



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2019 30 stp
Fakultet for realfag og teknologi

Overvannsmodellering og – håndtering ved Brånåsdalen nedlagte avfallsdeponi i Skedsmo

Stormwater planning and modeling at Brånåsdalen
former waste disposal site in Skedsmo

Ingebjørg Hemma
Vann- og miljøteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU) og er avslutningen av min mastergrad i Vann- og miljøteknikk ved Fakultetet for realfag og teknologi. Arbeidet har pågått våren 2019 og oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven ble i samarbeid med veileder Vegard Nilsen og Steinar Myrabø i Norconsult bestemt til å omhandle modellering av flomdempingseffekten i fordrøyningsdammer og andre fordrøyningstiltak på Brånåsdalen avfallsdeponi. Med enkel damruting og den rasjonale metode og overvannsmodellering med PCSWMM ble fordrøyningstiltakene vurdert.

Jeg vil rette en stor takk til veilederen min Vegard Nilsen for gode råd, veiledning og tilbakemeldinger. Jeg vil også takke Steinar Myrabø og landskapsarkitektene i Norconsult som har bidratt med data og hjelp gjennom arbeidsperioden.

Takk til Mina Marthinsen Langfjord og Gunvor Grimeland Koller for korrekturlesing.

Til slutt vil jeg takke alle som har bidratt med støttende ord og holdt motivasjonen oppe.

Ås, Juni, 2019

Ingebjørg
Hemma

Sammendrag

I boligfeltet ved Brånåsdalen nedlagte avfallsdeponi har det blitt oppdaget innsig av gass og problemer med setninger. Etter disse oppdagelsene har Fylkesmannen pålagt Skedsmo kommune å kartlegge hvilke tiltak som måtte iverksettes for å stanse infiltrasjon av sigevann i grunnen og oppkomme av gass. I forbindelse med dette var det også ønskelig med en estetsik opprustning av området fra kommunens side. Norconsult er innleid for å prosjektere et nytt parkanlegg hvor overvannshåndteringen er et viktig element. Denne oppgaven skal undersøke fordrøyningseffekten av tre fordrøyningsdammer i parkanlegget og modellere overvannsavrenningen ved hjelp av PCSWMM.

Ut fra data anskaffet av Norconsult AS ble avrenningen for nedbørsfeltene beregnet ved hjelp av den rasjonale metoden. Overvannet ble rutet igjennom fordrøyningsdammene med utløpsarrangement foreslått av Norconsult. Ut i fra beregningene kom det fram at utløpsdimensjonene for alle dammene var for små, og gikk fulle ved en 2 års nedbørhendelse. Det ble satt et mål om at dammene skulle kunne håndtere en nedbør med gjentaksintervall på 10 år. Og etter oppjusteringer ble utløpene til to av dammene tilfredsstillende, mens for den siste dammen ble utløpet unaturlig stort. Fordrøyningseffekten til de to første dammene ble som antatt liten siden de i hovedsak var ment som et estetisk innspill i parkdraget.

I PCSWMM ble terrenget for den planlagte parken og fordrøyningsdammene lagt inn. For at nedbøren skulle være mest mulig likt som ved den rasjonale metoden ble det benyttet kasseregn i 2D-modellen. 2D-modellen viste at vannstrømmene gikk litt annerledes enn det ble forutsatt med den rasjonale metoden, og innløpshydrogrammene og fordrøyningen ble med dette påvirket. Den dammen som fikk et unaturlig stort utløp ved bruk av den rasjonale metoden, fungerte med det originale utløpet i 2D modellen. Det kunne ses at det omliggende terrenget og fordrøyningstiltakene var til en viss grad fungerende.

Summary

At the housing area at Brånåsdalen former waste disposal site in Skedsmo, there has been discovered seepage of gas and problems with settling. Following these discoveries, the County Governor has imposed the municipality of Skedsmo on mapping the different measures required to stop the infiltration of water in the ground and seepage of gas. Associated with this mapping, it was desirable on the part of the municipality with an aesthetically upgrade in the area. Norconsult AS is hired to project a new park facility, where stormwater management is an essential element. This thesis is supposed to examine stormwater detention for three detention ponds in the planned park facility and to model the surface runoff with PCSWMM.

The data of watershed acquired by Norconsult AS was used to calculate the surface runoff with the rational method. The stormwater was routed through the detention ponds with outlet arrangements proposed by Norconsult. Based on these calculations, it was found that the outlet arrangements for the ponds were too small, and the ponds were flooded even for a 2-year rainfall event. A goal was set for the ponds to handle a rainfall with a return period of 10-years. After the outlet arrangements upgrades, the outlets for two of the detention ponds were satisfying, while the outlet for the last pond was unnaturally large. The stormwater detention for the two first ponds was assumed small since they were mainly intended as an aesthetic input into the park features.

The terrain for the planned park and detention ponds were imported to PCSWMM. The rainfall was imported as a constant intensity rainfall with duration and average maximum intensity in the 2D model. The 2D model showed that the surface runoff went a bit different than the assumptions made in the rational method, and the inlet hydrograph and detention were affected. The detention pond that had the unnaturally large outlet with the rational method worked well with the original outlet in the 2D model. From the model, it could be seen that the surrounding area and detention measures worked to some extent.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Summary	v
Innhold	vii
Figurer	x
Tabeller	xi
1 Introduksjon	1
1.1 Mål for oppgaven	2
1.2 Problemstilling	3
2 Bakgrunn	5
2.1 Vannets kretsløp og framtidens klima	5
2.2 Overvannshåndtering	6
2.2.1 Lokal overvannshåndtering	7
2.3 Fordrøyningsanlegg	8
2.3.1 Inn- og utløp	9
2.4 Modellering av overvannsavrenning	10
2.4.1 Den rasjonale metoden	10
2.5 Hydrologisk ruting	13
2.5.1 Summasjonskurvemetoden	14
2.6 Programvare / PCSWMM	15
3 Studieområde og metode	17
3.1 Studieområde: Brånåsdalen avfallsdeponi	17
3.1.1 Nedbørsfelt	21
3.2 Modellering	21
3.2.1 Ruting i excel	21
3.2.2 PCSWMM	26
3.2.3 Grunnlagsdata	26
3.2.4 Simulering	30

4	Resultater og diskusjon	35
4.1	Ruting med rasjonal metode	35
4.1.1	Diskusjon og usikkerheter	38
4.2	Ruting med PCSWMM	39
4.2.1	Diskusjon og usikkerheter	41
4.3	Sammenligning rasjonal metode og 2D modellering	45
4.3.1	Diskusjon og usikkerheter	45
4.4	200-årsflom	50
4.4.1	Diskusjon og usikkerheter	50
4.5	Kulverter	53
4.5.1	Diskusjon og usikkerheter	55
5	Konklusjon	59
	Referanser	61

Figurer

1.1	Bilde fra medieoppdrag	2
2.1	Befolkning i tettsteder etter år	7
2.2	Trapezformet hydrogram.	15
3.1	Studieområde på Brånåsen	18
3.2	Oversikt planlagt parkanlegg	19
3.3	Oversikt delområder planlagt parkanlegg. Fra Norconsult AS.	20
3.4	Nedbørsfelt til studieområdet	21
3.5	IVF-kurve Blindern.	22
3.6	Damgeometri og utløp dam 1.	24
3.7	Damgeometri og utløp dam 2.	25
3.8	Utløpskarakteristikk dam3.	26
3.9	Grenselag, hindringslag, og senterlinjer og nedstrøms grenselag.	27
3.10	2D-noder.	28
3.11	Lage 2D-mesh.	28
3.12	PCSWMM verktøy.	29
3.13	Fordrøyningsdammenes geometri, presentert som dybde-areal forhold.	29
3.14	Egenskaper ledninger.	30
3.15	«Design Storm Creator»	31
3.16	Simuleringsvalg for kasseregn.	32
3.17	Simuleringsvalg for 24 timers symmetrisk nedbør.	33
4.1	Dimensjonerende varighet dam 1, 10-årsregn.	35
4.2	Dimensjonerende varighet dam 2, 10-årsregn.	36
4.3	Dimensjonerende varighet dam 3, 10-årsregn.	36
4.4	Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 1. Gjentakintervall 10 år og varighet 15 minutter.	37
4.5	Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 2. Gjentakintervall 10 år og varighet 15 minutter.	37

4.6	Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 3. Gjentakintervall 10 år og varighet 30 minutter.	37
4.7	Utløpskarakteristikk for dammene etter endret utløp.	39
4.8	Avrenning område uten fordrøyning og utløp dam 3 med fordrøyning. Gjentakintervall 10 år og varighet 30 minutter.	39
4.9	Dimensjonerende varighet for dam 1, 10 års kasseregn i PCSWMM. . . .	40
4.10	Dimensjonerende varighet for dam 2, 10 års kasseregn i PCSWMM. . . .	40
4.11	Dimensjonerende varighet dam 3 i PCSWMM. 10-årsregn.	41
4.12	Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 1. . . .	42
4.13	Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 2. . . .	43
4.14	Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 3. . . .	44
4.15	Innløp til dammene rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentakintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM.	46
4.16	Vannstand i fordrøyningsdammene for rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentakintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM. . . .	47
4.17	Utløpshydrogram til fordrøyningsdammene for rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentakintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM.	48
4.18	Øyeblikksbilder 5 års gjentakintervall av strømningsmønster overflateavrenning.	49
4.19	Sammenligning oversvømmelse for 10-årsregn og 200-årsregn med strømningsmønster representert ved hastighetsvektorer.	51
4.20	Sammenligning oversvømmelse for 10-årsregn og 200-årsregn.	52
4.21	Inn- og utløpshydrogram for dam 1 ved 10 og 200 års regn.	53
4.22	Inn- og utløpshydrogram for dam 2 ved 10 og 200 års regn.	54
4.23	Inn- og utløpshydrogram fro dam 3 ved 10 og 200 års regn.	55
4.24	Kulvert 11 ved ulike varigheter.	56
4.25	Oversiktskart plassering kulverter.	57
4.26	Profil av alle kulverter i 2D modellen ved 10-årsregn og 30 min varighet.	58

Tabeller

2.1	Klassifisering av åpne fordrøyningsdammer.	8
2.2	Veiledende avrenningsfaktorer, C , ved ufrosset overflate for returperiode 10 år.	11
2.3	Justeringsfaktor for avrenningskoeffisienten ut fra av valgt returperiode. .	12
2.4	Forslag til valg av konstant til likning 2.4 for beregning av konsentra- sjonstid basert på forskjellige terrengetyper.	13
3.1	Oversikt over de forskjellige nedbørsfeltene.	19
3.2	Damgeometri for dam 3.	26
3.3	Grenselagets egenskaper.	27
4.1	Utløpsparametre.	38

1. Introduksjon

I de siste tiårene har det vært en klar urbanisering både nasjonalt og internasjonalt. Med urbanisering og befolkningsvekst blir mer og mer av naturen med sine permeable overflater og naturlige vannveier byttet ut med bygninger, asfalt og andre impermeable overflater (Leopold, 1968). I tillegg til urbaniseringen vil det i følge FNs klimapanel (IPCC, 2014) og Norsk klimaservicesenter (2017) mest sannsynlig bli mer ekstremvær, hvor store områder vil få mer nedbør. Ved utbygging av impermeable flater og økende mengde nedbør vil det bli mer overvann som må håndteres.

Med mer overvann vil det bli viktigere å ta stilling til dette i planlegging og prosjektering. Tradisjonelt ble overflatevannet ført så fort som mulig bort fra overflaten ned i ledningsnett, men i senere tid har dette vist seg lite gunstig, og lokal overvannshåndtering (LOD) har blitt viktig i kampen mot overvannet (Ødegaard, 2014). I følge Byggteknisk forskrift (TEK17) (2017, §15-8,) skal overvann og drensvann i størst mulig grad infiltreres eller håndteres på andre måter lokalt, og bortledningen av overvannet skal gjøres på en slik måte at oversvømmelse eller andre ulemper ved dimensjonerende regnintensitet unngås.

Det er derfor nødvendig å finne ut hvor mye avrenning som kan forventes ved forskjellige nedbørshendelser og hvor mye av disse vannmengdene kan infiltreres og/eller fordrøyes lokalt. Mens det fram til nylig har vært vanlig å gjøre manuelle beregninger eller benytte forenklete hydrologiske/hydrauliske modeller som SWMM eller MIKE Urban, finnes det i dag programvare som kan simulere overvannsstrømninger i terreng. Eksempler på dette er MIKE 21/MIKE FLOOD, PCSWMM og HEC-RAS. I denne oppgaven er det benyttet PCSWMM til modellering og simulering av overvannets bevegelser.

Brånåsdalen nedlagte avfallsdeponi i Skedsmo kommune ble regulert til boligområde etter nedleggelsen i 1991. Som det er blitt vist mye av i media (se figur 1.1) har det blitt et problem med setninger og oppkomme av gass i boligene som er bygget på det nedlagte avfallsdeponiet. På bakgrunn av dette har Skedsmo kommune fått et pålegg fra Fylkesmannen i Oslo og Akershus om å blant annet kartlegge hvilke tiltak som må iverksettes for å stanse infiltrasjon av sigevann i grunnen og oppkomme av gass. I den forbindelse er



Det vil koste nesten 1,7 milliarder å fjerne søppeldeponiet i Skedsmo



22 boligeiere kan bli kjøpt fri fra søppeldynga

DISKUTÉR



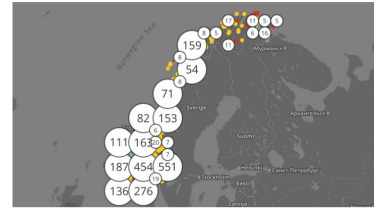
Ekspllosjonsfarlige nivåer i boden – ber kommunen kjøpe opp boliger



NRK avslører ny giftlekkasje ved søppelfylling: – Veldig skremmende



Vil forby boligbygging på nedlagte søppelfyllinger



Her er Norges skjulte søppeldynger

Figur 1.1: Bilde fra medieoppslag (NRK, 2018).

det også et ønske å foreta en estetisk opprustning av hele området, hvor håndtering av overvannet blir et viktig element i et nytt parkanlegg gjennom boligområdet. Norconsult AS er engasjert av kommunen for å gjøre en vurdering av overvannshåndteringen i området. I parkanlegget er det planlagt flere LOD-tiltak for å ta hånd om overvannet, blant annet tre fordrøyningsdammer som skal hjelpe med å forsinke overflateavrenningen. I følge kommunen er kapasiteten for overvannsledningen, som skal håndtere alt vann fra området, allerede ved et 10-års gjentakintervall sprengt med vann fra ovenforliggende områder tilknyttet ledningsnett. Det er derfor ønskelig fra kommunen at mest mulig av overvannet fra området blir fordrøyd før det blir sluppet ut på nettet.

1.1 Mål for oppgaven

Målet med oppgaven er å bruke PCSWMM til å modellere flomdempingseffekten i feltet med særlig fokus på fordrøyningsdammene ved forskjellige gjentakintervall for nedbør. Ut i fra resultatene av modelleringen kunne gi innspill til utforming av damgeometri og utløpsarrangement for å optimalisere fordrøyningsvirkningen.

1.2 Problemstilling

Oppgaven har følgende problemstilling knyttet til målene i oppgaven:

- Hvordan er fordrøyningseffekten til dammene slik de opprinnelig er tegnet?
- Har damgeometri og utløpsarrangement forbedringspotensiale med tanke på fordrøyningseffekten?
- Hvordan stiller en enkel tilnærming til avrenning (den rasjonale metoden og enkel damruting) seg i forhold til en fullstendig overflate modellering med PCSWMM?

2. Bakgrunn

2.1 Vannets kretsløp og framtidens klima

Alt vannet på jorda inngår i vannets kretsløp. I følge Hendriks (2010, s. 3-5) kan vannets kretsløp beskrives i grove trekk på følgende måte: Når vann blir varmet opp fordampes det og stiger til værs. Nå vanddampen blir avkjølt nok, kommer det som nedbør i form av regn, snø eller hagl. Når nedbøren når bakken blir den enten tatt opp i intersepsjon, altså tatt opp av vegetasjon eller lignende, eller så treffer det bakken. Av den nedbøren som når bakken blir noe infiltrert ned i jorden eller så renner det av som overvann på overflaten. I urbane områder er de fleste overflatene impermeable, så det vannet som skulle ha infiltrert ned i grunnen vil heller bidra til avrenningen. Siden det er ønskelig å få vannet bort fra vegbaner, fortau og andre steder det kan gjøre ødeleggelser blir det tradisjonelt sett ført til begrensede overvannsledninger i bakken (Ødegaard, 2014, s. 344). De siste tiårene har lokal overvannsdiskonering blitt viktig i urbane strøk for å begrense den økende avrenningen (Ødegaard, 2014, s. 352).

Jordens klima er i stadig endring. FNs klimapanelers rapport (IPCC, 2014) sier at temperaturen i troposfæren har generelt sett økt betydelig. Den økte temperaturen i troposfæren varmer opp hav, innsjøer og land og har konsekvenser for været. Vanddamp (H_2O) sammen med karbondioksid (CO_2), metan (CH_4) og nitrogenoksid (N_2O) er drivhusgasser. Drivhusgassene slipper kortbølget stråling fra sola igjennom atmosfæren og stenger inne langbølget reflektert stråling fra jorda. Årsaken til de store klimaendringene er at konsentrasjonen av klimagassene i atmosfæren har økt, og at dette mest sannsynlig er på grunn av menneskeskapte forhold fra før den industrielle revolusjon (IPCC, 2014).

Med et varmere klima vil evapotranspirasjonen øke og det vil bli mer vann i atmosfæren som vil gi økt nedbør. Nedbøren vil mest sannsynligvis bli kraftigere og hyppigere jo mer temperaturen øker. Nedbør er ikke den eneste værtypen som vil bli mer ekstrem. I følge Meehl mfl. (2000) vil ekstremvær bli mer ekstremt og forekomme hyppigere når temperaturen øker. Det vil altså være svært sannsynlig at flere hendelser som hetebølger, orkaner og annet ekstremvær vil forekomme globalt sett. I Norge er det også forventet

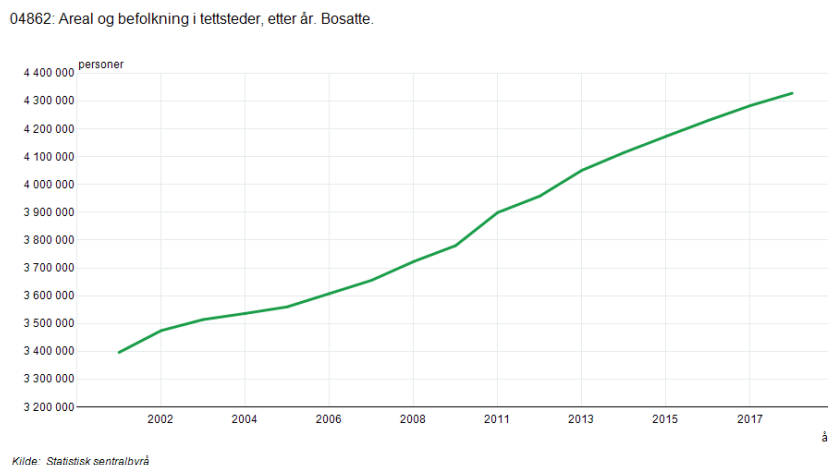
endringer. Siden Norge er et langt land med varierende topografi vil det klimaendringene gi forskjellig utslag i ulike deler av landet (Meehl mfl., 2000). I følge Norges vassdrags- og energidirektorat (2015) vil temperaturen øke, spesielt om vinteren, og sommertørke vil bli mer vanlig grunnet fordampning. For hele landet vil årsnedbøren øke, men med tanke på årstidene og ulike landsdeler vil det variere om nedbøren vil øke, forbli uforandret eller reduseres. Generelt sett vil det lokalt bli mer lokalt intense nedbørsperioder og som følge av dette vil det lokalt bli mer flom og oversvømmelser (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2015). Generelt kan det sies at det vil bli mer vær i framtiden. Irene og Holvik (2011) hevder at når nedbøren kommer kraftigere og hyppigere vil jorda oftere være mettet av vann og det blir mindre infiltrasjon og mer avrenning. Derav vil det i framtiden bli viktigere med overvannshåndtering, og begreper som infiltrasjon, fordrøyning, og trygge flomveier vil være sentrale når det blir mer avrenning.

2.2 Overvannshåndtering

Overvannshåndtering handler om å reversere påvirkningen av urbanisering og fortetning av arealer. Tradisjonell overvannshåndtering i urbane områder går ut på å føre overvannet raskest mulig bort fra overflaten og inn i lukkede ledningssystemer. I følge Ødegaard (2014, s. 344-345) var tanken ved å føre vannet raskt bort fra overflaten, at det skulle sikre et godt miljø og forhindre oversvømmelser. I de senere år har flommer i tettstedene stadig påført større skader da ledningsnettene ikke har klart å holde tritt med den økende vannmengden (Lindholm mfl., 2008). Med de tette overflatene og de naturlige bekkene lagt i rør er vannets naturlige veier endret og det hindres i å infiltrere grunnen. I følge Ødegaard (2014, s. 344-345) fører dette til at grunnvannet synker, noe som er dårlig for vegetasjon og gir økt fare for setninger i grunnen. Det blir også en økende forurensning, da overvannsnettene ofte slipper ut vannet direkte i vassdrag som har dratt med seg partikler fra byene uten noe form for rensing (Ødegaard, 2014, s. 344-345).

Tidligere var det vanlig å føre overvannet i avløpsledningene i et såkalt fellesavløpssystem. Problemet med felles avløpssystemer er i følge Ødegaard (2014) at avløpsledningene ikke har kapasitet til å frakte både spillvannet og overvannet ved flomhendelser. Under flomhendelser gikk vannet oftere i overløp og det ble mer forurensning av spillvann. I tillegg ble overvann som i utgangspunktet ikke hadde trengt rensing sendt gjennom rensaneanleggene. I senere tid har det blitt et krav om at avløpsledninger skal legges i et separatsystem for avløp hvor overvann og spillvann går i separate ledninger (Ødegaard, 2014).

I de senere årene har befolkningen i norske tettsteder økt betraktelig ifølge tall fra Statistisk sentralbyrå (se figur 2.1). Med urbanisering blir det større areal med impermeable



Figur 2.1: Befolkning i tettsteder etter år (Statistisk Sentralbyrå, 2019).

overflater og mindre infiltrasjon. Altså vil avrenningen for disse områdene øke, og det er større mengder vann som må håndteres. I følge Lindholm mfl. (2008) vil det ved utbygning av et område være lurt å ta hensyn til og bruke de naturlige vannveiene som allerede er i området. Med et klima i stadig endring og den stadige urbaniseringen med større og større områder dekket av tette materialer vil overvannsproblematikken bare øke i tiden framover.

Da det har vist seg at sentraliserte overvannsløsninger ikke har vært optimalt, har LOD-prinsippet tatt over i moderne tid.

2.2.1 Lokal overvannshåndtering

Lokal overvannshåndtering (LOD) er blitt det vanligste prinsippet i overvannshåndtering. Med LOD er det viktig at vannet får følge sine naturlige veier, og har muligheten til å kunne infiltrere (Ødegaard, 2014). I tillegg til å kontrollere mengden avrenning har mange LOD-tiltak også gunstige renses effekter. I følge Marsalek og Chocat (2002) er det flere usikkerheter knyttet til LOD-tiltakene, som at de krever regelmessig vedlikehold for at det skal fungere optimalt over tid, og at det er vanskelig å vite eksakt hvor mye overvann som blir håndtert. I følge Ødegaard (2014) er det viktigste prinsippet i LOD «Treledd-strategien». Ledd 1 går ut på at all nedbør skal infiltreres i grunnen eller holdes helt tilbake. Ledd 1 gjelder for de minste nedbørene og eksempler på tiltak er infiltrasjonsgrøfter, regnbed, bruk av permeable dekker og grønne tak. For nedbørmengder større enn hva tiltakene i trinn 1 kan håndtere, skal overvann som ikke blir håndtert i trinn 1, forsinkes og fordrøyes i trinn 2. Tiltak i dette leddet kan være våtmark, forsenkninger i terrenget, og overvannsdammer. Det siste leddet tar for seg nedbør som gir avrenning større enn det fordrøyningsanleggene kan håndtere. For disse nedbørshendelsene er det viktig å legge til rette for trygge flomveier som fører overvannet trygt til en

Tabell 2.1: Klassifisering av åpne fordrøyningsdammer.

Type dam	Beskrivelse
I vassdrag	Tørrværsavrenningen passerer gjennom bassenget
Ved vassdrag	Tørrværsavrenningen passerer forbi bassenget
Tørt	Tørt basseng ved kun tørrværsavrenning
Vått	Vann i bassenget hele tiden
Tørt/vått	Deler av bassenget er vått ved tørrværsavrenning

Tabell 5.1 i Bøyum mfl. (1997)

elv eller innsjø. Trygge flomveier kan være åpne grøfter og bekker, eller forsterkninger langs veger slik at vannet følger planlagte flomveier (Ødegaard, 2014).

