



Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

**Masteroppgave 2018 30 stp**

Fakultet for realfag og teknologi

## **Evaluering av flomtiltak i Reistadveien i Asker kommune**

Evaluation of flood protection measures in Reistadveien  
in Asker municipality

**Omar Salem Alani**

Vann- og miljøteknikk  
Fakultet for realfag og teknologi





## FORORD

Denne undersøkelsen er en avsluttende oppgave for masterstudium innen Vann & avløp og miljøteknikk ved Norges Miljø- og Biovitenskapelige Universitet (NMBU) i Ås.

Oppgaven er gjort i samarbeid med Asker kommune i forbindelse med bekkeåpningen ved Hvalstranden i Asker.

Først av alt vil jeg takke gud for alt han har gitt meg av styrke og motivasjon. En stor takk til hovedveilederen Vegard Nilsen fra NMBU for retting og god veiledning under skrivingen. Han var alltid der når jeg trengte.

Jeg takker biveilederen Trine Skjæveland fra ÅF-Engineering for følging og tips under skrivingen. Jeg vil også takke Marius Gulbrandsen og Eivind Dalevold fra Asker kommune som ga meg viktige informasjon om feltet.

Jeg er også takknemlig til studentveilederen Rune Grønnevik som motiverte meg til å ta utdanningen på NMBU.

Til slutt takker jeg foreldrene mine og venner for støtte og oppmuntring under perioden.

Omar S. Alani

---

Ås/Akershus 14.05.2018

## SAMMENDRAG

Den globale oppvarmingen fører til klimaendringer i Skandinavia. Dette vil gi økende nedbørintensiteter i mesteparten av Norge. Hyppigheten av flommer har økt, grunnet dårlig klimatilpasning. Et eksempel er flommen i Danmark 2011.

Asker kommune opplevde flom høsten 2016. Det var store mengder vann som førte til avrenning i den østlige delen av kommunen ved den lukkede Hvalsbekken. Derfor er kommunen nå i ferd med å gjenåpne Hvalsbekken for å redusere flomproblemet. Denne oppgaven analyserer en mulig løsning til flomproblemet langs Reistadveien hvor det flommet store mengder vann i kjellere til en del hus langs veien. Dette skjedde bl.a. på grunn av at inntaksristene ble tettet av planter og andre rester. Enda en grunn har vært store økninger i nedbørintensiteter hvert år.

Bruk av treleddsstrategien kan gi en god løsning for å redusere avrenningen og mengden overvann. Hovedformålet med oppgaven er å dimensjonere en flomvei i form av en grøft, noe som er relevant for å takle en 200-årsflom. Vannføringen for 200-årsflom defineres ved bruk av to metoder. Det ene er formelverket (NVE), og den andre er den rasjonelle metoden. De beregnede vannføringene er henholdsvis  $Q_{dim} = 1,14 \frac{m^3}{s}$  og  $Q_{dim} = 8,32 \frac{m^3}{s}$  med klimapåslag på 40%. Disse er benyttet til å dimensjonere grøftetverrsnittet. Ved bruk av vannføring fra formelverket er topp- og bunnbredden på kanalen **2,0 m** og **0,5 m**. For vannføring fra den rasjonelle metoden er topp- og bunnbredden på kanalen **3,8 m** og **1,0 m**.

Det er beregnet nødvendig diameter på røret/kulvert som strekker seg fra undergangsstien i enden av Reistadveien (enden av flomveien/grøfta) ned til dammen hvor Hvalsbekken renner, med et klimapåslag på 40%. Nødvendig diameter for vannføring fra formelverket er **700 mm** mens for den rasjonelle metoden er nødvendig diameter **1500 mm**.

Deretter er traseen med det valgte grøftetverrsnittet lagt inn i HEC-RAS og en vannlinjeberegning er gjennomført for å bekrefte kapasiteten på kanalen/grøfta ved bruk av vannføring fra både formelverket og den rasjonelle metoden.

Det er utført erosjonsberegninger ved å bestemme skjærspenningen ( $d_{50}$ ) og ved bruk av Maynords formel ( $d_{30}$ ). Det er beregnet diametere på bunnmaterialene  $d_{50}$  og  $d_{30}$  som er

anbefalt å bruke i den dimensjonerte kanalen. De beregnede størrelsene med klimapåslag er  $d_{30} = 120 \text{ mm}$  og  $d_{50} = 150 \text{ mm}$  for vannføring fra formelverket. For vannføring fra den rasjonelle metoden er  $d_{30} = 360 \text{ mm}$  og  $d_{50} = 300 \text{ mm}$ . Grøfta vil bygges langs en jordbrukstomt, så det er en mulighet for å dimensjonere et fordrøyningsbasseng. Volumet av bassenget bestemmes ved bruk av IVF-kurvene for Asker kommune som er basert på 27 sesonger (Meteorologisk institutt, 2014).

## ABSTRACT

Global warming leads to change in climate, especially in countries of Scandinavia. This leads to rising the intensity of precipitation in areas such Norway. The frequency of flooding has increased due to poor climate adaptation. An example is the flood in Denmark in 2011.

Asker experienced flooding in autumn of 2016. There were large amounts of runoff in the eastern part of Asker in Hval's brook (Hvalsbekken). Therefore the municipality is now reopening Hval's brook to reduce surface runoff. This thesis analyzes flood problems along Reistad road (Reistadveien) where there flooded large amounts of water into private basements. The sewage gratings along Reistad road were plugged by plants and other residues. Those rests taken by the runoff from rain. Another reason has also been the increase of intensity of precipitations every year.

The use of a surface water management strategi (Treleddsstrategi) can provide a good solution to reduce flooding problem. By making flooding ways in a form of a side ditch. The ditch should be able to deal with 200-year flood upon a request from the municipality of Asker.

The side channel is along Reistad road and followed by a culvert pipe to the recipient water. The runoff from this area calculated for a 200-years precipitation interval. The runoff determined by using two methods: The formula from NVE for natural areas and the rational method for hydrology. Later the following culvert/pipe is calculated for both methods.

The calculated runoff flow for the two methods are  $Q_{dim} = 1.14 \frac{m^3}{s}$  and  $Q_{dim} = 8.32 \frac{m^3}{s}$  for the formula from NVE and the rational method respectively, the climate factor is 40%. Those flow values are used to construct a channel alongside Reistad road. The channel has a top and

bottom width of  $2.0\text{ m}$  and  $0.5\text{ m}$  respectively for a runoff flow from NVE's formula. While it has a top and bottom width of  $3.8\text{ m}$  and  $1.0\text{ m}$  by using a runoff flow from the rational method. The necessary diameter of the pipe/culvert following the channel is  $700\text{ mm}$  and  $1500\text{ mm}$  for the formula from NVE and the rational method respectively.

Later the trace of dimensioned channels inputted into HEC-RAS software program. The simulation required to confirm the capacity of the channels that are dimensioned.

Erosion calculations performed by determining the shear stress and by using Maynard formula. For both methods, the diameter of the required material is determined  $d_{50}$  and  $d_{30}$ . The calculated sizes are  $d_{30} = 120\text{ mm}$  and  $d_{50} = 150\text{ mm}$  by using a runoff calculated by the formula from NVE. By using a runoff flow from the rational method: The sizes are  $d_{30} = 360\text{ mm}$  and  $d_{50} = 300\text{ mm}$ .

There is a possibility to build a detention pool beside the lower end of Reistad road. The volume of the pool calculated using IDF-curves (Intensity-Duration-Frequency) for precipitations at Asker.

# INNHALDSFORTEGNELSE

Forord .....	IV
Sammendrag .....	V
Abstract .....	VI
Innholdsfortegnelse .....	VIII
Figurliste .....	XI
Tabelliste.....	XIII
Forkortelser .....	XIII
1. Innledning.....	1
1.1 Flom i Asker kommune 2016 .....	4
1.2 Utfordringen i Reistadveien .....	6
1.3 Problemstilling for oppgaven.....	8
1.4 Framgangsmåte, struktur og metode .....	9
2. Teoretisk bakgrunn .....	10
2.1 Flomveier og bekkeåpning.....	10
2.1.1 Flom i urbane felt .....	11
2.1.2 Flomskader.....	12
2.1.3 Flomveier .....	12
2.1.4 Drenering i vegbane .....	13
2.1.5 Gjentakintervall.....	13
2.1.6 Strømningstyper .....	14
2.2 Klima, hydrologi og overvann .....	16
2.2.1 Endringer i klima .....	16
2.2.2 Nedbør .....	17
2.2.3 Avrenning i Norge .....	17
2.2.4 Håndtering av overvann .....	19
2.2.5 Behovet for bekkeåpning .....	21
2.3 Fordrøyningsbasseng .....	22
2.4 Erosjon .....	22
3. Analyseområde og metode .....	24
3.1 Infrastrukturen i Reistadveien .....	24
3.1.1 Områdebeskrivelse.....	24
3.1.2 Beskrivelse av dagens trase i Reistadveien .....	28



3.2	Dimensjonering av flomvei .....	30
3.2.1	Beregning av vannføring .....	30
3.2.2	Drenering ved bruk av grøft .....	32
3.2.3	Formler for vannlinjeberegninger .....	34
3.2.4	Vannlinjeberegninger ved bruk av HEC-RAS .....	38
3.3	Erosjon .....	40
3.3.1	Skjærspenning i kanalen .....	40
3.4	Fordrøyningsbasseng .....	41
3.4.1	Regnenvelopemetoden .....	41
3.4.2	Aron-Kiblers metode .....	41
4.	Resultat .....	43
4.1	Løsningsalternativene for flomproblemet i Reistadveien .....	43
4.1.1	Flomveialternativ 1 .....	44
4.1.2	Flomveialternativ 2 .....	45
4.1.3	Flomveialternativ 3 .....	46
4.1.4	Hvilket alternativ brukes videre i analysen .....	48
4.2	Beregning av vannføring i nedbørsfeltet .....	48
4.2.1	Nedbørsfeltet for Reistadveien .....	48
4.2.2	Nasjonalt formelverkt for naturlige felt .....	51
4.2.3	Den rasjonelle metoden .....	52
4.3	Kapasitet i det eksisterende nettet .....	57
4.4	Dimensjonering av en eventuell flomvei og estimering av vannføringen .....	59
4.4.1	Dimensjonering av grøfta ved bruk av vannføring fra Formelverket .....	61
4.4.2	Dimensjonering av grøfta ved bruk av vannføring fra rasjonelle formelen .....	64
4.4.3	Oppsummering .....	66
4.5	Simulering i HEC-RAS .....	67
4.5.1	Hydraulisk analyse ved bruk av HEC-RAS .....	67
4.5.2	Simulering 1 (vannføring fra formelverket) .....	68
4.5.3	Simulering 2 (vannføring fra den rasjonelle metoden) .....	72
4.6	Erosjon .....	75
4.6.1	Skjærspenning i grøfta langs Reistadveien .....	75
4.6.2	Stabilitet i bunnen .....	76
4.7	Fordrøyningsbasseng .....	78
4.8	Oppsummering av endelig alternativ .....	81
5.	Diskusjon .....	83
6.	Konklusjon .....	86
7.	Videre arbeid .....	87

Referanser .....	88
Vedlegg .....	92
1. Omaråder som har hatt flomproblemer i høst 2016.....	92
2. Den øvre delen av Reistadveien under flommen i 2016 .....	93
3. Jørnstad før og etter flommen i 2016 .....	94

## FIGURLISTE

Figur 1: Forventet avrenning fra naturlige og urbane områder i Asker kommune (Asker, Veileder for lokal overvannshåndtering i Asker kommune., 2017). .....	1
Figur 2: Overvannshåndtering fra konvensjonelt system til et åpent system (Lindholm, 2014).....	2
Figur 3: Treledd-strategien for nedbørshåndtering lokalt (Lindholm, 2014).....	3
Figur 4: Utklipp fra Google Maps av flomområdet i Asker kommune (Maps, 2018). .....	4
Figur 5: Hvalsbekken i Asker kommune i 1881. (kart.finn.no, 1880) .....	5
Figur 6: Områdene hvor flommen tok plass i høst 2016 (WebAtlas, 2018). .....	6
Figur 7: Områder hvor det var flom i Hvalsområdet (rapport, 2018). .....	7
Figur 8: Inntaksristene langs Reistadveien blokkeres oftere. ....	8
Figur 9: Strukturen av oppgaven. ....	9
Figur 10: Strømningstyper som kan opptre i ikke-stasjonære strømninger. ....	15
Figur 11: Gjennomsnittlig temperatur fra 1901 til 2100 (Klimaservicesenter, 2018). ....	16
Figur 12: Front nedbør (Nedbør, 2016). ....	17
Figur 13: Avrenningen som funksjon av tid i ulike type tetteflater (byggforsk, 2017). ....	18
Figur 14: En illustrasjon av konvensjonell overvannshåndtering i en urbanisert by (Regjeringen.no(NOU), 2016). .....	20
Figur 15: Flere løsninger som kan dempe eller tar store nedbørsmengder (Regjeringen.no(NOU), 2016). ....	20
Figur 16: Et bilde av Hovinbekken i Ensjø/Hasle (Lindheim, 2017). ....	21
Figur 17: Hovedprinsippet for et fordrøyningsbasseng under nedbør (Norsk vann, 14.7 Fordrøyningsanlegg, 2012).....	22
Figur 18: Krefter som kreves for forflytning (tilpasset fra (Vassdragshåndboka, 2012). ....	23
Figur 19: Erosjon i en elvekanal (Nasjonale digitale læringsarena, 2017).....	23
Figur 20: Et utklipp av Google MAPs hvor området er markert med rød sirkel. ....	24
Figur 21: Et historisk plankart fra Asker kommune 1969.....	25
Figur 22: Et utklipp fra Kart.finn.no av dagens Hvalsområdet hvor Hvalsbekken er lukket. ....	26
Figur 23: Utklipp av Google MAPs som viser veiene vest for Reistadveien. ....	27
Figur 24: Utklipp fra Google MAPs av Reistadveien som viser hvordan veien ser ut. ....	27
Figur 25: Kart fra Gemini VA av det eksisterende avløpsanlegget. ....	28
Figur 26: Kart fra Gemini VA av det eksisterende avløpsanlegget i nedre del av Reistadveien.....	29
Figur 27: Profil av terrenget og den eksisterende overvannsledningen.....	30
Figur 28: Energihøydeforskjellen (Chin D. , 2014).....	36
Figur 29: Flomvei gjennom Hvalskroken til den planlagt gjenåpnet bekken. ....	45
Figur 30: Det andre alternativet hvor flomveien går over Jørnstadveien og videre til bekken. ....	46

Figur 31: Alternativ 3 langs Reistadveien.....	47
Figur 32: Nedbørsfeltet for hele Hvalsbekken (Nevina, 2018). .....	48
Figur 33: Estimert nedbørsfelt ved bruk av Nevina og erfaringer fra kommunen. ....	49
Figur 34: Estimering av nedbørsfeltet fra flere punkt i samme nedbørsfeltet. ....	50
Figur 35: Intensitetsverdier for Asker kommune mellom 1983-2010 (Meteorologisk institutt, 2014). ....	55
Figur 36: Gemini-kart som viser overføringen av vannet til andre siden av veien. Hovedinntaket (800 mm) på overvannet langs Reistadveien er markert med gul farge. ....	58
Figur 37: Grønne traseen viser det eksisterende hoved overvannsledningen i Reistadveien 800mm. ....	59
Figur 38: Formen på kanalen langs Reistadveien. ....	59
Figur 39: Endelig grøft ved bruk av vannføring fra Nevina. ....	61
Figur 40: Traseen til den nye dimensjonerte ledningen. ....	64
Figur 41: Endelig grøft ved bruk av vannføring fra den rasjonelle metoden. ....	65
Figur 42: Et utklipp fra HEC-RAS av hvordan vannet vil renne i grøfta hvor den er delt i 5 seksjoner. Vannet renner fra seksjon 7. ....	68
Figur 43: Kanal høydeprofil, parametere fra tabell 7. ....	69
Figur 44: Vannprofilet for 200-årsintervall ved bruk av vannføring fra formelverket.....	70
Figur 45: Seksjon 4 hvor det vannivået overstiger den kritiske høyden for 200-årsflom. ....	70
Figur 46: Tverrsnittet i toppen av kanalen, tverrsnitt nr. 7. ....	71
Figur 47: Tverrsnittet av enden av kanalen, tverrsnitt nr. 3. ....	71
Figur 48: Kanalprofilet fra toppen av Reistadveien til enden av grøfta ved undergangssten.....	72
Figur 49: Vannprofilet ved bruk av vannføring fra den rasjonelle metoden. ....	73
Figur 50: Seksjon nr. 4 hvor det er underkritisk strømning. Vannivået overstiger den kritiske høyden. ....	73
Figur 51: Vannivået fra toppen av kanalen, seksjon nr. 7.....	74
Figur 52: Vannivået fra enden av kanalen, seksjon nr.3. ....	74
Figur 53: type og størrelse på steinmaterialer i bunnen av en side grøft. (Chin D. , 2014) .....	76
Figur 54: Vurdering av et fordrøyningsbasseng. ....	78
Figur 55: Flomveien i den øvre delen av Reistadveien.....	81
Figur 56: Flomveien i den nedre delen av Reistadveien. ....	82

## TABELLISTE

Tabell 1: Sannsynlighetene for ulike gjentakintervall.....	14
Tabell 2: Verdiene av Manningstallet for en grøft med grusbunn (Vassdragshåndboka, 2012).....	38
Tabell 3: Parametere for det estimerte nedbørsfeltet. ....	51
Tabell 4: Avrenningsfaktorer for de ulike flater (Vegvesen, 2016).....	52
Tabell 5: Oppsummering av beregningen for vannføring.....	56
Tabell 6: Oppsummering av kanalensparametere ved bruk av begge metodene med og uten klimapåslag.....	66
Tabell 7: Parametere for seksjonene i kanalen( Formelverket). ....	69
Tabell 8: Parameterne for kanalen ved vannføring fra den rasjonelle metoden .....	72
Tabell 9: Skjærspenningen i grøfta.....	75
Tabell 10: $d_{30}$ for steinstabilitet ved bruk av begge metodene for vannføring. ....	77
Tabell 11: Oversikt over inntatt parametere for beregningene av en fordrøyningsbasseng. ....	79
Tabell 12: Nødvendige basseng volumene ved ulike varigheter av nedbør med 40% klimapåslag .....	80
Tabell 13: Nødvendig volum for fordrøyningsbasseng. ....	80
Tabell 14: Nødvendig diameter for kulverten/rennen fra et halvfullt inntak til grøfta.....	81

## FORKORTELSER

NVE: Norges Vassdrags- og Energi Direktorat

NEVINA: Nedbørsfelt- Vannføring- Indeks- Analyse

IVF: Intensitet- Varighet- Frekvens

IDF: Intensity- Duration- Frequency

HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center & River Analysis System: Et programvare for vannlinje og kapasitet beregninger.

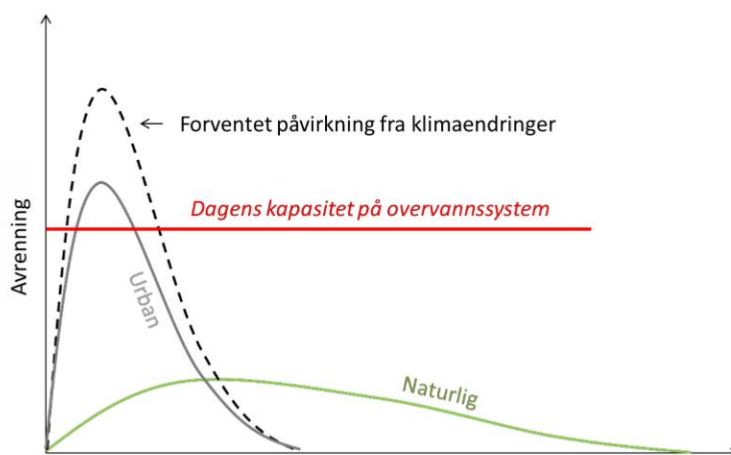
$d_{30}$ : Kornstørrelse på materialet hvor 30% av materialene er mindre.

$d_{50}$ : Kornstørrelse på materialet hvor 50% av materialene er mindre.



# 1. INNLEDNING

Asker kommune opplever mye vekst i befolkningen hvert år. Dette vil medføre til økning av bygninger og tette flater. Dette vil lede mye av regnvannet til avløpsrør og dermed vil infiltrasjonen reduseres. Som illustrert i grafen fra Figur 1, vil avrenningsintensiteten øke i fremtiden. Og dette er en typisk utfordring ved dagens overvannshåndtering, spesielt for urbane felt. Som et resultat av det, vil det kreves større dimensjoner på overvannsavløpsrør og slukinntak. Det meste av dagens anlegg er ikke tilstrekkelig dimensjonert for fremtidens klima, noe som vil øke faren for flom som fører til skader og oversvømmelser.



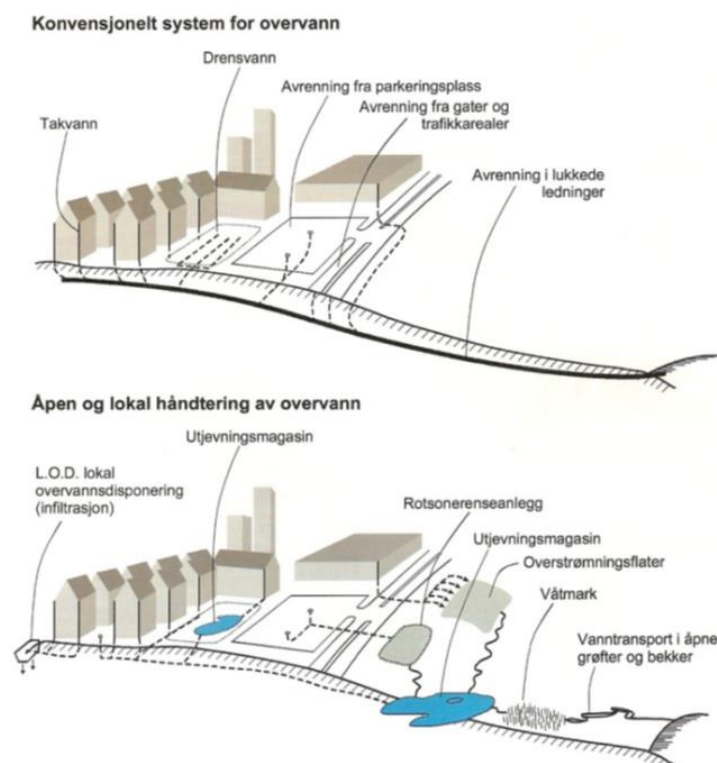
Figur 1: Forventet avrenning fra naturlige og urbane områder i Asker kommune (Asker, Veileder for lokal overvannshåndtering i Asker kommune., 2017).

Økning av urbanisering vil føre til at større mengder overvann strømmer i rørene. Derfor bør overvannsanlegget tilpasset seg til det. Infiltrasjonen er en bra måte å håndtere overvannet hvor vannet vil infiltreres og renses naturlig. Når urbaniseringen øker, vil overvannsrørene ta det meste av regnvannet, noe som fører til mindre rensing av forurensningene i vannet. Regnvannet vil bli forurenset av trafikk, luft og andre stoffer. Disse forurensningene kan være næringssalter og miljøgifter i området. Deretter vil vannet renne urensert i avløpssystemet videre til nærmeste resipient. Dette kan være betydelig mye om våren når snøsmeltingen starter. Det er en tendens at når befolkningsantallet øker, vil forurensningsmengden i vannet øke basert på andelen tetteflater i et bestemt areal.

Den konvensjonelle metoden for å håndtere overvannet i urbane metoder, er å lede vannet i lukkede rør på en effektiv måte. Men det har vist seg at denne metoden får vannet til å renne

raskt, noe som gir økt avrenningsmengde og intensitet. Dette vil deretter føre til større mengder avrenning i vassdragene, erosjon og andre skader på vegetasjon. Overvannet vil ta med seg alle miljøgiftene og nærings saltene fra veier og andre steder rett inn i avløpssystemet. Dette vil øke forurensningen, også vil det belaste renseanlegget. Dette tyder på at den tradisjonelle metoden ikke er et positivt tiltak. Se Figur 2.

For å opprettholde naturen i urbane områder, er det mest gunstig med åpne overvannstiltak. Dette oppnås ved å bruke utjevningsmagasiner, åpne dammer, våtmark og åpne flomveier. Andre blågrønne tiltak er som gjenåpning av bekker, åpne grøfter og grønne vegger og tak. Slike tiltak vil medføre økning i infiltrasjon som videre bidrar med rensing av overvannet. Grønn og mer attraktiv området for biologisk mangfold hvor det er liv hvor det er vann. Et urbant felt med dyre- og fugleliv vil være attraktivt. Ved å kombinere slike tiltak, fremmes det en god løsning på overvannshåndtering som gir også økt infiltrasjon, forsenkning og biologisk mangfold. Dette kalles den moderne metoden for overvannshåndtering i urbane felt (Lindholm, 2014). Se Figur 2.



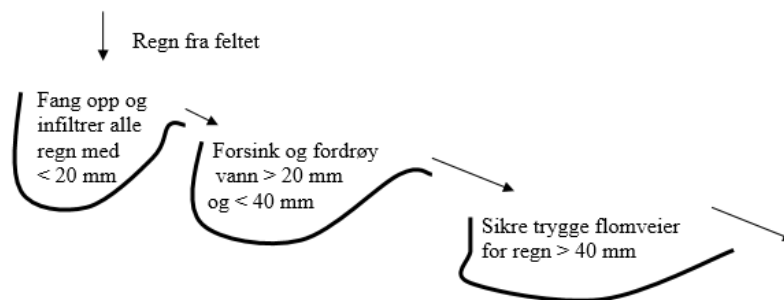
Figur 2: Overvannshåndtering fra konvensjonelt system til et åpent system (Lindholm, 2014).

Overvannshåndtering er et viktig tema med tanke på klimaendringene og viktighetsgraden oppsummeres i følgende punkter (Norsk vann, 2014):



- Bedre sikkerhet med tanke på liv og helse.
- Forebygger skader på bygninger.
- Forbedrer vannkvaliteten i avløpssystemet.
- Tar vare på vegetasjonslivet.

Håndtering er avhengig av regnmengden som hender i et nedbørsfelt. Derfor er det utviklet flere strategier for overvannshåndtering: Som treledd-strategien for håndtering av nedbør. Som illustrert i Figur 3, vil metodene variere med nedbørsmengder. Når antall millimeter øker mer enn **20 mm**, vil det kreves forsinking og fordrøyning. Sikring av trygge flomveier vil være et alternativ om regnmengdene overstiger **40 mm** (Lindholm, 2014).



Figur 3: Treledd-strategien for nedbørshåndtering lokalt (Lindholm, 2014).

## 1.1 FLOM I ASKER KOMMUNE 2016



Figur 4: Utklipp fra Google Maps av flomområdet i Asker kommune (Maps, 2018).

Asker kommune fikk store nedbørsmengder den 06.08.2016, se vedlegg 1 for registrerte hendelser. Det førte til mange skader på bygg og andre infrastruktur. Det eksisterende avløpsnett for overvann klarte ikke å håndtere disse store mengdene da flommen skjedde. Dette skjedde på grunn av dårlig estimering av klimaendringer i området, samt at avløpssystemet ikke hadde nok kapasitet for disse vannmengdene. Klimaet har endret seg mye i det siste hvor temperaturen stiger stadig. Med dette enten øker eller minker nedbørsmengdene i området. Asker kommune vil få en befolkningsvekst i framtiden, noe som fører til økt tetteflater og mindre naturlig areal. Når dette skjer, vil regnvannet ta andre veier enn det det pleide å gå. Overvannshåndtering er en stor utfordring i Asker kommune siden overvannsbelastningen øker på ledningsanlegg ved klima og areal-endring. Kartet i Figur 4 illustrerer området med blå sirkel. Det flommet over veien og inn i kjellere til flere hus, se vedlegg 2 og 3.

## Hvalsbekken i 1969

Som vist i Figur 5 nede, er det Hvalsbekken i Hestehagen/ Reistad som renner helt ned til Hvalstranden. Området ligger i den østlige siden av Asker kommune. Planen er tegnet i 1880. Hvalsbekken var en god løsning til store mengder nedbør. I dagens situasjon ligger mesteparten av bekken i rør. Kommunen planlegger å gjenåpne Hvalsbekken for å få et forbyggende tiltak mot flomhendelser.



Figur 5: Hvalsbekken i Asker kommune i 1881. (kart.finn.no, 1880)

Mulighetene for bekkegjennåpning er vurdert i den nedre delen av Hvalsområdet. Det er tre områder som trenger kontroll for å klare å håndtere flom ved store nedbørsmengder. Som illustrert på Figur 6 nedenfor, er områdene markert. Området som er markert med blå farge har høyest behov for håndtering av flom. Dette området hvor den største delen av flommen vil ende.

Områdene som er markert med gult og blått er analysert av Sweco og Asker kommune i et forprosjekt mens området som er markert med grønt vil bli undersøkt i denne oppgaven, se

Figur 6. Det har skjedd en del kjelleroversvømmelser i det grønne området langs Reistadveien. Det har vært flom sør for E18 som ligger ca. 100-150 meter nord for området.



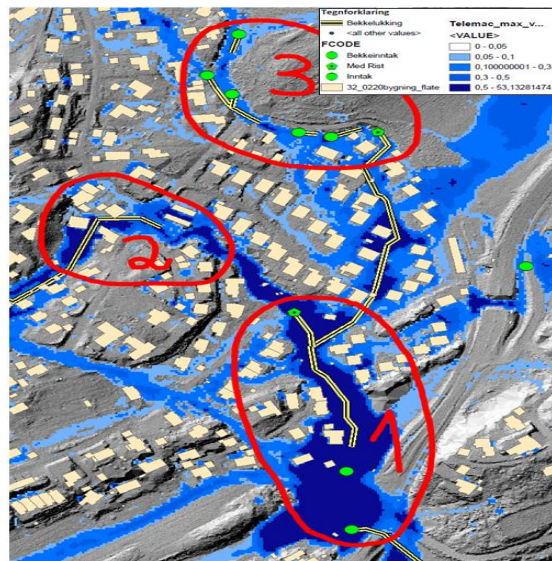
Figur 6: Områdene hvor flommen tok plass i høst 2016 (WebAtlas, 2018).

