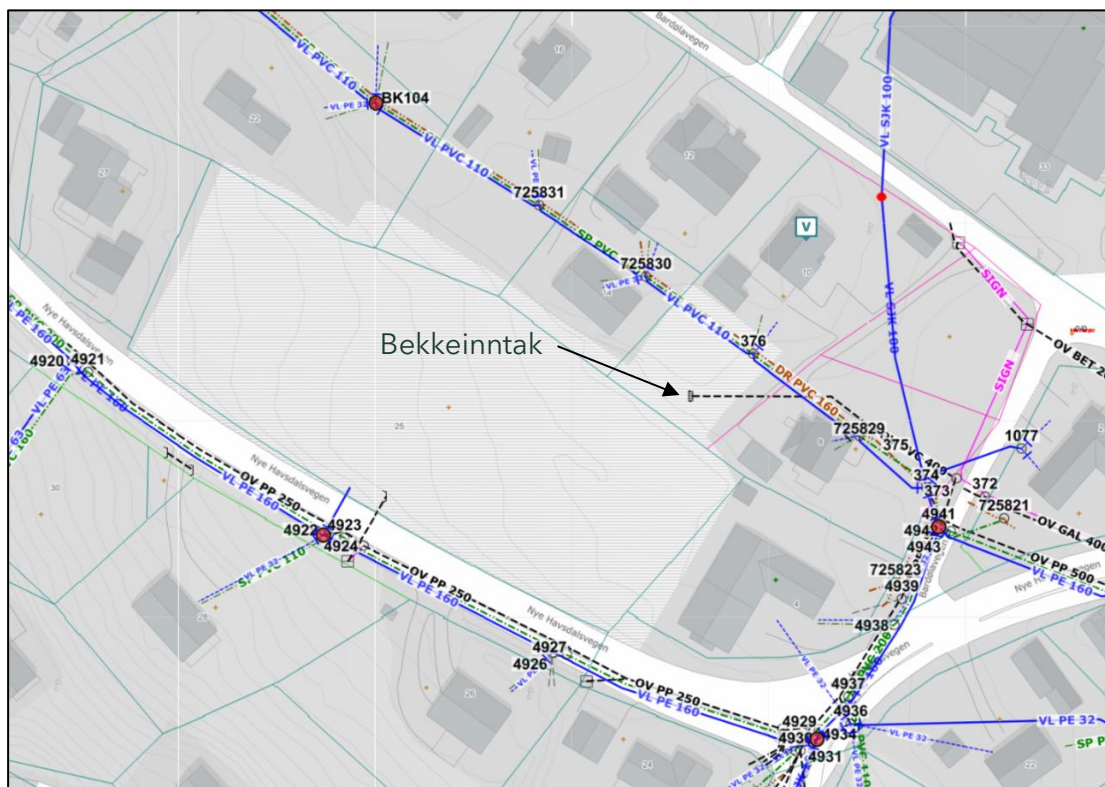


Figur 3: Planområdet vist med ortofoto.

Deler av planområdet er definert som myr i Naturbase.

2.2. Eksisterende VA-ledninger

Figur 4 viser et utklipp fra kommunens ledningsdatabase, KOMTEK. Det ligger VA-ledninger i Nye Havdalsvegen som vil være aktuelt å koble seg til. I fra kum nr. 4922 er det lagt ut en VL160 PE vannledning som er avsluttet med ters innenfor planområdet, denne ledningen vil kunne legges til rette for forsyningsvann og slokkevann. Det ble bygget nytt ledningsnett i Nye Havslasvegen i 2016. Figur 6 viser eksisterende bekkeinntak som er plassert i planområdet.



Figur 4: Utklipp fra kommunens ledningsdatabase.



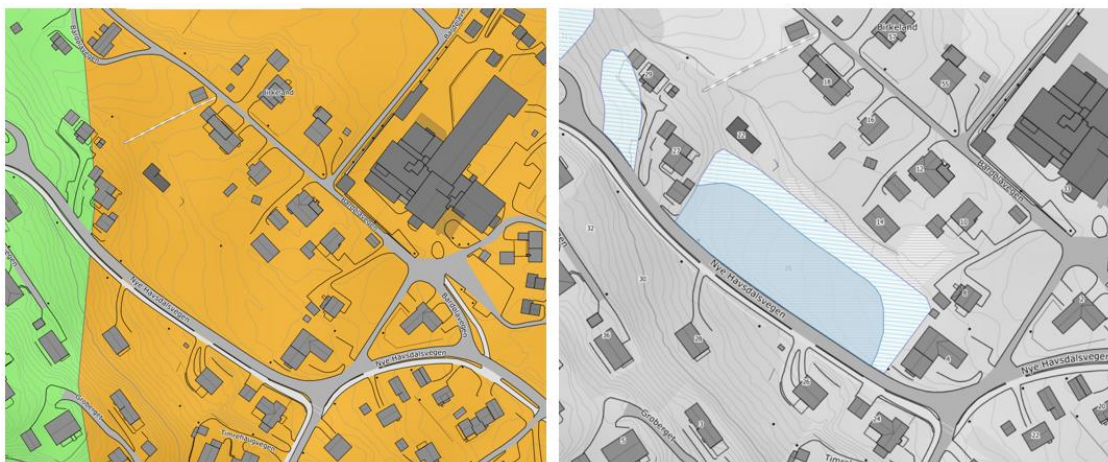
Figur 5: Kum nr. 4922. Byggeår 2016.



Figur 6: Bekkeinntak med rist. Betongkum, DN1200. Overvann føres til Ø400 PVC ledning.

2.3. Grunnforhold

Grunnforholdene i planområdet er definert til å være breelvavsetning i forenklet kartografi av løsmasseyter i NGU kart, men det er ikke lang avstand til morenemateriale. Av marklagskart utarbeidet av Nibio er grunnforholdene i store deler av planområdet definert som myrområde. Dette indikerer lav infiltrasjon og et permanent høyt vannspeil. Mer om myrkartlegging kan leses i eget notat.

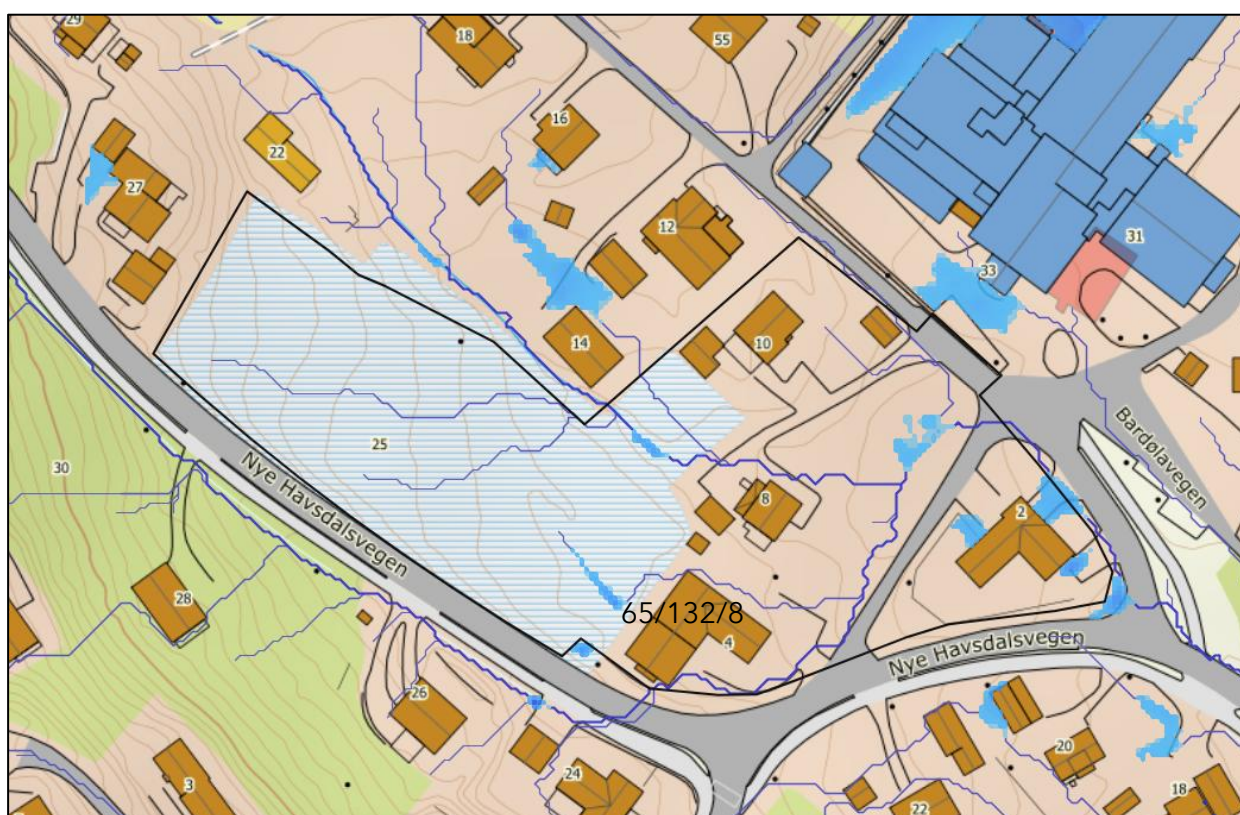


Figur 7: Løsmassekart NGU og NIBIO kart.