Selv om det i treledds-strategien legges vekt på at så mye som mulig av vannet skal infiltreres, må det alltid ta stilling til de lokale forholdene. For eksempel kan det være noen steder hvor grunnforholdene ikke egner seg til infiltrasjon, eller det av andre grunner er uønsket å infiltrere vann. De lokale forholdene med naturlige vannveier og nedенforliggende forhold må tas hensyn til i planleggingsprosesser.

2.3 Fordrøyningsanlegg

En fordrøyningsdam er en dam som har til hensikt å fordrøye og forsinke avrenningen fra et nedbørsfelt. Virkningen en fordrøyningsdam har nedstrøms på et overvannsanlegg er at flomtoppens intensitet blir lavere, varigheten blir lengre og selve avrenningsvolumet blir større enn i et felt uten fordrøyning (Bøyum mfl., 1997). Fordrøyningsdammer kan enten være tørre eller våte. Med en våt fordrøyningsdam menes at det er et permanent vannspeil i dammen, mens i en tørr fordrøyningsdam går det kun vann i dammen ved nedbørshendelser. Tørre dammer har ikke samme renseseffekt som våte dammer, dette fordi det er tørrværsvolumet som hovedsakelig står for renseseffekten (VA-miljøblad nr. 75, 2007). I følge Bøyum mfl. (1997) klassifiseres fordrøyningsdammer i henhold til hvordan de er plassert i forhold til elv/bekkeløp og om dammen er tørr eller har permanent vannspeil. De ulike klassifiseringene kan ses i tabell 2.1. Dersom fordrøyningsdammen ligger i parallell til et vassdrag trengs det mindre volum til fordrøyning i dammen enn om dammen hadde ligget i vassdraget. Det er behov for større fall mellom inn- og utløp i fordrøyningsdammer lagt i parallell til vassdrag, og det løses ofte med større areal og lavere vanndybde i dammen (Bøyum mfl., 1997).

I følge Anderson mfl. (2002) har utviklingen fra de første fordrøyningsdammene til dagens utforming gått fra en utforming laget kun for å fordrøye vann med tanke på mengde, til dammer med hovedfokus på fordrøyning i tillegg litt rensing, til det vi har i dag med

fordrøyningsdammer som både har god fordrøyningseffekt og god renseeffekt. Ved permanent vannspeil bør dybden helst ikke under 1m med tanke på å forhindre erosjon og at anlegget skal fungere i vinterhalvåret. For å ta vekk mye av partiklene kan det etableres forsedimentering separat eller integrert i forkant av fordrøyningsdammen (Anderson mfl., 2002). I følge VA-miljøblad nr. 75 (2007) er anbefalt dybde 1-1,5m ved permanent vannspeil og 2-2,5m maks dybde ved flom.

Det er det viktig at det tas hensyn til de lokale forholdene og at det legges til rette for tilgang for vedlikeholdsmaskiner for fjerning av sedimenter (VA-miljøblad nr. 75, 2007). For å kunne fjerne sedimenter er det nødvendig å kunne tømme dammen og det kan være fordelaktig at bunnen er støpt. Vedlikehold av fordrøyningsdammer er viktig både med tanke på mengde sedimentert materiale og virkingen det har på effekten av både fordrøyning og rensing av overvannet, og med tanke på forurensningsinnholdet i de sedimenterte massene (Anderson mfl., 2002). I VA-miljøblad nr. 75 (2007) anbefales det for selve konstruksjonen at kantene i dammen er skrånende og at det er planter der av sikkerhetsmessige årsaker. Fra et fullt magasin til vannstanden er tilbake til normaldybde bør det ikke gå mer enn 10-20 timer så dammen er klar for nye nedbørshendelser. Det er mange grunner til å ha planter i dammen. Planter med røtter i et tynt sandlag på bunnen bidrar til rensing, gir mer oksygen til bunnen og motvirker eutrofiering ved at plantene tar opp næringsstoffer. I tillegg bidrar planter til å skape et mer naturlig miljø og fungerer som et hinder for vannstrømmen slik at den roer seg.

Tørrværsvolumet er som nevnt viktig med tanke på renseeffekten til fordrøyningsdammer, og ifølge VA-miljøblad nr. 75 (2007) er renseeffekten for suspendert stoff mellom 80-85% ved optimalt volum. Det meste av forurensninger i vann er bunnet til fine partikler, oppholdstiden og volumet spiller inn på hvor mye forurensing som blir tatt bort med bunnfelling i tillegg til det plantene tar opp i løste stoffer og adsorpsjon. For optimal rensing er det i VA-miljøblad nr. 75 (2007) foreslått at forhold mellom lengde og bredde er mellom 3:1 - 4:1.

For å beregne nødvendig volum til en fordrøyningsdam med tanke på fordrøyningseffekten finnes det mange ulike metoder fra de helt enkle som regndevelopmetoden, Aron og Kiblers metode og ruting til mer avanserte (VA-miljøblad nr. 69, 2015).

2.3.1 Inn- og utløp

For å sikre fordrøyningskapasiteten er det viktig med innløp- og utløpskontroll. Skal anlegget fungere optimalt er det visse krav ifølge VA-miljøblad nr. 70 (2006) som må overholdes. Disse kravene er at innløps- og utløpsanleggene må være av slik karakter at kravene til fordrøyning er overholdt og det må være mulig å tømme dammen for å

kunne utføre vedlikehold på den. I tillegg må anlegget fungere sommer som vinter og forhindre mye tilgrusning slik at det blir et positivt inngrep i området.

I innløpet til fordrøyningsdammer avsettes det partikler fra det innkommende vannet. Det er derfor viktig å utforme innløp slik at faren for tilstopping blir minimal. For å unngå at innløpet fryser til vinterstid, er det lurt at innløpsledningen er dykket og ender opp under den forventede istykkelsen (VA-miljøblad nr. 70, 2006). Før innløpet er det lurt å plassere energidrepende tiltak for å forhindre oppvirvling av tidligere sedimenterte partikler. Eksempler på slike tiltak kan være en voll av stein eller en kort betongvegg (VA-miljøblad nr. 70, 2006). Med tanke på oppvirvling er en bedre løsning at innløpsledningen ender opp i en kumbunn så det blir et vertikalt tilløp av vann i fordrøyningsdammen.

Utløp kan i følge VA-miljøblad nr. 70 (2006) legges med eller uten reguleringskamre, og ved maksimal vannstand skal ikke utslippet overstige tillatt utslipp. For utløp uten reguleringskamre er det vanlig med utløpsterskel. Utløpsterskel er en liten oppbygd demning som har til hensikt å kontrollere utløpet og kan være skarpkantet eller bredkantet. De mest vanlige utformingene til tverrsnittet i en utløpsterskel er rektangulær, trekantet, trapesformet og kombinasjoner av disse (Chin, 2013). I utløp med reguleringskamre blir vannet ført til et eget kammer med utløpskontroll, overløp og mulighet for å tømme dammen for rengjøring. Typisk er kumringer slike kamre (VA-miljøblad nr. 70, 2006).

2.4 Modellering av overvannsavrenning

Avrenning fra et felt kan finnes enten ved hjelp av hydrologiske metoder eller hydrauliske. Hydrologiske metoder kan som den rasjonale metoden finne en spissavrenningen til et felt, eller som andre metoder finne hele hydrogrammer. Hydrauliske metoder er overflatemodeller som viser hvordan avrenningen er ved hjelp av modeller basert på hydrauliske prinsipper. Noen metoder er enkle, slik som den rasjonale metoden, mens andre metoder er mer avanserte og tidkrevende som å gjøre en full overflatemodellering. Denne oppgaven skal sammenligne en enkel modell og en mer avansert 2D modell. Den enkle modellen som brukes er den rasjonale metode, mens for 2D modelleringen er det programvaren PCSWMM som brukes.

2.4.1 Den rasjonale metoden

$$Q_{dim} = C \times i \times A \times C_T \times K_F \quad (2.1)$$

Tabell 2.2: Veiledende avrenningsfaktorer, C , ved ufrosset overflate for returperiode 10 år.

Terreng/ overflatetype	Avrenningsfaktor, C
Betong, asfalt	0,8-0,9
Bart fjell og urbane områder	0,7-0,9
Myrområder	0,3-0,7
Parkområder, dyrket mark, leirholdig jord	0,2-0,5
Parkområder, dyrket mark, sandig jord	0,1-0,3
Tett utbygde boligområder	0,4-0,7
Villa-områder og spredt bebyggelse	0,2-0,4
Skogsområder, lett vegetasjon	0,2-0,4
Skogsområder, kraftig vegetasjon	0,1-0,3

Tabell 3.4 i Norem mfl. (2018)

Den rasjonale metoden finner spissavrenningen fra et felt, Q_{dim} , ved hjelp av avrenningskoeffisienten, C , nedbørsintensiteten, i , og arealet, A . Avrenningsfaktoren til et område avhenger av permeabiliteten, metningsgraden, terrengets helning og nedbørsintensiteten. Ved stor helning og høy nedbørsintensitet vil vannet på overflaten renne raskt og det vil ikke være god tid for vannet til å infiltrere. Altså vil C -verdien være relativt høy, mens for motsatt situasjon vil C -verdien være lav. Permeabiliteten, evnen et materiale har til å transportere væske, har mye å si for avrenningen. I følge Norem mfl. (2018) vil vannet lettere infiltrere og avrenningen på overflaten bli mindre dersom et materiale har høy permeabilitet. Et materiale som er impermeabelt vil ha en høy C -verdi da tilnærmet alt vannet vil renne på overflaten. Metningen av vann i grunnen spiller også inn på avrenningsfaktoren. Er det mye vann i grunnen fra før vil det ikke kunne infiltrere så mye. Verdier for C i forskjellige terrengetyper er vist i tabell 2.2. Ved nedbørshendelser med lengre returperioder er sannsynligheten større for at metningsgraden og nedbørsintensiteten begge er høye. For å ta hensyn til dette kan justeringsfaktoren, C_T , tas med i likningen. Forskjellige verdier for C_T er oppgitt i tabell 2.3. Som forklart i avsnitt 2.1 er klimaet i stadig endring og nedbørsmengden og intensiteten vil mest sannsynlig fortsette å øke i framtiden. Det er derfor viktig å ta hensyn til dette slik at det prosjekteres for framtiden. Klimafaktoren, K_F , er derfor gunstig å ha med i beregningene. I følge Statens Vegvesen (2014) er klimafaktorer for installasjoner som har en forventet levetid for 100 år, på 1,4 for 10 års gjentaksintervall, 1,4 for 100 års gjentaksintervall og 1,5 for 200 års gjentaksintervall.

For at den rasjonale formelen skal gjelde er det flere forutsetninger som bør være overholdt. Ut ifra forutsetningene blir usikkerheten til beregningene større, jo større feltet blir. I følge SVV (2018) bør ikke feltet være større enn 2-5 km² for at resultatene skal være tilnærmet reelle. Forutsetningene for bruk av den rasjonale formelen er ifølge Norem mfl. (2018) som følger «:

Tabell 2.3: Justeringsfaktor for avrenningskoeffisienten ut fra av valgt returperiode.

Returperiode	Faktor for returperiode C_T
25 år	1,1
50 år	1,2
100 år	1,25
200 år	1,3

Tabell 3.3 i Norem mfl. (2018)

- Under den dimensjonerende nedbørsperioden er det samme intensitet i hele feltet.
- Maksimal vannføring skjer når vannet øverst i nedbørsfeltet når fram til beregningspunktet.
- Returperioden for maksimal vannføring samsvarer med returperioden for nedbørsintensitet.
- Avrenningen skjer i hovedsak som overvannsavrenning.
- Avrenningsfaktoren, andel av vann som renner som overvann i forhold til nedbørmengden, er konstant i beregningsperioden.
- Arealet av åpent vann er beskjedent i forhold til totalarealet. »

Nedbørsintensiteten, i , er avhengig av varigheten til nedbøren. I den rasjonale metoden velges det en varighet lik konsentrasjonstiden til feltet, t_c . Konsentrasjonstiden er tiden det tar vannet å renne fra punktet lengst unna fram til beregningspunktet. Sammenhengen mellom nedbørsintensiteten, varigheten og returperioden er representert i IVF-kurver (Intensitet-Varighet-Frekvens-kurver). For å finne intensiteten må først konsentrasjonstiden beregnes. IVF-kurvene for Norge er å finne på nettsidene til Norsk klimaservicesenter (Norsk klimaservicesenter, udatert).

I følge SVV (2018) er konsentrasjonstiden, t_c , for naturlige felt gitt ved likning 2.2, mens for urbane felt er den gitt ved likning 2.3. I likningene er L lengden til feltet, ΔH er høydeforskjellen til feltet og A_{SE} er effektiv sjøprosent i feltet.

$$t_c = 0,6 \times L \times \Delta H^{-0,5} + 3000 \times A_{se} \quad (2.2)$$

$$t_c = 0,02 \times L^{1,15} \times \Delta H^{-0,39} \quad (2.3)$$

I Statens Vegvesen sin lærebok om drenering og håndtering av overvann (Norem mfl.,

Tabell 2.4: Forslag til valg av konstant til likning 2.4 for beregning av konsentrasjonstid basert på forskjellige terrengetyper.

Overflatetype	K-verdi
Tett skog	0,6
Høy vegetasjon og busker	0,4
Plen og kort gress	0,25
Bart fjell	0,12
Asfalt og betong	0,08

Tabell 3.7 i Norem mfl. (2018)

2018) foreslår de en ny metode for å beregne konsentrasjonstiden i et nedbørsfelt. Dette på grunn av at konsentrasjonstiden beregnet på den vanlige måten ikke tar hensyn til overflatetype. Med den norske måten (likning 2.2 og 2.3) for å beregne konsentrasjonstiden blir tidene en god del større enn ved de fleste internasjonale metodene. Den nye metoden tar utgangspunkt i likning 2.2 gitt i Håndbok N200 (SVV, 2018) og tar i tillegg hensyn til forskjellige terrengetyper som i «Introduction of Highway Hydraulics» (Schall mfl., 2008) ved å innføre forskjellige konstanter som vist i tabell 2.4. Likningen for konsentrasjonstiden blir da sendes ut som likning 2.4, hvor $I = H/L$. Med disse nye konstantene kan én og samme likning brukes både på naturlige og urbane områder. Dersom konsentrasjonstidene blir under 5 minutter, settes 5 minutter som konsentrasjonstiden.

$$t = K \times \left(\frac{L}{I}\right)^{0,5} \quad (2.4)$$

2.5 Hydrologisk rutning

Hvor mye vann som blir holdt igjen i et fordrøyningsanlegg er differansen mellom arealet under innløpshydrogrammet og utløpshydrogrammet. For veldig enkle damgeometrier kan dette gjøres numerisk, mens for anlegg med litt mer avanserte utforminger og utløp gjøres dette ved å «rute» innløpshydrogrammet gjennom magasinet og finne utløpshydrogrammet ved hjelp av dette. I følge Chin (2013) kan rutning gjøres med enten en hydraulisk eller en hydrologisk modell. En hydraulisk modell er basert på at kontinuitetslikningen og bevegelseslikningen løses samtidig, mens for en hydrologisk modell løses kontinuitetslikningen samtidig med en likning som representerer sammenheng mellom vannstand og utløpsvannføring. I tillegg til å gi utløpshydrogrammet til fordrøyningsvolumet gir den hydrologiske modellen vannstanden, volumet og overflatearealet til fordrøyningsanlegget som funksjon av tiden. I følge Chin (2013) er hydraulisk rutning sett på som mer nøyaktig enn hydrologisk rutning, men på grunn av hydrologisk rutings

enkelhet og akseptable nøyaktighet under visse omstendigheter, spesielt for design av fordrøyningsdam og reservoarer, er den mye brukt.

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t, S) \quad (2.5)$$

I Kontinuitetslikningen, 2.5, er S lagret volumet [L^3] i fordrøyningsanlegget, $I(t)$ er innløpshydrogrammet [L^3T^{-1}] og $Q(t, S)$ er utløpshydrogrammet som funksjon av tiden og lagret volum. For å kunne utføre beregningene må innløpshydrogrammet, utløpskarakteristikken i forhold til lagret volum og starverdi ved $t=0$ være kjent. Metoden som er mest brukt for ruting i reservoarer er i følge Chin (2013), «Modifed Puls method». Likning 2.5 kan tilnærmes numerisk som likning 2.6 og likning 2.7 og ved hjelp av disse likningene utføres rutingen.

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad (2.6)$$

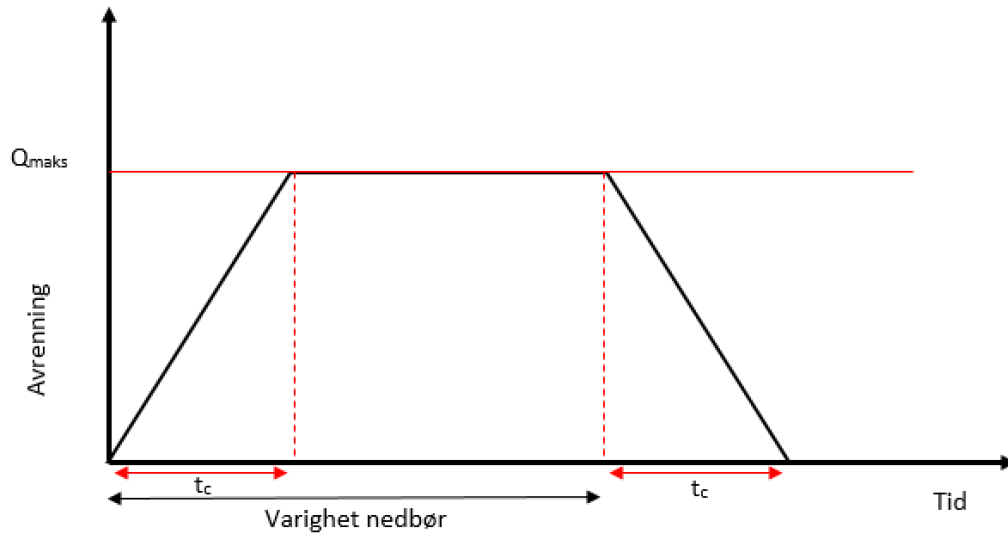
$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = (I_1 + I_2) + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \quad (2.7)$$

I følge Chin (2013) er beregningsprosedyren for hydrologisk ruting med «Modified Puls method» som følger: **1)** Bruk kjente verdier for I_1 , I_2 og $2S_1\Delta t - O_1$ i venstre siden av likning 2.7. **2)** Finn utløpsverdi O_2 ut fra reservoaret og beregn tilhørende verdi for $2S_2/\Delta t + O_2$. **3)** Trekk fra $2O_2$ fra $2S_2/\Delta t + O_2$ for å finne $2S_2/\Delta t - O_2$ på slutten av tidssteget. **4)** Gjenta steg 1 til 3 til hele utløpshydrogrammet, $O(t)$ er beregnet.

2.5.1 Summasjonskurvemetoden

Den rasjonale metode var i utgangspunktet ment for å beregne maks avrenningshastighet for dimensjonering av kulverter og lignende, ikke for å beregne avrenningsvolum. For å beregne avrenningsvolumet bestemmes spissavrenningen fra den rasjonale metoden og konsentrasjonstiden er tiden det tar før avrenningen er på sitt største og hele feltet bidrar. Det antas at spissavrenningen ivaretas under hele varigheten til nedbøren. Når varigheten til nedbøren er lengre enn konsentrasjonstiden vil hydrogrammet ha en trapesformet utforming, se figur 2.2, (Cleveland mfl., 2011).

Læreboken «Vann- og avløpsteknikk» fra Norsk Vann (Ødegaard, 2014), tar for seg summasjonskurvemetoden. Summasjonskurvemetoden går ut på at når flere delfelt kommer etter hverandre vil de ikke nå utslippspunktet på samme tid. Altså vil arealet nærmest utløpet bidra med en gang, mens det tar litt tid før det ovenforliggende arealet bidrar



Figur 2.2: Trapesformet hydrogram.

til avrenningen. Det sentrale i summasjonskurvemetoden er å finne ut når de forskjellige delfeltene begynner å bidra til utslippspunktet.

2.6 Programvare / PCSWMM

«Personal Computer Storm Water Management Model» (PCSWMM) er et program som integrerer hele USEPAs SWMM motor i GIS for overvanns- og avløpsvannmodellering. PCSWMM har mange hydrauliske og hydrologiske bruksegenskaper. Noen av disse egenskapene er strømningsruting, fordampning i stillestående vann, strømningsruting gjennom både åpne og lukkede rørledninger, modellering av snøakkumulering og smelting, og todimensjonal flomruting og modellering av blant annet opphopning av overvann. I denne oppgaven er PCSWMM brukt spesielt for å lage 2D-modeller. For å lage dette i PCSWMM må det genereres et 2D-mesh ut fra en terrengfil og et grenselag. I grenselaget legges det inn blant annet ruhet for de forskjellige overflatene slik at vannføringen blir forskjellig for for eksempel asfalt og vegetasjon. Nedbør kan enten legges inn som egne «subcatchments» altså nedbørsfelt eller det kan legges direkte inn i nodene til hver enkelt 2D-celle som vannføring og ganges med arealet til cellen.

Antakelser (James mfl., 2012): «

- Strømninger mellom celler er hovedsaklig endimensjonale.
- Strømning mellom celler kan være representert med et rektangulært tverrsnitt.
- Coriolis og vindeffekter er neglisjert

- Turbulent eddy viskositet kan neglisjeres
- Bølgelengde er signifikant større enn dybde (det vil si likninger for grunt vann).»

3. Studieområde og metode

3.1 Studieområde: Brånåsdalen avfallsdeponi

Brånåsdalen ligger i Skedsmo kommune. Området er et nedlagt avfallsdeponi, som var i drift i perioden 1970-1991. Etter avfallsdeponiets avvikling ble det regulert til boligområde. I dag består området av 18 daa med åpne gresskledde områder, jordbruk, skog, bebyggelse og noe nærliggende industri, se figur 3.1. Det ble etter hvert problemer med metangass og setninger i boligene ved avfallsdeponiet og kommunen ble på grunn av dette pålagt av Fylkesmannen i Oslo og Akershus i januar 2017, som ansvarlig forurensere, å sørge for undersøkelser av det nedlagte avfallsdeponiet. I januar 2018 fikk Skedsmo kommune igjen et pålegg fra Fylkesmannen, denne gangen om handlingsplan og videre undersøkelser på området etter rapporten kommunen hadde utarbeidet av undersøkelsene. I forbindelse med handlingsplanen er det et ønske å foreta et estetisk løft av hele området og da skal det etableres et parkanlegg gjennom hele området hvor overvannshåndteringen vil være et viktig element.

Norconsult AS har laget en overvannsplan (Norconsult, 2017) for hele området på oppdrag fra Skedsmo kommune. I denne overvannsplanen står det at målet for overvannshåndteringen er å få en mest mulig jevn vanntilgang og permanente vannspeil i de planlagt nye fordrøyningsdammene, samt håndtering av flomsituasjoner (opp til 200-årsflom med 50 % klimafaktor). Overvannet skal håndteres og fordrøyes på en slik måte at det hindrer sigevann, uønskede vannveier og flomproblemer i de kommunale overvannsledningene. Fra den nederste dammen føres overvannet videre ut på kommunal overvannsledningen DN1200, som føres vestover langs Trondheimsveien, under FV22 og ut i Nitelva. I figur 3.3 kan utformingen av det nye landskapsplanen ses.

Håndtering av vann på overflaten vil øke det biologiske mangfoldet i området. I planleggingen er det lagt vekt på å lage et parkdrag hvor det er hyggelig å oppholde seg, muligheter for aktiviteter og hvor vannet er med på å skape variasjon og opplevelse.