## 1.2 UTFORDRINGEN I REISTADVEIEN

Klimaendringene har sine påvirkninger i Asker kommune. Det er forventet en økende temperatur, samt nedbør i Asker kommune i framtiden. I høye nedbørssesonger blir det mye overvann. Det kan føre til skader på bygninger når vannet fra regnet ikke blir håndtert på en tilstrekkelig måte. Det er utarbeidet flomkart for 200-årsflom for Hvalsbekken for å kunne håndtere overvannet på en lengst mulig periode.

Figur 7 viser områdene som har behov for forbedringer for å løse flomproblemet. Som nevnt tidligere er det tre områder som har behov for håndtering av overvann i dette feltet ved

Hvalstranden. I denne oppgaven vil område 3 langs Reistadveien bli undersøkt. Nedbørsfeltet for område 3 er en del av det totale nedbørsfeltet for bekken.



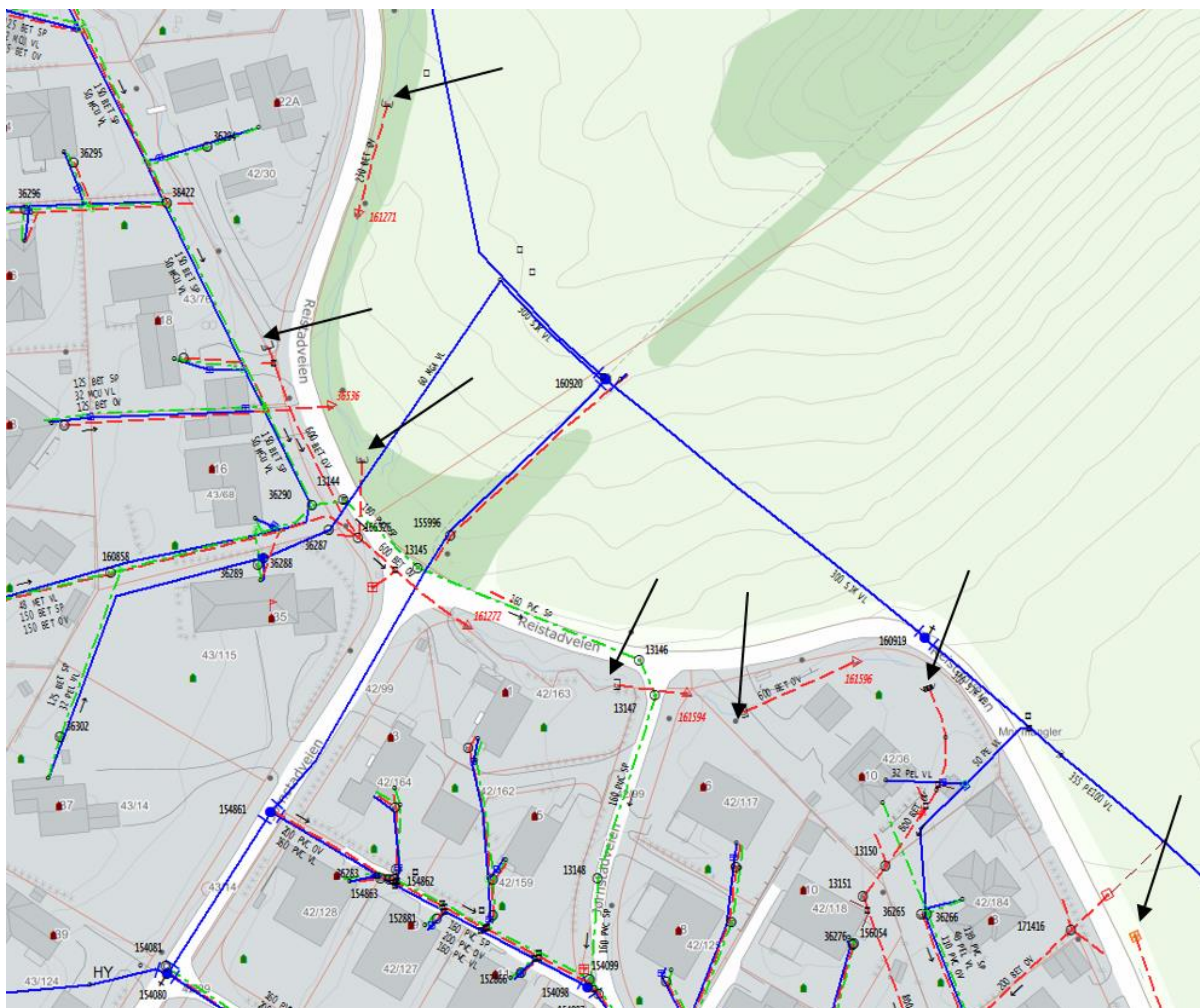
Figur 7: Områder hvor det var flom i Hvalsområdet (rapport, 2018).

Det har vist seg at avløpssystemet ikke klarer å takle disse overvannsmengdene. Det har flommet over og inn i kjellere til en del hus i området august 2016. Det vil si at det eksisterende avløpssystemet ikke var tilstrekkelig nok til å håndtere denne nedbørhendelsen. Som illustrert i Figur 8, går overvannet delvis i bekk og delvis i rør langs Reistadveien.

Ristinntakene på overvannet i område 3 er illustrert med svarte piler i Figur 8 nedenfor. Disse inntakene kan lett blokkeres av planter og andre rester. Når en rist blir blokkert vil vannet renne over hagene og private eiendommer som er i nærheten. Dette skjedde høsten 2016 hvor det ble store nedbørsmengder som tok med seg mye rester og førte til blokkering av disse ristene.

Utfordringene er oppsummert i disse punktene:

- Estimering av den maksimale vannføringen i ved store nedbørsmengder i Reistadveien.
- Inntaksristene som er pekt med svart pil i Figur 8 blir fort tettet av planter og andre rester, spesielt om høsten.
- Behov for flomveier og hvilken vei vil flomveiene ta for å sikre selvføll av vannet.
- Bestemmelse og dimensjonering av flomveier.
- Evalueringer av løsningene ved bruk av HEC-RAS.



Figur 8: Inntaksristene langs Reistadveien blokkeres oftere.

### 1.3 PROBLEMSTILLING FOR OPPGAVEN

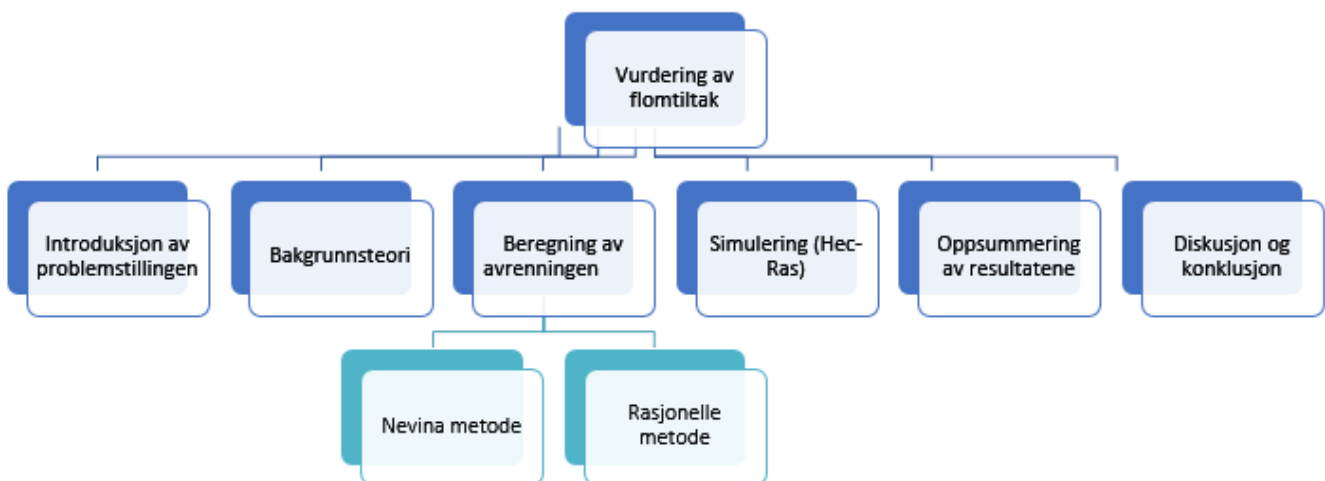
Problemstillingen med Reistad-området er at ved store nedbørmengder, samler det seg rester og planter som blokkerer ristene for overvannsinntakene som illustrert i Figur 8. Noe som vedlikeholds gruppe ikke kan gjøre oftere.

Derfor er det bestemt av Asker kommune å dimensjonere flomveier som kan ta imot disse mengdene nedbør om inntaksristene blokkeres delvis eller helt, noe som kan erstatte strekning 1 av bekken, se Figur 5. Dette vil være i sammenheng med bekkegjennomføring. Dette er på grunn av at vannet som renner i flomveiene fra Reistad vil renne videre i bekken. Flomveiene må dimensjoneres for 200-årsintervall.

Som vist på kartet fra 1881 i Figur 5, besto Hvalsbekken av to strekninger: 1 og 2. Disse to strekningene renner i strekning 3. Mest parten av bekken er nå lukket. Strekning 1 kan ikke gjenåpnes på grunn av det er bygd flere eiendommer rundt og over det lukkede strekningen.

## 1.4 FRAMGANGSMÅTE, STRUKTUR OG METODE

Det utføres flere befaringer i området for å undersøke mulige løsninger til problemet. På bakgrunn av det, blir det undersøkt flere alternativer for løsningen. Men det er alltid fordeler og ulemper med hver løsning. Løsningen som blir tatt i bruk er det enkleste. Det blir valgt et punkt i nedbørsfeltet hvor det er forventet mest avrenning. Denne avrenningen beregnes ved bruk av to metoder: Formelverket av Nevina (Nedbør Vannføring Indeks Analyse) og den rasjonelle metoden. Med dette vil det dimensjoneres flomveier som kan takle avrenningen etter at det eksisterende anlegget er halvfullt. Det vil si at det regnes ut den maksimale vannføringen deretter trekkes fra nødvendig vannføring for at det eksisterende anlegget er halvfullt. Eksisterende anlegget er illustrert med svarte piler i Figur 8. Til slutt brukes det programvaren HEC-RAS 5.0.3 til å bekrefte beregningene for vannlinjen i kanalen. Framgangsmåten er illustrert i Figur 9.



Figur 9: Strukturen av oppgaven.

## 2. TEORETISK BAKGRUNN

### 2.1 FLOMVEIER OG BEKKEÅPNING

Hovedformålet med denne undersøkelsen er å bidra med gjenåpning av bekken i Hvalsområdet ved å dimensjonere flomveier i Reistadveien. Dette vil undersøkes for å kunne håndtere klimaendringene som er forventet å gi økte nedbørmengder. I følge Norsk klimaservicesenter vil nedbørmengdene øke med 14-16% i løpet av de 70 neste årene (Klimaservicesenter, 2018). Ved gjenåpning av lukkede bekker og elver vil dette gjøre byen til et attraktivt og blågrønt område. Åpent vann vil inneholde et godt levested til mange arter hvor de fleste lever i sedimenter og planter rundt vannet. Dammer og bekker har et variert mangfold for dyr og insekter som er en god plass for mat og egglegging. Men ved slike gjenåpninger vil det gå gjennom flere godkjenninger av kommunen og private eiere.

#### **Eksempel fra Hovinbekken**

Gjenåpning av Hovinbekken i Bjerkedalen park i Oslo kommune ble utført i 2013. Denne parken er en gjenåpnet del av Hovinbekken og en bade dam. Dette viste fram en kvalitets økning i naturen rundt Bjerkedalen. Det ga forbedring for biologisk mangfold, fordrøyning og rensing av overvannet som renner i bekkeløpet. Bekken hadde en gjennomsnittlig vannføring på 180 l/s og nedbørsfeltet var cirka 11 km langt. Det er flere planer om å gjenåpne flere deler eller hele bekken for å få flere muligheter for overvannshåndtering i framtiden. Denne bekken vil gå gjennom Ensjøbyen og nedenfor Ensjø og Hasle i Oslo kommune (LevendeVassdrag, 2013).

Slike eksempler gir en god grunn til å starte med gjenåpning av Hvalsbekken. I tillegg til bygging av sidegrøft langs Reistadveien for å få en utbedring i overvannshåndtering. Dette er på grunn av økt nedbørintensitet hvert år i Skandinaviske områder. Landbruket har også hatt påvirkninger på grunn av lukking av bekker. Bekker som ble lukket i rør har gjort kulturlandskapet mer fattig. Disse lukkede rørene tar med seg stor del næringsstoffer som kan være viktige for jordbruket, dyr og økt biologisk mangfold. Gjenåpning av bekker og grøfteløsninger vil gi et økt biologisk mangfold, noe som vil legge til rette for forskjellige arter



og planter. Det vil utgjøre et tilpasset sted for egglegging og klekking. Det er alltid godt med ekstra vannplanter også.

Bekker og grøfter kan også være et godt rensetiltak der ulike forurensninger og sedimenter kan holdes tilbake i vegetasjon og naturlig våtmark. Det vil også være gunstig forhold til kostnadene bak det.

---

### 2.1.1 FLOM I URBANE FELT

Urbane flommer er i økning rundt omkring i verden. Dette kan være på grunn av økt nedbør-intensitet eller feil i avløpssystemet. De fleste avløpssystemene som er i urbane områder var dimensjonert for mange ti år tilbake. Det er vanlig at disse var tilrettelagt for spesifikke vannføringer. Prosent av befolkning i naturlige areal er ca. 50% i forhold til urbane steder. Det er registrert en økning i befolkning prosent til 70% i urbane steder i 2050 (UNFPA, 2007). Klimaendringer, økningen i befolkning og eldre avløpssystemer er gode grunner for å starte med å utvikle overvannshåndtering i urbane områder.

Flom på urbane felt vil være større enn på naturlige felt. Dette er på grunn av det er mindre infiltrasjon i urbane felt. Avhengig av infiltrasjonsfaktoren, kan overflateavrenningen være mye større i urbane areal.

#### **Flom i Danmark i 2011**

Det har vært store nedbørsmengder i Danmark i 2011 som førte til en av de største flommene noensinne i Danmark. Hovedstaden København hadde en stor nedbørsmengde på et gjentaksintervall på 1000-år som ikke var forventet. Mange eiendommer ble skadet på grunn av det. Det var en voldsom mengde av nedbør som rammet hele København da falt det **120 mm** regn i løpet av to timer. Avløpssystemet hadde ikke nok kapasitet til å håndtere disse nedbørsmengdene, noe som førte til en stor flom (Oddvar Lindholm, 2013)

---

### 2.1.2 FLOMSKADER

På grunn av de store nedbørsmengdene Norge har, skjer det store mengder avrenning som fører til flom. Dette kan føre til skader på mennesker og mange milliarder kroner tap. Skadene på grunn av flom er følgende (Norsk vann, 2014):

- Farlig for livet til både mennesker og dyr.
- Skader private og offentlige eiendommer av hus, kjøretøy og andre.
- Andre ødeleggelser på naturen som elveerosjoner og skader på skog.
- Det kan være forurensende da vil vannstrømmen dra med seg alt mulige typer forurensninger som er på veien.

Flom i urbane felt vil føre til at regnvannet vil føre til oversvømmelser i kjellere eller at vannet vil renne gjennom kjellervinduer. Flommen i Asker høst 2016 er et godt eksempel av det.

Våtere og varmere Norge framover:

I følge Meteorologisk institutt vil været i Norge bli varmere, men våtere. Dette er på grunn av for mye CO<sub>2</sub> utslipp i verden. Verden generelt vil bli mye varmere i framtiden, men Norge vil være utsatt for en del vind og nedbør på bakgrunn av det (MET, 2017).

---

### 2.1.3 FLOMVEIER

Når infiltrasjonen og forsenkningen ikke klarer å håndtere overvannet, vil det være nødvendig med flomveier som illustrert i treleddstrategien i Figur 3. Store nedbørsmengder som ikke kan infiltreres eller fordrøyes vil forårsake flom. Derfor er det fornuftig å lede vannet vekk på en eller annen måte. Den eneste metoden å bli kvitt store vannmengder ved snøsmelting og nedbør, er å avlede det vannet til resipientene eller til et areal som kan tåle disse vannmengdene. Ved å bygge flomveier i form av sidegrøft, traseer i terrenget og andre tiltak, oppnås det en god håndtering av flomvannet. Dette kan være skadelig for liv og eiendommer. Det tredje leddet i treleddstrategien brukes i løsningen i denne undersøkelsen. Løsningen vil vurdere å bygge en flomvei i form av en sidegrøft (Lindholm, 2014).

---

#### 2.1.4 DRENERING I VEGBANE

Avvanning og drenering systemet vil hindre vannsamling og flom. Innsamling av vannet på vegbanen, fortau og andre steder vil føre til skader og vil være livsfarlig for både mennesker og dyr. Overflatevann må renne uhindret fra vegbaner, fortau og sideområder ifølge rapport R610 fra Vegvesenet (R610, 2014). Dreneringssystemene er delt i tre typer:

Åpent system: Fordelene med et åpent system er at den vil ta større mengder overflatevann, gir lavere kostnader ved bygging og vedlikehold, vil gi god plass for snø-lagring og får bedre kapasitet under flom. Men ulempen er at det kan dra med seg andre masser og forurensende stoffer. Grøfta kan også eroderes ved kraftig strømning av overflatevann.

Lukket system: Fordelene med et lukket system er at det vil føre til bedre trafiksikkerhet, unngå andre masseinntak og gi bedre driftskontroll ved store fall. Men ulempene er at den vil kreve mye vedlikehold ved tetting av inntaksristene.

Delvis åpent: Et delvis åpent system vil ha litt av hvert system.

---

#### 2.1.5 GJENTAKSINTERVALL

Gjentaksintervall er et mål på hvor ofte i gjennomsnitt en vannføring av en bestemt verdi opptrer i forhold til det vanlige. I noen tilfeller vil det flomme større vannmengder som forårsaker en flomhendelse. For eksempel i de sentrale fjellområdene i Sørlandet kan det oppleves flom en gang hver ti eller hundre år. (Vassdragshåndboka, 2012).

Dette kan relateres til sannsynligheten for at en flomhendelse vil skje. Følgende uttrykk er brukt for sannsynlighet:

$$T = \frac{1}{p}$$

Hvor:

$T$ : Gjentaksintervallet målt i antall år.

$p$ : Sannsynligheten for en hendelse i løpet av et år.

For eksempel en sannsynlighet på  $p = 0,01$  vil altså gi et gjentaksintervall på 100 år, og dette er avhengig av historiske data og hendelser.

Sannsynligheten  $S$  for at et bestemt byggverk skal oppleve minst én flom med gjentaksintervall  $T$  eller større i løpet av levetiden  $L$  er gitt ved (Vassdragshåndboka, 2012):

$$S = \left(1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L\right) * 100\% \quad (1)$$

Hvor:

$L$ : levetiden for et byggverk i år.

$T$ : Gjentaksintervallet i år.

Følgende Tabell 1 viser følgende resultater ut ifra formel (1):

Tabell 1: Sannsynlighetene for ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall (T)	Levetid	Sannsynlighet (S)
20	100	99%
100	100	63%
200	100	39%
300	100	28%

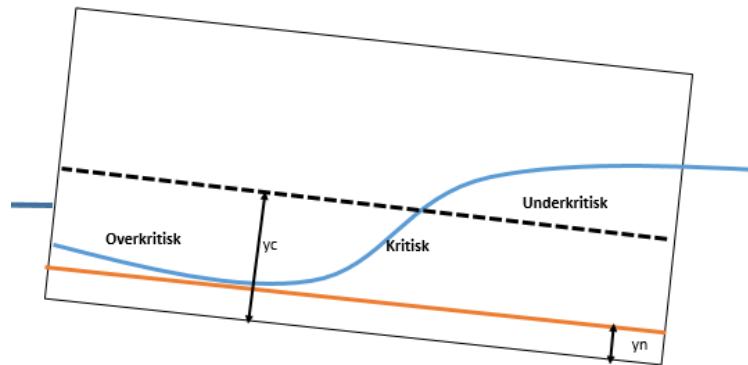
Tabell 1 viser et byggverk med flere års gjentaksintervall: 20, 100, 200 og 300. Et 200-årsintervall har en sannsynlighet på 39% på at en flom hender for et levetiden i 100 år. Gjentaksintervallet for flom er viktig for å bestemme ulike tiltak mot det når det hender. Tiltakene var ikke tilstrekkelige da flommet i Danmark skjedde i 2011. Riktig dimensjonering på avløpssystemet bidrar til å transportere vekk mye av vannet når mengden av nedbøren øker for å hindre flomhendelser.

---

### 2.1.6 STRØMNINGSTYPER

Vannføringen er avhengig av vannhastigheten og tverrsnitts arealet. Andre størrelser bestemmer også endringen på vannføringen som helning, ruhet, vanndybder og andre faktorer som topografien.

Det skjer endringer i vandedybden på grunn av helning, ruhet og hindringer hvor strømmingen kan bli underkritisk (rolig) eller overkritisk (styrkende). Dette er illustrert Figur 10 hvor den kritiske strømmingen er transisjonsfasen mellom den overkritiske og underkritiske strømmingen.



Figur 10: Strømningstyper som kan oppetre i ikke-stasjonære strømminger.

### Froude tall

Froude tall beskriver ulike vannlinje regimer i et åpent kanal/grøft. Dette tallet er beskrevet i følgende likning (Vassdragshåndboka, 2012):

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (2)$$

Hvor:

$V$ : Hastigheten i m/s.

$D$ : Hydraulisk dybde i m.

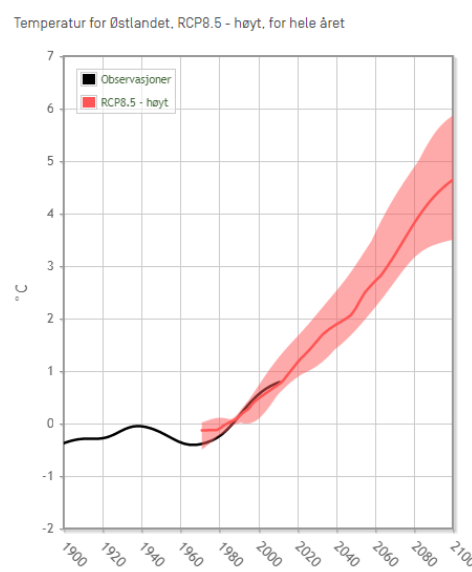
Verdien på Froudetallet bestemmer type vannføring i et bestemt punkt i kanalen (grøft/elv). Når Froudetallet er lik 1, blir det kritisk vannføring i kanalen. Over 1 blir det overkritisk vannføring og under 1 er det underkritisk vannføring (Chin D. , Water resource engineering, 2014).

## 2.2 KLIMA, HYDROLOGI OG OVERVANN

Klima er værforholdet på et sted basert på statistikken i et bestemt tidsintervall. Målingen av klima baserer seg på trykk, temperatur, fuktighet og nedbør m.m. Klimaet på jorda er bestemt av mange faktorer som for eksempel, plasseringen av sola i forhold til jorda og bevegelsen til jorda. Temperaturen på jordoverflaten vil være avgjørende med tanke på klimaendringer. Grunnen til det er at temperaturen vil kontrollere lufttrykk, fuktighet og nedbør.

### 2.2.1 ENDRINGER I KLIMA

Menneskeskapt påvirkning på klima vil komme i løpet av de neste årene. Temperaturen øker over tid, samt nedbør. Det er det som heter den globale oppvarmingen som skjer på grunn av menneskeaktiviteten der drivhusgassene blir sluppet ut. Drivhusgassene vil føre til refleksjoner av varmen tilbake til jordoverflaten, og det vil holde jorda varm. Derfor er det viktig å regne med at variasjonene i klima vil ha en stor påvirkning i løpet av de 10 eller 100 årene.



Figur 11: Gjennomsnittlig temperatur fra 1901 til 2100 (Klimaservicesenter, 2018).

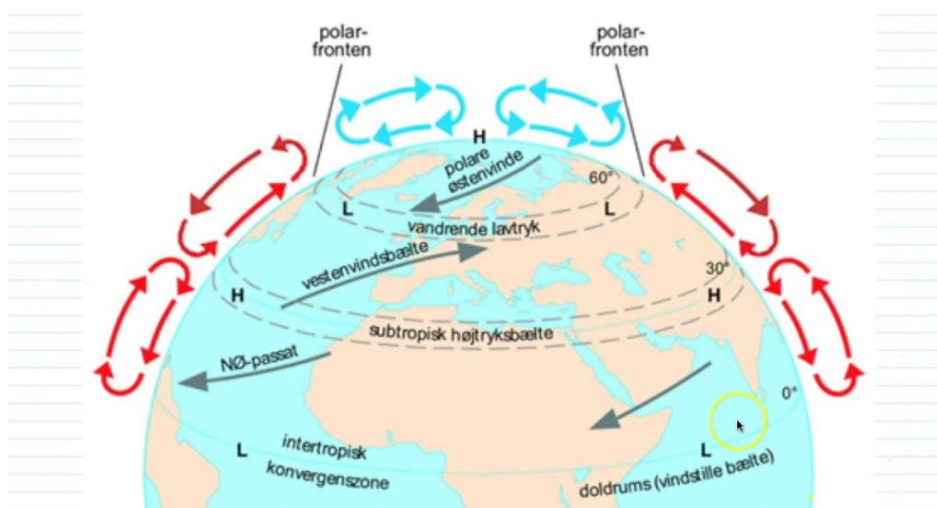
Som illustrert i Figur 11 ovenfor, er den globale temperaturen i stigning over tid. Derfor er det viktig med tiltak for å unngå problemer med temperaturstigning. I følge NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) har temperaturen steget med 0.07 grader per tiår siden 1880 og i 0,14 grader siden 1980 (NOAA, 2017).

---

## 2.2.2 NEDBØR

Nedbør oppstår når varm luft blir nedkjølt av fuktig luft. Når den varme luften kondenseres, begynner det å danne vanndråper som kan føre til nedbør. Norges fjell fører til store mengder nedbør på vest og sørvest delen av Norge. Nedbør har flere former som (snl, 2018):

- Konvektiv nedbør, det oppstår når luften varmes opp og stiger. Da møter luften lavere temperatur som fører til kondensasjon etterfulgt av regn. Denne typen regn oppstår innland og øst i landet for det meste.
- Orografisk nedbør, oppstår når varmt fuktig luft presses til værs og dermed avkjøles. Da faller det store nedbørsmengder. Typisk på den vestlige og sørvestlige delen av Norge.
- Front Nedbør, dannes på grunn av lufttrykkforskjeller på bakken som vil videre danne vindfelt. Vindfeltet kontrolleres av rotasjonen til jorda, se Figur 12.



Figur 12: Front nedbør (Nedbør, 2016).

---

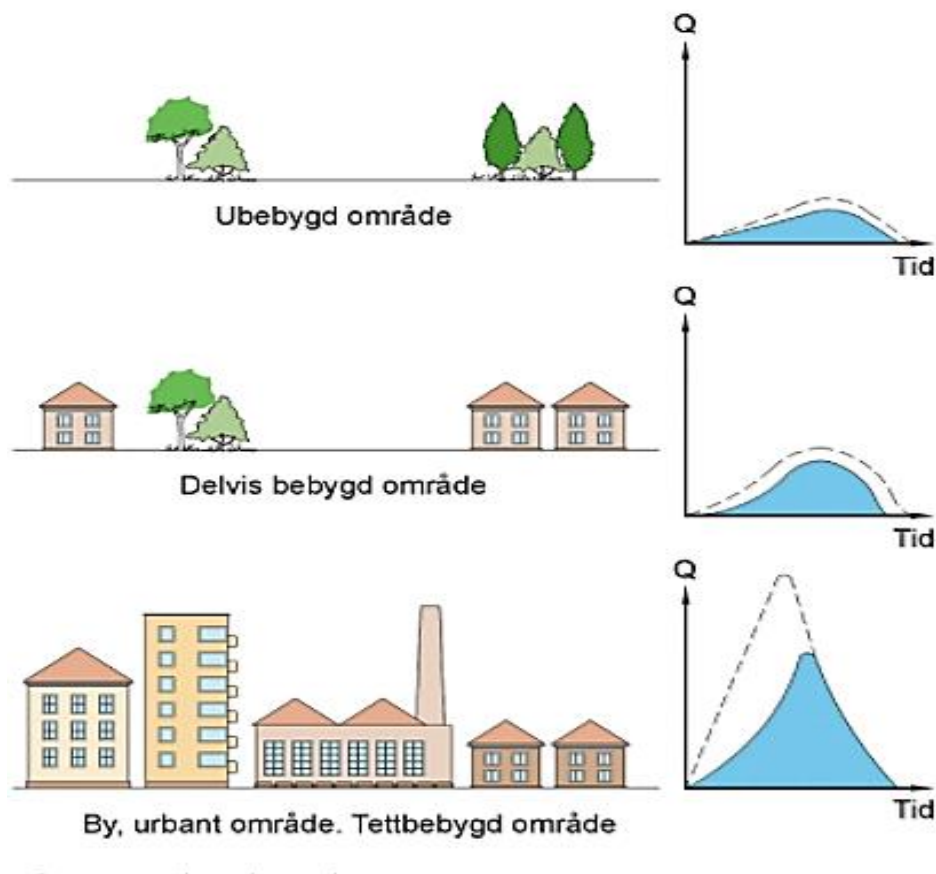
## 2.2.3 AVRENNING I NORGE OG FLOMBEREGNING

Avrenning er en viktig faktor i Norge. Norge er kjent til å ha fuktig og kaldt klima. Store nedbørsmengder vil føre til store mengder avrenning. Det er 1415 mm nedbør i snitt i Norge mens det er 235 mm fordampning. Det vil si at Norge vil få 1180 mm i avrenning hvis infiltrasjonen elimineres (Norsk vann, Vann og avløpsteknikk, 2014).

Som nevnt tidligere stiger temperaturen hvert år, og det vil danne mer intenst nedbør i Skandinavia. Derfor må det innføres ulike overvannstiltak for å hindre flomproblemer om de oppstår.

Utfordringer ved overvannshåndtering:

Det er en økning i tette overflater over tiden, noe som medfører økte problemer med flom i urbane steder. Dette skyldes at VA-systemet for overvann mottar mer overvann på grunn av urbanisering. Avrenningsintensiteten øker med tid for ulike tetteflater, vist i Figur 13. I tillegg til det vil endringer i flomveier, lukking av bekker og økt urbanisering føre til økt sannsynlighet for å få flom.



Figur 13: Avrenningen som funksjon av tid i ulike type tetteflater (byggforsk, 2017).