2.4. Overvann

Planområdets eksisterende avrenningssituasjon er vist i Figur 8. Planområdet har et jevnt fall fra vest mot øst. Nord for planområdet går en dreneringslinje som må hensyntas ved planlegging av bygging i planområdet.

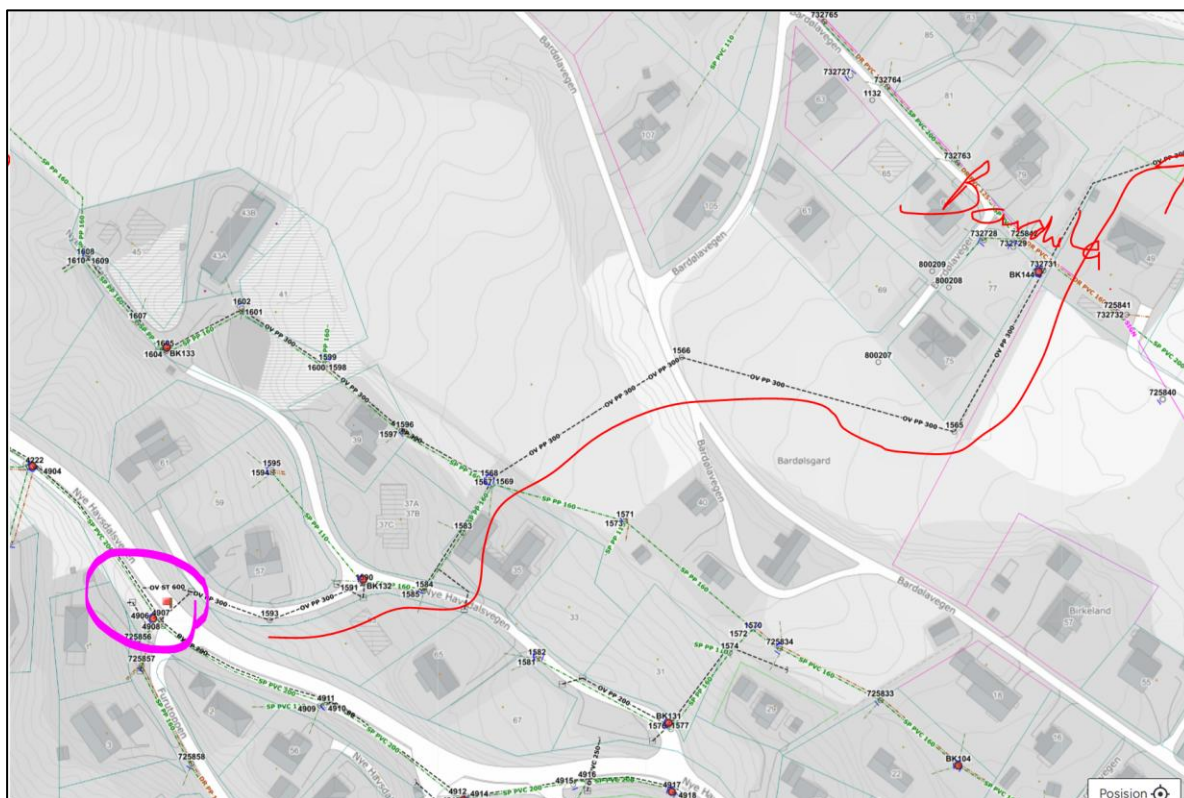
Mesteparten av overvann fra planområdet føres til dreneringslinje nord for planområdet, resten føres mot gnr/bnr 65/132/8. Dreneringslinjen føres til et bekkeinntak som leder overvann inn på en OV400 ledning. Overvannsledningen føres sørover med utløp til Usteåne.



Figur 8: Dreneringslinjer og lavpunktsanalyse for planområdet.

Oppstrøms planområdet er det to dreneringslinjer med tilhørende nedbørfelt som kan føre overvann inn mot planområdet. Dreneringslinje 1 fører overvann inn til planområdet, dreneringslinje 2 kan potensielt føre overvann inn mot planområdet, dersom overvann krysser Nye Havdalsvegen.



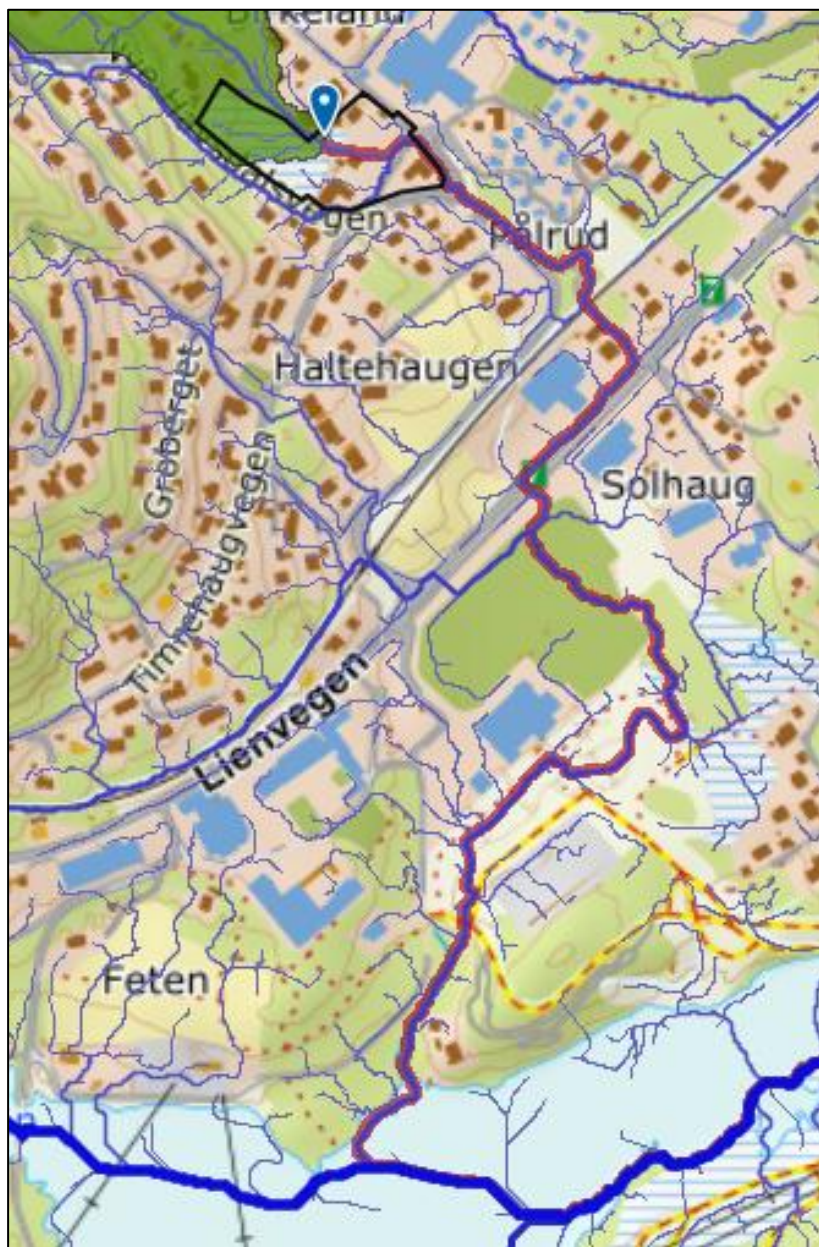


Figur 11: Overvannsledning til Bardøla er vist med rød linje.

For dreneringslinje 2 vil en del overvann føres til Bardøla via en Ø300 overvannsledning, vist i Figur 11. Sluk langs veg og ev. takvann fra boliger føres på denne.

Ved ekstrem nedbør vil ikke ledningen ha kapasitet til alt overvannet, og det må dermed forventes overvannsavrenning i dreneringslinje 2 vist i Figur 10.

Nedstrøms planområdet føres overvann i dreneringslinje ned mot Solhaug og videre til Usteåne.



Figur 12: Dreneringslinje nedstrøms planområdet.