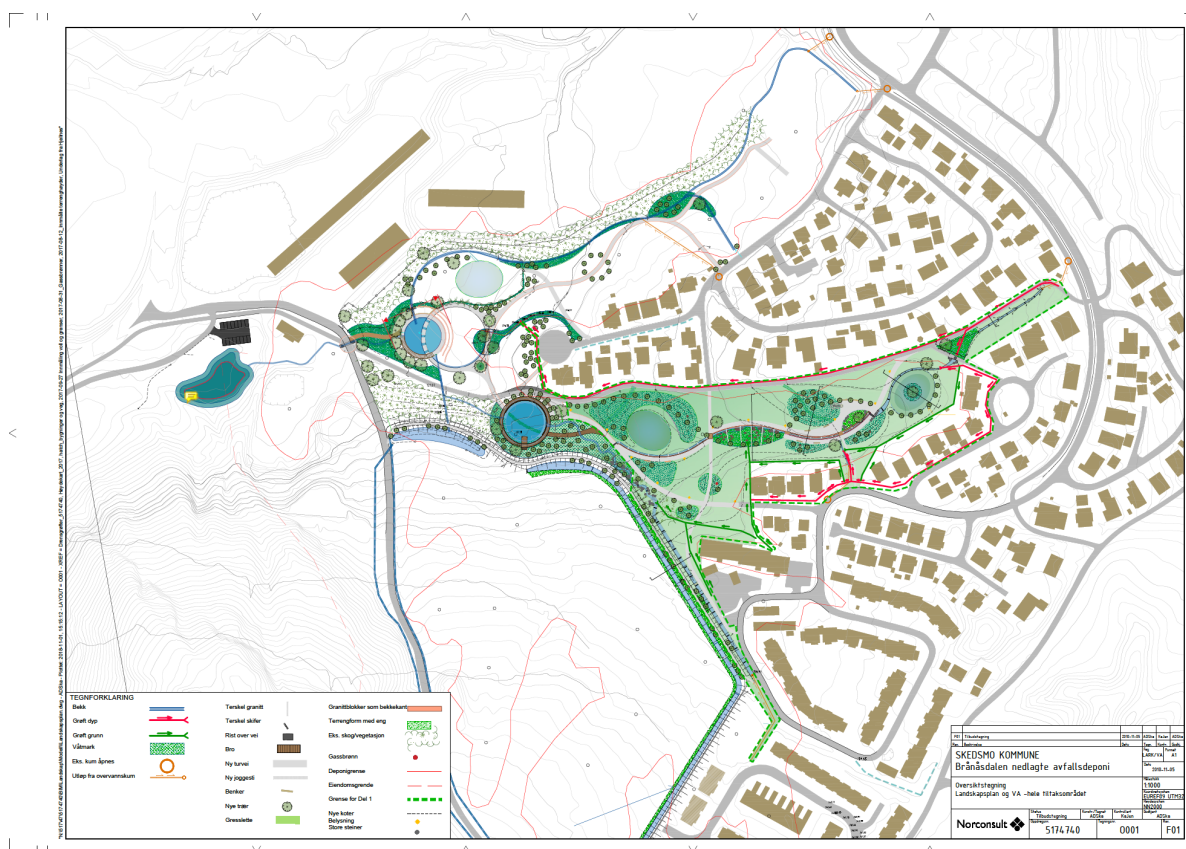
Siden det ikke er mulighet for, og heller ikke ønskelig, med infiltrasjon i feltområdet er det lagt stor vekt på fordrøyning av overvannet. Denne oppgaven tar mest for seg



Figur 3.1: Studieområdet på Brånåsen (©Kartverket, 2019).

fordrøyningen i de tre fordrøyningsdammene som kan ses i figur 3.3c. Fordrøyningsdam 1 og 2 skal ha permanent vannspeil og for å få til dette i tørre perioder er det lagt til rette for å kunne overføre vann fra overvannskummer fra ovenforliggende områder hvis ønskelig.

For å lede bort vannet fra området med avfallsdeponi er det planlagt å anlegge åpne overvannsgrøfter med drenering og terskler som skal avskjære og lede overvannet til de tre fordrøyningsdammene, se figur 3.2. Overvann fra tomter, som takvann, føres til regnbed og lukkede grøfter som er koblet sammen med det større åpne overvannssystemet. I de mest sentrale områdene med stor vannføring skal overvannet transporteres i bekkedrag med terskeldammer som bidrar til fordrøyning av vannet. Langs de åpne bekkene og grøftene vil det bli anlagt våtmark som vil bidra med fordrøyning og opptak av vann. I parkdraget vil det bli to større forsenkninger i terrenget som vil fungere som fordrøyningsvolum i tillegg til fordrøyningsdammene ved store overvannsmengder.

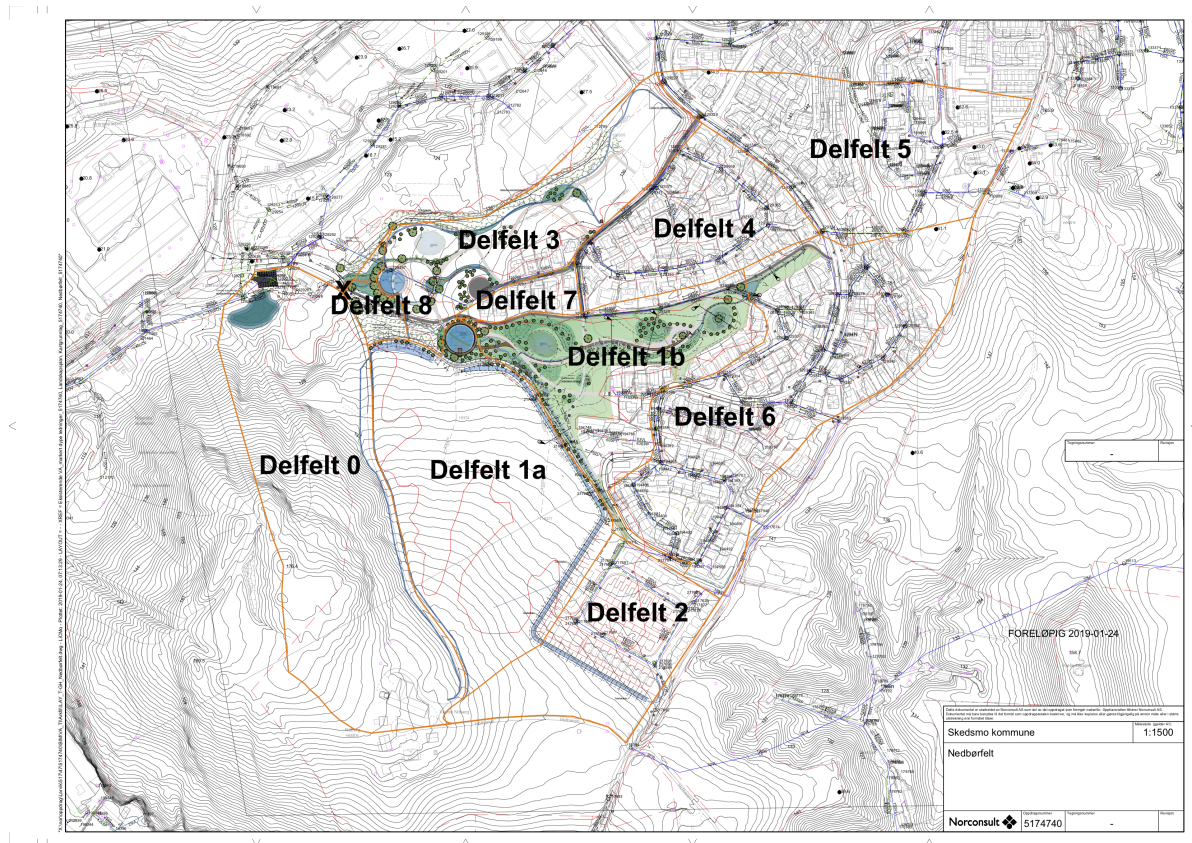


Figur 3.2: Oversikt planlagt parkanlegg. Tegning fra Norconsult AS.

Tabell 3.1: Oversikt over de forskjellige nedbørsfeltene.

Delfelt	Areal [m^2]	ΔH [m]	L [m]	Avrenningskoeffisient [-]
0	69770	60	450	0,5
1a	61050	30	330	0,5
1b	35540	10	300	0,5
2	28820	20	280	0,6
3	33080	10	330	0,5
4	27100	10	240	0,7
5	44600	30	360	0,7
6	63010	25	210	0,7
7	4360	5	120	0,7
8	3690	5	70	0,5

Oversikt over nedbørsfeltene og valgte avrenningskoeffisienter. Data fått av Norconsult AS.



Figur 3.4: Nedbørsfelt til studieområdet. Oppdeling fra Norconsult AS.

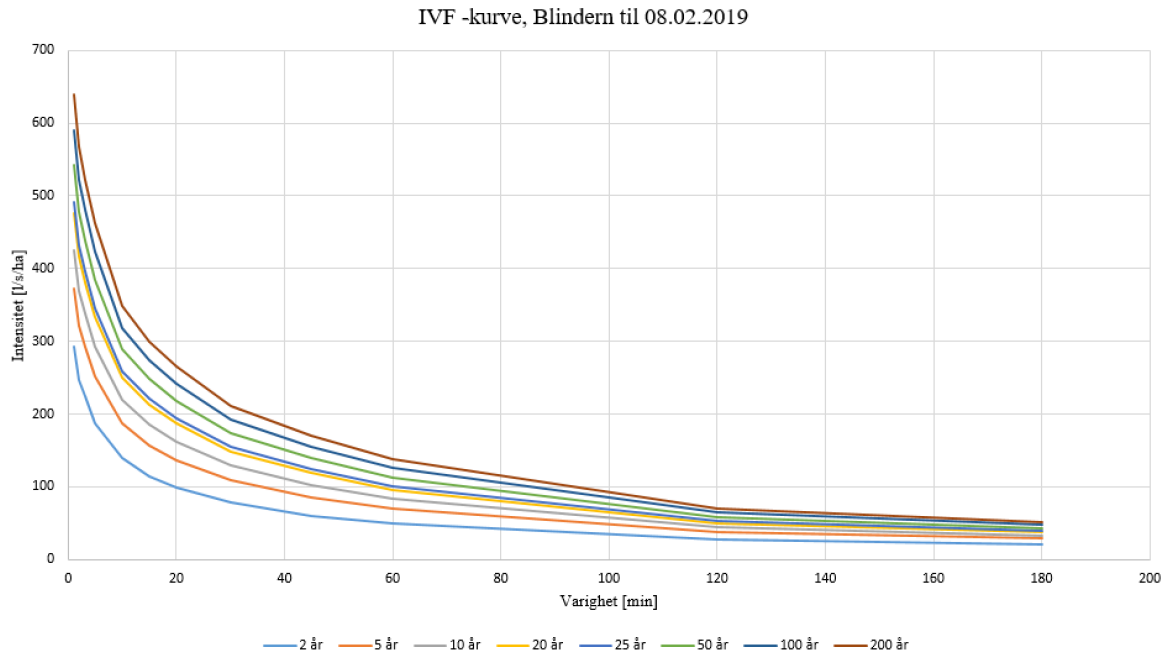
3.1.1 Nedbørsfelt

Nedbørsfeltet til de tre fordrøyningsdammene kommer fra 10 ulike delfelt som kan ses på figur 3.4 med tilhørende data som er presentert i tabell 3.1. Delfelt 5 er ikke med i beregningene for avrenning til dammene, siden overvannet fra dette området går direkte til overvannsledninger. Til den første fordrøyningsdammen kommer overvann fra delfelt 1b, 2 og 6. Til den andre kommer overvann fra delfelt 3, 4, og 7 pluss utstrømning fra dam 1. Og til den siste dammen før utslipp på overvannsledningen kommer det vann fra de ovenforliggende dammene i tillegg til avrenning fra delfelt 0 og 8.

3.2 Modellering

3.2.1 Ruting i excel

For å kontrollere om de planlagte dammene kan håndtere hendelser med ulike gjentakintervaller og vurdere effekten av ulike utforminger på utløp og damgeometri, må det regnes på. Dette gjøres ved å rute avrenningshydrogrammer med forskjellige gjentak-



Figur 3.5: IVF-kuve Blindern. Hentet fra <https://klimaservicesenter.no>.

intervall og varighet gjennom dammene.

Selve rutingen gjennom dammene ble gjort med metoden beskrevet i kapittel 2.5. Ved hjelp av den rasjonale metoden beskrevet i kapittel 2.4.1 ble avrenningen til de forskjellige nedbørsfeltene beregnet. Data fra IVF-kurven for Blindern (figur 3.5) og data om de forskjellige delfeltene (tabell 3.1) ble brukt til å beregne innløpshydrogrammene til de ulike dammene. Avrenningshydrogrammet blir antatt å ha en trapesform, hvor konsentrasjonstiden blir beregnet med likning 2.4. Ved hjelp av summasjonskurvemethoden ble innløpshydrogrammet fra avrenning til de ulike dammene funnet.

Beregningsprosedyreren som er brukt i Excel for ruting tar utgangspunkt i metoden beskrevet i kapitlet om Hydrologisk ruting. Damgeometrien til de forskjellige fordrøyningsdammene er kjent med forskjellige utløpsarrangement, og er som følger:

Dam 1

Dam 1 har en sirkulær form, og har en økende diameter fra bunn til topp. Diameterene med tilhørende høyder kan ses i figur 3.6a. Av nedbørsfeltet til dam 1 utgjør dam 1 0,5% av arealet. Utløpet i dam 1 er tenkt som en rektangulært sammensatt bredkantet utløpsterskel med tre nivåer. Det finnes en del teori og forsøk utført for utløpsterskler med to nivåer, men det mangler litteratur for en sammensatt rektangulært bredkantet utløpsterskel med tre utløpsnivåer. I Jan mfl. (2009) brukes en metode hvor vannføringen beregnes som summen av vannføring fra ordinære bredkantede overløp. Oppdelingen til

utløpet kan ses i figur 3.6b. For å beregne strømmingen gjennom et enkelt rektangulært bredkantet utløp kan likning 3.1 (Chin, 2013, s. 313) brukes. Likningen uttrykker $Q =$ vannføringen ved hjelp av $C_d =$ vannføringskoeffisienten, $g =$ tyngdeakselerasjonen, $b =$ bredden til utløpet og $H =$ total energihøyde. Siden vannet kommer fra en dam og ikke en kanal, kan hastighetshøyden neglisjeres og vanddybden over bunn av terskel kan brukes for H . Ved å prøve ut litt forskjellige utregninger av vannføringskoeffisienten, C_d , presentert i Chin, 2013, s. 313-314 kom verdiene på mellom 0,8-0,9. Det ble derav valgt en konstant vannføringskoeffisient på 0,85. Opprinnelig var utløpet til dam 1 tegnet med breddene $b_1=0,1\text{m}$, $b_2=0,5\text{m}$ og $b_3=1\text{m}$. Utløpskarakteristikken til dam 1 kan ses i figur 3.6c.

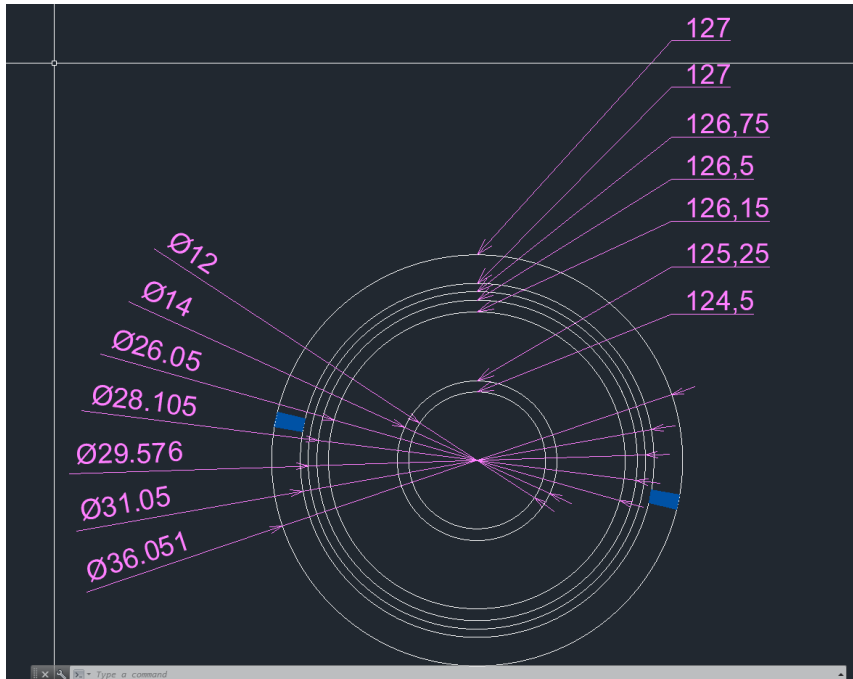
$$Q = C_d \sqrt{g} b \left(\frac{2}{3} H \right)^{3/2} \quad (3.1)$$

Dam 2

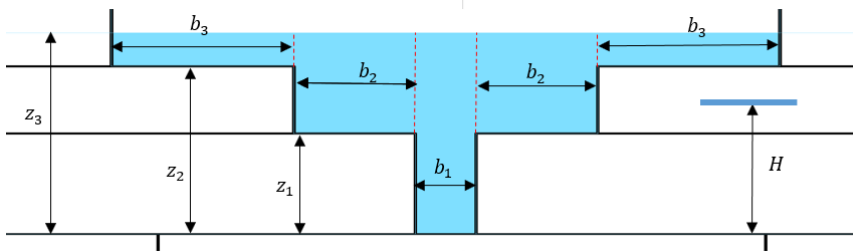
Dam 2 har også en sirkulær form og er delt i to mindre kamre med en gangvei. Kammerene får vann fra 3 forskjellige bekker, hvorav en bekk går inn i kammer 1, mens de to andre går til kammer 2. Utformingen til dam 2 kan ses på figur 3.7. Av nedbørsfeltet som renner til dam 2 utgjør dam 2 ca 0,3% av arealet. Utløpet til dam 2 er planlagt som en enkel rektangulær bredkantet utløpsterskel, se fig 3.7b, med en bredde på 10cm. Utløpsterskelen er plassert i kammer 2 og begynner på høyden 121,6m. Utregningen av utløpskarakteristikken er beregnet på samme måte som for utløpet i dam 1 med likning 3.1 og en vannføringskoeffisient lik 0.85. Utløpskarakteristikken til dam 2 kan ses på figur 3.7c

Dam 3

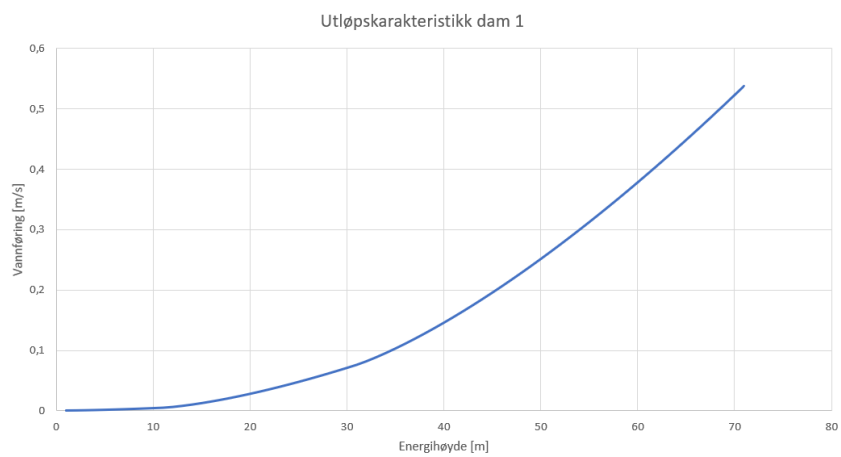
Dam 3 har en naturlig form med utgangspunkt i det eksisterende terrenget. Damgeometrien er representert ved et utsnitt høyder med tilhørende areal, se tabell 3.2, tatt ut i fra AutoCAD tegning utarbeidet av Norconsult AS. Arealet til fordrøyningsdammen er 1,5% av det totale arealet i nedbørsfeltet. Utløpet er tenkt i bunn av dam med en tilbakeslagsventil ut på det kapasitetskritiske overvannsnett. Blir dammen full, blir vannet ført trygt vest til et nedenforliggende område av en sikkerhetsterskel med en bredde på 5m 115,5moh. I beregningene tas det ikke hensyn til tilbakeslagsventilen siden det her skal ses på hvordan fordrøyningsdammen fungerer når ventilen ikke kan åpnes. Utløpskarakteristikken kan også her beregnes på samme måte som for dam 1 og dam 2 med likning 3.1 og kan ses på figur 3.8.



(a) Damgeometri dam 1.

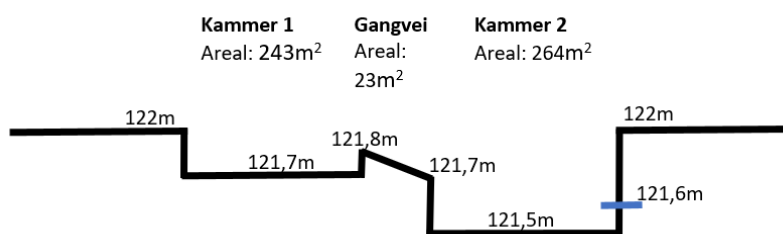


(b) Utløpstverrsnitt dam 1.

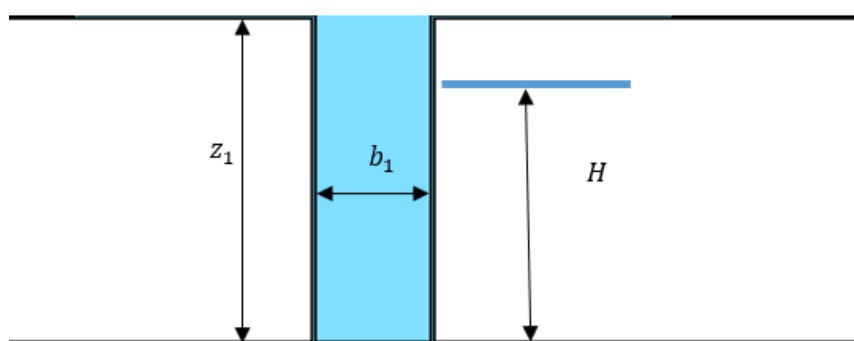


(c) Utløpskarakteristikk dam 1.

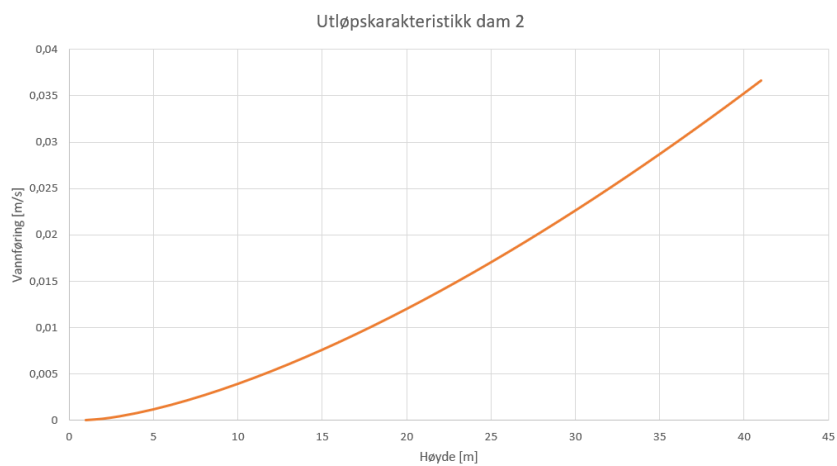
Figur 3.6: Damgeometri og utløp dam 1.



(a) Damtverrsnitt dam 2.



(b) Utløpstverrsnitt dam 2.

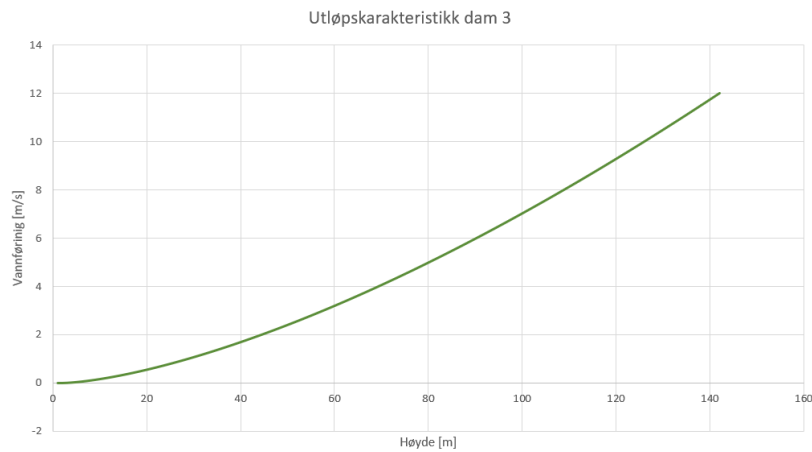


(c) Utløpstverrsnitt dam 2.

Figur 3.7: Damgeometri og utløp dam 2.

Høyde [moh]	Areal [m^2]
114,6	553
114,7	757
114,8	989
114,9	1249
115,0	1538
115,1	1640
115,2	1741
115,3	1844
115,4	1949
115,5	2055

Tabell 3.2: Damgeometri for dam 3.



Figur 3.8: Utløpskarakteristikk dam3.

3.2.2 PCSWMM

3.2.3 Grunnlagsdata

For å sette opp en PCSWMM-modell må det først legges inn grunnleggende lag som trengs for å kunne lage et terrengmesh. Lagene som er nødvendig er et grenselag, «Bounding layer», og et 2D node lag. I dette prosjektet er terrenndataene hentet fra en DEM-fil utarbeidet av Norconsult AS med oppløsning på 1m x 1m. 2D nodene er generert ved hjelp av PCSWMM fra grenselaget og DEM-filen. I tillegg til de lagene som er nødvendig kan det legges til flere type lag for å lage et mer nøyaktig mesh.

DEM-fila ble lagt inn modellen og grenselaget ble tegnet rett inn etter hvor nedbørsfeltet antas å gå, langs vegene og bekkedrag, se figur 3.9. For de forskjellige grenselagene må det velges en stil som meshet skal lages i og en ruhet som gir de forskjellige grenseområdene ulike vannføringsegenskaper. I denne oppgaven har hovedgrensen rundt området



Figur 3.9: Grenselag, hindringslag, og senterlinjer og nedstrøms grenselag.