Det er flere metoder for flomberegninger. Noen metoder er tilpasset til bestemte feltareal og andre er generelle. De vanlige brukte er (NevinaNVE, 2017):

- Analysen utviklet av NVE: Formelverket for naturlige uregulerte felt.
- Frekvensanalyse fra målestasjoner, denne metoden er egnet for alle felt størrelser.
- Den rasjonelle metoden.



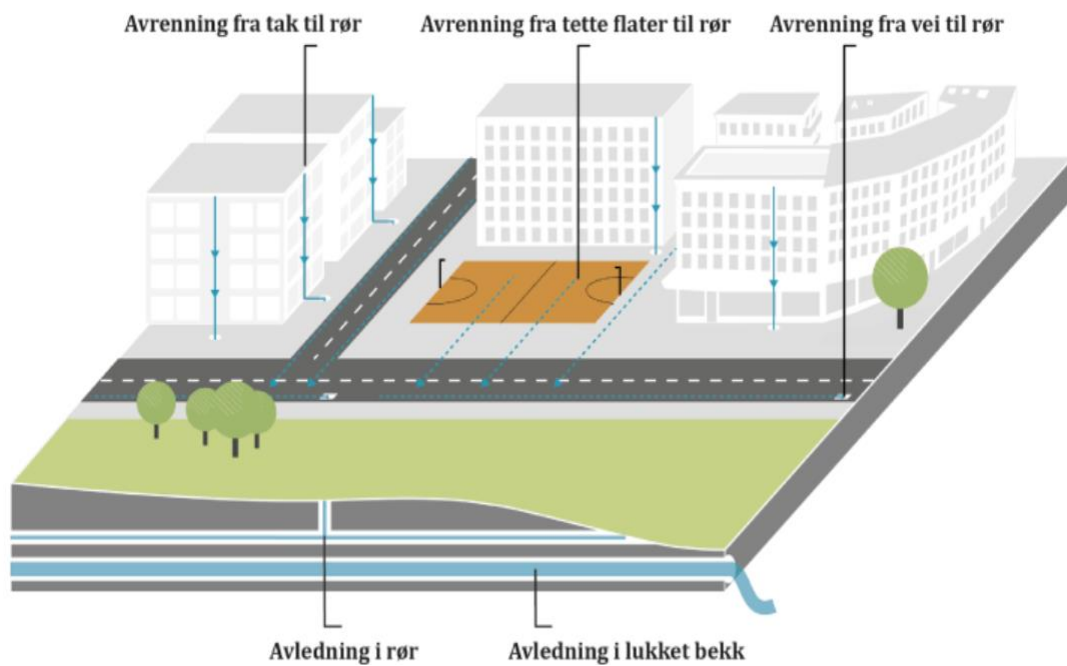
- Regional analyse som er egnet for felt som er større enn 20 km<sup>2</sup>.
- Nedbør og avløpsmodell.

Valg av metoder er avhengig av både felttype og størrelse, i tillegg til tilgangen på felldata. Flomberegninger er avhengige av data man får, der varigheten og intensiteten av nedbør vil spille en avgjørende rolle. Flommer om våren vil sammen med snøsmelting ha en lengre varighet enn flommer på andre årstider. En av de viktigste betingelsene for å estimere mengden av flom er feltstørrelsen og magasin størrelsen. Konsentrasjonstiden for flommet vil eventuelt være mindre for små felt. Metodene som brukes for å regne ut avrenningen ved Reistadveien er den rasjonelle metoden og formelverket for naturlige uregulerte felt.

---

#### 2.2.4 HÅNDBLING AV OVERVANN

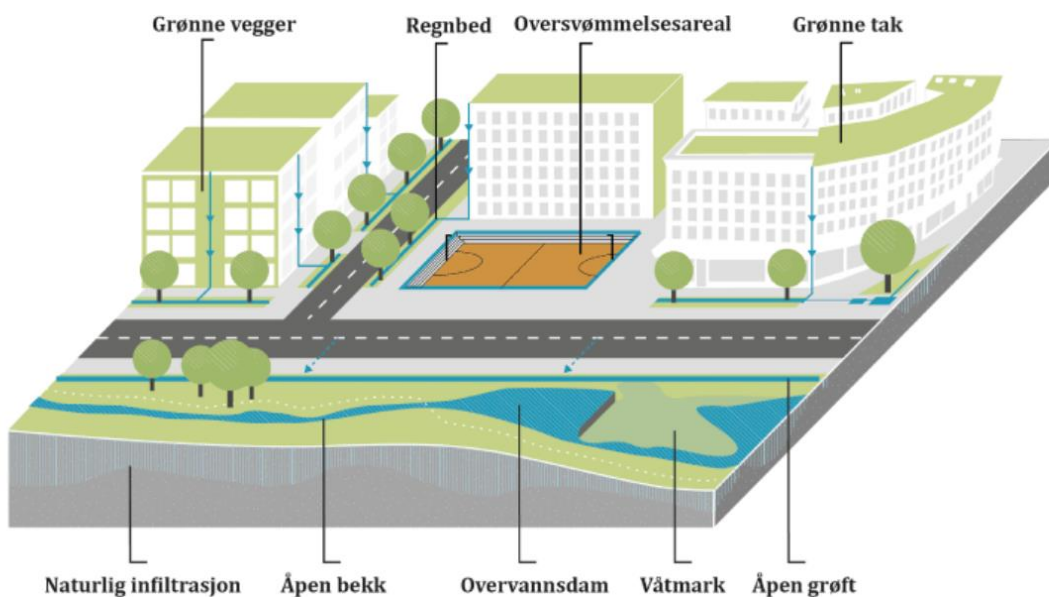
Klimaet i Norge er kjent for å ha store mengder med nedbør i løpet av alle sesongene i året. På grunn av økende nivåer av klimagasser, vil temperaturen på jordoverflaten øke med tiden. Så Norge vil bli varmere, men våtere. Derfor vil et klimatilpasningstiltak være en selvfølge. Området langs Reistadveien har et tilpasningsproblem. Hvalsbecken ble lukket og nå vil den gjenåpnes på grunn av økende nedbør grunnen til økende temperatur. Treleddstrategien er et godt eksempel på hvordan overvannshåndtering blir gjort. Det er flere faktorer som kan spille en stor rolle som klimafaktorer og konsentrasjonstiden. Infiltrasjonen vil for eksempel minke når antall bygninger øker i et bestemt areal, og da vil avrenningsfaktoren øke. Som illustrert i Figur 14, er det et godt eksempel av hvordan en konvensjonell overvannshåndtering i en urbanisert by. Som illustrert alt er avhengig av kapasiteten til ledningsnett.



Figur 14: En illustrasjon av konvensjonell overvannshåndtering i en urbanisert by (Regjeringen.no(NU), 2016).

Flere tilpasningstiltak må til for å sikre en mer effektiv håndtering av overvann som kommer fra nedbør, se Figur 15. Disse løsningene kan være:

- Åpne bekker og drenering grøfter.
- Overvannsdammer og våtmark.
- Grønne tak og vegger.
- Fordrøyningsbasseng eller oversvømmelsesareal.



Figur 15: Flere løsninger som kan dempe eller tar store nedbørsmengder (Regjeringen.no(NU), 2016).

---

### 2.2.5 BEHOVET FOR BEKKEÅPNING

Vassdrag regnes som naturens renseanlegg. Lukking av bekkene vil redusere naturens renseegenskap når vannet slippes ut til sjøen. Bekkelukkingen har vært negativt på alle måter hvor den reduserer naturlig rensing, biologiske mangfold, ødelegger planter og hindrer fiskevandringen.

Åpningen av bekker vil bidra til å redusere flomfare, spesielt i perioder hvor det er store nedbørsmengder. Dammer som er inkludert i bekken vil støtte dempingen av flom, også vil hjelpe til med å vanne jordbruket. Det har vært flere bekker som ble gjenåpnet i Oslo. Som nevnt tidligere ble en del av Hovinbekken på Ensjø/Hasle gjenåpnet, illustrert i Figur 16. I tillegg er det planlagt flere gjenåpninger i Hovinbekken. Grunnen til slike gjenåpninger er økningen av nedbørs intensiteten hvert år (Lindheim, 2017).

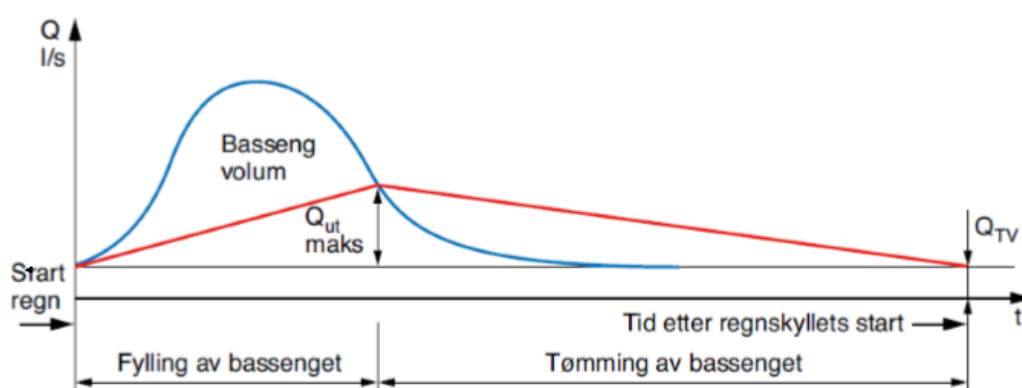


Figur 16: Et bilde av Hovinbekken i Ensjø/Hasle (Lindheim, 2017).

## 2.3 FORDRØYNINGSBASSENG

En av de mest brukte metodene for lokal overvannshåndtering er å ha et fordrøyningsbasseng. Store mengder nedbør kan renne inn i bassenget i mellomtiden til regnet stopper. Dette er en metode som er mye brukt for overvannshåndtering da lagres vannet oppstrøms i en stund. Dette vil da redusere belastningen nedstrøms i anlegget.

For dette området kan det være gunstig å ha et åpent basseng i den nedre delen av Reistadveien. Dette er for å vurdere om det er mulig å bruke de eksisterende ledningene ned mot dammen i stedet for å grave opp/presse inn store ledninger. Dette kan dempe avrenningen avhengig av nedbørsmengder som forekommer. Volumet på bassenget og utslippsvolumstrømmen bestemmer hvor mye vann kan et basseng holde. Figur 17 viser behovet for et fordrøyningsbasseng.

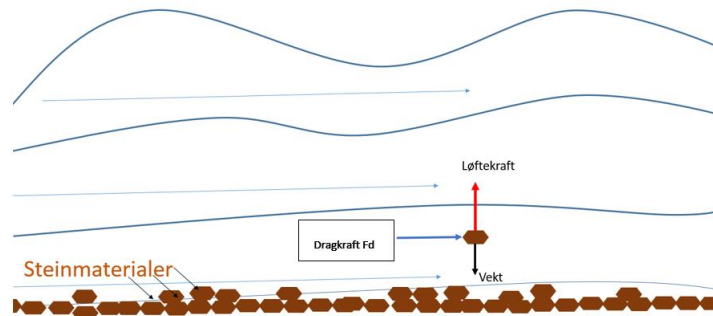


Figur 17: Hovedprinsippet for et fordrøyningsbasseng under nedbør (Norsk vann, 14.7 Fordrøyningsanlegg, 2012).

## 2.4 EROSJON

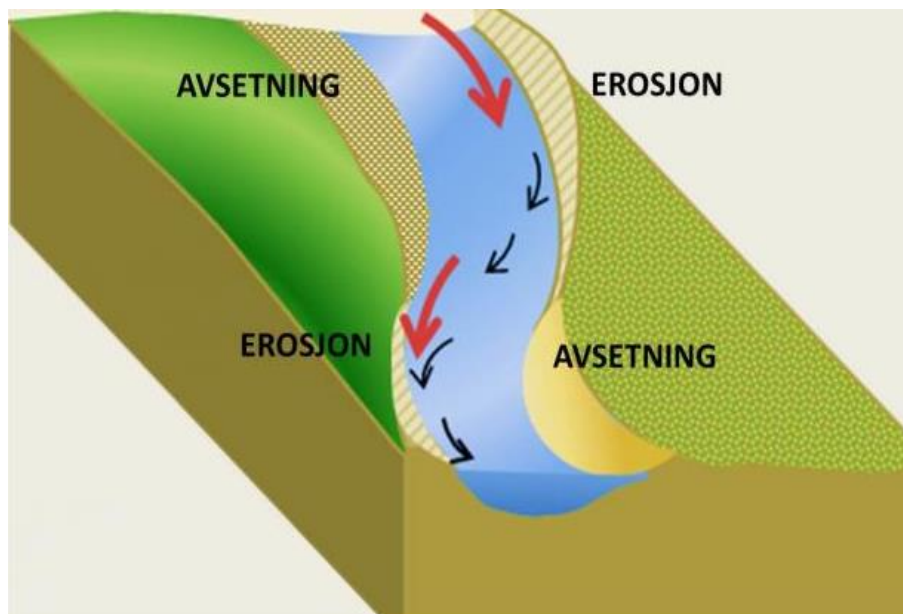
Erosjon er nedslitning eller forflytting av ulike masser av landflaten ved naturlige hendelser. Nedslitning kan komme ved rennende vann, vind og isbreer. I denne konteksten er det erosjon i elver og vassdrag som er nødvendig å undersøke. Bunnmaterialene av en elv har en viss kapasitet, det vil si at den tåler en viss mengde krefter/spenning før de forflyttes. Om strømningshastigheten i en elv øker mer enn det bunnen av elva tåler så forflyttes massene fra bunnen. Dette kan skje ved store mengder nedbør da rives det jordpartikler som tas bort med avrenningen. Eller kan erosjonen i elva hender ved snøsmelting mens det er tele på jorda og

da minker infiltrasjonens kapasiteten. I disse tilfellene overføres det større mengder vann enn det det pleier å være. Som et resultat av det, blir løftekraften og drag kraften større enn tyngden på bunnmaterialene, noe som fører til forflytning. Dette er illustrert i Figur 18 (Hooke, 1997).



Figur 18: Krefter som kreves for forflytning (tilpasset fra (Vassdragshåndboka, 2012).

En bratt elv eller kanal er mer utsatt for erosjon som fører til bunnsenkning. Mens det er mindre erosjon i slake kanaler hvor det føre til bunnheving. Som illustrert i Figur 18 ovenfor vil bunnpartiklene forflytte seg om de blir utsatt for stor nok drag kraft  $F_D$ . Som illustrert i Figur 19, er det tendens til erosjon på sidene av elvekanalen også. Erosjon er avhengig av vannføringen og materialene på sidene og bunnen av elvekanalen.



Figur 19: Erosjon i en elvekanal (Nasjonal digital læringsarena, 2017).

## 3. ANALYSEOMRÅDE OG METODE

### 3.1 INFRASTRUKTUREN I REISTADVEIEN

#### 3.1.1 OMRÅDEBESKRIVELSE

##### Vannveier

Hvalstrands området ligger ved den lukkede bekken som krysser området i midten. Vannet renner helt fra Risenga og krysser Hvalsområdet helt ned til Hvalstranden.

##### Veier og jernbaner

Som illustrert med rød sirkel i Figur 20 er det en hovedvei E18 nord for Hvalsområdet. Det renner mye overvann gjennom veien til Hvalstranden. Jernbanen ligger ca. 500 meter nord for E18 hvor det er mange tog som krysser hver time. Store mengder overvann renner gjennom E18 og jernbanen mot Hvalstranden på grunn av høydeforskjellen.



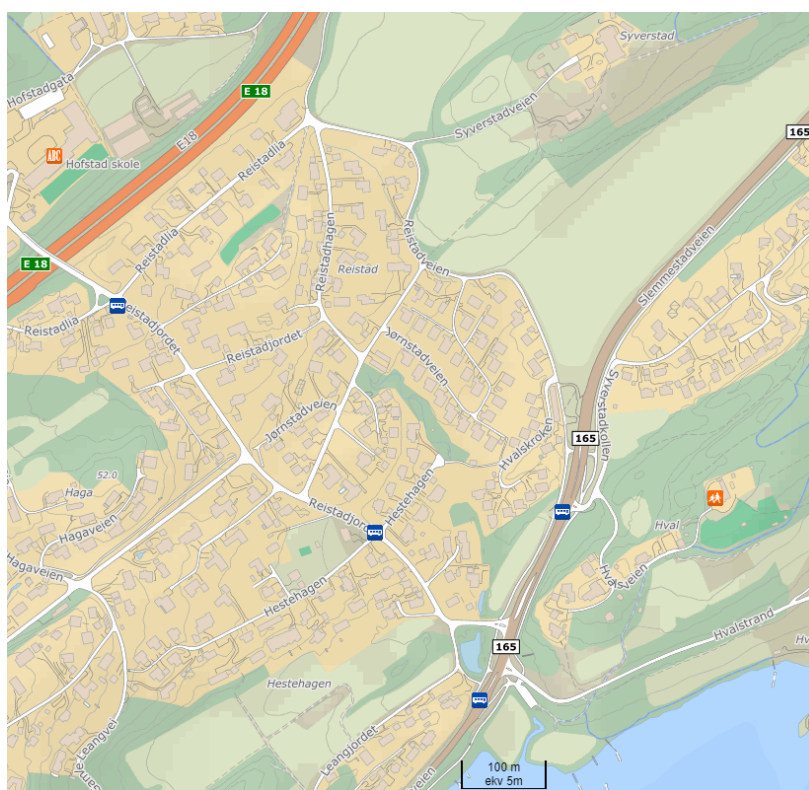
Figur 20: Et utklipp av Google MAPs hvor området er markert med rød sirkel.



Som vist på bildet i Figur 21, er det Hvalsbekken i Hestehagen/ Reistad som renner helt ned til Hvalstranden. Planen er tegnet med vedtak av Asker kommunestyre i juli 1969. Hvalsbekken var en god løsning til store mengder nedbør.

### Dagens område

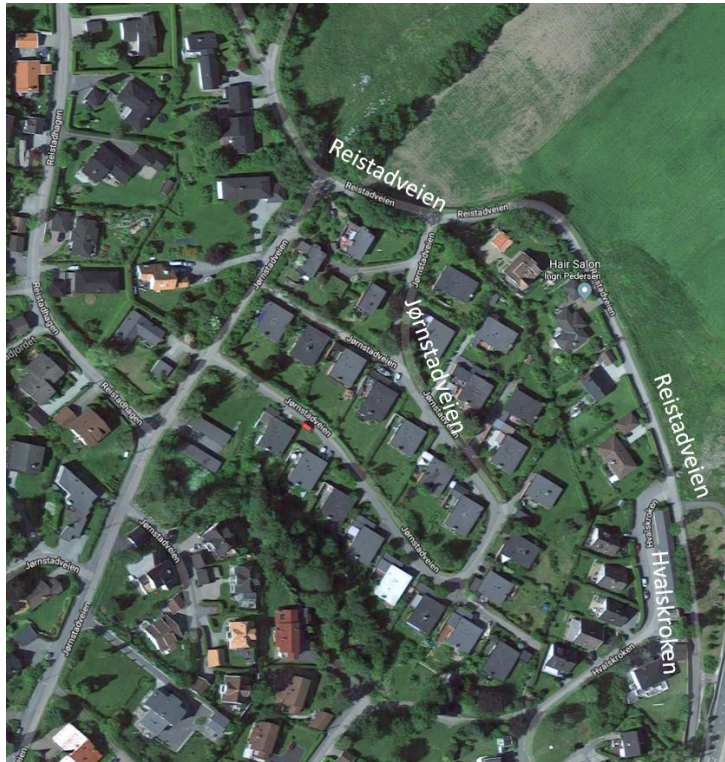
Som illustrert i kartet i Figur 22 nedenfor er det dagens bygninger. Bekken ble delvis lukket i Hestehagen og ble erstattet med rør. Gjenåpning av bekken er utarbeidet av Sweco og Asker kommune, men ikke helt ferdig enda. Flere tette flater i området førte til mer behov av overvannshåndtering. Derfor er det vurdert å gjenåpne bekken for å få nok kapasitet for 200-årsintervall. I denne undersøkelsen vil formålet være å sikre Reistad området mot vann (flom). Dette kan oppnås ved å dimensjonere en eventuell grøft som kan ta med seg mest mulig av overvannet som er et resultat av store mengder nedbør og ismelting.



Figur 22: Et utklipp fra Kart.finn.no av dagens Hvalsoyområdet hvor Hvalsbekken er lukket.

Som illustrert på kartet i Figur 23 nedenfor, er det veiene hvor det er mulig å bygge flomveier langs. Tiltaket for område 3 blir en slags vurdering for å bygge flomveier som strekker seg helt til enden av Hvalsbekken. Flomveien vil gå langs Jørnstadveien, Hvalskroken eller langs Reistadveien så helt ned til bekken, se Figur 23.





Figur 23: Utlipp av Google MAPs som viser veiene vest for Reistadveien.

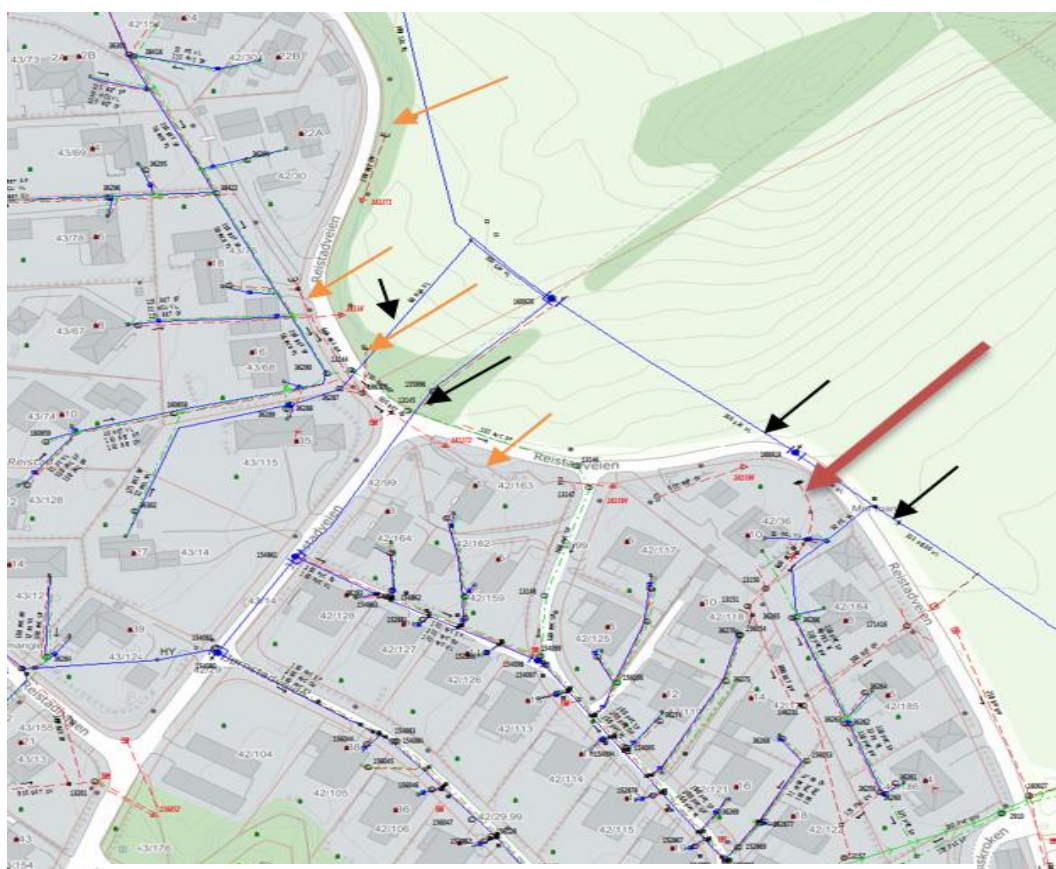
Figur 24 viser et 3D bilde av Reistadveien. Denne veien er smal og har en jordbrukstomt på den østlige siden. Det eneste overvannssystemet for denne veien ligger i den vestlige siden av veien. Den består av en bekk som ligger delvis åpent og delvis i rør som illustrert på Figur 8 i kapittel 1.



Figur 24: Utlipp fra Google MAPs av Reistadveien som viser hvordan veien ser ut.

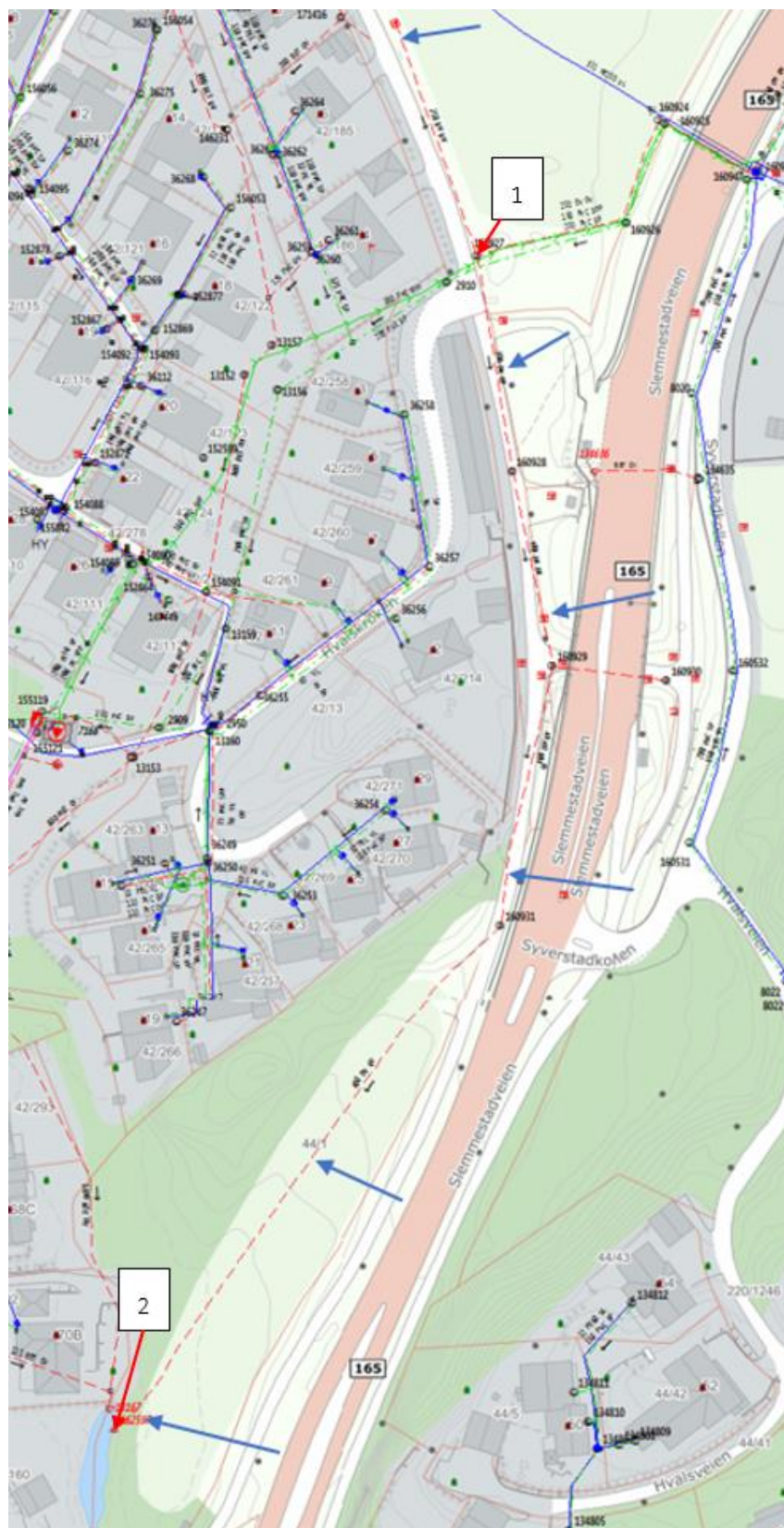
### 3.1.2 BESKRIVELSE AV DAGENS TRASE I REISTADVEIEN

Undersøkelsen tar plass i Reistadveien for å få en enkel løsning på flomproblemet som har skjedd tidligere. Som illustrert i Figur 25, vist med oransje piler, er det en eksisterende grøft og rør langs den vestlige delen av veien. Det er en liten bekk som er delvis åpen og delvis i rør. Til slutt renner alt vannet fra grøfta til hoved risten som er markert med den røde pilen i Figur 25. Deretter føres vannet under bakken i et 800 mm betong rør. De svarte pilene i figuren peker på vannledninger som krysser veien.



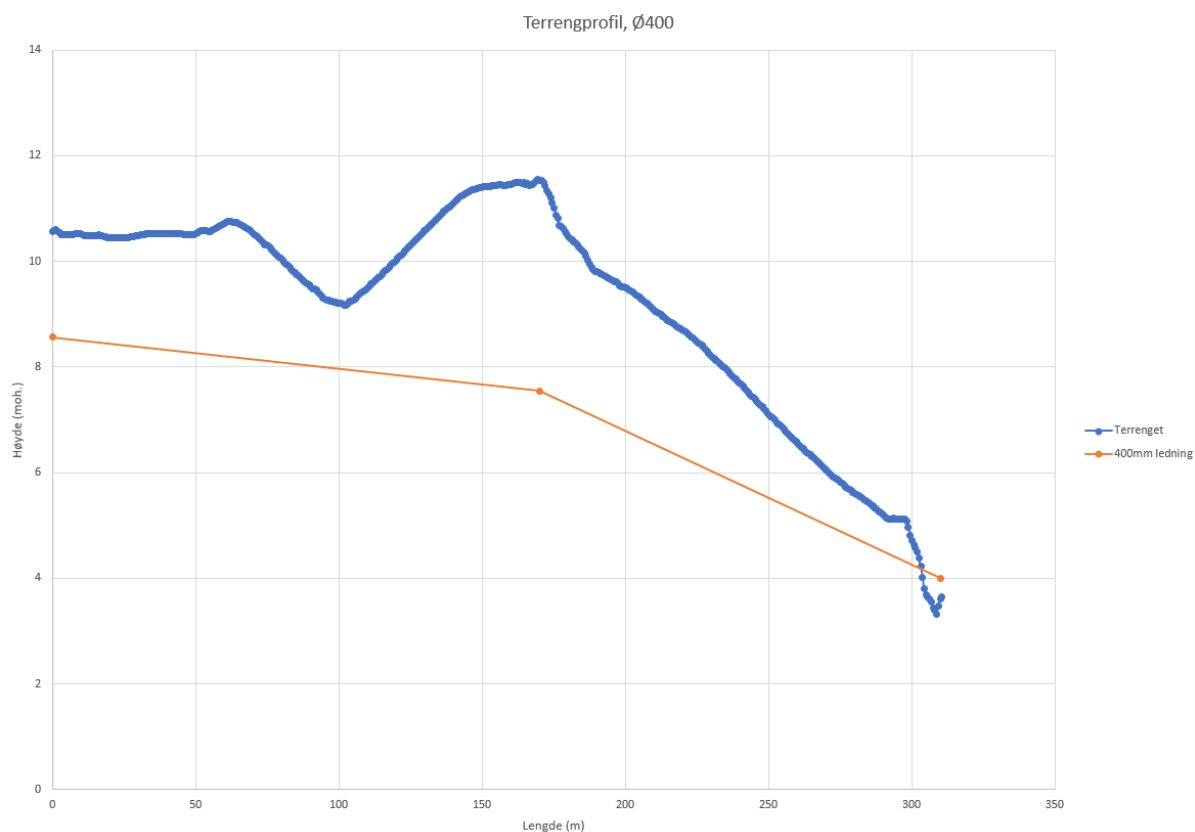
Figur 25: Kart fra Gemini VA av det eksisterende avløpsanlegget.

