

Separering av fellessystem i Hommelvik

Separation of Combined Sewer System in
Hommelvik

Trondheim mai 2022

Forfattere:
Håvard Lågeide og
Snorre Flåten Kampenhaus

Intern veileder:
Marius Møller Rokstad

Ekstern veileder:
Trond Arne Bonslet
v/ Structor Trondheim AS

Prosjektnr:
2022 - 06

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemstilling

Malvik kommune sliter i dag med etterslep på utskiftningen av ledningsnett. De opplever større mengder fremmedvann på systemet sitt i Hommelvik, og man har en situasjon med kapasitetsproblemer i renseanlegg og avløpsnett generelt. Det rapporteres at mye avløpsvann går til overløp, og man er generelt ikke fornøyd med dagens situasjon.

Oppgaven tar for seg en eldre fellesavløpsledning langs Selbuvegen i Hommelvik, hvor avløpssituasjonen i denne traséen, har store negative ringvirkninger på hele avløpsnett i Hommelvik. Det vil vurderes egnede metoder for separering, hvor sluttproduktets mål vil være et avløpsnett rustet for fremtidens regn og bebyggelse. Oppgaven ønsker spesielt å fremme løsninger som vil bidra til økt utskiftningstakt for kommunen.

Resultatmål

- Fremlegge alternativer til metoder for separering, og utarbeide en overordnet plan for separering av traséen.
- Utføre kapasitetsberegninger og dimensjonere foreslåtte løsninger for spillvann og overvann
- Utarbeide løsninger som har mål om å utbedre situasjonen ved Isdammen.
- Gjennomføre detaljprosjekt av et foreslått tiltak
- Kalkulere kostnadsoverslag for separeringsprosjektet

Stikkord

Vann og Avløp

Separering

Spillvann

Overvann

Åpen overvannshåndtering

Grøftefrie metoder

Malvik kommune

Forord

Oppgaven er utarbeidet av Snorre Flåten Kampenhaus og Håvard Lågeide, ved Bygg og Miljø på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim.

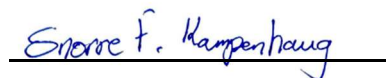
Valg av tema og oppgave har bakgrunn i vår interesse for vann- og avløpsteknikk, hvor tema som modellering, prosjektering, overvannshåndtering, og grøftefrie metoder, er områder vi ønsket å utforske i vår oppgave.

Vi ønsker å takke gjengen ved Structor Trondheim AS for all tid og veiledning de har bidratt med underveis. De stilte også sine lokaler til disposisjon, hvor vi fikk gleden av å oppleve å jobbe tett på et slikt profesjonelt fagmiljø. Det rettes en spesiell takk til våre veiledere Trond Arne Bonslet og Vegard R. Myklebostad v/Structor Trondheim AS.

Takk til Malvik kommune v/Tom A. Havnes og Ghaith E. Alkholossi, for et godt og givende samarbeid. Det har vært en utrolig givende erfaring å få innblikk i de avgjørelser og synspunkt dere har kommet med underveis.

Ellers rettes det også en takk til andre medvirkende til arbeidet med oppgaven; Ellen Margrethe Jahren Randa v/SSTT, Peer Christian Nordby v/Olimb AS, og Dag Terje Børseth v/Fosli Maskin AS.

Til slutt vil vi takke vår veileder v/NTNU, Marius Møller Rokstad, for god veiledning og tilbakemeldinger underveis.



Snorre Flåten Kampenhaus

20.05.2022



Håvard Lågeide

20.05.2022

Abstract

The sewage system in Hommelvik experiences capacity problems in the sewage network, due to seepage and large amounts of surface water that seize the capacity. As a result, there is a negative environmental situation, where large amounts of untreated wastewater are discharged into the fjord.

The thesis presents different methods for separating a combined sewer system running along Selbuvegen in Hommelvik. The current state of this sewage system, has major negative ripple effects on the capacity of the entire sewer network in Hommelvik.

The proposed measures aim to improve the situation by establishing a separated sewage system that is equipped for the future, meanwhile also taking into consideration increasing the replacement rate. The proposed measures utilize open surface water management, meanwhile the establishment of a wastewater pipeline, is reached through redefining the existing sewer system.

Capacity calculations and dimensioning have been carried out for the proposed measures. Calculations of wastewater volumes are based on consideration in increased amounts of residencies along the pipeline. Dimensioning of pipeline was done through the use of Colebrook / White formulas. Calculation of precipitation amounts and runoff is done through NVE's formula for small precipitation fields. Calculations have also been made using the Rational Method and simulations have been carried out in MIKE +, to verify the results. Dimensioning of surface water measures has been done by Manning's formula and the use of nomogram readings and table values.

A detailed design of a proposed measure has been carried out. Drawings of a plan and length profile and ditch cross section for the route have been prepared. A rough cost estimate for the project implementation has also been calculated, where the total sum for the project implementation is estimated at approximately NOK 3 000 000.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn og tema	1
1.2	Innføring i fellesavløpets bakgrunn og virkemåte.....	2
1.3	Eksisterende situasjon	3
1.3.1	Prosjektbeskrivelse	3
1.3.2	Avløpsnett i Hommelvik.....	5
2	Teori.....	6
2.1	Spillvann.....	6
2.1.1	Beregning av spillvannsmengder.....	6
2.1.2	Kapasitetsberegninger	9
2.1.3	Vurdering av selvrens	12
2.2	Overvann	14
2.2.1	Deltagende nedbørsfelt	14
2.2.2	Rasjonelle metode.....	16
2.2.3	Nasjonalt formelverk for små nedbørsfelt.....	22
2.2.4	Kapasitetsberegning og dimensjonering av kulverter /stikkrenner	26
2.2.5	Simulering i MIKE+.....	30
2.3	Metoder for ledningsfornyelse	36
2.3.1	Strømperenovering	36
2.3.2	Fjellboring	38
2.3.3	Utblokking	39
2.3.4	Inntrekning av rør	40
2.3.5	Rørpressing.....	40
2.3.6	Konvensjonell graving av grøft	41
3	Vurdering av metoder.....	42
3.1	Overordnet om separeringsmetode.....	42
3.1.1	Overvann	42
3.1.2	Spillvann.....	43
3.1.3	Vannledning.....	43
3.1.4	Fornyning av Kummer.....	43
3.1.5	Usikkerheter knyttet til private ledninger.....	44
3.2	Utbedring av bekkeløpet	45
3.2.1	Behov for oppdimensjonering av kulverter	46
3.3	Trasé: Grindbakken-Åsbergvegen.....	48

3.4 Trasé: Åsbergvegen-Isdammen.....	50
3.5 Trasévalg ved Isdammen.....	51
3.5.1 Trasé 1	53
3.5.2 Trasé 2	55
3.5.3 Trasé 3	58
3.6 Trasé ned Kl.10-berget.....	60
3.6.1 Inntrekning av rør	60
3.6.2 Hammerboring.....	61
4 Resultat	63
4.1 Oversikt for overordnet plan for separering.....	63
4.2 Detaljprosjektert løsning - Trasé 3 ved Isdammen.....	64
4.2.1 Inngangsdata for prosjekteringen	64
4.2.2 Plan- og lengdeprofil	64
4.2.3 Grøftetverrsnitt	66
4.2.4 Anleggstekniske hensyn for vannhåndtering.....	67
4.3 Kostnadsoverslag	68
4.3.1 Strømpetrekking	68
4.3.2 Grøftegraving.....	68
Figurliste	69
Referanser	71
Vedleggsliste.....	73

1 Innledning

1.1 Bakgrunn og tema

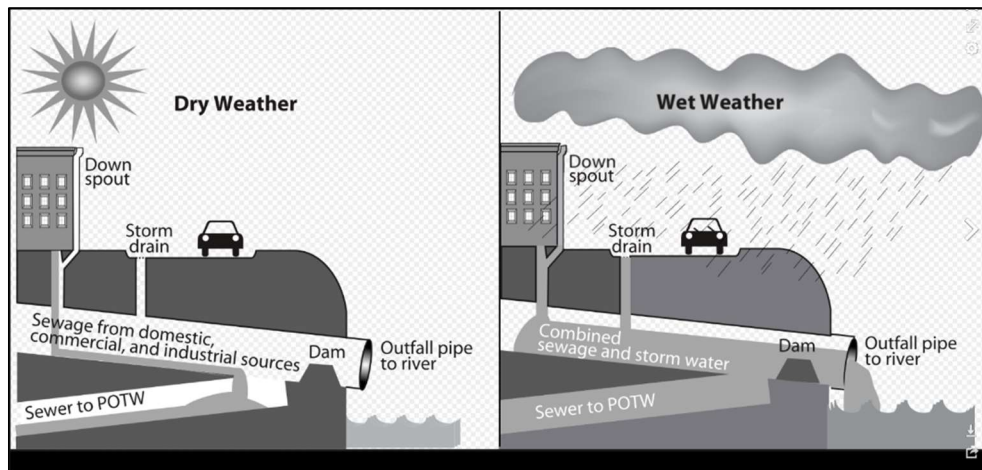
Dagens situasjon i kommuner over hele Norge, er at de generelt opplever stort etterslep i vedlikehold og fornying av ledningsnett. Økende antall kraftige regnhendelser som følge av klimaendringer, gjør at det stadig blir større uro knyttet til avløpssystemets kapasitet. Tilbakeslag av avløpsvann i kjellere, flomvann på avveie, og stor overløpsdrift er noen av konsekvensene ved disse kapasitetsproblemene.

Overvåkning og dokumentasjon av overløpsutslipp er for dårlig, og man har lite kontroll på hvilke mengder man slipper ut (Rådgivende Ingeniørers Forening). De siste årene har det vært en innstramning i håndteringen av avløpsvann, hvor det rettes oppmerksomhet på de negative miljøaspektene og konsekvensene av utslipp av forurenset avløpsvann.

Separering av fellessystemer for spillvann og overvann er et nødvendig tiltak for kommuner å gjennomføre for å redusere belastningen på avløpsnett og renseanleggene. Man eliminerer også situasjoner hvor spillvann føres til avlastningsoverløp ved store regnmengder. Det medfører dog store kostnader å fornye og separere ledningsnett, og pålegger ofte utgifter for private som er tilknyttet. Det er derfor ofte vanskelig å finne politisk motivasjon og midler til å gjennomføre prosjekter i tilstrekkelig grad og hyppighet som behøves. Å finne de mest kostnadseffektive tiltakene og løsningene er derfor essensielt.

1.2 Innføring i fellesavløpets bakgrunn og virkemåte

Fellesavløpssystemer for spillvann og overvann ble tidligere ansett som en effektiv løsning for å håndtere avløpsvann i urbane strøk. De håndterer alt avløpsvann fra både industri, mennesker og nedbør, alt med bare ett rørsystem. Dette gjør det til en rimeligere løsning enn alternativet med å føre spillvann og overvann i separate systemer. Det er fortsatt mange byer og tettsteder som har operative fellessystem, nettopp på grunn av deres tidligere popularitet og kostnadseffektivitet.



Figur 1 – prinsippskisse for fellesavløpssystem, figur hentet fra (U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2004)

Som følge av *Forurensingsforskriften, Del 4*, stilles det krav til rensing av avløpsvann før det slippes ut. Rent overvann fra nedbør er ikke i stor grad forurenset og kan derfor som regel slippes direkte ut. Ved fellesavløp vil derimot regnvannet blandes med spillvann, og derfor anses som avløpsvann som må renses før utslipp. Dette gjør at man må bruke store ressurser på rensing av overvann, og vil pålegge stort press på kapasiteten i renseanlegg ved nedbør.

Det er ikke kostnadmessig forsvarlig å bygge pumpe- og renseanlegg som har tilstrekkelig kapasitet til å ta unna de store nedbørshendelsene. For å kunne ta unna avløpsvann i hendelser hvor kapasiteten i overskrides, må man derfor ha overløpsmekanismer hvor avløpsvannet forbigår renseanlegg og slippes direkte ut til resipient. En annen konsekvens ved manglende kapasitet i ledningsnett vil være at man kan få oppstuvning i avløpsnett og vann kan trenge seg inn i kjellere.

1.3 Eksisterende situasjon

Malvik Kommune opplever større mengder fremmedvann på avløpssystemet sitt i Hommelvik, noe som gir kapasitetsproblemer i renseanlegg og nettet generelt. Det rapporteres at mye avløpsvann går til overløp, og man er generelt ikke fornøyd med dagens situasjon. Avdekking av fremmedvannskilder og separering av gjenstående fellessystemer i kommunen er derfor høyt på agendaen.

De har også problemer med utskiftningstakten, hvor det fra kommunens Hovedplan for Vann og Avløp (ikke vedlagt av konfidensielle hensyn) er merket at man ved dagens utskiftningstakt har et ledningsnett med høyere grad av forfall en fornying. Her er det pekt spesifikt på å nytte grøftefrie metoder for å redusere løpemeterkostnader og øke utskiftningstakten.

1.3.1 Prosjektbeskrivelse

Prosjektoppgaven tar for seg separering av et eldre fellessystem i øvre del av Selbuvegen i Hommelvik, se figur 2. Den eksisterende traseen for fellesavløpsledningen er 1,3 km lang, og går fra Grindbakken (1) frem til avlastningsoverløp ved Motrøvegen (2), hvor vannet videre føres inn på spillvannsnettet i Hommelvik sentrum. Traseen er anlagt i perioder mellom 1965 og 2011, og er av varierende kvalitet med ulikt materiale og dimensjon på rørene. Herunder betong, støpejern og PVC (Polyvinylklorid) i dimensjoner fra DN150 til DN225. Oversikt og data over eksisterende ledninger og kummer er gitt i vedlegg 3.

En langsgående bekk følger nedover Selbuvegen og videre i samme trasé som AF-ledningen helt ned til Motrøvegen. Bekken føres gjennom veger ved flere punkter nedover traséen. Kapasiteten til stikkrenner i disse punktene er av bekymring, og det har vært forekomster av vann i kjellere som følge av oppstuvning ved kulvert i øvre deler av bekkeløpet.

Flere av boligfeltene oppover Selbuvegen har allerede etablerte separatsystemer for avløp, men



Figur 2 – Eksisterende fellessystem i Selbuvegen

hvor disse føres inn på fellesavløpsledningen, som da gjør separatsystemet uvirksomt. Noen felt har også funksjonelle separatsystem, hvor overvann ledes til overnevnte bekkeløp.

I grøftetverrsnittet ligger også en kommunal vannledning langs store deler av traseen. Denne er anlagt i 1970 og tilstanden antas til å være moden for renovering i nær fremtid. Den oppfyller heller ikke kommunens krav for å levere slokkevann, noe som ytterligere motiverer til oppgradering. Det spesifiseres at fornying av vannledningen ikke faller under oppgavens innhold, men er noe som vil kunne hensyntas i betraktninger angående fornyingsmetoder for AF-ledningen.

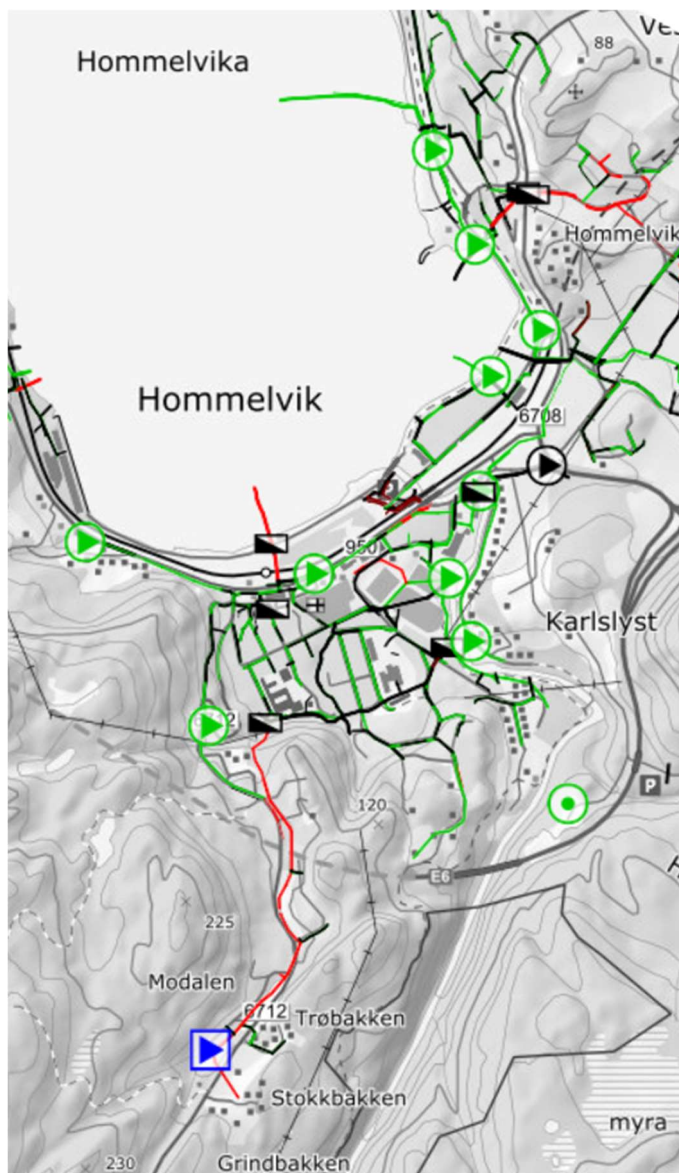
På et 60m langt strekk ligger ledningen under en oppdemmet tre-fire meter dyp dam, Isdammen (3). Dette er det eldste ledningstrekket, anlagt i 1965, og er i tillegg påkoblingspunkt for flere stikkledninger. Man mistenker derfor at dette strekket er en spesielt stor kilde til innlekkasje. Traseen rundt området her er meget utilgjengelig for inspeksjon og vedlikehold, og man har derfor lite kontroll over tilstand.

De siste 200 meterne av traseen etter Isdammen (3) ned mot overløpet (2), går ned en bergside, videre omtalt som *Kl.10 Berget*. Her er terrenget svært ulendt og krevende å med store høydeforskjeller og tett vegetasjon. I traséen ned Kl.10 Berget er ledningens tilstand spesielt dårlig, med flere krappe og deler av ledningen som ligger i dagen. Det er gjentakende problemer med utglidning av skjøter, og er rapportert flere driftsavvik.

1.3.2 Avløpsnettet i Hommelvik

Malvik Kommune har i lengre tid opplevd kapasitetsproblemer knyttet til avløpssystemet i Hommelvik. I kommunens hovedplan for vann og avløp, er det gjennomført overordnede analyser av avløpsmengder på nettet. Her ble det avdekket store avvik mellom mengdene avløpsvann til pumpestasjoner, mot hva som når frem til rensesanlegg. Dette vil si at avløpsvannet går til avlastningsoverløp som følge av for liten kapasitet i nettet og pumpestasjonene.

I 2018 ble det oppdaget massiv fiskedød i elva Homla, og Hommelvika ble da klassifisert til «antatt dårlig tilstand». Dette kommer som følge av for stor overløpsdrift og direkteutslipp av avløpsvann til fjorden og elva. Å redusere utslippene til disse lokale resipientene er derfor kritisk for kvaliteten i Malvik Kommunes avløpshåndtering.



Figur 3 – Avløpsnettet i Hommelvik, utsnitt fra kommunens Gemini-portal

Store deler av sentrumsområdet i Hommelvik er bygd ut som separatsystem, men er oppstrøms tilknyttet til fellesavløpsledning fra Selbuvegen. Dette gjør i realiteten separatsystemet i sentrum uvirksomt, og er en sentral årsak til hvorfor man ser kapasitetsproblemer på avløpspumpestasjonene. Man har også erfart at avlastningsoverløpet i Motrøvegen er i hyppig drift, selv ved små regnmengder og tørrvær, og det er ofte tydelig kloakkluft i bekken hvor avlastningsvannet fra overløpet kommer ut.

Hommelvik er et tettsted i vekst, og det er regulert flere nye boligtomter langs Selbuvegen, samtidig som man ønsker fortetting av eksisterende bebyggelse. Dette må ses i sammenheng med de endringer i klima og nedbør man ser, for å sikre at avløpsnettet er rustet for fremtidens bebyggelse og regn.

2 Teori

2.1 Spillvann

Oppgaven legger opp til at det visse deler av traséen skal nyttes metoder hvor man omdefinierer fellesavløpsledningen til en ren spillvannsførende ledning. Man må likevel påse at den omdisponerte ledningen oppfyller tekniske og kvalitetsmessige krav. Det vil derfor gjennomføres kapasitetsberegning og dimensjonering som ved ny spillvanns ledning.

2.1.1 Beregning av spillvannsmengder

For beregninger nytter oppgaven seg av metodene presentert i «Rørhåndboka – Pipelife» og VA-Miljøblad Nr. 115 Beregning av dimensjonerende avløpsmengder. Malvik Kommunes VA-norm, har også lagt føringer for beregningene, hvor det vil nevnes spesifikt hvor disse føringene legges til grunn.

Nye spillvannsledninger skal, etter kommunens VA-norm, dimensjoneres etter «den største forventede tilrenning», altså tilsvarende til *den maksimale time i det maksimale døgnet* ($Q_{h.maks}$):

$$Q_{dim} = Q_{maks} = Q_{h.maks} + Q_{inf}$$

Hvor:

$$Q_{h.maks} = Q_{midl} \cdot f_{maks} \cdot k_{maks}$$

f_{maks} = Variasjonsfaktor for maksimalt døgnforbruk

k_{maks} = Variasjonsfaktor for maksimalt timeforbruk

$$Q_{midl} (l/s) = \frac{q \cdot ant.PE}{86400sek / \text{dgn}}$$

q = Spesifikt spillvannsforbruk per person per døgn

Q_{inf} = vannmengde som følge av infiltrasjon og innlekkasje på ledningen

Middelkonsumet, Q_{midl}

Ved beregning av spillvannsmengder, er det normalt å ta utgangspunkt i husholdningens vannforbruk. Ut fra VA-blad 115 er det anbefalt et spesifikt spillvannsforbruk (q) på 150 liter spillvann per *personkvivalent*¹, videre «PE», per døgn.

¹ Personekvivalent nyttes som enhetsverdi for beregninger av avløpsvann, og tar utgangspunkt i en gitt mengde som antas produsert for én person. Gjennom dette kan man konvertere utslipp fra industri og institusjoner til å gjenspeile utslipp fra en gitt folkemengde.

VA-normens kapittel 6.2 gir at «det bør legges inn rimelig sikkerhet for framtidig økning av spillvannsmengden.» (Norsk vann). Vurderingen av antall tilknyttede PE til ledningen ble gjort i samarbeid med kommunens VA-ansvarlig, Tom A. Havnes. Det ble bestemt at man skulle ta utgangspunkt i antall boligtomter på tilgjengelige reguleringsplaner for området i Selbuvegen, og videre multiplisere med faktor lik 2,0 for å hensynte fremtidig bebyggelse og fortetting. Det ble også enighet om å forutsette 3,5 PE per bolig. Det er ikke registrert påslipp av avløp fra institusjoner eller annen virksomhet innenfor prosjektets avgrensning. Dette gir en fremtidig dimensjonerende mengde på omtrent 1000 PE tilknyttet ledningen. Innsatt i formel for middelvannføringen:

$$Q_{\text{midl}} = \frac{150 \frac{1}{\text{PE} \cdot \text{d}} \cdot 1000 \text{ PE}}{86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}} = 1,74 \text{ l/s}$$

Time- og døgnvariasjonsfaktorer

Variasjonsfaktorene avhenger av hvor mange PE som er tilknyttet avløpssystemet. Det vil være større variasjoner i forbruket i mindre tettsteder enn i større byer. Faktorene er satt ut fra et anslag på 1000 PE tilknyttet ledningen.

Tabell 1 – Variasjonsfaktorer fra VA-blad 115, kap. 4.1.4 (Norsk vann)

Område type	f _{maks}	f _{min}	k _{maks}
Byer med mer enn 10 000 pe	1,3-1,8	0,5-0,9	
Tettsted med mer enn 3000 pe	1,3-2,1	0,6-0,8	1,4-2,7
Tettsted med 1000-3000 pe	1,5-2,3	0,5-0,6	1,7-3,0
Fritidsområder, campingplasser etc	2,0-4,0		2,0-4,0

Tabell 3 i VA-blad 115 er nyttet for å fastsette faktorene: faktorene:

$$K_{\text{maks}} = 3,0$$

$$F_{\text{maks}} = 2,3.$$

Maksimaltiden, Q_{h.maks}

Innsatt i formel for Q_{h.maks} får man da:

$$Q_{\text{h.maks}} = 1,74 \frac{1}{\text{s}} \cdot 2,3 \cdot 3,0 = 12,0 \frac{1}{\text{s}}$$

Infiltrasjonsmengde og fremmedvann, Q_{inf}

Fremmedvann innbefatter vann som infiltrerer eller lekker inn på spillvannsledningen, og gir en ikke ubetydelig mengde vann på ledningen. Det foreligger ikke målinger for innlekkasje langs traséen, men det mistenkes relativt store mengder fremmedvann som lekker inn langs traséen. Ved separering av hovedledning, vil det også være nødvendig at sendes ut pålegg om separering for de private tilkoblinger som ikke allerede er separert, noe som vil forbedre også denne delen

ledningsnett. Det forutsettes derfor at i situasjonen etter fornyingstiltak, vil fremmedvannmengdene reduseres tilsvarende ny ledning.