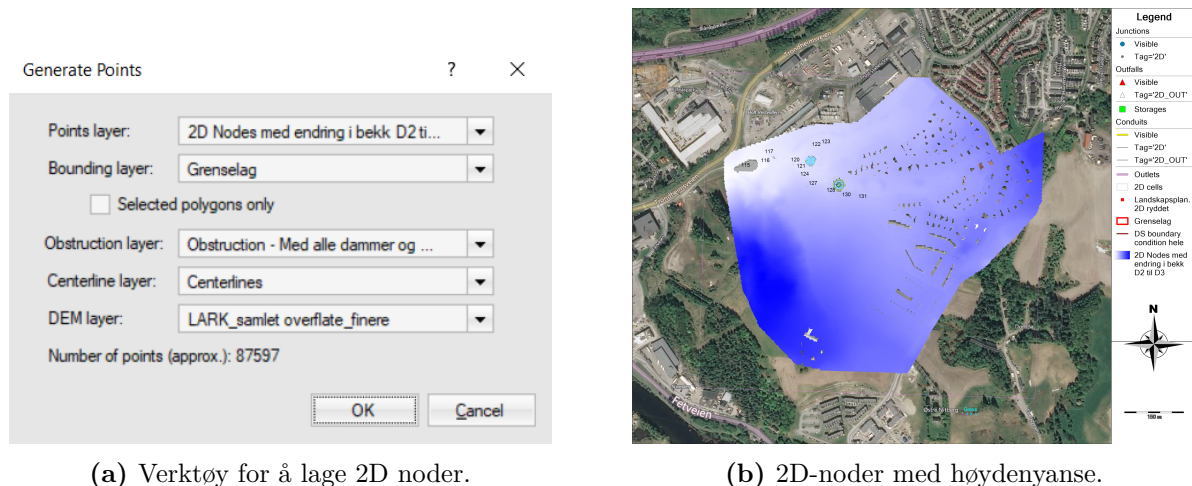
Tabell 3.3: Grenselagets egenskaper.

Stil	Oppløsning	Prøvetakningsfaktor	Ruhet	Kant
Hexagonal	5	3	0.2	YES
Directional	3	3	0.033	YES
Rectangular	3	3	0.014	YES

Oversikt over egenskaper til de ulike områdene definert med grenselag i 2D-modellen.

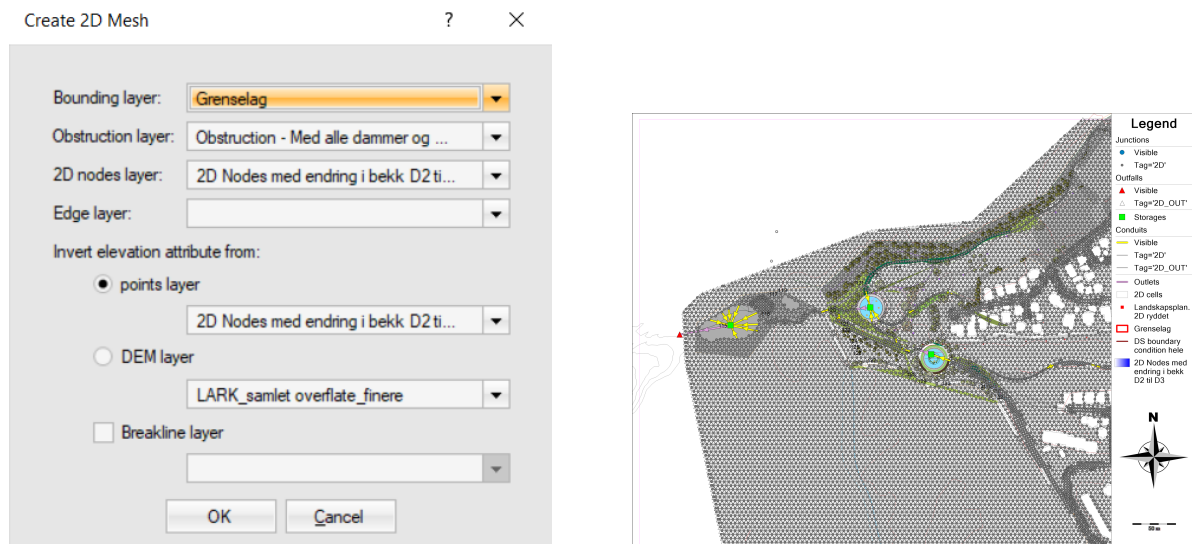
en heksagonal stil, for bekkene er det lagt inn en retningsbasert stil og for veger er det lagt til en rektangulær stil. De valgte verdiene for grenselaget kan ses i tabell 3.3. De ekstra lagene som ble lagt til i denne modellen var et hindringslag og et senterlinjelag. Senterlinjelaget er nødvendig i områder med retningsbasert mesh-stil. Hindringslaget tegnes over hindringer som bygninger for å unngå at overvannet strømmer gjennom disse. Alle bygninger og fordrøyningsdammene markeres som hindringer. Det ble også lagt inn en hindring for å sikre at vannet fra delfelt 1a, (se Figur 3.4), ble demmet opp og sendt inn i delfelt 0. Det samme ble gjort i grensen mellom boligfeltet i delfelt 4 og 7 mot nedbørsfelt 1b der vannet samles i grøfter og blir ført til dam 2, se figur 3.9.

Ut i fra DEM-fila, grenselaget, senterlinjelaget og hindringslaget ble det generert et 2D-node lag som representerer terrenget, se figur 3.10.



(a) Verktøy for å lage 2D noder.

(b) 2D-noder med høydenyansse.

Figur 3.10: 2D-noder.

(a) Verktøy for å lage mesh.

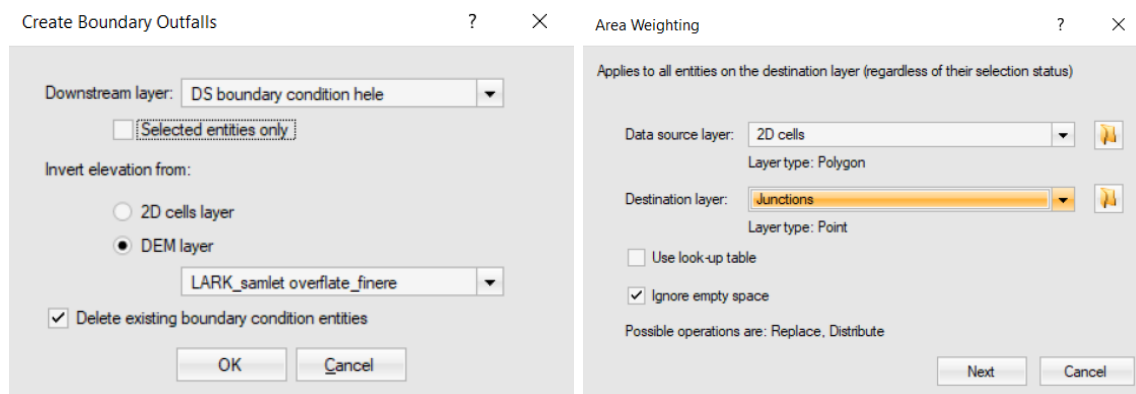
(b) mesh rundt dammene.

Figur 3.11: Lage 2D-mesh.

Ved hjelp av 2D-node-laget og grenselaget ble meshet laget. Et utsnitt av meshet ved fordrøyningdammene og lagene som det ble laget ut fra kan ses på figur 3.11.

Det ble også lagt inn et grenselag som slipper ut vann nedstrøms slik at det ikke samler seg ved kantene. Laget ble tegnet inn langs kanten og ut i fra laget ble det laget flere utløp ved hjelp av «Create Boundary Outfalls» (se figur 3.12a).

Fordrøyningsdammene ble lagt til modellen som lagringsnoder. Lagringsvolumet ble lagt til som ved en sammenheng mellom dybden og arealet til dammen, se figur 3.13. Dam 2 har som nevnt tidligere 2 kammere. I kammer 1 er volumet under 121,8m tørrværsvolum, og vil ikke ha noe særlig innvirkning på flomdempingen. For å forenkle volumet til dam 2 ble dette tørrværsvolumet neglisjert, se figur 3.13b. Innløpsledningene til dammene ble lagt fra enden av bekkene til fordrøyningsdammene og har egenskapene som kan ses på

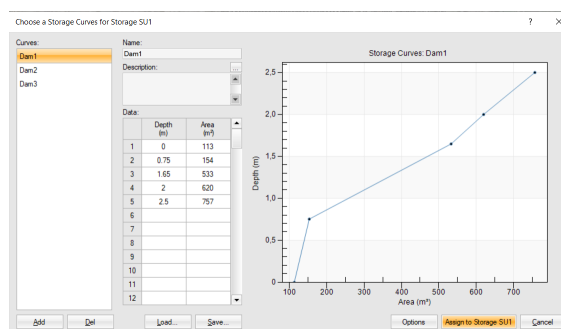


(a) «Down stream boundary»

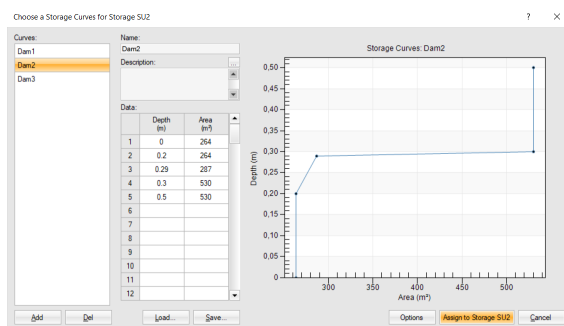
(b) Verktøy «Area Weighting».

Figur 3.12: PCSWMM verktøy.

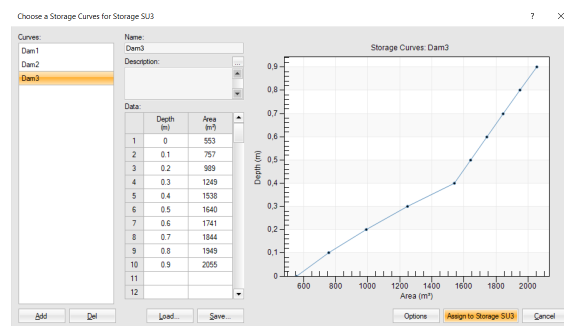
figur 3.14. Dam 3 er litt spesiell siden det renner vann inn fra området rundt, mens det for dam 1 og 2 er lagt opp til at alt vannet entrer dammen kun fra de bekkemunningen. Dette ble tatt hensyn til ved å legge inn korte ledninger fra de lavest liggende nodene rundt fordrøyningsdammen (figur 3.14d). Utløpskarakteristikken til alle dammene ble lagt til utløpsledningene og beregnet i excel ut i fra likning 3.1. Ut fra dam 3 går vannet rett ut fra modellen til et utløp.



(a) Dam 1.



(b) Dam 2.



(c) Dam 3.

Figur 3.13: Fordrøyningsdammenes geometri, presentert som dybde-areal forhold.

I det planlagte parkdraget er det lagt inn en bekk som har flere overganger. I tillegg er det en kulvert fra selve parken og over til delfelt 0 hvor dam 3 ligger. Kulvertene er

Attributes		Attributes		Attributes		Attributes		Attributes	
Name	C33774	Name	C33831	Name	C33468	Name	C26558	Name	C33699
Inlet Node	J3510	Inlet Node	J2	Inlet Node	J1172	Inlet Node	J3078	Inlet Node	J1633
Outlet Node	SU1	Outlet Node	SU2	Outlet Node	SU3	Outlet Node	SU3	Outlet Node	J1607
Description		Description		Description		Description	Dam	Description	
Tag	Dam	Tag	Dam	Tag	Dam	Tag	Dam	Tag	Kulvert
Length (m)	2	Length (m)	2	Length (m)	0.5	Length (m)	0.5	Length (m)	2
Roughness	0.015	Roughness	0.015	Roughness	0.015	Roughness	0.015	Roughness	0.015
Inlet Offset (m)	0	Inlet Offset (m)	0	Inlet Offset (m)	0	Inlet Offset (m)	0	Inlet Offset (m)	0
Outlet Offset (m)	1.8	Outlet Offset (m)	0.2	Outlet Offset (m)	0.4	Outlet Offset (m)	0	Outlet Offset (m)	0
Initial Flow (m ³ /s)	0	Initial Flow (m ³ /s)	0	Initial Flow (m ³ /s)	0	Initial Flow (m ³ /s)	0	Initial Flow (m ³ /s)	0
Flow Limit (m ³ /s)	0	Flow Limit (m ³ /s)	0	Flow Limit (m ³ /s)	0	Flow Limit (m ³ /s)	0	Flow Limit (m ³ /s)	0
Entry Loss Coeff.	0	Entry Loss Coeff.	0	Entry Loss Coeff.	0	Entry Loss Coeff.	0	Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0	Exit Loss Coeff.	0	Exit Loss Coeff.	0	Exit Loss Coeff.	0	Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0	Avg. Loss Coeff.	0	Avg. Loss Coeff.	0	Avg. Loss Coeff.	0	Avg. Loss Coeff.	0
Seepage Rate (mm)	0	Seepage Rate (mm)	0	Seepage Rate (mm)	0	Seepage Rate (mm)	0	Seepage Rate (mm)	0
Flap Gate	NO	Flap Gate	NO	Flap Gate	NO	Flap Gate	NO	Flap Gate	NO
Cross-Section	RECT_CLOSED	Cross-Section	RECT_CLOSED	Cross-Section	RECT_OPEN	Cross-Section	RECT_OPEN	Cross-Section	RECT_CLOSED
Geom1 (m)	0.6	Geom1 (m)	0.2	Geom1 (m)	2	Geom1 (m)	2	Geom1 (m)	0.5
Geom2 (m)	1	Geom2 (m)	1	Geom2 (m)	2	Geom2 (m)	5	Geom2 (m)	1
Geom3	0	Geom3	0	Geom3	2	Geom3	0	Geom3	0
Geom4	0	Geom4	0	Geom4	0	Geom4	0	Geom4	0
Barrels	1	Barrels	1	Barrels	1	Barrels	1	Barrels	1
Transsect		Transsect		Transsect		Transsect		Transsect	
Shape Curve		Shape Curve		Shape Curve		Shape Curve		Shape Curve	
Culvert Code		Culvert Code		Culvert Code		Culvert Code		Culvert Code	
Control Rules	NO	Control Rules	NO	Control Rules	NO	Control Rules	NO	Control Rules	NO

(a) Dam 1.

(b) Dam 2.

(c) Dam 3.

(d) Rundt dam 3.

(e) Kulvert.

Figur 3.14: Egenskaper ledninger.

rektangulært formet med forskjellig lengde. Egenskapene er vist i figur 3.14e.

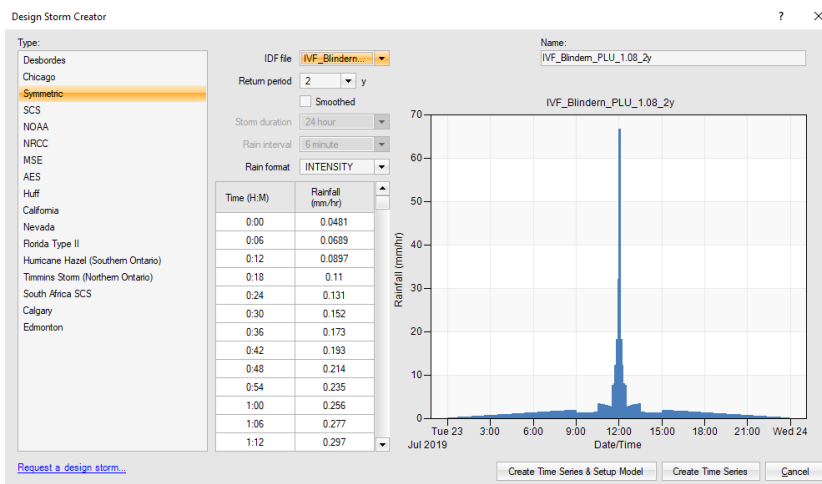
Tidsserier

Da selve modellen var ferdig, trengtes det å legge inn nedbørshendelser. Nedbøren gjøres om fra mm/t til m/s og legges inn på hver node som en tidsserie. For at avrenningen skal være riktig må det legges inn et areal for hver node. Dette gjøres ved å legge til areal som en ny egenskap til knutepunktene på størrelse med tilhørende 2D celle. Verktøyet «Area Weighting» beregner arealet til 2D cellene, se figur 3.12b.

Siden områdene der hindringer er plassert ikke blir med på området avrenningen blir beregnet for, må det legges inn en faktor til IVF-verdiene (figur 3.5) som tar hensyn til dette. Hindringslaget er omtrent 8% av totalarealet og det legges derfor til en faktor på 1,08 til IVF-verdiene. Basert på de nye IVF-verdiene ble det gjennom PCSWMM laget 24-timers symmetrisk nedbør for alle gjentakintervallene. Dette ble laget ved hjelp av nedbørsgeneratoren integrert i PCSWMM, se figur 3.15. I tillegg til 24timers nedbøren ble det lagt til kasseregner. For å sjekke hvilke varigheter som var dimensjonerende ble det prøvd ut forskjellige varigheter for gjentakintervaller hvor dammene begynte å gå fulle.

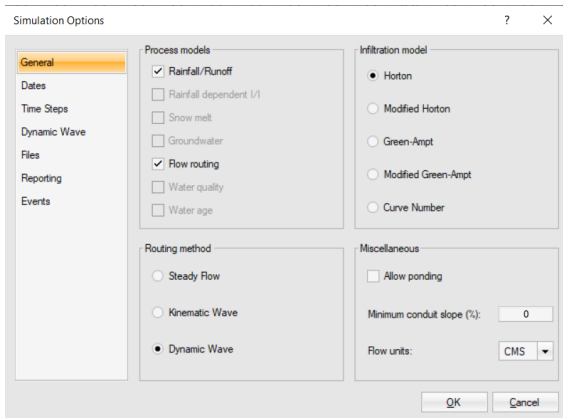
3.2.4 Simulering

Etter å ha lagt inn nedbøren i modellen er den nesten klar til å kjøre. Det eneste som mangler er å bestemme simuleringervalgene. For 2D-modeller er det viktig at tidssteget for ruting er lavt nok. Dette på grunn av de korte avstandene mellom nodene i

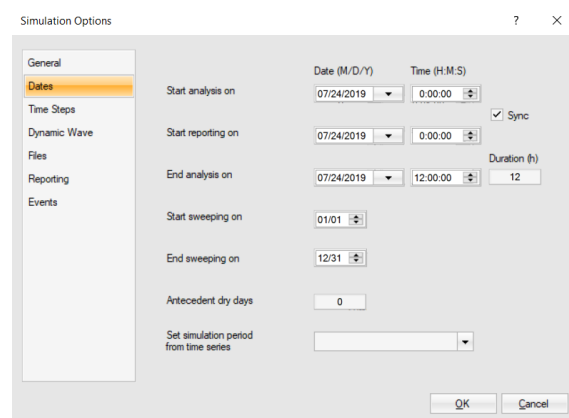


Figur 3.15: «Design Storm Creator» verktøy som lager nedbørshendelser ut fra IVF-kurve.

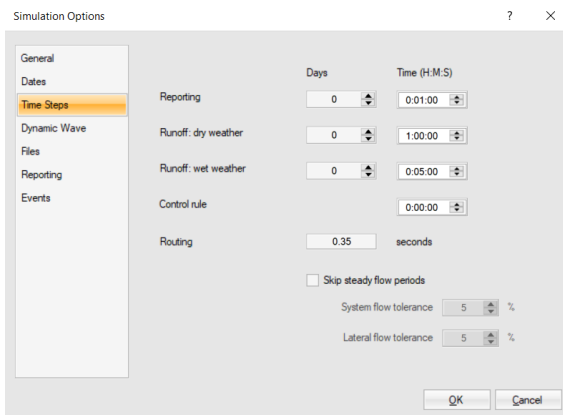
terrengmeshet. I denne oppgaven ble det brukt et rutingsstidssteg på 0,35 sekunder. For kasseregn ble det benyttet en simuleringsvarighet på 12 timer og en rapporteringshyppighet på 1 minutt. Resten av simuleringsvalgene kan ses på figur 3.16. For 24 timers symmetriske nedbør ble det brukt en simuleringsvarighet på 48 timer og rapporteringshyppigheten var hvert 10. minutt, se figur 3.17.



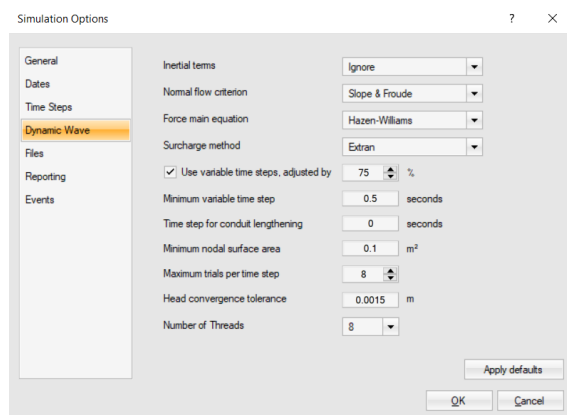
(a) Simuleringsvalg generelt.



(b) Simuleringsvalg dato kasseregn.

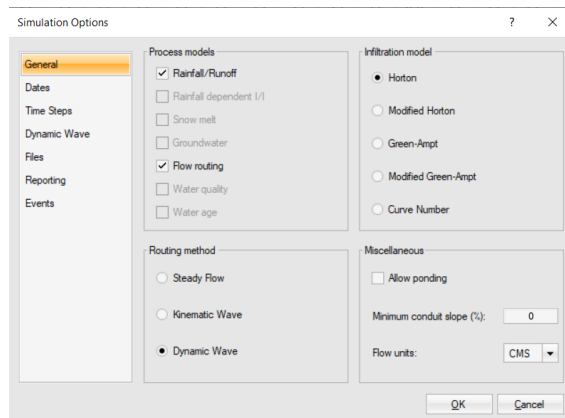


(c) Simuleringsvalg tidssteg kasseregn.

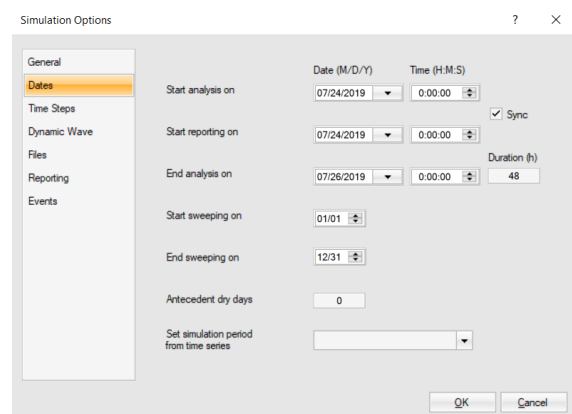


(d) Dynamisk bølge for kasseregn.

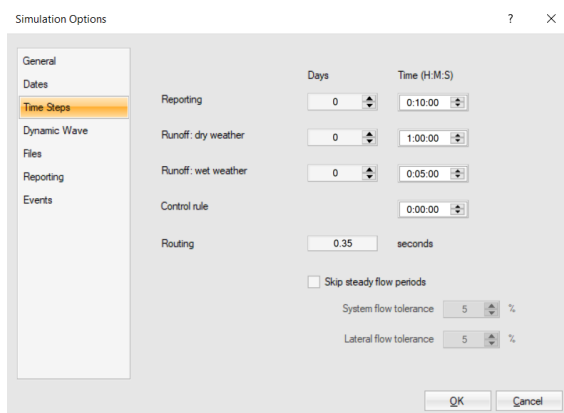
Figur 3.16: Simuleringsvalg for alle kasseregn.



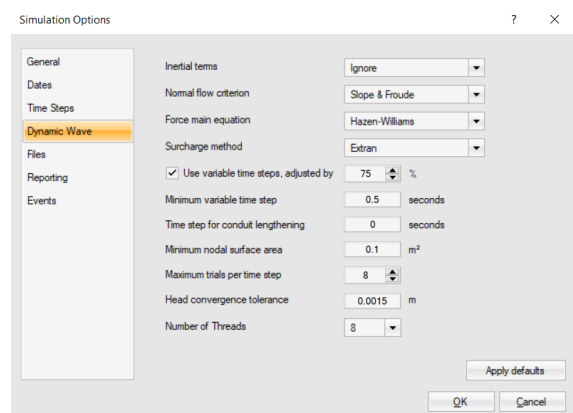
(a) Simuleringsvalg generelt 24t.



(b) Simuleringsvalg dato 24t.



(c) Simuleringsvalg tidssteg 24t.