Det er utført beregning av overvannsavrenning i dreneringslinjene ved bruk av rasjonelle formel. Valgt returperiode er 100 år, og klimafaktor er 1,5. Nedbørdata er hentet fra nedbørstasjon Nesbyen - Skoglund (167 moh), se Figur 13. Konsentrasjonstid er beregnet ved bruk av *Berg et al. (1992) - naturlige felt*. Det tillagt en sikkerhetsfaktor på 1,3 for å hensynta ugunstig initialtilstand i nedbørfeltet (mettet nedbørfelt).

IVF-verdier for Nesbyen - Skoglund (SN24880), 167 moh. Data fra 1967 - 1986, 19 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	0,8	1,4	1,9	2,7	3,8	4,6	5,3	6,4	7,5	8,3	9,2	10,1	11,9	15,6	20,0	25,0
5	1,2	2,1	2,8	3,8	5,3	6,2	7,2	8,7	10,2	11,3	12,3	13,2	15,7	20,4	25,7	32,4
10	1,5	2,5	3,4	4,6	6,3	7,4	8,6	10,3	12,2	13,5	14,6	15,6	18,4	23,9	29,9	37,4
20	1,7	3,0	4,0	5,4	7,3	8,6	9,9	11,9	14,0	15,7	17,0	18,1	21,2	27,5	34,5	42,3
25	1,8	3,1	4,2	5,6	7,7	9,0	10,4	12,4	14,6	16,4	17,8	18,9	22,1	28,8	36,0	43,9
50	2,1	3,6	4,8	6,5	8,9	10,3	11,9	14,0	16,5	18,7	20,4	21,5	25,1	32,7	41,2	48,9
100	2,4	4,2	5,5	7,4	10,0	11,6	13,4	15,6	18,5	21,2	23,2	24,6	28,2	36,8	47,1	53,9
200	2,8	4,8	6,3	8,4	11,3	13,0	15,0	17,4	20,6	23,7	26,2	27,9	31,5	41,2	53,7	59,3

Figur 13: Nedbørintensitet (IVF-verdier) Nesbyen - Skoglund (SN24880), hentet fra Norsk Klimaservicesenter.

Valgte avrenningsfaktorer er 0,3 for permeable flater og 0,9 for tette flater.

For dreneringslinje 1 er det beregnet 345 l/s vannføring, og for dreneringslinje 2 er det beregnet 656 l/s avrenning. Dreneringslinje 2 går langs veggrøft, og det antas at vann fra denne dreneringslinjen kan renne mot dreneringslinje 1. Se Tabell 1 for beregningsresultater.

Tabell 1: Dreneringslinjer oppstrøms planområdet.

Delfelt	Sum areal [ha]	Konsentrasjonstid [min]	Nedbørintensitet [l/s*ha]	Midlere avrenningsfaktor [-]	Avrenning [l/s]
DR 1	6,2	45	68,4	0,41	345
DR 2	12	45	68,4	0,41	656

Figur 14 nedenfor viser hydraulisk kapasitet for innløpskontrollerte kulverter.

Overvannsledning fra bekkeinntaket innenfor planområdet har kapasitet til ca. 130 l/s ved innløpskontroll og forbedring av bekkeinntaket.

Innløps- type	Diameter innvendig (mm)								
	300	400	500	600	800	1000	1200	1400	1600
«A»	67	135	232	361	726	1240	1940	2820	3890
«B»	65	132	228	357	723	1250	1950	2850	3950
«C»	57	117	204	320	652	1130	1780	2600	3630
«D»	72	145	252	395	803	1390	2180	3190	4430
«E»	69	140	242	379	771	1330	2090	3060	4260
«F»	65	133	231	363	740	1280	2020	2960	4120
«G»	65	133	234	363	742	1290	2030	2970	4150

Innløpstyper, se figur 9.6:
 «A» Frontmur, va vinkelrett på rørets lengdeakse, rett rør.
 «B» Innløpet formet etter helning på grøfteskråningen.
 «C» Utstikkende rørende.
 «D» Rett avkortet kjegle med helning 1:1,5, se også tabell 9.4.
 «E» Tilsvarende «A», men med mufteenden innstøpt i frontmur.
 «F» Tilsvarende «C», men med utstikkende mufteende.
 «G» Tilsvarende «A», men med 45° vingemur.

Figur 14: Hydraulisk kapasitet for rørkulverter med innløpskontroll.

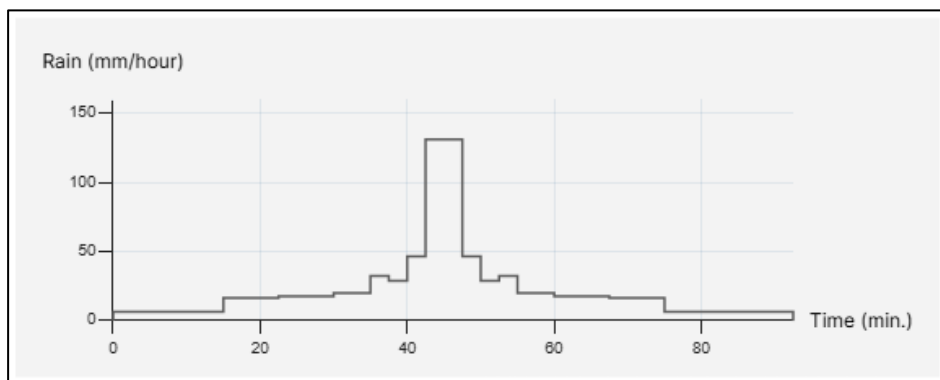
Bekkeinntaket har lav kapasitet sammenlignet med beregnet vannføring, og det er dermed fare for at overvann går i flomløp på terreng innenfor planområdet.

Det er dermed valgt å utføre en hydrodynamisk analyse ved bruk av modulen «Dynamic flood» i programvaren Scalgo Live. Dette gjøres for å kartlegge vannføring, vannhastighet og overvannsutbredelse innenfor planområdet.

Dynamic Flood, Scalgo Live

Det er utført en hydrodynamisk analyse av avrenning med 100 års nedbør og klimafaktor 1,5 for å undersøke overvannsavrenning og overvannsfaren i og rundt planområdet. En nedbørhendelse er laget ved å konstruere et CDS-regn og simuleres over et utvalgt område. Avrenning simuleres ved å hensynta infiltrasjon og overflateruhet for ulike overflatetyper og løsmasselag. Infiltrasjonsverdier og verdier for overflateruhet er standardverdier laget av Scalgo.

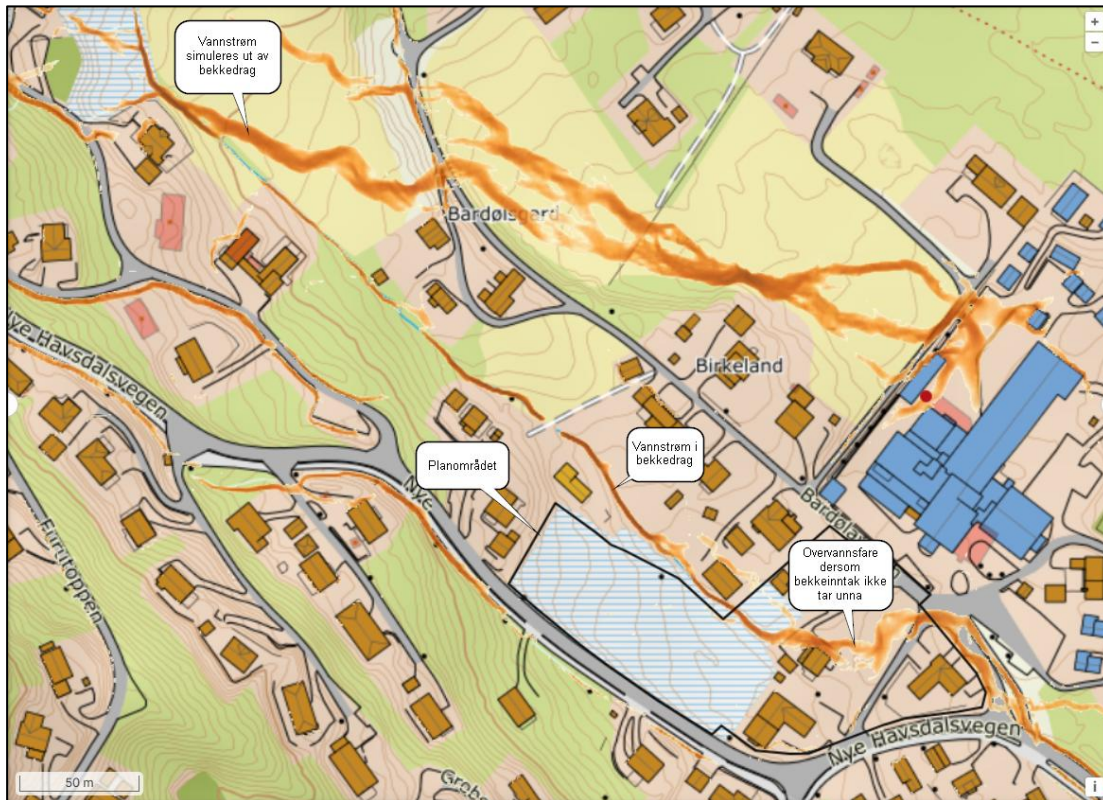
Nedbørhendelsen er 90 minutter, samlet nedbørmengde er 34 mm og maks. nedbørintensitet er 131 mm/time. Nedbørdata er hentet fra Nesbyen-Skoglund (se Figur 13). Nedbørhendelsen er vist som et nedbørhyetogram i Figur 15.