I VA-miljøblad 115 refereres det til Norsk Vanns veileder (Norsk vann), hvor det anbefales å forutsette dimensjonerende infiltrasjonsvannmengde (Q_{inf}) til minst 0,2 l/s pr.km for nye ledninger, normalt tilsvarende en mengde på omtrent 100 l/PE*d

$$Q_{inf} = \frac{100 \frac{l}{PE \cdot d} \cdot 1000 PE}{86400 \frac{s}{d}} = 1,1 \frac{l}{s}$$

Dimensjonerende spillvannsmengde

$$Q_{dim} = Q_{h.maks} + Q_{inf} = 12,0 + 1,1 = 13,1 \frac{l}{s}$$

Usikkerheter og merknader ved beregningene

Det er knyttet stor usikkerhet ved beregning av antall tilknyttede PE til ledningen, men det anses som tatt mer enn rimelig høyde for fremtidig fortetting. Man vil i nå-situasjonen oppleve spillvannsmengder meget mye lavere enn de som er gitt som dimensjonerende.

Ved separering av en kommunal fellesledning som får påslipp fra flere boligfelt, slik som i situasjonen her, er det ofte et problem at separering av private ledningstilkoblinger ikke er gjennomført. Man må da medregne at hovedledningen vil måtte ta imot fellesavløpsvann fra private ledninger i de første årene etter separeringstiltak på hovedledning er gjennomført.

Malvik Kommune har, som mange andre kommuner, pålagt krav om separate avløpssystem for nye boligfelt. Man ser derfor at mange av boligfeltene tilknyttet AF-ledningen oppover Selbuvegen, allerede har separate avløpssystem. I de fleste av disse feltene ledes overvannet til den langsgående bekken, og ikke inn på avløpsnett. Kommunen har også informert om at de vil stille krav til separat avløpssystem før private ledninger kan kobles på hovedledningen etter separering. Det er ved beregning av dimensjonerende spillvannsmengde i oppgaven derfor ikke medregnet bidrag fra potensielt etterslep i fellesavløp fra private ledninger.

2.1.2 Kapasitetsberegninger

Ved kapasitetsberegning til ny spillvannsledning, har man benyttet beregningsprogrammer fra Pipelife, sammen med dets støttelitteratur. Beregningsprogrammene baseres på Colebrook/White formler for kapasitet og friksjonstap:

Colebrook/White kapasitetsformel:

$$Q_{kap} = -2 \cdot A_{vann} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Dh \cdot I} \cdot \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot Dh} + \frac{2,51 \cdot v}{Dh \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Dh \cdot I}} \right)$$

Hvor:

Q_{kap} : Vannføring [m^3/s]

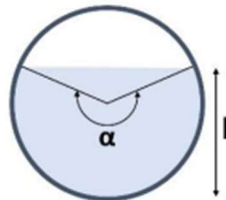
A_{vann} : Tverrsnittsarealet av vannstrømmen [m^2]

For fulle rør blir tverrsnittsarealet $\frac{\pi}{4} \cdot d^2$

Og for delfylte $\frac{d^2}{8} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \pi}{180} - \sin \alpha \right)$

d: Rørets innvendige diameter [m]

α : Vinkelen til sirkelbuen avgrenset av korden som vannets overflate danner [$^\circ$]



$$\alpha = 2 \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot h}{d} \right)$$

h: Fyllingshøyden [m]

g: Tyngdeakselerasjon, $-9,81 \text{ m/s}^2$

Dh: Hydraulisk diameter [m]

For fullt rør tilsvarer dette den innvendige diameteren, d

For delfylte rør er $Dh = \frac{4 \cdot A_{vann}}{P}$

P: Fuktet omkrets $\frac{d \cdot \pi \cdot \alpha}{360}$ [m]

I: Fall på selvfallsledning [m/m]

k: Ledningens ruhet [m]

v: Væskens kinematiske viskositet [m^2/s]

Formelen virker som en hvilken som helst annen ligning, hvor man kan løse den for en variabel, om man har de andre variablene. Formelen og teorien bak er nokså kompleks og tungvint i bruk, men avhenger i praksis bare av fire variabler:

Vannføringen i røret (Q)

Rørets innvendige diameter (Di)

Ledningsmaterialets ruhet (k)

Rørledningens fall (I)

Det er utviklet verktøy og metoder for å direkte lese av eller løse ut svar for den manglende variabelen ved kapasitetsberegning. Tidligere nyttet man såkalte Colebrook/White-diagrammer, hvor man leste av den ukjente variabelen grafisk. I senere tid har det kommet data-verktøy, slik som *Pipelife's beregningsprogrammer*, som beregner og løser ut formelen for den variabel man ønsker.

Inngangsdata til beregning

Fra Malvik Kommunes VA-norm, kapittel 6, settes det krav til alle nye kommunale hovedledninger. Hvor de skal ha en innvendig diameter på minimum 150mm, og legges med minimum 10 mm/m fall. Det skal nyttes materiale av PVC-U eller PP (polypropylen) ved selvfallsledninger.

Disse tre kravene vil til sammen gi en minimumssituasjon for alle nye kommunale hovedledninger. Denne minimumssituasjonen vil sannsynlig være dimensjonerende for prosjektets trasé, hvor den vil mer enn tilstrekkelig dekke nødvendig kapasitet for å ta unna dimensjonerende spillvannsmengder. Man ønsket å kontrollere dette før man eventuelt gikk videre til en dimensjonering av de enkelte strekk.

Rørlednings ruhet er en faktor som varierer stort ut fra ledningens alder, lokale forhold, sedimenter osv. Det er derfor etablert standardverdier for forventet ruhet i ledningsnettet, ut fra hvilket rør-materiale som nyttes. For PVC og PP anbefales å nytte k-verdi 0.25 mm eller 0.40 mm, avhengig av antall tilkoblinger og bend i traséen (PIPELIFE Norge AS, 2020). Det er valgt å nytte $k = 0.40$ for å hensynta traseens mange påkoblinger.

Resultat av dimensjonering

Man har ved dimensjonering nyttet Pipelife's digitale beregningsverktøy, innsatt med de dimensjonerende inngangsverdier gitt av VA-normen. Det er også utført kontroll og bevis for at verdier som gis her, stemmer med de teoretiske verdier gitt av Colebrook/White's formel.

Inngangsdata:

$$I = 10 \text{ mm/m}$$

$$K. \text{pvc} = 0,40 \text{ mm}$$

$$D_i = 150 \text{ mm.}$$

Inn-data

Beregn

Avløpsrør (trykkløst) Trykkrør

Kapasitet og hastighet

Rørdata

Utvendig diameter D_u [mm]

Innvendig diameter D_i 150 [mm]

Ruhet μ 0,4 [mm]

Fall α 10 ‰

Vanntemperatur 10 [°C]

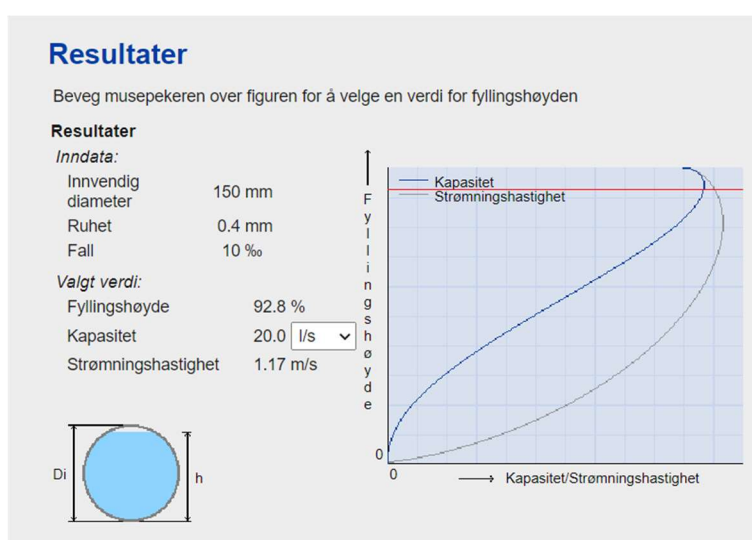
Beregnete verdier

Resultater

Strømningshastighet V 1.05 [m/s]

Kapasitet Q 18.6 [l/s]

Figur 5 - Utsnitt fra Pipelife's beregningsverktøy for kapasitetsberegning i rør (PIPELIFE Norge AS)



Figur 4 - Delfyllingsdiagram for 150mm rør hentet fra Pipelife's beregningsverktøy (PIPELIFE Norge AS)

$$Q_{kap} = -2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,150^2 \cdot \sqrt{2 \cdot -9,81 \cdot 0,150 \cdot -0,01} \cdot \log \left(\frac{0,4 \cdot 10^{-3}}{3,71 \cdot 0,150} + \frac{2,51 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6}}{0,150 \cdot \sqrt{2 \cdot -9,81 \cdot 0,150 \cdot -0,01}} \right)$$
$$= 0,0186 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fra beregningene er det, for minimumssituasjonen gitt av kommunens VA-norm, gitt en kapasitet på 18,6 l/s ved strømming i fullt rør. Ledningen vil da ha tilstrekkelig kapasitet for å håndtere den dimensjonerende spillvannsmengden, $Q_{dim} = 13,6 \text{ l/s}$.

I oppgaven vil det prosjekteres rør av typen DN160 PVC-U SN8 for nye spillvannsledninger.

Merknader ved reovering av eksisterende ledning

Ved traséer som rehabiliteres ved strømperovering, vil det tas utgangspunkt i k-verdi lik den som nyttes for PVC-rør, da dette er den generelle anbefaling gruppen fikk i diskusjon med fagpersonell i Olimb. Reduksjoner av tverrsnittareal som følge av deformasjoner eller skader på

ledningen er ikke hensyntatt, da det ikke har vært gjennomført videoinspeksjoner. Tykkelsen på strømpen vil også kunne redusere tverrsnittarealet noe, men dette ble ansett som neglisjerbart

2.1.3 Vurdering av selvrens

For avløpsledninger som er lagt med selvfyll er det viktig å sikre selvrens av ledningen. Det tilsvarer at det, minst en gang i løpet av døgnet, vil oppstå en vannføring som har evne til å dra med seg sedimenter. Denne minstevannføringen defineres som Q_{selv} .

$$Q_{selv} = \alpha \cdot Q_{midl} \cdot f_{min}$$

Hvor:

$$\alpha = 1 + \frac{23}{\sqrt{1000Pe}} = 1,727$$

$$Q_{midl} = \frac{(100 + 150)^{1/Pe} \cdot d \cdot 1000Pe}{86400 \text{ S/d}} = 2,89 \text{ l/s}$$

$$f_{min} = 0,5$$

$$Q_{selv} = 2,50 \text{ l/s}$$

Kontroll av selvrens ved skjærspennings-kontroll

$$\tau_{maks} = \tau_{fylt} \cdot 4 \cdot \frac{h}{D} \cdot \left(1 - \frac{h}{D}\right)$$

Hvor:

$$\tau_{fylt} = y \cdot R \cdot I$$

$$\cdot y = 10000 \text{ [N/m}^3\text{]}$$

$$\cdot R = \frac{D}{4} \text{ [m]}$$

$$\cdot I = 0,010$$

$$\frac{h}{D}: \text{ Delfyllingsgrad}$$

Kravet til selvrens ved skjærspenningskontroll er oppfylt dersom $\tau_{maks} > \tau_{krav}$. For spillvannsledninger settes τ_{krav} til 2.0 N/m^2

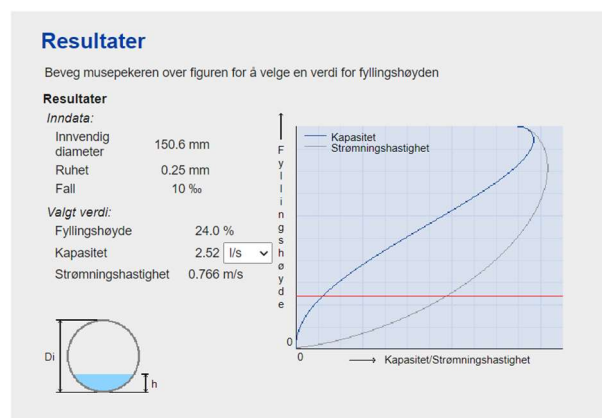
Beregning av delfyllingsgrad, h/D , gjøres ved hjelp av Pipelife's beregningsverktøy for delfylte rør. Dette er det samme formelgrunnlag som nyttes ved dimensjonering av maksimalkapasitet, men hvor man nytter det for å lese av fyllingshøyden for en gitt vannføring, her $Q_{selv} = 2,50 \text{ l/s}$.

Det er gjennomført skjærspenningskontroll for tre ulike dimensjoner hvorav PVC DN160, strømpeføret STJ DN200 og strømpeføret BET DN225 er tatt i betraktning.

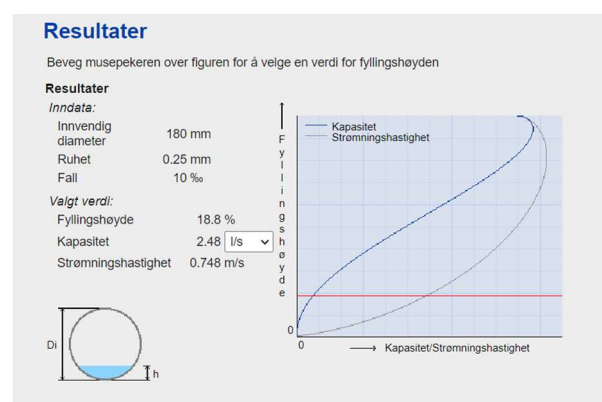
Resultater fra beregninger

Fra resultatvindu i Pipelife's beregningsverktøy, nyttes en grafisk slidermeny for å legge inn opptredene vannstrømning, Q_{selv} . Herfra avleses fyllingshøyden direkte i vinduet for de respektive dimensjoner,

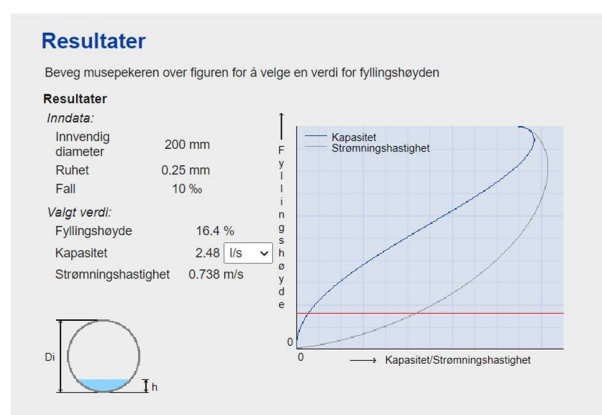
Tabell 2.1 oppsummerer resultater fra skjærspenningskontrollen. Her kan det også avleses hvilken fyllingshøyde som er lagt til grunn.



Figur 6 - Beregning av fyllingshøyde i 150mm rør ved Q_{selv}



Figur 7 - Beregning av fyllingshøyde i 180mm rør ved Q_{selv}



Figur 8 - Beregning av fyllingshøyde i 200mm rør ved Q_{selv}

Tabell 2.1 – Kontroll av skjærspenninger i ledning

Innvendig diameter		150,6	180	200
τ_{fylt}		3,765 N/m ²	4,5 N/m ²	5 N/m ²
$\frac{h}{D}$		0,24	0,188	0,164
τ_{maks}		2,747 N/m ²	2,748 N/m ²	2,742 N/m ²
τ_{krav}		2 N/m ²	2 N/m ²	2 N/m ²
Kontroll		OK	OK	OK

2.2 Overvann

Oppgaven legger opp til åpen overvannshåndtering i bekkeløpet som følger nedover Selbuvegen. Bekkeløpet er svært godt egnet for å håndtere store mengder overvann, hvor den har et relativt stort tverrsnitt, og ligger nokså dypt i forhold til omliggende bebyggelse og vegger.

Bekken har flere punkter hvor den krysser vegen i stikkrenner, videre omtalt som kulverter. Disse har vesentlig mindre tverrsnittareal, og antas som den begrensende faktor og hvor det dimensjonerende tverrsnitt oppstår. Det vil derfor hovedsakelig være utredning av kulvertenes kapasitet som legges til grunn ved dimensjonering. Utredning om bekketverrsnittets behov for oppgradering for å håndtere dimensjonerende nedbørshendelse, er omtalt i kap. 3.2.

2.2.1 Deltagende nedbørsfelt

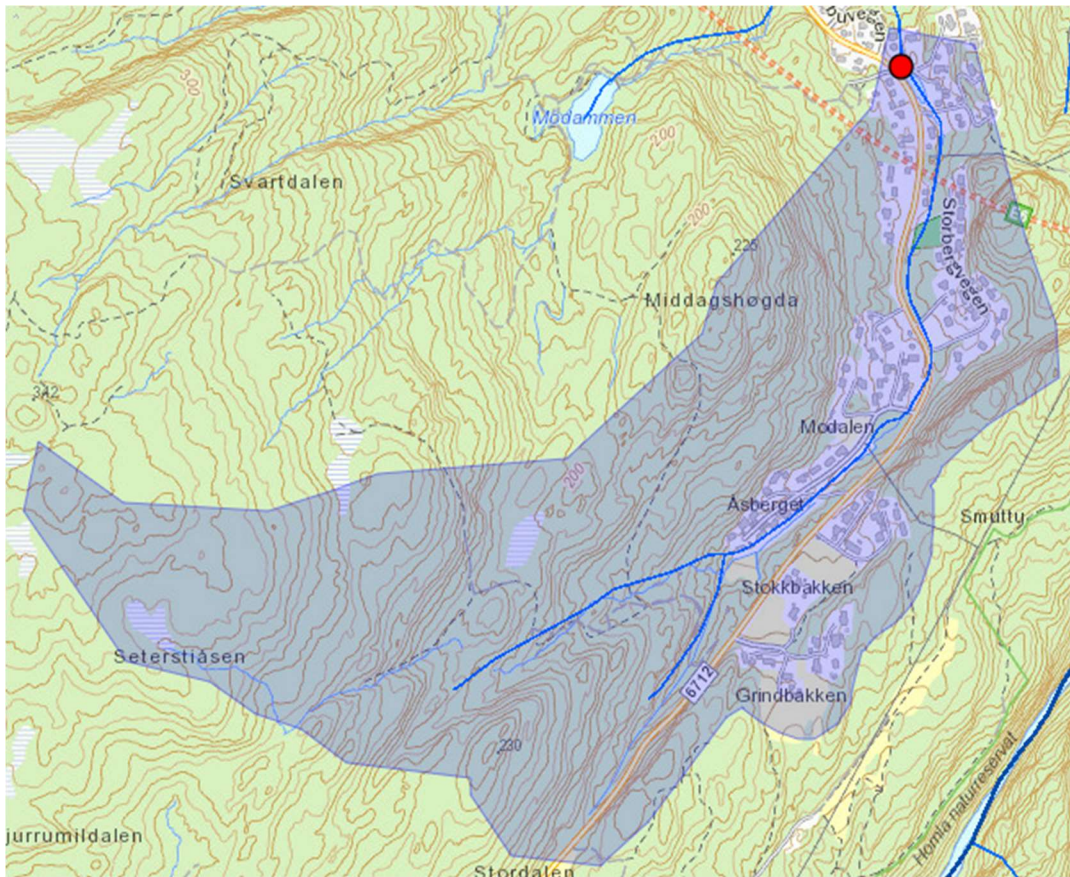
Naturlige vassdrag og elver håndterer nedbør fra mye mer omfattende områder enn et tradisjonelt overvannsnett, som bare forsynes av urbane drencsystemer. Det er derfor ikke tilstrekkelig å se bare på hvilken tilrenning som skapes fra boligfeltene som skal kobles til bekken, men man må også medregne naturlig tilrenning til vassdraget.

For å kartlegge hvor stort område som er deltagende til tilrenning for bekkeløpet, er det nyttet NVEs beregningsmodell for nedbørsfelt og vannføringsindeksanalyse (NEVINA). Dette er en karttjeneste som ut fra digitale kartmodeller beregner deltagende nedbørsfelt for et valgt punkt i et vassdrag. NEVINA gir også data for hvilke arealtyper nedbørsfeltet består av. NVE presiserer at dataene fra verktøyet må vurderes ut fra hver enkelt situasjon, hvor feltavgrensingene bør endres og redigeres til å best passe med de faktiske forhold.

Beregninger i NEVINA:

Det er i utgangspunktet valgt å plassere beregningspunktet for tilrenning ved Isdammen, da dette er siste punkt langs traseen hvor bekken føres i rør, og vil gi det totale deltagende nedbørsfeltet for bekken. I senere beregninger i kapittel 2.2.3 er det nyttet to ekstra beregningspunkter; ett ved Åsbergvegen, og ett ved Storbergvegen, for å kunne hensynta tilrenning spesifikt til stikkrenner lokalisert lenger oppe i bekkeløpet. Dette omtales nærmere i det aktuelle kapittelet.

De genererte nedbørsfeltene fra programmet stemmer godt overens med de antagelser en selv gjør ut fra kartgrunnlaget, og det er derfor ikke gjort store endringer i feltavgrensingene. De få endringer som er gjort av områdeavgrensingene er basert på det som antas som klare feil, ut fra de erfaringer gruppen har gjort seg på befaring i området. Figur 9 viser feltavgrensingene for beregningspunkt ved Isdammen, etter redigering av feltavgrensingene.



Figur 9 - Nedbørsfelt for beregningspunkt ved Isdammen

Det generte nedbørsfeltet, etter redigerte avgrensinger, dekker et område på 0,86 km², tilsvarende 86 hektar. Arealene er delt inn i rekke forskjellige klasser, men er summert opp her til 80% skog og 20% «urbant område» da det er disse verdiene som vil brukes i videre beregninger. Fullstendig oversikt over feltrapporter fra NEVINA sees i vedlegg 4.

2.2.2 Rasjonelle metode

Den rasjonelle metode er av de mest benyttede metoder innenfor urbanhydrologi, og gir et overslag over dimensjonerende spissvannføring. Metoden egner seg best for mindre områder, Areal < 50 ha, da den baserer seg på konstante regnmengder som inntreffer over hele feltets areal samtidig, såkalt *kasseregn*. Ved større områder vil ikke dette gi en tilstrekkelig god approksimasjon av regnmengdene, da man ikke vil se nedbør inntreffe med slik intensitet over hele feltet samtidig.

På grunn av nedbørfeltets størrelse i oppgaven, $A = 86$ ha, vil den derfor ikke alene benyttes som bakgrunn for dimensjonering. Det er kjent at den rasjonelle metode vil gi nokså konservative verdier, hvor den vil gi større mengder enn ved modellering og mer detaljerte beregninger. Den vil likevel være et nyttig holdepunkt for sammenligning mot andre metoder som nyttes senere.

Formel for den rasjonelle metode:

$$Q_{OV} = \Phi \cdot I \cdot A \cdot K_F$$

Hvor:

Q_{OV} : spissvannføring (l/s)

Φ : avrenningskoeffisient

A : areal (ha) | 1 ha = 10 000 m²

I : dimensjonerende regnintensitet (l/s*ha)

K_F : faktor for klimapåslag

Areal

Det vises til nedbørfelt generert fra NEVINA som grunnlag for å bestemme deltagende areal for tilrenning. Ut fra feltparameterne over arealklasser som gis av feltrapporten i NEVINA, er det valgt å dele nedbørfeltet inn i to typer områder; skog og utmark, og urbant enebolig-område. Totalområdet er på 86 ha, hvorav 79,4% skog og resterende 21,6% antas som urbant. Hele feltrapporten kan sees på vedlegg 4.

$$A_{Skog} = 68,3 \text{ ha}$$

$$A_{Eneboligområde} = 17,7 \text{ ha}$$

Avrenningskoeffisient

Avrenningskoeffisienten er et dimensjonsløst tall mellom 0 og 1, som angir forholdet mellom mengden vann som når frem til overvannsnett, mot total nedbør. Det er en rekke faktorer som

påvirker avrenning, blant annet; flatens permeabilitet, terrengfall, nedbørintensitet og grunnens metningsgrad. Siden faktorene vil variere både gjennom året og i selve regnforløpet, er det vanlig å nytte tabellerte verdier med anslag over koeffisient ut fra flate- eller områdetype.

Tabell 2.2 - Anbefalte avrenningsfaktorer, hentet fra SVV Håndbok 240 s.53 (Statens vegvesen, 2020)

Overflate	Helning		
	< 2 %	2 – 10 %	> 10 %
Arealbruk - generell			
Lite tettbygd boligområde (< 750 boliger/km ²)	0,35	0,40	0,45
Moderat tettbygd boligområde (750 – 1500 boliger/km ²)	0,50	0,55	0,60
Svært tettbygd boligområde (> 1500 boliger/km ²)	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

På grunn av den rasjonelle formels hensikt i oppgaven, hvor den skal supplere et overslag for sammenligning, er det ikke lagt et større arbeid i å dele inn området i nøyaktige arealinndelinger etter flate-typer. En mer nøyaktig inndeling av nå-situasjonen, vil heller ikke kunne gjenspeile nøyaktig fremtidig bebyggelse, og ble vurdert som en metode med vel så store usikkerhetsmoment.

Det er derfor valgt å ta utgangspunkt i de to generelle områdetypene «moderat tettbygd boligområde» og «skogsområde», for de to arealene nedbørfeltet er delt inn i. Det er valgt å nytte relativt konservative verdier for koeffisientene for å hensynta bratt terreng og at beregningene gjøres ved overslagsvise vurderinger.

$$\Phi_{\text{Skog}} = 0,30$$

$$\Phi_{\text{Enebolig}} = 0,60$$

Redusert areal

Ved å multiplisere avrenningskoeffisientene med tilhørende arealer, vil man vekte de forskjellige områdene og gi deres faktiske bidrag til avrenningen, såkalt *reduisert areal*:

$$A_{\text{Redusert}} = (\Phi_{\text{Skog}} * A_{\text{Skog}}) + (\Phi_{\text{Enebolig}} * A_{\text{Eneboligområde}})$$

$$A_{\text{Redusert}} = 31,1 \text{ ha}$$

Dimensjonerende regnintensitet

Data for nedbørintensitet hentes fra intensitet-varighet-frekvens kurver, *IVF-kurver*, fra Norsk Klimaservicesenter (Norsk Klimaservicesenter, 2021). VA-norm fra Malvik spesifiseres at det skal nyttes data fra Risvollan målestasjon ved beregning av overvannsmengder.

Hva som regnes som dimensjonerende regnintensitet, gis av regnets gjentakintervall (Z) og regnets varighet, såkalt feltets konsentrasjonstid (T_K). Regnets gjentakintervall bestemmes utfra hvor ofte man er forberedt på at regnmengdene kan overstige overvannsnettets kapasitet og forårsake skader. Regnet med 20 års gjentakintervall vil være en større nedbørshendelse enn det som har gjentakintervall 10 år.

Tabell 3 - Dimensjonerende gjentakintervall (Trondheim kommune, 2020)

Valg av gjentakintervall er basert på at det dimensjoneres for et «Boligområde» med åpen overvannshåndtering, hvor vannet ikke må overstige kjellernivå. Det er valgt å nytte gjentakintervall $Z = 20$ år.

Områdetype	Dimensjonerende oversvømmelseshyppighet (gjentakintervall ²)
Ubebygde område	10 år
Boligområde Åpent Lukket	20 år 30 år
By/sentrumsområde Åpent Lukket	30 år 50 år

Feltets konsentrasjonstid vil si tiden det tar før hele feltet bidrar med tilrenning til beregningspunktet. Ved beregning av konsentrasjonstiden for feltet er det tatt utgangspunkt i en to-delt transportveg for regnvannet; først tilrenning fra nedbørfeltets ytterkant frem til bekkeløpet, så ved kanalstrømming for vannets transportetappe i bekken.

Tilrenningstid fra ytterkant av nedbørfelt og frem til bekken er beregnet fra formel ved *Berg et al. (1992)*, som angitt i Statens Vegvesen håndbok 240 formel 8.2.2. Formelen nyttes for å beregne konsentrasjonstid for naturlige felt, og vil her nyttes som et anslag for tilrenningstiden frem til bekkeløpet:

$$T_L = 0,6 \cdot L_F \cdot \Delta h^{-0,5} + 3000 \cdot A_{SE}$$

Hvor:

L_F : Feltlengde = 750 m

Δh : Høydeforskjellen i feltet [m] = 220 m

A_{SE} : Effektiv sjøprosent = 0 %

Beregnet tilrenningstid = 35 min

Tiden vannet bruker på å renne fra øvre til nedre del av bekkeløpet, betegnes som transporttiden, T_S . Denne beregnes ved hjelp av bekkeløpets lengde og vannets strømningshastighet, T_S :

$$T_S = L / v$$

Hvor:

L: bekkeløpets lengde

v: vannets strømningshastighet

Lengden på bekkeløpet er målt fra Åsbergvegen til Isdammen, ved hjelp av måleverktøy i kommunens Gemini-portal:

$$L \approx 1000 \text{ m}$$

Det er valgt å nytte *Mannings-formel* for åpen kanalstrømning for å anslå hastigheten til vannet i bekken:

$$V = M \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Hvor:

V: strømningshastighet (m/s)

M: Mannings tall ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)

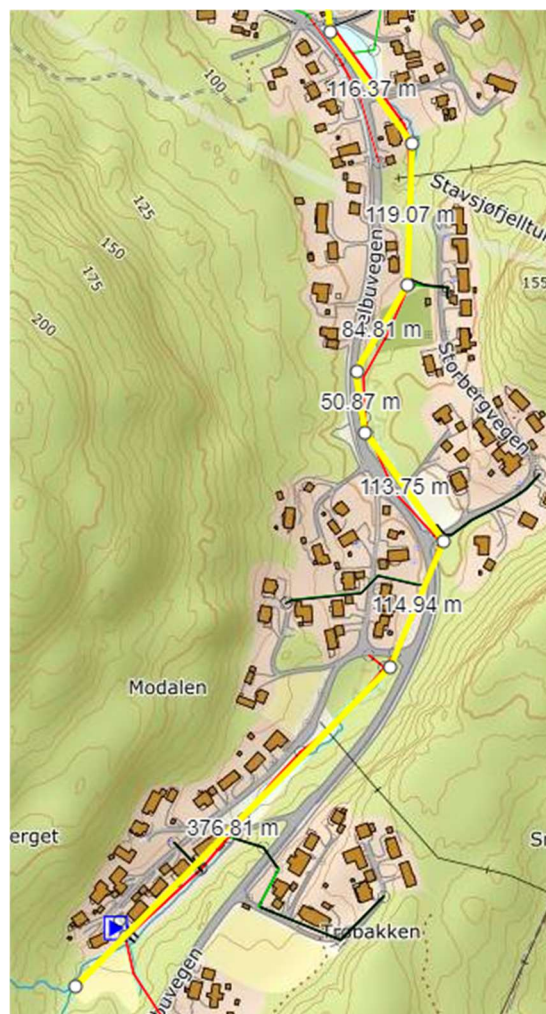
R: hydraulisk radius (m)

I: bunnhelling (m/m)

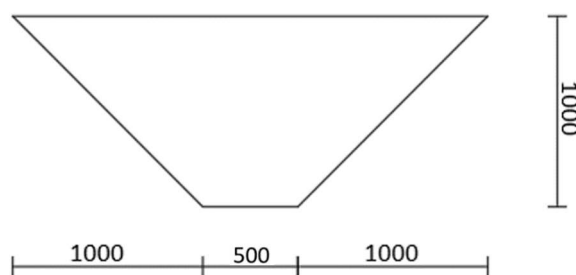
Mannings tall for bekken er satt ut fra tabell 4-18 i *Inntakhåndboken* (NVE, 2006) og settes til $M = 30$.

Hydraulisk radius er gitt ved tverrsnittets areal delt på fuktet omkrets. Det er tatt utgangspunkt i et generalisert tverrsnitt for bekken ved full strømning, som vist på figur 11. Dette tverrsnittet gir $R = 0,45$

Bekkens bunnhelling er satt lik gjennomsnittlig fall fra start til slutt. Høydeforskjell bestemmes fra målte høyder fra Gemini: $H_{\text{Start}} = 116,1 \text{ moh.}$, $H_{\text{Slutt}} = 89,1 \text{ moh.}$
 $I = 0,027 \text{ m/m}$



Figur 10 – Måling av lengde i bekkeløp fra Gemini



Figur 11 – Bekketverrsnitt brukt i Mannings formel

Innsatt i formel gir dette strømningshastighet $v = 2,9$ m/s.

Transporttiden blir da: $T_S = 6$ min

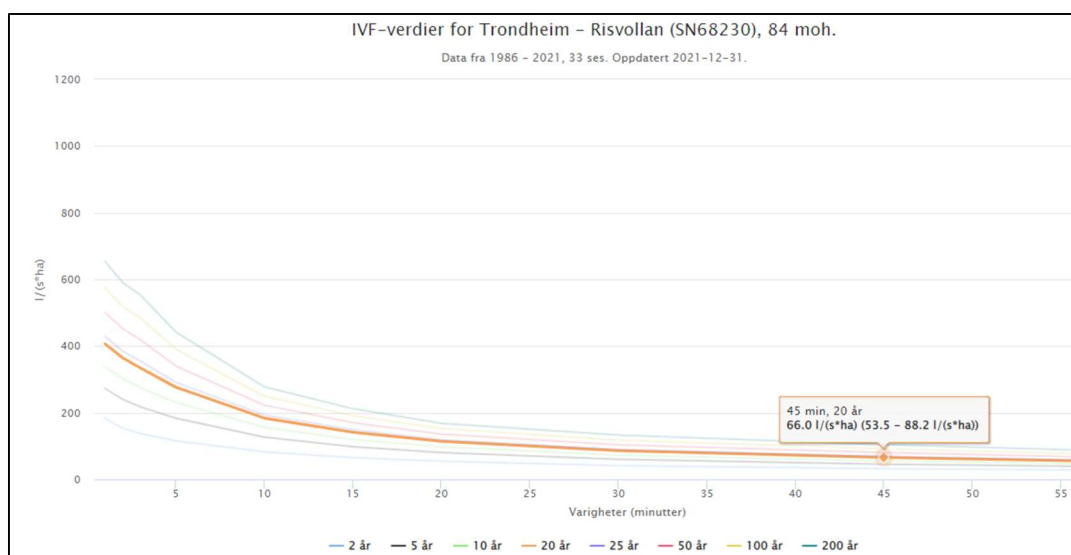
Samlet konsentrasjonstid for feltet vil da være lik:

$$T_K = T_L + T_S \approx 40 \text{ minutt}$$

Avlesning av IVF-kurve

Ut fra feltets konsentrasjonstid, og dimensjonerende gjentaksintervall, kan man nå lese av dimensjonerende nedbørintensitet fra IVF-kurven. Fra Risvollan målestasjon er det tilgjengelig tabellerte verdier for 30- og 45- minutters regnet. Man må derfor lese av grafisk omtrentelig verdi for $T_K = 40$ min.

I senere beregninger er det konstruert et regnhyetogram ut fra denne IVF-kurven. Det ble da bestemt å gjennomføre en logaritmisk interpolering for å finne nøyaktig verdi for 40-minutters regnet. Det er den interpolerte verdien som angis videre i beregningene.



Figur 12 – IVF-kurve for Risvollan med $I/(s*ha)$ som grunnlag, figur hentet fra (Norsk Klimaservicesenter, 2021)

Resultat fra avlesning fra IVF-kurve, Risvollan målestasjon, $T_K = 40$ min, $Z = 20$ år:

$$I = 71,8 \text{ l/s*ha}$$

Klimafaktor

På grunn av endringer i klima, ser man endrede nedbørsmønstre; med økt hyppighet for større regnhendelser. For å hensynta fremtidens regn er det anbefalt å nytte en faktor for klimapåslag.

Malvik Kommune benytter klimafaktor $K_F = 1,4$

Beregnet dimensjonerende spissvannføring

$$Q_{OV} = A_{\text{Redusert}} * I * K_F$$

$$A_{\text{Redusert}} = 31,1 \text{ ha}$$

$$I = 71,8 \text{ l/s*ha}$$

$$K_F = 1,4$$

$$\underline{Q_{OV} = 3,1 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Usikkerheter knyttet til beregningene

Den rasjonelle formel baseres på direkte sammenheng mellom nedbør og avrenning og vil derfor gi et grovt overslag for avrenning. Det er knyttet usikkerheter til fastsetting av de ulike faktorene i formelen. Blant annet vil det ved valg av avrenningsfaktor sjelden være at denne er uniform for hele nedbørsfeltet. Det forutsettes også at avrennings-koeffisienten er konstant gjennom hele regnforløpet, og vil ikke ta hensyn til at grunnen blir mettet. Fastsetting av avrenningsfaktor vil avhenge av ingeniørmessig skjønn og vurderinger, og vil variere ut fra hvem som har gjennomført beregningene.

Formelen forutsetter et kasseregn, altså en konstant intensitet for hele nedbørshendelsen, som skjer over hele feltet samtidig. Dette vil ikke være den reelle situasjon. Måleserier for nedbør kan også gi et usikkert grunnlag for beregninger, og usikkerheten øker også med avstand fra beregningsområde til område for nedbørsmåling.

Som tidligere nevnt er ikke den rasjonelle metode alene nok til å gi et dimensjonerende grunnlag for et felt av denne størrelsen. Dimensjonerende spissvannføring som er beregnet her vil derfor bare nyttes som en kontrollverdi, hvor de senere metoder, burde forventes å gi verdier i omtrentlig samme størrelsesorden, dog en del lavere.

2.2.3 Nasjonalt formelverk for små nedbørfelt

For en mer egnet og presis tilnærming til å anslå dimensjonerende spissvannføring, er det nyttet NVE sitt nasjonale formelverk for små nedbørfelt; størrelsesorden $0,2 \text{ km}^2 < A < 50 \text{ km}^2$. Formelverket er basert på ett sett med ligninger; én ligning for estimering av middelflommen, Q_M , og én for å beskrive forholdet, *vekstkurven* (Q_T / Q_M), mellom middelflom og en flom med et vilkårlig gjentaksintervall T.

Ligningene er utarbeidet gjennom sammenligning av ulike statistiske fordelinger, ved nokså avanserte matematiske regresjonsanalyser. Utover de forklaringer som gis i oppgaven her, vises det derfor til NVE veileder nr-7-2015, kapittel 5.2 for videre utredning over formelgrunnlaget (NVE, 2015).

Formelverkets krav for parameterintervaller:

Gyldighetsintervaller:	Opptredende	Kontroll
Areal (A): 0,2 – 53 km ²	$A = 0,86 \text{ km}^2$	OK
Normalavrenning (q_N): 9 – 163 l/s*km ²	$q_N = 14,7 \text{ l/s*km}^2$	OK
Effektiv sjøprosent (A_{SE}): 0 – 21 %	$A_{SE} = 0\%$	OK

Ligning for middelflommen, Q_M

$$Q_M = 18,97 Q_N^{0,864} e^{-0,251\sqrt{A_{SE}}}$$

Hvor:

Q_M : middelflommen (m³/s)

Q_N : nedbørfeltets middelvannføring (m³/s), målt i perioden 1961-1990

e : eulertallet $\approx 2,718$

A_{SE} : Nedbørfeltets effektive sjøprosent (%)

Andel effektiv sjøprosent, A_{SE} , kan leses direkte ut fra feltrapport for nedbørfeltet i NEVINA, $A_{SE} = 0\%$, se vedlegg 4.

Nedbørfeltets middelvannføring kan også leses av feltrapporten, hvor den er gitt som vannføring per arealenhet; $q_N = 14,7 \text{ l/s*km}^2$. Ved å multiplisere med områdets areal, $A = 0,86 \text{ km}^2$, vil man få nedbørfeltets middelvannføring:

$$Q_N = q_N * A = 12,64 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Innsatt i formel for middelflommen får man da:

$$Q_M = 0,435 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ligning for vekstkurven, Q_T/Q_M

$$\frac{Q_T}{Q_M} = 1 + 0,308 \cdot q_N^{-0,137} [\Gamma(1+k)\Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}]/k$$

Hvor:

$$q_N = 14,7 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$$

T = returperiode, settes til 200 år, utfra SVV V240 og ønske fra kommunen

$$k = -1 + \frac{2}{1 + e^{0,391 + 1,54 \cdot A_{SE}/100}} = -0,193 \quad , \text{ hvor: } A_{SE} = 0\%$$

Γ = gammafunksjonen; beregnes vha. Excel: “=GAMMA (1 ± k)”

$$\Gamma(1-k) = 0,920, \quad \Gamma(1+k) = 1,156$$

Innsatt i formelen blir vekstkurven da:

$$\frac{Q_{T=200}}{Q_M} = 2,893$$

Ved å multiplisere verdi for middelflommen, $Q_M = 0,435 \text{ m}^3/\text{s}$, med vekstfaktoren for returperiode 200 år, vil man få flomvannsføringen:

$$Q_{T=200} = 1,258 \text{ m}^3/\text{s}$$

Faktor for klimapåslag

I beregningene er det ikke medregnet faktor for klimapåslag for å hensynta fremtidens regn. Fra retningslinjer fra både kommunens VA-norm og Norsk Klimateknesenter, anbefales det å nytte en faktor for klimapåslag $K_F = 1,4$. Dette vil gi den dimensjonerende vannføringen:

$$Q_{\text{Dim (T=200)}} = \underline{1,762 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Usikkerheter ved bruk av formelverket

NVE påpeker at usikkerheter ved bruk av formelverket er hovedsakelig knyttet til fastsetting av verdi for feltets normalavrenning (q_N). Dette vil være beregningens største usikkerhet, da man ikke har tilgjengelig lokale nedbørsmålinger for denne.

I beregningene er det nyttet regndata fra NEVINA som benytter seg av data for normalperioden 1961-1990. Fra 1. januar 2021 er det tilgjengelig ny normal for perioden 1991-2020. Ut fra data

for normalperiodene fra meteorologisk institutt og Norsk Klimaservicesenter, er økningen i nedbørsmengde mellom de to normalperioden av nokså liten grad, og man mener derfor at det er tilstrekkelig høydetatt ved bruk av faktor for klimapåslag (Meteorologisk institutt , 2021).

Det er tatt utgangspunkt i en returperiode på 200 år ved dimensjonering vha. formelverket, sammenlignet med 20 års gjentakintervall ved avlesning av nedbørintensitet ved den rasjonelle metode. Det ble ved et senere tidspunkt i prosjektarbeidet bestemt å nytte 200 års returperiode, etter de innledende beregninger ved den rasjonelle formel ble gjort.

Sammenlignet med verdier fra den rasjonelle formel, ser man betraktelig lavere verdier for dimensjonerende vannføring. Dette var forventet ut fra den rasjonelle formels natur som et konservativt overslagsverktøy. Ved bruk av gjentakintervall 200 år for den rasjonelle metode, vil man få noe større avvik mellom de beregnede spissvannføringene, men det vurderes fortsatt til å være innenfor det avviket som kan forventes ved bruk av den rasjonelle metode.

2.2.3.1 Flomberegning gjennom NEVINA

Gjennom NEVINA kan man få utarbeidet en *flomindeksrapport* for et valgt nedbørfelt. Programmet vil da automatisk beregne og generere flomverdier for nedbørfeltet: Flomverdiene som generes automatisk i beregningene er basert på de ligningssett fra NVEs formelverk for små nedbørfelt. Tabell 4 viser flomverdier beregnet vha. verktøyet for nedbørfeltet ved Isdammen. Hele rapporten kan sees på vedlegg 4

Tabell 4 - Automatisk genererte flomverdier fra NEVINA, nedbørfelt for Isdammen

NIFS (kulminasjon)	Q _M	Q ₅	Q ₁₀	Q ₂₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀	Q ₁₀₀₀	Q _{200-klima}
Flomfrekvensfaktor (Q _T / Q _M)	1	1.28	1.53	1.79	2.19	2.53	2.91	3.51	4.05	-
Flomverdier, m ³ /s	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.8
Flom usikkerhet (97,5%), m ³ /s	0.8	1.0	1.2	1.5	1.8	2.2	2.5	3.0	3.5	-
Flom usikkerhet (2,5%), m ³ /s	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.8	0.9	-

Det er gjennomført kontroll ved flere flomverdier, for å påse at beregningene fra NEVINA stemmer overens med de resultater som kommer fra manuell beregning. Sammenlignet med de manuelle beregningene fra formelverket, gir beregningsverktøyet noe avrundede verdier, men avviket er neglisjerbart:

Beregnete verdier:

$$Q_{T=20} = 0,772 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{T=200} = 1,258 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Dim (T=200)}} = 1,762 \text{ m}^3/\text{s}$$

Automatisk genererte verdier:

$$Q_{T=20} = 0,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{T=200} = 1,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{200.\text{klima}} = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Beregning fra flere nedbørsfelter

Beregningsverktøyet fra NEVINA gjør det mulig å beregne flomverdier for flere nedbørsfelt nokså hurtig. På grunn av bekkeløpets lengde, vil man ha drastisk forskjellige verdier for flom ved start av bekkeløpet, enn ved slutt. Man har derfor valgt å benytte ytterligere to beregningspunkter for tilrenning til bekkeløpet, for å gi et bedre dimensjoneringsgrunnlag for stikkrenner plassert lenger oppe i bekkeløpet.

Beregningspunkt ved Isdammen (B3) er ikke endret, og vil ha samme flomverdi som tidligere etablert. Punktene B2 og B3 er plassert, etter eget skjønn, best mulig i forhold til plassering av stikkrenner i bekkeløpet. Figur 13 gir oversikt over beregningspunkter og tilhørende kulverter.

Flomverdier Åsbergvegen (B2):

Beregningspunkt i Åsbergvegen (B2) vil gi dimensjonerende data for stikkrenne 1.

$$Q_{\text{Dim}, T=200} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Flomverdier Storbergvegen (B3):

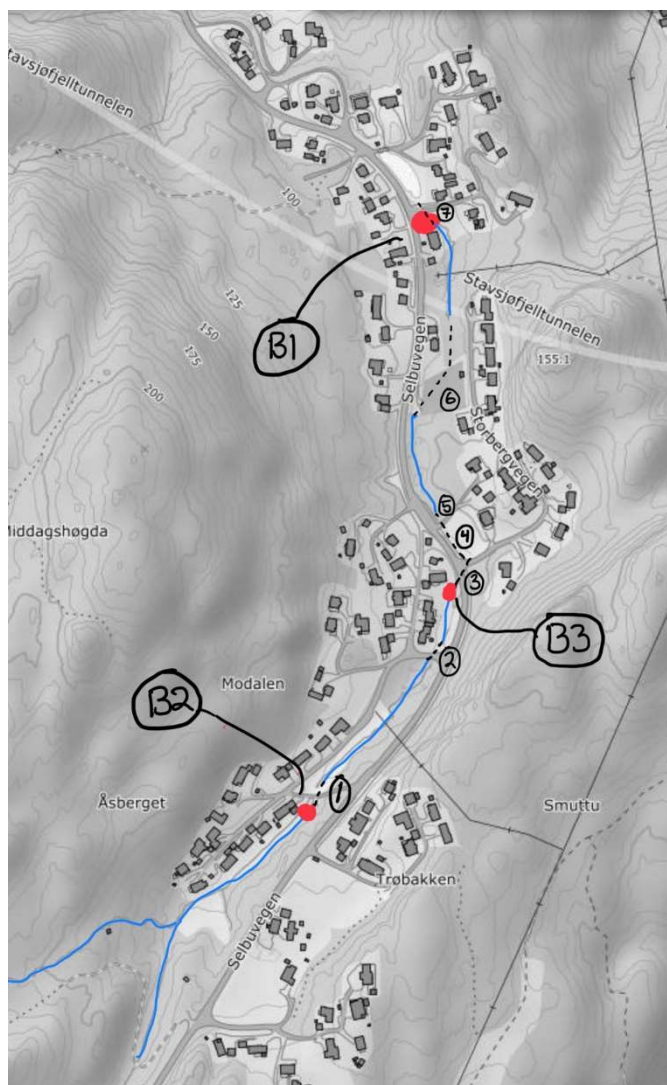
Beregningspunkt i Storbergvegen (B3) vil gi dimensjonerende data for stikkrenner 2, 3, 4 og 5.

$$Q_{\text{Dim}, T=200} = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Flomverdier Isdammen (B1):

Beregningspunkt ved Isdammen (B1) vil gi dimensjonerende data for stikkrenner 6 og 7.

$$Q_{\text{Dim}, T=200} = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$$



Figur 13 – Beregningspunkter og tilhørende kulverter

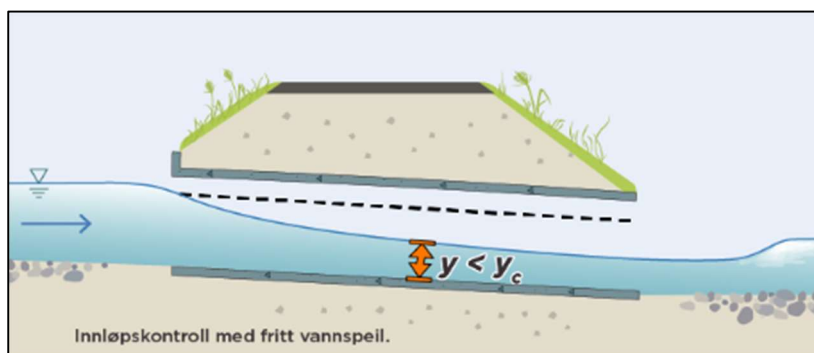
2.2.4 Kapasitetsberegning og dimensjonering av kulverter /stikkrenner

Det er tatt utgangspunkt i NVEs *Modul F2.002: Kulvert – kapasitetsberegning* i arbeidet med å fastslå nødvendige dimensjoner på kulverter langs bekkeløpet.

Strømningsform

Kapasiteten til kulverten avhenger av hvilken strømningsform som oppstår i kulverten. Dette bestemmes av hvor det begrensende tverrsnitt er plassert; Om bekkeløpet har større kapasitet enn innløpet ved kulvert, defineres det som *innløpskontroll*. Har derimot innløpet større kapasitet enn forholdene ved utløpet eller videre nedstrøms tillater, defineres det som *utløpskontroll*. Hvilken strømningsform som oppstår vil dessuten kunne variere underveis i regnforløpet, og for visse tilfeller vil en beregning av kapasitet ved både innløp- og utløpskontroll være aktuell i dimensjoneringsvurderingene.

På grunn av hensyn til oppgavens begrensende tidsomfang, ble det anbefalt å ta utgangspunkt i at kulvertene dimensjoneres ut fra innløpskontroll. Det er også NVEs anbefaling at kulverter utformes til å ha innløpskontroll ved dimensjonerende vannføring (Norem, Flesjø, Sellevold, Rødin Lund, & Viréhn, 2016). Dette fordi utforming med innløpskontroll vil medføre stadig høyere vannføring jo mer oppstuvning som oppstår ved innløpet. Samtlige kulverter langs traseen er derfor antatt med innløpskontroll i dimensjonerende situasjon.



Figur 14 – Kulvert med innløpskontroll, hentet fra NVEs *Modul F2.002: Kulvert - kapasitetsberegning*

Kapasitetsberegning ved innløpskontroll

Strømningsforholdene som oppstår ved innløpskontroll vil være kompliserte, og vil ikke la seg beregne direkte på noen enkel måte. Det er derfor utarbeidet tabeller og nomogrammer hvor man kan lese av kulvertens kapasitet for en rekke innløpsarrangement og dimensjoner. Man har i oppgaven valgt å sammenligne resultater fra *Vassdragshåndboka, tabell 10.3* og nomogrammer utarbeidet av det *Amerikanske Transportdepartementet, FHWA*.

Ved sammenligning av tabell og nomogram er det tatt utgangspunkt i 200-års flommen for beregningspunkt B1 ved Isdammen, $Q=1,8 \text{ m}^3/\text{s}$, som den dimensjonerende nedbørshendelse. Det ligger til grunn strømning ved innløpskontroll, og det vil tillates oppstuvning lik kulvertens høyde. Fra befaring har man registrert at det nyttes kulverter i korrugert metall, som vil angi

nomogramtype. Innløpsarrangementene som hovedsakelig er vurdert er utstikkende rørende og innløp formet etter skråning.

Nomogram fra Federal Highway administration (Schall & et.al, 2012):

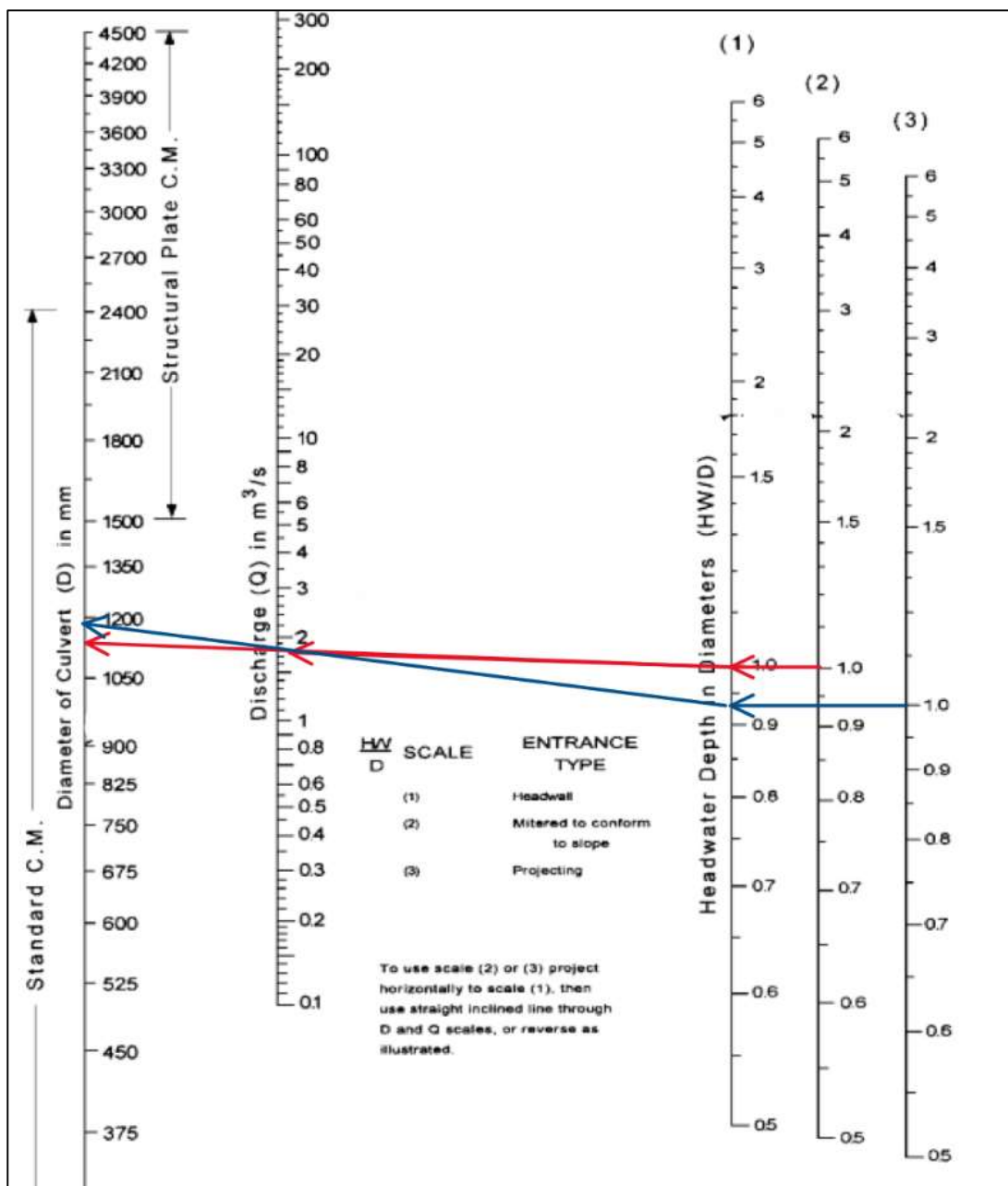
Valg av nomogram: Kulvert i korrugert metall med innløpskontroll = *Chart 2A*

Inndata: Tillatt oppstuvning ved innløp (*Headwater depth*) = 1,0

Dimensjonerende vannmengde (*Discharge*) = 1,8 m³/s

Innløpsarrangement: Utstikkende rørende (blå linje) = *HW/D scale (3)*

(Valg av HW/D skala) Formet eter grøfteskråning (rød linje) = *HW/D scale (2)*



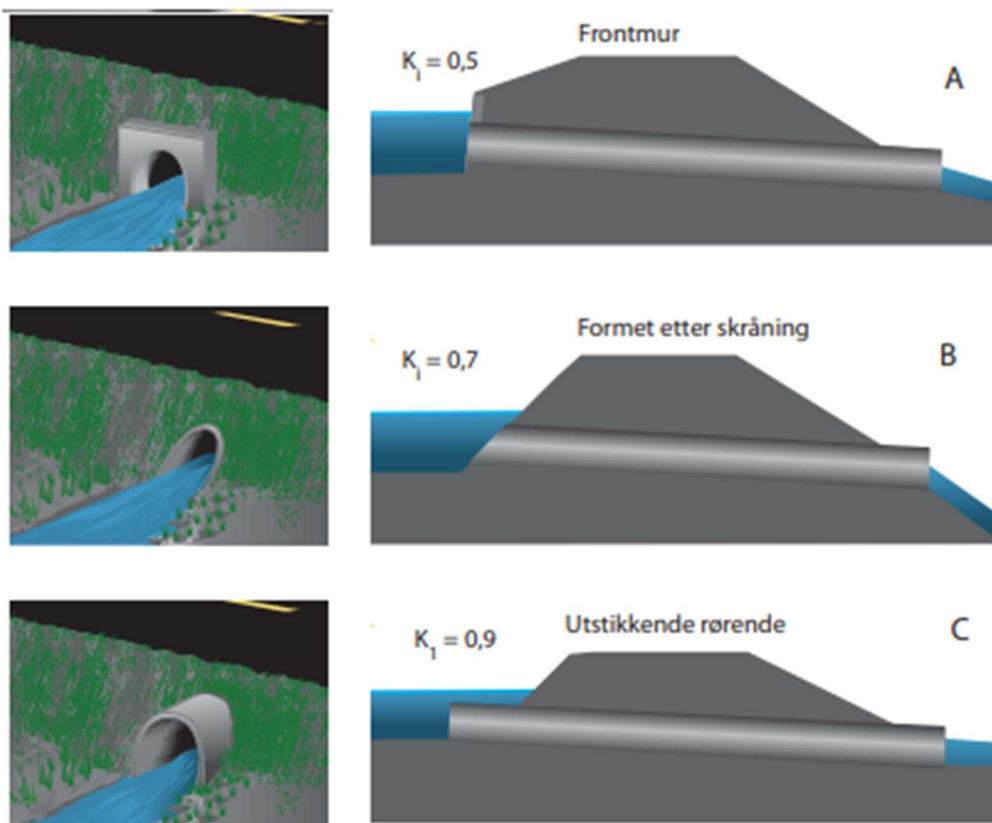
Figur 15 – Nomogram for beregning av nødvendig kulvertdiameter, Hentet fra Federal Highway administration s.220

Vassdragshåndboka Tabell 10.3 (Fergus, Hoseth, & Sæterbø, 2010):

Hydraulisk kapasitet (l/s) for rørkulvert med innløpskontroll ved $y1/D = 1,0$.

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,
 «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 16 – Innløpsarrangementer for kulverter, Hentet fra Vassdragshåndboka s.394.

Resultat fra avlesning

Avlesninger fra tabell og nomogram samsvarer særs godt, og vurderes derfor begge til å være egnet for dimensjonering av kulvertene. Man har i videre dimensjonering nyttet tabell fra Vassdraghåndboka. Det forutsettes innløpsarrangement B eller C ved dimensjoneringen.

Beregningspunkt	Tilhørende kulverter	Q_{dim}	Mulige innløpsarrangement	Avlest nødvendig dimensjon
Isdammen (B1)	1	1,2 m ³ /s	B	Ø 1000
Åsbergvegen (B2)	2, 3, 4 og 5	1,5 m ³ /s	B og C	Ø 1200
Storbergvegen (B3)	6 og 7	1,8 m ³ /s	B	Ø 1200

Merknader og usikkerheter til dimensjoneringen

Tabellene og nomogrammene er utviklet ut fra gode erfaringstall, og man har vurdert disse til å gi nokså presise svar. Usikkerhetene ved dimensjonering vil i hovedsak komme fra inngangsdata, hvor de dimensjonerende nedbørsmengdene har store usikkerheter knyttet til seg. Det er ofte vanlig praksis å gå opp en dimensjon der hvor maksimal kapasitet ligger svært nær dimensjonerende vannføring.

Man valgte å begrense de tilgjengelige innløpsutformingene til alternativ B og C, da disse ble vurdert som mest realistisk utført i ferdig prosjekt. Det anbefales at man søker å optimalisere innløpet mest mulig, for å sikre god kapasitet i kulvertene, foran å gå opp en dimensjon.

2.2.5 Simulering i MIKE+

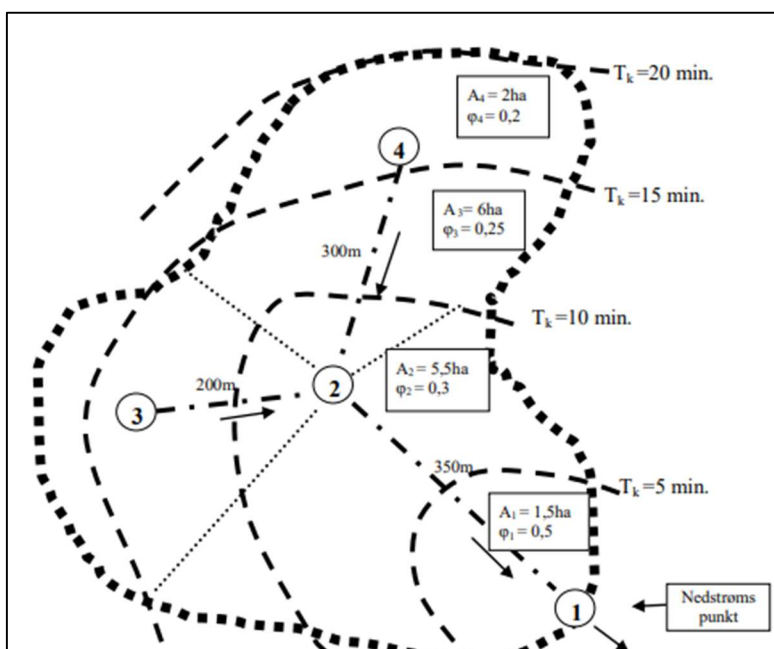
Fra gruppens egeninteresser var det et effektmål at man skulle ta i bruk av databaserte modelleringsverktøy for å simulere effekt av foreslåtte dimensjonerte tiltak, opp mot eksisterende situasjon. Til dette har gruppen nyttet modelleringsverktøyet MIKE+ fra DHI.

2.2.5.1 Teoribakgrunn – Tid/Areal-metoden

De simuleringer som gjøres i MIKE+ baseres på Tid/Areal-metoden, en dynamisk beregningsmetode for avrenning. Metoden nytter noen av de samme prinsippene som Den Rasjonelle Metode, hvor begge baseres på konsentrasjonstid, avrenningskoeffisient og nedbørintensitet. I motsetning til Den Rasjonelle Metodes statiske verdier og generelle verdier, benytter Tid/Areal-metoden et dynamisk regnforløp, og deler inn i ulike delfelt for å hensynta in-homogene nedbørsfelt i mye større grad. Den vil derfor gi mye mer presise verdier.

Isokroner

De ulike delfeltene nedbørsfeltet deles inn i kalles *isokroner*, og er angitt som linjer gjennom punkt med samme konsentrasjonstid. Innenfor hver isokron vil man da ha et arealavgrenset felt som har lik konsentrasjonstid. Videre bestemmes en avrennings- koeffisient for hvert isokron-felt. Et slikt nedbørsfelt er illustrert på figur 17.



Figur 17 - Nedbørsfelt inndelt i isokroner, figur hentet fra (Peterson & Thorolfsson, 2007)

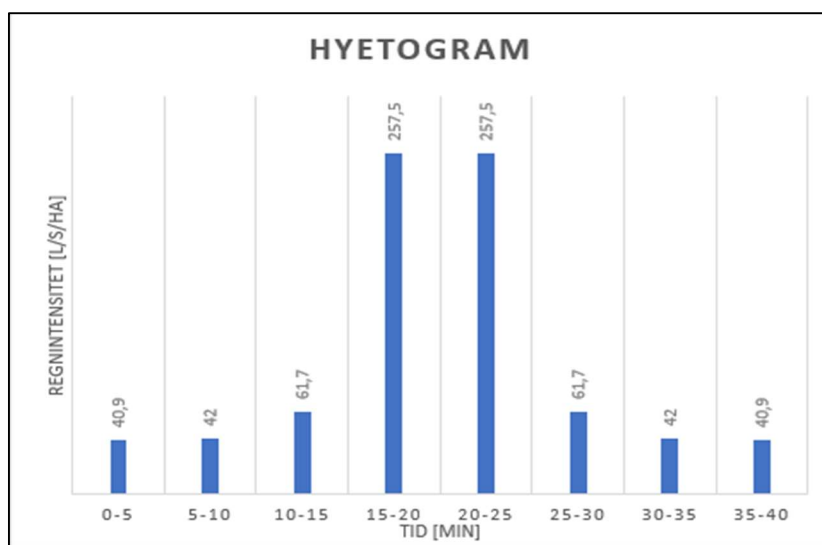
Inndata for nedbørsmengder

Som sagt gir Tid/Areal-metoden en dynamisk beregning av avrenning fra et nedbørsfelt. Dette gjøres ved å nytte et *hyetogram* som inndata for nedbør. Dette er en mer realistisk gjengivelse av hvordan et regnforløp vil foregå i feltet, hvor det vil starte med lav intensitet, være intenst kraftig i midten, og deretter fase rolig ut.

Mike+ legger inn data for regnintensitet. For å legge inn disse er en nødt til å konstruere et *hyetogram* som programmet kan lese av som gir en mer realistisk modell. Det antas at regnbygen starter med lav intensitet, for så å bygge seg opp til en høyere intensitet, og deretter avta igjen.

Konstruksjon av hyetogram

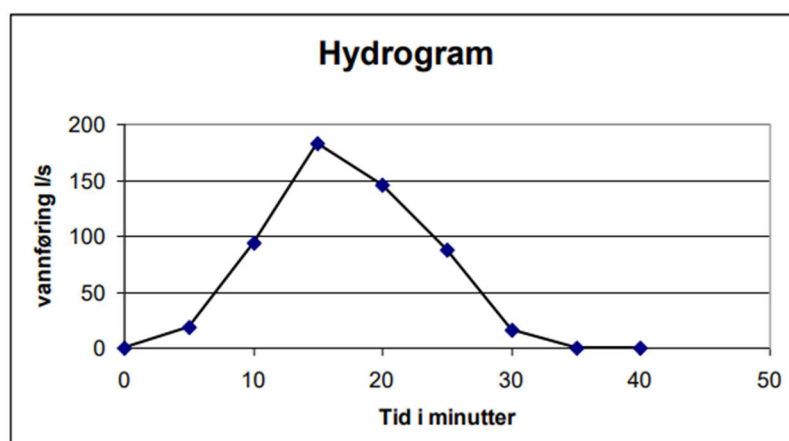
Hyetogrammet konstrueres ut fra samme IVF-kurve som nyttes ved Den Rasjonelle Metode, men hvor man deler inn regnforløpets konsentrasjonstid i forskjellige beregningssteg. Regnforløpets varighet settes lik konsentrasjonstiden for feltet $T_K = 40$ min (beregnet i kap. 2.2.2). Det er i konstruksjonen av hyetogrammet nyttet 5 minutters beregningssteg. Hyetogrammet designes symmetrisk om midtaksen, som da vil gi 10-minutters intervaller for avlesning av nedbørintensitet. Nedbørintensitet leses av fra IVF- kurven for de respektive beregningstrinnene: 10, 20, 30 og 40 minutt. Det legges på en faktor for klimapåslag $K_F = 1,4$. Avleste verdier og beregninger for konstruksjon av hyetogrammet er gitt i vedlegg 5.



Figur 18 - Konstruert hyetogram for $T_k = 40$ min, IVF-kurve fra Risvollan målestasjon

Beregning av nedbørsmengder

Man vil ved beregning av nedbørsmengder ved Tid/Areal-metoden, summere avrenning fra de ulike isokronene i nedbørsfeltet. Jo lenger ut i regnforløpets varighet man er, jo flere isokroner vil bidra til avrenning. Samtidig vil nedbørsmengdene for hvert delfelt variere ut fra tidspunkt i regnforløpet. Summeringsresultat for avrenning fra feltene ved de ulike tidene, vises i et *hydrogram*, som vist på figur 19, hvor man grafisk kan lese av dimensjonerende spissavrenning.



Figur 19 – Eksempel for hydrogram, figur hentet fra (Petersen & Thorolfsson, 2007)

Arbeidet med å dele inn i isokroner, tildele verdier, beregne og summere bidragene fra de deltagende områdene er en omstendelig prosess, og vil spesielt for store felt, være en svært tidskrevende og møysommelig prosess om man skulle gjort det manuelt. MIKE+ vil gjøre disse beregningene automatisk for oss, og vil derfor kunne være svært tidsbesparende.

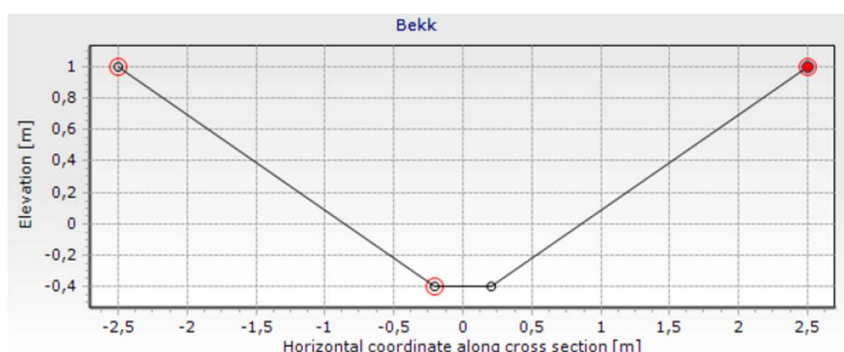
2.2.5.2 MIKE+ - Oppretting av modell

Ved oppretting av modell i Mike+ starter en ved å definere kartdatum og hvilke parametere som skal brukes i modellen ved beregning. Fra kartunderlag gitt fra kommunen er det oppgitt at datumet er EUREF89, UTM32, NN2000. Dette vil sikre at modellen samsvarer med de kartdata som angis for inndata. Det er nyttet SI-enheter i modellen.

Bekkeløpet og kulvertene er ikke koordinatfestet, og traséen må derfor gjengis i programmet etter beste evne. Ved å legge inn SOSI-fil for grunnkart, kan man *trace* bekkeløpets trasé, og på denne måten vil plassering av bekkeløp og kulverter være geografisk korrekt. Videre opprettes modellen av eksisterende situasjon med kulverter og bekkeløp. Bekken legges inn som en åpen kanal, og kulvertene legges inn som lukkede rørledninger. Det legges inn noder i modellen for alle overganger mellom bekk og kulvert.

Kulvertenes dimensjoner er ikke målt inn og spesifisert i Gemini. Verdier for dimensjon og materiale for disse er etablert fra befaring og diskusjon med kommunens VA-ansvarlig. Oversikt over disse er gitt i vedlegg 3.

Mike+ opererer med enkle polygoner, og vil ikke kunne lese av bekketverrsnittet fra kartgrunnlaget. Man er derfor nødt til å designe et enkelt tverrsnitt for bekken, som vist i fig.19. Dette er et generalisert tverrsnitt som er anslått ut fra de forhold observert på befaring.

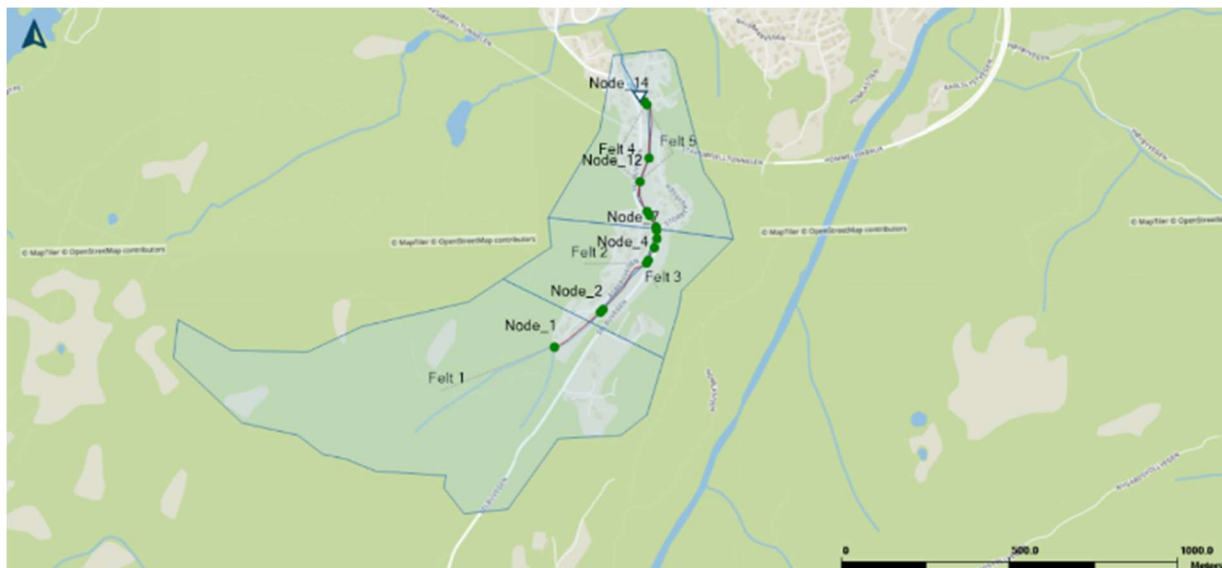


Figur 20 – Bekketverrsnitt tatt i bruk i Simulering av bekkeløp

Deltagende nedbørsfelt

Det tas utgangspunkt i nedbørsfelt utarbeidet i kapittel 2.2.1.

Nedbørsfeltet er delt inn i fem mindre felter i modellen, for at programvaren bedre skal forstå hvor vannet vil bevege seg, og dermed gi en mer realistisk situasjon på hvilke felter som renner til forskjellige steder i bekkeløpet. Inndelingen er vist i figur 21, hvor Felt 1 får tilrenning til bekken ved Node_1, Felt 2 og 3 til Node_4, og Felt 4 og 5 er delt opp til Node_12 og Node_14.



Figur 21 – Feltinndeling gjort i MIKE+

2.2.5.3 Simulering av eksisterende situasjon

Med nedslagsfelt og nedbørsparametre må også en avrenningskoeffisient defineres for hvert felt for å gi et anslag på %-andelen som renner videre. Her brukes tabell 2 som vist tidligere i kapittel 2.2.2 for valg av verdier. Det skal også legges inn en initialtapsverdi for feltene. Dette er en verdi som angir fordrøyningen på overflaten og er med på å redusere maks avrenning og totalvolumavrenning fra feltet. Forskjellige verdier for initialtap angis for forskjellige flater etter hvor god evne de har til å magasinere vann. Verdiene som er tatt i bruk er hentet fra NVEs *Publikasjon nr. 10 1997 s.23* (Bøyum, et al., 1997).

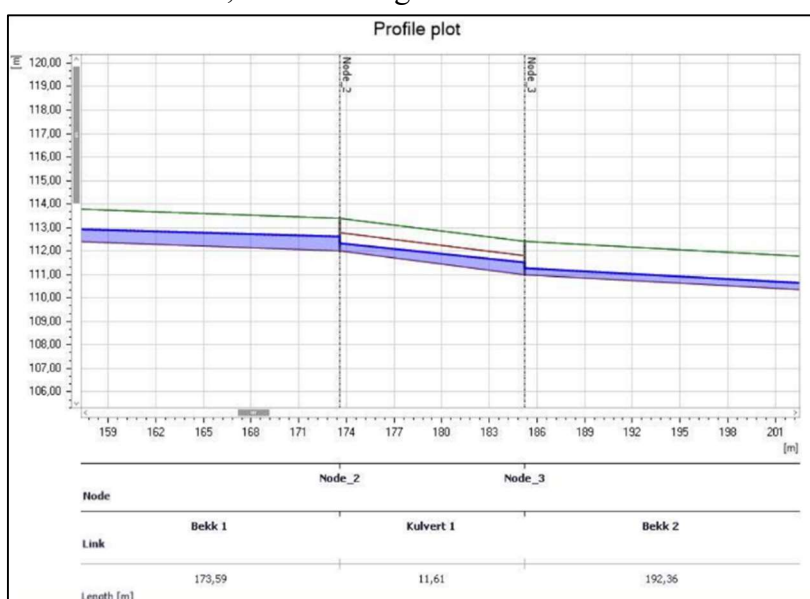
Nedslagsfelt	Avrenningskoeffisient	Initialtap [mm] [x]
Catchment_2	0.6	0.6
Catchment_3	0.3	10
Catchment_4	0.6	0.6
Catchment_5	0.6	0.6
Catchment_6	0.6	0.6

Videre defineres hvilke data som skal simuleres og vises i resultatfilen etter gjennomført beregning. Herifra ønskes det å hente ut data for vannmengder til de forskjellige feltene, avrenning fra feltene, vannmengde i kulverter og bekk, og vannstand i kulverter og bekk.

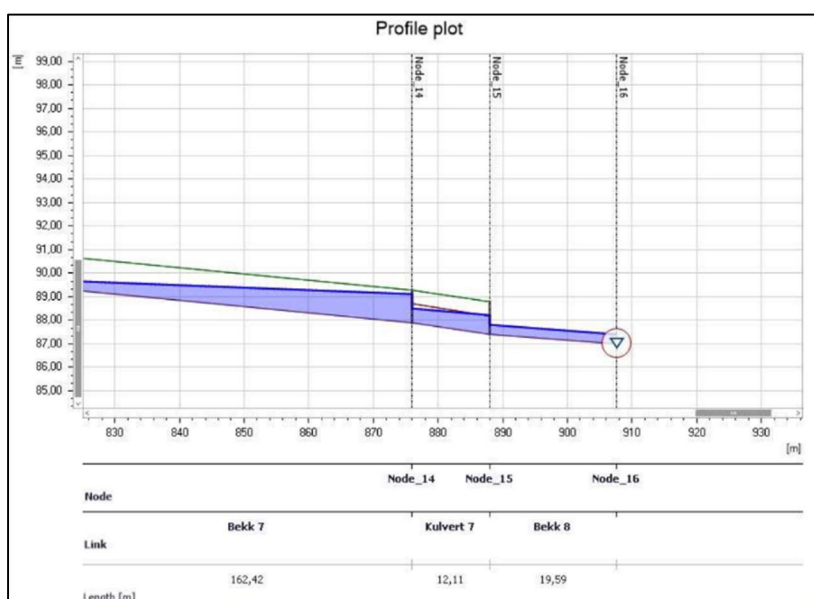
Resultater og oversikt over hele bekkeløpet og kulverter finnes i vedlegg 6 og 7.

Ut ifra simuleringene ser man at ikke alle kulvertene har nok kapasitet til å ta unna vannmengden som går i bekken. Dette vises som oppstuvning i bekkeløpet ved flere av kulvertene i simulasjonen. Et eksempel på dette er vist i figur 23, hvor kulvert 7 tydelig får oppstuvning oppstrøms ende.

Når simuleringen blir brukt er det viktig å ta i betraktning at Mike+ tar utgangspunkt i at bekken er tørr ved start på nedbør. Dette vil påvirke kulvertene oppstrøms i bekken da vannføringen vil være lavere enn normalt i disse, som vist i figur 22.



Figur 22 – Kulvert 1 ved simulering av regn i 40min.



Figur 23 - Kulvert ved utløp mot Isdammen ved simulert regn i 40min.

2.3.5.4 Begrensinger og avbrutt modelleringsprosess

MIKE+ er et avansert modelleringsverktøy, og det krevde stor investering å sette seg inn i og lære programvaren. Det er en omfattende mengde variabler å sette seg inn, og det stilles mange krav til inputdata for at verktøyet skal fungere riktig. Man opplevde mye problemer ved kjøring av modell, spesielt knyttet til å koble avrenning fra felt til bekkeløpet.

Kompetansen fra veiledere innen bruk av programvaren var noe begrenset, og man tok derfor kontakt med utvikler av programmet, DHI, for veiledning til bruk av programmet. De var innledningsvis positive til et samarbeid, men endte opp med å ikke ville prioritere ressurser til å bidra i studentoppgaver.

Uten tilgang til veiledning til bruk av programvaren, har man hatt et krevende arbeid med å verifisere de data som kommer fra modellen, da de ved flere anledninger ikke stemmer overens med det som forventes i realiteten. Man så seg derfor dessverre nødt til å omprioritere ressurser, og gikk derfor bort fra å utarbeide en simuleringsmodell for den fremtidige situasjon.

2.3 Metoder for ledningsfornyelse

Oppgaven har som mål å utarbeide en overordnet plan for ledningsfornyelse, hvorav valg av metode er en sentral del av dette. Det finnes et bredt utvalg av løsninger og metoder for renovering, separering, og fornyelse av vann- og avløpsledninger. De ulike metodene har alle sine fordeler og begrensninger, og beste metode for renovering er avhengig av en rekke forhold og må vurderes spesifikt i hvert tilfelle. Fra kommunens side er det generelt presisert et ønske om at grøftefrie løsninger, *NoDig*, skal vurderes i hvert tilfelle. Grøftefrie metoder kan, i passende situasjoner, gi store kostnadsbesparelser, kortere anleggstid og mindre ulemper for lokalsamfunn (Olimb AS, 2018). Man vil også ha et redusert klimaavtrykk i forhold til konvensjonell graving.

Alternativer til metoder for ledningsfornyelse kan deles i 3 hovedkategorier (Olimb håndbok);

- Konvensjonell graving, enten i eksisterende trase eller i ny trase.
- Tiltak i eksisterende trase, hvor det gamle røret er utgangspunkt for fornyelse.
- Boring av ny trase, både i fjell og løsmasser, eller kombinasjonsmasser.

2.3.1 Strømperenovering

Strømperenovering er en grøftefri metode hvor man tar utgangspunkt i eksisterende ledning, og opererer direkte fra kum til kum, uten behov for oppgraving. Utførelsen skjer ved at man stiller opp utstyret ved innføringskum, og derfra fører en strømpeføring inn i eksisterende ledning frem til neste kum. Strømpen settes så under trykk og presses ut til å hefte langs rørveggen. Etter strømpen er heftet langs rørveggen, herdes strømpen med varmt vann, damp eller ultrafiolett lys, avhengig av hvilken strømpetype som er nyttet. Strømper leveres både som uarmerte filtstrømper, eller armerte glassfiberstrømper. Generelt dekker filtstrømpen et bredere utvalg av dimensjonsområder og herdeteknikker, imens glassfiberstrømpen vil gi større ringstivhet og mindre godstykkelse.

Det er vanlig at strømpen dimensjoneres med ringstivhet og styrke som et selvstendig rør. Metoden kan derfor, ved meget små inngrep, rehabilitere eksisterende ledningstrasé til å ha både styrke og levetid som et nytt rør. Avhengig av tykkelsen på strømpen, vil tverrsnittet av renovert ledningen snevres noe inn. Dette er en marginal innsnevring, og blir som oftest antatt neglisjerbar. Strømpen vil gi ruhetsverdi som ny PVC-ledning, og man har i oppgaven vurdert potensiell innsnevring som tilstrekkelig hensyntatt ved bruk av ruhetsverdi $k=0,4$ i kapasitetsberegninger.

Etter installasjon av strømpen, vil tilkoblinger til ledningen gjenåpnes ved hjelp av å kjøre inn en fjernstyrt robot som freser opp tilkoblingene fra innsiden. Tilkoblingene kan videre forsterkes ved bruk av en *hatteløsning*, hvor man vranger en strømpe inn i grenrøret som vil forsterke tilkoblingspunktet og hindre innlekkasje av grunnvann.

Strømperenovering er den mest utbredte grøftefrie metoden for fornying av eksisterende avløpsledninger, hvor den vil gi et hurtig og kostnadseffektivt resultat. Men metoden har også begrensninger; den vil i praksis erstatte det gamle røret med et tilsvarende rør, med lik trasé og tverrsnitt. Man er derfor avhengig av at den eksisterende situasjon tilfredsstillende de krav man stiller til kapasitet, fall og bend. Større deformasjoner eller kollaps av rørveggen, samt større svanker og motfall, lar seg ikke utbedre uten oppgraving. Rørledningen må også spyles for sedimenter og renskes for eventuelle røtter o.l.

Det er derfor avgjørende at det utføres forundersøkelser gjennom inspeksjoner og kartlegging av ulike forhold ved ledningen. Utførende entreprenører vil også måtte gjennomføre egne inspeksjoner og innmålinger, spesielt med tanke på tilkoblinger som skal freses opp, og eventuelle dimensjonsoverganger.

VA-miljøblad nr. 91. *Strømperenovering av avløpssystem* gir disse anbefalingene om forundersøkelser fra ledningseier sin side (Norsk vann):

- **Rørdimensjon:** Innvendig rørdiameter og eventuelle dimensjonsoverganger.
- **Ledningsfall:** Høydeforskjell mellom kummer, fall på ledningen og evt. svanker.
- **Avvinklinger:** Rørbend og evt. avvinklinger i rørmuffer.
- **Rørtilstand:** Deformasjoner, sprekker, forskjøvne skjøter, hull etc.
- **Tilkoblinger:** Avstand fra kum, posisjon i rørtverrsnittet, hvorvidt det er grenrør eller innstukket rør, samt avklare om ledningen er i drift.
- **Kumtyper:** Kum- og ledningsdybder, kumdiameter og kumtyper (nedstigningskum, stake-/spylekum) angis, gjerne med kumkort.
- **Lengdeangivelse:** Mellom kummer, tilkoblinger og registrerte feilobservasjoner.
- **Avløpsvannet:** Unormalt avløpsvann, som for eksempel høy temperatur, innhold av kjemikalier etc.
- **Atkomst:** Ved installasjon benyttes tyngre kjøretøy. Det bør derfor angis hvorvidt ledningen ligger i/langs kjørbar vei, eller avstanden til kummer fra kjørbar vei.
- **Vannføring:** Under strømpinstallasjon kreves tørr ledning, som ivaretas av installatør. Antydning vannføring, ledningstype (SP, OV, AF) og antall berørte abonnenter bør derfor angis.

2.3.2 Fjellboring

Fjellboring er en metode som tillater grøftefri etablering av traséer i faste fjellmasser. Metoden er mye benyttet steder hvor tradisjonell graving ikke lar seg gjennomføres, for eksempel ved kostbare hindringer eller ved spesielle miljøhensyn. Metoden utføres ved at det bores et retningsstyrt hull mellom to punkter som kan ha en avstand opp til rundt 600 meter. Boringen vil gjøre minimale inngrep i terrenget, men er svært avhengig av kartlegging av geologiske forhold for å avgjøre hvilken bore-metode som egner seg. Dermed vil det anbefales å ta i bruk ngu.no sitt kartverk for grunnforhold, samt tidligere erfaringer fra borer og arbeid i området.

Ved fjellboring vil optimal situasjonen være fast, homogent fjell uten løse masser, knusningssoner og oppsprekking. I slike situasjoner kan man gjennomføre en retningsstyrt pilotboring. Ettersom piloten kan styres under boringen vil nøyaktigheten være stor, og en kan forvente å treffe på det ønskede punktet med et presisjonsavvik på omtrent en halv meter.

2.3.2.1 Hammerboring

Hammerboring er en metode som brukes for å etablere ledninger der hvor pilotboring ikke er egnet; i morene, fjell og kombinasjonsmasser. Metoden er også svært effektiv på store dybder.

Ved hammerboring hamres en borekrone inn i fjellet med høytrykksluft for å knuse massene som videre dreies ut. I tilkobling til borekronen festes det et varerør i stål som sveises til ønsket lengde inntil 60-70 meter. I tilfeller der det skal



Figur 24 – Borekrone og godsrør for hammerboring, figur hentet fra (Olimb AS, 2018)

børes lengre enn 60-70 meter i fjell brukes det ikke varerør gitt at fjellmassen er tilnærmet homogen. Ved tilfeller med stabilt fjell tillates dermed boring inntil 400 meter, der minste mulige diameter er brukt. Lengden reduseres ved større dimensjoner og vil påvirkes av grunnforholdene. Det er derfor viktig med en god analyse av grunnforholdene på forhånd av boringen.

Hammerboring gjennomføres i en dimensjon på 165mm, og kan derfra opprømmes i omganger til 850mm. Dette gjøres ved at et pilotbor først borer ut pilothullet på 165mm, for så å bore igjen i samme hullet med en større opprømmingskone i ønsket dimensjon. Etter fullført gjennom boring vil det være mulig å etablere den nye ledningen ved å trekke igjennom enten PE-rør (polyetylen) med kappe, eller støpejernsrør eller GRP-rør (glassfiberarmert polyester) med strekkfaste skjøter.

Det må opprettes en bore-grop ved inngangspunktet for bore-traséen. Denne gropen behøver minimum et areal på 3 x 9,5 meter for oppstillingsriggen, pumpesump, luftpresse og aggregat, samt plass til gravemaskin for å fjerne masser som bores ut. Dersom mulig, ønsker man å opprette en mottaks-grop motsatt ende for å kunne ta ut borekronen. Ved spesielle tilfeller der det ikke er mulighet eller plass å opprette en slik grop ved mottakspunktet, er det mulighet for å la borekronen bli liggende i bakken.

2.3.3 Utblokking

Utblokking av rør brukes som metode for å fornye eksisterende ledninger med dårlig kapasitet eller deformasjoner. Utblokking er aktuelt for både drikkevann- og avløpsledninger, og er den eneste grøftfrie metoden som muliggjør oppdimensjonering av eksisterende ledninger. Det er også gjennomført separeringsprosjekter med utblokking, hvor man har blokket ut og erstattet AF-ledning, og trukket inn to nye ledninger for spillvann og overvann.

Det opprettes en grop for trekkeutstyr i enden av rørstrekket som skal fornyes, samt en innføringsgrop i andre enden. Ved innføringsgropen legges nye rør klare og kobles til en skjærekniv og et blokkerhode. Dette føres så inn i den eksisterende ledningen som vil skjæres opp og sprenges ut for å gjøre plass til den nye ledningen som blir liggende med samme trasé.

Vanligst nyttes rør i PE-materiale ved utblokking, da det kan sveises sammen for å sikre strekkfasthet. Man får også visse dimensjoner av PE-rør levert på kveil, noe som vil redusere problemer med hensyn til utlegging av ledning ved inntreknings-grop. Det anbefales også å kle røret inn med en PP-kappe for å unngå skader under inntrekningen.

Utblokking er den mest krevende og omfattende av de grøftfrie metodene som opererer med utgangspunkt i eksisterende rørledning. Det kreves stor trekraft for å rømme opp traséen og



Figur 25 – Utblokking med inntrekning av flere mindre rør, figur hentet fra (Olimb AS, 2018)



Figur 26 – Oppdimensjonering ved utblokking, figur hentet fra (Olimb AS, 2018)

trekke inn ny(e) ledning(er) i samme operasjon. Tungt maskineri og store krefter krever forankringsmuligheter og støtte fra grunnen rundt. Man må også etablere innføring- og trekkegroper som ligger på samme dybde som ledningen. Dette beslaglegger et visst areal, og medfører gravearbeid og grunnsikring som ikke kan neglisjeres.

Det er også kritisk å påse at det er tilstrekkelig avstand til omliggende rør og andre varer i grøftetverrsnittet, slik at man ikke risikerer å påføre skade på disse.

Metoden er vanligst å nytte mellom kummer, da gjennomtrengning av kum-massen, og spesielt armatur i vannkummer, vil by på problemer. Det vil derfor være behov oppgraving av kumpunkter langs traséen, og man ser derfor metoden ofte nyttet i sammenheng med fornying av kummer.

Hvilke ledningsstrekke som kan blokket ut, begrenses også av trasé-bend på eksisterende ledning. Generelt vil ledningsbend større enn 11 grader ikke være anbefalt for utblokking, og man vil måtte grave opp bendpunktet og fortsette utblokkingen fra oppgravingspunktet. Ved dimensjoner mindre enn DN150 vil forsering av bend være svært begrenset, og generelt vil alle bend måtte graves opp.

2.3.4 Inntrekning av rør

Inntrekning av rør gjøres ved at nytt rør trekkes inn i den eksisterende ledningen. Dette kan gjøres ved bruk av vinsj for å trekke inn lengre sveisede rør eller ved å presse korrør på 80-100cm inn i den eksisterende ledningen. Det nyttes hovedsakelig PE-rør med PP-kappe, men det blir også tatt i bruk GRP-rør som korrør for dimensjoner større enn 500mm.

Metoden krever at det eksisterende røret er inspisert og rensert før det kan påbegynnes med rørtrekking. Rengjøringsgraden avhenger av dimensjonsendringen som vil foretas, det vil også kunne være nødvendig å støpe rundt det nye røret dersom dimensjonshoppet er stort.

Røret som trekkes inn er dimensjonert som nytt rør, og vil gi både funksjon, styrke og levetid som nytt rør. Det vil dog redusere rørtverrsnittet betydelig, spesielt når eksisterende ledning er av mindre dimensjon, og vil derfor være lite egnet i situasjoner hvor kapasitet i rørledning er av bekymring. Re-etablering av påkoblingspunkt til ledningen må som regel gjøres ved oppgraving, og det er derfor ønskelig med færrest mulig påkoblinger til ledninger som rehabiliteres ved inntrekning.

2.3.5 Rørpressing

Rørpressing er en metode som benyttes ved oppretting av nye rør under veier, jernbaner, elver, hager, osv. Dette gjøres ved at et varerør av stål presses inn i masser som kontinuerlig skrues ut

med naver. Stålrør sveises sammen underveis for å oppnå ønsket lengde inntil 60 meter. Varerørene kommer i dimensjoner fra 219mm til 1600mm. Etter at varerøret er på plass kan det ønskede godsrøret trekkes inn for å opprette ny ledning og koble til eksisterende eller nytt nett.

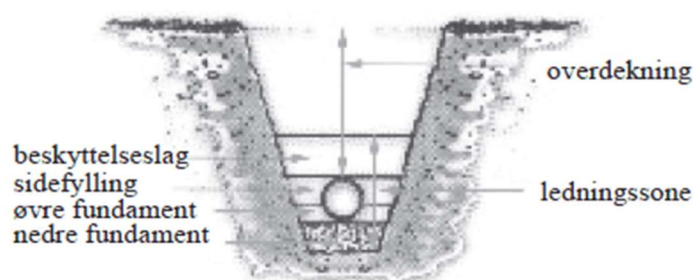
Metoden egner seg på steder der grunnforholdene er av sand, silt, leire og morene. Masser av sprengstein og knuste masser vil være vanskelig å komme seg gjennom og det blir her ikke anbefalt å ta i bruk rørpressing. På grunn av dette kan det være fordelaktig å foreta grunnundersøkelser før metoden påbegynnes. Det vil dog i mange tilfeller bemerkes ved graving av riggplass og mottaksgrop om grunnen egner seg eller ei.

2.3.6 Konvensjonell graving av grøft

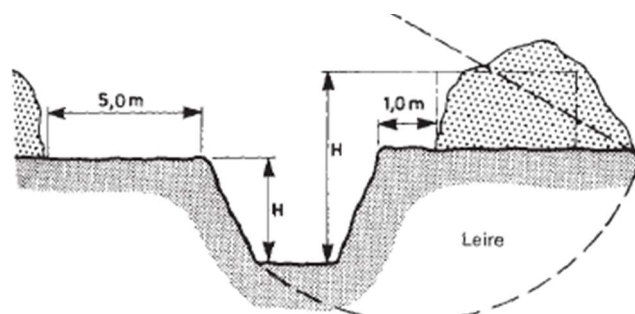
Selv om det finnes et mangfold av grøftfrie metode, som kan tilby effektivitet og besparelser i deres egnede situasjoner, vil konvensjonell graving av grøft alltid være et alternativ som tas med i diskusjonen. Ved oppgraving av traseen vil man ha fullstendig kontroll over ledningstraseen, samt grøftetverrsnittet og dets oppbygging. Man har lang erfaring og bred kompetanse innen hvordan legge best til rette for rørenes levetid i grøften, og man vil være sikker på et godt resultat. Noen ganger vil oppgraving være eneste alternativ, hvor det er helt nødvendig for å få tilgang til situasjoner som må utbedres.

For oppbygging og utførelse av grøftetverrsnittet, viser kommunens VA-norm til de retningslinjer gitt i VA-miljøblad 5 og 6 gir for grøfteutførelse for henholdsvis fleksible og stive rør. Spillvannsledningens materiale bestemmes av VA-norm, og vil måtte anlegges i et fleksibelt materiale; PVC-U eller PP. Oppgaven vil derfor basere seg på de retningslinjer som gis i *VA-miljøblad nr.5 grøfteutførelse for fleksible rør*.

Ved konvensjonell graving vil man grave bort masser til man kommer ned til leggedybden av ny eller eksisterende trasé. Det må planlegges tilstrekkelig plass for helning av grøfteskråninger. Ved grøftedybder større enn 3,5 meter eller ved dårlige grunnforhold, settes det krav fra VA-normens kapittel 4 krav til geoteknisk vurdering.



Figur 28 – Oppbygging av grøft, figur hentet fra (Norsk vann)



Figur 27 – Graving av grøft, figur hentet fra (Norsk vann)

3 Vurdering av metoder

En stor del av prosjektarbeidet har vært å undersøke hvilke metoder for separering som finnes i bransjen, både etablerte og nytenkende alternativer. Underveis i arbeidet har gruppen hatt flere samarbeidsmøter med både kommunen, veiledere, og entreprenører for å sammen drøfte hvilke løsninger som kan være aktuelle for prosjektet.

3.1 Overordnet om separeringsmetode

3.1.1 Overvann

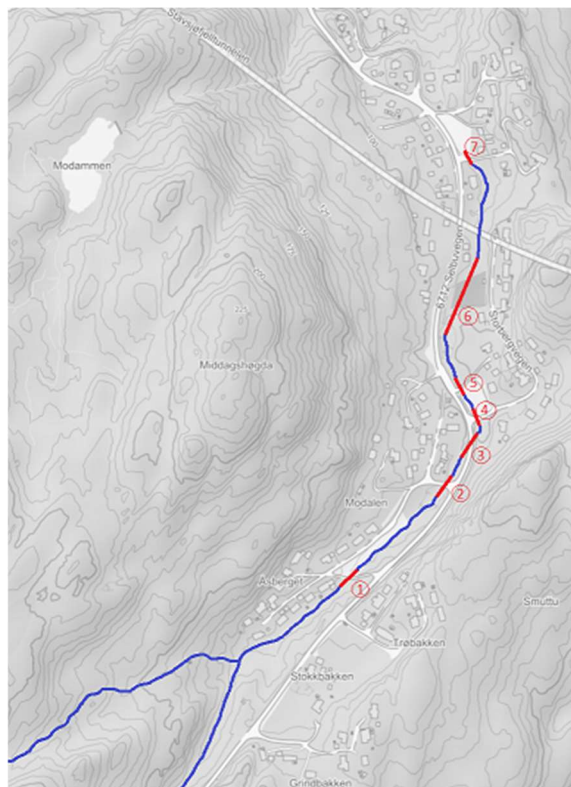
Det er på generell basis svært ønskelig å nytte naturlige kanaler, vassdrag og bekker, som transportsystemer for overvann der hvor dette er mulig. Dette gjenspeiles også i de krav og føringer som gis i VA-normens kapittel for overvann, hvor det spesifiseres at *«alternative transportsystemer (bl.a. bekker og vassdrag) skal velges dersom forholdene ligger til rette for det»*.

Man har derfor valgt å nytte bekkeløpet som følger langs hele fellesavløpsledningens trasé, til overvannshåndteringen etter separering.

Flere av boligfeltene oppover Selbuvegen har allerede separate avløpssystemer hvor overvannet ledes til bekken. Andre felt har separatsystemer som ledes inn på fellesavløpssystemet, som i dagens situasjon gjør separatsystemene uvirksomme. Disse vil kunne separeres uten de store operasjoner.

Alternativet hvor man anlegger egen hovedledning for overvann, blir vurdert som uaktuell, hvor det tilbyr ingen fordeler sett opp mot håndtering i bekkeløp, og er generelt ansett som en uønsket løsning der hvor man har andre alternativer.

Å nytte bekkeløp til overvannshåndtering i normalsituasjonen, vil også tjene funksjon som flomveg ved de ekstreme nedbørshendelsene, slik at ressurser som brukes på å erosjonssikre og oppgradere bekkeløpets kapasitet, vil også gi en sikrere flomhåndtering.



Figur 29 – Bekkeløp med tilhørende kulverter

3.1.2 Spillvann

Valget av å nytte bekkeløpet til overvannshåndteringen, gir store påvirkninger i valg av metode for å anlegge spillvannsledning, hvor man har større frihet i valg av metode. Siden det ikke vil behøves å anlegge grøftetverrsnitt med to avløpsledninger, vil det i større grad åpne for å nytte grøtfeefrie metoder.

Det er derfor tatt utgangspunkt at man etablerer spillvannsledning for store deler av traséen, ved å omdefinere eksisterende AF-ledning, til en ren spillvannsførende ledning. Man vil da kunne unngå helt å måtte anlegge nye ledninger. En slik omdefinering av AF-ledning til spillvannsledning, er gjennomførbart uten de store inngrep, siden private ledningstilkoblinger er etablert, og i flere tilfeller allerede separert. Det er store besparelser, både økonomisk og miljømessig, som gjøres ved å kunne utnytte eksisterende ledningsanlegg.

Der hvor eksisterende ledningstrasé må legges om, eller regnes som utilstrekkelig, vil det måtte anlegges ny spillvannsledning. Dette omtales nærmere senere.

3.1.3 Vannledning

Som nevnt tidligere har kommunen et ønske om å oppdimensjonere vannledningen til en DN180 ledning, for å være i henhold til VA-normens krav om slokkevann.

Vannledningen faller ikke under oppgavens formelle omfang, men man ønsket å ta noe hensyn til denne ved vurdering av renoveringsmetode. Etter anbefaling fra Olimb, er det foreslått å oppdimensjonere vannledning ved utblokking, i samme prosess som avløpsledningen rehabiliteres ved strømpeforing. Det er denne metoden som hovedsakelig er lagt til grunn ved vurdering av metode for rehabilitering av avløpsledningen. Det er ikke utredet hvilke strekk av vannledningen som egnes for utblokking.

3.1.4 Fornyning av Kummer

Langs traséen i Selbuvegen føres ledningen til felleskummer, hvor vannledning og avløpsledningen føres i samme kum. Dette er kummer som er svært sårbare for forurensing av drikkevann dersom det skulle oppstå problemer på AF-ledning, og man må sikre at det ikke kan føres til oppstuvning med kloakkstopp eller tilbakeslag. Dette er ikke en ønskelig løsning, og det er vanlig praksis å opprette nye kummer separat for vann, spillvann og overvann. Det har også kommet frem ønske om å separere eksisterende kummer i Selbuvegen i samtaler med VA-ansvarlig i kommunen.



Figur 30 – Felleskum fra befaring 04.05.22

Ved etablering av nye kummer for spillvannsledningen, er man nokså låst i vertikalgeometrien ut fra eksisterende kum, da man er avhengig av fall på eksisterende ledninger både oppstrøms og nedstrøms kummen. Dette gjelder spesielt for de ledningsstrekke som renoveres med grøftefrie metoder, hvor man er nokså låst både i vertikal- og horisontal retning. Ved konvensjonell graving, vil man ha større frihet for flytting og etablering av nye kum-sett, men man er fortsatt avhengig av at man opprettholder fall til systemet nedstrøms.

Der hvor det er prosjektert med grøftefrie rehabiliteringsmetode som utblokking og boring, anbefales det å fornye kummer i forbindelse med oppgraving av mottak- og innførings-groper. Ved strømpeføring bør kummer fornyes i forkant av strømperenoveringen. I de traséer som er prosjektert med konvensjonell graving, vil man etablere nye kum-sett løpende underveis i graveprosessen.

3.1.5 Usikkerheter knyttet til private ledninger

Tilkoblinger til hovedledningen fra private ledningstikk er forsøkt hensyntatt i best mulig grad, ut fra den informasjon som gruppen har hatt tilgjengelig. Det er dessverre svært begrenset detaljeringsgrad og oversikt over private ledninger i kommunens ledningskart i Gemini. Plassering av private ledninger er derfor i stor grad basert på antagelser gjort i diskusjon med kommunen. På grunn av de store usikkerhetene knyttet til faktisk plassering av stikkledninger, er det ikke utarbeidet tegninger for private ledninger.

Ved etablering av nye ledningstrekke har man nyttet eksisterende trasé som referansepunkt i vertikalretningen, for å sikre fall for stikkledninger.

3.2 Utbedring av bekkeløpet

Oppgradering av bekkeløpet anses som et svært kostnadseffektivt tiltak for overvannshåndteringen. Ved å grave ut bekken og etablere grøftesider, omtrentlig tilsvarende de gitt i tabell 3.2, vil man etablere god overvannshåndtering i normalsituasjonen, samt sikre en trygg flomveg ved de store nedbørshendelsene. Grøftesidene kan med fordel steinsettes, hvor dette vil hindre erosjon av bekkeløpet, og i tillegg virke noe bremsende på vannstrømmene.

Deler av bekkeløpet er i dag allerede utgravd og steinsatt, og vil være et eksempel på hvordan man ønsker det utført langs hele bekkeløpets, vist i figur 31. Andre deler er preget av bløt myr og grunt bekketverrsnitt, se figur 32. Disse partiene anses som uegnede som flomveg og bør utbedres. Det er også estetiske og rekreasjonelle verdier som kan hentes ved utbedring av bekkeløpet.



Figur 31 – Eksisterende steinsatt bekkeløp



Figur 32 – Eksisterende bekkeløp med behov for utbedring

Beregning av kapasitet før og etter utbedring

Kapasiteten beregnes ved Mannings formel, hvor man har nyttet egne beregningsmodeller i Excel, angitt i vedlegg 8. Inngangsdata til beregningene er i stor grad gjort ut fra erfaringer fra befaring. Man har tatt utgangspunkt i to anslåtte, generelle bekketverrsnittet, ett for eksisterende bekkeløp, og ett for situasjonen etter utbedring. Valgt utforming for de respektive tverrsnittene er gitt i tabell 3.1 og 3.2.

Bunnhelningen som nyttes i beregningene er anslått fra høydemålinger fra kart, hvor man har beregnet et gjennomsnittsfall for det strekket av bekkeløpet man mistenker har minst fall.

Verdier for Manningstall er hentet fra tabell 4-18 fra (Jensen, Tesaker, Lund, & Huber, 2006) *Inntakhåndboken* (NVE, 2006). Det er også tatt høyde for endringen i manningstallet ved utbedring av sidehelningene fra gress til pukk.

Resultat av kapasitetsberegninger for bekketverrsnittet

Tabell 3.1 – Eksisterende bekkeløp:

Manningstall [m ^{1/3} /s]	Vanndybde (antatt) [m]	Bunnbredde (antatt) [m]	Fall [m/m]	Sidehelning kanal	Kapasitet, Q [m ³ /s]
33	0,2	0,5	0,024	1:1	0,18

Tabell 3.2 – Utgravd og steinsatt bekkeløp:

Manningstall [m ^{1/3} /s]	Vanndybde [m]	Bunnbredde [m]	Fall [m/m]	Sidehelning kanal	Kapasitet, Q [m ³ /s]
40	0,8	0,5	0,024	1:1	3,35

Fra resultatet av beregninger gitt i tabell 3.1 og 3.2, ser man at utgravingen vil øke bekkens kapasitet betraktelig slik at den vil være i stand til å få unna vannet fra 200-årsflommen uten å renne ut i omliggende terreng og vegbane.

3.2.1 Behov for oppdimensjonering av kulverter

I kapittel 2.2.4 ble det beregnet de nødvendige dimensjoner som kreves for å håndtere 200-års flommen, for de ulike kulvertene som følger langs bekkeløpet. Sammenlignet med de innmålte verdier for eksisterende situasjon, ser man at det for samtlige av kulvertene ikke er tilstrekkelige dimensjoner.

Kulvert	Eksisterende dimensjon	Nødvendig dimensjon
1	800	1000
2	1000	1200
3	1000	1200
4	800	1200
5	800	1200
6	800	1200
7	800	1200

Dette er også gjenspeilet i resultat fra simuleringer av eksisterende situasjon gjennomført i MIKE, hvor man så oppstiving i samtlige kulverter ved dimensjonerende regnmengder. Dette er en uheldig situasjon det ønskes å unngå, da det vil medføre flomvann på avveier, og kan føre til innlekkasje i nærliggende kjellere. Eksempler på dette er allerede registrert i Åsbergvegen.

Selv om eksisterende kulverter ikke vil være tilstrekkelig dimensjonert for 200-års flommen, er det alltid en økonomisk avveining som må legges til grunn for om det faktisk skal utbedres tiltak. Eksisterende situasjon vil ha kapasitet til å håndtere nokså store flomhendelser. Om man vurderer den potensielle konsekvensen av flom, som mindre enn kostnadene for å oppgradere tiltakene, vil gjennomføring av tiltak ikke være forsvarbart. Dette vil være en vurdering som til slutt vil ligge hos kommunen.

Det vil anbefales at man prioriterer kulvertene lengst nede i bekkeløpet, da disse vil ha størst tilrenning, og er i dagens situasjon de mest underdimensjonerte. Det er i oppgaven ikke utredet metode for oppdimensjonering av kulvertene.

For kulvertene lenger oppe i bekkeløpet er eksisterende situasjon nærmere den nødvendige, og vil komme langt med en optimalisering av innløpsutformingen. Kapasiteten til kulverter som har det begrensende snitt ved innløpskontroll, vil avhenge av innløpsutformingen og forholdene oppstrøms. Optimalisering av innløpet og de omliggende forholdene vil derfor ha stor effekt på kulvertens kapasitet. Fra tabellene nyttet ved dimensjoneringen i kap. 2.2.4, kommer det frem at en gunstig innløps-geometri og utforming kan gi opptil 25 % bedre kapasitet enn for en kulvert med utstikkende rør-ende.

3.3 Trasé: Grindbakken-Åsbergvegen

Grindbakken er boligfeltet helt øverst i AF-traséen, og har ikke anlagt separatsystem fra boligfeltet til hovedledningen på andre siden av Selbuvegen. Den eksisterende traséen fra kum 41820 til kum 61835 er 160 meter lang, og består av en AF PVC DN160, og en VL PVC DN110, begge anlagt i 1970. De siste 30 meterne mot kum 61835 ble renovert i 2011, trolig i sammenheng med arbeid i Selbuvegen, og antas i god tilstand. Her er også vannledningen oppdimensjonert til å kunne levere slokkevann.



Figur 33 – Eksisterende ledninger i Grindbakken-Åsbergvegen

Ettersom det ikke er opprettet separatsystem er det behov for å opprette en ny overvannsledning fra abonnentene tilkoblet bekkeløpet. Det vil også trolig være behov for fornying av eksisterende AF-ledning, da PVC-rør fra denne tiden antas generelt i dårlig stand. Norsk vann rapport 158 s. 29 oppgir at dimensjonerende levetid for ledninger lagt før 1986 var på 50 år. Vannledningen

ønskes, som resterende deler av traséen, oppdimensjonert. Man vil derfor måtte anlegge tre nye rør for ledningsstrekket.

Etablering av nye rør

For situasjoner hvor det skal anlegges tre eller flere rør i grøften, anbefales generelt å nytte konvensjonell graving, da man trolig ikke vil kunne oppnå kostnadsbesparelser ved å nytte grøtrefrie metoder. Alternativ hvor man nytter utblokking med inntrekning av flere rør kan være aktuelt, men må da gjøres i to operasjoner, en for vannledningen og en for avløpsledningen, for å oppfylle avstandskrav.

Kryssingen av hovedvegen vil være et omfattende og kostbart tiltak å gjennomføre med konvensjonell graving. Det ble derfor sett på alternativ spesifikt for strekket hvor ledningene går under vegen. Rørpressing, omtalt i kap.2.4.7, er en ofte nyttet metode for kryssing av veger, og ble i diskusjon med veiledere anbefalt.

Anbefalt metode for etablering av nye rør for traséen, vil være å etablere innførings-grop for rørpressing på vestsiden av Selbuvegen. Herfra presses røret gjennom hovedvegen til en mottaks-grop på andre siden av vegen. Videre legges traséen ved konvensjonell graving frem til kum 41820.

Det vil ikke være nødvendig å anlegge ny trasé på vestsiden av hovedvegen, så lenge innføringsgropen etableres slik at man derfra kan koble seg på renoverert ledning fra 2011. Det vil ikke være behov for å anlegge overvannsledning dette siste strekket, da bekkeløpet starter svært nærme den foreslåtte mottaksgropen, og man kan føre overvannsledningen til bekken her.

Denne løsningen er skissert på vedlegg 9.

3.4 Trasé: Åsbergvegen-Isdammen

Traséen nedover fra Åsbergvegen mot Isdammen består av 12 delstrekk, alle anlagt mellom 1965 og 1970, i forskjellige dimensjoner og ledningsmateriale, se vedlegg 3 for oversikt. På grunn av ledningstraséens alder, antas det at samtlige strekk vil være modne for rehabilitering. Oppgavens begrensede omfang, har gjort at det ikke vært ressurser til å utrede renoveringsbehovet for de enkelte ledningsstrekk. Dette burde gjøres gjennom videoinspeksjoner o.l., før man kan konkludere rehabiliteringsbehov og egnede metoder.

Bekkeløpet følger langs hele denne traséen ned mot Isdammen, og det vil ikke være behov for å anlegge hovedledning for overvann for noen av delstrekene. De fleste av boligfeltene har også allerede opprettede separatsystemer, hvor stikkledningene samles til ett felles påkoblingspunkt til hovedledningen. Man har derfor et relativt lavt antall tilkoblinger av stikkledninger langs traséen.

Foreslått tiltak og metode

I bakgrunn av de overnevnte punkter, vurderes traséen derfor som svært egnet for å nytte metode hvor man omdefinerer AF-ledningen ved strømperenovering. Det understrekes at det må kontrolleres og gjennomføres tilstrekkelige inspeksjoner for å fastslå at hvert enkelt ledningsstrekk egnest for denne metoden. Som omtalt i kapittel 2.3.1, vil det ved større deformasjoner på røret vil det være nødvendig å grave opp ledningen for utbedring. Samtlige ledningsstrekk vil oppfylle de krav for kapasitet og selvens som vist i kapittel 2.1. Oppdimensjonering av vannledningen i samme trasé, foreslås gjennomført i sammenheng med fornying av kummer, som omtalt i kapittel 3.1.3 og 3.1.4.

Utbedring av overvannsløsningen er tidligere omtalt i kapittel. 3.2.

Usikkerheter

Egnet metode for oppdimensjonering av vannledningen er ikke utredet spesielt for delstrekene. Dette vil være et spesielt stort usikkerhetsmoment for hvor egnet den foreslåtte metoden er. Om det avdekkes at utblokking ikke er gjennomførbart, vil vannledningen måtte oppdimensjoneres på annet vis, og det må da revurderes hvilken metode man nytter for hele grøftesnippet. Usikkerhetene knyttet til antall og plassering av stikkledninger som omtalt i kapittel 3.1.5, har også påvirkning for hvor egnet traséen vil være for strømperenovering, hvor det er ønskelig med færrest mulig påkoblinger. Dette vil avdekkes ved de foreslåtte videoinspeksjoner

3.5 Trasévalg ved Isdammen

Det anbefales å ha tilgjengelig vedlegg 9,10 og 11 ved gjennomgang av denne delen, for å kunne følge de stedsanvisninger og traséer som beskrives.

Eksisterende situasjon ved Isdammen er problematisk av flere årsaker; Det er en rekke private stikkledninger som kobles på hovedledningen langs strekket under dammen, og man har mistanke om stor innlekkasje på ledningsnettets ved disse punktene. At eksisterende trasé ligger under dammen, gir også svært mangelfull tilgang til ledningen med tanke på fremtidige behov for rehabilitering og utbedringer av hovedledning og påkoblingspunkter.

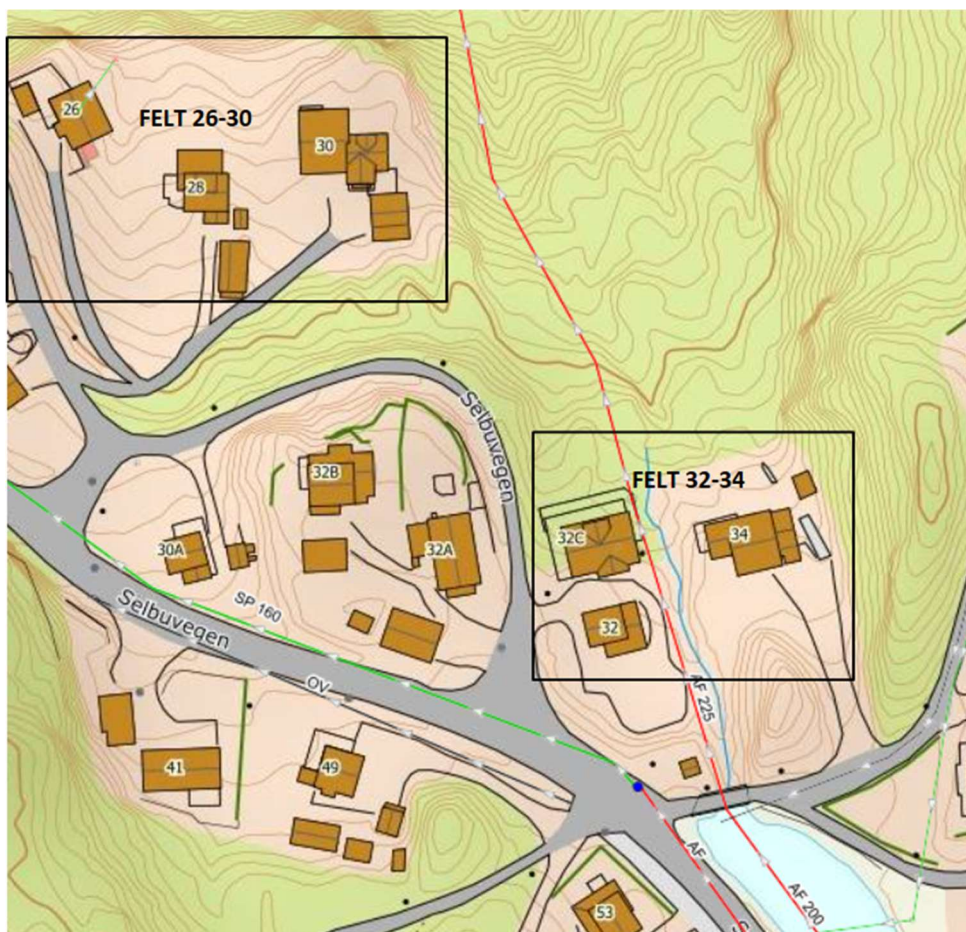
Ved bruk av metoder som tar utgangspunkt i eksisterende trasé, som strømpetrekking eller utblokking, vil man ikke ha mulighet å endre ledningens trasé, slik at problemene med tilgang til ledningen og påkoblingspunkter under dammen, vil bestå. Selv om rehabilitering av hovedledningen vil redusere innlekkasje, vil man fortsatt kunne oppleve mye innlekkasje gjennom påkoblinger av private stikkledninger. Å nytte eksisterende trasé som utgangspunkt for rehabilitering blir vurdert som ikke aktuelt for situasjonen ved Isdammen, og det må derfor anlegges ny trasé for spillvannsledning ved Isdammen.

Tilgjengelige løsninger

Avløpsnettets langs hele Selbuvegen opererer med selvføll, og man er derfor avhengig av kontinuerlig fall nedover i traseen. Det er generelt ikke ønskelig å opprette pumpeavløp der hvor dette kan unngås, så det er et sentralt kriterium at ny trasé også vil gå med selvføll.

Det eksisterer i dag et virksomt separatsystem fra kum 41835 ved Isdammen og videre nedover Selbuvegen, spillvannsledning 42182. Det er utforsket alternativer hvor man kobler trasé for fellesavløpsledningen ved Isdammen, over på spillvannsledningen ved kum 41835. Disse alternativene vil unngå at hovedledningen blir liggende i den krevende traseen ned *Kl.10 Berget*, samtidig som man ville fått samlet hele spillvannssystemet i én trasé langs Selbuvegen.

Boligfeltene markert på figur 34 er avhengig av eksisterende avløpsledning i traséen ned *Kl.10 Berget*, da disse ligger betydelig lavere i terrenget enn eksisterende spillvannstrasé i Selbuvegen. Tjeneste til disse boligene vil ikke bli ivarettatt ved de overnevnte trasé-alternative, og man må utrede egen løsning for disse. I diskusjon med kommunen kommer det frem at de ser på det som svært ugunstig at det er behov for pumpeanlegg for å drifte avløpstjenesten. Det er sett på mulighetene for å opprettholde trasé ned *Kl.10 Berget*, enten ved rehabilitering av eksisterende, eller oppretting av ny trasé, og på denne måten ivareta avløpstjenesten for beboere som avhenger av denne traséen.



Figur 34 - Oversikt over boligfelt uten fall til Selbuvegen

Begrensninger og rammer

For å hensynta begrensninger ved oppgavens omfang, har det vært nødvendig avgrense de tilgjengelige løsningene. Ved vurdering av trasé-alternativer har man operert innenfor disse rammer:

- Oppstrøms avgrenset ved kum 35132
- Nedstrøms avgrenset ved Motrøvegen
- Tilkobling til spillvannsledning 42182 må finne sted ved kum 41835

Ut fra disse rammene har det blitt utarbeidet tre mulige alternativer for plassering av ny trasé for spillvannsledningen ved Isdammen skal ligge. De tre trasé-alternativene er skissert på vedlegg 10, 11 og 12. Det vil videre utredes og diskuteres nærmere hvert enkelt trasé-alternativ.

3.5.1 Trasé 1



Figur 35 - Utsnitt fra vedlegg 10 "Skissert trasé-alternativ 1"

Trasé-alternativ 1 var gruppens første utkast til en mulig trasé for området ved Isdammen, og tar utgangspunkt i å koble seg på spillvannstraséen i Selbuvegen, ved kum 41835 og spillvannsledning 42182. Den vil benytte samme trasé som den eksisterende vannledningen, hvor man legger traséen over i hovedvegen. Man vil da måtte etablere ny spillvannstrasé fra kum 35132 til kum 41839, og videre frem til kum 41835, hvor dagens separatsystem påbegynner.

Fordeler ved trasévalget

Siden vannledning og spillvannsledning vil legges i lik trasé ved dette alternativt, vil man ha mulighet til å fornye og oppdimensjonere vannledningen i samme operasjon som etablering av ny spillvannstrasé. Fra kum 41839 til 41835 ligger det i eksisterende situasjon en fellesavløpsledning som betjener boliger på vestsiden av Isdammen. Ved valg av trasé-alternativ 1 vil man i samme prosess ha mulighet til å anlegge separatsystem for dette ledningsstrekket.

VA-normens kapittel 4.4 gir føringer for trasévalg, hvor det spesifiseres at «Hovedledninger skal fortrinnsvis ligge i gate eller i gang/sykkelvei. Anlegget bør så fremt det er mulig ligge på offentlig grunn.». Dette vil oppnås ved trasé 1, i motsetning til alternativene som beskrives senere.

Ulemper og utfordringer

Traséen vil tilfredsstillende minimumskravet på 10m/km fall, hvor det ut fra høydene til kum 35142 og 41835, er tilgjengelig høyde for å oppnå gjennomsnittlig fall på omtrent 14 m/km. Det vil derimot ikke være kontinuerlig fall for traséen ut fra eksisterende trasépunkter, hvor kum 35132 ligger lavere enn traséen i Selbuvegen ved kum 41839. Det vil derfor kreves endring av trasépunkter i vertikalretningen for å oppnå kontinuerlig fall, og man vil derfor ikke kunne benytte seg av eksisterende avløpssystem fra kum 41839 til 41835. For å oppnå kontinuerlig fall, vil den nye traséen på det dypeste måtte ligge omtrent 5 meter under hovedvegen, 3 meter dypere

enn eksisterende trasé ved kum 41839. Dette vil medføre et svært kostbart og inngrepene gravearbeid i hovedvegen.

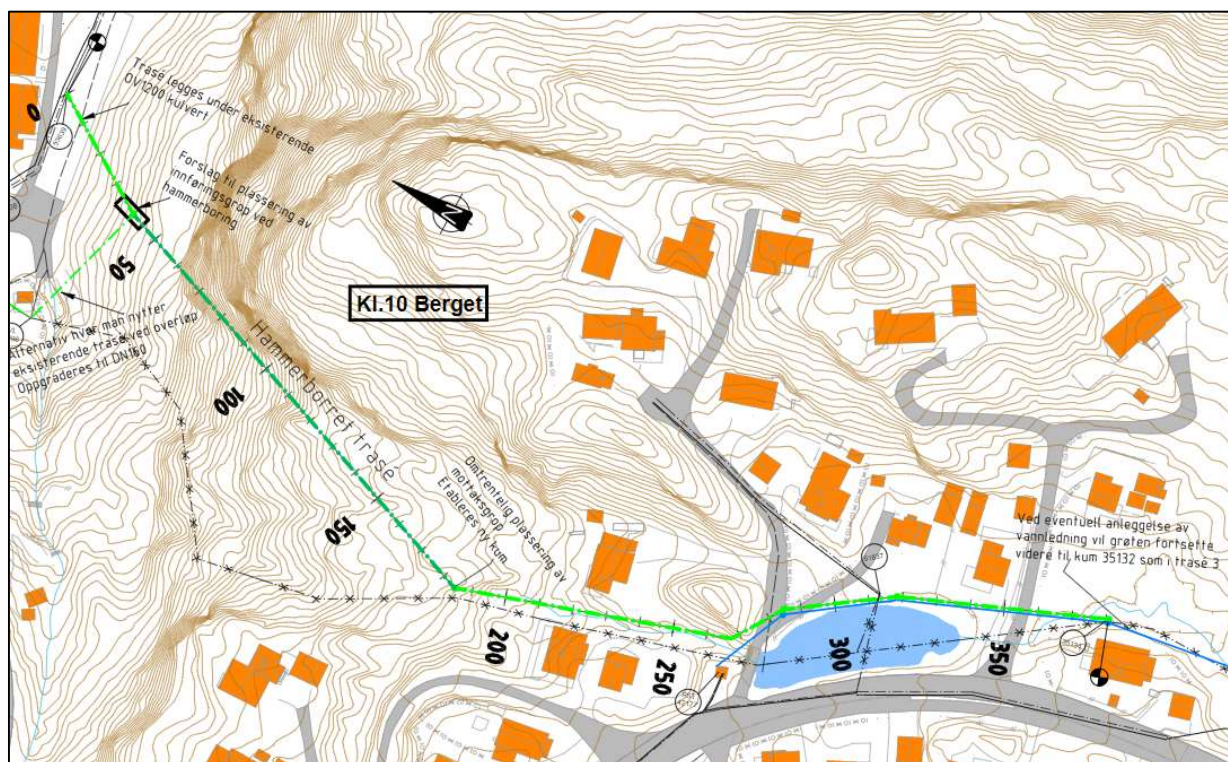
Ved å koble seg på spillvannsledning 42182, vil man nå innføre større belastning på det eksisterende spillvannssystemet nedover Selbuvegen. Ut fra de overslagsvurderinger gruppen har gjennomført for belastningen på nettet, vil det i eksisterende situasjon ikke være behov for oppdimensjonering av traséen. Det vil være nødvendig at dette utredes med hensyn på fremtidig fortetting og økt belastning på nettet. Dette er ikke gjennomført i oppgaven. Om det avdekkes kapasitetsproblemer som følge av sammenkoblingen av traséene, vil det ikke være gunstig å nytte alternativer som kobler sammen traséene.

Ved siden av inngrepene i hovedvegen, er den største utfordringen ved dette trasé-valget å få koblet stikkledninger fra østlig side av Isdammen, over til denne nye traseen. Ut fra innmålinger av kum på østside av Isdammen, ligger denne såpass dypt at man ikke vil oppnå fall fra denne og bort til ny trasé. Etablering av nye stikkledninger vil medføre omfattende gravearbeid.

Man vil også måtte utarbeide en egen løsning for abonnentene i boligfelt 26-30 og 32-34 som nå ikke vil ha fall til hovedledningen. Prosjektgruppen vil anbefale at det anlegges egne pumpeløsninger for disse husene, da dette vil være det ansett rimeligste alternativet.

Som tidligere nevnt er det en uønsket løsning fra kommunen sin side å etablere egne pumpeløsninger for disse husene. Det er da lagt frem en mulig løsning, hvor man rehabiliterer eksisterende ledningstrasé ned Kl.10 Berget, ved inntrekning av PE-rør. Dette omtales nærmere senere i kapittel 3.6.1. Å nytte eksisterende trasé uten renovering anses som en lite tilfredsstillende løsning.

3.5.2 Trasé 2



Figur 36 - Utsnitt fra vedlegg 11 "Skissert trasé-alternativ 2"

Trasé 2 er basert på å opprettholde eksisterende trasé i størst mulig grad, hvor man vil opprette ny ledningstrasé rundt østsiden av Isdammen, og derfra videre ned Kl.10 Berget. På denne måten vil man bevare tilgangen for samtlige beboere til avløpsnett, uten behov for pumpe-løsninger. Tilkobling av stikkledninger vil være vesentlig enklere, og man vil helt unngå gravearbeid i fylkesvegen.

Fastsetting av trasé-holdepunkt

Traséen er planlagt med hensyn til å treffe på høyden til kum 61837 ved Isdammen, hvor man mistenker at de fleste private stikkledninger enten føres via, eller ligger på omtrentlig samme høyde, som denne kummen. Man vil da kunne påkoble eksisterende private stikk til ny spillvannsledning uten store operasjoner.

Det var ikke tilgjengelig data over høyder og tilknyttede ledninger for denne kummen. Man måtte derfor gjøre visse antagelser i prosjektets tidligere faser, før man fikk gjennomført innmålinger av høyder for kummen. Resultat av innmålinger fra befarings:

Topp kum: 88,98 moh.

Nedmål: 1,73 m

Bunndybde: 87,25 moh.

Som beskrevet i kapittel 3.1.4 vil det måtte opprettes nye kummer langs hele fellesavløpstraseen. Det vil da opprettes ny spillvannskum ved siden av eksisterende kum 61837, og man vil derfor være noe friere i vertikalretningen ved anleggelse av traséen. Likevel er det ønskelig å treffe omtrent på høyde med eksisterende stikkledninger langs Isdammen, for å unngå større omlegging av disse. Ved planlegging av traséen, er det tatt utgangspunkt i en bunndybde for den nye spillvannskummen til mellom 86,50 - 87,25 moh.

Den nye ledningstraséen er skissert til å starte ved Bjønnstien i kum 35134, men det vil også være muligheter for å legge den helt opp til kum 35132. Det vil ikke være nødvendig å starte ved kum 35132 om man bare skal legge spillvannstraséen. Derimot om det skal legges ny vannledning i denne traséen, vil det være nødvendig å gå helt til kum 35132 for videre tilkobling til vannledningsnett.

Etter Isdammen vil traséen gå videre mot skråningen ned Kl.10 Berget. Tilstanden av den eksisterende ledningstraséen her er svært dårlig, og er vurdert som uegnet til å nyttes videre som trasé for hoved-avløpsledningen. Det må derfor opprettes ny trasé ned bergsiden. På grunn av de krevende terrengforholdene, er denne er planlagt opprettet ved hammerboring fra Motrøvegen og opp mot Isdammen. Fra innførings-gropen i Motrøvegen, vil den nyopprettede spillvannstraséen kobles på det eksisterende separatsystemet i sentrum ved kum 53639. Oppretting av traséen ned Kl.10 Berget omtales senere i kapittel 3.6.2.

Oppdimensjonering av vannledning

Oppdimensjonering av vannledning ved utblokking langs eksisterende trasé i Selbuvegen ble, i diskusjon med Olimb, vurdert som nokså ugunstig. På grunn av bend og ledningens dimensjon, vil man få for korte trekke-distanser til at utblokking vil være en kostnadseffektiv løsning over konvensjonell graving.

Det er derfor sett på andre alternativer til hvordan man kan muliggjøre oppdimensjonering av vannledningen ved valg av trasé 2. Man har da vurdert foreslått å etablere ny trasé for vannledning fra pumpestasjon ved Isdammen (PST 41277) over til trasé 2. Ledningen må da krysse enten oppstrøms eller nedstrøms demningen, henholdsvis under dammen eller under bekkeløpet. Dette kreves at ledningen vil ligge nokså dypt for å ligge frostfritt ved kryssing av enten dammen eller bekkeløpet, men siden vannledningen ikke er avhengig av fall, er dette et gjennomførbart alternativ.

Utfordringer og usikkerheter

Det er knyttet store usikkerheter til hvor godt egnet forholdene i fjellet er for boring av trasé, hvor man ikke har hatt tilstrekkelige geologiske vurderinger å legge til grunn. Som beskrevet i kapittel 2.3.2.1, er hammerboring generelt mer robust for ulikheter i fjellmassene enn tradisjonell pilotboring, men vil fortsatt være avhengig av homogene masser for å operere med tilstrekkelig presisjon. Fra samtale med Tom Havnes, VA-ansvarlig i kommunen, kommer det frem at de tidligere har hatt negativ erfaring knyttet til presisjon i prosjekter hvor det er nyttet hammerboring.

Som beskrevet ved trasé 1, ønskes det at kommunale ledninger fortrinnsvis legges i offentlig grunn. Ved å legge traséen på østsiden av Isdammen, vil den da krysse over private eiendommer, og det vil være et mer omfattende arbeid å sikre tilkomst for inspeksjoner, vedlikehold m.m.

Løsningen for vannledningen er også et moment det er knyttet bekymring til, hvor det ikke er utredet i detalj hvor gjennomførbart og omfattende kryssingen av bekkeløpet eller dammen vil være.

På grunn av manglende informasjon om hvor stikkledningene til boligfeltene 26-30 og 32-34, se figur 34, er knyttet til ledningstraséen ned Kl.10 Berget, har det ikke vært mulig å konkludere hvor omfattende arbeid som kreves for å knytte tilkoblingene fra disse feltene, til den nye traséen ned Kl.10 Berget. Om de ligger for lavt, vil man måtte etablere nye stikkledninger.

3.5.3 Trasé 3

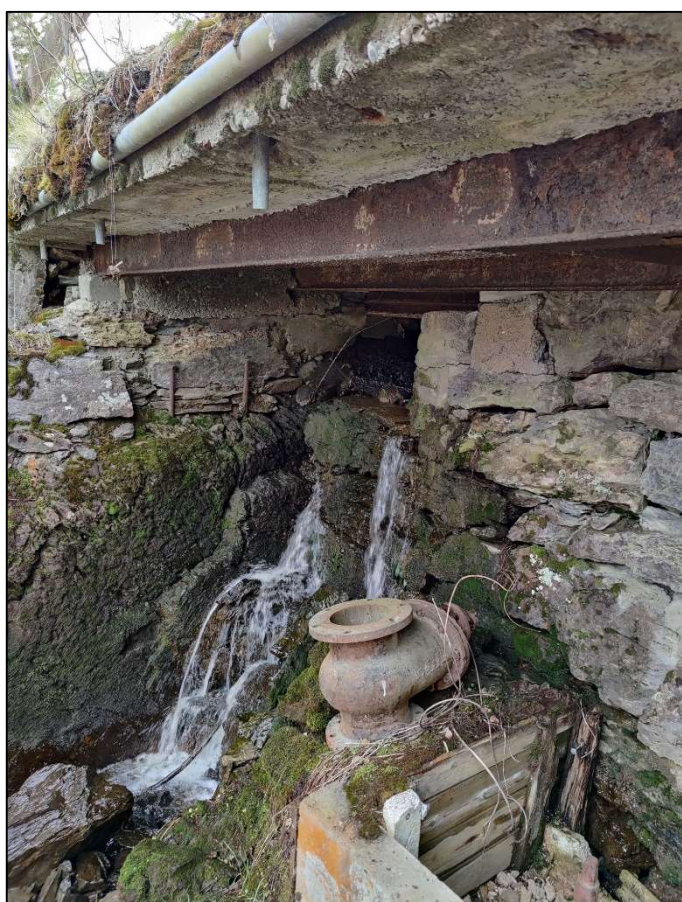


Figur 37 - Utsnitt fra vedlegg 12 "Skissert trasé-alternativ 3"

Tredje trasé-alternativ kombinerer løsninger fra de foregående trasé-alternativene. Det er tatt utgangspunkt i å koble seg til spillvannsledning 42182 ved kum 41835, som i alternativ 1, men hvor man legger traséen på østsiden av Isdammen, som i alternativ 2. Man vil da både unngå omfattende gravearbeid i hovedvegen, og slippe de utfordringer som kommer av å ha trasé for hovedledningen ned Kl.10 Berget.

For å oppnå fall til kum 41835, avhenger traséen av å kunne ligge i demningskonstruksjonen ved Isdammen. Dette er en eldre demning i stein, og vil ikke kunne legges rør i, se figur 38.

Bakgrunnen for at man har utarbeidet dette trasé-alternativet, er at det fra kommunens side er et klart ønske om at demningen bør fornyes og utbedres i nær fremtid. Det vil da være mulig å anlegge ledningstraséen i sammenheng med utbygging av demningen. Det er denne muligheten som er lagt til grunn ved vurdering av alternativet.



Figur 38 - Bilde fra befaring av demningen ved Isdammen

Ved å kombinere løsningene fra de foregående alternative, unngår trasé 3 mange av de ulempene og usikkerhetene som preger alternativ 1 og 2. Som ved trasé 2 vil man ved å gå på østsiden av Isdammen, kunne opprettholde tilkoblinger uten store operasjoner. Man gjør også store økonomiske besparelser ved å unngå omfattende gravearbeid i hovedvegen, eller å måtte anlegge ny trasé ned Kl.10 Berget. Det er ikke hensyntatt de kostnader som vil komme av å fornye demningen, da dette anses som en utgift som vil falle under andre etater enn vann- og avløpsavdelingen.

Man vil ha den samme utfordringen som trasé 1 når det gjelder betjening av feltene 26-30 og 32-34, hvor disse ikke vil oppnå fall. Foreslått løsning for trasé 3 vil være den samme som den beskrevet for trasé 1. Man vil også ha ulempen ved at traséen legges over privat eiendom.

Ut fra de rammer som er lagt til grunn i vurderingene, anses trasé 3 som den mest gunstige løsningen. Man har derfor valgt å videre med denne traséen som utgangspunkt for detaljprosjektering. Detaljprosjekteringen omtales i kapittel 4.2.

Merknad

Det er viktig å understreke de rammer og begrensinger som er lagt til grunn i vurderingene. Ved å begrense seg til at man kun har mulighet til å koble seg på spillvannsnettet i Selbuvegen ved kum 41835, har man hatt en svært begrenset vertikalgeometri å legge traséer ut fra. Ved å innbefatte større deler av traséen nedover Selbuvegen, ville man kunne hentet ut mer fall og dermed hatt mer frihet i vertikalretningen.

Man så seg nødt til å sette dette som begrensning for oppgaven, da det er avgrenset tid og ressurser som er avsatt til oppgaven, hvor man uten slike rammer ville hatt et for stort omfang av faktorer å vurdere alternativene ut fra.

3.6 Trasé ned Kl.10-berget

Eksisterende trasé ned Kl.10 Berget er i for dårlig tilstand, og er årsak for flere driftsforstyrrelser i eksisterende situasjon. I bakgrunn av de tilstandsrapporter gruppen fikk av kommunen, samt de vurderinger som ble gjort i samarbeid med veiledere og Olimb, ble den vurdert som uegnet å nytte videre. Metoder hvor man tok utgangspunkt i eksisterende ledning vil derfor ikke være aktuelle, da traséen i seg selv er for dårlig til å kunne nyttes for hovedledning,

3.6.1 Inntrekning av rør

Selv om eksisterende trasé ned Kl.10 Berget vurderes som uegnet for hovedledningen, har man, som nevnt i kapittel 3.5, vurdert å nytte traséen videre til å betjene boliger som ved trasé 1 og 3 ikke vil få fall mot spillvannstraséen i Selbuvegen. Ledningen vil da betjene et svært lavt antall abonnenter, hvor man da anser traséens mangler som mindre kritiske.

Det vil likevel være nødvendig å rehabilitere ledningen i en eller annen form, for at ledningen skal anses i akseptabel og brukbar tilstand. Det er da foreslått å benytte metode for inntrekning av PE-rør inn i den eksisterende ledningen. Metoden vil løse problematikken med utglidde skjøter, samt i stor grad redusere andel fremmedvann som følge av innlekkasje på ledningen. Man vil fortsatt ha en trasé som stedvis ligger i dagen, og det inntrukne røret vil ha en betydelig reduksjon av rørtverrsnittet.

På grunn av begrensinger ved PE-materialets strekkfasthet, samt traséens knappe bend og ujevnheter i både vertikal- og horisontalgeometrien, vil det ikke være mulig å gjennomføre inntrekningen i en operasjon. Gjennom konsultasjon med Olimb ble det fremlagt en løsning hvor man ville trekke PE-ledningen i flere omganger. Det ses på som relativt utfordrende å gjennomføre i praksis, da terrenget er bratt og vanskelig å ta seg frem i ved anleggsfasen, men gjennomførbart.

Gruppen vil igjen presisere at en pumpeløsning for boligene sannsynligvis vil være en rimeligere og mindre omstendelig løsning.



Figur 39 - Bilde fra traséen ned Kl.10 Berget, ledningen ligger stedvis i dagen og går med krappe bend, Bilde hentet fra driftsrapport i Gemini.

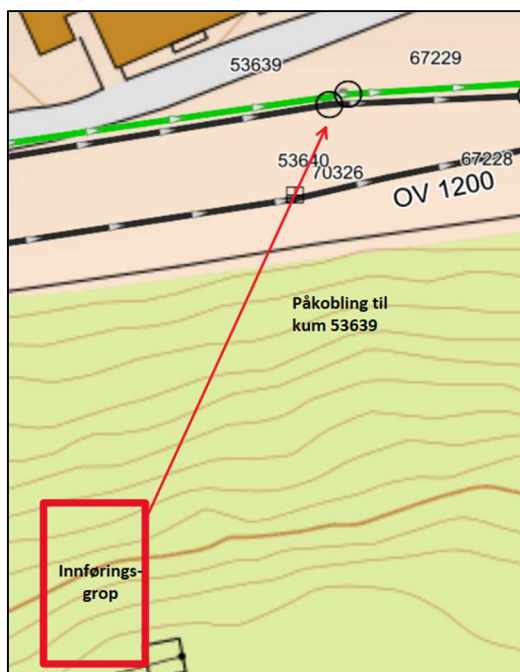
3.6.2 Hammerboring

Som beskrevet tidligere i trasé-alternativ 2, vil det for dette trasé-alternativ etableres ny trasé ned Kl.10 Berget. På grunn av de vanskelige terrengforholdene, vil det kreve omfattende anleggsarbeid for å anlegge trasé ved konvensjonell graving. Man har derfor foreslått at ny trasé anlegges ved boring i fjell, fortrinnsvis ved hammerboring.

Traséen etableres ved at det anlegges en innførings-grop i nedstrøms ende ved Motrøvegen, og derfra vil man bore seg oppover mot Isdammen. Ved endt bore-trasé vil det opprettes en mottaks-grop for å hente ut borekrona. Her vil det opprettes ny spillvannskum i samme prosess, da dette er påkrevd ved borede traséer. Traseen som bores vil variere ut fra geologiske forhold i fjellmasser, og man har derfor bare kunne anslått en omtrentlig plassering av mottaksgropen. Ved gjennomføring av trase-alternativ 2, vil det derfor være hensiktsmessig å etablere den hammerborede traseen før man anlegger trase videre fra Isdammen, for å visshet om nøyaktig lokasjon for traseen.

Tilkobling ved Motrøvegen

Fra innføringsgropen i Motrøvegen, vil traseen kobles på separatsystemet i sentrum. Mellom innføringsgropen og aktuelle tilkoblingspunkt til separatsystemet, ligger det en DN1200 overvanns-kulvert.



Figur 41 - Skissert situasjon for tilkobling til spillvannnett i Motrøvegen



Figur 40 - Bekkeinntak til DN1200 kulvert, Bilde hentet fra Gemini

Kulverten ligger nokså grunt, målt på befaring med omtrentlig en meter overdekning, hvor spillvannsnettet i Motrøvegen ligger på omtrent 3,5 meter dybde. Det vil derfor være anledning til å gå under kulverten ved påkobling av trase fra innføringsgropen. Dette vil være nokså anleggsteknisk krevende, men i samtale med Vegard R. Myklebostad v/Structor, ble det vurdert som en gjennomførbar løsning.

Et annet alternativ vil være å legge påkoblingen til spillvannsnettet i samme trasé som den eksisterende AF-ledningen knyttes til spillvannsnettet, via overløp 52396. I eksisterende situasjon krysser rørledningen i en provisorisk løsning over bekken. Det var dessverre ikke enkel adkomst til å avbilde den eksisterende løsningen på befaringstidspunkt. En slik løsning vil ikke være ønskelig ved ny trasé, og man vil da måtte krysse under bekken. Dette vil trolig gi minst like omfattende gravearbeid som å krysse under kulverten.

Begge disse løsningene er illustrert på vedlagt skisse for trasé-alternativ 2.

4 Resultat

Det ble i kapittel 3.5.3 konkludert at man ønsket å ta utgangspunkt i trasé-alternativ 3 for videre detaljprosjektering. Det er derfor denne traséen som er lagt til grunn i de resultater for oppgaven som presenteres her.

4.1 Oversikt for overordnet plan for separering

Trasé	Ledning	Fra Kum	Til Kum	Metode	Kommentar
Grindbakken - Åsbergvegen					
	ID 42202*	41820	Ny kum, Åsbergvegen	Konvensjonell graving, rørpressing under veg	*Anlegges nye rør se vedlegg 9
	ID 63587	Ny kum, Åsbergvegen	65937	-	Renovert 2011
Åsbergvegen - Isdammen					
	ID 42208	65937	42198	Strømperenovering	
	ID 42213	42198	41825	Strømperenovering	
	ID 42251	41825	41826	Strømperenovering	
	ID 42254	41826	41829	Strømperenovering	
	ID 42258	41829	41831	Strømperenovering	
	ID 42263	41831	41832	Strømperenovering	
	ID 42267	41832	41834	Strømperenovering	
	ID 42160	41834	35129	Strømperenovering	
	ID 42069	35129	35130	Strømperenovering	
	ID 42071	35130	35131	Strømperenovering	
	ID 42073	35131	35132	Strømperenovering	
Isdammen - Selbuvegen					
	ID Trasé 3	35132	41835	Konvensjonell graving	Som prosjektert i trasé 3
	ID 62229	35134	NA	Legges ned	
	ID 62211	NA	NA	Legges ned	
	ID 42086	NA	41836	Legges ned	
Isdammen - Motrøvegen (Kl.10 Berget)					
	ID 52398	41836	OVL 52396	Rørintrekning	

Figur 42 - Overordnet plan for separering, utsnitt fra vedlegg 18

4.2 Detaljprosjektert løsning - Trasé 3 ved Isdammen

4.2.1 Inngangsdata for prosjekteringen

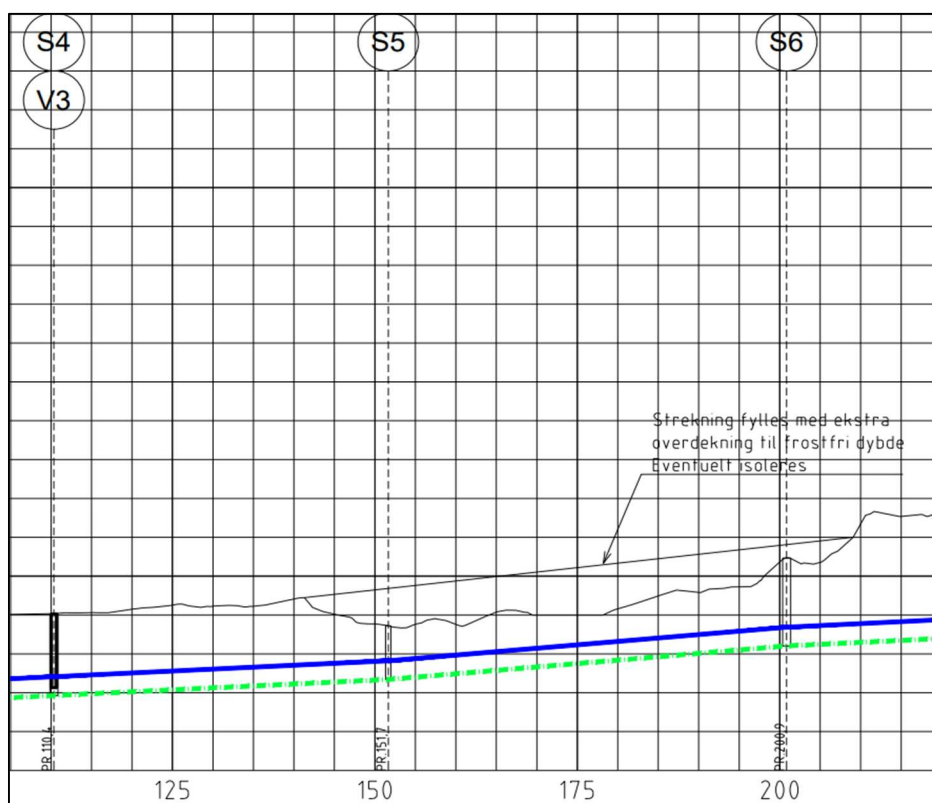
Prosjektering av traséen er gjort ved bruk av Novapoint og AutoCAD.

Modell i Novapoint er opprettet ut fra SOSI-filer utlevert til gruppen av Malvik Kommune. Terrengmodell er modellert ut fra SOSI-kartfil for Hommelvik. Ved uttegning av DWG-grunnkart er det også nyttet SOSI-fil for eksisterende ledningsnett.

Videre er traséen konstruert ved Novapoint's VA-modul gjennom AutoCAD. Her er det konfigurert et grøftetverrsnitt med spillvannsrør bestemt i kapittel 2.12; DN160 PVC-U SN8. Det er også lagt inn en DN180 PE100 SDR11 ledning, som et forslag til ny, oppdimensjonert vannledning i traséen. Grøftesnittets oppbygging følger de krav som stilles i VA-miljøblad nr.5.

4.2.2 Plan- og lengdeprofil

Ved konstruksjon av traséen har man gjort noen endringer i plassering av trasépunktene, sammenlignet med den skisserte løsningen for trasé 3. Endringene er gjort for å hensynta begrensinger i vertikalgeometrien, hvor det oppstod situasjoner med svært lite overdekning. Dette var spesielt et problem mellom kum S5 og S6, hvor traséen lå med tilnærmet ingen overdekning. VA-normens kapittel 5.5 krever 1,8 meter overdekning for vannledninger. Ved å flytte kum S5 betraktelig lenger øst, ville man oppnå omtrent 1 meter overdekning, samtidig som man vil få traséen bort fra huset rett vest for kummen. Det vil fortsatt være manglende overdekning, og det er derfor tegnet inn tegnet foreslått oppfylling av masser langs strekket her.

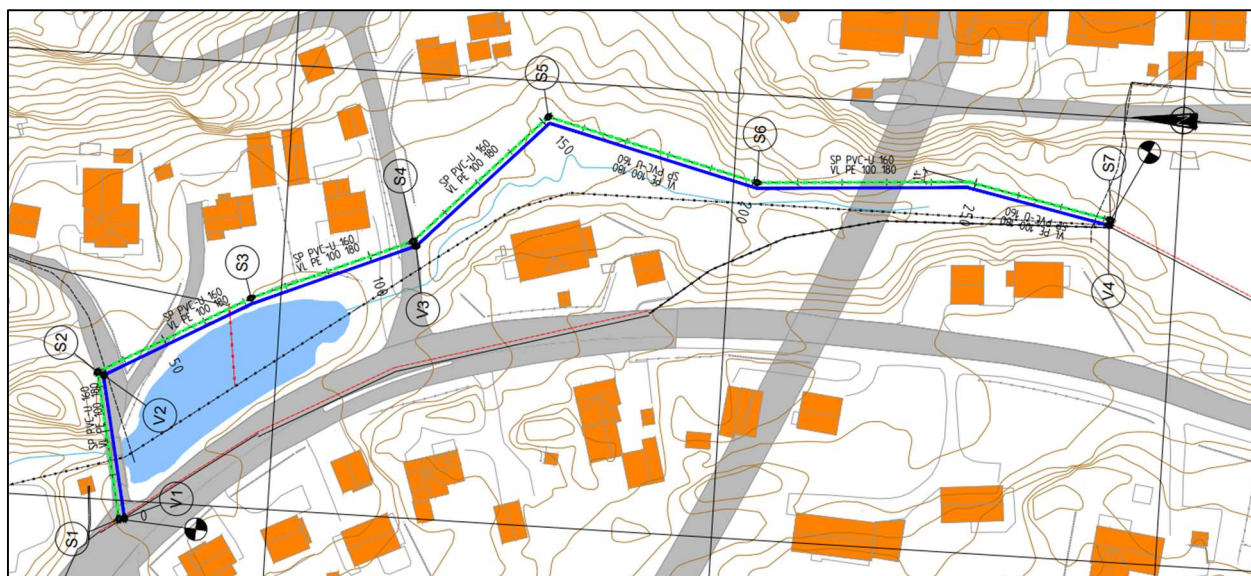


Figur 43 - Utsnitt fra lengdeprofil fra vedlegg 13 plan- og profiltegning

Det er generelt en svært trang vertikalkurvatur for traséen, da man har vert avgrenset i start og slutt ved tilkobling til eksisterende ledningsnett. Det viktigste ved fastsetting av traséen var å oppfylle krav for kontinuerlig fall over 10 m/km, og det var derfor man måtte gjøre kompromiss på overdekning som beskrevet over.

Ved plassering av spillvannskummer er det lagt til grunn de krav som stilles i VA-normens kapittel 6.14, hvor det ikke skal være mer enn 80 meter mellom spillvannskummer. Det er også plassert ut kummer ved bend på traséen, hvor det fra normens kapittel 6.11 kreves at vinkelendringer gjøres ved nedstrøms tilknytning av kum. Unntaket er mellom kum S7 og S6, hvor det er prosjektert inn et 11° langbend. Kum S3 er ikke nødvendig ut fra normens krav til avstand og vinkelendring, men ble lagt inn som tilkoblingspunkt for stikkledninger, da kum 61837 antas sanert ut fra ønsket om å separere kummer for vann og avløp.

Utplassering av vannkummer ble gjort noe mer ut fra skjønnsvurderinger av hva man mente var hensiktsmessige plassering ut fra bebyggelsen. Her ble det lagt til grunn tilgjengelighet til brannvannsuttak, samt å kunne legge opp til manifoldløsning for stikkledninger. VA-normens kapittel 5.15 anbefaler maksimal avstand 150 meter mellom brannkummer i bebygde områder. På grunn av kontinuerlig fall langs traséen, vil det ikke oppstå behov for plassering av kum i høybrekk eller lavbrekk.

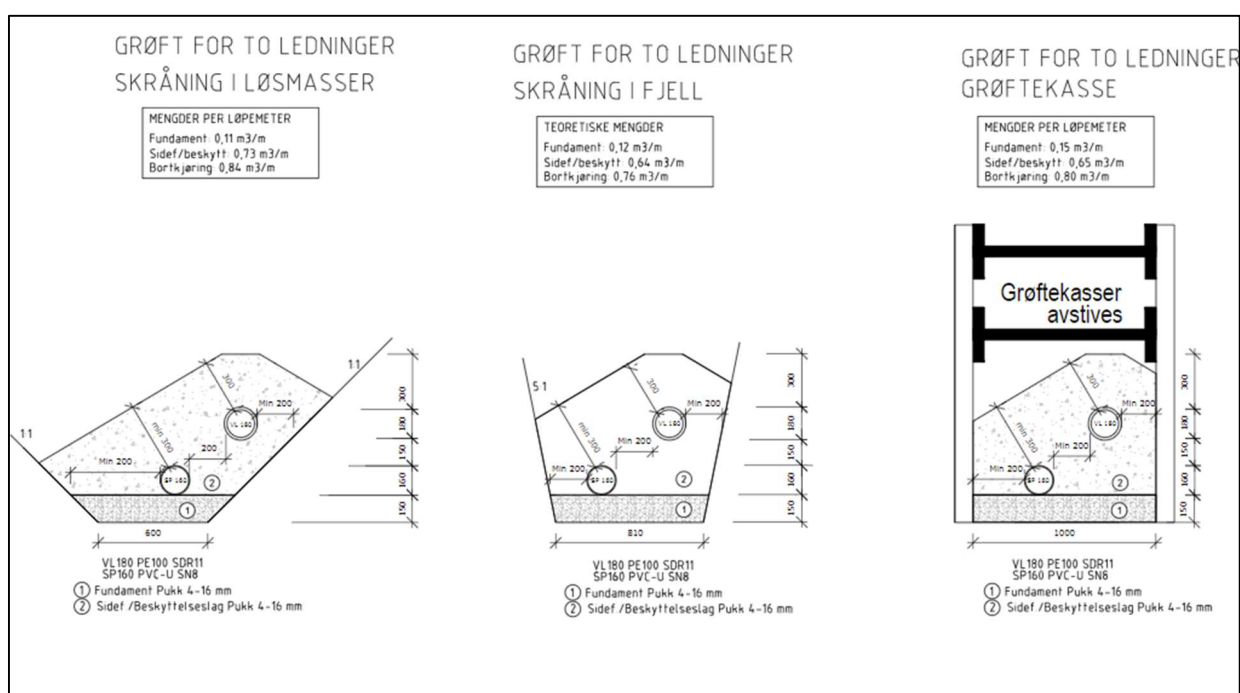


Figur 44 - Plantegning for Trasé 3 - Utsnitt hentet fra vedlegg 13 plan- og profiltegning

4.2.3 Grøftetverrsnitt

Man valgte å produsere egne tegninger for traséens grøftetverrsnitt, da man ønsket en høyere kvalitet enn de som kan generes automatisk vha. Novapoint modul. Tverrsnittene følger de retningslinjer og krav som kommer frem av VA-miljøblad 5.

Det er produsert tre generelle grøftetverrsnitt; ett for grøft i løsmasser, ett for grøft i fjell og ett ved bruk grøftekasser, som vist på figur 45. Bruk av grøftekasse er lagt inn etter anbefaling fra Dag Terje Børseth v/Fossli Maskin AS, og bør nyttes når gravingen vil foregå langsetter dammen. Dette for å sikre stabil grøft i den bløte grunnen. Man vil samtidig oppnå en smalere grøfteprofil, som vil være fordelsmessig da man stedvis operer nokså trangt mellom bebyggelsen og dammen.



Figur 45 – Grøftetverrsnitt hentet fra vedlegg 14

Det er ikke utarbeidet et grøftesnitt for strekket som vil ligge i demningskonstruksjon, da det ikke er utarbeidet planer for hvordan denne utføres, og man har da ingen grunnlag for å fastsette hvordan grøftesnittet vil se ut.

Det er ved hjelp av Novapoint beregnet grøftetverrsnitt og mengdeberegninger for grøftetraséen. Disse var dessverre svært unøyaktige, da trianguleringspunktene for Isdammen ikke gjenspeilet den virkelige situasjonen i særlig grad. Man valgte derfor å forkaste disse, og isteden ta utgangspunkt i traséens lengde, og en gjennomsnittlig grøftedybde til 2,0 meter ved senere kalkulerings av kostnadsoverslag.

4.2.4 Anleggstekniske hensyn for vannhåndtering

Tiltak for strømningsavskjæring

På grunn av traséens beliggenhet langs dammen, vil det være en bekymring at dammen vil kunne dreneres til grunnen gjennom de permeable massene som nyttes i ledningsgrøften. Det anbefales derfor å utarbeide tiltak som hindrer drenering til grunnen og rundt demningskonstruksjonen. På vedlegg 15 vises skisserte løsninger for strømningsavskjæring. Denne løsningen bør implementeres i nederste del av traséen, omtrent ved kum S2, hvor ledningen vil gå bort fra å ligge parallelt med dammen.

Håndtering av bekkeløp i anleggsfasen

På grunn av ledningstraseen plassering i forhold til bekkeløpet, vil det stedvis være for smalt til å anlegge grøft mellom bekken og bebyggelse/veg. Bekken må da føres i rør under anleggsperioden. Røret etableres som et vanlig rør med fundament, omfylling med pukk og pakkes med stedlig masse. Pukken som nyttes som, kan i ettertid nyttes til steinsetting og oppretting av nytt bekkefar. Dersom grunnen består av leire, kan man nytte PVC-rør, men om det er mer permeable løsmasser må det brukes PE-ledning for å sikre at utglidning i skjøter ikke oppstår. Det kan uansett oppstå situasjoner hvor vannet trekker ut i bakken hvis, og en bør medregne vannlensing under anleggsperioden.

4.3 Kostnadsoverslag

Beregning av kostnadsoverslaget vil ta utgangspunkt i de kostnader knyttet til etablering av spillvannsledning ved separering av fellesavløpstraséen. Det har ikke vært tilstrekkelig grunnlag for å kunne angi kostnader for utbedring av bekkeløp og oppdimensjonering av kulverter, og disse er derfor ikke tatt med i beregningene.

Man har valgt å dele inn kostnadsberegningene etter hvilken metode som nyttes. Man har da én beregning for de deler av traséen som rehabiliteres ved strømpeforing, og én for den detaljprosjekterte traséen ved Isdammen som utføres ved konvensjonell graving. Kostnadene er oppgitt eks.mva.

4.3.1 Strømpetrekking

Prisoverslag for strømpetrekkingen er innhentet fra Peer Christian Nordby v/Olimb Rørfornyning AS. Prisene er basert på selskapets egne erfaringstall og takster, og delt inn i forskjellige utgiftsposter. For oversikt over de ulike kostnadspostene som er lagt til grunn, se vedlegg 16.

Totalkostnad for strømperenovering av trasé Åsbergvegen – Isdammen: **kr 1 306 880**

4.3.2 Grøftegraving

Det er tatt utgangspunkt i en grøftedybde på under 2,5 meter for hele traséen. Type grøftemasser og behov for grøftekasser er gjort ut fra skjønnsvurdering. Antall løpemeter er hentet fra modell i Novapoint. For kostnadene knyttet til oppretting av trasé ved konvensjonell graving er det nyttet erfarings tall fra databasen til Structor Trondheim AS. Kostnadene som er lagt til grunn:

Grøftekostnader, eksklusiv ledninger:

- Grøft inntil 2,5m, løsmasser : 2 000,- /meter
- Grøft inntil 2,5 m, fjell : 3000,-/meter
- Bruk av grøftekasser : 1000,-/meter

Ledninger, med arbeid:

- DN160 selvfallsledning : 300,-/meter
- DN180 PE 100 SDR11 : 500,-/meter

Kummer:

- Vannkum : 125 000,-/stk
- Avløpskum : 30 000,-/stk

Totalkostnad for opprettelse av trasé 3 slik den er prosjektert: **kr 1585 600**

For oversikt over beregningene, se vedlegg 17.

Figurliste

Figur 1 – prinsippskisse for fellesavløpssystem, figur hentet fra (U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2004).....	2
Figur 2 – Eksisterende fellessystem i Selbuvegen.....	3
Figur 3 – Avløpsnett i Hommelvik, utsnitt fra kommunens Gemini-portal	5
Figur 4 - Delfyllingsdiagram for 150mm rør hentet fra Pipelifes beregningsverktøy (Pipeplife)	11
Figur 5 - Utsnitt fra Pipelifes beregningsverktøy for kapasitetsberegning i rør (Pipeplife)	11
Figur 6 - Beregning av fyllingshøyde i 150mm rør ved Q_{selv}	13
Figur 7 – Beregning av fyllingshøyde i 180mm rør ved Q_{selv}	13
Figur 8 - Beregning av fyllingshøyde i 200mm rør ved Q_{selv}	13
Figur 9 - Nedbørsfelt for beregningspunkt ved Isdammen.....	15
Figur 10 – Måling av lengde i bekkeløp fra Gemini.....	19
Figur 11 – Bekketverrsnitt brukt i Mannings formel.....	19
Figur 12 – IVF-kurve for Risvollan med $l/(s*ha)$ som grunnlag, figur hentet fra (Norsk Klimaservicesenter, 2021)	20
Figur 13 – Beregningspunkter og tilhørende kulverter.....	25
Figur 14 – Kulvert med innløpskontroll, hentet fra NVEs Modul F2.002: Kulvert - kapasitetsberegning.....	26
Figur 15 – Nomogram for beregning av nødvendig kulvertdiameter, Hentet fra Federal Highway administration s.220	27
Figur 16 – Innløpsarrangementer for kulverter, Hentet fra Vassdragshåndboka s.394.	28
Figur 17 - Nedbørsfelt inndelt i isokroner, figur hentet fra (Petersen & Thorolfsson, 2007).....	30
Figur 18 - Konstruert hyetogram for $T_k = 40$ min, IVF-kurve fra Risvollan målestasjon	31
Figur 19 – Eksempel for hydrogram, figur hentet fra (Petersen & Thorolfsson, 2007)	31
Figur 20 – Bekketverrsnitt tatt i bruk i Simulering av bekkeløp	32
Figur 21 – Feltdeling gjort i MIKE+	33
Figur 22 – Kulvert 1 ved simulering av regn i 40min.....	34
Figur 23 - Kulvert ved utløp mot Isdammen ved simulert regn i 40min.	34
Figur 24 – Borekrone og godsrør for hammerboring, figur hentet fra (Olimb AS, 2018).....	38
Figur 25 – Utblokking med inntrekning av flere mindre rør, figur hentet fra (Olimb AS, 2018)	39
Figur 26 – Oppdimensjonering ved utblokking, figur hentet fra (Olimb AS, 2018).....	39
Figur 27 – Graving av grøft, figur hentet fra (Norsk vann).....	41
Figur 28 – Oppbygging av grøft, figur hentet fra (Norsk vann)	41
Figur 29 – Bekkeløp med tilhørende kulverter	42
Figur 30 – Felleskum fra befaring 04.05.22	43
Figur 31 – Eksisterende steinsatt bekkeløp.....	45
Figur 32 – Eksisterende bekkeløp med behov for utbedring	45
Figur 33 – Eksisterende ledninger i Grindbakken-Åsbergvegen.....	48
Figur 34 - Oversikt over boligfelt uten fall til Selbuvegen.....	52
Figur 35 - Utsnitt fra vedlegg 10 "Skissert trasé-alternativ 1"	53
Figur 36 - Utsnitt fra vedlegg 11 "Skissert trasé-alternativ 2".....	55
Figur 37 - Utsnitt fra vedlegg 12 "Skissert trasé-alternativ 3"	58
Figur 38 - Bilde fra befaring av demningen ved Isdammen	58

Figur 39 - Bilde fra traséen ned Kl.10 Berget, ledningen ligger stedvis i dagen og går med krappe bend, Bilde hentet fra driftsrapport i Gemini.	60
Figur 40 - Bekkeinntak til DN1200 kulvert, Bilde hentet fra Gemini	61
Figur 41 - Skissert situasjon for tilkobling til spillvannsnett i Motrøvegen	61
Figur 42 - Overordnet plan for separering, utsnitt fra vedlegg 18	63
Figur 43 - Utsnitt fra lengdeprofil fra vedlegg 13 plan- og profilttegning	64
Figur 44 - Plantegning for Trasé 3 - Utsnitt hentet fra vedlegg 13 plan- og profilttegning.....	65
Figur 45 – Grøftetverrsnitt hentet fra vedlegg 14	66

Referanser

- Bøyum, Å., Eidsmo, T., Lindholm, O., Noreide, T., Semb, T., Skretteberg, R., & Markhus, E. (1997). *Anvendt urbanhydrologi*. NVE. Hentet fra https://publikasjoner.nve.no/publikasjon/1997/publikasjon1997_10.pdf#page=25
- Fergus, T., Hoseth, K., & Sæterbø, E. (2010). *Vassdragshåndboka*. Tapir Akademisk Forlag. Hentet fra <https://webfileservice.nve.no/API/PublishedFiles/Download/G19-00801/2724146/#page=392>
- Hafskjold, L., & Sægvog, S. (2008). *Termoplastrør i Norge - før og nå*. Norsk vann. Hentet fra https://va-kompetanse.no/wp-content/uploads/rapport158_2008.pdf#page=31
- Jensen, L., Tesaker, E., Lund, S., & Huber, D. (2006). *Inntakshåndboken*. NVE. Hentet fra https://publikasjoner.nve.no/veileder/2006/veileder2006_01.pdf
- Kartverket. (u.d.). Norgeskart; eiendomsinformasjon. Hentet 2020 fra https://www.norgeskart.no/?_ga=2.194619242.630900608.1652188241-831620077.1582102645#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=16&lat=7037807.57&lon=289973.99&markerLat=7037807.566024636&markerLon=289973.98744533&p=Seeiendom&sok=Selbuvegen&showSelection=false
- Meteorologisk institutt . (2021, jan. 18). Ny normal i klimaforskning. Hentet fra <https://www.met.no/vaer-og-klima/ny-normal-i-klimaforskningen?msclid=f8ce7b1acf7011ec86c306971cdb5339>
- Norem, H., Flesjø, K., Sellevold, J., Rødin Lund, M., & Viréhn, P. (2016). *Overvannshåndtering og drenering for veg og jernbane*. NVE. Hentet fra http://publikasjoner.nve.no/rapport/2016/rapport2016_28.pdf#page=140
- Norsk Klimaservicesenter. (2021, des. 31). *Nedbørintensitet (IVF-verider)*. Hentet fra Webområde for Norsk Klimaservicesenter: <https://klimaservicesenter.no/ivf?locale=nb&locationId=SN68230>
- Norsk vann. (u.d.). Dimensjonering av avløpsledninger. Selvrensing. *VA-miljøblad nr. 79*. Hentet 2022 fra <https://www.va-blad.no/dimensjonering-av-avlopsledninger-selvrensing/>
- Norsk vann. (u.d.). Kravspesifikasjon for rør og rørdeler av PVC-U materiale. *VA-miljøblad nr. 10*. Hentet 2022 fra <https://www.va-blad.no/kravspesifikasjon-for-ror-og-rordeler-av-pvc-u-materiale-2/>
- Norsk vann. (u.d.). Strømperenovering av avløpssystem. Hentet 2022 fra <https://www.va-blad.no/stromperenovering-av-avlopssystem/>
- Norsk vann. (u.d.). VA-miljøblad nr. 115 - Beregning av dimensjonerende avløpsmengde. Hentet 2022 fra <https://www.va-blad.no/beregning-av-dimensjonerende-avlopsmengder/>
- Norsk vann. (u.d.). VA-miljøblad nr. 5 - Grøfteutførelse fleksible rør. Hentet 2022 fra <https://www.va-blad.no/grofteutforelse-fleksible-ror/>
- Norsk vann. (u.d.). VA-norm Malvik kommune. Hentet 2022 fra <http://www.va-norm.no/malvik/?l=nb>

- NVE. (2006). *Inntakshåndboken*. Hentet fra https://publikasjoner.nve.no/veileder/2006/veileder2006_01.pdf
- NVE. (2015). Veileder for flomberegninger i små uregulerte felt. Hentet fra http://publikasjoner.nve.no/veileder/2015/veileder2015_07.pdf
- NVE. (2020, mai 19). Modul F2.002: Kulvert - kapasitetsberegning. Hentet fra <https://www.nve.no/moduler/modul-f2-002-kulvert-kapasitetsberegning/>
- Olimb AS. (2018). *ABC for gravefri framtid*. Hentet fra https://olimb.no/wp-content/uploads/Bestillerhandbok_v2_web-2018.pdf
- Petersen, R. E., & Thorolfsson, S. T. (2007). *Overvannsteknikk*.
- PIPELIFE Norge AS. (2020, des.). R: Hydraulisk dimensjonering. Hentet fra <https://www.pipelife.no/content/dam/pipelife/norway/marketing/general/r%C3%B8rh%C3%A5ndboka/r%C3%B8rh%C3%A5ndboka2021/R-Hydraulisk%20dimensjonering.pdf>
- PIPELIFE Norge AS. (u.d.). Kapasitetsberegning - delfylt rørledning (avløp). Hentet 2022 fra <https://www.pipelife.no/snarveier/beregningsprogrammer/kapasitetsberegning-delfylt-roerledning.html>
- PIPELIFE Norge AS. (u.d.). Kapasitetsberegning - Full rørledning (vann og avløp). Hentet 2022 fra <https://www.pipelife.no/snarveier/beregningsprogrammer/kapasitetsberegning-full-roerledning.html>
- Rådgivende Ingeniørers Forening. (u.d.). State of the Nation - Norges tilstand. Hentet 2022 fra <https://rif.no/state-of-the-nation/>
- Samferdselsdepartementet. (2021, jun. 01). *Lov om vegar (veglova)*. Hentet fra Lovdata: https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23#KAPITTEL_10
- Schall, J. D., & et.al. (2012). *Hydraulic design of highway culverts*. U.S. Department of Transportation; Federal Highway Administration. Hentet fra <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/12026/hif12026.pdf#page=218>
- Statens vegvesen. (2020). *Håndbok V240 - Vannhåndtering*. Hentet fra <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v240-vannhandtering.pdf#page=53>
- Trondheim kommune. (2020, feb. 03). Beregning av overvannsmengde Dimensjonering av ledning og fordrøyningsvolum. Hentet fra <https://www.va-norm.no/wp-content/uploads/2020/02/Vedlegg-5-Beregning-av-overvannsmengde.pdf>
- U.S. Environmental Protection Agency (EPA). (2004, aug.). Combined sewer system. Washington D.C. Hentet fra https://en.wikipedia.org/wiki/Combined_sewer#/media/File:CSO_diagram_US_EPA.svg

g

Vedleggsliste

Vedleggsnummer	Beskrivelse
1	Artikkel
2	Poster
3	Oversikt eksisterende ledninger, excel
4	Flomindeks-rapport – Isdammen
4.1	Flomindeks-rapport - Åsbergvegen
4.2	Flomindeks-rapport – Storbergvegen
5	Hyetogram utregning, excel
6	Bekkeløp simulert
7	Simulerings oppsummering
8	Mannings beregningsark, excel
9	Skissert trasé Grindbakken-Åsbergvegen
10	Skissert trasé-alternativ 1 Isdammen
11	Skissert trasé-alternativ 2 Isdammen
12	Skissert trasé-alternativ 3 Isdammen
13	Trasé 3 Plan- og profiltegning
14	Trasé 3 Grøftesnitt
15	Strømningsavskjæring
16	Prisanslag strømpeforing, excel
17	Prisanslag graving, excel
18	Overordnet plan for separering