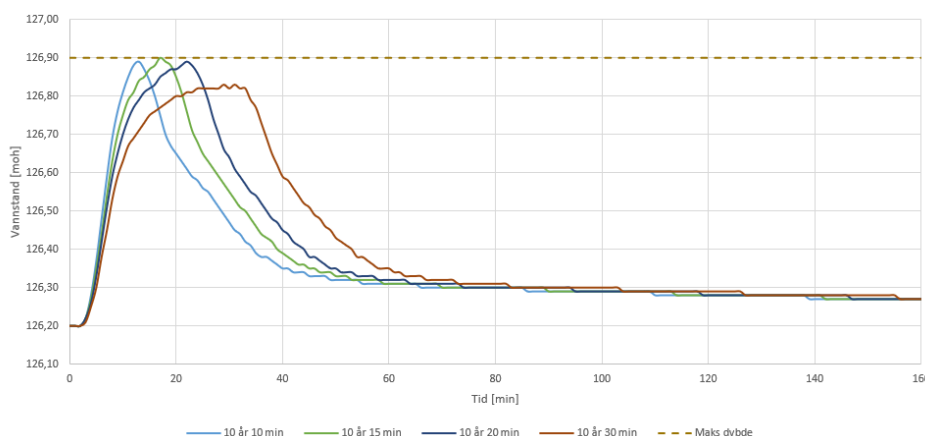
(d) Simuleringsvalg dynamisk bølge 24t.

Figur 3.17: Simuleringsvalg for 24 timers symmetrisk nedbør

4. Resultater og diskusjon

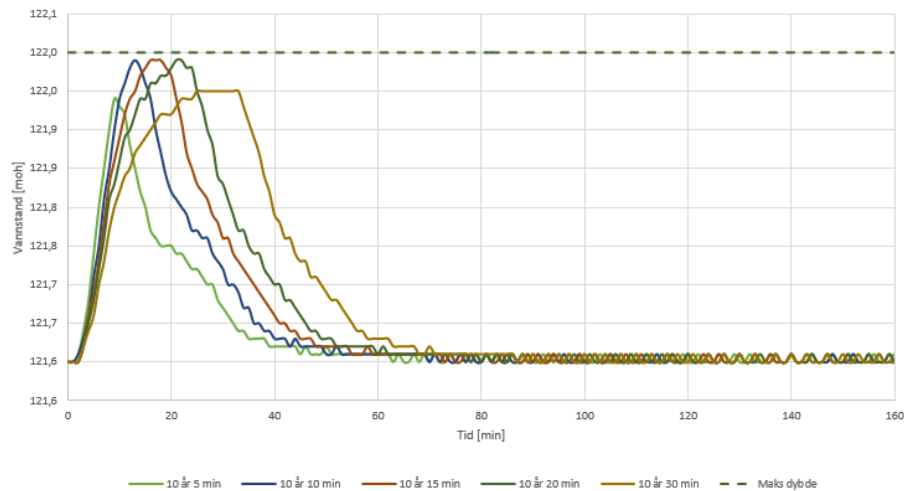
4.1 Ruting med rasjonal metode

For å finne dimensjonerende varighet ble de nye utløpsarrangementene, som vist i tabell 4.1, brukt. Figurene 4.1, 4.2 og 4.3 viser vanndybden i dammene ved et 10-årsregn med ulik varighet regnet ut med den rasjonale metoden og enkel damruting. Som det kan ses av figurene 4.1 og 4.2 er dimensjonerende varighet 15 minutter for dam 1 og dam 2, mens for dam 3 er den dimensjonerende varigheten på 30 minutter og er dermed lengre enn for de to andre, se figur 4.3.

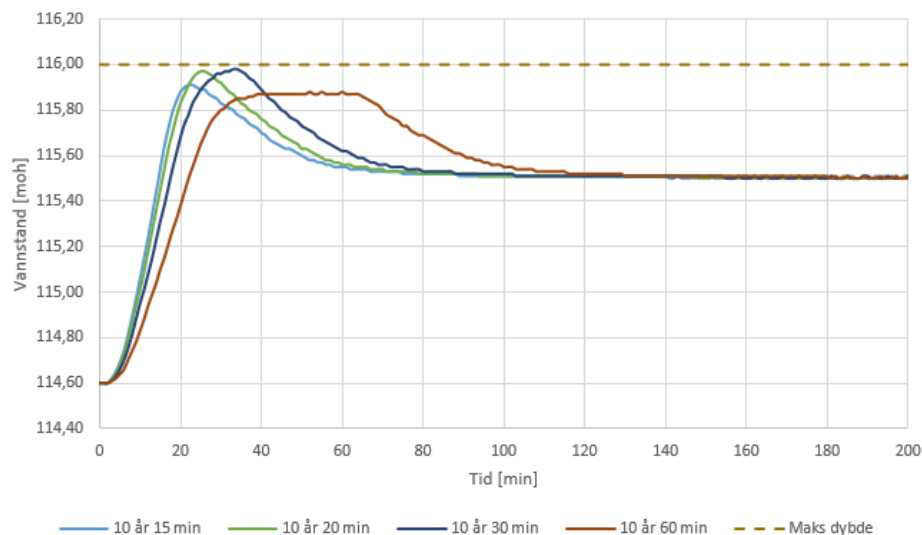


Figur 4.1: Dimensjonerende varighet dam 1, 10-årsregn.

Det ble satt som mål at fordrøyningsanlegget skulle kunne takle et 10 års gjentakintervall med dimensjonerende varigheter. Det opprinnelige utløpet til dam 1 var altfor lite for vannmengden som det kan ses av figur 4.4. Derfor ble dimensjonene til utløpet endret på slik at det kunne takle et 10-årsregn. Der grafen når maks dybde er dammen full og det blir oversvømmelse. Som det kan ses av figur 4.5 var utløpet til dam 2 veldig lite dersom det antas at alt vannet oppstrøms skal innom dammen. Det opprinnelige utløpet er veldig lite i forhold til vannmengdene som er antatt å renne til dammen da oversvømmelsen ikke gir seg innenfor grafens rekkevidde. Utløpet til dam 3 derimot var ikke så altfor underdimensjonert, som kan ses på figur 4.6, og bredden ble bare oppjustert med 2 meter. I tabell 4.1 er de opprinnelige og nye målene til utløpene (se figur 3.6b



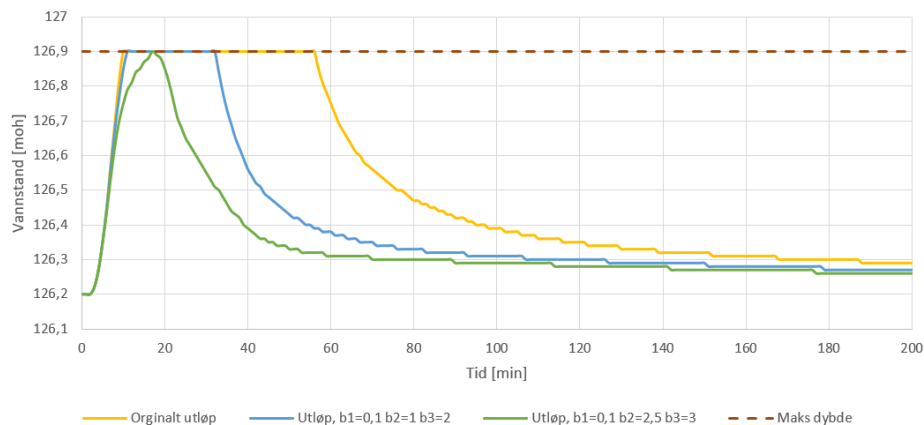
Figur 4.2: Dimensjonerende varighet dam 2, 10-årsregn.



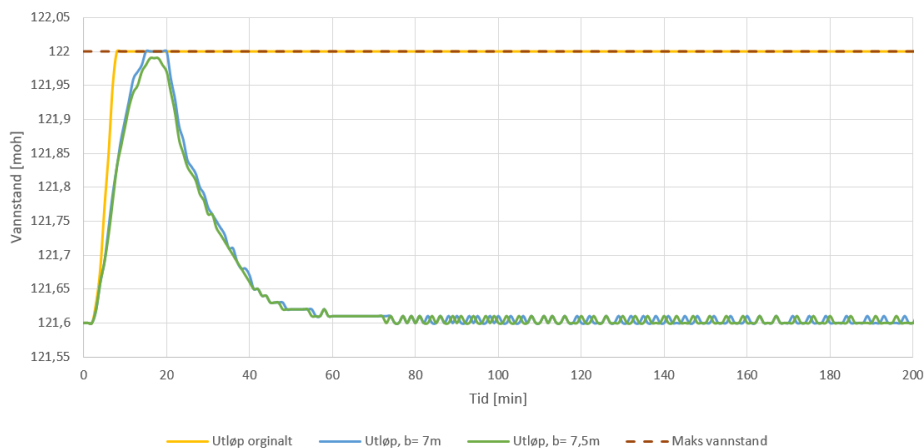
Figur 4.3: Dimensjonerende varighet dam 3, 10-årsregn.

og 3.7b på side 24 og 25 med tegnforklaring). Med nye dimensjoner på utløpene ble de nye utløpskarakteristikkene som vist på figur 4.7. Grafen starter ved vannstanden ved tørrvær. For dam 1 og dam 2 er vannstanden ved bunnen av utløpet, mens for dam 3 er det ikke vann fra før og vannet må stige opp til utløpet først. Som det kan ses av figur 4.7a så er det første nivået til utløpet til dam 1 veldig lite og det er ikke mye som renner ut før vannet stiger til nivå to.

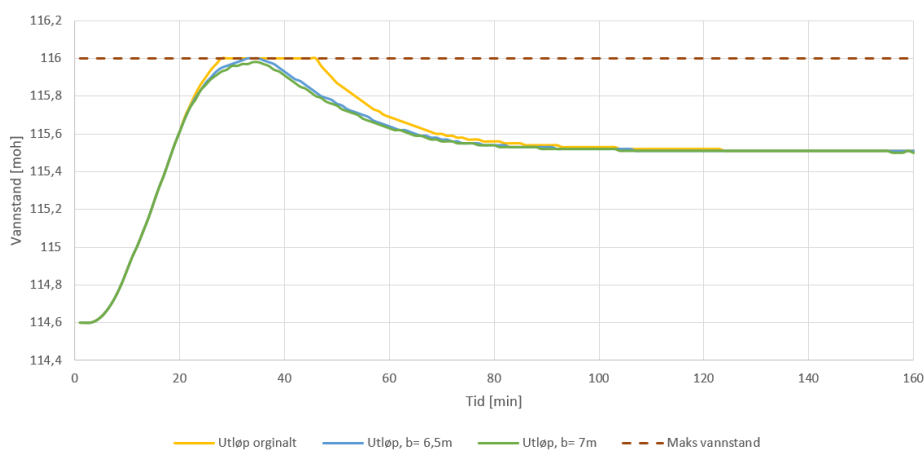
For å kunne få en oversikt over hvordan alle fordrøyningsdammene påvirker forsinkelsen av avrenningen av overflatevann, ble utløpet fra dam 3 sammenlignet med avrenningen for hele feltet uten dammer i samme punkt, se figur 4.8. Arealet mellom grafene er det totale fordrøyde volumet forårsaket av fordrøyningsdammene.



Figur 4.4: Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 1. Gjentakintervall 10 år og varighet 15 minutter.



Figur 4.5: Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 2. Gjentakintervall 10 år og varighet 15 minutter.



Figur 4.6: Vannstand ved ulike utløpsarrangement dam 3. Gjentakintervall 10 år og varighet 30 minutter.

Tabell 4.1: Utløpsparametre.

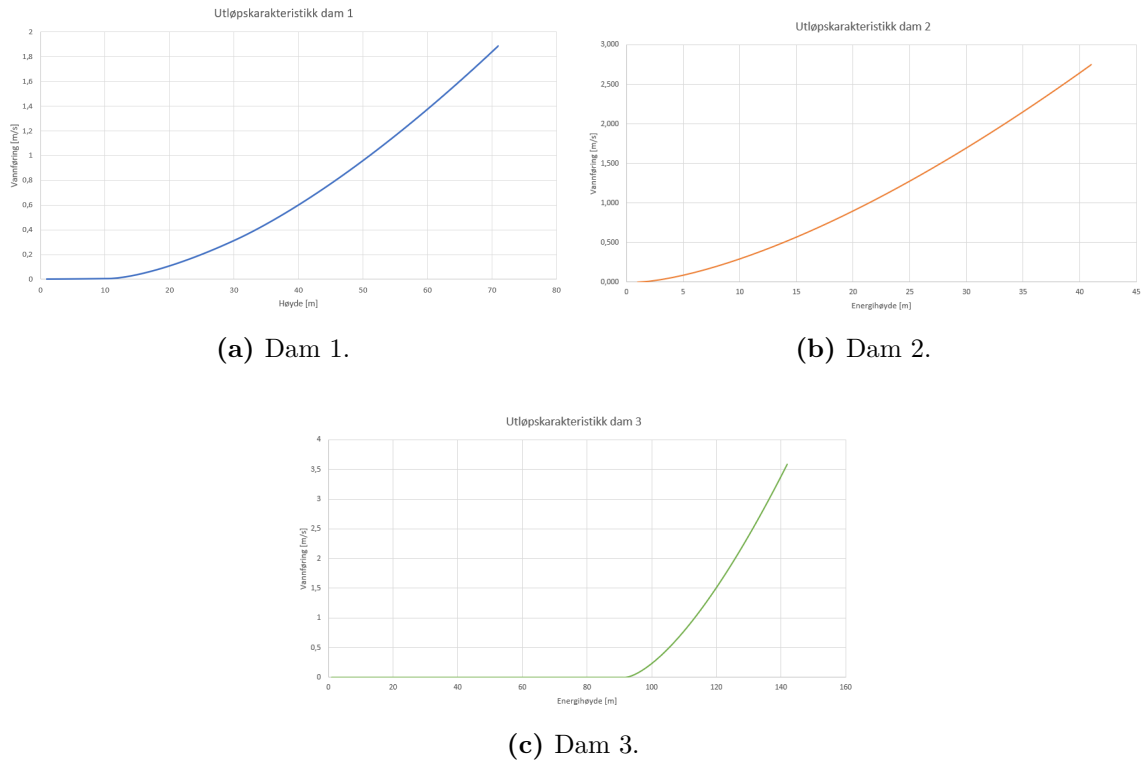
Parameter	Dam 1		Dam 2		Dam 3	
	Original [m]	Ny [m]	Original [m]	Ny [m]	Original [m]	Ny [m]
b_1	0,1	0,1	0,1	7,5	5	7
b_2	0,5	2,5	-	-	-	-
b_3	1,0	3,0	-	-	-	-
z_1	0,2	0,1	0,5	0,5	0,5	0,5
z_2	0,4	0,3	-	-	-	-
z_3	0,7	0,7	-	-	-	-

Dimensjoner for de opprinnelige og nye utløpene.

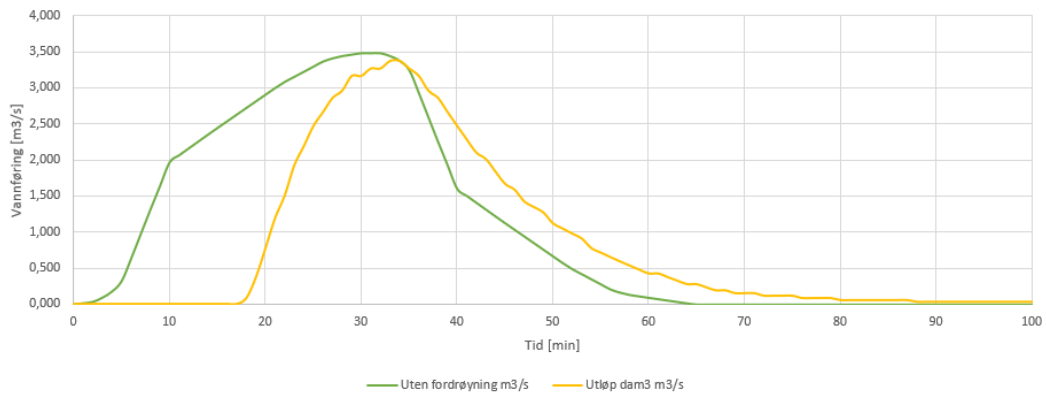
4.1.1 Diskusjon og usikkerheter

Generelt sett kan det ses av resultatene ved bruk av den rasjonale metode at dammene som opprinnelig tegnet er veldig små sammenlignet med det totale avrenningsarealet. Ved opprinnelige dimensjoner går fordrøyningsdammene fulle ved en nedbørshendelse med 2 års gjentaksintervall. Teoretisk sett er det ikke være noe særlig fordrøyningsseffekt i dammene. Spesielt dam 2 har veldig liten kapasitet og for at den ikke skal få oversvømmelse ved en nedbørshendelse med gjentaksintervall på 10 år må utløpet være 7,5m bredt. Det er et unormalt stort utløp for en så liten dam. Ved et så stort utløp er det ikke noe særlig fordrøyningsseffekt, da vannet omtrent bare går rett igjennom. Utløpene til dam 1 og dam 3 måtte også oppjusteres litt, men ikke på langt nær så mye som dam 2. Utløpene til disse to fikk størrelser i modellen som kan være reelle å bruke. Fra figur 4.8 kan fordrøyningsseffekten til studieområdet beregnet med den rasjonale metode ses. Fra disse resultatene kan det sies at det ikke blir så mye mindre maksimal vannføring, men den forsinkes litt før den skal ut på ledningsnettet.

Det er selvfølgelig noen usikkerheter med tanke på avrenningskoeffisienten som er valgt for de ulike nedbørsfeltene. Feltene er sammensatte og avrenningskoeffisientene ble valgt ut i fra det dominerende terrenget og vegetasjon. Delfeltene 1a, 3 og 8 (figur 3.4) er selve parkdraget med vegetasjon. For disse områdene er det valgt en avrenningskoeffisient på 0,5 ut i fra tabell 2.2. Dette er den høyeste verdien for parkområder, men kunne antakeligvis vært høyere siden det er antatt at det er minimalt med infiltrasjon i området. Delfelt 0 er et område med mye skog og avrenningskoeffisienten er også her valgt til 0,5. Dette er litt høyt for skogområder i følge tabell 2.2. For delfelt 2, 4, 6 og 7 er det boligområder med en del rekkehus og asfaltveg. For delfelt 2 er det valgt en avrenningskoeffisient på 0,6, mens for de øvrige ble den høyeste avrenningskoeffisienten for tett utbygde boligområder valgt med en verdi på 0,7. Delfelt 2 fikk en litt lavere verdi på grunn av at det er mer åpent. Delfelt 1a fikk en avrenningskoeffisient på 0,5 da området består av dyrket mark, men som med de andre delfeltene kunne nok også denne verdien



Figur 4.7: Utløpskarakteristikk for dammene etter endret utløp.



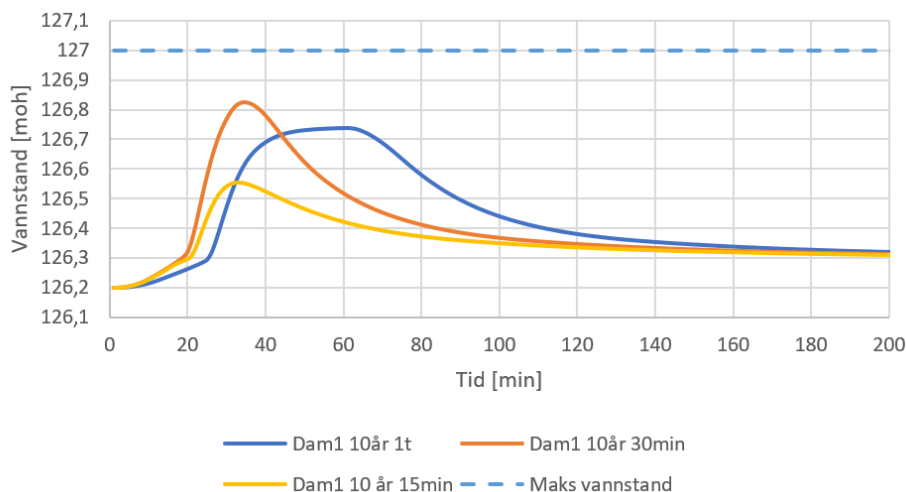
Figur 4.8: Avrenning område uten fordrøyning og utløp dam 3 med fordrøyning. Gjentakintervall 10 år og varighet 30 minutter.

vært høyere på grunn av antakelsen om minimal infiltrasjon. Nedbørsfeltene definert i området er antakelser og det er usikkert om alt vannet faktisk renner til dammene i praksis.

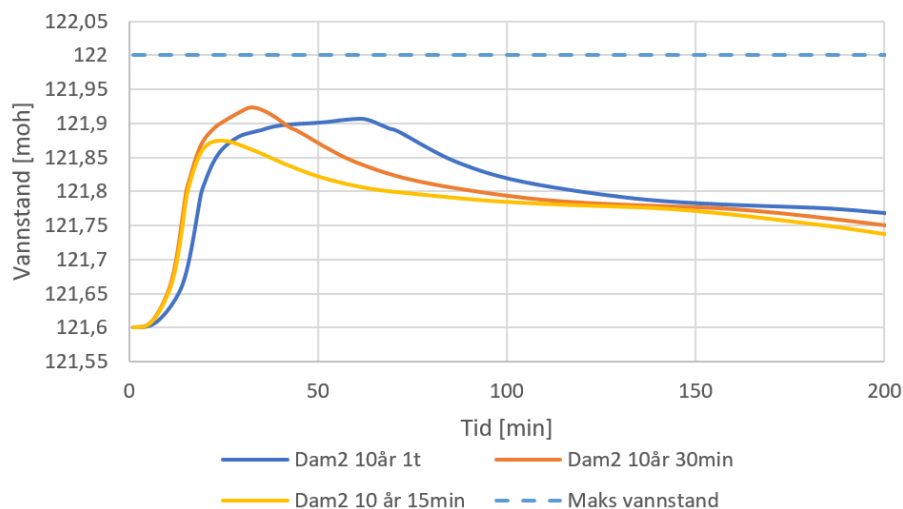
4.2 Ruting med PCSWMM

I PCSWMM ble utløpsdimensjonene for dam 1 de nye verdiene funnet i excel, se nye verdier i tabell 4.1, siden innløpshydrogrammet er omtrent likt ved den rasjonale me-

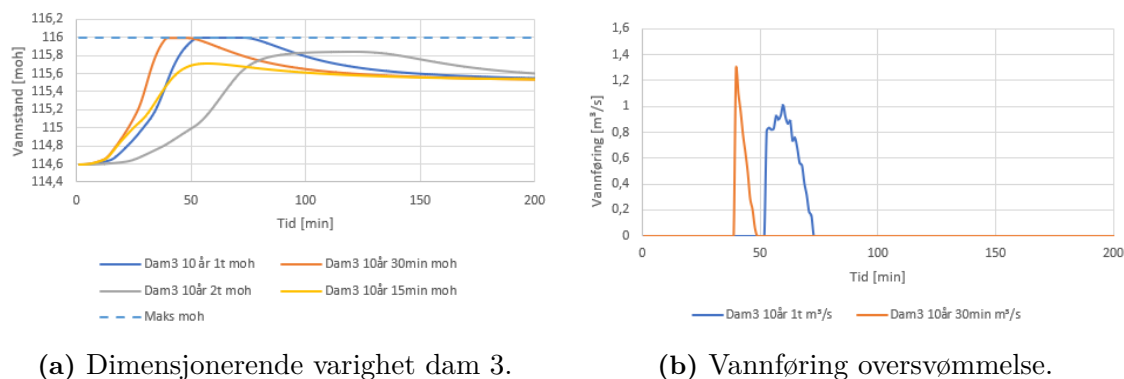
toden som 2D modelleringen, se figur 4.15a. Mens for dam 2 og dam 3 ble ikke excel-beregningene gjort før etter PCSWMM-modelleringen da data for disse to dammene ble tilgjengelig litt sent i skriveprosessen. I etterkant kan det ses at utløpet til dam 3 burde vært endret før PCSWMM modellene ble kjørt. Med kasseregne for området ble dimensjonerende varighet litt lengre i PCSWMM enn de beregnet ved hjelp av den rasjonale metoden. For et gjentaksintervall for en nedbørshendelse på 10 år ble de dimensjonerende varighetene for dam 1 og dam 2 på 30 minutter (figur 4.9 og 4.10). Dam 3 med et utløp med en bredde på 5 meter går full ved et 10 års gjentaksintervall, se figur 4.11a. Som det kan ses på figur 4.11b blir det oversvømmelse ved varighetene 30 minutter og 1 time. Siden arealet under grafen til varigheten 1 time er størst, er det denne varigheten som er dimensjonerende.



Figur 4.9: Dimensjonerende varighet for dam 1, 10 års kasseregner i PCSWMM.



Figur 4.10: Dimensjonerende varighet for dam 2, 10 års kasseregner i PCSWMM.



(a) Dimensjonerende varighet dam 3.

(b) Vannføring oversvømmelse.