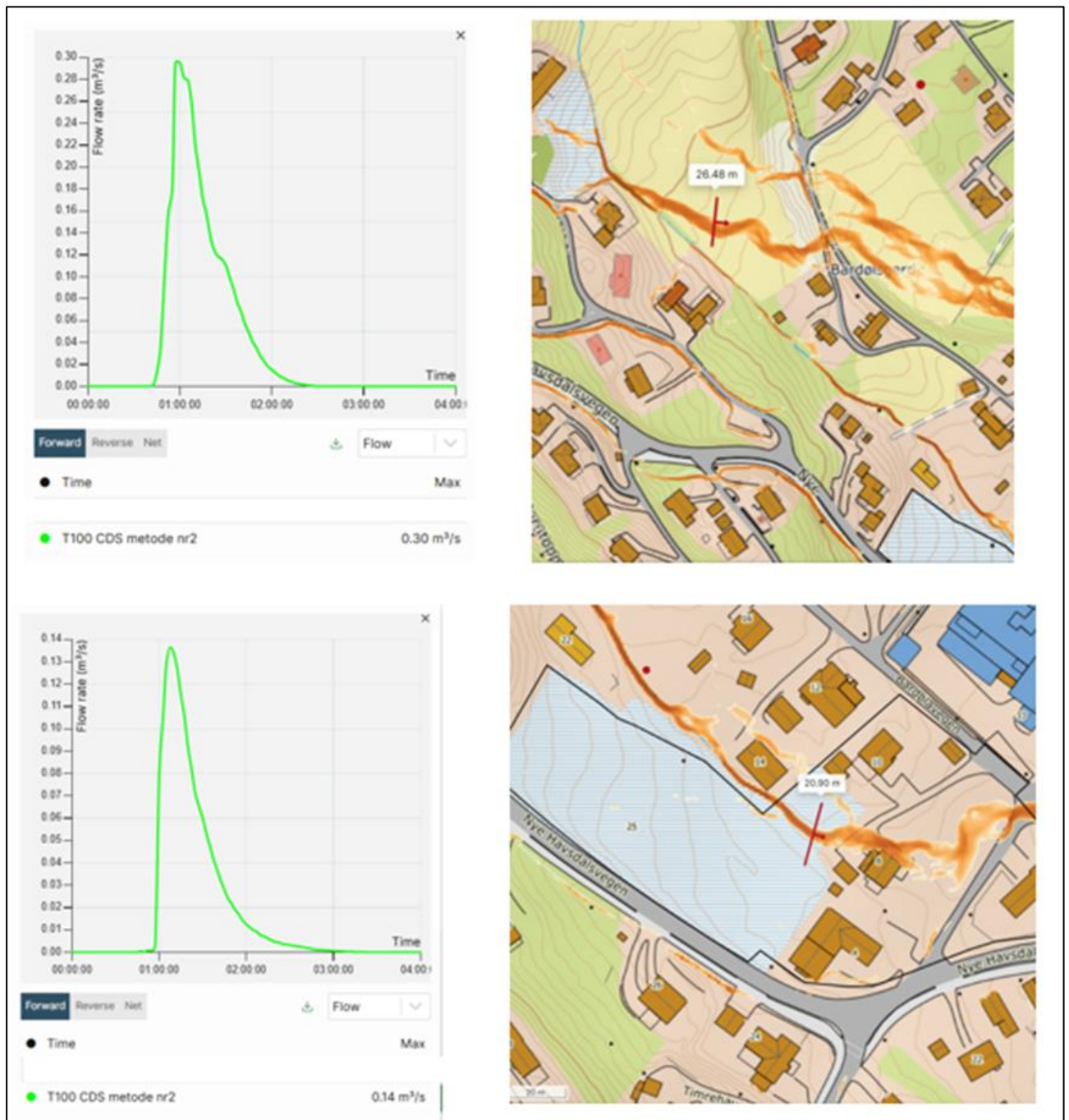
Figur 15: Nedbørhyetogram laget i Scalgo.

Figur 16 nedenfor viser simulert vannfluks. Simuleringen viser en vannfluks i bekkeløp, og viser utbredelsen, dersom bekkeinntak ikke tar unna overvann (ved at det går tett eller at overvannsmengden overskrider bekkeinntakets kapasitet). Bekkeinntaket er ikke hensyntatt i simuleringen. Simuleringen viser også at det går en vannstrøm ut av bekkeløpet, dette er ikke sikkert stemmer med virkeligheten.

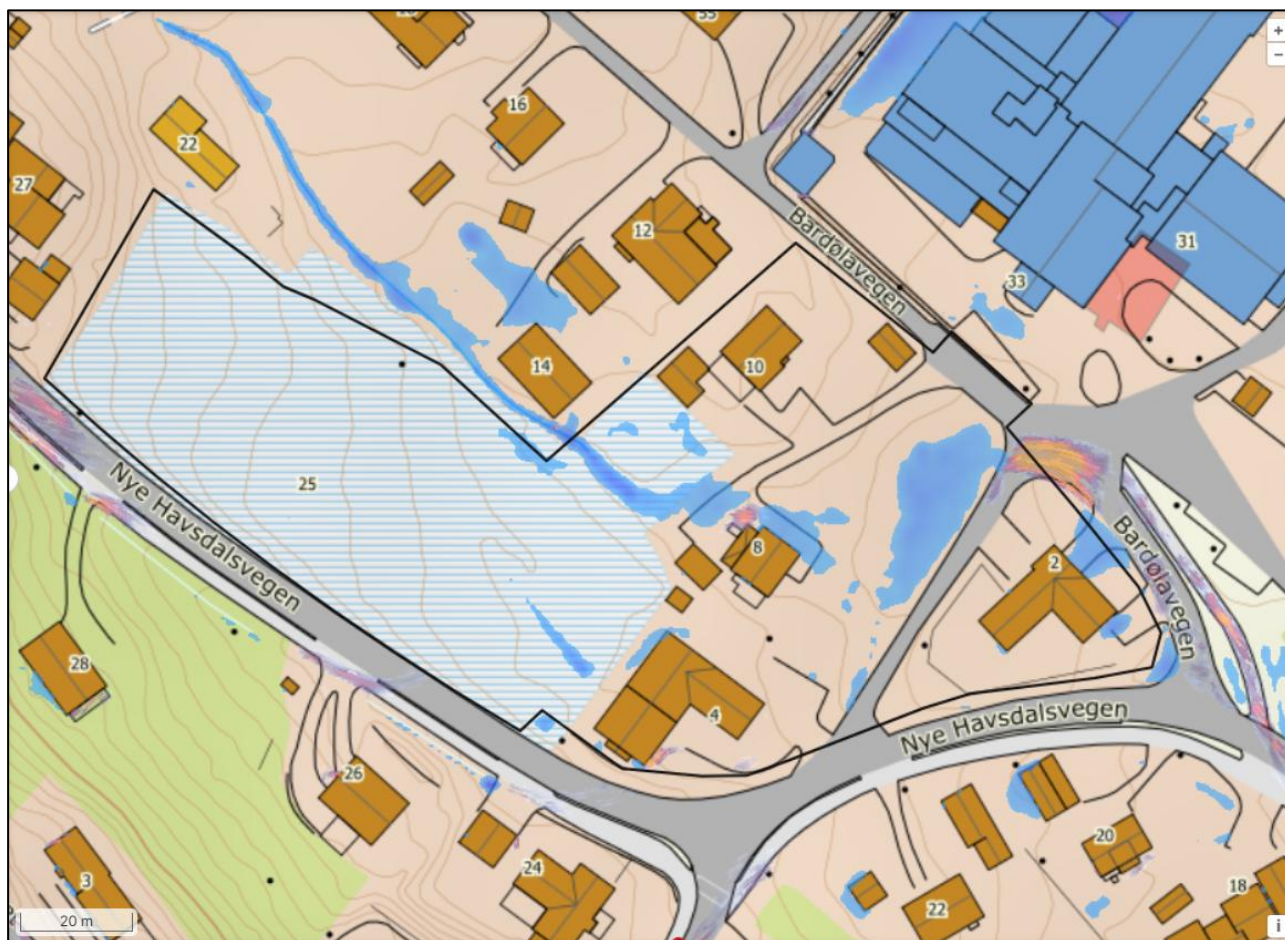
Figur 17 viser simulert vannføring for to vannstrømmer. Det simuleres 300 l/s ut av bekkeområdet, og det simuleres 140 l/s inn mot bekkeinntaket. Totalt blir dette 440 l/s.