Som illustrert i Figur 26, er det en overvannsledning på 400 mm markert med blå pil. Overvannsledningen strekker seg helt til undergangstien ved Slemmestadveien. Videre går ledningen helt til dammen som illustrert.



Figur 26: Kart fra Gemini VA av det eksisterende avløpsanlegget i nedre del av Reistadveien.

Figur 27 illustrerer høydeprofilet av terrenget og den eksisterende ledningen som strekker seg helt ned til resipienten. Startpunkt 1 og slutt punkt 2 på traseen er vist i Gemini kartet med rød pil på Figur 26.



Figur 27: Profilet av terrenget og den eksisterende overvannsledningen.

## 3.2 DIMENSJONERING AV FLOMVEI

### 3.2.1 BEREGNING AV VANNFØRING

Det er flere metoder for flomberegninger. Noen metoder er tilpasset til bestemte feltareal og andre er generelle. Metodene som brukes for nedbørsfeltet til Reistadveien er:

- Nasjonalt formelverket av NVE  
Denne metoden er brukt i forbindelse med forprosjektet for gjenåpningen av Hvalsbekken av SWECO og Asker kommune (SWECO, 2017).
- Den rasjonelle metoden

Den rasjonelle metoden er brukt for dette feltet fordi det feltet har både naturlige og urbane arealer.

### 3.2.1.1 NASJONALT FORMELVERK FOR SMÅ NATURLIGE NEDBØRSFELT

For å vise hvordan verdiene av NVE (NEVINA) ble estimert. Er det brukt følgende formlene som kalles for det nasjonale formelverket for uregulerte små felt (NVE, 2015). Formelen for avrenningen som er fra NVE gir en oversiktlig framgangsmåte for å bestemme den maksimale avrenningen i et nedbørsfelt. Det går ut på å finne middelflommen deretter blir den maksimale avrenningen regnet ut.

- Middelflommen er illustrert i følgende formel (NVE, 2015):

$$QM = 18,97 * (Q_N)^{0,864} * e^{-0,251\sqrt{Ase}} \quad (3)$$

Hvor:

$Q_N$ : er middelavrenning.

Ase: Sjøprosent.

For å regne ut avrenningen vil dette forholdet mellom middelflom og flom ved et visst gjentaksintervall  $T$  brukes (NVE, 2015):

$$\frac{QT}{QM} = 1 + \frac{0,308q_N^{-0,137}[\Gamma(1+k)\Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}]}{k} \quad (4)$$

Hvor:

$Q_T$ : Avrenningen i m<sup>3</sup>/s.

k: Konstanten for sjøprosent.

Det regnes ut konstanten k for 0% sjø.

$$k = -1 + \left( \frac{2}{1 + e^{0,391 + \frac{1,54ASE}{100}}} \right) = -0,193$$

$k = -0,193$  for 0% sjø.

Avrenningen  $QT$  for 200-årsflom regnes ut ved bruk av følgende forhold:

$$\frac{QT}{QM} = 1 + \frac{0,308q_N^{-0,137}[\Gamma(1+k)\Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}]}{k}$$

---

### 3.2.1.2 DEN RASJONELLE METODEN

Ved bruk av flere metoder fås det klarere estimering på avrenningen som kan forekomme. Denne formelen er basert på målte data av nedbørintensiteten. Det er viktig å skille mellom overflate typer i nedbørsfeltet. Feltet er sammensatt av en del skog og dyrket mark hvor det er mindre avrenning. Resten av feltet inneholder tette flater som eneboliger, asfaltveier, bart fjell og lignende som utgjør omtrent 40% av feltets areal (Vegvesen, 2016).

- Den rasjonelle metoden brukes for det meste for felt med et areal som er mindre enn 2 km<sup>2</sup> (Vegvesen, 2016), avrenningen  $Q$  er:

$$Q = C * i * A * K_f \quad (5)$$

Hvor:

$C$ : Avrenningsfaktor.

$i$ : Dimensjonerende nedbørintensitet.

$A$ : Feltarealet.

$K_f$ : Klimafaktor (klimapåslag) i denne oppgaven vil være 1,40.

---

### 3.2.2 DRENERING VED BRUK AV GRØFT

Drenering av veger eller tette overflater utføres som regel i en åpen, lukket eller delvis åpent grøft. I områder der det er spredt bebyggelse, brukes det åpen eller delvis lukket grøft. En flomvei i form av en åpen grøft er en gunstig løsning som krever mindre kostnader. Likevel er det viktig å estimere vannstanden i en kanal/grøft for å bestemme dybden og bredden på en grøft. For å dimensjonere grøft eller kanal er det også viktig å vite den maksimale vannføringen for stedet grøfta dimensjoneres for.

Normaldybden er vanddybden når helningen på energilinjen er lik bunnhelningen til kanalen. Og den estimeres for å definere en kanal/grøft ( $y_n$ ), Illustrert i Figur 10.

Hydraulisk optimalt tverrsnitt er tverrsnittet til en grøft hvor strømningsarealet er minst mulig for en gitt vannføring. Det vil si at den har optimale geometriskform, ruhet og vannføring.

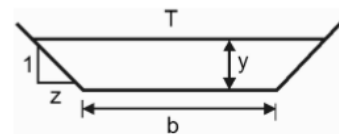
### 3.2.2.1 ÅPEN KANAL FOR REISTADVEIEN

I forbindelse med å bygge en sidekanal langs Reistadveien, er det flere forslag til hvilken kanalform er det mer gunstig å bruke. De to mest brukte typene er en trapesformet kanal og V-formet kanal.

#### 1. Trapesformet kanal

Formen på kanalen har mye å si, det vil si at den geometriske kanal karakteristikken er avhengig av (Ouano, 1991):

- Dybden på vannprofilen.
- Tverrsnittarealet på kanalen.
- Den våte periferien.
- Bredden på toppen av kanalen.
- Arealet, den våte periferien og den effektive våte radiusen er beskrevet i følgende likninger:



$$A = \frac{b + T + 2my}{2} y = (b + my) y \quad (6)$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} \quad (7)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (8)$$

Hvor:

b: Bunnbredden.

m: Sidehelningen.

y: Vanddybden.

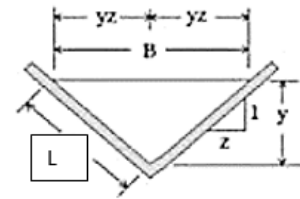
A: Tverrsnitts arealet.

R: Hydraulisk radius.

P: Våte periferien.

## 2. V-formet triangulær kanal (Ouano, 1991)

- Dybden på vannprofilet.
- Tverrsnittarealet på kanalen.
- Den våte periferien.
- Bredden på toppen av kanalen og vinkelen på v-formen.



$$A = b * \frac{y}{2} \quad (9)$$

$$P = 2 * L \quad (10)$$

Hvor  $L$  er lengden på kanten.

---

### 3.2.3 FORMLER FOR VANNLINJEBEREGNINGER

I åpne kanaler er vannet som renner utsatt for atmosfærisk trykk. Og denne vannføringen er typisk i åpne kanaler, elver og andre flomveier. Vannføringen som er utsatt for atmosfærisk trykk kan være mer avansert enn lukket vannføring som har et bestemt trykk. Hvor vannet i et åpent system kan komme fra andre steder (som vann fra snøsmelting). I tillegg vil vannet renne til andre steder som er vanskelig å lokalisere (som infiltrasjon).

#### Kontinuitetslikningen

For en ikke-kompressibel væske som vann vil massebevaring bety at vannføringen vil være lik i alle seksjonene av en kanal. Da vil kontinuitetslikningen bli slik (Chin D. W., 2014):

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \quad (11)$$

Hvor:

Q: Vannføring

A: Tverrsnitts areal

V: Hastighet



## Impulslikningen og energilikningen

Med tanke på å ha en konstant ikke-uniform vannføring, vil i dette tilfelle summen av kreftene mellom to snitt i kanalen representeres slik: Ved bevaring av bevegelsesmengde hvor (Chin D. W., 2014):

$$\sum F_x = \rho * Q * (V_2 - V_1) \quad (12)$$

$\sum F_x$  er summen av ulike krefter som virker i kanalen: som vil være hydrostatiske, tyngdekrafter og skjærekrefter i form av friksjon.  $\rho$  er tettheten av væske som renner i kanalen, som regel brukt det tettheten til vann. Denne likningen brukes for beregning av krefter på ulike dimensjonerings av vassdrag og kanaler. I tillegg brukes den for beregning av energitap og vannstandsendinger i raskt varierende strømming, se Figur 28.

Energilikningen av Bernoulli blir ofte brukt for beregning av energitap (Chin D. W., 2014):

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 * \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 * \frac{V_2^2}{2g} + h_L \quad (13)$$

Hvor  $g$  er tyngdeakselerasjonen,  $\alpha$  er korreksjonsfaktoren som vil oftest settes lik 1 og  $z$  er bunnivået som også kan brukes som et annet nivå. Dybden er definert som  $y$  vinkelrett på bunnen, og  $h_L$  er tapshøyden:

$$z_1 + y_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_L$$

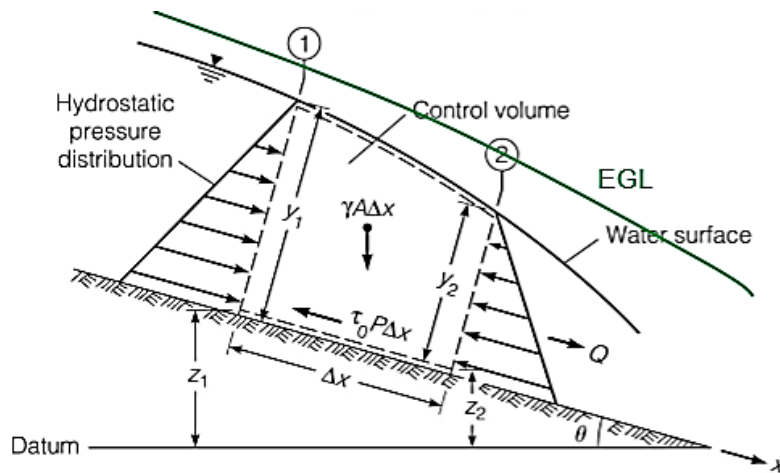
$$z_1 - z_2 = \text{Høydeforskjellen}$$

Høydeforskjellen er definert ved  $S_0 * L = z_1 - z_2$  og  $S_f * L$

$$\left( y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) = (S_f - S_0) * L$$

Hvor  $E$  er lik den spesifikke energien i hver seksjon  $\left( y_n + \frac{V_n^2}{2g} \right)$ :

$$E_1 - E_2 = (S_f - S_0) * L \quad (14)$$



Figur 28: Energihøydeforskjellen (Chin D. , 2014).

Friksjonstapsformelene blir ofte brukt for å estimere vannføringen eller vanddybden i en kanal. Darcy-Weisbach og Mannings formlene blir ofte brukt for beregninger av vannføring:

### 1. Darcy-Weisbach

$$S_f = \frac{h_f}{L} = f * \frac{V^2}{8 * R * g} \quad (15)$$

Hvor:

$S_f$ : Energi helning.

$h_f$ : energihøyde.

$L$ : lengden av en kanal.

$V$ : Hastigheten i kanalen.

$R$ : Hydraulisk radius.

Friksjonsfaktoren  $f$  gitt ved Colebrook-Whites formelen (Chin D. W., 2014):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k_s}{12R} + \left( \frac{2,5}{Re \sqrt{f}} \right) \right) \quad (16)$$

Kombineringen av de to likningene (15) og (16) fås det:

$$Q = VA = -2A\sqrt{8gRS_0} \log_{10} \left( \left( \frac{k_s}{12R} \right) + \left( \frac{0,625\nu}{R^{\frac{3}{2}}\sqrt{8gS_0}} \right) \right) \quad (17)$$

Hvor:

Re: Rynoldstallet.

$\nu$ : Kinematisk viskositet.

$S_0$ : Helningen på kanalen.

$k_s$ : Ruheten.

## 2. Formelen for Manning

Friksjonstapsformelen er også definert av Manningsformelen, dette er illustrert med hensyn til energihelningen:

$$S_f = \left( \frac{V}{M * R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (18)$$

Som også har denne formen:

$$Q = M * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S_f}$$

Hvor:

n: Manningstallet.

### Bestemmelsen av Manningstallet

Ut ifra en del hydrauliske studier, er Manningstallet M bestemt. Flomveien (grøfta) som blir dimensjonert i denne undersøkelsen vil være bygget av grus i bunnen. Hvor Manningstallet M er lik  $\frac{1}{n}$ . Bunnmaterialene vil ha karakteristikkene som er illustrert i Tabell 2 nedenfor: Steinmaterialer og grovt grus og tørr murstein (Vassdragshåndboka, 2012).

Tabell 2: Verdiene av Manningstallet for en grøft med grusbunn (Vassdragshåndboka, 2012).

Grusbunn	Min. M	Normal M	Maks. M
1. side av betong	40	50	59
2. Stein i mørtel	38	43	50
3. Steinplastering	28	30	43

Den normale verdien av Manningstallet brukes videre i oppgaven for videre dimensjonering av grøfta. Da brukes en gjennomsnittlig verdi av Manningstallet i fokusområdet langs Reistadveien og helt ned til overvannsledningen som vil bli dimensjonert. Denne verdien er estimert til ca.  $M=33$ .

### 3.2.4 VANNLINJEBEREGNINGER VED BRUK AV HEC-RAS

HEC står for «Hydrologic Engineering Center» og RAS for «River Analysis System» (Corps, 2016) HEC-RAS er programvare for hydraulisk analyse av elver og åpne kanaler. Den endimensjonale delen av programmet beregner vannstand i åpne elver/kanaler basert på geometri og ruhet. I tillegg til definerte vannføringer og grenser. Det er nødvendig å legge inn en del parametere for at HEC-RAS programvaren skal forstå og utfører beregningene som trenges. Disse parametere er som følgende (Corps, 2016):

- Antall tverrprofiler langs kanalen
- Vannføring.
- Ruhet.
- Helningen av kanalen.
- En eller flere kjente vandybder som en grensebetingelse.

Programvaren brukes for hydraulisk og vannkvalitets modellering. Dette programmet vil estimere en teoretisk en-dimensjonal vannprofil og to-dimensjonal hydrodynamiske regning.

HEC-RAS har evnen til å regne ut estimeringer for 1D og 2D vannprofiler for konstant variert og ikke-konstant vannføring i naturlige og kunstige kanaler. Dette gjelder for overkritisk, underkritisk eller mikset vannprofil. Det er brukt Manningsruhet på  $M: 33$  i simuleringer i HEC-RAS.

Vannprofilen er regnet ut fra en tverrsnitt seksjon til en annen ved å løse energilikningen med en metode som er kalt "standard step method". Energilikningen som gjelder (Corps, 2016):

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 * V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 * V_1^2}{2g} + h_e \quad (19)$$

Hvor:

$Y_2, Y_1$ : Vanndybden i seksjonen.

$V_2, V_1$ : Gjennomsnittlig vannhastighet.

$a_2, a_1$ : Hastighetskoeffisient.

$h_e$ : Høydeforskjell.

$g$ : Gravitasjonsakselerasjon.

Konstant vannføringsdata er krevet for å gjennomføre HEC-RAS beregninger som består av vannføringstype og grenseverdier. Det er fire typer grenseverdier:

- Vanndybden for hver seksjon for hver tverrsnitt.
- Kritisk dybde.
- Normaldybde.
- Terrenghøyder.

### Eksempler for bruk av HEC-RAS

- Vannlinjeberegninger for bekken er utført ved bruk av HEC-RAS i store Stabekk i Bærum kommune. Prosjektet inkluderte gjenåpning av Skallumbekken og separering av spillvann og overvann (Budstikka, 2011).
- I Sandnes kommune på Vestlandet i Høylandsåna ble det utført flomrisikovurdering for et byvassdrag. HEC-RAS vannlinjeberegninger ble utført for å vurdere muligheten for flom i området (Nie, 2012).
- HEC-RAS er også brukt for flomberegninger for vurdering og sikring av erosjonsutsatte områder som elveskråning, landkar og pilarer ved Trofors i Nordland. Dette var utført av vegvesenet. Modellen var benyttet for finne vannstander ved to broer. Det er tatt kart som viser plasseringene på de ulike profilene. Vannstanden er beregnet for ulike års flommer, 10, 100, 200 og 500 års flom i Vefsna og Svenningdal bru (Bjerke, 2013).

## 3.3 EROSJON

### 3.3.1 SKJÆRSPENNING I KANALEN

Flomveiene kan bestå av ulike materialer. Basert på materialene bestemmes det forflytningen av ulike masser av kanalen (Chin D. , 5.2 Boundary shear stress, 2014). Det finns to type kanaler:

1. Eroderbare kanaler:

Det er kanaler som er bygget av grus og jordmaterialer. Det kan vokse planter og de har en høy infiltrasjonsevne.

2. Ikke-eroderbare kanaler

Det er kanaler som er bygget av murstein og betong materialer som er tette.

Midlere skjærspenningen er gitt ved følgende formelen (Chin D. , 5.2 Boundary shear stress, 2014):

$$\tau = \gamma R S_0 \quad (20)$$

$\gamma$ : gravitasjonskonstanten=  $\rho g$

$R$ : Hydraulisk radius

$S_0$ : Helningen av kanalen

Den maksimale skjærespenningen i sentrum kan estimeres med

$$\tau_b = \gamma y S_0 \quad (21)$$

Skjærspenningen på sidene er (Chin D. , 5.2 Boundary shear stress, 2014):

$$\tau_s = K_s S_0 \quad (22)$$

• Her avhenger  $K_s$  av sidehelningen '

$$K_s = \begin{cases} 0.77, & m \leq 1.5 \\ 0.066m + 0.67, & 1.5 < m < 5 \\ 1.0, & m \geq 5 \end{cases}$$

## 3.4 FORDRØYNINGSBASSENG

I denne forbindelsen brukes det to metoder for å bestemme volumet på fordrøyningsbassenget:

### 3.4.1 REGNENVELOPEMETODEN

Prinsippet går ut på at volumet på bassenget er lik tilført volum trukket fra videreført fra bassenget (Miljø-blad, 2015):

- Tilført volum:

$$V_{inn} = C * i * A * t_r \quad (23)$$

- Videreført volum er:

$$V_{ut} = 0,7 * Q_{ut,maks} * t_r \quad (24)$$

Hvor:

$Q_{ut,maks}$ : Settes lik 70% av maksimalt tillatt utløp

$C$ : Volumavrenningsfaktor

$i$ : intensitet

$t_r$ : Konsentrasjonstiden

- Nødvendig volum blir da volumforskjellen mellom volum inn og volum ut:

$$V_{nødv.} = C * i * A * t_r - 0,7 * Q_{ut,maks} * t_r \quad (25)$$

### 3.4.2 ARON-KIBLERS METODE

Denne metoden er tilnærmet lik regnenvelopemetoden med beregningen av tilført volum. Det brukes gjennomsnittet av konsentrasjonstiden og varigheten av nedbør (Miljø-blad, 2015):

- Tilført volum:

$$V_{inn} = C * i * A * t_r$$

- Videreført volum:

$$V_{ut} = Q_{ut,max} * \frac{t_r + t_k}{2} \quad (26)$$

Hvor:

$t_k$ : Varighet av nedbør

- Det nødvendige volumet for fordrøyningsbassenget er da:

$$V_{n\ddot{o}dv.} = C * i * A * t_r - Q_{ut,max} * \frac{t_r + t_k}{2} \quad (27)$$

Ved bruk av Manningsformelen bestemmes det maksimale utslippet for den eksisterende ledningen:

$$Q = M * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S_0}$$



## 4. RESULTAT

I dette kapitlet blir det bestemt hvilken trase flomveien vil ta. Basert på det velges det et analysepunkt (Det punktet det forventes størst vannføring) for nedbørsfeltet. Deretter vannføringen beregnes i analysepunktet ved bruk av på to metoder. Formelverket av NVE og den rasjonelle metoden. Til slutt vil det estimeres hvor mye vannføring er nødvendig for å fylle det eksisterende overvannsanlegget til 50%. Denne vannføringen fra det eksisterende anlegget subtraheres fra verdiene som er regnet ut fra formelverket og den rasjonelle metoden.

### 4.1 LØSNINGSALTERNATIVENE FOR FLOMPROBLEMET I REISTADVEIEN

Forslaget er å bygge flomveier som støtter det eksisterende avløpssystemet for overvann. Ved å bygge en sidegrøft langs Reistadveien ned til nærmeste dam. For å bygge en flomvei er det en del utfordringer. Det er andre eksisterende vann og elektrisitet ledninger som flomveien vil eventuelt krysse derfor kan ikke dybden på grøfte være over 1,5 m for sikkerhetsskyld, eller kan disse ledningene legges om. I tillegg til det vil flomveiene gå gjennom et friområde/fellesområde og privat eiendom.

Forslagene vil gi en mulig løsning til problemene ved tetting av ristene i inntakene av overvann som ligger langs Reistadveien. Vannet vil deretter ledes bort til nedre del av den gjenåpnet Hvalsbekken i området.

Det er estimert tre mulige løsninger for problemet med flomveien. Det er flere overvannsinntak i begge sidene av veien, men det er altfor lett å tette disse inntakene på grunn av planter og andre rester, noe som vedlikeholds gruppen ikke rekker å gjøre oftere.

I alle alternativene er det bestemt at når det eksisterende overvannssystemet blir halvfullt, vil vannet renne over til den dimensjonerte sidegrøfta. Det skal jo skje ved at der hvor bekken går ned i rør øverst i Reistadveien, tenker man seg et arrangement som leder vannet gjennom veien inn i den dimensjonerte sidegrøfta.

---

### 4.1.1 FLOMVEIALTERNATIV 1

Flomveiene vil gå i form av sidegrøft fra toppen av Reistadveien helt ned og inn langs Hvalskroken og innover mot den planlagte nyåpnede bekken. Som illustrert i Figur 29 nedenfor, viser de svarte pilene veien vannet vil renne til når ristinntakene tettes. For å sikre det, må det graves flomveier i form av en sidegrøft. Den røde pilen illustrerer en overgang fra den lille bekken til den dimensjonerte side grøfta.

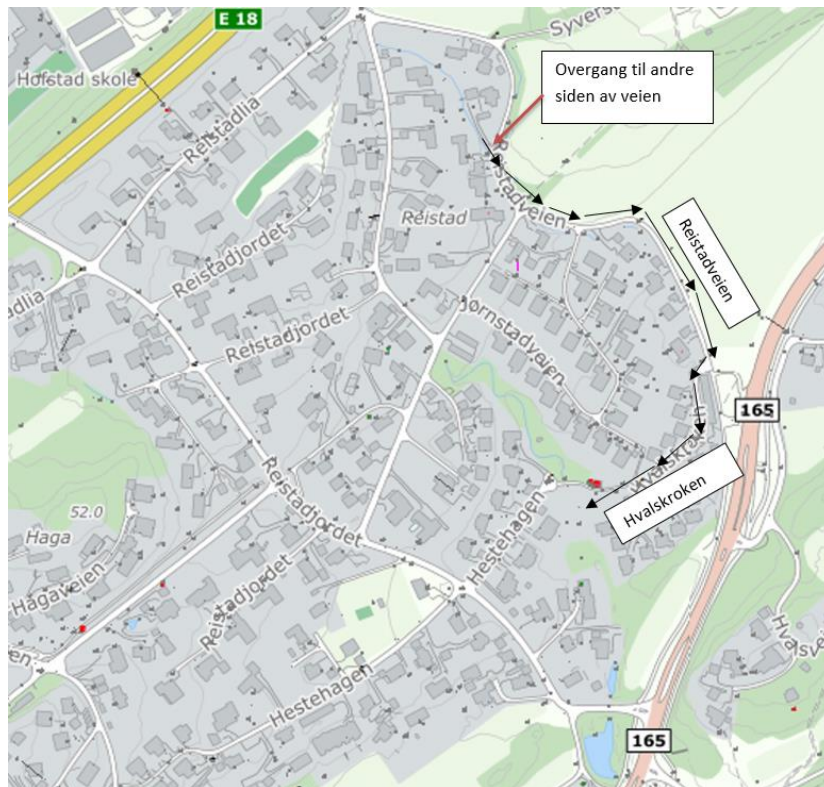
Videre nedover vil vannstrømmen i den østlige siden renne gjennom veien ved hjelp av en kulvert eller over veien videre til Hvalskroken. Deretter renner vannet gjennom til den planlagte nye gjenåpnede bekken. Dette er illustrert i Figur 29.

#### *Fordeler*

- Godt fall på flomveien hele veien til flomveien møter bekken.
- Vil ikke kreve avansert graving og arbeid.
- Enkel løsning

#### *Ulemper*

- Hvalskroken er en smal vei og vil ikke passe til å ha en flomvei. Flomveien vil kanskje utvide seg og bli bredere med tiden, noe som vil være irriterende for private huseiere.
- Vil kreve godkjenninger fra noen private områder.



Figur 29: Flomvei gjennom Hvalskroken til den planlagt gjenåpnet bekken.

#### 4.1.2 FLOMVEIALTERNATIV 2

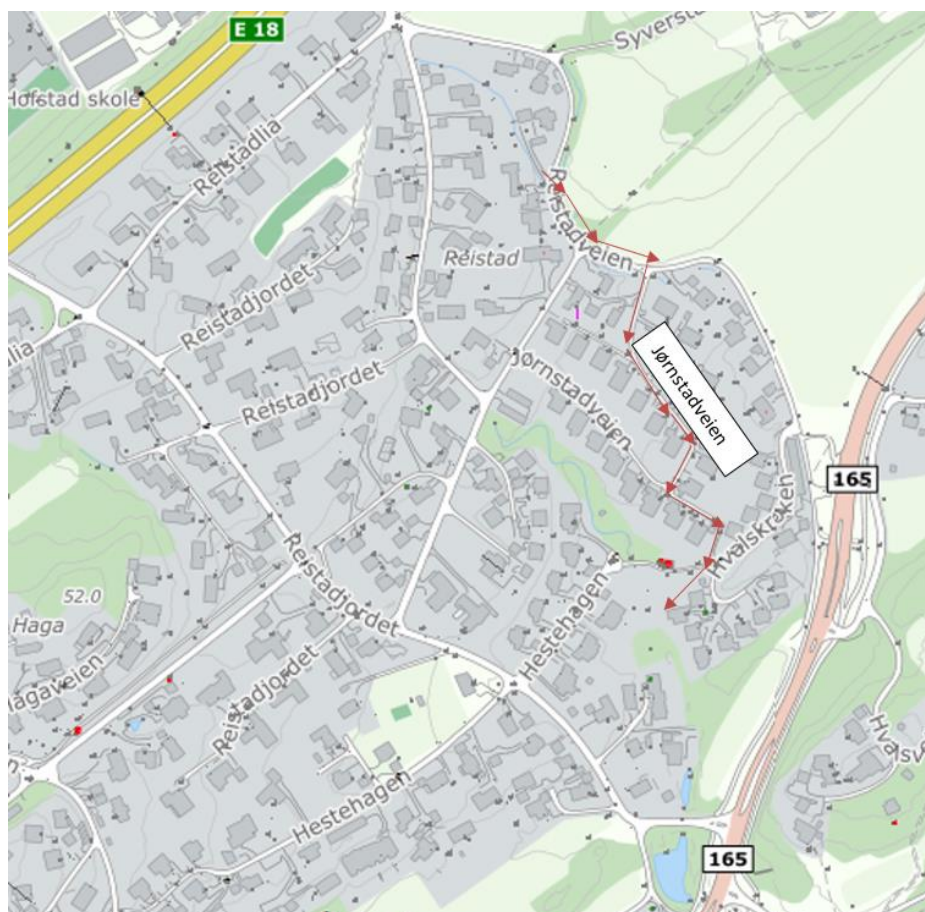
I dette alternativet starter Flomveien også fra toppen av Reistadveien på samme måte som alternativ 1, som illustrert i Figur 30. Flomveien vil gå gjennom boligområdet på Jørnstadveien før siste svingen av Reistadveien mot den nyåpnede bekken. Flomveilinja er illustrert i kartet nedenfor i Figur 30 med røde piler.

##### *Fordeler*

- God fall på flomveien hele veien til den møter bekken.
- Vil ikke kreve avansert graving og arbeid.
- Enkel løsning.

##### *Ulemper*

- Jørnstadveien er smal og vil ikke passe til å ha en flomvei. Det vil kanskje utvide seg og bli bredere med tiden, noe som vil plage private huseiere og vil være hindrende på veien.
- Vil kreve godkjenninger fra noen private områder.



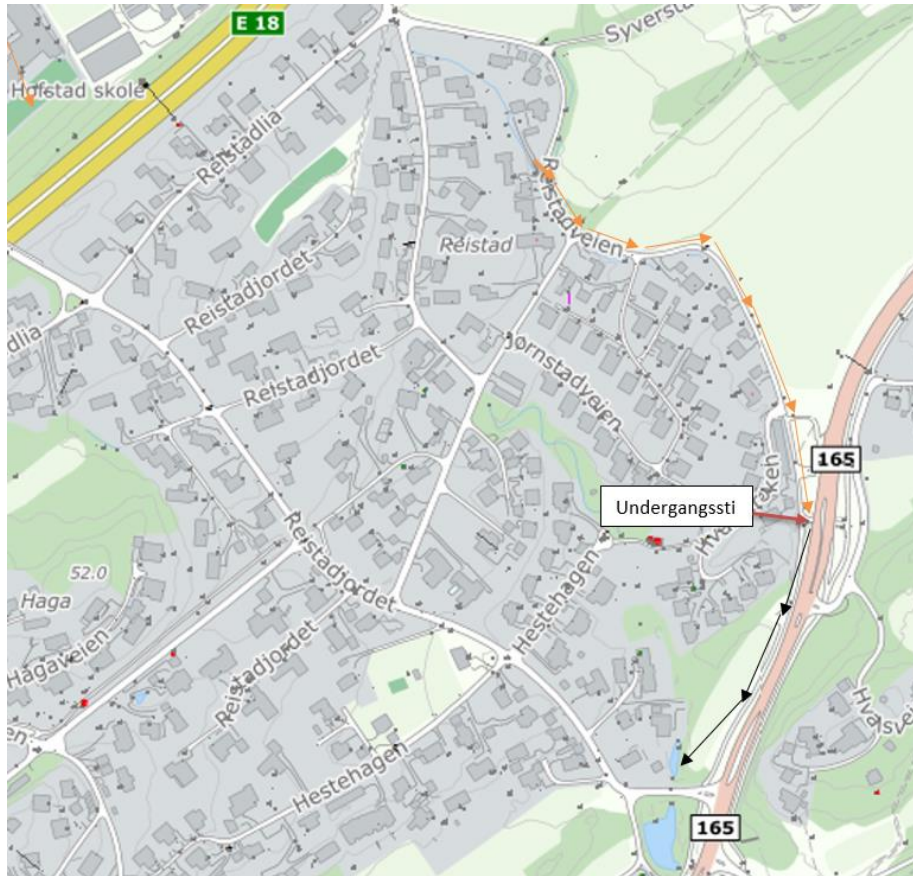
Figur 30: Det andre alternativet hvor flomveien går over Jørnstadveien og videre til bekken.

### 4.1.3 FLOMVEIALTERNATIV 3

Dette alternativet gir en enkel flomvei som fører vannet vekk med minst mulige hindringer. Flomveien vil starte fra toppen av Reistadveien og vil fortsette helt ned langs samme stien til undergangsstien som er illustrert i Figur 31. Deretter går vannet over til rør og videre helt ned til dammen hvor den planlagte nyåpnede bekken renner.

Denne løsningen virker relativt enkel og grei, men problemet kommer ved undergangsveien som går under Slemmestadveien. Dette er vist med rød pil i Figur 31. Reistadveien senker seg på grunn av undergangsstien under Slemmestadveien så stiger veien høyere videre etter undergangen.

Det vil være vanskelig å bygge flomveier i den delen av veien. Fordi vannet vil samle seg i store mengder i undergangsstien på grunn av stigningen av veien videre.



Figur 31: Alternativ 3 langs Reistadveien.

*Fordeler:*

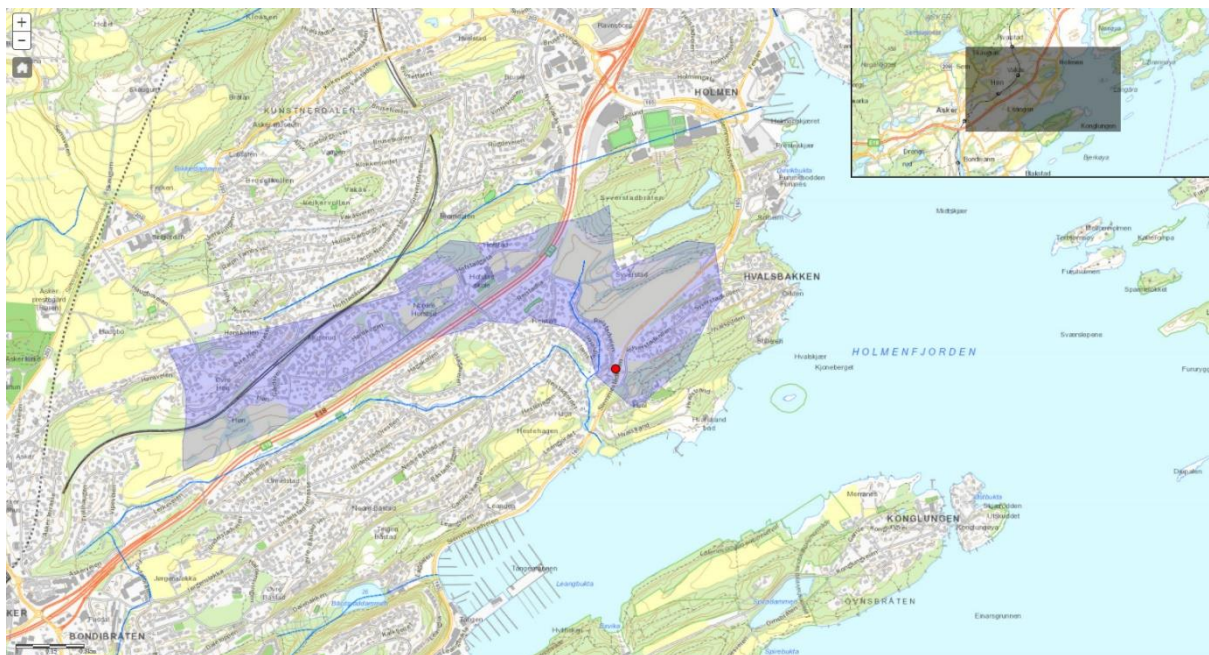
- God fall fram til senkningen på grunn av undergangstien.
- Enkel løsning som ikke krysser private områder, bortsett fra jordet til bonden.
- Flomveien vil gå langs jorda. Det vil si at det er rom å gå på om flomveiene blir bredere med tiden.

*Ulemper:*

- Undergangstien vil være en utfordring på grunn av stigningen av veien etter det, noe som vil føre til samling av vannet i undergangstien.
- Det vil kreve graving av overvannsledningen i undergangstien. Deretter erstatning eller bytting med større rør for å få bedre kapasitet som takler en 200-årsflom.



Det må legges inn et analysepunkt og genereres deretter et nedbørsfelt for det feltet studien handler om. Ved bruk av NVEs nettløsning NEVINA (Nevina, 2018), ble nedbørsfeltet estimert til området. Nedbørsfeltet blir funnet ved å velge et punkt i valgt område, så fås det et estimat på hvor stort nedbørsfeltet er. Valgt punkt er hvor det er utløpet til nedbørsfeltet. Nedbørsfeltet kan redigeres om det er ønskelig. Deretter var NVE nettsiden brukt for å estimere feltparametere, da bestemmes det feltverdier som areal, avrenning og andre parametere (Nevina, 2018).



Figur 33: Estimert nedbørsfelt ved bruk av Nevina og erfaringer fra kommunen.

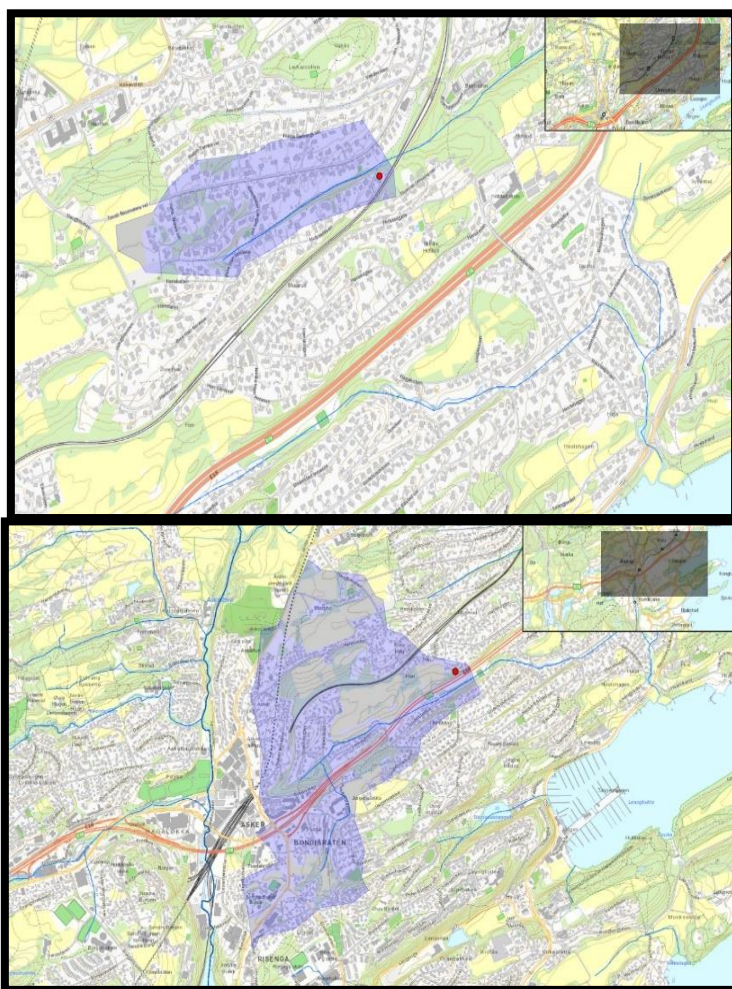
### Bestemmelsen av nedbørsfeltet

Nedbørsfeltet for området er bestemt ved bruk av Nevina simulering. Nevina er en karttjeneste som leverer et godt estimat av nedbørsfeltgrenser for et bestemt punkt nærme en elv eller bekk. I beregningene blir det brukt feltparametere og vannføring for et nedbørsfelt i Norge. Det beregnes i tillegg lavvannføring og andre indekser. Disse parametere kan inneholde usikkerheter og vil variere i forhold til beliggenhet (NVE N. , 2018).

NEVINA kan vise bedre resultater for noen områder enn andre. Derfor må rimeligheten kontrolleres og bli brukt med fornuftighet. Det ble estimert flere nedbørsfelt i samme området med valg av flere punkt i ulike steder. Dette ble gjort for å få mest mulig nøyaktighet for nedbørsfeltet i det utvalgte punktet.

Som vist i kartet i Figur 33, er det nedbørsfeltet som ble estimert for det utvalgte punktet. Dette punktet er det punktet hvor det forventes å ha mest avrenning. Nedbørsfeltet som er estimert virker fornuftig med det SWECO har jobbet i forbindelse med å gjenåpne Hvalsbekken.

Nedbørsfeltet er avgrenset i samarbeid med Asker kommune og det er tatt hensyn til oppsamlingsområdet til overvannssystemet og ikke bare topografiske vannskiller. Det er tatt flere analyser av nedbørsfeltet for å få best mulig estimat av nedbørsfeltet fra Nevina, vist i Figur 34. Dette er gjort for å bekrefte gunstigheten av det nedbørsfeltet som er estimert i Figur 33.



Figur 34: Estimering av nedbørsfeltet fra flere punkt i samme nedbørsfeltet.

#### GENERERTE FELTPARAMETERE

Parameterne som er tatt fra simuleringen for nedbørsfeltet illustrert i Tabell 3. Det vises at arealet på nedbørsfeltet for området er 1,08 km<sup>2</sup>, andelen skog er 27,95%, andelen dyrket mark er 20,95% og andelen urbant arealet er 40,63%. Senere estimeres det indekser for middelavrenning, alminnelig lavvannføring og andre flomverdier.



Tabell 3: Parametere for det estimerte nedbørsfeltet.

Feltparametere	Verdiene
Areal (km <sup>2</sup> )	1,08
Minimum høyde(m)	8
Maksimum høyde(m)	128
Effektiv sjø%	0
Skog%	27,95
Dyrket mark%	20,95
Urban% (enebolig)	40,63
Feltlengde(km)	1,96
200-årsflom (Q <sub>200</sub> ) m <sup>3</sup> /s	1,5
Middelavrenning (61-90)	14,7

#### 4.2.2 NASJONALT FORMELVERKT FOR NATURLIGE FELT

I starten estimeres det middelflommen deretter blir den maksimale avrenningen regnet ut. Parameterne som blir brukt er illustrert i Tabell 3.

- Middelflommen er illustrert i følgende formel (NVE, 2015):

$$QM = 18,97 * \left(14,7 * \frac{1,08}{1000}\right)^{0,864} * e^{-0,251\sqrt{0}} = 0,53 \frac{m^3}{s}$$

Middelflommen er lik  $Q_M = 0,53$ .

Det regnes ut konstanten k for 0% sjø:

$$k = -1 + \left(\frac{2}{1 + e^{0,391 + \frac{1,54ASE}{100}}}\right) = -0,193$$

$k = -0,193$  for 0% sjø.

Avrenningen for 200-årsflom er regnet ut ved bruk av følgende forhold:

$$\frac{QT}{0,53} = 1 + \frac{0,308 * 14,7^{-0,137} [\Gamma(1 + 0,193)\Gamma(1 - 0,193) - (200 - 1)^{0,193}]}{-0,193}$$

$$\frac{QT}{0,53} = 1 + \frac{0,308 * 14,7^{-0,137} [1,064 - (200 - 1)^{0,193}]}{-0,193}$$

$$QT = 1,53 \frac{m^3}{s}$$

Med klimapåslag på 40%, blir avrenningen  $1,53 * 1,40 = 2,14 \frac{m^3}{s}$

Metoden fra nasjonalt formelverket er tilpasset for naturlige felt da vil infiltrasjonen være ganske høy. Derfor vil ikke denne metoden være presis med tanke på mengde vannføring ved 200-årsflom.

#### 4.2.3 DEN RASJONELLE METODEN

For denne metoden må det regnes ut eller estimeres flere parametere for å estimere vannføringen i et nedbørsfelt. Disse parametere er som den gjennomsnittlige avrenningsfaktoren, konsentrasjonstiden og regnintensiteten for et bestemt areal av nedbørsfeltet.

I dette nedbørsfeltet er det 40,63 % urbant området, 20,95 % dyrket mark og 27,95% skog. Se Tabell 4, ut ifra tabellen kan det skaffes verdier for avrenningsfaktorer for alle overflatetyper som er ikke-frosset overflater i returperiode på 10 år.

Tabell 4: Avrenningsfaktorer for de ulike flater (Vegvesen, 2016).

Overflatetype	Avrenningsfaktor
Betong, Asfalt og lignende	0,6-0,9
Grusveger	0,3-0,7
Dyrket mark	0,2-0,4
Skogsområder	0,2-0,5

Den gjennomsnittlige avrenningsfaktoren for hele nedbørsarealet er estimert slik:

$$C_{gj} = \frac{((C_1 * A_1) + (C_2 * A_2) + (C_n * A_n))}{A} \quad (28)$$

Hvor avrenningsfaktoren  $C$ :

- For dyrket mark er estimert til  $C = 0,3$ .

- For skogområder  $C = 0,35$ .
- Urbane områder består av eneboliger, rekkehus og andre blokk, derfor estimeres det som 50% av 0,75:  $0,50 * 0,75 = 0,37$  (Lindholm, 2011).
- Det er et ukjent areal hvor Nevina ikke har tatt alle arealene. Dette er arealet er:

$$A_4 = 1 - (0,2095 + 0,2795 + 0,4063) = 0,1107 = 11\%$$

$A_4$  er antatt en avrenningsfaktor på 0,3.

Da vil den gjennomsnittlige avrenningsfaktoren være lik:

$$C_{gj} = \frac{(0,3 * 1,08 * 0,2095) + (0,35 * 1,08 * 0,2795) + (0,37 * 1,08 * 0,4063) + (0,3 * 1,08 * 0,1107)}{1,08} = 0,34$$

Den gjennomsnittlige avrenningsfaktoren er ca. 0,34 for hele feltet.

---

## KONSENTRASJONSTIDEN FOR OMRÅDET

Konsentrasjonstiden er den tiden som kreves for at overvannet fra hele nedbørsfeltet skal bidra med avrenning til utløpet. Og det er avhengig av lengde, størrelse og type felt. Det er alltid noen usikkerheter i bestemmelser av konsentrasjonstiden. Derfor har alltid resultatet en del usikkerhet. Det er brukt flere formler for å bestemme konsentrasjonstiden som:

1. Ved å bruke formelen fra læreboka som er utgitt av Vegvesenet (nr. 626) for naturlige felt i figur 10.37 hvor formelen er gitt ved (Vegvesen, 2016):

For naturlige felt:

$$t_c = 0,6 * L * H^{-0,5} + 3000 * A_{se} \quad (29)$$

For urbane felt:

$$t_c = 0,02 * L^{1,15} * H^{-0,39} \quad (30)$$

Hvor:

$t_c$ : Konsentrasjonstiden i minutter

$L$ : Lengden av feltet

$H$ : Høyden av feltet

$A_{se}$ : Andel innsjø i feltet

$H$ : Er høyden av feltet og dette estimeres ved å bestemme forskjellen mellom det høyeste og laveste punktet i feltet. Forskjellen er ca. 119 m mellom høyest og lavest punkt i nedbørsfeltet henholdsvis 128 og 8 meter. Det ble brukt lasermåleren fra websiden (Høydedata, 2018). Lengden er 1,96 km som er lik 1960 m ifølge NVE Nevina, illustrert i Tabell 3.

Formelen for urbane felt:

$$t_{c1} = 0,02 * 1960^{1,15} * 127^{-0,39} = 18,47 \text{ min}$$

2. Ved bruk av Kirpich formel for det feltet (Ponce, 1989):

$$t_c = 0,06628 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (31)$$

$$= \left( 0,06628 * \frac{1,960^{0,77}}{\left(\frac{119}{1960}\right)^{0,385}} \right) * 60 = 19,72 \text{ min}$$

3. Kerby-Hathaway formelen (Ponce, 1989):

$$t_c = 0,606 * \frac{(L * n)^{0,77}}{S^{0,234}} \quad (32)$$

$$= 19,47 \text{ min}$$

Resultatene for konsentrasjonstiden er tilnærmet like ved bruk av de tre formlene. Formelen som er utviklet av Vegvesenet blir tatt i bruk.

Nå beregnes det tiden det tar for vannet å renne i ledningen for hele nedbørsfeltet. Det er antatt en kanallengde på cirka **2000 m** basert på lengden av feltet. Hastigheten på kanalen er antatt til å være **1,50 m/s** (Norsk vann, 2014).

$$t_k = \frac{\left(\frac{2000}{1,50}\right)}{60} = 22,2 \text{ min}$$

Total konsentrasjonstid:

$$t_k + t_c = 18,47 + 22,2 = 41,92 \text{ min}$$

19710 ASKER  
 Periode: 1983 - 2010  
 Antall sesonger: 27

(l/s\*ha) Returperioder(år); Nedbørintensitet i liter pr. sekund pr. hektar (10 000m<sup>2</sup>)

År	Varighet (minutter)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	180	360	720	1440
2	202,5	147,9	116,3	96,2	72,4	56	46,3	30,4	24	16,4	10,7	6,7
5	255,4	193,9	158,7	137,6	107	83,3	69,2	41,9	31,8	20,5	12,9	7,7
10	290,4	224,4	186,7	165	129,9	101,4	84,4	49,6	36,9	23,2	14,4	8,4
20	324	253,6	213,6	191,3	151,9	118,8	98,9	56,9	41,9	25,8	15,8	9,1
25	334,7	262,9	222,1	199,7	158,9	124,3	103,5	59,2	43,5	26,7	16,3	9,3
50	367,5	291,5	248,4	225,4	180,4	141,3	117,7	66,4	48,3	29,2	17,6	9,9
100	400,1	319,8	274,5	250,9	201,7	158,2	131,9	73,5	53,1	31,8	19	10,5
200	432,7	348,1	300,5	276,3	222,9	175	146	80,6	57,9	34,3	20,4	11,2

Data er gyldig per 04.11.2014 (CC BY 3.0), Meteorologisk institutt (MET)

Figur 35: Intensitetsverdier for Asker kommune mellom 1983-2010 (Meteorologisk institutt, 2014).

IVF-kurve for Asker kommune fra Meteorologisk institutt MET representerer nedbørsintensiteten for 27 sesonger mellom 1983 og 2010, se tabellen i Figur 35. Nedbørintensiteten for en varighet på 41,92 min er et resultat av interpolasjon mellom intensitetene 30 og 45 min for 200 års regn (Meteorologisk institutt, 2014):

$$y_2 = \frac{(x_2 - x_1) * (y_3 - y_1)}{x_3 - x_1} + y_1 \quad (33)$$

$$y_2 = 184,8 \frac{l}{s} ha$$

## BEREGNING AV VANNFØRING

Klimapåslaget er bestemt basert på nedbør intervallet da vil den ha en verdi på 1 eller mer. I denne undersøkelsen ble det bestemt et klimapåslag på 40% (SWECO, 2017).

Avrenningen ved den rasjonelle metoden som følger:

$$Q = 0,34 * 184,8 * (1,08 * 100) ha * 1,0 = 6661 \frac{L}{s} = 6,66 \frac{m^3}{s}$$

Med klimafaktor på 40% er avrenningen:

$$Q = 0,34 * 184,8 * (1,08 * 100)ha * 1,4 = 9325 \frac{L}{s} = 9,32 \frac{m^3}{s}$$

Avrenningen ved bruk av den rasjonelle metoden er  $9,32 \frac{m^3}{s}$ . Og dette stemmer dårlig med 200-årsflommen som ble utgitt i NVE Nevina som er  $1,53 \frac{m^3}{s}$ .

Det ble brukt to metoder for å estimere vannføringen for nedbørsfeltet. Den ene er formelverket som er utviklet av Nevina og den andre er den rasjonelle formelen. Det er regnet ut en vannføring på  $1,53 \text{ m}^3/\text{s}$  og  $2,14 \text{ m}^3/\text{s}$  henholdsvis uten og med klimapåslag fra formelverket. Mens det er  $6,66 \text{ m}^3/\text{s}$  og  $9,32 \text{ m}^3/\text{s}$  henholdsvis uten og med klimapåslag fra den rasjonelle metoden. Ut ifra resultatene vises det at den rasjonelle formelen stemmer dårlig med resultatene fra formelverket. Formelverket er mer egnet for naturlige uregulerte felt, men den rasjonelle metoden er egnet for naturlige og urbane felt som er mindre enn  $2 \text{ km}^2$  (Vegvesen, 2016). Området er omtrent 41% urbant, derfor vil løsningen fra den rasjonelle formelen være mer egnet til dette. Som illustrert i Tabell 5 er resultatene fra formelverket underestimerende for vannføringen, spesielt når det er et 200-årsintervall.

Tabell 5: Oppsummering av beregningen for vannføring.

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	Formelverket	Rasjonell formel	Gjennomsnittet
Vannføring $\text{m}^3/\text{s}$	1,53	6,66	4,09
Vannføring + Klimapåslag $\text{m}^3/\text{s}$ 40%	2,14	9,32	5,73

- Gjennomsnittet av avrenningen vil være  $4,09 \text{ m}^3/\text{s}$ , og med klimapåslag blir avrenningen  $5,73 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Det er alltid store usikkerheter i beregningene av avrenningen i slike områder.
- Usikkerheter innenfor estimeringen av nedbørsfeltet, konsentrasjonstiden og andre bestemmelser av avrenningsfaktoren.

### 4.3 KAPASITET I DET EKSISTERENDE NETTET

Det eksisterende avløpsnettet tar imot mye av nedbørsmengdene som faller i dette feltet. Det er viktig å estimere hvor mye vann det eksisterende anlegget kan ta imot i Reistadveien. Hovedinntaket på overvann langs Reistadveien er illustrert med gul farge i Figur 36. Kommunen ønsker at det konstrueres en løsning som begynner å sende vann over veien (markert med rød pil i Figur 36) når vannføringen i bekken blir 50 % av kapasiteten til ledningen nedstrøms hovedinntaket. Bakgrunnen for dette er at eiendommene som er tilknyttet hovedledningen har hatt problemer med oversvømmelser, og kommunen ønsker en sikkerhet mot at dette ikke skjer igjen. Grøfta vil senere dimensjoneres for maksimal vannføring fra nedbørsfeltet fratrukket den vannmengden som tillates sendt til eksisterende nett.

Den første seksjonen av hovedledningen består av et betongrør på 800mm. I beregningene vil vannføringen i det 800mm betongrøret beregnes når det er halvfullt. Informasjonen om rørparametere er tatt fra Gemini kartet for vann og avløp i Asker kommune.

Parametere for helningen for røret er bestemt fra Gemini VA hvor det er brukt seksjonen av røret som er illustrert med den grønne traseen i Figur 37. Høydeforskjellen mellom start og slutt punktet i betongrøret er 2,9 m. Denne delen av røret strekker seg i 138,2 m.

Dette gir en helning  $I$  på:  $\frac{2.9}{138,2} = 0,021$ .

For å bestemme vannføringen når betongrøret er halvfullt, brukes følgende formel som er utviklet av Colebrook-White (Pipelife, 2007):

$$Q_F = -6,95 * \log \left( \left( \frac{0,74}{d_i * \sqrt{d_i * I * 10^6}} \right) + \left( \frac{k}{3,71 * d_i} \right) \right) * d_i^2 * \sqrt{d_i * I} \quad (34)$$

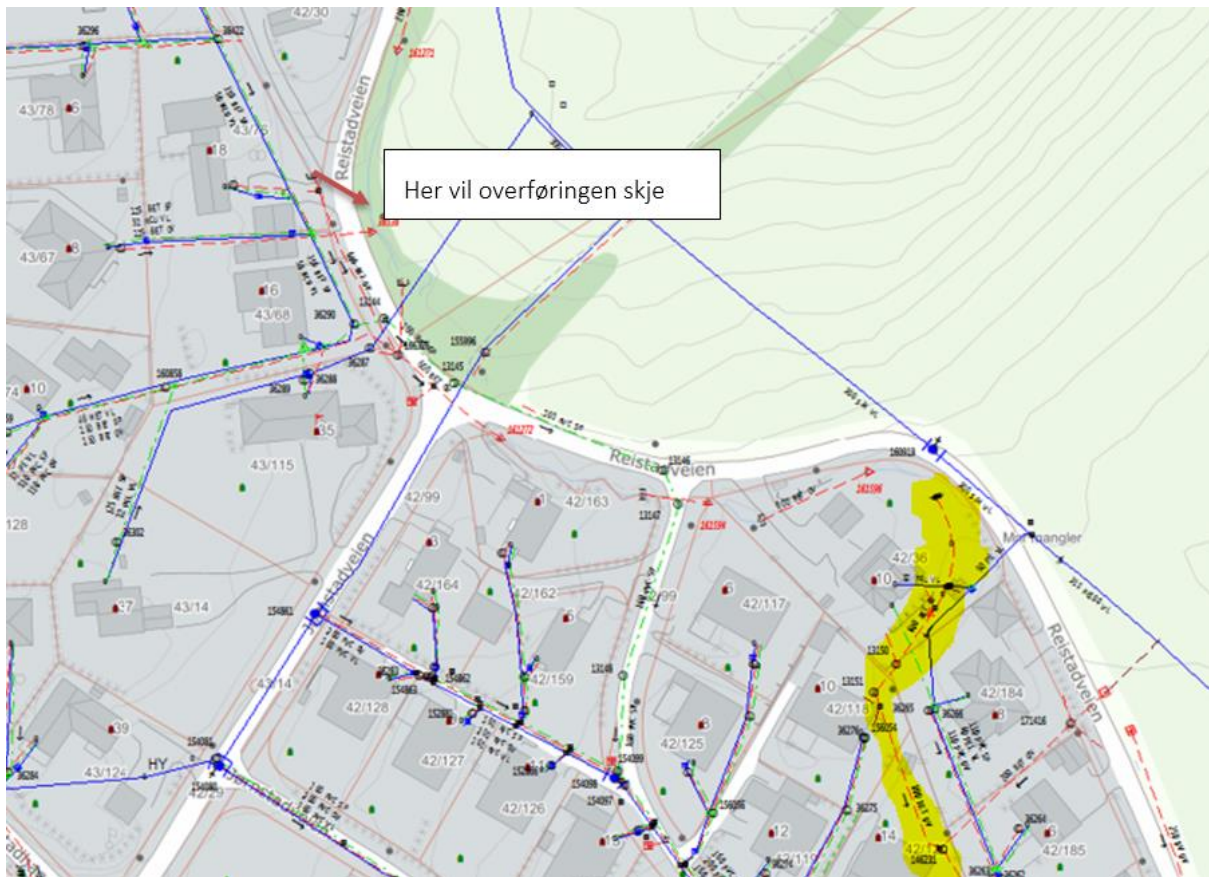
Hvor:

$Q_F$ : Vannføring ved full ledning (m<sup>3</sup>/s)

$d_i$ : innvendig rørdiameter (m)

$I$ : Fallet på ledningen

$k$ : Ruhetskoeffisient (m)



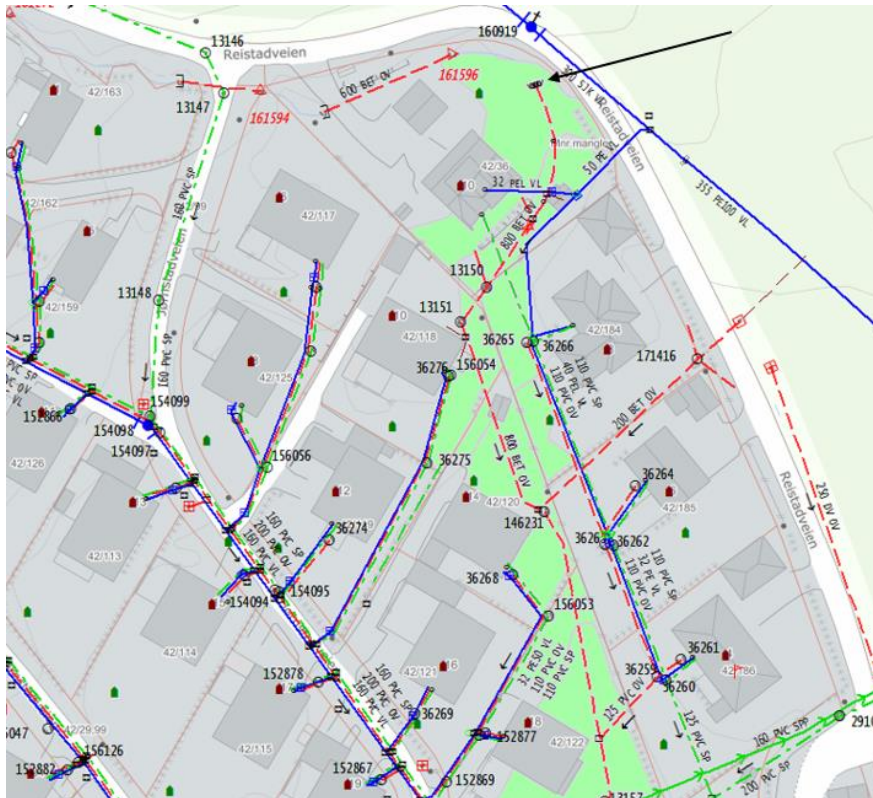
Figur 36: Gemini-kart som viser overføringen av vannet til andre siden av veien. Hovedinntaket (800 mm) på overvannet langs Reistadveien er markert med gul farge.

Hvor ruhetsfaktoren for betongrør er antatt til å være 0,001 m (Pipelife, 2007).

For fyllingshøyde på 100% og fall på 21 promille, er vannføringen på ca. 2003 l/s som tilsvarer  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  beregnet fra likning (34). For 50 % fyllingshøyde antas det at vannføringen blir ca.  $1000 \text{ l/s} \rightarrow 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Når det 800 mm røret blir over 50% delfullt, vil vannet renne over til grøfta som er dimensjonert i andre siden av Reistadveien. Overgangen skjer i den øvre delen av Reistadveien, se Figur 36.



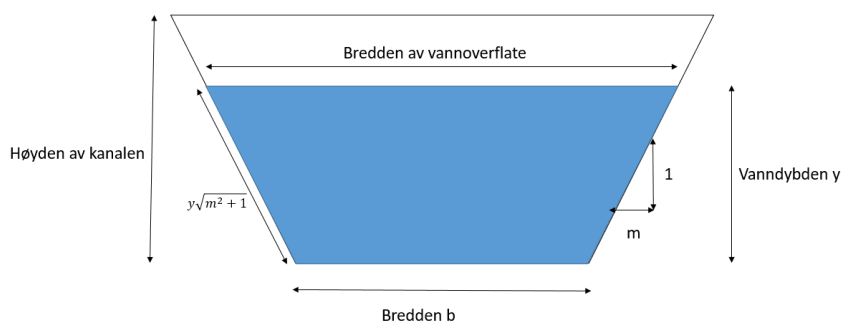


Figur 37: Grønne traseen viser det eksisterende hoved overvannsledningen i Reistadveien 800mm.

#### 4.4 DIMENSJONERING AV EN EVENTUELL FLOMVEI OG ESTIMERING AV VANNFØRINGEN

##### Trapesformet kanal langs Reistadveien

Det er foreslått å bruke en trapesformet kanal i Reistadveien som en flomvei for å unngå mest mulig erosjon. I tillegg for å få minst mulig dybde på grøfta på grunn av noen krysninger. Grøftesnittet er illustrert i Figur 38.



Figur 38: Formen på kanalen langs Reistadveien.

Følgende Mannings formelen gjelder for å dimensjonere en kanal/grøft. Det er i metriske enheter (Chin D. , 2014):

$$V = M * R_h^{\frac{2}{3}} * S_f^{\frac{1}{2}} \implies Q = M * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S_f^{\frac{1}{2}} \quad (35)$$

Hvor:

$M$ : er Manningstallet.

$Q$ : Vannføringen i kanalen.

$R$ : Hydrauliske radius.

$A$ : Arealet av kanalen.

Ulike materialer for en kanal/grøft har ulike Manningstall. Som nevnt tidligere vil verdien av manningstallet  $M$  være tilnærmet lik 33 for side -og bunnmaterialene som blir brukt i grøfta (Vassdragshåndboka, 2012).

Mannings formelen for åpne kanaler som nevnt er representert slik:

$$Q = M * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S_0}$$

Vanndybden antas til å være normal for enkelhets skyld. Derfor vil helningen  $S_f$  være lik  $S_0$ . Da representeres formelen ved å sette inn verdiene for arealet og den hydrauliske radiusen. For en trapesformet kanal:

$$Q = \frac{1}{n} * (b + my) y * \left( \frac{(b + my) y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S_0} \quad (36)$$

Den vanlige formen på grøfta i slike steder er trapesformen fordi denne formen vil være et godt kompromiss mellom hydraulisk optimal og det som er enkelt å bygge. Ikke spesielt erosjonsutsatt (i motsetning til trekantformet). Sidehelningen på trapesformen er estimert til å være  $1:1 h:v$  (Chin D. , 2014).

Hvor:

$$A = (b + my) y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{(b + my) y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$$

Hvor:

$P$ : Den våte periferien.

$R$ : Hydraulisk radius.

$y$ : Vanndybden.

$m$ : Sidehelningen.

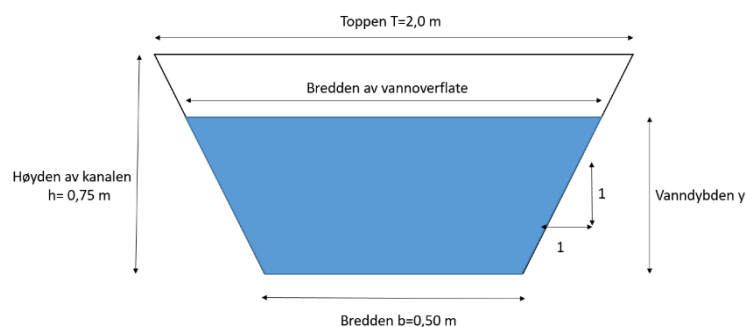
$b$ : bunnbredden.

$h$ :  $v$ : Forholdet mellom det horisontale og vertikale avstand.

#### 4.4.1 DIMENSJONERING AV GRØFTA VED BRUK AV VANNFØRING FRA FORMELVERKET

Som illustrert på Figur 39 nedenfor, er grøfta dimensjonert med følgende parametere:

Den maksimale høyden på grøfta er 0,75 meter. Denne dybden vil være tilstrekkelig siden grøfta krysser en del vannledninger og elektriske/internett ledninger.



Figur 39: Endelig grøft ved bruk av vannføring fra Nevina.

Denne grøfta vil begynne fra toppen av Reistadveien og ender i enden av veien i undergangstien ved Slemmestadveien. Deretter vil vannet renne videre i rør under bakken helt

til dammen. Når det eksisterende anlegget er halvfullt, vil overløpet renne videre ved en flomvei eller en kulvert til grøfta på den østlige siden av Reistadveien.

Ved bruk av vannføringsberegningene fra formelverket er det estimert  $Q = 2,14 \text{ m}^3/\text{s}$  med klimapåslag på 40%.

Det eksisterende overvannsanlegget tar  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  når det er halvfullt. Da blir vannføringen:

$$Q_{dim} = \left( \text{Vannføringen for utløpspunktet for nedbørsfeltet} - \left( \frac{1}{2} \right) \text{vannføring for å fylle eksisterende anlegget} \right)$$

Med klimapåslag på 40%:  $Q = 2,14 - 1 = 1,14 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

Uten klimapåslag er vannføringen:  $Q_m = 1,53 - 1 = 0,53 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

Bredden er antatt til å være:  $b = 0,5$  meter mens sidehelningen er 1:1 h:v.

Helningen på flomveien bør dimensjoneres for det flateste partiet der vannstanden blir størst. Helningen er 11 promille hvor avstanden er  $184 \text{ m}$ . Maksimum og minimum høyder er henholdsvis  $h_{\max} = 10,45 \text{ m}$  og  $h_{\min} = 8,45 \text{ m}$ .

Ved å løse følgende likningen (36) numerisk:

$$1,14 = \frac{1}{0,03} * (0,5 + y) y * \left( \frac{(0,5 + y) y}{0,5 + 2y\sqrt{1 + 1^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{0,011}$$

Da blir den maksimale dybden ved en vannføring på  $0,53 \text{ m}^3/\text{s}$ :  $y = 0,43 \text{ m}$ .

Den maksimale dybden ved klimapåslag på 40%, for  $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$ :  $y = 0,63 \text{ m}$ .

---

## BESTEMMELSEN AV NØDVENDIG RØRDIAMETER

Videre brukes Manningsformelen likning (15) til å bestemme det nødvendige rørdiameteret som trenges for vannføringen som kommer. Dette røret vil kobles til grøfta fra undergangsstien til dammen. Formelen vil brukes med hensyn på areal, som følgende:

$$A = \frac{Q * R^{\left(\frac{2}{3}\right)}}{M * \sqrt{S_f}}$$

- Manningstallet M er 66,66 for betong rør (Vassdragshåndboka., 2012).

$$A = \pi D^2/4, R = D/4$$

- Helningen for røret er illustrert i Figur 40. Ledningen har en helning  $S_f$  på 0,021.
- Grensebetingelsene for helningen:

$H_{\max}$  = Høyest vannivå i enden av kanalen. Hentet fra HEC-RAS, se i kapittel 4.4.

$H_{\min}$  = Høyeste vannivå i dammen ved 200-årsflom, utgitt av SWECO → 4,7 m.

Ved bruk av Manningsformelen med hensyn på rørdiameteren  $D$ :

$$D = \left( \frac{Q * 4^{\frac{5}{3}}}{\pi * M * \sqrt{S_f}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

- Det regnes ut ved maksimum vannføring:

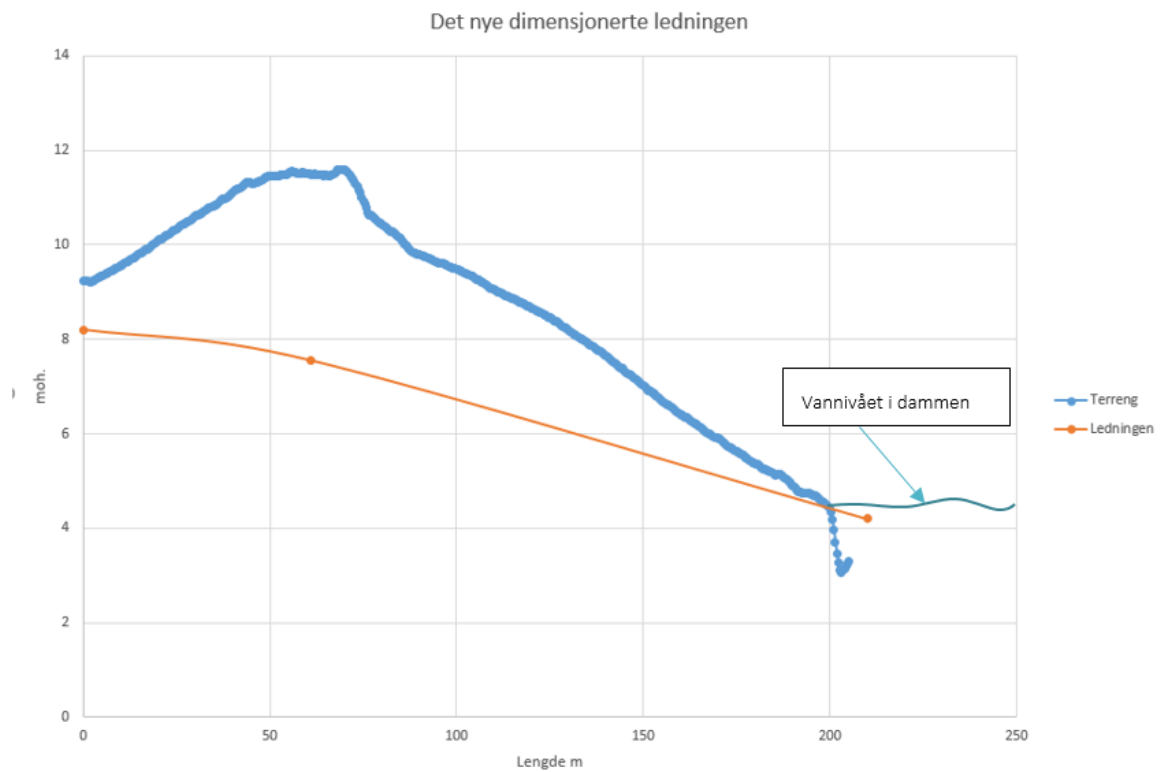
$$D = \left( \frac{1,14 * 4^{\frac{5}{3}}}{\pi * 66 * \sqrt{0,0174}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,69 \text{ m}$$

Rundes diameteren til nærmest 100 mm:

$$D = 700 \text{ mm}$$

Det vil si at den nødvendige diameteren må være minst 700 mm. For å ha nok kapasitet til å håndtere vannet fra kanalen om den maksimale vannføringen hender. Traseen for den dimensjonerte ledningen er vist i Figur 40 hvor ledningen starter fra undergangstien i enden av Reistadveien. Ledningen strekker seg helt til dammen.



Figur 40: Traseen til den nye dimensjonerte ledningen.

#### 4.4.2 DIMENSJONERING AV GRØFTA VED BRUK AV VANNFØRING FRA RASJONELLE FORMELEN

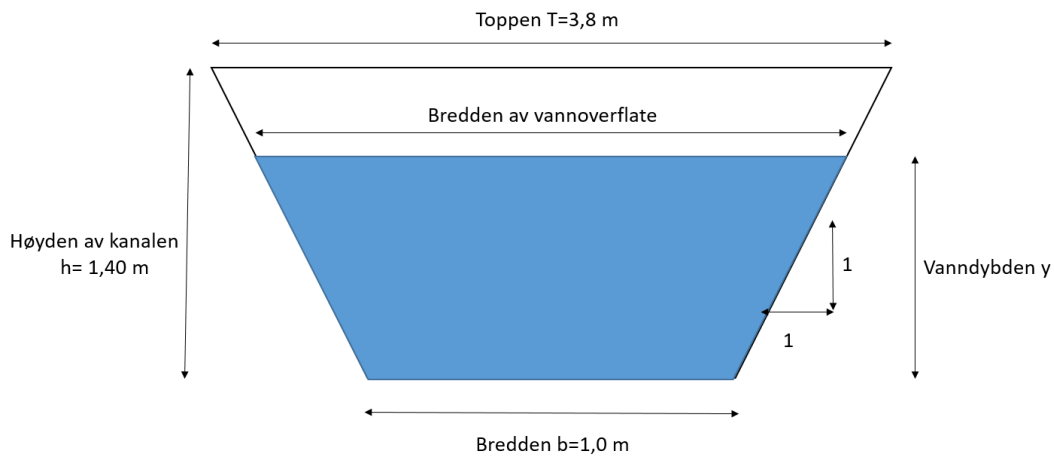
Som illustrert på Figur 41 nedenfor, er grøfta dimensjonert med følgende parametere:

Bunnbredden er 1 meter og sidehelningen er 1:1  $h:v$ .

Den maksimale høyden på grøfta er 1,4 meter.

Vannføringen fra den rasjonelle metoden er  $Q = 6,66 \text{ m}^3/\text{s}$  og  $Q = 9,32 \text{ m}^3/\text{s}$  uten og med klimapåslag på 40%.

Når det eksisterende overvannsanlegget tar  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  ved halvfullt rør, er vannføringen i grøfta  $5,66$  og  $8,32 \text{ m}^3/\text{s}$  henholdsvis uten og med klimapåslag på 40%.



Figur 41: Endelig grøft ved bruk av vannføring fra den rasjonelle metoden.

Ved å løse følgende likningen (36) numerisk:

$$8,32 = \frac{1}{0,03} * (1 + y) y * \left( \frac{(1 + y) y}{1 + 2y\sqrt{1 + 1^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{0,011}$$

Da blir den maksimale dybden ved en vannføring på  $5,66 \text{ m}^3/\text{s}$ :  $y = 1,12 \text{ m}$ .

Den maksimale dybden ved klimapåslag på 40%, for  $8,32 \text{ m}^3/\text{s}$ :  $y = 1,34 \text{ m}$ .

## BESTEMMELS AV NØDVENDIG RØRDIAMETER

Manningsformelen blir også i forbindelse med å bestemme det nødvendige rørdiameteret for vannføringen som kommer. Dette røret vil kobles til grøfta fra undergangstien til dammen.

Formelen vil brukes med hensyn på areal, som følgende:

$$A = \frac{Q * R^{\left(\frac{-2}{3}\right)}}{M * \sqrt{S_0}}$$

Helningen for røret er illustrert i Figur 40. Ledningen har en helning  $S_f$  på 0,021.

Grensene for helningen:

$H_{\max}$  = Høyest vannivå i enden av kanalen. Hentet fra HEC-RAS, se i kapittel 4.4.

$H_{\min}$  = Høyeste vannivå i dammen ved 200-årsflom, utgitt av SWECO → 4,7 m.

Arealet og den hydrauliske radiusen er  $A = \pi D^2/4$ ,  $R = D/4$ .

$$D = \left( \frac{Q * 4^{\frac{5}{3}}}{\pi * M * \sqrt{S_o}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Det regnes ut for maksimum vannføring:

$$D = \left( \frac{8,32 * 4^{\frac{5}{3}}}{\pi * 66 * \sqrt{0,0174}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 1,46 \text{ m} = 1460 \text{ mm}$$

Deretter avrundes diameteren til nærmest 100 mm:

$$D = 1500 \text{ mm}$$

Det vil si at den nødvendige diameteren med et klimapåslag på 40% må være minst **1500 mm** ifølge beregningene som er gjort fra den rasjonelle metoden. Den eksisterende ledningen er **400 mm**. Traseen er det samme som i Figur 40.

#### 4.4.3 OPPSUMMERING

Det vil være en grøft fra toppen av Reistadveien. Deretter kobles grøfta til et rør/kulvert som tar vannet videre til dammen ved endepunktet av Hvalsbekken. Tabell 6 illustrerer de parameterne som grøfta og ledningen ville hatt ved bruk av formelverket for flomvannføring i små felt og den rasjonelle formelen.

Tabell 6: Oppsummering av kanalensparametere ved bruk av begge metodene med og uten klimapåslag.

	Formelverket		Rasjonelle metoden	
	Med KF	Uten KF	Med KF	Uten KF
Vannføring (m <sup>3</sup> /s)	1,14	0,53	8,32	5,66
Vanndybdedybde (m)	0,63	0,43	1,34	1,12
Dybde av grøfta (m)	0,75	0,75	1,40	1,40
Toppbredde av grøft (m)	2	2	3,8	3,8
Nødvendig rørdiameter etter grøft (mm)	700	600	1500	1300



## 4.5 SIMULERING I HEC-RAS

Det er nødvendig å estimere vannstanden i en elv eller kanal for en gitt vannføring. Dette er ofte gjort for å dimensjonere kunstige kanaler eller for å bestemme mulighetene for steder der det er fare for flom. Vannlinjeberegninger er grunnlag for å gjøre erosjonsberegninger.

HEC-RAS brukes for sjekke hvordan vannlinjen oppfører seg i grøfta langs Reistadveien helt ned til undergangsstien i enden av veien. Vannføringen som er estimert i forrige metodene settes inn i modellen som grunnlag for beregningene.

---

### 4.5.1 HYDRAULISK ANALYSE VED BRUK AV HEC-RAS

I starten er det viktig å dimensjonere og tegne grøfta på et papir eller en datamaskin før man begynner med dimensjonering på HEC-RAS, for å ha en klar modell. I tillegg er det nødvendig å regne ut den dimensjonerte vannføringen. Det ble gjort i forrige avsnitt ved bruk av formelverket og den rasjonelle formelen.

Som illustrert i Figur 42, er traseen lagt inn i et kart med høyder i HEC-RAS. Det består av en side grøft som er delt i 5 seksjoner. Høydene på terrenget er puttet inn i hver tverrsnitt. Flomveien tegnes på HEC-RAS, deretter skrives inn parametere for hver tverrsnitt.

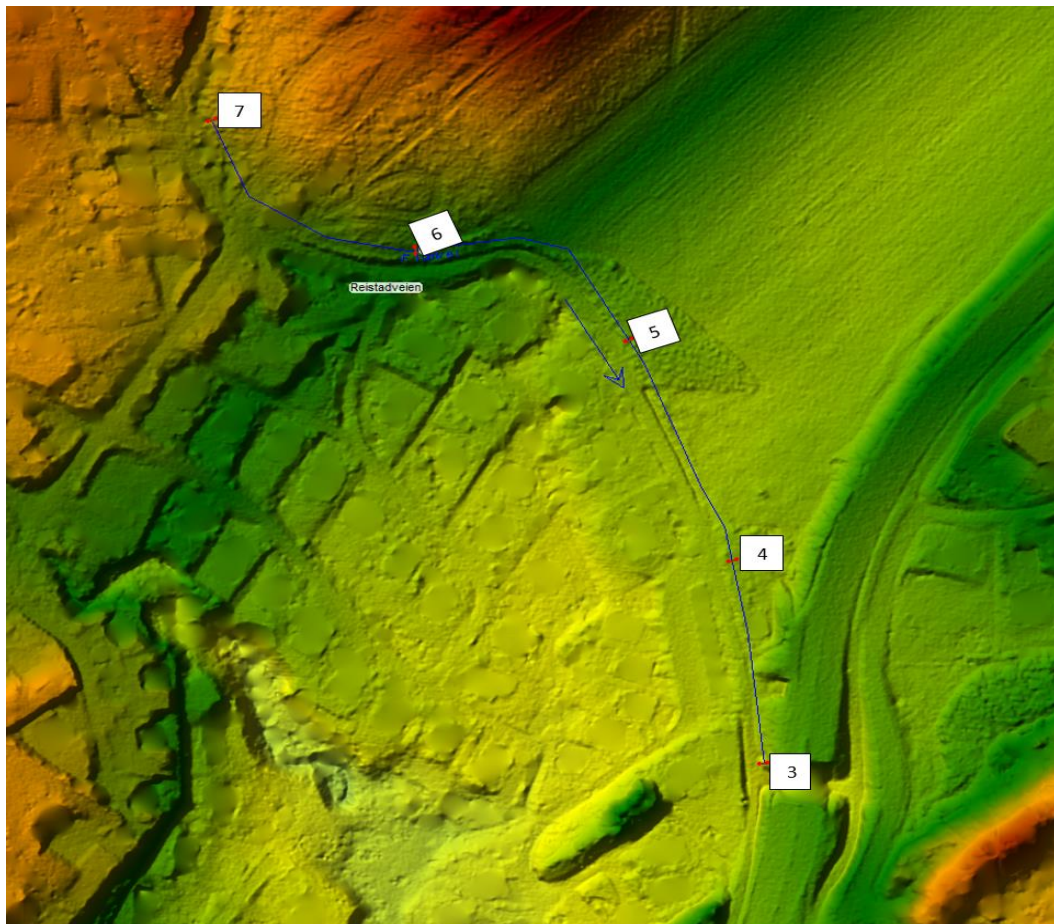
For å skrive inn parametere for grøfta eller elvesnittet åpnes det vinduet som kalles for (Geometric Data). Dette vinduet beskriver kanalens struktur og andre innstillinger som vannføringstypen og Manningstallet. Manningstallet som blir brukt for grøfta er det samme som i forrige beregningene  $M=33$ .

Nummeringen på HEC-RAS går fra høyt til lavt, for eksempel grøftsnittet nummer 6 ligger oppstrøms for grøftsnittet nummer 5. Høydene på tverrsnitts seksjoner er de samme som terrenghøydene. Høydene er tatt fra hoydedata.no (Hoydedata, 2018).

Jevnt konstant vannføring: Regnet vannføringen med og uten klimapåslag blir plottet inn i HEC-RAS ikonet (steady flow data) for 200-årsregn. Normaldybde benyttes som grensebetingelse både i oppstrøms og nedstrøms endepunkt.

Det er brukt normale grenseverdiene for helningen på kanalen: Oppstrøms er helningen oppstrøms som er lik  $0,036$ . Nedstrøms er det brukt helningen i siste seksjonene som var lik  $0,025$ .

Senere velges det Run ikonet for å kalkulere modellen ved gitte parametere. Da regnes det som en mikset vannføring som velges ved simuleringen i HEC-RAS. Mikset vannføring hvor HEC-RAS tillater både underkritisk og overkritisk i samme simulering.



Figur 42: Et utklipp fra HEC-RAS av hvordan vannet vil renne i grøfta hvor den er delt i 5 seksjoner. Vannet renner fra seksjon 7.

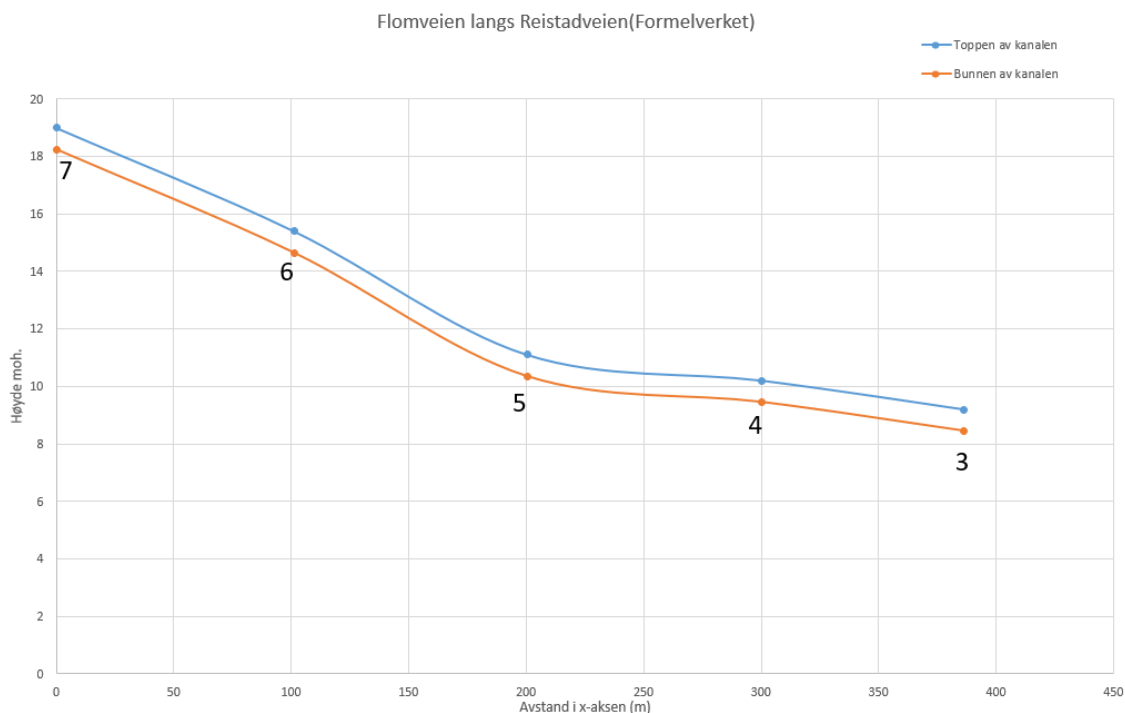
---

#### 4.5.2 SIMULERING 1 (VANNFØRING FRA FORMELVERKET)

Som illustrert i Tabell 7, er det parametere for kanalen som går langs Reistadveien helt til undergangsstien i enden av Reistadveien, se kanalprofilen i Figur 43.

Tabell 7: Parametere for seksjonene i kanalen( Formelverket).

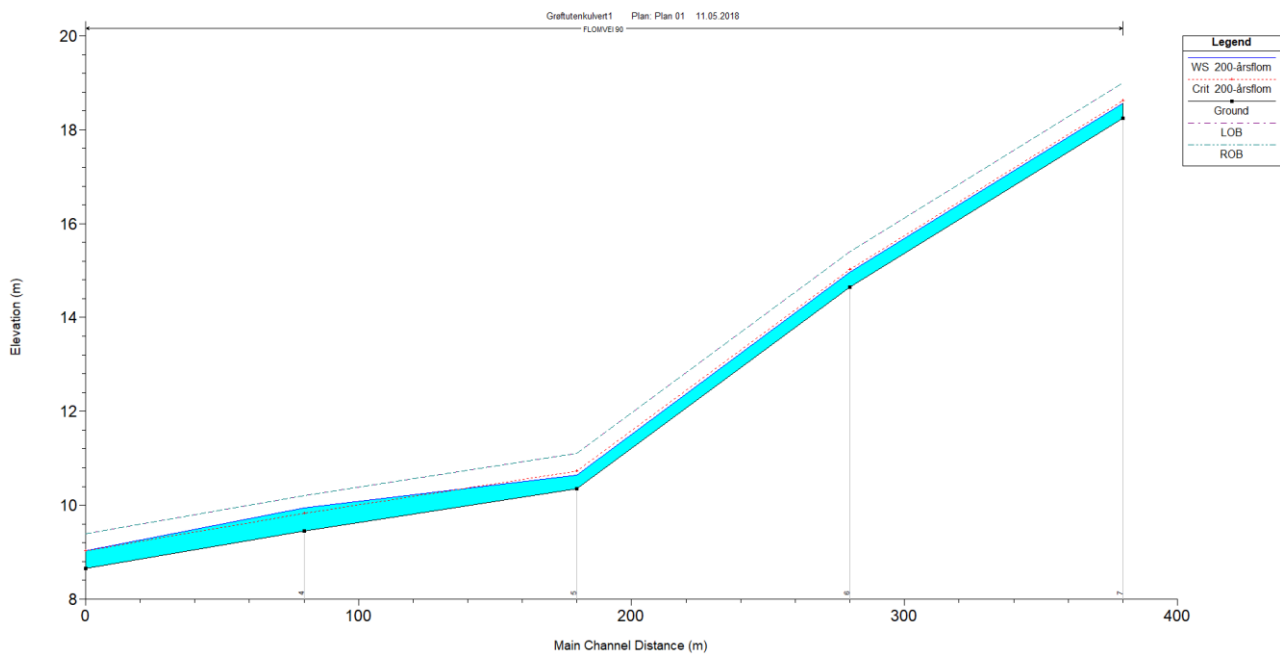
Q (m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)+KF	Høyden(moh)	Bunnen av kanalen	Avstand fra oppstrøms til nedstrøms	Helning	Mannings n
0,53	1,14	19	18.25	0		0.033
		15.4	14.65	100	0.0355	0.033
		11.1	10.35	200	0.0214	0.033
		10.2	9.45	300	0.0029	0.033
		9.2	8.45	386	0.0025	0.033



Figur 43: Kanal høydeprofil, parametere fra tabell 7.