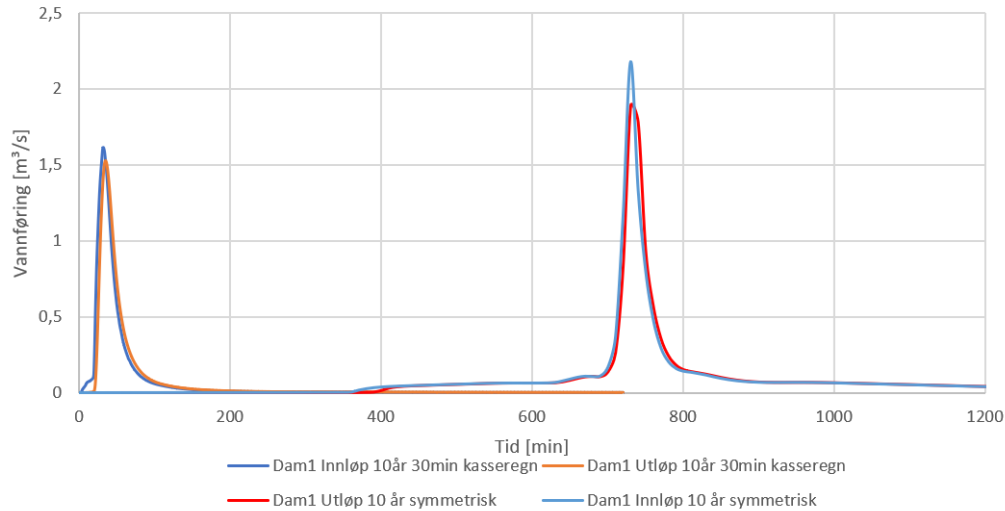
Figur 4.11: Dimensjonerende varighet dam 3 i PCSWMM. 10-årsregnet.

4.2.1 Diskusjon og usikkerheter

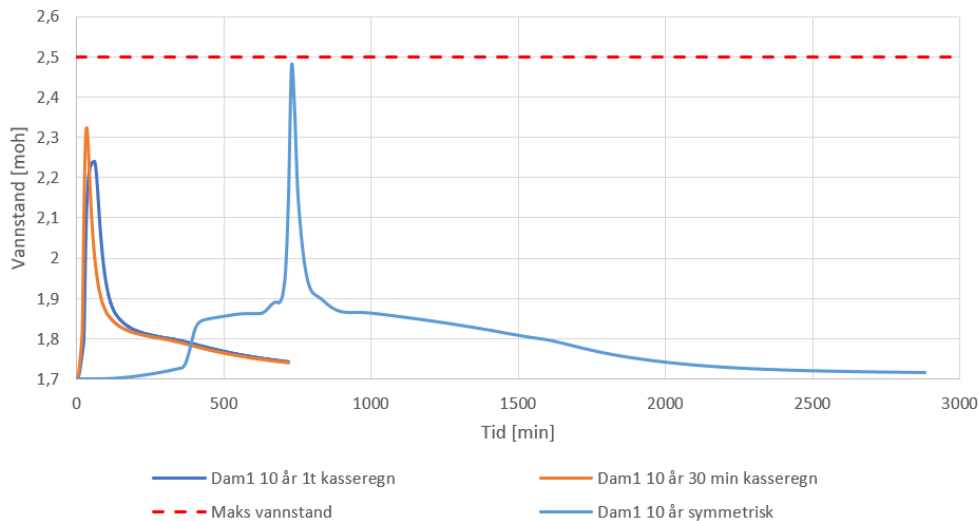
Dimensjonerende varighet for dammene er for dam 1 og dam 2 30 minutter i 2D modellen og for dam 3 er den på 1 time. De store usikkerhetene er valg av de forskjellige parameterene, at tidsstegene for rutning ikke er små nok til at modellen får med seg alt vannet som renner på overflaten på terrenget. I 2D modellen går dam 3 full veldig fort, utløpet på dammen burde vært oppjustert slik at den kunne håndtert en nedbørshendelse med 10 år gjentakintervall, men det ble ikke gjort. Grenselaget har definert en ruhet for overflaten i de ulike områdene. For bekkedragene og veiene er disse verdiene greie nok, men for resterende områder er det store variasjoner innad og verdien valgt representerer antakeligvis området ganske dårlig. Infiltrasjon er neglisjert i modellen, da det ble antatt at det er tilnærmet ingen infiltrasjon ved slike nedbørshendelser i området på grunn av det dekkende leirelaget under løsmassene. Det terrenget får med er fordrøyningen i de små fordypningene i terrenget.

Det skal anlegges dype og grunne terrenggrøfter som skal avskjære vannet fra boligfeltene og føre overvannet til bekkedragene. Disse er ikke åpne grøfter og vises derfor ikke i terrenget. For å ta litt hensyn til dette er det lagt inn tynne hindringsslag to steder i modellen. Dette gir ikke en nøyaktig framstilling av vannveiene, men hindrer vannet i å renne til feil dam. Det er store usikkerheter med tanke på disse hindringene, og det kan nok blant annet gi en tidsforskyvning i modellen og opphopninger av vann på visse steder.

Hvordan dammene håndterer nedbør med lengre varigheter og andre «former» kan ses i figurene 4.12, 4.13 og 4.14. Når det gjelder de ulike nedbørsframstillingene brukt i modellen har den symmetriske nedbøren med varighet på 24 timer en høyere maksimal vannføring. Dette kommer av at kasseregnet har en maks intensitet hele perioden, mens for det symmetriske regnet er det lagt inn nedbør med oppbygging mot et punkt med maksimal intensitet. Her vil nedbøren som kom før toppunktet også bidra til avren-



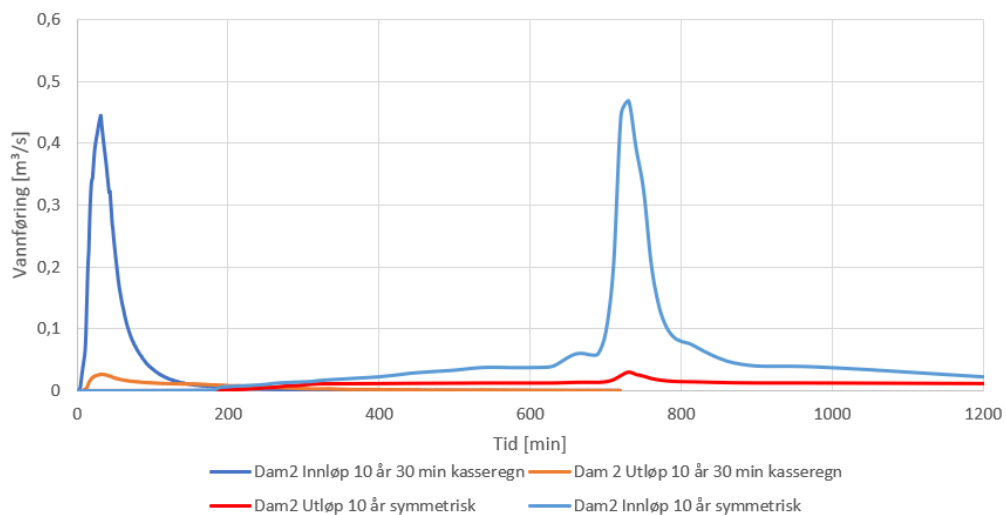
(a) Fordrøyningseffekt dam 1.



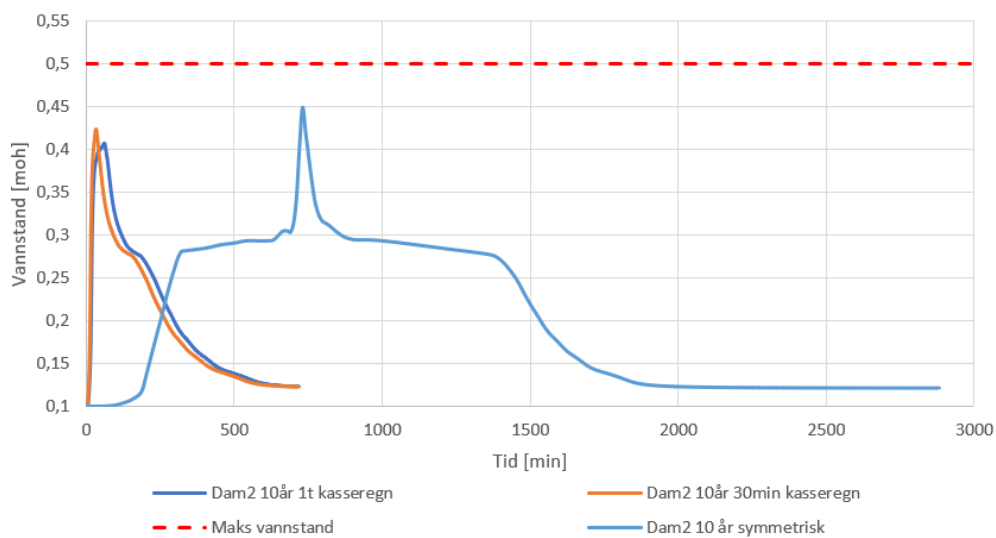
(b) Vannstand dam 1.

Figur 4.12: Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 1.

ningen og maksimal avrenning blir større. Sånn det ser ut som ut fra resultatene er at fordrøyningseffekten er større ved symmetrisk 24 timers nedbør. Spesielt for dam 2 er det stor forskjell på inn- og utløpshydrogrammet, og fordrøyningseffekten er stor. Dam 3 har ingen fordrøyning, mens dam 1 har relativt liten fordrøyningseffekt. Dette er mest sannsynlig på grunn av utløpsarrangementene. For dam 2 er bredden til utløpet veldig smalt og holder derfor tilbake en stor mengde av det innkommene vannet, mens det for dam 1 og dam 3 er relativt brede utløp så vannet forsvinner ganske raskt videre. Dam 1 har i tillegg lite fordrøyningsvolum og vil derfor ha mindre fordrøyningseffekt. Optimalt burde det også vært kjørt en 2D modell med det gamle terrenget for å se fordrøynings-effekten til alle fordrøyningsdammene. Siden kun det nye terrenget var tilgjengelig ble ikke dette gjort.

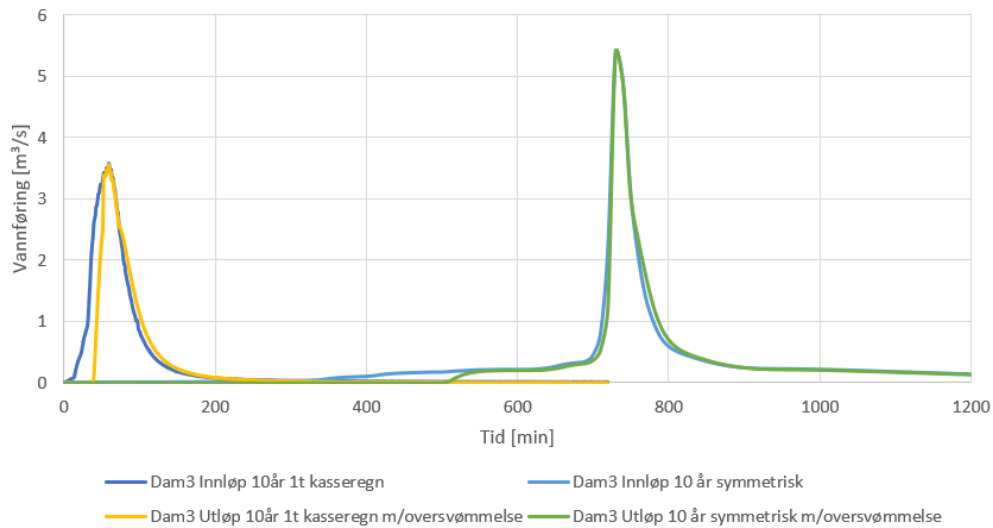


(a) Fordrøynings-effekt dam 2.

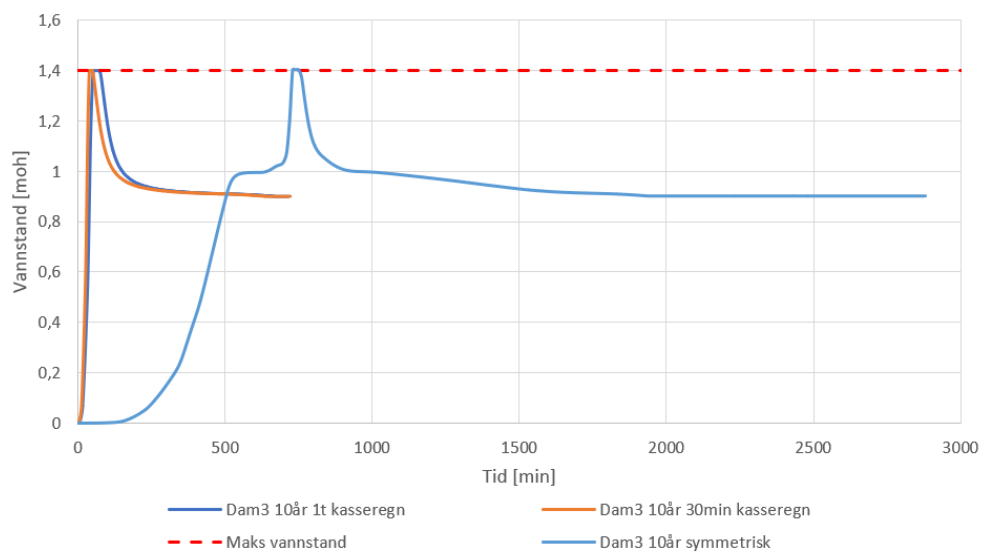


(b) Vannstand dam 2.

Figur 4.13: Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 2.



(a) Fordrøyningsseffekt dam 3.



(b) Vannstand dam 3.

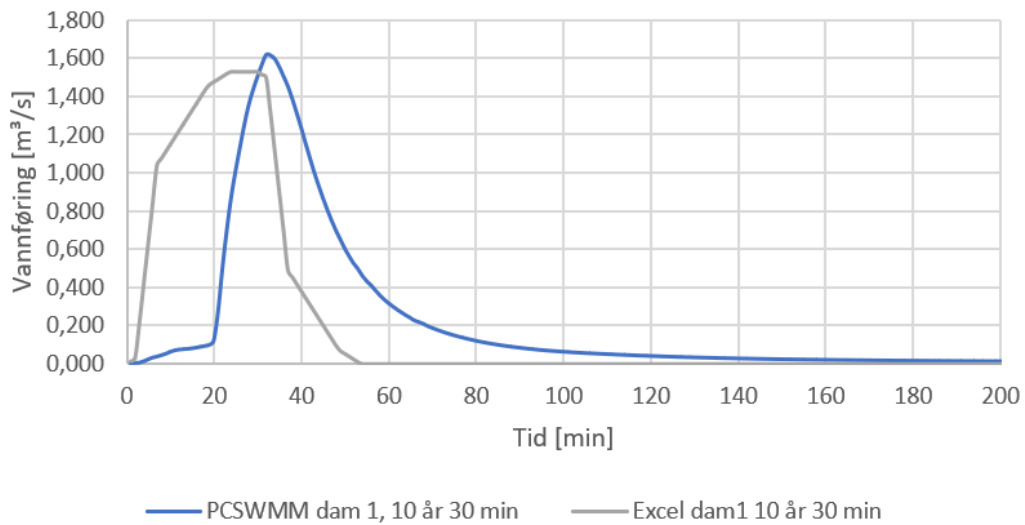
Figur 4.14: Kasseregn og symmetrisk nedbør i PCSWMM ved 10-årsregn dam 3.

4.3 Sammenligning rasjonal metode og 2D modellering

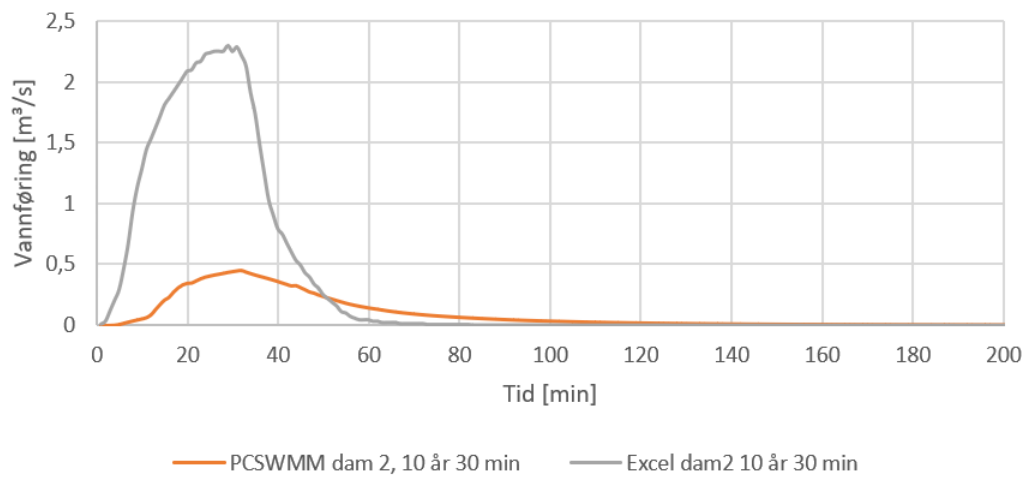
For å kunne sette de to metodene opp mot hverandre ble det sett på innløp, utløp og vanndybde ved dimensjonerende varighet ved PCSWMM utregningene som er 30 minutter for dam 1 og 2, mens for dam 3 er det 60 minutter. Utløpene som ble brukt i excel-beregningene er de nye verdiene vist i tabell 4.1, mens utløpene i PCSWMM er for dam 1 de nye verdiene, for dam 2 og 3 de originale verdiene. Som det kan ses av figur 4.15 er det store variasjoner fra den rasjonale metoden og 2D modelleringen. Det ble derfor klart at det var nødvendig med en figur av strømningsmønsteret, figur 4.18, for å se hvor overvannet rant. I tillegg er det hensiktsmessig å se på hvordan området takler en 200-årsflom. Figurene 4.19a og 4.19b viser hvordan overfaltestrømmingene er for et kasseregner med 10-års gjentaksintervall og for et 200-års gjentaksintervall. Fordrøyningen til dammene for et 200-årsregn er vist ved å sammenligne inn- og utløpshydrogrammene til fordrøyningsdammene. Utløpet til dam 3 kan ses på som utløpet etter de forskjellige fordrøyningsstiltakene.

4.3.1 Diskusjon og usikkerheter

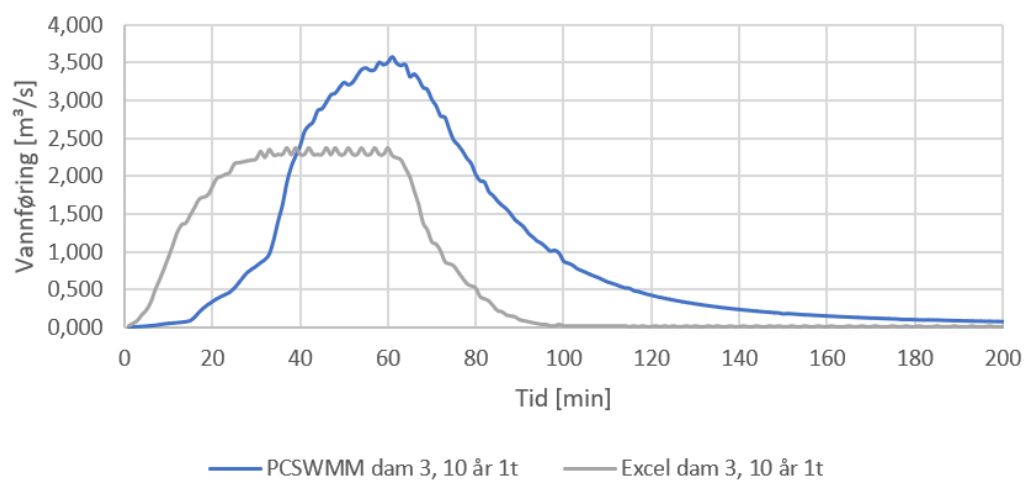
Med tanke på innløpshydrogrammene til fordrøyningsdammene ser det ut til at det ved dam 1 kommer omtrent like mye overvann ved bruk av den rasjonale metoden som for 2D modellering. Mens for dam 2 er innløpshydrogrammet fra 2D modellen mye mindre enn fra den rasjonale metoden. Hovedsakelig vil nok dette skyldes at det i terrengmodellen åpner seg for at vannet tar andre veier enn direkte til dammene som det antas ved den rasjonale metoden, se figur 4.18. Denne figuren er et øyeblikksbilde for en 5 års nedbørshendelse og de grønne pilene er hastighetsvektorer for vannføringen i hvert krysningspunkt. Selv om det i denne figuren kan ses at mesteparten av vannet går i bekkedragene, som fører til dammene, kan det også ses at vannet går utenom dam 2. Spesielt går vannet rett oppstrøms for dam 2 i deltfelt 3 langs en gangvei ned til kulverten som fører vann fra parkdraget til området ved dam 3. I tillegg går en del vann fra dam 1 ut i et grøntområde sør for dam 2 direkte til den samme kulverten. For dam 3 er situasjonen litt annerledes da innløpshydrogrammet fra 2D modellen er markant større enn fra den rasjonale metoden. Dette kan skyldes avrenningskoeffisienten brukt i den rasjonale metoden og ruheten valgt i 2D modellen. Avrenningskoeffisientene brukt i den rasjonale metoden varierer fra 0,5 til 0,7. Som det kan ses på figur 4.15c er innløpshydrogrammet fra den rasjonale metoden omtrent 60 % av innløpshydrogrammet fra PCSWMM. Ruheten for hovedområdet definert ved av grenselaget er ikke egnet



(a) Innløp dam 1 ved varighet 30 min.

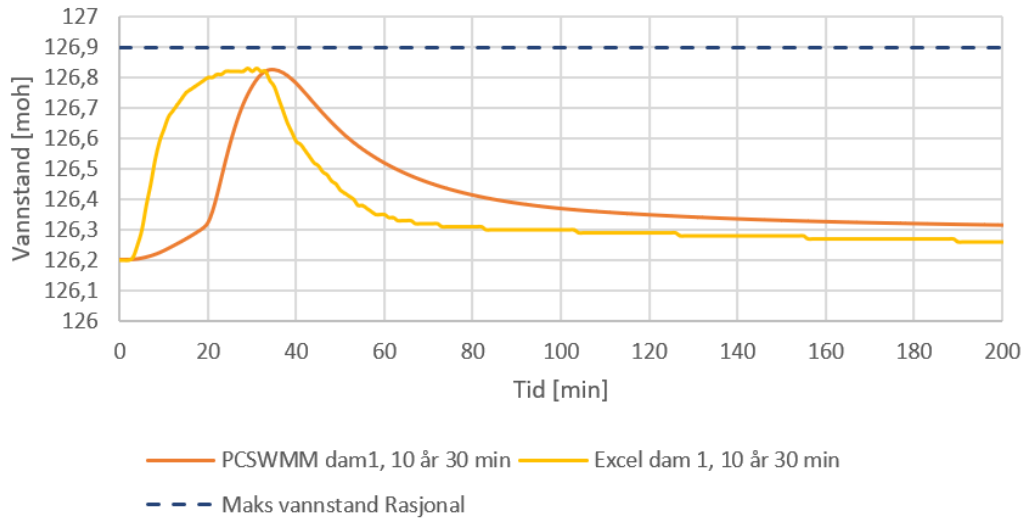


(b) Innløp dam 2 ved varighet 30 min.

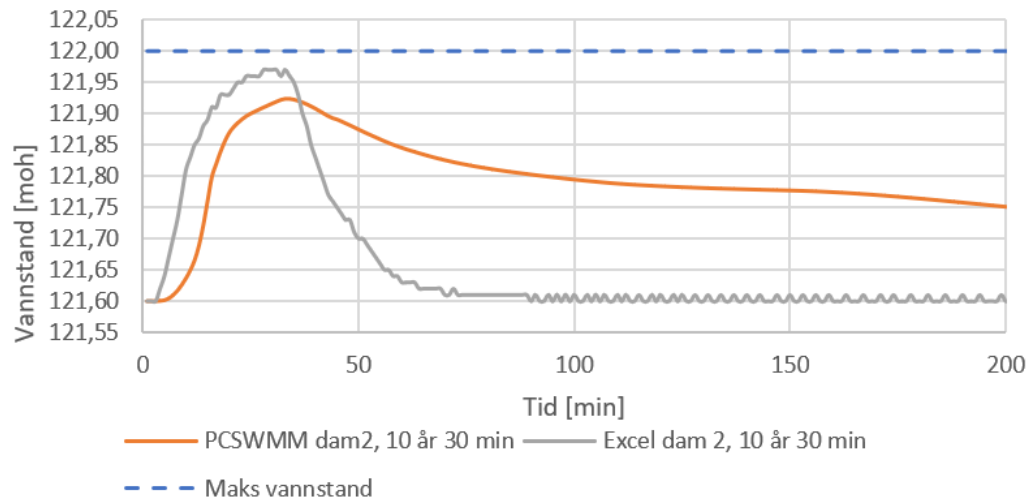


(c) Innløp dam 3 ved varighet 1 time.