Figur 16: Simulert vannfluks (l/s/m) i og rundt planområdet.



Figur 17: Simulert vannføring i vannstrømmen som går ut av bekkeløp og simulert vannføring inn mot bekkeinntak.



Figur 18: Oversvømte områder (blå skravur) med min. vanndybde 10 cm og vannstrøm (rød/gule linjer) med min. vannhastighet 0,5 m/s.

Analysen viser at det foreligger en overvannsfare i planområdet, nedstrøms bekkeinntaket. Det må dermed sikres en trygg flomveg som overløp, dersom bekkelukking ikke tar unna overvannsavrenningen. Valgt løsning for flomveg blir styrende for videre utvikling i planområdet.

3. Fremtidig situasjon



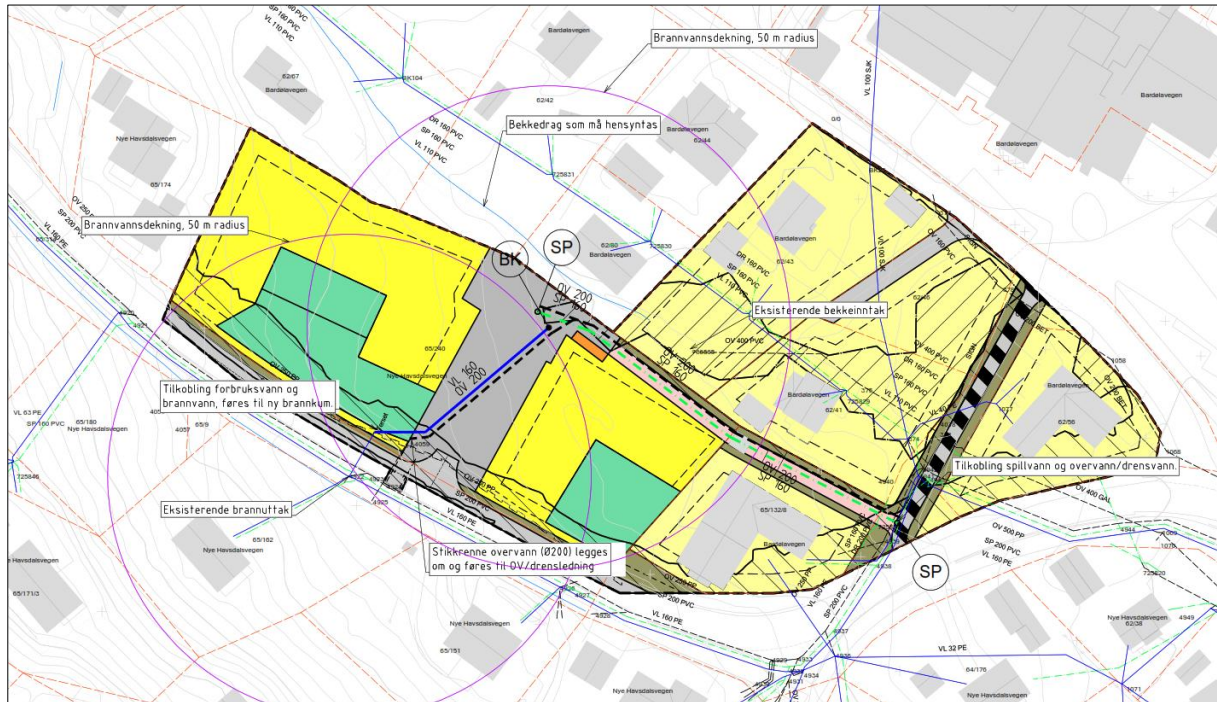
Figur 19: Illustrasjon av planlagt utbygging i planområdet.

Planlagt utbygging er vist i Figur 19. Det skal bygges ca. 46 mindre boligenheter fordelt på 3 bygg. Det skal bygges parkeringsplasser og en ny gang- og sykkelveg.

3.1. Vannforsyning og spillvann

Figur 20 viser utklipp av tegning HB101 (plantegning vann og avløp). Punkt 1 er tilkobling for forbruksvann og slokkevann. Det er lagt klar en VL160 som kan tilkobles. Denne forlenges til enden av parkeringsplassen der det etableres en ny brannkum, punkt 2. Dette vil gi en god slokkevannsdekning, sirkler med 50 meter radius branndekning er vist på tegning. Det er viktig at brannkum ikke plasseres for oppstillingsplass for biler, men i kjøreareal.

Fra punkt 2 legges det spillvannsledning og ev. drens- /overvannsledning østover langs ny gang- og sykkelveg til punkt 3. Her kan spillvann tilkobles eksisterende SP200 ledning. Det må etableres en ny spillvannskum i tilkoblingspunkt.



Figur 20: Utklipp fra tegning HB101.

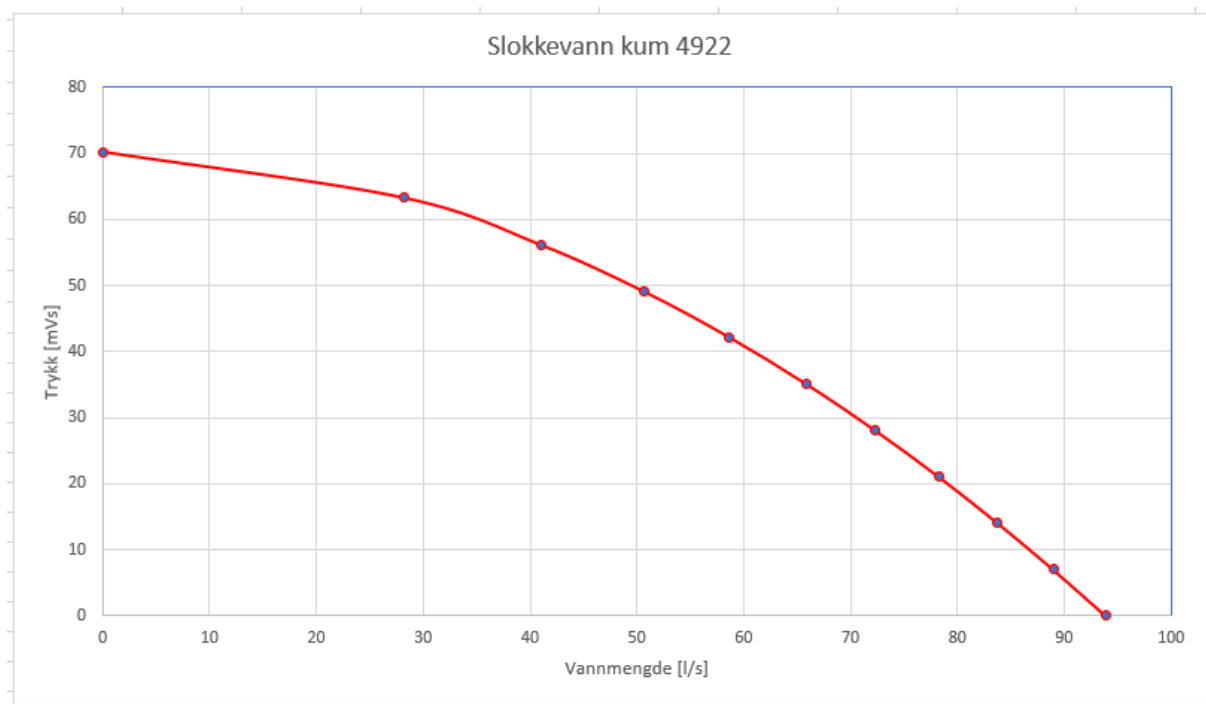
3.1.1. Forbruksvann og brannvann

Det legges opp til å etablere 46 mindre enheter (leiligheter) i reguleringsplanen.

Beregning av maks vannmengde (forbruksvann) beregnes iht. Normalreglementet for sanitæranlegg (1-500 boliger) = 2,85 l/s.

Planlagt bebyggelse vurderes til å være annen bebyggelse, det vil si at det er krav om minst 50 l/s fordelt på to uttak.

Det er utført en beregning av kapasitet for slokkevann i kum 4922, dette er en brannvannskum som er plassert ved siden av planområdet. Beregningen er hentet fra Hol kommune sin ledningsnettmodell. Statisk trykk er ca. 70 mVs, og ved tapping av 50 l/s er trykket ca. 50 mVs.



Figur 21: Kurve som viser hvordan trykket faller med uttak av slokkevannsmengde.

3.1.2. Spillvann

Spillvannsmengder settes lik beregnet forbruksvannmengde, 2,85 l/s. Det anbefales at det legges en SP160 spillvannsledning fra tiltaksområdet til tilkoblingspunkt kommunalt ledningsnett.

3.1.3. Detaljprosjektering

VA-norm til Hol kommune skal legges til grunn ved prosjektering av VA-anlegget.

3.2. Overvannshåndtering

3.2.1. Krav og forutsetninger

Overvann skal håndteres i henhold til treleddstragien jf. TEK17 § 15-8.



Figur 22: Hentet fra TEK17.

Trinn 1: Infiltrasjon: Avrenning forsinkes eller forhindres ved at vann infiltreres i grunnen – enten gjennom dekker som vann naturlig trekker gjennom (for eksempel grus eller plener) eller kunstige strukturer (for eksempel regnbed).

Trinn 2: Fordrøyning: Overskuddsvann som ikke kan infiltreres på den enkelte eiendom, ledes til anlegg for fordrøyning, som for eksempel et åpent vannmagasin.

Trinn 3: Avledning: Når overvannsmengden overstiger kapasiteten for infiltrasjon og fordrøyning, må overvannet avledes til trygg resipient, som oftest til sjø eller vassdrag. Avledning kan være åpne vannveier eller planlagte flomveier.

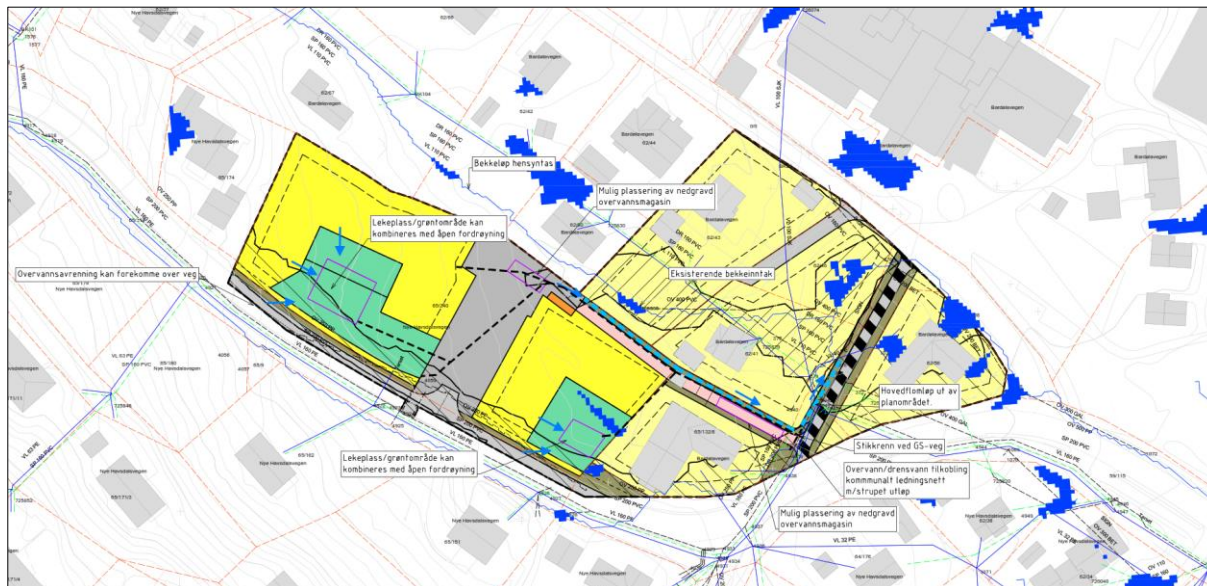
Videre skal VA-norm til Hol kommune følges.

IVF-kurve benyttet til beregning og simulering er hentet fra nedbørstasjon Nesbyen – Skoglund (SN24880).

3.2.2. Nedslagsfelt

Planområdets nedslagsfelt for der det er planlagt ny utvikling er vist i Figur 23.

Nedslagsfeltet består av nye bygg, veger, parkeringsareal og grøntareal (permeable flater). Totalt areal er 5144 m².



Figur 23 Nedslagsfelt med planlagt utvikling er vist med lilla linje.

Arealer, avrenningskoeffisienter og beregnet midlere avrenningskoeffisient er vist i Tabell 2. Beregnet midlere avrenningskoeffisient etter utbygging er 0.51.

Tabell 2: Arealer og innenfor planområdet som det planlegges byggetiltak på.

Delfelt	Sum areal [m ²]	Takflater/tette flater [m ²] c-faktor = 0,9	Permeable flater / grønne flater [m ²] c-faktor = 0,2	Midlere avrenningskoeffisient (c-faktor)
Nedslagsfelt	5144	2283	2881	0,51

3.2.3. Trinn 1

Trinn 1 omhandler håndtering av dagligdags nedbør. Det legges opp til at denne nedbøren fanges, infiltreres og fordampes ved at overvann fra tette flater ledes til permeable flater. Se eksempel nedenfor på takutkast på terreng.



Figur 24: Takvann ledes ut på terreng/grøntområde. Foto: Jan Inge Rygh.

3.2.4. Trinn 2

Trinn 2 omhandler fordrøyning av overvann ved store regnmengder. For nye byggetiltak innenfor planområdet anbefaler vi at 20 års regnet inkludert klimapåslag (1,5) fordrøyes lokalt, med styrt påslipp av overvann til bekke drag eller ev. overvann/drensledning som legges inn i planområdet.

Beregning av påslipp overvann

Ved beregning av maksimalt påslipp av overvann legges det opp til at situasjonen ikke skal forverres der det utføres byggetiltak. Mengden overvann fra ubebygde terreng beregnes med 0,2 i avrenningsfaktor og klimafaktor 1,0. Konsentrasjonstiden for nedslagsfeltet er vurdert til å være 15 min.

Beregningsresultat:

Nedslagsfelt: $0,5144 \text{ ha} \times 0,2 \times 95,3 \text{ l/sha} \times 1,0 = 9,8 \text{ l/s}$.

Valg av overvannstiltak og beregning av nødvendig fordrøyningsvolum

Det anbefales åpne fordrøyningsvolumer som holder tilbake overvann lokalt i planområdet.

Beregnet fordrøyningsvolum for nedslagsfelt = 37 m³.

Se vedlegg A for beregningsark fordrøyning.

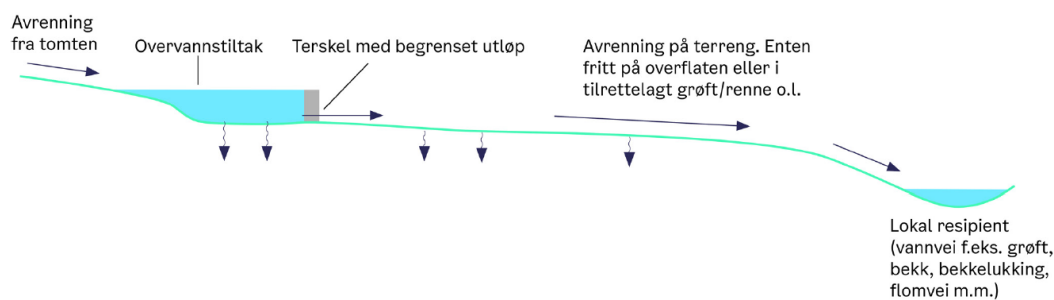
Det anbefales mest mulig åpen håndtering av overvannet. Parkeringsplass må etableres med tverrfall med fall fra midten ut mot oppsamlingsgrøft langs kanten. Taknedløp fra bygg bør føres ut på terreng, med videre avrenning mot fordrøyningstiltak.

Fordrøyningstiltak kan etableres i grøntområdene. HB102 viser hvordan overvann kan håndteres. Et eksempel på åpent fordrøyningsvolum er vist nedenfor.



Figur 25: Åpent fordrøyningsmagasin ved NMBU Ås. Foto: Jan Inge Rygh.

Utløp (mengdestyrt) kan være på terreng eller via kum med virvelkammer ev. hull.



Figur 6.5 Skjematisk fremstilling av utløp til terreng fra trinn 2-tiltak via terrengavrenning til resipient.
(Illustrasjon: Asplan Viak og PBE)

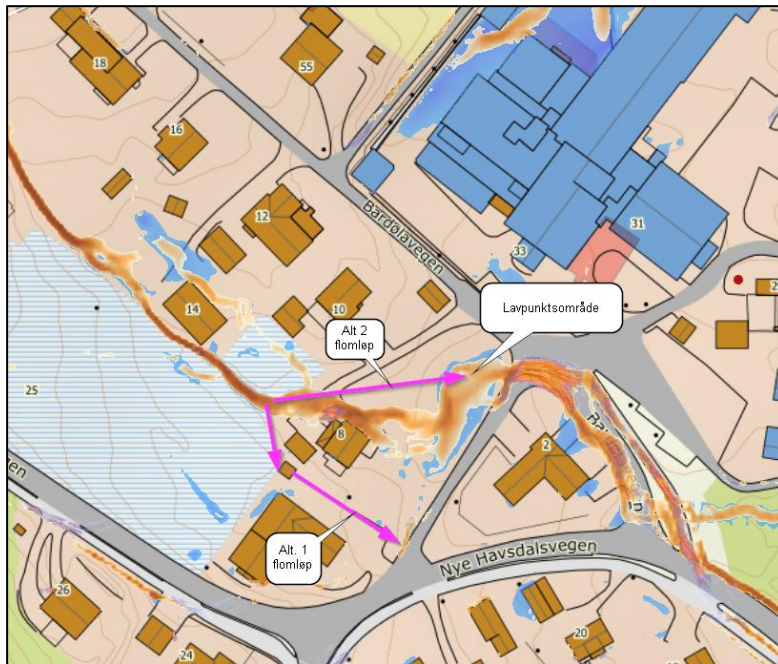
Figur 26: Skjematisk fremstilling av utløp til terreng hentet fra overvannsveilederen til Oslo kommune.

3.2.5. 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.

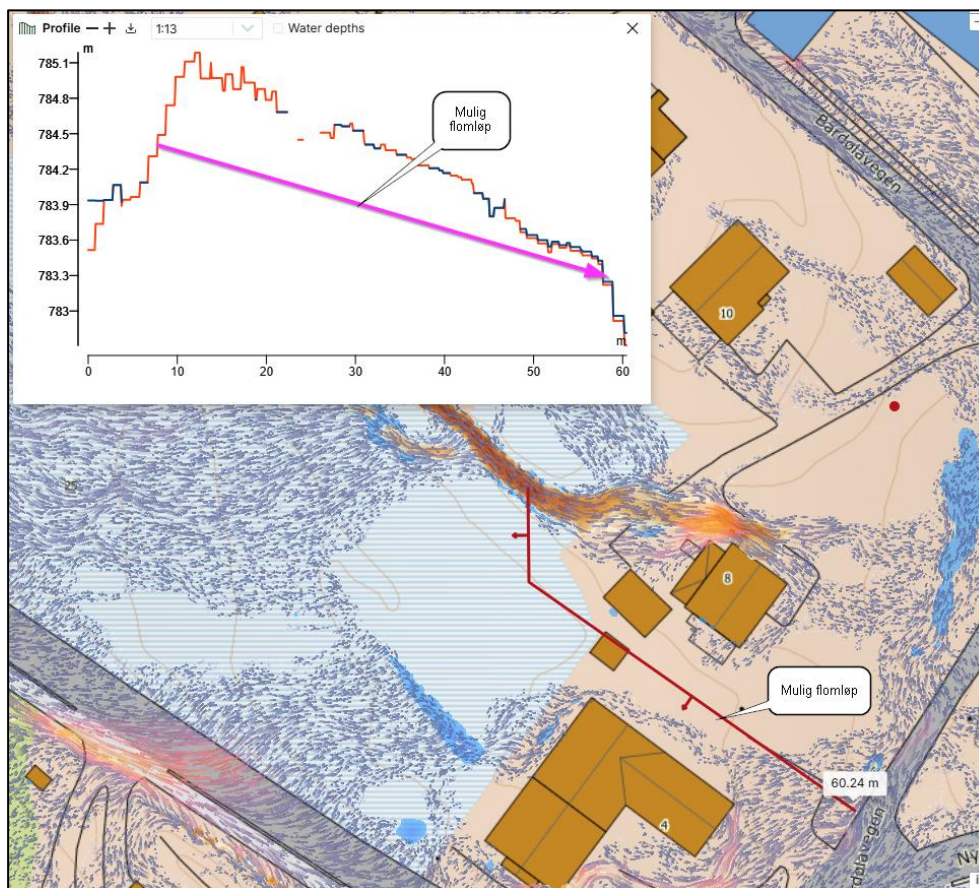
Flomveier er skissert på HB102.

I tillegg til flomveier for å håndtere nedbør som faller på planområdet, må det tilrettelegges for en flomvei, dersom bekkeinntak innenfor planområdet går tett eller kapasiteten overskrides. Det er vist to alternativer i Figur 27 nedenfor.



Figur 27: Forslag to alternativer flomløp.

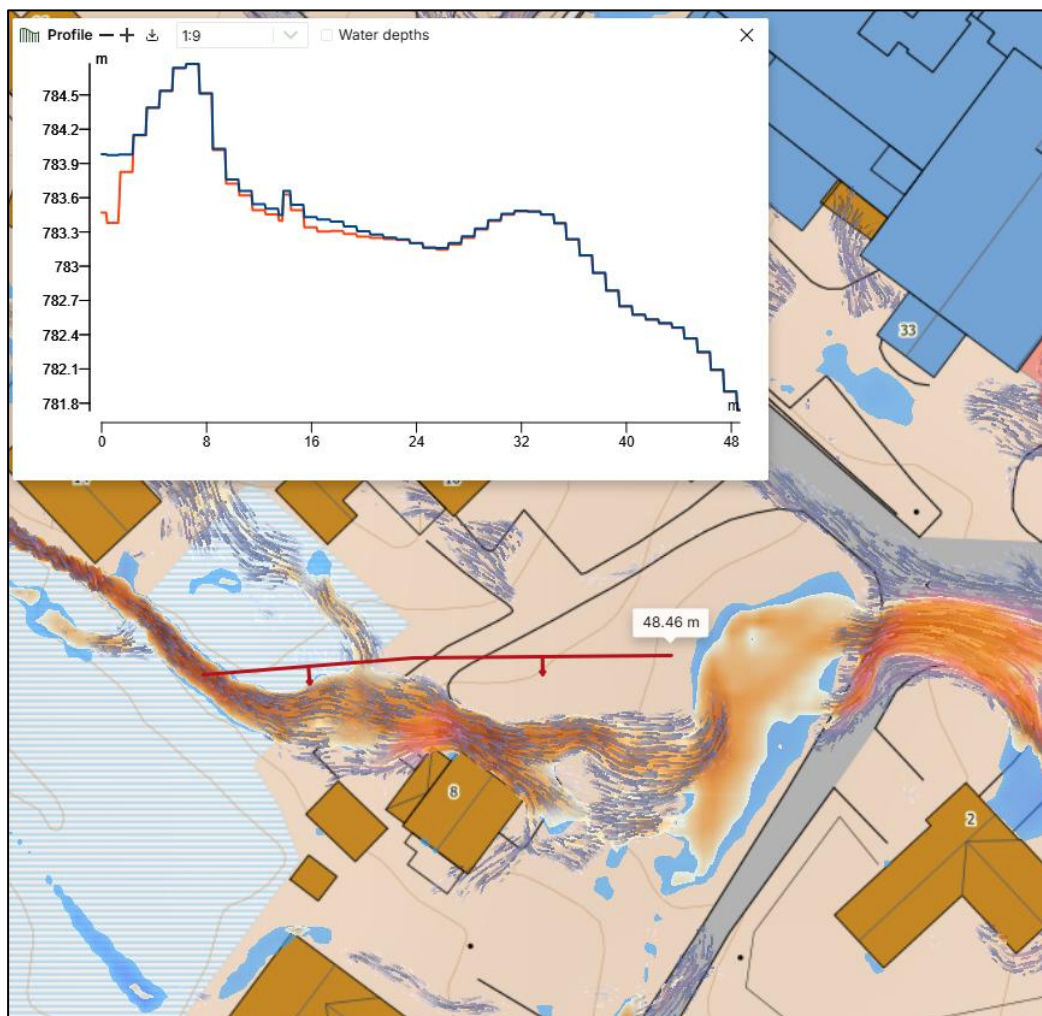
Alternativ 1 legges flomløp i grøft langs ny gang- og sykkelveg. Et høydeprofil av eksisterende terreng er vist i Figur 28. Det kan være behov for at det må gjøres noen terrengendringer. Det ser ut til at terreng også må bearbeides mot hus nr. 8 og 10, terreng må stedvis heves.



Figur 28: Høydeprofil eksisterende terreng langs flomløp alternativ 1.

Med alternativ 2 legges flomløpet på nordsiden av hus nr. 8, og følger i større grad dagens flomløp. Det må da tilrettelegges for et sikrere flomløp med enten en stikkrenne under vegen eller et mer kontrollert løp på overflaten av vegen.

Alternativ 1 er sikret i planen. Alternativet må videre vurderes og detaljprosjekteres i neste fase (byggesøknad).

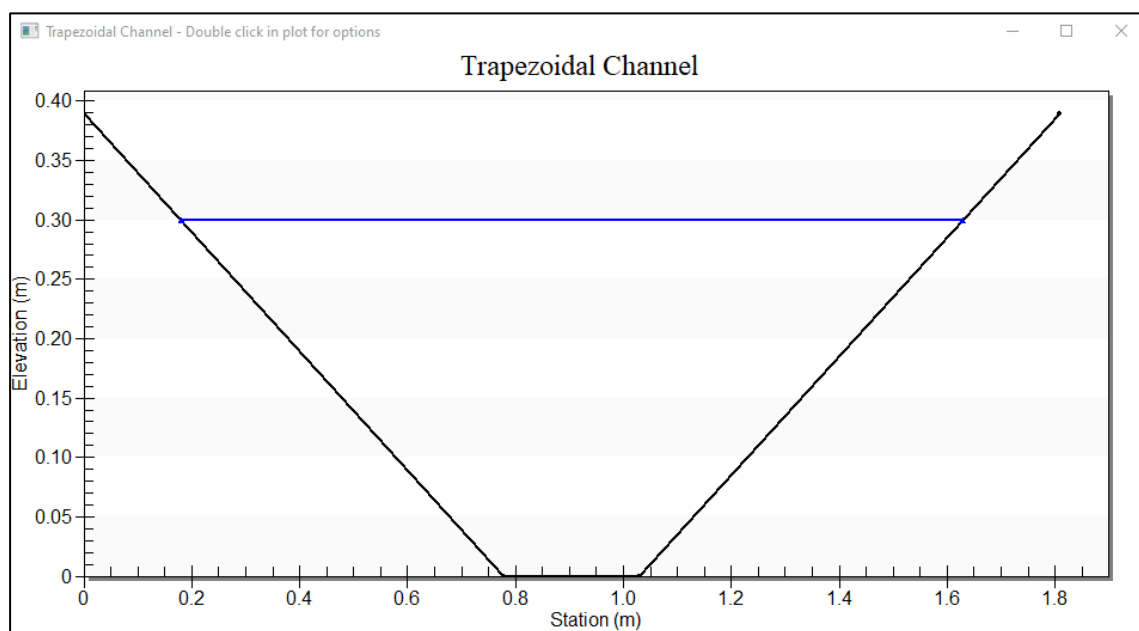


Figur 29: Høydeprofil eksisterende terreng langs flomløp alternativ 2.

Med bakgrunn i analyser og beregninger anbefales det at flomvei dimensjoneres for 500 l/s.

Det er utført en hydraulisk beregning av flomløp, se Figur 30 og Figur 31. Dette for å vurdere om veggrøft langs ny gang- og sykkelvei vil kunne fungere som et flomløp. Med en bunnbredde på 0,25 m og sidehelning 1/2 vil vannhøyden i grøfta bli ca. 0,3 m med et lengdefall på 0,04 m/m. Valgt lengdefall er vurdert mht. eksisterende terrenghøyder.

En veggrøft med 1,5 meter bredde vil ha tilstrekkelig bredde for å etablere flomløpet.



Figur 30: Plot av tverrsnitt flomløp.

Channel Analysis

Type: Trapezoidal Define...

Side Slope 1 (Z1): 2.0 H : 1V

Side Slope 2 (Z2): 2.0 H : 1V

Channel Width (B): 0.25 (m)

Pipe Diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal Slope: 0.04 (m/m)

Manning's Roughness: 0.0300

☒ Enter Flow: 0.500 (cms)

☐ Enter Depth: 0.300 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

Parameter	Value	Units
Flow	0.500	cms
Depth	0.300	m
Area of Flow	0.254	m ²
Wetted Perimeter	1.590	m
Hydraulic Radius	0.160	m
Average Velocity	1.965	m/s
Top Width (T)	1.448	m
Froude Number	1.497	
Critical Depth	0.361	m
Critical Velocity	1.426	m/s
Critical Slope	0.01697	m/m
Critical Top Width	1.694	m
Calculated Max Shear Stress	117.465	N/m ²
Calculated Avg Shear Stress	62.743	N/m ²

OK Cancel

Figur 31: Egenskaper flomløp og beregnet resultat.

4. Forslag til arealplanen/bestemmelser for overvannshåndtering

- Bekkeinntak i planområdet må forbedres slik at kapasiteten ved inntaket økes.
- Det må etableres et flomløp som sikrer en trygg flomvei gjennom planområdet, se HB102.
- Det må etableres overvannshåndtering iht. 3-trinns-strategi:
Trinn 1 = Tette flater ledes til permeable flater for infiltrasjon/fordamping.
Trinn 2 = 20 års regnet + klimapåslag fordrøyes lokalt i planområdet, med en videreført overvannsmengde lik eksisterende situasjon.
Trinn 3 = Trygge flomveier skal etableres og håndtere 100 års regnet + klimapåslag.

5. Drift og vedlikehold

Det skal alltid utarbeides dokumentasjon for forvaltning, drift og vedlikehold (FDV dokumentasjon) for alle vann, avløp- og overvannsløsninger, jf. Va-norm Hol kommune og TEK17 kapittel 4

Område for snøopplag må ikke plasseres slik at det blokkerer flomveier.

Regnbed og nedsivingsarealer driftes og vedlikeholdes i henhold til VA-Miljøblad nr. 106. Dette innebærer gressklipping og skjøtsel av planter. Løv og avfall bør fjernes med jevne mellomrom, spesielt på høsten.

Tegningsliste

HB101	Plantegning vann og avløp
HB102	Plantegning overvann

Kilder

- NGU
- Nibio
- Scalgo
- TEK17
- Norsk klimaservicesenter

Vedlegg

Vedlegg A Beregninger for trinn 2 – delfelt 1

Vedlegg A

Trinn 2 beregning – Nedslagsfelt

FORDRØYNING - Beregning av nødvendig volum

Oppdrag: 642532-01 Revidering av reguleringsplan Boliger Nye Havsdalsvegen
Utført av: Jan Inge Rygh
Kontrollert av: Magnus Skrindo
Dato: 21.11.2025

INPUT

Funksjonskrav:

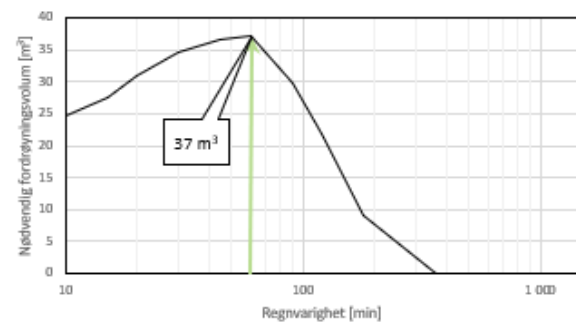
K_f =	1.50	-	(Klimafaktor)
G_I =	20	år	(Dim. gjentakintervall)
$Q_{midlere,el}$ =	9.8	l/s	(Maksimalt videreført)
$Q_{midlere}/Q_{maks,el}$ =	0.70	-	(Forhold for midlere utløp)

Felt:

A =	5 144	m ²	(Størrelse nedbørfelt)
φ =	0.51	-	(Midlere avrenningskoeffisient)
t_k =	15	in	(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 =	37	m ³	(Nødvendig fordrøyningsvolum)
$A \cdot \varphi$ =	2 623	m ²	(Redusert nedbørfelt)
$Q_{midlere}$ =	6.9	l/s	(Midlere utløp)
K_f =	1.50	-	(Klimafaktor)
$P \cdot K_f$ =	24	mm	(Dimensjonerende nedbørmengde)
$I \cdot K_f$ =	65.4	l/(s·ha)	(Dimensjonerende nedbørintensitet)
t_r =	60	min	(Dimensjonerende regnvarighet)
Q =	38	l/s	(Dimensjonerende tilrenning)
D_i =	204	mm	(Minste innvendig diameter tilløpsrør)
t =	1.5	t	(Tømmetid for magasin i timer)

t_r [min]	I [l/(s·ha)]	K_f [-]	$I \cdot K_f$ [mm/s]	$P \cdot K_f$ [mm]	V [m ³]
10	122.3	1.50	1.8E-05	11	25
15	95.3	1.50	1.4E-05	13	28
20	82.8	1.50	1.2E-05	15	31
30	66.2	1.50	9.9E-06	18	35
45	51.9	1.50	7.8E-06	21	37
60	43.6	1.50	6.5E-06	24	37
90	31.5	1.50	4.7E-06	26	30
120	25.1	1.50	3.8E-06	27	22
180	19.6	1.50	2.9E-06	32	9
360	12.7	1.50	1.9E-06	41	0
720	8.0	1.50	1.2E-06	52	0
1440	4.9	1.50	7.4E-07	64	0

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 | 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