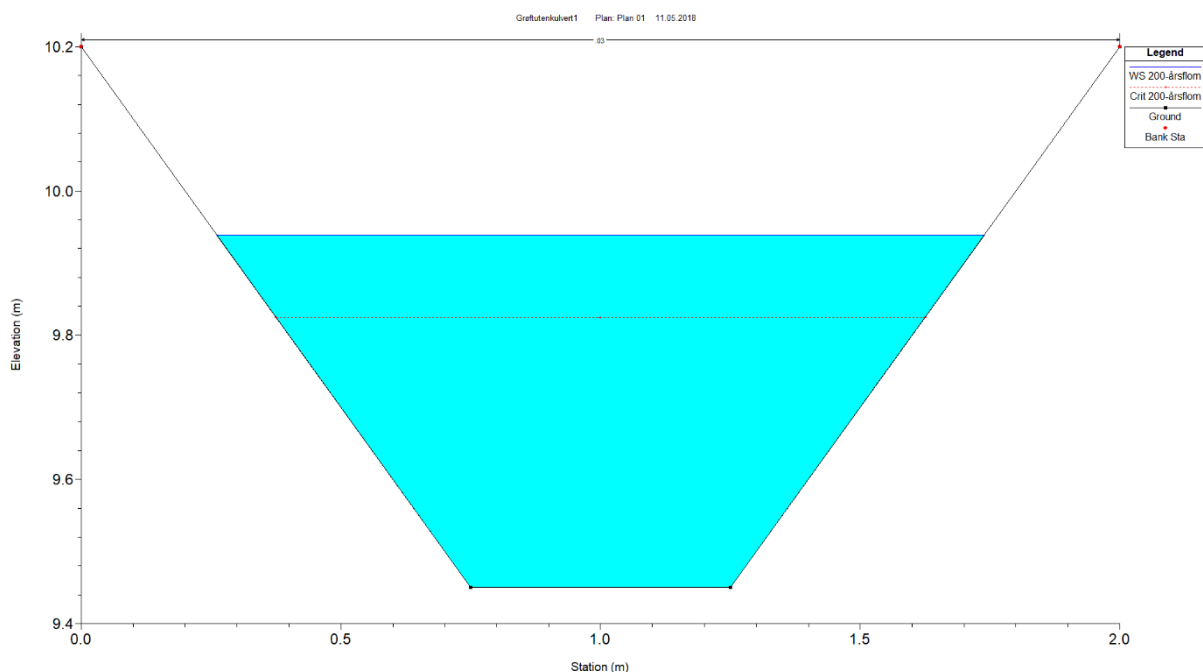
### Vannprofilet uten og med klimapåslag.

Figur 44 illustrerer vannprofilet i kanalen langs Reistadveien fra 19 moh. til 9,2 moh. Det er vannprofilet ved bruk av vannføring uten og med klimapåslag. Som vist i figuren vil vannivået øke mot slutten av kanalen. I seksjon nr.4 vil vannivået overstige den kritiske høyden for 200-årsflom.

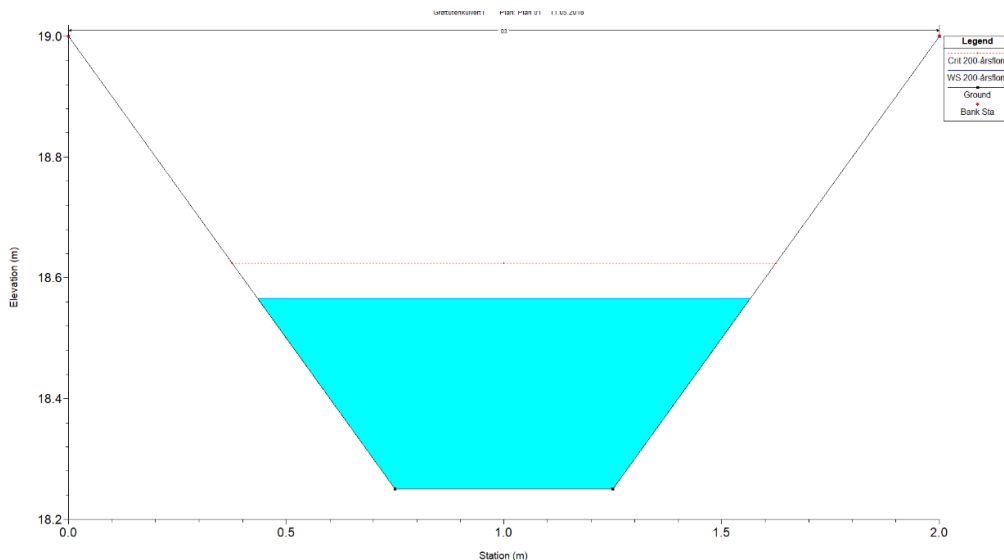


Figur 44: Vannprofil for 200-årsintervall ved bruk av vannføring fra formelverket.

Som illustrert i Figur 45 vil vannivået overstige den kritiske vannhøyden, men det vil ikke gå i overløp. Tverrsnittet nr. 7 i Figur 43 i toppen av kanalen hvor vannivået ved 200-årsflom (med og uten klimapåslag) er vist i Figur 46. Som illustrert vil det ikke skje overløp i enden av kanalen.

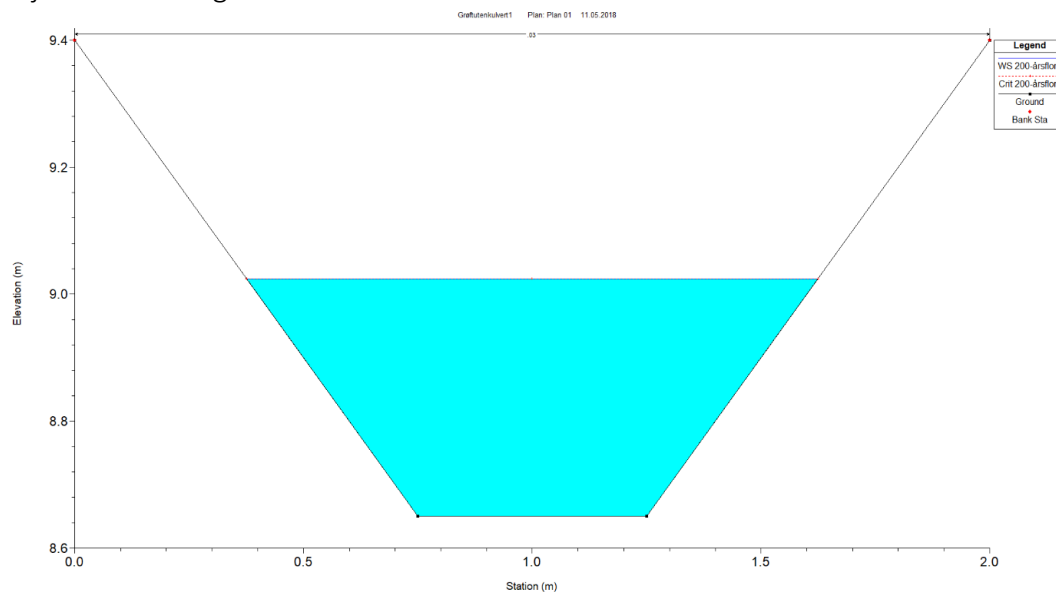


Figur 45: Seksjon 4 hvor det vannivået overstiger den kritiske høyden for 200-årsflom.



Figur 46: Tverrsnittet i toppen av kanalen, tverrsnitt nr. 7.

Figur 47 illustrerer tverrsnittet nr. 3 i Figur 43 og vanddybden i enden av kanalen. Og det viser seg at det ikke skjer noe overløp i kanalen ved bruk av vannføringerne uten og med klimapåslag fra Tabell 7. Vannhøyden i det tverrsnittet er brukt i beregningene av helningen til dimensjonerte ledning ned mot dammen.



Figur 47: Tverrsnittet av enden av kanalen, tverrsnitt nr. 3.

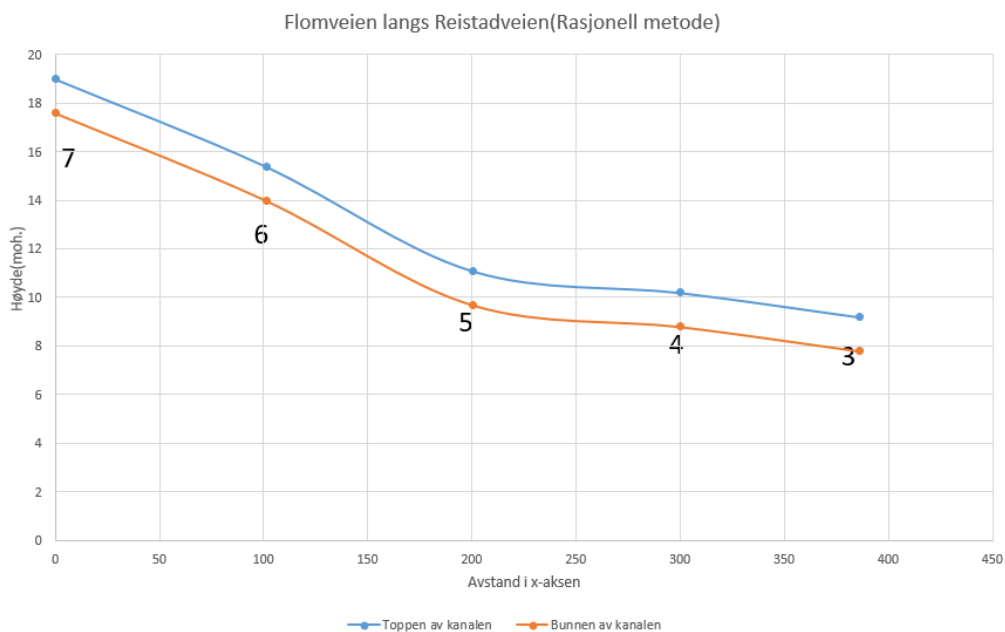
I følge beregningene som var gjort i forrige avsnitt, vil kanalen være tilstrekkelig nok for å håndtere disse vannmengdene på  $0,53 \text{ m}^3/\text{s}$  og  $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$ . Simuleringene i HEC-RAS viser at kanalen er tilstrekkelig nok for vannføringsmengdene vist ved bruk av formelverket (For uregulerte små felt av NVE).

### 4.5.3 SIMULERING 2 (VANNFØRING FRA DEN RASJONELLE METODEN)

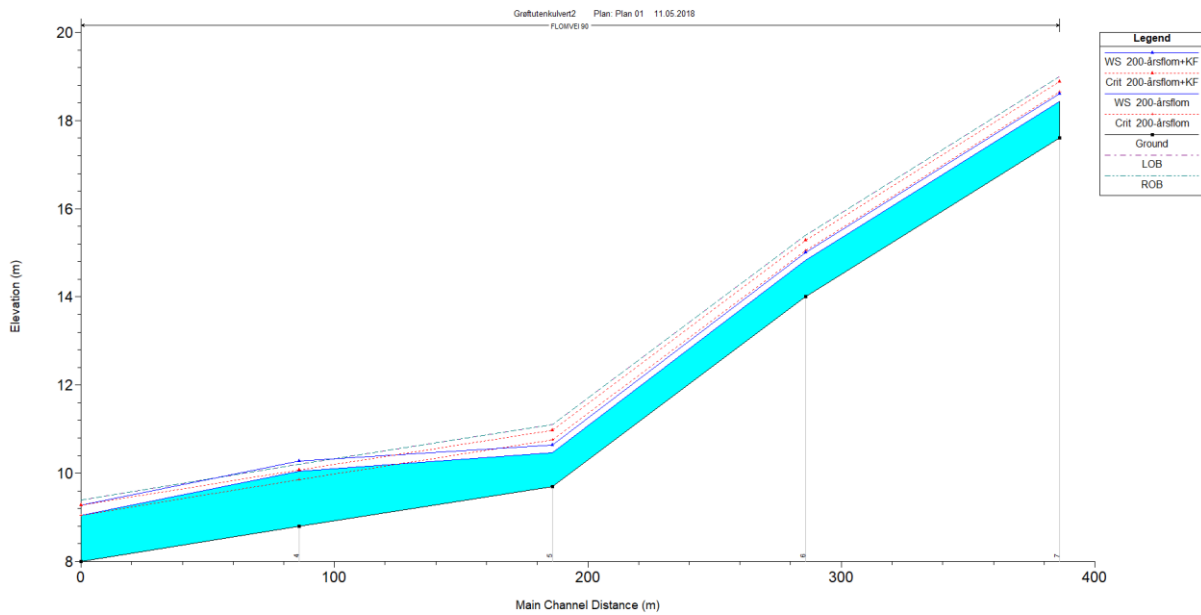
Som regnet ut i forrige avsnitt, gir den rasjonelle metoden større verdier av vannføring. Det blir en vannføring på 5,66 m<sup>3</sup>/s og 8,32 m<sup>3</sup>/s henholdsvis uten og med klimapåslag på 40%. Disse verdiene puttes inn i HEC-RAS. Parametere for kanalen er illustrert i Kanalprofilen for grøfta er vist i Tabell 8 og Figur 48.

Tabell 8: Parameterne for kanalen ved vannføring fra den rasjonelle metoden

Q (m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)+KF	Høyden(moh)	Bunnen av kanalen	Avstand fra oppstrøms til nedstrøms	Helning	Mannings n
5,66	8,32	19	17.6	0		0.033
		15.4	14	100	0.0355	0.033
		11.1	9.7	200	0.0214	0.033
		10.2	8.8	300	0.0029	0.033
		9.2	7.8	386	0.0025	0.033

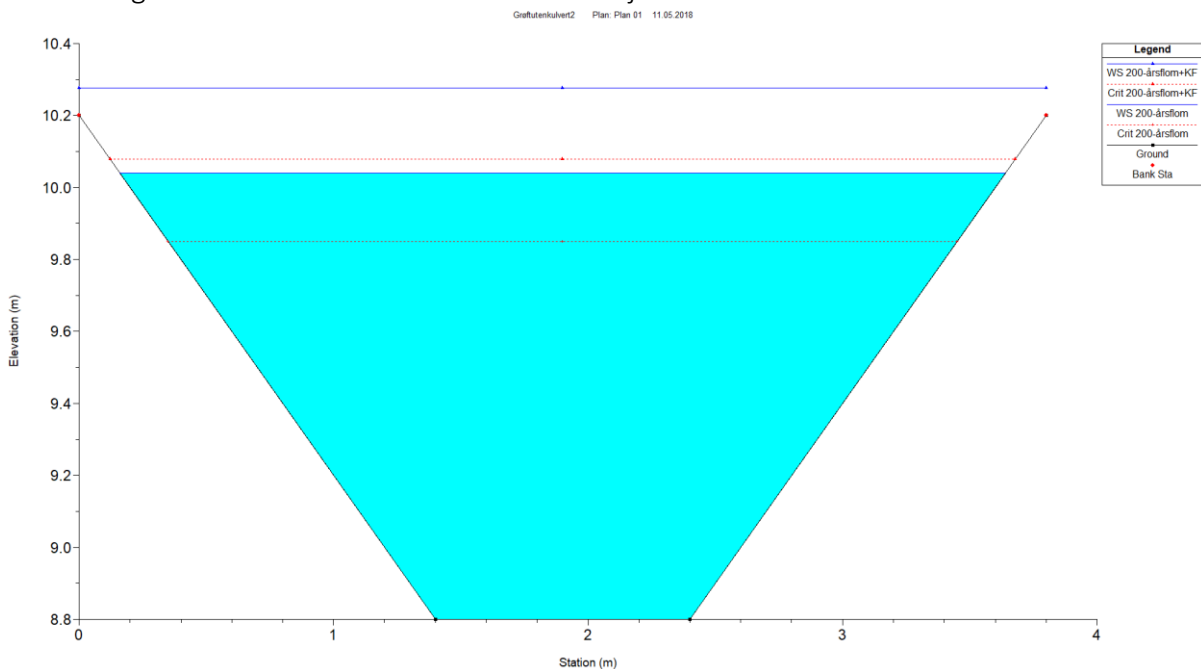


Figur 48: Kanalprofilen fra toppen av Reistadveien til enden av grøfta ved undergangsstien.



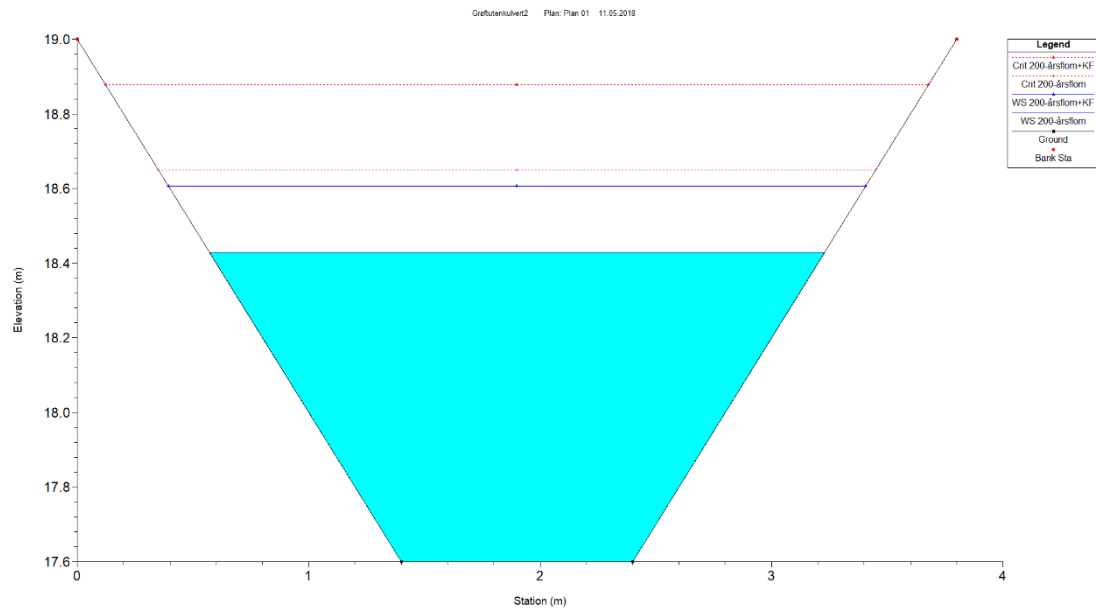
Figur 49: Vannprofilen ved bruk av vannføring fra den rasjonelle metoden.

Figur 49 illustrerer vannprofilen for kanalen fra 19 moh. til 9,2 moh. I denne simuleringen av HEC-RAS er det brukt vannføringer regnet ut av den rasjonelle metoden fra Tabell 8 . Nivået på vannet stiger en del mot enden av kanalen i seksjon nr. 4.



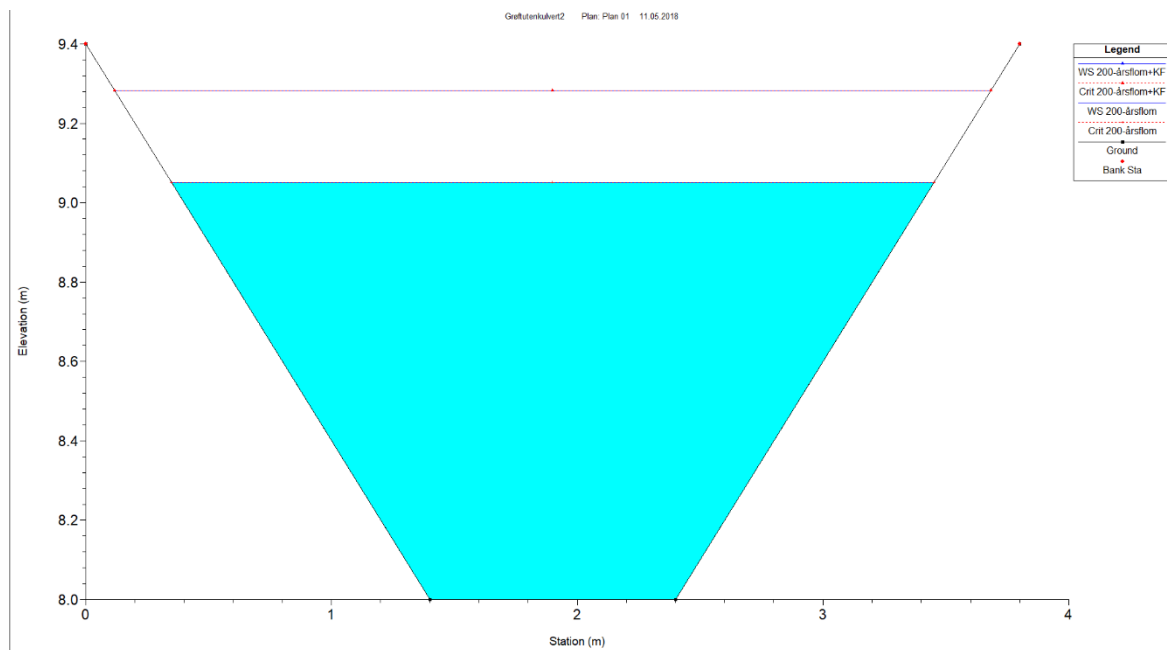
Figur 50: Seksjon nr. 4 hvor det er underkritisk strømning. Vannivået overstiger den kritiske høyden.

Figur 50 illustrer seksjon nr. 4 hvor det er underkritisk strømning. Som vist går vannivået over den kritiske. Men det vil ikke skje noe overløp. Som illustrert i Figur 51 er det tverrsnitt nr. 7 og vannivået i toppen av kanalen. Det viser seg at det ikke skjer noe overløp.



Figur 51: Vannivået fra toppen av kanalen, seksjon nr. 7.

Tverrsnittet nr. 3 og vannivået i enden av kanalen er illustrert i Figur 52. Det er en stigning i vannivået, men det skjer ikke noe overløp. Det er brukt parametere fra Tabell 8.



Figur 52: Vannivået fra enden av kanalen, seksjon nr.3.

Simuleringene i HEC-RAS viser at den dimensjonerte kanalen/grøfta langs Reistadveien er tilstrekkelig nok for en vannføring fra den rasjonelle metoden.



## 4.6 EROSIJON

Det er viktig å sikre kanalen for erosjon. Det er vanlig å bruke stein for erosjonssikring i Norge. Det er alltid noen usikkerheter i beregningene av erosjon. Likevel er det nødvendig å utføre erosjonsberegninger for å få et godt estimat av ulike steinstørrelser som kan brukes i bunnen eller sidene av en kanal. Underestimering av steinstørrelse vil føre til skader i kanalen mens overestimering vil være kostbart.

### 4.6.1 SKJÆRSPENNING I GRØFTA LANGS REISTADVEIEN

Det er beregnet middel skjærspenning i grøfta og skjærspenningen i bunnen og sidene av kanalen. Tabell 9 viser skjærspenningen i gjennomsnitt (middel), maksimum i bunn og maksimum i sidene. Dette er for vannføring beregnet fra både formelverket fra NVE og den rasjonelle metoden.

Tabell 9: Skjærspenningen i grøfta.

$\tau$ (Pa)	Vannføring fra formelverket			Vannføring fra den rasjonelle metoden		
	$\tau_{\text{middel}}$	$\tau_{\text{maxbunn}}$	$\tau_{\text{maxsidene}}$	$\tau_{\text{middel}}$	$\tau_{\text{maxbunn}}$	$\tau_{\text{maxsidene}}$
Uten klimapåslag	25,8	48	0.008	61,4	120,8	0.008
Med klimapåslag	33,6	67,9	0.008	70,6	144,5	0.008

Figur 53 viser maksimum tillatt steinstørrelse  $d_{50}$ . For skjærspenning for formelverket er det et maksimum skjærspenning på **67,9 Pa** med klimapåslag på 40%. Dette gir et minimum steinstørrelse på ca. **0,15 m = 150 mm**. For skjærspenning for den rasjonelle metoden, vil det være et maksimum verdi på **144,5 Pa** med klimapåslag på 40% . Dette vil gi et minimum steinstørrelse på ca. **0,30 m = 300 mm**.

Hvor:

$d_{50}$ : Er steinstørrelsen hvor 50% av resten av steinene har mindre diameter.

**TABLE 5.7: Typical Permissible Shear Stresses for Bare Soil and Stone Linings**

Lining category	Lining type	Permissible shear stress	
		Pa	lb/ft <sup>2</sup>
Bare soil cohesive (PI = 10)	Clayey sands	1.8–4.5	0.037–0.095
	Inorganic silts	1.1–4.0	0.027–0.11
	Silty sands	1.1–3.4	0.024–0.072
Bare soil cohesive (PI ≥ 20)	Clayey sands	4.5	0.094
	Inorganic silts	4.0	0.083
	Silty sands	3.5	0.072
	Inorganic clays	6.6	0.14
Bare soil noncohesive (PI < 10)	$d_{75} < 1.3 \text{ mm (0.05 in.)}$	1.0	0.02
	$d_{75} = 7.5 \text{ mm (0.3 in.)}$	5.6	0.12
	$d_{75} = 15 \text{ mm (0.6 in.)}$	11	0.24
Gravel mulch	$d_{50} = 25 \text{ mm (1 in.)}$	19	0.4
	$d_{50} = 50 \text{ mm (2 in.)}$	38	0.8
Rock riprap	$d_{50} = 0.15 \text{ m (0.5 ft)}$	113	2.4
	$d_{50} = 0.30 \text{ m (1 ft)}$	227	4.8

Source: USFHWA (2005).

Figur 53: type og størrelse på steinmaterialer i bunnen av en side grøft. (Chin D. , 2014)

#### 4.6.2 STABILITET I BUNNEN

For dimensjonering av side og bunnsikring er det gunstig å benytte seg av Maynords formelen. Følgende formel gir størrelsen på steinen som kan motstå vannstrømmen,  $d_{30}$  (Maynard, U.S. Army ):

$$d_{30} = S_f * C_s * C_v * C_t * y_0 * \left( \left( \frac{1}{s-1} \right)^{0.5} * \left( \frac{U}{\sqrt{K_1 g y_0}} \right) \right)^{2.5} \quad (37)$$

Parameterne (Maynard, U.S. Army ):

**$d_{30}$ :** Er diameteren til en random stein som veier mer enn 30% av resten av steinene i en grøftkanal.

**$S_f$ :** Sikkerhetsfaktoren definerer skaden på kanalen, det er anbefalt å settes til 1,1.

**$C_s$ :** Stabilitets koeffisienten settes til 0,3.

**$C_v$ :** Koeffisient for vertikal hastighetsfordeling:

Hvor Bredder ( $w$ ) = og 0,5 m for formelverket metoden.

Bredden ( $w$ ) er 1,0 m for rasjonelle metoden.

Svinge radius:  $R = 15$  for den ene svingen.

$$C_v = 1,283 - 0,21 * \log(R/w)$$

$C_t$ : Koeffisienten for sikringstykkelse settes lik 1,0 for  $D_{max}$ .

$s$ : steinens tetthet som er antatt  $2600 \text{ kg/m}^3$ , da er  $s = 2,6 \text{ kg/l}$ .

$K_1$ : Koeffisienten for skråningshelling:

$$K_i = -0,672 + 1,492 \cot(\varnothing) - 0,449 \cot^2(\varnothing) + 0,045 \cot^3(\varnothing)$$

Hvor:  $\varnothing$  er breddens helling og  $\cot(\varnothing) = 1/\tan(\varnothing)$ .  $\varnothing$  i dette tilfelle er lik  $45^\circ$  for en sidehelling på 1:1.

$$K_i = 0,416$$

Tabell 10 viser nødvendig stein diameter som gir stabilitet mot erosjon hvor 30% av resten av steinene er mindre. Den største steindiameteren ved bruk av vannføring fra formelverket er **120 mm**. Mens ved bruk av vannføring fra den rasjonelle metoden er diameteren **360 mm**.

Tabell 10:  $d_{30}$  for steinstabilitet ved bruk av begge metodene for vannføring.

D30 ved bruk to metoder for dim. av grøfta	Formelverket	Formelverket med KF	Den rasjonelle	Den rasjonelle med KF
d30	0,07 m	0,12 m	0,28 m	0,36 m

## 4.7 FORDRØYNINGSBASSENG

Fordrøyningsbassenget er en moderne metode for overvannshåndtering i urbane felt. Det er vurdert muligheten for å bygge et fordrøyningsbasseng for å slippe å overdimensjonere den eksisterende overvannsledningen (400 mm). Som illustrert i Figur 54 er det vurdert å ha et åpent basseng for å fordrøye mye av overvannet. Som vist i figuren er det en 2 meter dyp overvannskum som gir mulighetene til en 2 meter dyp fordrøyningsbasseng. Figur 54 viser da en mulig plan av hvor og hvordan et fordrøyningsbasseng i enden av Reistadveien vil fungere.



Figur 54: Vurdering av et fordrøyningsbasseng.

Det maksimale utslippet fra en 400 mm (den eksisterende) ledning blir da 238.56 l/s.

Hvor:

$S_0$ : 0,014 (Traseen er illustrert i Figur 27) hvor:  $S_0 = \frac{9,8-4,7}{310} = 0,0174$ )

Manningstallet  $M$ : 66,66 (Vassdragshåndboka, 2012)

Tabell 11 nedenfor viser input-dataene for både regnenvelop- og Aron-Kiblers metode som er vist i forrige kapittel:

Verdiene for intensitetene er tatt fra Asker IVF kurver fra klimaservicesenteret. Disse verdiene er ganget med et klimapåslag på 40% (Klimaservicesenter, 2018).

Tabell 11: Oversikt over innputt parametere for beregningene av en fordrøyningsbasseng.

Areal (ha)	108
Midlere avrenningskoeffisient (-)	0.34
Konsentrasjonstid (min)	41.92
Klimafaktor	1.4
Maksimalt tillatt påslipp (l/s)	238

Varighet (min)	Intensitet, Asker (l/s/ha), T=200 år	Intensitet (l/s/ha) med KF
5	432.7	605.8
10	348.1	487.3
15	300.5	420.7
20	276.3	386.8
30	222.9	312.1
45	175.0	245.0
60	146.0	204.4
120	80.6	112.8
180	57.9	81.1
360	34.3	48.0
720	20.4	28.6
1440	11.2	15.7

Tabell 12: Nødvendige basseng volumene ved ulike varigheter av nedbør med 40% klimapåslag.

Volum inn (m <sup>3</sup> )	Volum ut, RE (m <sup>3</sup> )	Volum ut, AK (m <sup>3</sup> )	Nødv. volum, RE (m <sup>3</sup> )	Nødv. volum, AK (m <sup>3</sup> )	Varighet (min)
6673.3	50.1	335.8	6623.2	6337.5	5
10737.1	100.2	371.6	10636.9	10365.5	10
13903.3	150.3	407.4	13753.0	13495.9	15
17044.8	200.4	443.2	16844.4	16601.7	20
20625.9	300.6	514.7	20325.3	20111.2	30
24290.3	450.9	622.1	23839.4	23668.2	45
27020.0	601.2	729.4	26418.9	26290.6	60
29833.1	1202.4	1158.8	28630.7	28674.2	120
32146.5	1803.5	1588.3	30342.9	30558.2	180
38087.2	3607.1	2876.5	34480.1	35210.6	360
45304.8	7214.2	5453.0	38090.7	39851.8	720
49746.5	14428.4	10606.0	35318.1	39140.5	1440

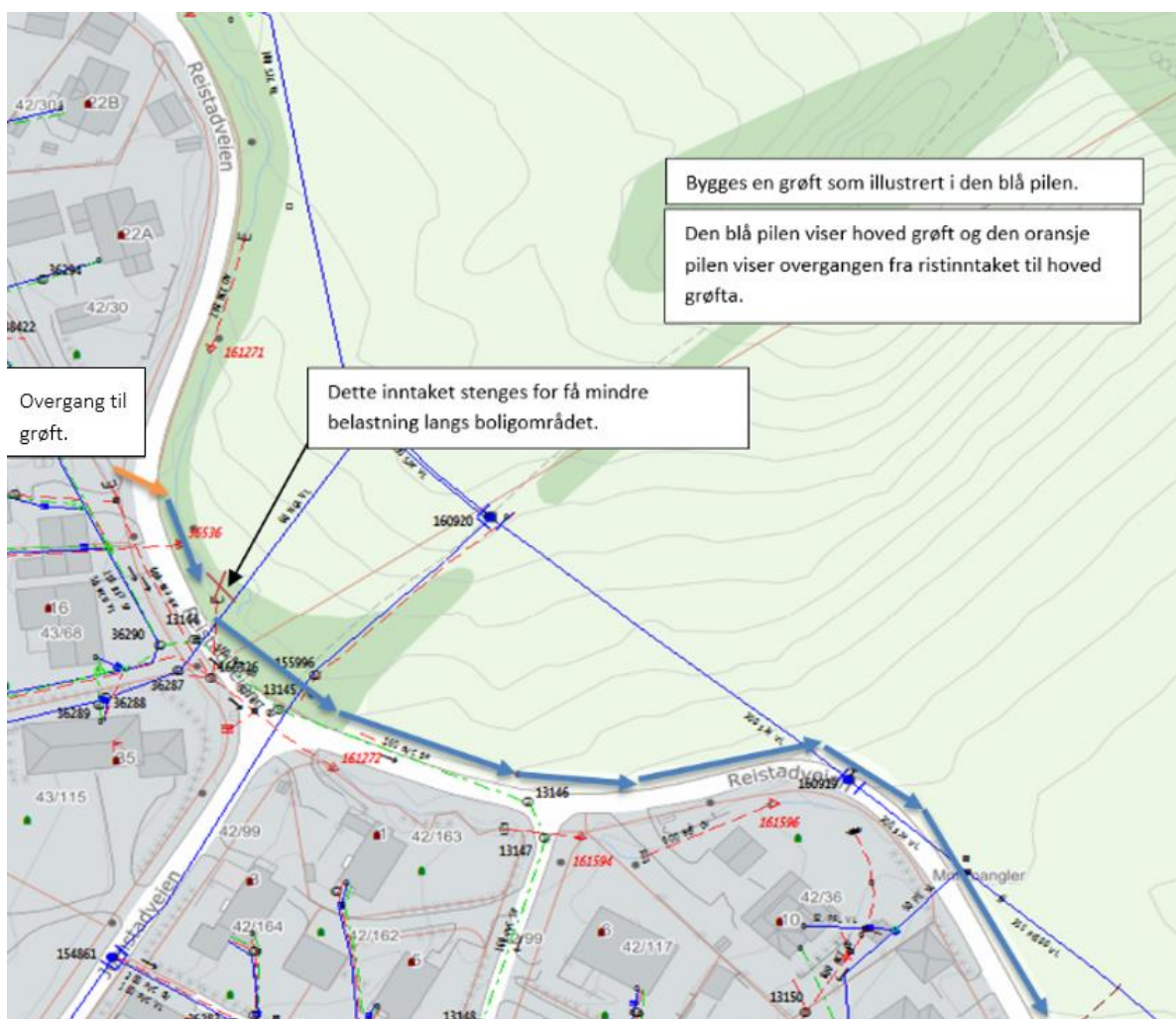
Tabell 12 illustrerer volumene som kommer inn og ut av bassenget. Nødvendige volumer er også bestemt ved bruk av begge metodene for estimering av et fordrøyningsbasseng. Volumet som er nødvendig for å ha en fordrøyningsbasseng er det maksimale nødvendige volumet. Som vist i Tabell 13, er de volumene som er høyest ved bruk av begge metodene:

Tabell 13: Nødvendig volum for fordrøyningsbasseng.

	Nødv. volum (m <sup>3</sup> )	Dim. varighet (min)
Regnvelopmetoden	38090.66079	720
Aron-Kiblers metode	39851.83715	720

Resultatene for en nødvendig fordrøyningsvolum er urealistisk store. Derfor er det ikke mulig å ha en fordrøyningsbasseng i dette området.

## 4.8 OPPSUMMERING AV ENDELIG ALTERNATIV



Figur 55: Flomveien i den øvre delen av Reistadveien.

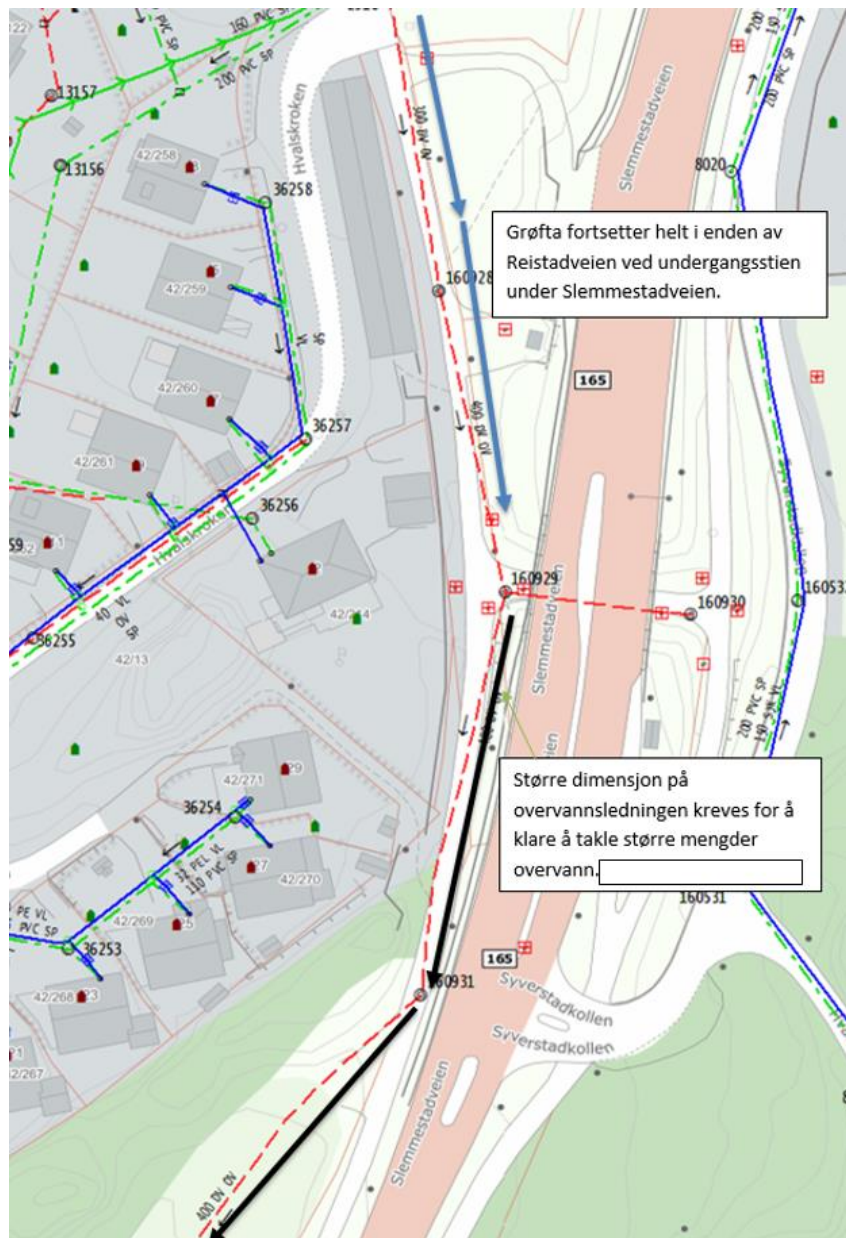
Som nevnt tidligere i undersøkelsen, ble alternativ 3 bestemt for løsningen av problemet langs Reistadveien. Grøfta starter i den østlige siden av Reistadveien som illustrert på kartet i Figur 55. Det er en overgang fra inntaket som illustrert med den oransje pilen. Når det eksisterende overvannssystemet er halvfyllt, vil vannet renne over til grøfta, illustrert i Figur 55 med oransje pil.

Tabell 14: Nødvendig diameter for kulverten/rennen fra et halvfyllt inntak til grøfta.

	Formelverket		Rasjonelle metoden	
	Med KF	Uten KF	Med KF	Uten KF
Vannføring (m <sup>3</sup> /s)	1,14	0,53	8,32	5,66
Nødvendig kulvert/renne diameter(mm)	700	600	1500	1200

Tabell 14 illustrerer en oppsummering av nødvendig rørdiameter ved bruk av vannføring fra formelverket og den rasjonelle metoden. Med og uten klimapåslag.

Etterpå renner vannet videre i grøfta og helt ned til undergangstien under Slemmestadveien. Tilslett renner vannet i et 400 mm rør. Som vist i beregningene og simuleringene, vil ikke det eksisterende klare å takle en vannføring på 200-årsflom. Derfor erstattes det eller byttes med større rør som kan ta imot disse mengdene. Dette er illustrert i Figur 56.



Figur 56: Flomveien i den nedre delen av Reistadveien.



## 5. DISKUSJON

En 200-årsflom august 2016 førte til store oversvømmelser i Asker kommune. Det flommet over og inn i kjellere til flere hus langs Hvalsområdet og Reistadveien. Derfor er det et ønske om å dimensjonere flomveier for 200-årsflom langs Reistadveien. Når temperaturen øker i kjølige steder med ulike terrenghøyder, vil nedbørsmengdene og intensiteten øke. Avløpssystemet må tilpasses slik at de kan håndtere disse flommene.

Det er diskutert tre alternativer til hvilke retninger flomveiene kan ta. Av disse ble alternativ 3 fra Figur 31 valgt. Dette ble valgt for å unngå hindringer i form av smale veier og andre godkjenninger fra private områder.

Arealet på nedbørsfeltet er 1,08 km<sup>2</sup>. Dette er en del av det totale nedbørsfeltet for Hvalsbekken som er 3,60 km<sup>2</sup>. Nedbørsfeltet er estimert etter nedbørssimulering fra Nevina. Deretter har dette blitt redigert på følgende måte:

- Erfaringer fra ingeniører i Asker kommune.
- Befaringer i området.
- Tatt simuleringer av flere punkter på samme nedbørsfeltet.
- Bruk av lasermålinger fra hoydedata.no.

Vannføringen ved en 200-årsflom er regnet ut ved bruk av to metoder: Formelverket av NVE og den rasjonelle metoden for vannføringen. Formelverket var tidligere brukt i et forprosjekt av SWECO der de skulle gjenåpne Hvalsbekken. Derfor er denne metoden også relevant i denne undersøkelsen (SWECO, 2017). Formelverket er spesifisert for naturlige uregulerte felt mens den rasjonelle metoden er brukt for områder med både naturlig og urbant areal. Den rasjonelle metoden er brukt på grunn av at det er tette flater i nedbørsfeltet i tillegg til de naturlige. Derfor var den rasjonelle metoden mest relevant for å estimere vannføringen i nedbørsfeltet.

Resultatene fra formelverket er underestimerende for et 200-årsintervall. Det vil alltid være usikkerheter i overvannsberegninger som konsentrasjonstiden, nedbørintensiteten og beregninger av avrenningsfaktoren.

Det eksisterende overvannsanlegget langs den vestlige siden av Reistadveien vil ta en del av nedbørsmengdene. Det er antatt at når det eksisterende anlegget er halvfullt, vil avrenningen renne over til den ny dimensjonerte grøfta på den østlige siden. Når det eksisterende anlegget er halvfullt, renner det en vannføring på ca. 1,0 m<sup>3</sup>/s. Den dimensjonerte vannføringen  $Q_{dim}$  til grøfta er estimert til:

$$Q_{dim} = \left( \text{Vannføringen for utløpspunktet for nedbørsfeltet} - \left( \frac{1}{2} \right) \text{vannføring for å fylle eksisterende anlegget} \right)$$

Et klimapåslag på 40 % er bestemt i forbindelse med forprosjektet for gjenåpning av Hvalsbekken (SWECO, 2017). Ved bruk av formelverket er maksimum vannføringen i grøfta  $Q_{dim} = 1,14 \text{ m}^3/\text{s}$  og fra den rasjonelle metoden er vannføringen  $Q_{dim} = 8,32 \text{ m}^3/\text{s}$ . Begge metodene bruker et 200-årsintervall med klimapåslag på 40%. Verdiene for vannføringen er forskjellige med stor margin. Derfor er det dimensjonert flomvei og rør for begge metodene. Med tanke på et 200-årsflom, vil en vannføring på 1,14 m<sup>3</sup>/s være underestimerende.

Senere er det regnet ut kapasiteten for røret, som kobles til grøfta i den nedre delen av Reistadveien, se Figur 40. For vannføring fra formelverket er et 700 mm rør (med et Manningstall på  $M = 66$ ) tilstrekkelig nok for å håndtere en maksimal vannføring på 1,14 m<sup>3</sup>/s. For vannføring etter den rasjonelle metoden er det tilstrekkelig nok med rørdiameter på 1500 mm, Manningstallet er på  $M = 66$ .

Senere ble flomveien simulert ved bruk av programvaren HEC-RAS. Det ble simulert for en mikset vannføring som tillater både underkritisk og overkritisk strømning. HEC-RAS brukes for å sjekke hvordan vannlinjen oppfører seg i grøfta langs Reistadveien helt ned til undergangsstien i enden av veien. Vannføringene som ble estimert ble satt inn i modellen som grunnlag for beregningene. Det er ingen overløp i de dimensjonerte grøftene. Det er en underkritisk strømning som gjør at vannivået stiger litt i seksjon nummer 4 av grøfta. Dette er på grunn av helningen fra den forrige strekningen, men dette vil ikke føre til overløp.

For erosjonsberegningene er steinstørrelsen i bunnen av kanalen regnet ut. Dette er gjort på to måter. Den ene måten var ved å bestemme skjærspenningen som vannføringen vil utsette bunnmaterialet for. Den andre måten var ved å bruke Maynords formelen. Det er brukt et 40% klimapåslag i begge metodene. De første beregningene var basert på vannføring fra formelverket hvor diameteren til steinen  $d_{50}$  var ca. 150 mm mens  $d_{30}$  fra Maynords formelen

var ca. **120 mm**. Ved å bruke vannføring fra den rasjonelle metoden var diameteren til steinen  $d_{50}$  ca. **300 mm**. Maynords formel ga en tilnærmet resultat på  $d_{30}$  på ca. **360mm**. Resultatene ved vannføring fra formelverket er mer konservative med tanke på at  $d_{50}$  er større enn  $d_{30}$ .

Det er undersøkt mulighetene for å dempe avrenningen med et fordrøyningsbasseng. Som regnet ut i Tabell 13, er det ikke mulig å ha et fordrøyningsbasseng. Det nødvendige volumet er urealistisk stor. Dette er regnet ut ved bruk av regnenvelopmetoden og Aron-Kiblers metode. Det maksimale volumet er på ca. **40000 m<sup>3</sup>** for en varighet på **720** minutter ved bruk av begge metodene. Det er brukt IVF-kurver for Asker kommune med 200-årsflom og 40% klimapåslag.

Det har vært usikkerheter om hvilke metoder som kan brukes for å beregne dimensjonerende vannmengder for flomveien langs Reistadveien. I forprosjektet ble formelverket metoden brukt for å beregne vannføringen for Hvalsbekken. Formelverket metoden estimerer vannføringen i naturlige uregulerte felt mens den rasjonelle metoden er mer brukt for områder som har en blanding av naturlige og urbane areal. Derfor var begge metodene brukt i oppgaven.

## 6. KONKLUSJON

Urbanisering og dårlig forhold kreves grundig tiltak, spesielt for et 200-årsflom. Gjenåpning av bekker vil være den optimale løsningen for å håndtere store nedbørsmengder.

En åpen side grøft er en passende løsning til flomproblemet langs Reistadveien. Grøfta vil ta med seg store mengder vann. Den vil også være mer rensende enn lukkede løsninger.

Det er alltid usikkerheter i beregningene av vannføringen for et bestemt nedbørsfelt derfor er det alltid viktig å beregne ved bruk av flere metoder:

Den maksimale vannføringen i kanalen ved bruk av formelverket av NVE er  $Q_{dim} = 1,14 \frac{m^3}{s}$ . Resultatene vil underestimere et 200-årsflom hvor kanalen må ha en topp- og bunnbredde på **2,0 m** og **0,5 m**.

Det er mer konservativt å benytte den rasjonelle metoden, som gir en vannføring på  $Q_{dim} = 8,32 \frac{m^3}{s}$ . Grunnen er at den metoden kan brukes for områder med ulike typer tetteflater. Resultatene for en vannføring basert på den rasjonelle metoden vil klare opptil 200-årsflom med et klimapåslag på 40%. Det vil kreve en trapeskanal med topp- og bunnbredde på **3,8 m** og **1,0 m**.

Det er nødvendig med erosjonsberegninger for å sikre kanalen/grøfta mot erodering av bunn- og sidematerialene. Det er brukt av to metoder for å beregne diameteren på nødvendig materialstørrelse for bunnmaterialet  $d_{50}$  og  $d_{30}$  for vannføring av både formelverket og den rasjonelle metoden. Materiale størrelsene med klimapåslag er  $d_{30} = 120 \text{ mm}$  og  $d_{50} = 150 \text{ mm}$  for vannføring fra formelverket. For den rasjonelle metoden er  $d_{30} = 360 \text{ mm}$  og  $d_{50} = 300 \text{ mm}$ . Det er bunnmaterialet som er mest utsatt for erosjon i dette tilfelle.

Det er ikke mulig å bygge et fordrøyningsbasseng i denne strekningen. Dette er basert på IVF-verdiene for Asker kommune for 27 sesonger (Meteorologisk institutt, 2014).

## 7. VIDERE ARBEID

- Det er viktig å undersøke om det er varmeledninger eller andre type ledninger som kan ligge på veien til dimensjonert grøft. Det er fire vannledninger som krysser dimensjonert grøft, men de ligger 2 meter under terrenget.
- Flere undersøkelser angående detaljene i prosjektet som dypere undersøkelser innen erosjonssikring og materialene som burde brukes.
- Det er viktig å kvalitetssikre flomberegningene. Et alternativ er å lage og kalibrere en avløpsmodell (Mike Urban/SWMM) og bruke den til å beregne avrenning.

## REFERANSER

- Asker, K. (1969). Gamle dokumenter fått fra kommunen.
- Asker, K. (2017). *Veileder for lokal overvannshåndtering i Asker kommune*.
- Bjerke, P. L. (2013). *Flomberegninger og hydrauliske beregninger for nye bruer ved Trofors i Nordland*. Nordland.
- Bridge, J. A. (1983, July). *Applicability of the Colebrook-White Formula to Represent Frictional Losses in Partially Filled Unsteady Pipeflow*.
- Budstikka. (2011). Etterlyser vann i bekken. (<https://www.budstikka.no/nyheter/nyheter/etterlyser-vann-i-bekken/s/2-2.310-1.6496054>), <https://www.budstikka.no/nyheter/nyheter/etterlyser-vann-i-bekken/s/2-2.310-1.6496054>.
- byggforsk, S. (2017). Hentet fra <https://www.ringeriksavis.no/magasinet/item/2429-nar-vannet-blir-i-veien>
- Chin, D. (2014). kapittel 5.2 og 5.4: Water Resources Engineering.
- Chin, D. (2014). 5.2 Boundary shear stress.
- Chin, D. (2014). *Water Resources Engineering* (3. utg.).
- Chin, D. (2014). *Water resource engineering*. Kapittel 4.
- Chin, D. W. (2014). page 123.: third edition.
- Corps, U. A. (2016). *HEC-RAS River Analysis System manual*. Hentet fra Chapter 4
- Hooke, J. P. (1997). *Erosion, flooding and channel management in Mediterranean environments of southern Europe*.
- Høydedata. (2018). Hentet fra [hoydedata.no](http://hoydedata.no)
- kart.finn.no. (1880). *Finn*.
- Klimaservicesenter. (2018). *Klima*. Hentet fra [klimaservicesenter.no](http://klimaservicesenter.no)
- leksikon, S. n. (2018). Erosjon Geologi. ss. [https://snl.no/erosjon\\_-\\_geologi](https://snl.no/erosjon_-_geologi).
- LevendeVassdrag. (2013). *Hovinbekken*.
- Lindheim, B. &. (2017). *Utbygging av bekk og park på Ensjø/Hasle*. Hentet fra [http://www.blark.no/utbygging-av-bekk-og-park-pa-ensjo\\_hasle/](http://www.blark.no/utbygging-av-bekk-og-park-pa-ensjo_hasle/)
- Lindholm, O. (2011). Usikkerheter i flomberegninger i urbane områder.
- Lindholm, O. (2014). Norsk vann, Vann og avløpsteknikk kap 12.
- Maps, G. (2018).
- Maynard, S. T. (U.S. Army ). Hentet fra [http://www.env.gov.bc.ca/wsd/public\\_safety/flood/pdfs\\_word/riprap\\_guide.pdf](http://www.env.gov.bc.ca/wsd/public_safety/flood/pdfs_word/riprap_guide.pdf)
- MET. (2017). *Varmere og våtere i Norge*(<https://www.met.no/nyhetsarkiv/varmere-og-vatere-i-norge>).

Meteorologisk institutt. (2014). (Meteorologiske institutt) Hentet fra IVF-kurve Asker kommune

Miljø-blad. (2015). Hentet fra Overvannsdammer beregning av volum.

Nasjonal digital læringsarena. (2017). *Transport og avsetning*. Hentet 05 11, 2018 fra <https://ndla.no/nb/node/174741?fag=137414>

*Nedbør* (2016). [Film]. Hentet fra <https://www.youtube.com/watch?v=bINjwO8UKoY>

Nevina. (2018). *nve.nevina.no*.

NevinaNVE. (2017, 7). Hentet fra Veileder for flomberegninger i små uregulerte felt

Nie, L. (2012). *Vannforening, Flomfrekvensanalyse og flomvannlinjeberegninger for byvassdrag*. Hentet fra [https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2012\\_847606.pdf](https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2012_847606.pdf)

NOAA. (2017). Global Climate Report- Annual 2017. (<https://www.ncdc.noaa.gov/sotc/global/201713>).

Norskvann. (2012). *14.7 Fordrøyningsanlegg*. Vann og avløpsteknikk.

Norskvann. (2014). Vann og avløpsteknikk: Norskvann.

Norskvann. (2014). *Vann og avløpsteknikk*. Kapittel 2 Hydrologi.

NRK. (2017). Hundreårsflom i Danmark. ([https://www.nrk.no/urix/hundrearsflom-i-danmark\\_-\\_ekstremt-hoy\\_vannstand-1.13305923](https://www.nrk.no/urix/hundrearsflom-i-danmark_-_ekstremt-hoy_vannstand-1.13305923)).

NRK. (2017). Kristiansand. *Flomskader for over en halv milliard*(<https://www.nrk.no/sorlandet/flomskader-for-over-en-halv-milliard-1.13739813>).

NVE. (2009). *Veileder for dimensjonering av stein*. Kapittel 4.6.

NVE. (2013). Hentet fra Flommen på Østlandet i mai: [http://publikasjoner.nve.no/rapport/2015/rapport2015\\_21.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/2015/rapport2015_21.pdf)

NVE. (2015). *Regional Flomfrekvensanalyse for norske vassdrag*. Hentet fra [http://publikasjoner.nve.no/rapport/1978/rapport1978\\_02a.pdf](http://publikasjoner.nve.no/rapport/1978/rapport1978_02a.pdf)

NVE. (2018). Hentet fra <https://www.nve.no/nytt-fra-nve/nyheter-skred-og-vassdrag/nves-varflomanalyse-utarbeidet-9-april/>

NVE, N. (2018). Hentet fra [Nevina.nve.no](http://www.nve.no)

Oddvar Lindholm, L. B. (2013). Hentet fra Hva hvis monsterregnet fra København 2. juli 2011 hadde falt i Norge?: [https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2013\\_882444.pdf](https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2013_882444.pdf)

Ouano, E. C. (1991). *Surface Water Drainage for Low-Income Communities*. <http://www.nzdl.org/gsdImod?e=d-00000-00---off-0aedl--00-0----0-10-0---0---0direct-10---4-----0-1l--11-en-50---20-about---00-0-1-00-0--4----0-0-11-10-0utfZz-8-00&cl=CL1.4&d=HASH0182c27e518f3c2554223fff.4.3&gt=1: ch. 2.6>

Pipelife. (2007). *Trykløse rørsystemer*.

Ponce, V. (1989). *Engineering Hydrology (principle and practices) Ch. 2*.

Princeton.edu. (bicycleweb). Hentet fra [https://www.princeton.edu/~asmits/Bicycle\\_web/continuity.html](https://www.princeton.edu/~asmits/Bicycle_web/continuity.html)

R610, H. (2014). *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*.

rapport, L. (2018). *Bekkegjenåpning 2.1 test*.

Regjeringen.no(NUO). (2016). Oslo.

Reguleringsplaner, O. i. (2017). Hentet fra Vedlegg7:  
<https://www.ralingen.kommune.no/getfile.php/4093965.2185.awukanajl7tskl/Retningslinjer+for+over+vann+2017.pdf>

snl, S. n. (2018). Hentet fra Frontnedbør: <https://snl.no/orografisk>

SWECO. (2017). vurdering av åpning av Hvalsbekken, nedre del.

SWECO. (2017). FLOMBEREGNING FOR HVALSBEKKEN, ASKER KOMMUNE.

SWECO. (2017). Flomberegning for Hvalsbekken, Asker kommune.

ukeplan. (2011). Hentet fra <https://ukeplan.wordpress.com/2011/11/30/30-11-11/>

UNFPA. (2007). *State of world population*. <https://www.unfpa.org/publications/state-world-population-2007:UNFPA>.

US Army Corps. (2016). *HEC-RAS River Analysis System manual*. Hentet fra Chapter 4

VANN200, R. (2013). *Hydrologi*. Torbjørn Friborg.

Vassdragshåndboka. (2012). tabell 4.1: Verdier av Manningstallet.

Vassdragshåndboka. (2012). Side 40-41.

Vassdragshåndboka. (2012).

Vassdragshåndboka. (2012). *Verdier av Manningstallet*. tabell 4.1.

Vegvesen. (2016). *Nr.626 Lærebok*. Kapittel 10.

VVR090, H. (Lecture 7). Hentet fra [https://www.lth.se/fileadmin/tvrl/files/vvr090/lecture7\\_open\\_channel.pdf](https://www.lth.se/fileadmin/tvrl/files/vvr090/lecture7_open_channel.pdf)

WebAtlas, N. (2018). *Asker kommune*.

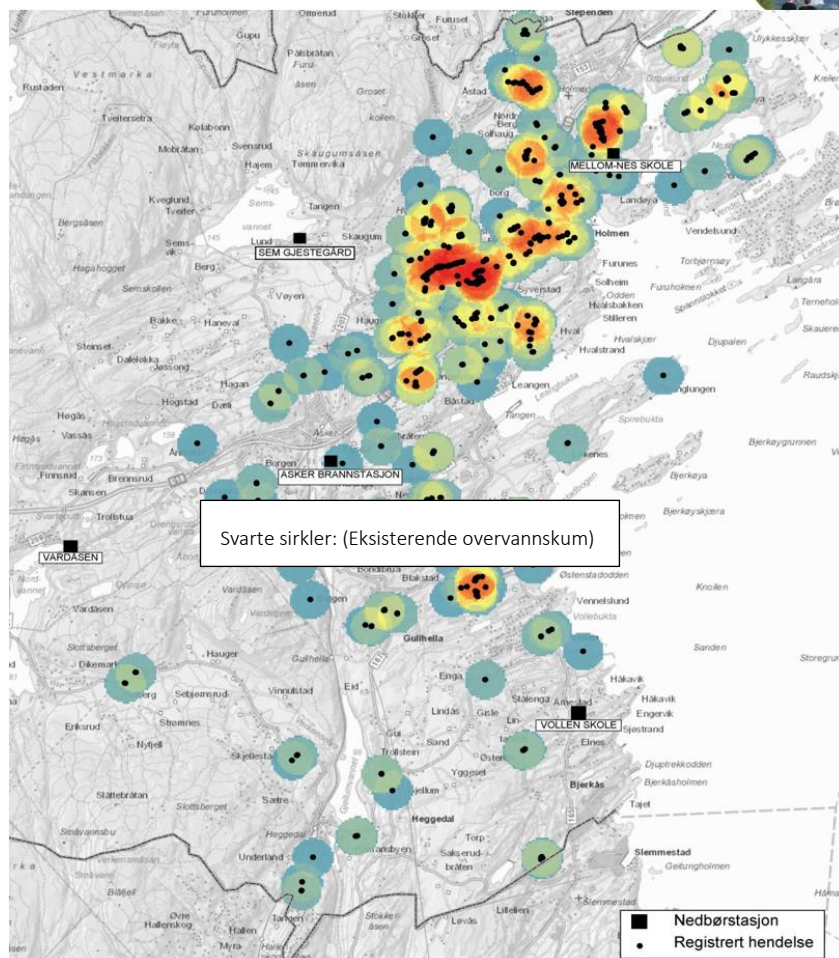
youtube (Regissør). (2013). *The Gulf Stream Explained* [Film].





# VEDLEGG

## 1. OMARÅDER SOM HAR HATT FLOMPROBLEMER I HØST 2016 (ASKER KOMMUNE)



## 2. DEN ØVRE DELEN AV REISTADVEIEN UNDER FLOMMEN I 2016 (ASKER KOMMUNE)

Inntaksristen var tettet på grunn av planter og andre rester i høst 2016. Plasseringen på risten er peket med rød pil.



### 3. JØRNSTAD FØR OG ETTER FLOMMEN I 2016 (ASKER KOMMUNE)





Norges miljø- og biovitenskapelige universitet  
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet  
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
Norway