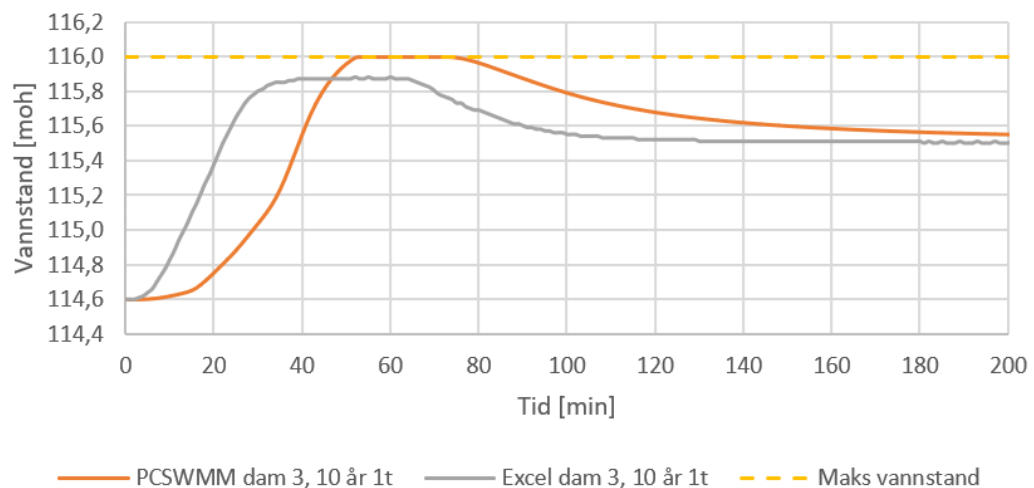
Figur 4.15: Innløp til dammene rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentaksintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM.



(a) Vannstand for dam 1 ved varighet 30 minutter.

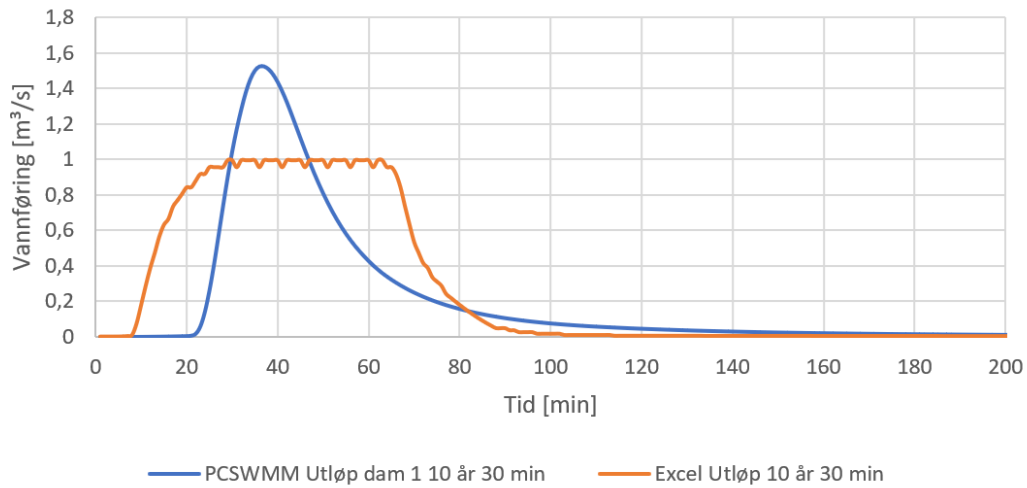


(b) Vannstand dam 2 ved varighet 30 minutter.

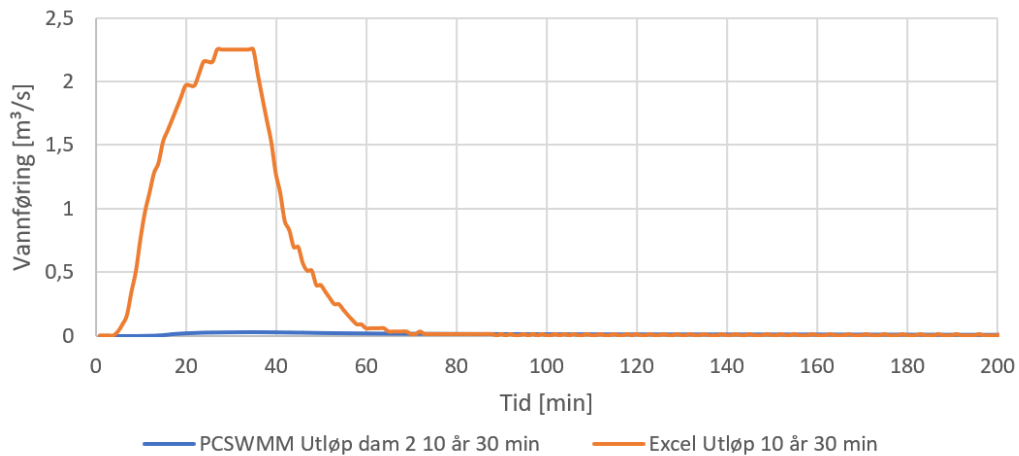


(c) Vannstand dam 3 ved varighet 1 time.

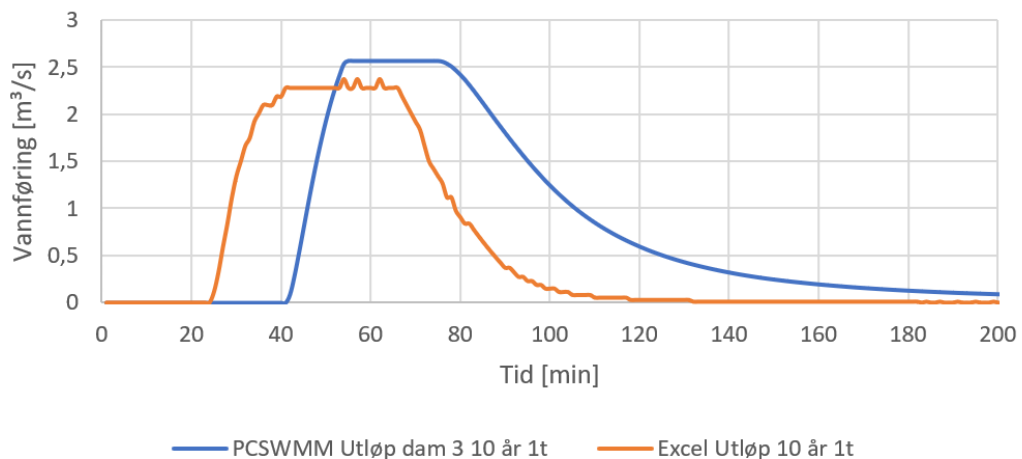
Figur 4.16: Vannstand i fordrøyningsdammene for rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentaksintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM.



(a) Utløp dam 1 ved varighet 30 minutter.

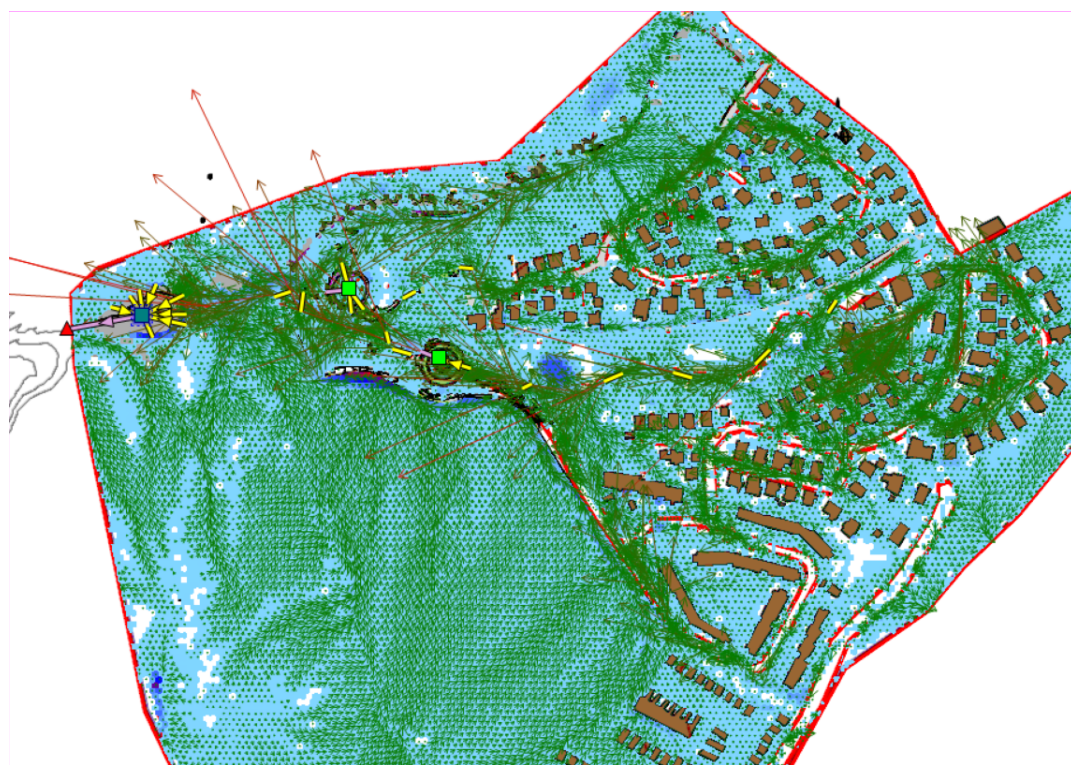


(b) Utløp dam 2 ved varighet 30 minutter.

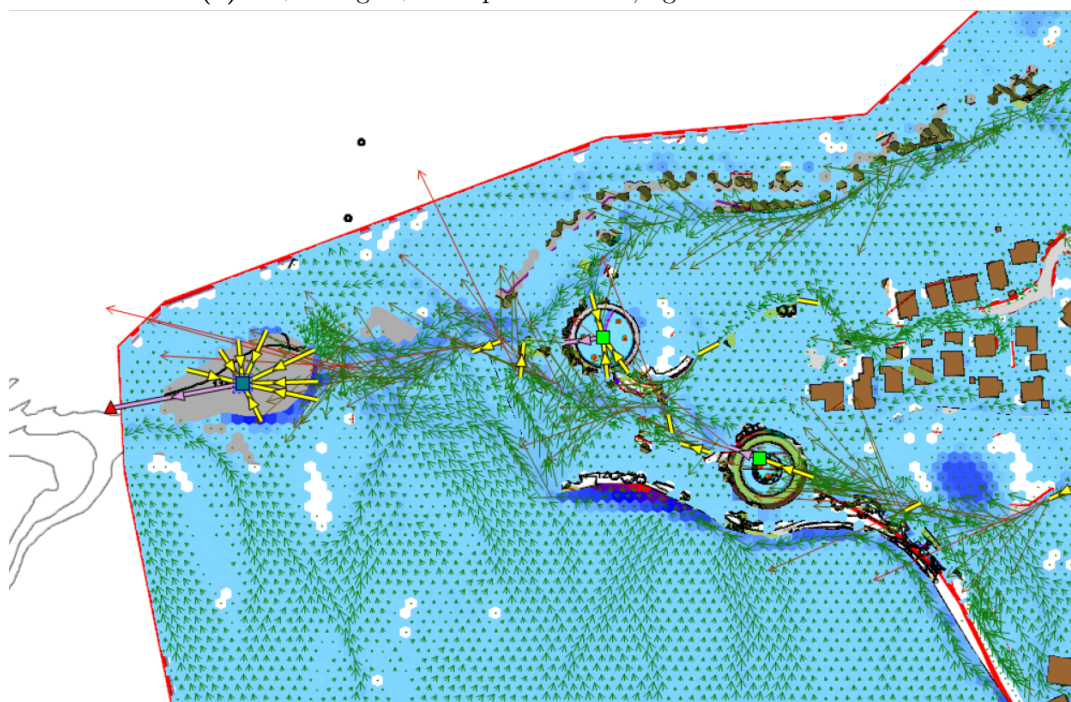


(c) Utløp dam 3 ved varighet 1 time.

Figur 4.17: Utløpshydrogram til fordrøyningsdammene for rasjonal metode og 2D-modellering ved 10 års gjentakintervall og dimensjonerende varighet i PCSWMM.



(a) Strømningsmønster på overflaten, figur fra PCSWMM.



(b) Strømningsmønster rundt dammene, figur fra PCSWMM.

Figur 4.18: Øyeblikksbilder 5 års gjentaksintervall av strømningsmønster overflateavrenning.

for alle overflatetypene i området. Den valgte ruheten er basert på gress og lignende vegetasjon, men ikke for blant annet skog som delfelt 3 hovedsakelig består av. I tillegg er det ikke lagt inn noe infiltrasjon i 2D modellen, mens det for den rasjonale metoden blir noe av vannet infiltrert basert på avrenningskoeffisienten. Utformingen av nedbørsfelt i den rasjonale metoden sammenlignet med hvor vannet går i 2D modellen kan variere noe da vann i kantene av modellen går i utløp der helningen tilsier dette. Nedbørsfeltene i 2D modellen kan altså være større/mindre enn det som ble brukt for den rasjonale metoden.

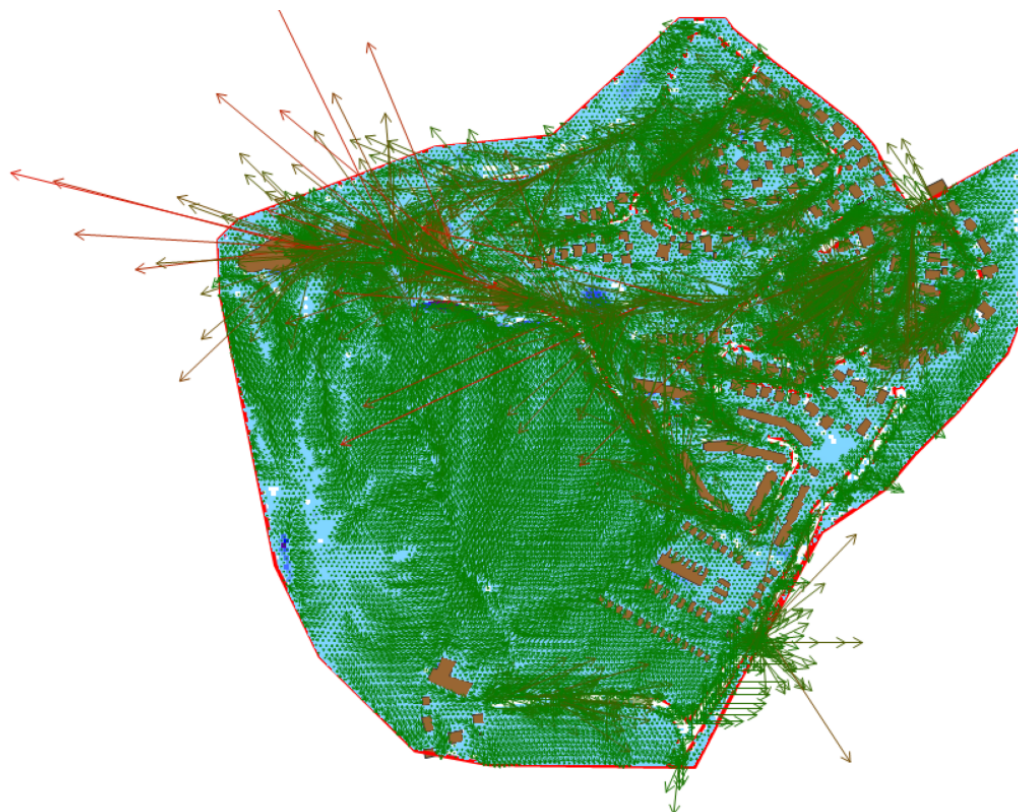
Siden utløpene brukt for den rasjonale metoden er større enn de brukt i 2D modellen (spesielt for dam 2), utjevner volumet i dammene seg. For dam 2 er utløpet fra dammen veldig mye mindre i 2D modellen som følge av forskjellen i innløp. Dam 2 har altså en relativt bra fordrøyningseffekt dersom 2D modelleringen legges til grunn, men helt motsatt dersom den rasjonale formelen legges til grunn. For dam 1 har utløpshydrogrammet lavere vannføring over en lengre periode fra den rasjonale metoden sammenlignet med 2D modellen. Dette er nok en følge av at innløpshydrogrammet fra den rasjonale metoden har høyere vannføring over en lengre periode enn innløpshydrogrammet fra 2D modellen som har spissere kurve.

4.4 200-årsflom

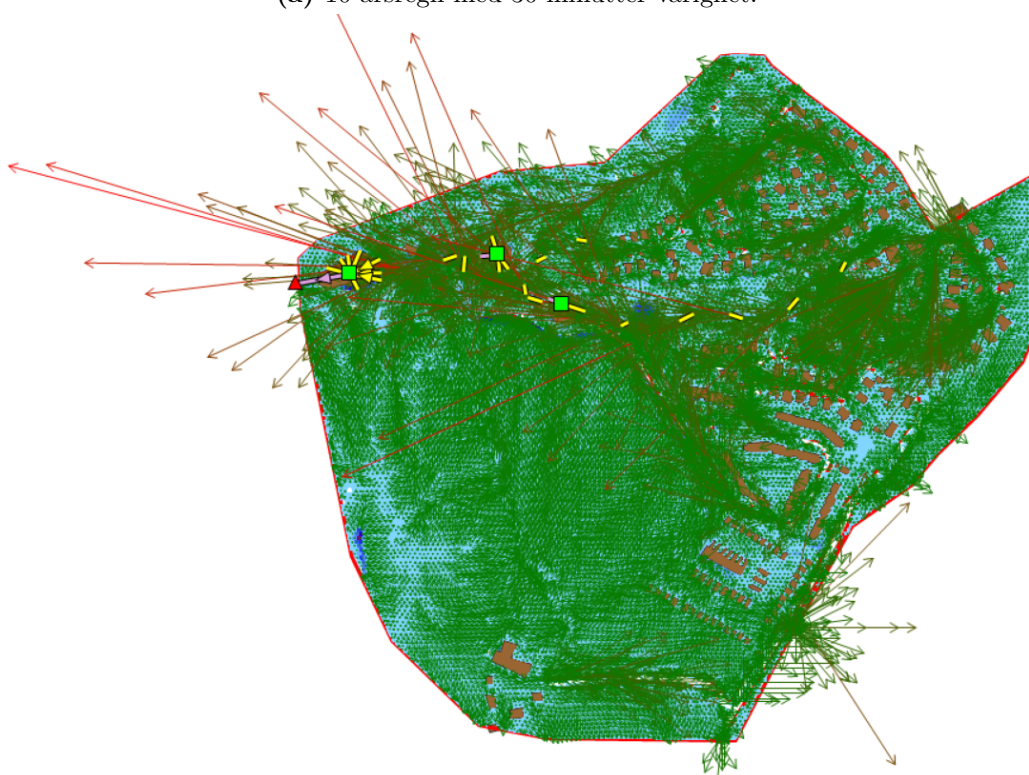
Nye bygninger skal i dag sikres mot 200-årsflom. Det er derfor interessant å se hvordan det planlagte parkdraget håndterer en 200-årsflom. Siden området er ment å kunne klare å håndtere en 10-årsflom er det naturlig å sammenligne med dette.

4.4.1 Diskusjon og usikkerheter

Som det kan ses av figurene 4.19 og 4.20 er det som forventet mer vann og oversvømmelse ved en 200-årsflom enn ved en 10-årsflom. Det kan ses av figur 4.20 at vannstanden langs bekkedragene har mer vann enn områdene rundt og at nedsenkningene oppstrøms dam 1 lagrer vann. Grøntområdene nedstrøms dam 1, sør for dam 2 blir også tatt i bruk av vannet. Det skulle egentlig vært lagt inn avskjæringsgrøfter fra delfelt 6, se figur 3.3, men på grunn av mangel på tid, ble det ikke sett på denne muligheten. Som nevnt før ble det lagt inn hindringer for de viktigste avskjæringene slik at overvannet rant omtrent der det skulle renne. Dette gjorde 2D modellen veldig usikker. Tall for hvor mye terrenget faktisk fordrøyer er vanskelig å si siden det kun var det nye terrenget som er lagt inn i modellen. Ideelt burde det blitt kjørt en modell med det gamle terrenget slik at det kunne blitt sammenlignet skikkelig. Men dette manglet det data for å gjennomføre.

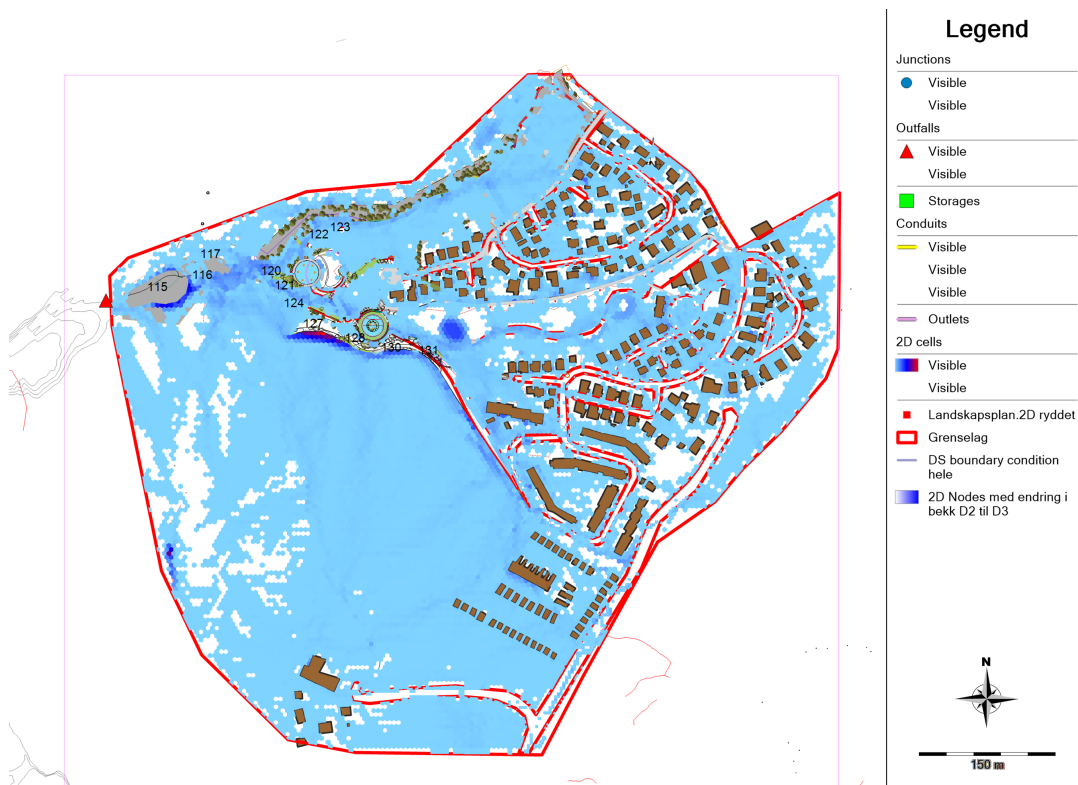


(a) 10 årsregn med 30 minutter varighet.

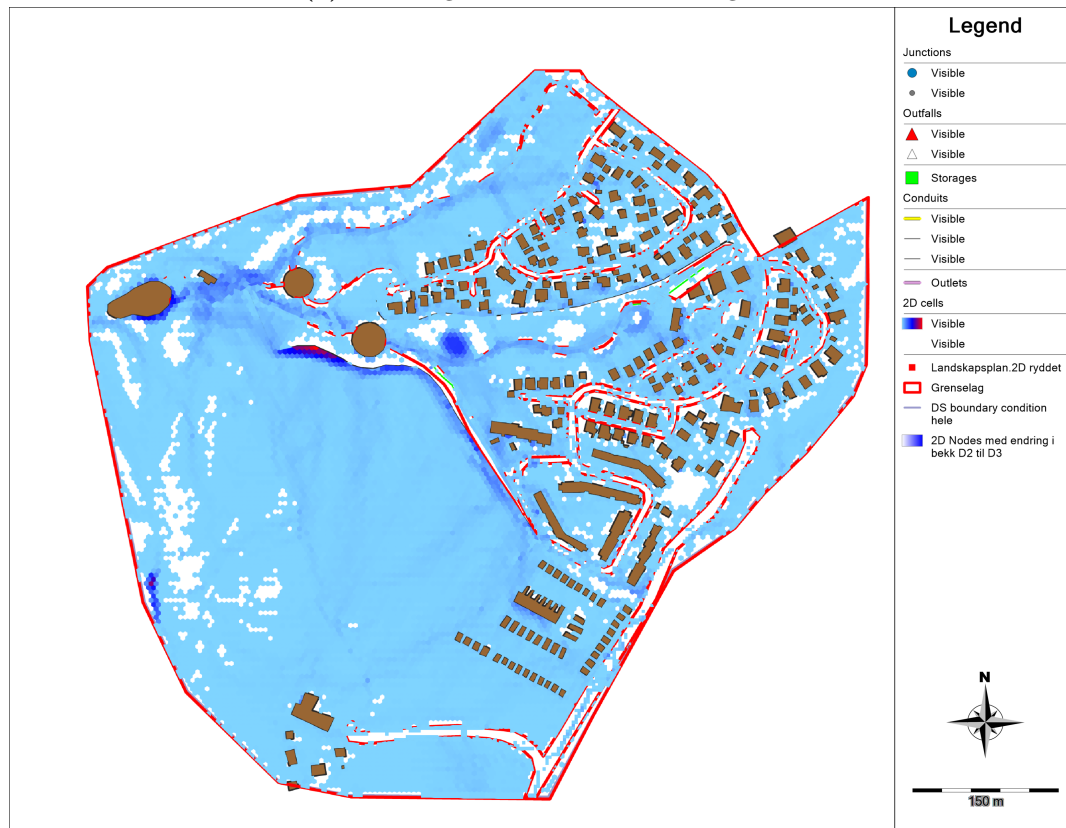


(b) 200 årsregn med 30 minutter varighet.

Figur 4.19: Sammenligning oversvømmelse for 10-årsregn og 200-årsregn med strømningmønster representert ved hastighetsvektorer.

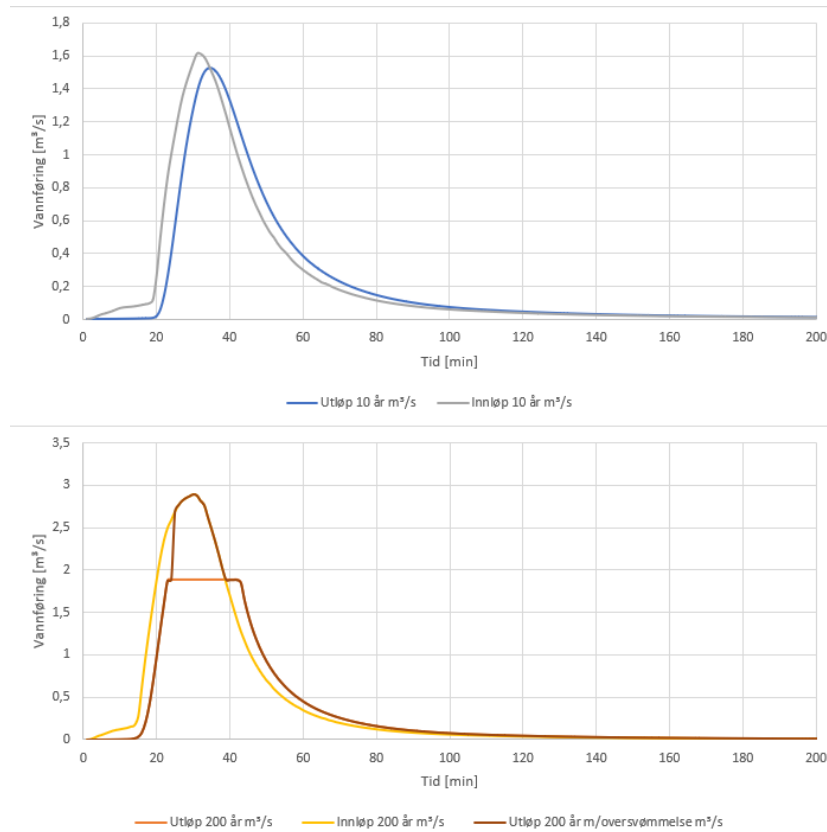


(a) 10 årsregn med 30 minutter varighet.



(b) 200 årsregn med 30 minutter varighet.

Figur 4.20: Sammenligning oversvømmelse for 10-årsregn og 200-årsregn.

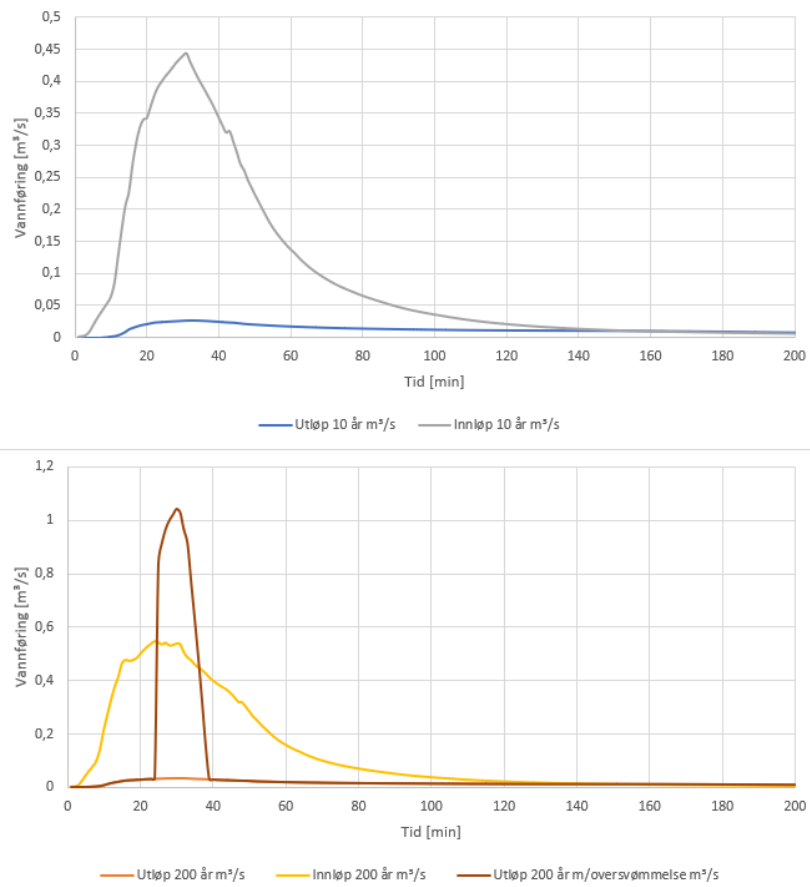


Figur 4.21: Inn- og utløpshydrogram for dam 1 ved 10 og 200 års regn.

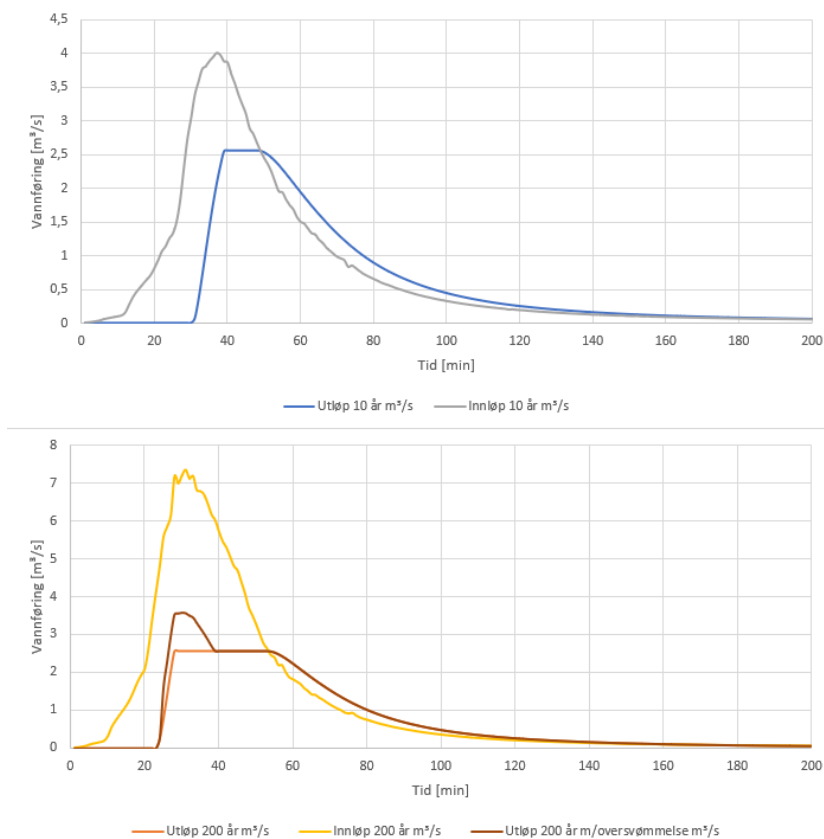
Når det kommer til fordrøyningsdammene ved en 200 års nedbørshendelse går de alle fulle ved et 200 års regn. For dam 1 kan det ses av figur 4.21 at dammen har liten fordrøyningsseffekt for begge hendelsene. Dam 2 har den største forskjellen fra 10 års til 200 års gjentaksintervall. Ved 10 års gjentaksintervall er innløpshydrogrammet fremdeles så lite at det ikke kommer stort vann til dam 2 og det lille som kommer blir fordrøyet en god del. Men når det først kommer vann til dam 2 går den full og fordrøyer ikke noe særlig. Dette fordi den har veldig lite volum og lite utløp. Dam 3 har størst fordrøyningsseffekt, men går raskt full. Den tilgjengelige geometrien til dam 3 går fra bunnen av dammen til bunnen av utløpet. Egentlig fortsetter arealet til dam 3 å øke med høyden, men siden det ikke er data på det antas det at arealet er like stort fra bunnen til toppen av der utløpet måles. Egentlig vil dam 3 ha større fordrøyningsvolum og gå saktere full.

4.5 Kulverter

Kulverten som er på det mest kritiske punktet er kulvert vist som nr. 11 på figur 4.25. Her skal alt vann fra områdene oppstrøms igjennom. På figur 4.24 kan vannlinjen gjennom kulverten ved forskjellige varigheter for et 10 års gjentaksintervall ses. Dimensjonerende varighet for denne kulverten er 30 minutter. Maks vannstanden for resterende kulvertene



Figur 4.22: Inn- og utløpshydrogram for dam 2 ved 10 og 200 års regn.

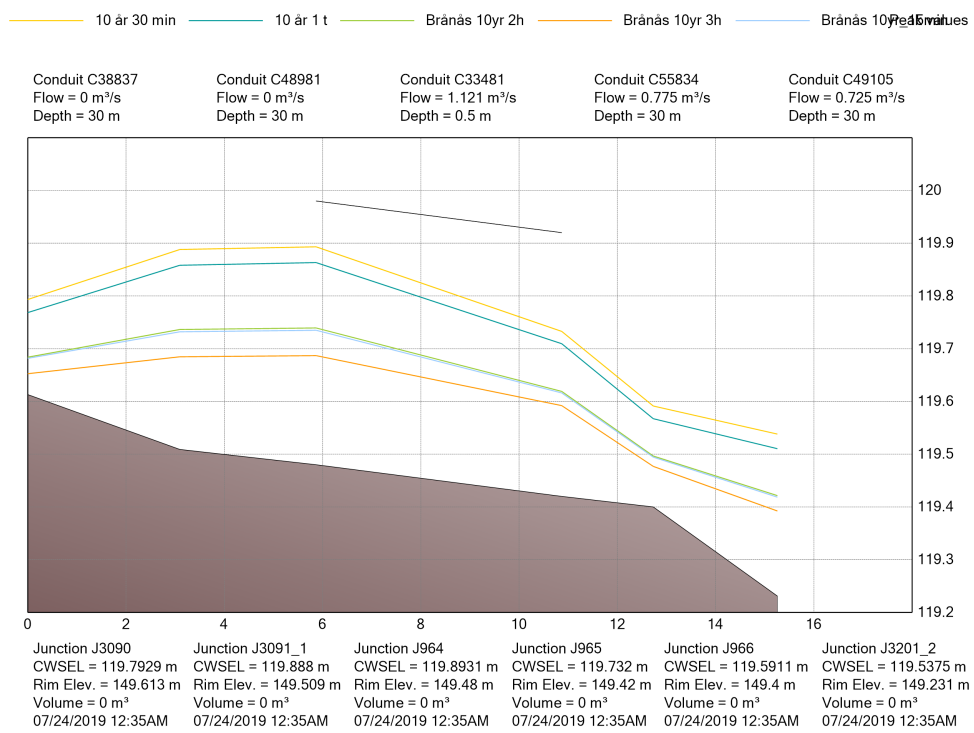


Figur 4.23: Inn- og utløpshydrogram fro dam 3 ved 10 og 200 års regn.

ved denne varigheten kan ses i figur 4.26.

4.5.1 Diskusjon og usikkerheter

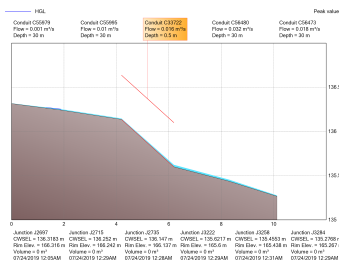
Disse dataene er veldig usikre. En av grunnene er at det ikke er noen klare grenser mellom bekk og veien i terrengmodellen. Det er derfor ikke noe klar høydeforskjell fra inngang kulvert og området rundt, så vannet kan fort ta andre veier. I tillegg er lengdene og dimensjonene som er lagt inn i modellen gjort på skjønn og kan stemme dårlig overens med dimensjonene det blir. Mannings ruheten til kulvertene er satt til 0,015.



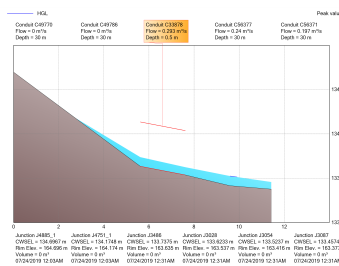
Figur 4.24: Kulvert 11 ved ulike varigheter.



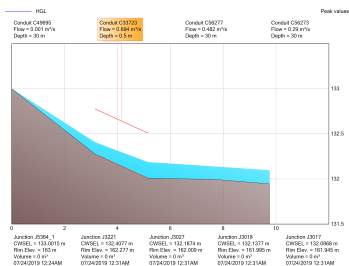
Figur 4.25: Oversiktskart plassering kulverter.



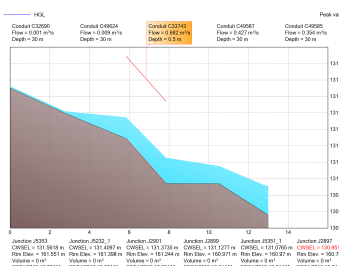
(a) Kulvert 1.



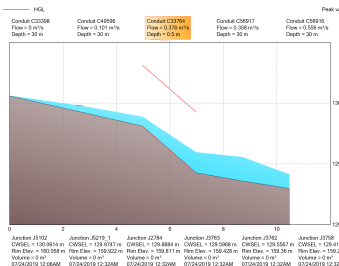
(b) Kulvert 2.



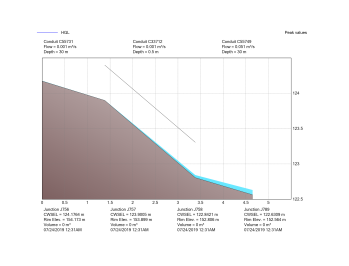
(c) Kulvert 3.



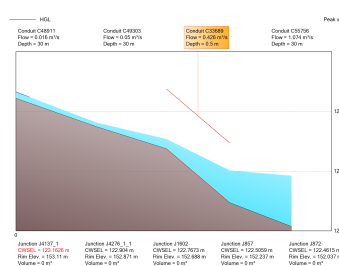
(d) Kulvert 4.



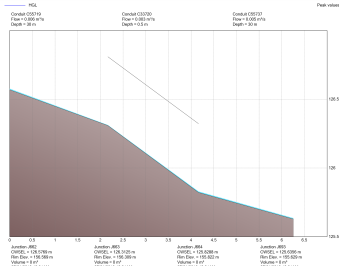
(e) Kulvert 5.



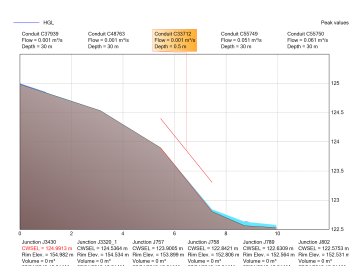
(f) Kulvert 6.



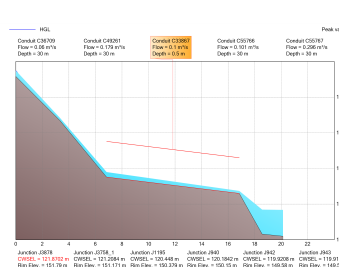
(g) Kulvert 7.



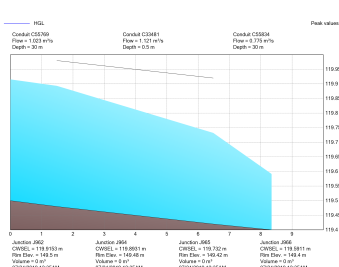
(h) Kulvert 8.



(i) Kulvert 9.



(j) Kulvert 10.



(k) Kulvert 11.

Figur 4.26: Profil av alle kulverter i 2D modellen ved 10-årsregn og 30 min varighet.

5. Konklusjon

Fordrøyningsdammene slik de opprinnelig var planlagt ble raskt fylt opp og fikk oversvømmelse. De fungerte rett og slett ikke etter beregningene med den rasjonale metoden. Altså var det et forbedringspotensiale i utformingen av dammene. Da det ble sett på forbedringspotensiale for utløpene ble alle utløpene oppjustert slik at det kunne tåle en nedbør med 10 års gjentaksintervall. For dam 1 og dam 3 ble utløpene tilfredsstillende med nye utløp, men for dam 2 var volumet til selve dammen så lite at utløpet ble veldig stort for å håndtere vannet. Utløpet er ikke tilfredsstillende ved avrenning beregnet ved hjelp av den rasjonale metoden. Dersom vannet går som modellert i PCSWMM derimot er det originale utløpet til dam 2 tilfredsstillende.

Når det gjelder forskjellene mellom 2D modellering og enkel modellering med rasjonal metode kan det ikke konkluderes at forskjellen er betydelig. Til det er usikkerhetene for store. Det som kan sies er at i 2D modellering får man med fordroyning i små nedfelte områder i terrenget, og framstiller bedre strømningsmønster slik at innløp til elementer påvirkes.

Referanser

- Anderson, B. C., Watt, W. E. og Marsalek, J. (2002). Critical issues for stormwater ponds: learning from a decade of research. *Water Science and Technology* 45 (9): 277–283. DOI: 10.2166/wst.2002.0258.
- Bøyum, Å., Eidsmo, T., Undholm, O., Noreide, T., Semb, T., Skretteberg, R. og Markhus, E. (1997). *Anvendt urbanhydrologi*. Tekn. rapp. NVE. URL: http://publikasjoner.nve.no/publikasjon/1997/publikasjon1997_10.pdf.
- Byggteknisk forskrift (TEK17) (2017). *Forskrift om tekniske krav til byggverk*. URL: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840?q=byggteknisk%20forskrift>.
- Chin, D. A. (2013). *Water-Resources Engineering*. Pearson Education Limited: 958. URL: https://books.google.no/books?id=vKGpBwAAQBAJ&dq=water-resources%20engineering%20david%20chin&hl=no&source=gbs_book_other_versions.
- Cleveland, T. G., Thompson, D. B. og Fang, X. (2011). *Use of Rational and Modified Rational Method for Hydraulic Design*. Tekn. rapp. Texas Department of Transportation. URL: www.ntis.gov.
- Ødegaard, H. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*. Red. av Norsk Vann. 2. utg. Norsk Vann.
- Hendriks, M. R. (2010). *Introduction to physical hydrology*. Oxford University Press: 331. URL: https://books.google.no/books?hl=no&lr=&id=VlmcAQAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=introduction+to+physical+hydrology+Hendriks&ots=ABfuL7Z-Dt&sig=UgZgrnFD1U0buZLeQEchFXzJuns&redir_esc=y#v=onepage&q=introduction%20to%20physical%20hydrology%20Hendriks&f=false.
- IPCC (2014). *Climate change 2014. Synthesis report*. Tekn. rapp.: 2–26. DOI: 10.1017/CB09781107415324.
- Irene, A. og Holvik, S. (2011). Klimaendringer og følger for overvassavrenning. 46 (1). URL: <https://vannforeningen.no/dokumentarkiv/klimaendringer-og-folger-for-overvassavrenning/>.
- James, R., Finney, K., Perera, N., James, B. og Peyron, N. (2012). SWMM5/PCSWMM Integrated 1D-2D Modeling. I: *ECI Symposium Series*. ECI Digital Archives. URL: <http://dc.engconfintl.org/watershed/12>.
- Jan, C.-D., M.ASCE, Chang, C.-J., Ph.D og Kuo, F.-H. (2009). *Experiments on Discharge Equations of Compound Broad-Crested Weirs*. DOI: 10.1061.
- Kartverket (2019). *Norgeskart*. URL: <https://norgeskart.no/>.
- Leopold, L. B. (1968). *Hydrology for Urban Land Planning: A Guidebook on the Hydrologic Effects of Urban Land Use*. United States Department of the Interior: 18. URL: [https://books.google.no/books?hl=no&lr=&id=J6jL0n2juZkC&oi=fnd&pg=PA1&dq=Leopold,+L.+B.++\(1968\).+Hydrology+for+Urban+Land+Planning+-+A+Guidebook+on+the+Hydrologic+](https://books.google.no/books?hl=no&lr=&id=J6jL0n2juZkC&oi=fnd&pg=PA1&dq=Leopold,+L.+B.++(1968).+Hydrology+for+Urban+Land+Planning+-+A+Guidebook+on+the+Hydrologic+)

- Effects+of+Urban+Land+Use&ots=x6E8pNGw0r&sig=utVvEHaEJhvusmU8TXMbvDkp4nY&redir_esc=y#v=onepag.
- Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfson, S., Sægrov, S., Jakobsen, G. og Aaby, L. (2008). *A162 - Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering*. Norsk VANN: 79. DOI: 10.1016/j.ecoinf.2016.09.006.
- Marsalek, J. og Chocat, B. (2002). International Report: Stormwater management. *Water Science and Technology* 46 (6-7): 1–17. DOI: 10.2166/wst.2002.0657.
- Meehl, G. A., Karl, T., Easterling, D. R., Changnon, S., Pielke, R., Changnon, D., Evans, J., Groisman, P. Y., Knutson, T. R., Kunkel, K. E., Mearns, L. O., Parmesan, C., Pulwarty, R., Root, T., Sylves, R. T., Whetton, P., Zwiers, F., Meehl, G. A., Karl, T., Easterling, D. R., Changnon, S., Jr., R. P., Changnon, D., Evans, J., Groisman, P. Y., Knutson, T. R., Kunkel, K. E., Mearns, L. O., Parmesan, C., Pulwarty, R., Root, T., Sylves, R. T., Whetton, P. og Zwiers, F. (2000). An Introduction to Trends in Extreme Weather and Climate Events: Observations, Socioeconomic Impacts, Terrestrial Ecological Impacts, and Model Projections. *Bulletin of the American Meteorological Society* 81 (3): 413–416. DOI: 10.1175/1520-0477(2000)081<0413:AITTIE>2.3.CO;2.
- VA-miljøblad nr. 69 (2015). Overvannsdammer. Beregning av volum. URL: http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2015/06/Blad-69_05.02.16.pdf.
- VA-miljøblad nr. 70 (2006). Innløps- og utløpsarrangement ved overvannsdammer. URL: http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2014/11/Blad-70_23-10-13.pdf.
- VA-miljøblad nr. 75 (2007). Utforming av overvannsdammer. URL: http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2014/11/Blad-75_09.11.08.pdf.
- Norconsult (2017). Overvannsplan. Brånås deponi 1.
- Norem, H., Flesjø Kristine, K., Sellevold, J., Lund, M. R. og Viréhn Per Lars Erikhn, P. L. E. (2018). *Lærebok: Drenering og håndtering av overvann*. Tekn. rapp. URL: https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/publikasjoner/Statens+vegvesens+rappporter/_attachment/2162096?_ts=1617a9850d0&download=true&fast_title=L%C3%A6rebok%3A+Drenering+og+h%C3%A5ndtering+av+overvann+%28PDF%2C+9+MB%29.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (2015). *NVEs KLIMA-TILPASNINGSTRATEGI*. Tekn. rapp. URL: www.nve.no.
- Norsk klimaservicesenter (2017). *Klimaprofil Oslo og Akershus Et kunnskapsgrunnlag for klimatilpassning*. Tekn. rapp. URL: https://cms.met.no/site/2/klimaservicesenteret/klimaprofiler/klimaprofil-oslo-og-akershus/_attachment/12036?_ts=15d9d3c7ba3.
- Norsk klimaservicesenter (udatert). *Klimaservicesenter*.
- NRK (2018). *Søppeldeponiet i Skedsmo*. URL: <https://www.nrk.no/nyheter/soppeldeponiet-i-skedsmo-1.13957671>.
- Schall, J. D., Richardson, E. V. og Morris, J. L. (2008). *Hydraulic Design Series 4 Introduction to Highway Hydraulics*. Tekn. rapp. August. URL: https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/08090/HDS4_608.pdf.
- Statens Vegvesen (2014). *Vegbygging, Håndbok N200*: 528.
- Statistisk Sentralbyrå (2019). *04862: Areal og befolkning i tettsteder 2000 - 2018*. URL: <https://www.ssb.no/statbank/table/04862/>.
- SVV (2018). *Vegbygging Håndbok N200 Vegbygging*. Statens vegvesen. URL: https://www.vegvesen.no/_attachment/2364236/binary/1269980?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+%2810+MB%29.pdf.



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

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway