



# Optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner til vandløb

---

Afgangsprojekt - Kristoffer Nielsen  
sep. 2014 - jun. 2015

---

Byggeri og Anlæg - Vand og Miljø - Aalborg Universitet



# Optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner til vandløb

---

Afgangprojekt - Kristoffer Nielsen  
sep. 2014 - jun. 2015

---

Byggeri og Anlæg - Vand og Miljø - Aalborg Universitet



## Civilingeniør i Vand og Miljø

Sofiendalsvej 9-11

9200 Aalborg SV

Tlf.: 99 40 84 84

E-Mail: civil@civil.aau.dk

### Synopsis:

Titel:

Optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner til vandløb

Projektperiode:

September 2014 til juni 2015

Forfatter:

Kristoffer Nielsen

Vejledere:

Michael Robdrup Rasmussen

Jesper Ellerbæk Nielsen

Kopier: 8

Sider: 82

Bilag: 5

Afleveringsdato: 10. juni 2015

Dette projekt undersøger, hvorledes udledningen fra regnvandsbassiner til vandløb kan optimeres sådant, at der i fremtiden kan undgås kapacitetsoverskridelser langs vandløb ved ekstreme nedbørshændelser. Gennem en analyse af Østerå vandløbssystem viser Vester Landgrøft sig at være særlig højt belastet under regnhændelser. Derudover er der tidligere registreret oversvømmelse langs Vester Landgrøft.

Gennem opsætning af en bassinmodel samt vandløbsmodel for dette vandløb, undersøges konkrete styringsstrategiers evne til at udjævne afstrømningen og undgå oversvømmelse. Der afprøves tre forskellige styringsstrategier på hændelser målt indenfor projektperioden, hvoraf en prædiktiv styringsstrategi har den bedste evne til at udjævne afstrømningen.

Eftersom hændelser indenfor projektperioden ikke er i nærheden af kapacitetsoverskridelse i Vester Landgrøft, testes den prædiktive styringsstrategi på en ekstrem hændelse med registreret oversvømmelse. Såfremt der på dette tidspunkt havde været benyttet prædiktiv styring, kunne oversvømmelsen være undgået på bekostning af, at grønne områder omkring bassinet i stedet oversvømmes, fordi bassinets kapacitet overskrides.

Det kan overordnet konkluderes, at det er muligt at regulere vandføringen i vandløb under regn, hvis tilknyttede regnvandsbassiner styres aktivt.

*Rapportens indhold er frit tilgængeligt, men offentliggørelse (med kildeangivelse) må kun ske efter aftale med forfatteren.*



---

# Forord

---

Denne rapport er skrevet af Kristoffer Nielsen fra civilingeniøruddannelsen i Vand og Miljø på Aalborg Universitet i forbindelse med afgangsprojektet i perioden september 2014 til juni 2015.

Idéen til afhandlingen opstod i forbindelse med fremtidens håndtering af ekstremregn og den øgede befæstelse af nuværende grønne områder. I fremtiden vil disse to faktorer både separat, men også i kombination med hinanden, forøge den hydrauliske belastning i recipienter. Det grundlæggende problem er herved, hvordan det er muligt at optimere udledningen fra befæstede arealer til vandløb for at undgå oversvømmelse i fremtiden.

Rapporten beskriver, hvordan data fra Vester Landgrøft, som det højest hydraulisk belastede vandløb blandt tre analyserede vandløb, omsættes til modeller. Efterfølgende implementeres forskellige styringsstrategier, hvorefter der af den mest effektive strategi fortages en analyse af, hvorvidt strategien kunne have forhindret oversvømmelse omkring Vester Landgrøft som følge af en ekstrem hændelse, der forekom d. 6. august 2012.

Formålet er at skabe et større fokus på alternative strategier til håndtering af den øgede hydrauliske belastning af recipienter. Håbet er, at værktøjerne præsenteret i denne rapport ses som et supplement til den nuværende håndtering af nedbørsmængder og hvordan realtidsstyring af afløbssystemet intelligent kan bruges til at undgå kapacitetsoverskridelser.

I forbindelse med projektet rettes der en stor tak til en række ressourceperson. Der rettes en varm tak til Anja T. H. Thomsen fra Orbicon, der har hjulpet med alt fra målinger, dataudlevering og diskussioner vedrørende rapporten. Derudover takkes Peter Munk fra Aalborg Kommune for sin deltagelse i møder og udlevering af data. Ydermere rettes en tak til Morten S. Sørensen og Bo Laden fra Aalborg Forsyning, Kloak A/S for i den indledende fase af projekt at være med til at udpege projektlokaliteten og undervejs udlevere MIKE URBAN-modeller. Endeligt takkes vejleder Michael R. Rasmussen og Jesper E. Nielsen for altid, udover de sædvanlige vejledermøder, at være til rådighed til spontane snakke og diskussioner.

## Læsevejledning

I forbindelse med kildeangivelse i rapporten skal det bemærkes, at årstallet i enkelte tilfælde angives som id. Dette betyder, at der ikke er angivet noget årstal for kilden (ingen dato). Bagerst i rapporten findes de vedlagte skriftlige bilag samt CD-bilag.





---

# Abstract

---

This study examines the advantages of implementing real time control strategies to optimize urban storm water runoff to streams and rivers. The overall purpose is to use these strategies to minimize chances of flooding caused by capacity overload by detaining discharge to the stream in a period of time.

The report starts with an analysis of Østerå, Vester Landgrøft and Øster Landgrøft which are three streams of the same stream network. The hydrological conditions in these streams are observed by measurement of water depth and flow under different flow conditions. Together, these measurements give an understanding of the hydraulic load and flow variations which is used to assign which degree of hydraulic load that exist in the three streams. The analysis shows that Vester Landgrøft is the stream which suffers from the highest degree of hydraulic load. Furthermore, there is a registered occurrence of flooding around residential areas near Vester Landgrøft. Øster Landgrøft has the second highest degree of hydraulic load and Østerå the third. As a result of Vester Landgrøft being the most critical stream according to hydraulic overload, this stream is brought to further analysis. Vester Landgrøft has an adjacent water retention basin inside the project area which makes it ideal for analysis of implementing real time control strategies because the basin contains a buffer volume that can be used for control by regulating its discharge to Vester Landgrøft.

If the water retention basin in Vester Landgrøft is used to implement real time control strategies, it is necessary to build models that are capable of modelling the current conditions in the stream. In this context, a water retention basin model is created to simulate the conditions in the basin during rainfall. The model is set up upon a numerical continuity equation that takes into account the storm water runoff and groundwater discharge into the basin. Additionally, a  $Q$ - $h$ -relation is set up at the basin outlet which relate the basin water level and outflow. This makes it possible to calibrate the basin model according to physical data.

Afterwards, in order to analyse the hydraulic conditions in Vester Landgrøft caused by control of the water retention basin, a stream model is built to simulate the stream conditions. The model is built from the diffusive wave approximation of the Saint Venant equations wherein geometrical data, measurements of boundary conditions, urban storm water runoff and groundwater discharge functions as input data. The model is calibrated from water level and flow measurements along the stream to increase its reliability.

Finally, the retention basin and stream model is combined to analyse the effect of real time control strategies in Vester Landgrøft. Three different strategies of varying complexity are developed to assess their ability to control the water level in Vester Landgrøft. The control device is theoretically implemented at the basin outlet while its degree of control is determined from real time measurements.

A predictive control mechanism has shown the best performance among three developed control strategies and is capable of stabilising the water level in Vester Landgrøft. The control mechanism takes both water level and combined sewer overflow into account which makes it significantly

---

better at stabilising the water level than the other control strategies. The predictive control strategy's ability to control extreme rainfall events is tested on an event which caused flooding around Vester Landgrøft in 2012. The test proves that it is possible to prevent flooding under extreme circumstances by using control strategies.

The downside of these control strategies is that the prevented flooding happens at the expense of increased detention in the water retention basin. In this concrete case the control causes flooding around the basin instead. Whether this is positive or negative has to be determined in the light of a cost-benefit analysis. In this case it is positive because the areas around the basin consist of agricultural areas which have no or at most very little cost to periodically flood compared to residential areas. It is thereby possible to change the place of the flood. This means that this control strategy in a combination with cost-benefit analysis can have high economic advantages if agricultural areas or green fields are flooded instead of residential areas.

The final conclusion is that flooding not absolutely is possible to prevent but it is possible to change the place of the flood to areas of lower economic value. If flooding is to be prevented around Vester Landgrøft, it is necessary to increase the volume of the current water retention basin.

---

# Indholdsfortegnelse

---

<b>1</b>	<b>Indledning</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation for projektet . . . . .	1
1.2	Projektkalitet . . . . .	3
<b>2</b>	<b>Indledende analyse af Østerå vandløbssystem</b>	<b>9</b>
2.1	Etablering af vandstandsmålestationer . . . . .	9
2.2	Vandføringsmåling i Østerå vandløbssystem . . . . .	13
2.3	Målt vandstandsvariation i Østerå vandløbssystem . . . . .	14
2.4	Potentielt oversvømmelsestruede områder . . . . .	16
2.5	Resultat af den indledende analyse . . . . .	17
<b>3</b>	<b>Konceptbeskrivelse af realtidsstyring</b>	<b>19</b>
3.1	Optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner . . . . .	19
3.2	Konceptuel opsætning af realtidsstyring . . . . .	21
3.3	Metode til analyse af styringsstrategier . . . . .	23
<b>4</b>	<b>Modellering af inline-bassin</b>	<b>25</b>
4.1	Fastlæggelse af inline-bassinets geometri . . . . .	25
4.2	Estimering af grundvandsindsivning . . . . .	28
4.3	Estimering af afstrømningen fra bassinets kloakopland . . . . .	35
4.4	Opsætning af inline-bassinmodel . . . . .	36
<b>5</b>	<b>Modellering af Vester Landgrøft</b>	<b>39</b>
5.1	Numerisk vandløbsmodellering af Vester Landgrøft . . . . .	41
5.2	Opsætning af den numeriske vandløbsmodel . . . . .	42
5.3	Oplandsafstrømning til Vester Landgrøft . . . . .	45
5.4	Kalibrering af vandløbsmodel for Vester Landgrøft . . . . .	49
5.5	Validering af den kalibrerede vandløbsmodel . . . . .	54
5.6	Endelig modelopsætning til analyse af realtidsstyring . . . . .	56
<b>6</b>	<b>Realtidsstyring af udløb fra inline-bassin</b>	<b>57</b>
6.1	Implementering af styringsmekanisme i vandløbsmodellen . . . . .	59
6.2	Referencesimulering af bassinregulering med vandbremse . . . . .	59
6.3	0-1-reguleret styring . . . . .	60
6.4	PID-reguleret styring . . . . .	65
6.5	Prædiktiv styring . . . . .	67
<b>7</b>	<b>Simulering af ekstrem hændelse</b>	<b>71</b>
7.1	Oversvømmelse i kolonihavekvarteret d. 6. august 2012 . . . . .	71
7.2	Prædiktiv styring af ekstrem hændelse d. 6. august 2012 . . . . .	74
7.3	Udvidelse af inline-bassinet . . . . .	75

<b>8</b>	<b>Diskussion</b>	<b>77</b>
<b>9</b>	<b>Konklusion</b>	<b>79</b>
	<b>Litteratur</b>	<b>81</b>
<b>A</b>	<b>Opsætning af vandstandsmålestationer</b>	
<b>B</b>	<b>Vandføringsmåling</b>	
<b>C</b>	<b>Vandløbsmodellering</b>	
<b>D</b>	<b>Kortbilag</b>	
<b>E</b>	<b>CD-bilag</b>	

# 1. Indledning

---

## 1.1 Motivation for projektet

Det er i forbindelse med kloaksanering blevet almindelig praksis at separatkloakere, såfremt nye kloakrør er nødvendige. Hos Aalborg Forsyning, Kloak A/S er det den langsigtede plan i form af Vision 2100, at alle fælleskloakerede områder skal omdannes til separatkloak (Aalborg Forsyning, Kloak A/S, 2009). Dette medfører en større regnvandsafstrømning direkte til lokale vandløb og øger risikoen for hydraulisk overbelastning på strækninger, hvor kapaciteten i dag er opbrugt. Derudover vil en direkte og uforsinket udledning af regnvand til vandløb kunne påvirke vandløbskvaliteten negativt.

Foruden Vision 2100 er en af fremtidens største udfordringer for afløbssystemet og dets recipienter de forventede konsekvenser af klimaforandringerne. Klimaforandringerne forventes at medføre en række ændringer i det hydrologiske kredsløb, hvoraf de væsentligste for afløbssystemet er øget årsmiddelnedbør og højere vandstand i havene. I forhold til nedbøren forventes en øget akkumuleret nedbør om vinteren og mindre akkumuleret nedbør, men kraftigere nedbørsintensiteter, om sommeren (Naturstyrelsen, 2014b). De kraftigere sommernedbørsintensiteter øger spidsbelastningen af afløbssystemet og øger derved kapacitetsbehovet for at undgå oversvømmelser forårsaget af et overbelastet afløbssystem.

Øget akkumuleret nedbør og højere nedbørsintensiteter øger også belastningen af recipienter og vil i sammenhæng med decentral aflastning af regnvand forøge de regnvandsmængder, der skal aflastes til vandløbene. Dette nødvendiggør en hensigtsmæssig håndtering af regnvandsmængderne således, at udledningen tilpasses vandløbenes naturlige afstrømningsregime og minimere påvirkningen heraf. Det er i denne henseende længerevarende nedbør og højintensitetsnedbør, der er den største udfordring i forhold til kapacitetsoverskridelse.

Derudover stiller øget havvandstand større krav til de recipienter, som har udløb i havet, såfremt deres kapacitet ikke skal overskrides. Dette skyldes, at øget havvandstand hæver den nedstrøms vandstand i vandløbet, hvorved afstrømningspotentialet reduceres.

Yderligere en faktor, der i fremtiden vil forøge den hydrauliske belastning af vandløb, er den fortsatte byudvikling og befæstelse af tilstødende opland. Dette medfører, at endnu større regnvandsmængder skal aflastes direkte til vandløb, hvorfor dette også er et vigtigt aspekt i forhold til kapacitetsproblemer i vandløb.

Hydraulisk overbelastning af vandløb forsøges imidlertid undgået ved at bygge regnvandsbassiner i afløbssystemet for at forsinke udløbsvandføringen. Afstrømningsstrategien fra regnvandsbassinerne er som regel udformet således, at de har en konstant udløbsvandføring på  $1\text{ l s}^{-1}$  pr. hektar total opland. Håndtering af regnvandsudledninger på denne måde er almindelig i de fleste kommuner, men udledningsstrategien kan anses som værende konservativ i tilgangen til regnvandsafstrømning, fordi der ikke tages hensyn til den aktuelle kapacitet i vandløb. Det vil sige, at der uanset høj eller lav kapacitet i vandløb vil være en konstant aflastning. Potentielt kan dette betyde, at der aflastes vand til et højt belastet vandløb trods et resterende maga-

sineringsvolumen i bassinet. Det resterende magasineringsvolumen udnyttes derved ikke til at minimere belastningen af vandløbet, hvorved der eksisterer et ubenyttet styringspotentiale i det resterende volumen.

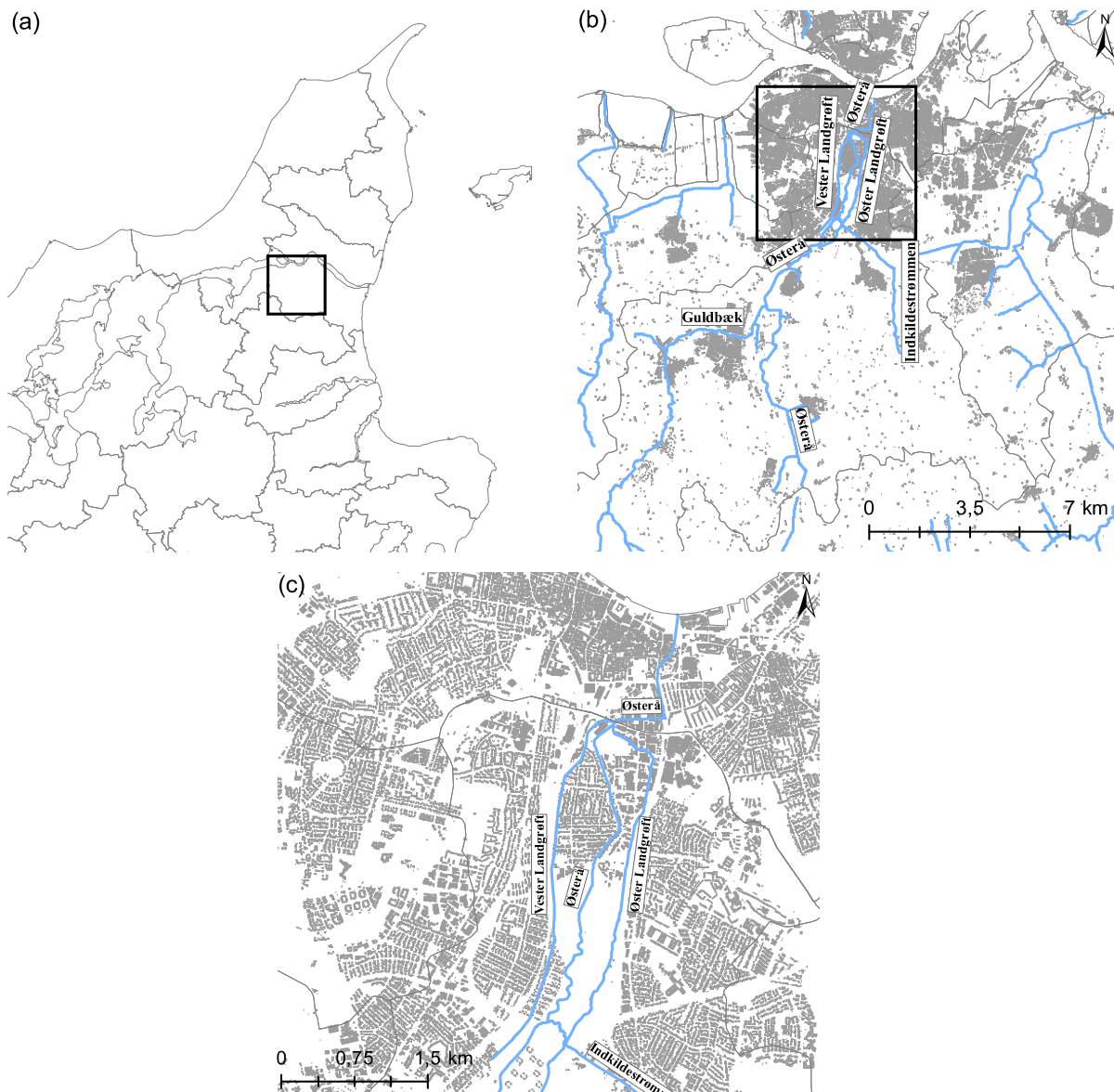
En del af fremtidens løsning til at minimere kapacitetsproblemer kan være at håndtere det overfladeafstrømmede regnvand mere intelligent end de nuværende traditionelle strategier formår. Herved menes, at afstrømning fra regnvandsbassinerne skal optimeres således, at der tages et samtidigt hensyn til afstrømningforholdene i vandløbene og kapaciteten i tilstødende bassiner. På denne måde kan der skabes en jævn udledning fra regnvandsbassiner, der udnytter hele magasineringsvolumenet til at skabe et så naturligt afstrømningsforløb som muligt. Ved at udnytte hele bassinets magasineringsvolumen kan behovet for større bassinvolumener muligvis også reduceres, hvorfor der reelt set også vil være en økonomisk besparelse ved anlægsomkostninger.

Anvendes der herudover prognoser for nedbør i en sådan strategi, kan afstrømningen til recipienter indenfor et overskueligt tidsrum fremskrives. Dette kan eksempelvis benyttes i våde regnvandsbassiner ved at afstrømme det permanente volumen inden regnhændelsers start og derved forøge magasineringsvolumenet under selve regnhændelsen.

Udover den kapacitetsmæssige gevinst ved implementering af sådanne strategier, er der også potentiale for en miljømæssig gevinst ved, at afstrømningen udjævnes og antallet af afstrømningshændelser, der skaber stor variation fra medianvandføringen, mindskes. Dette underbygges af en korrelation gennemført af Ovesen et al. (2000), der viser en tydelig sammenhæng i, at vandløb med størst variation i vandføring har den dårligste biologiske vandløbskvalitet. I forbindelse med Miljømålsloven og kravet om at opnå god tilstand i overfladevande, kan optimerede udledningsstrategier potentielt være et effektivt værktøj til at opnå god tilstand ved at minimere de ekstreme afstrømningshændelser. (Retsinformation, 2009)

## 1.2 Projektlokalitet

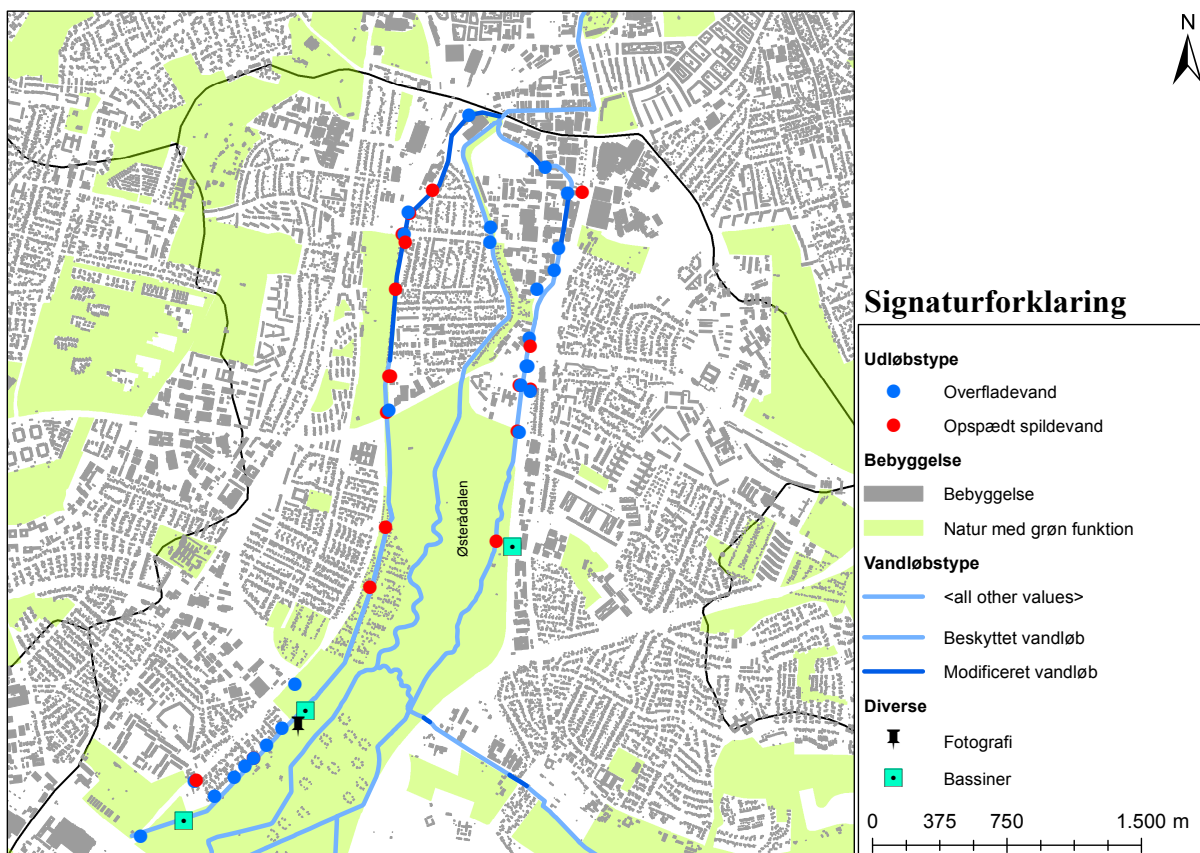
Projektet tager udgangspunkt i dele af Østerå vandløbssystem, som danner grundlag for en analyse af afstrømningen i vandløb under optimerede såvel som uoptimerede aflastningssituationer under regnhændelser. Vandløbssystemet er beliggende i Aalborg Kommune og er udsat for afstrømning fra både by- og landmiljøer. Den geografiske placering er illustreret på figur 1.1a og det samlede vandløbssystems forløb fremgår af figur 1.1b. På figur 1.1c ses den nøjagtige projektlokalitet, som indbefatter Øster og Vester Landgrøft samt strækningen på Østerå, der strømmer fra Indkildestrømmen til tilløbet fra Øster Landgrøft.



Figur 1.1. (a) Placering af Østerås vandløbssystem i Nordjylland. (b) Østerå vandløbssystem med påtegnede oplandsarealer samt placering af projektlokalitet. (c) Øster og Vester Landgrøft samt Østerås forløb gennem Aalborg. Bygningsflader fra (Kommune, 2006) og vandløbsdata fra (Naturstyrelsen, 2014a).

Med undtagelse af strækningen af Østerå fra tilløbet fra Indkildestrømmen og cirka halvvejs nedstrøms til tilløbet fra Øster Landgrøft, fungerer vandløbene i projektlokaliteten som grønne

kiler i et tæt bebygget og befæstet bymiljø. Strækningen af Østerå, der ikke indgår som en grøn kile, strømmer som vist på figur 1.2 igennem naturområdet Østerådalen, som er dækket af søer, skov- og engområder.



Figur 1.2. Udløbster samt vandløbster ved projektlokalteten. Derudover angives naturområder med grøn funktion i Aalborg Kommune. Yderligere ses de bassiner, som er direkte tilknyttet udløbene. Bemærk at enkelte udløb overlapper hinanden helt eller delvist. (Kloakforsyningen, 2008)

Figur 1.2 giver yderligere et indtryk af de omkringliggende arealers indvirkning på vandløbene i form af antallet af kloakudløb. Det ses, at der er relativt mange kloakudløb til Vester og Øster Landgrøft sammenlignet med Østerå, hvor der eksisterer to udløb, som aflaster separat regnvand. Antallet af udløb og sammensætning af udløbster har stor betydning for, hvorledes et vandløb påvirkes under en regnhændelse. Belastes vandløbet primært af separatkloakerede udløb med overfladevand, vil der uanset en regnhændelses intensitet, aflastes regnvand til vandløbet, hvor udløb med opspædet spildevand oftest består af overløbsbygværker, der først går i overløb, når afløbssystemets kapacitet overskrides. Det fremgår, at antallet af udløb til Vester og Øster Landgrøft i forhold til Østerå er væsentligt større, hvilket betyder, at potentialet for en højere relativ hydraulisk påvirkning af afstrømningen under regn er større.

Enkelte bassiner er på nuværende tidspunkt tilknyttet de eksisterende udløb. Et rørbassin er forbundet med et overløbsbygværk til Øster Landgrøft, og to bassiner fungerer som inline-bassiner i Vester Landgrøft, såfremt vandstanden overskrider en bestemt kote. På figur 1.3 og 1.4 illustreres et inline-bassin i Vester Landgrøft under henholdsvis en længere tørvejsperiode og en regnhændelse. Bassinet fungerer således, at den videre afstrømning reguleres passivt gennem en





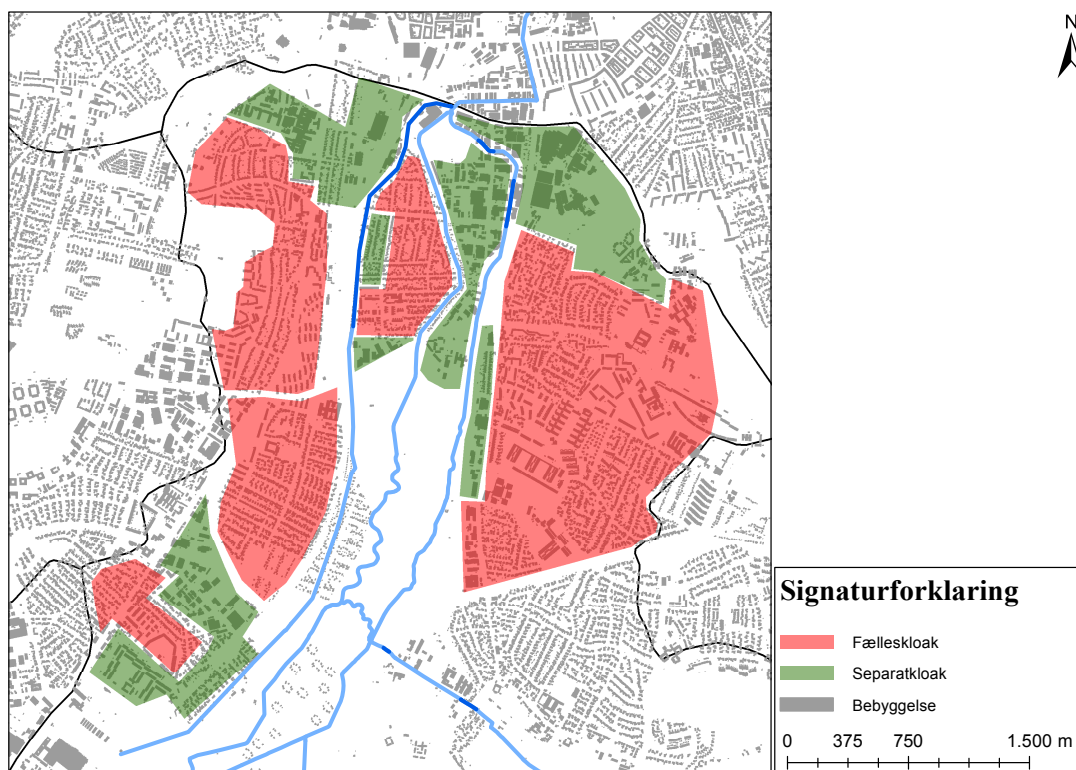
Figur 1.3. Vandstanden i Vester Landgrøft i en tørvejrperiode.



Figur 1.4. Vandstanden i Vester Landgrøft under en regnhændelse.

rørlægning med en mindre vandførende kapacitet end den indgående vandføring, såfremt denne bliver tilstrækkeligt ekstrem. Dette skaber ved regnhændelser opstuvning i bassinet og styrer den videre afstrømning i Vester Landgrøft.

På figur 1.5 ses den nuværende status for de kloakplande, der afstrømmer til Øster og Vester Landgrøft samt Østerå. De fælleskloakerede områder er alle planlagt separatkloakerede i fremtiden, men størstedelen separatkloakeres først efter den nuværende planperiode for spildevandsplanen, der strækker sig fra 2008-2019 (Kloakforsyningen, 2008). Det fremgår, at der er et større kloakopland bestående af fælleskloak end separatkloak. Dette understreges af tabel 1.1, hvor det reducerede oplandsareal tilknyttet overløbsbygværker og separate



Figur 1.5. Kloakoplande der bidrager med direkte afstrømning af overfladevand eller opspædt spildevand fra overløbsbygværker til Øster og Vester Landgrøft samt Østerå. (Kloakforsyningen, 2008)

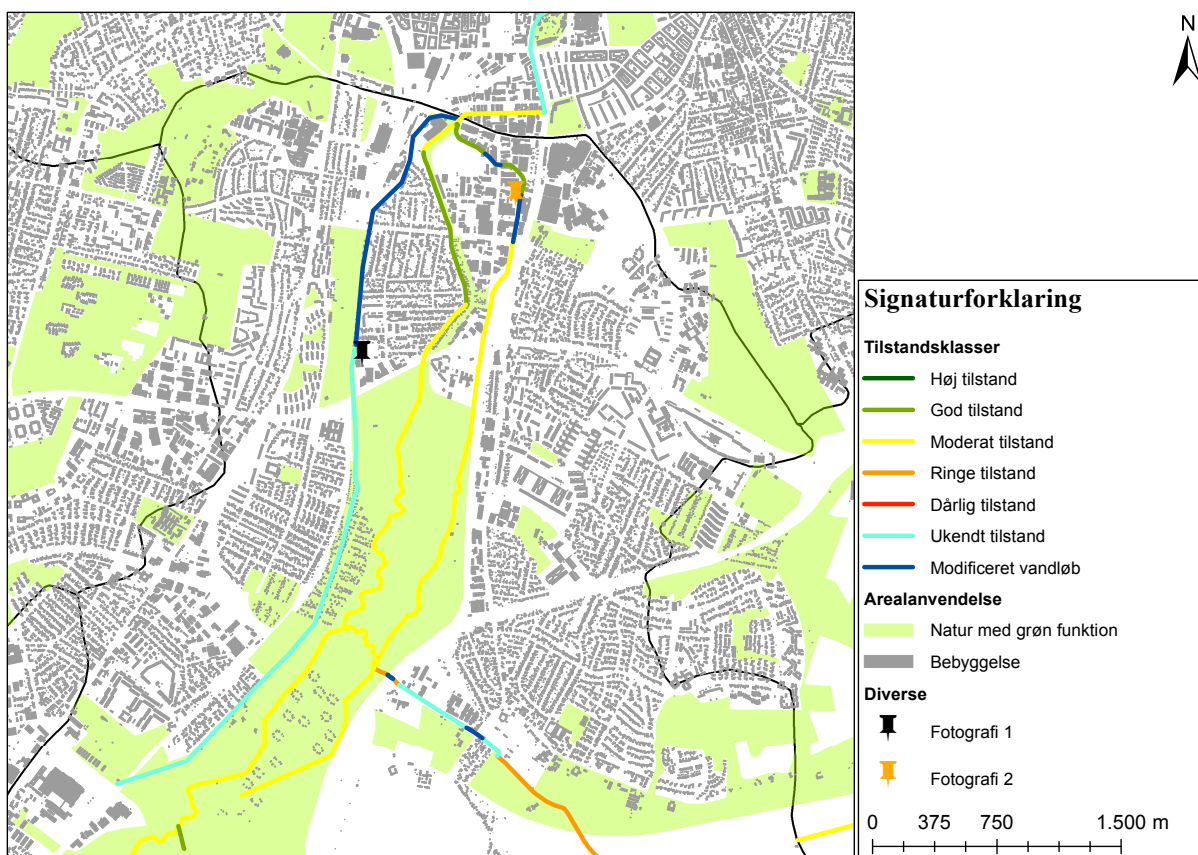
regnvandsudledninger er summeret for de enkelte vandløb i projektlokaliteten. Det ses, at det fælleskloakerede opland er væsentligt større end det separatkloakerede. Det større fælleskloakerede opland er dog ikke ensbetydende med, at afstrømningen til vandløbene er tilsvarende større, fordi det fælleskloakerede opland først går i overløb, når kapaciteten i afløbssystemet er opbrugt.

		Vester Landgrøft	Øster Landgrøft	Østerå
Reduceret opland [ha]	Overløbsbygv.	85,7	96,6	0
	Overfladevand	27,9	17,6	2,7
Antal udløb [-]	Fælles udløb	12	6	0
	Separate udløb	13	11	2

Tabel 1.1. Reduceret areal af oplande tilknyttet overløbsbygværker og separate regnvandsudledninger med overfladevand.

### 1.2.1 Vandløbenes økologiske tilstand

I Naturstyrelsen (2014a) findes en kortlægning af den nuværende økologiske tilstand i vandløb, der indgår i Vandområdeplanerne 2015-2021. Kortlægningen er illustreret på figur 1.6, og det fremgår, at hovedparten af Østerå og Øster Landgrøft vurderes til at have en moderat økologisk tilstand, mens kortere strækninger vurderes i god tilstand. Vester Landgrøft er ikke klassificeret i Naturstyrelsen (2014a), hvorfor dette vandløbs økologiske tilstand er ukendt. Enkelte strækninger fremstår som modificerede vandløb. Indenfor projektlokaliteten



Figur 1.6. Vandløbenes forskellige tilstandsklasser. (Naturstyrelsen, 2014a)

er modificerede vandløbsstrækninger rørlagte vandløb. På figur 1.7 ses indløbet til en længere rørlagt strækning langs Vester Landgrøft, og på figur 1.8 ses udløbet fra en kortere rørlagt strækning i et industriområde langs Øster Landgrøft.



Figur 1.7. Indløb til rørlagt strækning i Vester Landgrøft.

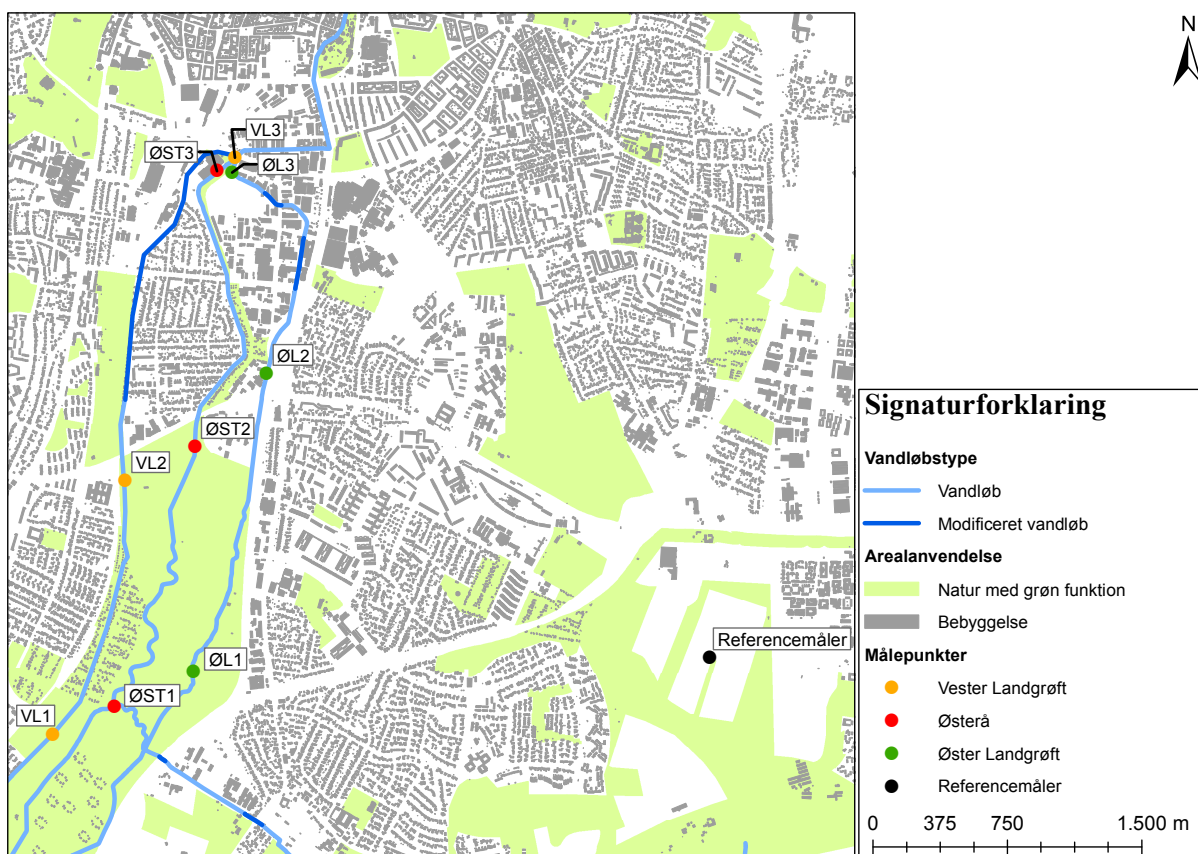


Figur 1.8. Udløb fra rørlagt strækning i Øster Landgrøft.



## 2. Indledende analyse af Østerå vandløbssystem

Der er løbende udført vandstands- og vandføringsmålinger til analyse af de hydrauliske forhold i projektlokalitetens vandløb. Der i denne forbindelse iværksat en målekampagne, hvor i alt 10 målestationer er opsat til løbende monitorering af vandstand. Heraf ses 9 placeret på figur 2.1. Den 10. målestation, ØST4, er placeret ved en overløbskant i Østerå i nærheden af målestation VL3 og ØST3. Målingerne benyttes indledningsvist til en overordnet analyse af afstrømningen i vandløbene for at give et overblik over, hvordan vandløbene påvirkes af de tilstødende oplande. Senere bruges målingerne som input til numerisk vandløbsmodellering. Vandføringsmålingerne benyttes til at opstille  $Q$ - $h$ -relationer således, at vandstanden målt i udvalgte målestationer kan omsættes til en tidssvarende vandføring.



Figur 2.1. Placering af målestationer langs vandløbene i projektlokaliteten samt navngivning heraf.

### 2.1 Etablering af vandstandsmålestationer

Vandstandsmålestationerne er placeret på lokaliteter, hvor de er nemt tilgængelige til løbende dataopsamling, og hvor der er eventuelle monteringsmuligheder som eksempelvis broer.

Stationerne er opsat med  $\varnothing 75$  mm nedløbsrør, hvori der er monteret en tryktransducer af typen HOBO U20 Water Level Logger, som måler vandstanden i form af hydrostatisk tryk. Ved hver enkelt målestation er der foretaget modificeringer således, at målestationerne tilpasses de omgivelser, de placeres i. Det målte tryk inkluderer også lufttrykket, hvorfor der er opsat en referencemåler til måling af lufttrykket. Herved kan trykket målt ved målestationerne korrigeres for lufttryk og repræsenterer efterfølgende kun vanddybden over loggeren. Referencemåleren er placeret ved Marie Curies Allé i nærheden af Gug i Aalborg med en gennemsnitlig afstand til målestationerne på cirka 3 km.

### 2.1.1 Praktisk udførelse af opsætning

Målestationerne er opsat på flere forskellige måder alt efter hvilken metode, der har vist sig bedst anvendelig ved de enkelte lokaliteter. Den mest brugte opstilling er et rør med en påsat bøjning som skitseret på figur 2.2. Bøjningen rettes således, at rørbøjningen peger medstrøms for på denne måde at undgå, at drivende grøde stopper åbningen til og i stedet glider af på røret. Herved sikres det, at der konstant er direkte hydraulisk kontakt mellem tryktransducer og vandløb.

Løsningen med bøjningen er utilstrækkelig, såfremt målestationen placeres i vandløb med stor makroalgevækst. I sådanne tilfælde er røret i stedet banket ned i vandløbsbunden med udskårede huller i siden, som peger medstrøms.

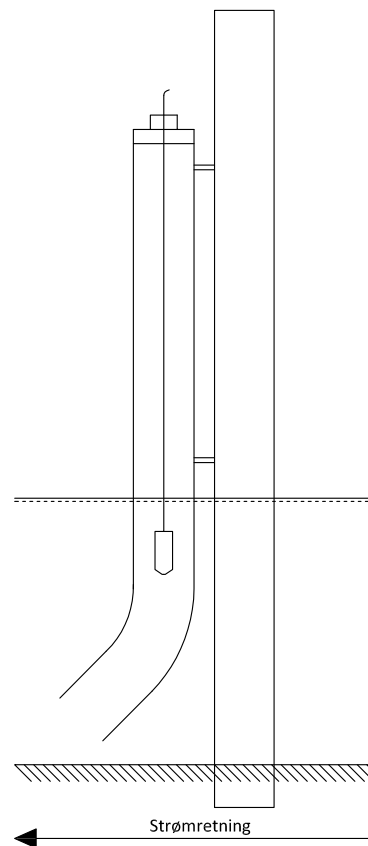
Derudover er en målestation etableret ved hjælp af et pælebor, som bruges til at bore skråt ned igennem brinken for på denne måde at stikke røret herigennem og ned under vandspejlet. Denne løsning blev valgt, fordi der ikke var andre alternativer til at etablere målestationen.

Endeligt er en målestation opsat ved hjælp af et lige rør med åben bund. Denne løsning er valgt, fordi der ikke umiddelbart på denne lokalitet er nogen risiko for, at røret tilstoppes.

### 2.1.2 Eksempel på opsætning af rør med bøjning

På figur 2.3 ses et samlet rør med bøjning klar til montering ved målestation ØST3. Til montering af røret benyttes rørholdere, der er boltet fast i en betonkonstruktion som vist på figur 2.4. Rørholderne sikrer, at røret forbliver i den samme position under hele måleperioden således, at tryktransducerens målekote forbliver den samme. Det færdigmonterede rør vises på figur 2.5.

Efterfølgende monteres tryktransduceren i et ventileret låg øverst på røret, der fastholder den monterede tryktransducer i samme kote over hele måleperioden. Tryktransduceren fastgøres med en stålwire og to samlemuffer som vist på figur 2.6. De målte vandstande fra tryktransducerne omsættes til højdekoter i forhold til Dansk Vertikal Reference (DVR90) ved hjælp af GPS-opmåling.



Figur 2.2. Skitse af målestationernes typiske udseende.



Figur 2.3. Rør med bøjning klar til montering ved målestation ØST3.



Figur 2.4. Montering af rør i påsatte rørholdere.



Figur 2.5. Færdigmonteret rør ved målestation ØST3.

Princippet i etableringen af de øvrige målestationer, med undtagelse af ØL3, adskiller sig ikke betydeligt fra denne opsætning. Målestation ØL3 er som sagt etableret ved, at der med et pælebor er boret skråt gennem brinken. Herved er det ikke længere rørholdere, der er det fikserende element, men den omkringliggende jord. I stedet for at benytte en stålwire er tryktransducere monteret med en aluminiumsstang, der sikrer, at tryktransducere ikke vipper inde i røret og lægger sig på forskellige måder efter tømning af data.



Figur 2.6. Tryktransducer monteret i et ventileret låg.

På figur 2.7 til 2.9 vises tre færdigmonterede målestationer. Endeligt kan der findes et samlet overblik over alle målestationer i bilag A.

### 2.1.3 Måleusikkerhed

Der introduceres tre overordnede typer usikkerheder i forbindelse med monitorering af vandstand med tryktransducere i de etablerede målestationer. Disse er tilknyttet menneskeskabte usikkerheder, naturlig påvirkning af målestationen og måleudstyrets målepræcision. De menneskeskabte usikkerheder forklares og opstilles herunder i punktform:

- Ved hver enkelt dataopsamling er der risiko for, at tryktransducere ikke monteres



Figur 2.7. Målestation VL3 monteret på nedlagt målestation i ved Vester Landgrøfts indløb til Østerå.



Figur 2.8. Målestation ØST2 monteret på bropille i Østerå.



Figur 2.9. Målestation ØL3 anlagt igennem et boret hul i brinken.

på samme måde, som den var monteret inden dataopsamling. Dette kan ske, når det ventilerede låg sættes tilbage i røret, hvor det er vigtigt, at låget presses helt i bund, for at tryktransducere placeres i samme højde som før.

- Såfremt tryktransducere ikke hænger frit og eksempelvis støder mod rørvæggen eller en påsat bøjning i bunden, er der risiko for, at tryktransducere kan lægge sig forskelligt, hver gang tryktransducere tages op for at indsamle data. Dette kan resultere i, at højdekoordinatet, hvori tryk måles, ændres.

De naturlige påvirkninger af målestationen over måleperioden kan til en hvis udstrækning være svære at forudsige og dermed tage højde for. De relaterede usikkerheder til de naturlige påvirkninger ses herunder:

- Over måleperioden er der risiko for, at målestationerne forskydes fysisk. Dette kan skyldes, at målestationerne ikke er tilstrækkeligt fastspændte eller, at eksempelvis jorden, hvori nogle målestationer er monteret, forskyder sig. Dette kan give anledning til, at den målte vandstand omsat til DVR90 estimeres forkert, såfremt målerens kote ikke løbende korrigeres.
- Løbende sedimentering og drivende grøde kan forårsage tilklogning af målestationerne. Dette kan medføre, at den direkte hydrauliske kontakt mellem trykmåler og vandløb tabes, og at trykmålerens responstid på vandstandsændringer forøges og i værste tilfælde forsvinder.

Endeligt er der tilknyttet usikkerhed i forhold til måleudstyrets målepræcision. De benyttede tryktransducere er angivet med en maksimal målefejl på  $\pm 0,1\%$ , svarende til maksimalt  $\pm 0,9$  cm (Onset Computer Corporation, 2014). Derudover skal måleusikkerheden på GPS-opmåling af højdekoordinatet tillægges den maksimale målefejl på tryktransducere. Der benyttes en GPS af typen Leica CS10, der har en horisontal og vertikal måleusikkerhed under optimale forhold på henholdsvis 1 og 2 cm (Leica Geosystems, 2012). Den samlede måleusikkerhed under optimale forhold i målestationerne er derved maksimalt  $\pm 2,9$  cm.



## 2.2 Vandføringsmåling i Østerå vandløbssystem

Der udføres løbende vandføringsmålinger i nærheden af tre målestationer til estimering af vandføringen i vandløbene og til opstilling af  $Q$ - $h$ -relationer, hvori den målte vandstand fra målestationerne omsættes til vandføringsværdier.  $Q$ - $h$ -relationerne benyttes senere som randbetingelser ved vandløbsmodellering.

Vandføringsmålingerne er foretaget på tidspunkter, hvor det forventes, at resultatet giver en ny vandføring. Det vil sige, at der ikke kun måles under tørvejr, fordi dette giver et ensartet resultat og en dårlig beskrivelse af de vandføringer, som forårsages af regnbetingede udledninger til vandløbene. Det tilstræbes at måle på tidspunkter, hvor det forventes, at vandløbene er påvirket af afstrømning fra det tilstødende opland således, at estimatet af de ekstreme vandføringer er bedst muligt.

Vandføringsmålingerne udføres med en propelmåler af typen OTT C2, som illustreres på figur 2.10, i udvalgte vandløbstværsnit ved de monterede vandstandsmålestationer VL1, ØST1 og ØL1 vist på figur 2.1. I de enkelte tværsnit udvælges et passende antal nedstik, hvori hastigheden måles i form af det antal omdrejninger vandets strømning påfører propellen. De målte hastigheder interpoleres efterfølgende ud på hele tværsnittet ved hjælp af trapezintegration som beskrevet af Rasmussen (id). For en grundig gennemgang af måleproceduren samt den efterfølgende databehandling af måledata, henvises der til bilag B. Resultater af vandføringsmålingerne fremgår af tabel 2.1.



Figur 2.10. Propelmåling i Vester Landgrøft udført tæt på målestation VL1.

Dato	Vandføring [l s <sup>-1</sup> ]				
	1/12-2014	19/1-2015	29/1-2015	1/3-2015	26/3-2015
Vester Landgrøft (VL1)	12,71	25,04	58,76	86,26	161,94
Østerå (ØST1)	676,13	1229,95	-	-	-
Indkildestrømmen (ØST1)	31,19	75,80	-	-	-
Øster Landgrøft (ØL1)	43,02	86,15	-	-	-

Tabel 2.1. Målt vandføring ved de forskellige målestationer. Summen af vandføringen i Østerå og Indkildestrømmen udgør den samlede vandføring i målestation ØST1. Der udføres ikke målinger i samtlige vandløb på alle datoer.

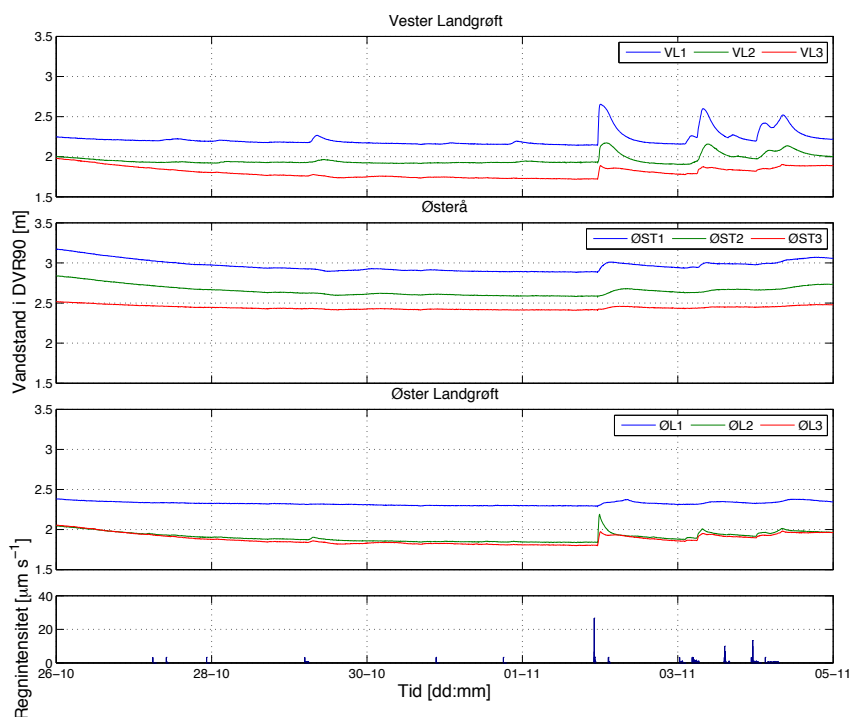
### 2.2.1 Måleusikkerhed

Måleusikkerheden ved propelmåling tilknyttes primært propellens målepræcision og måleproceduren på stedet. Ved selve måleproceduren forsøges usikkerheden minimeret ved at udvælge tværsnit, hvor det umiddelbart ser ud til, at strømningen er relativt endimensional. Dette er kun muligt ved en visuel vurdering og tilknyttes derfor en hvis usikkerhed. Derudover udvælges

tværsnittet også efter den omkringliggende grødevækst, fordi grøde kan genere målingerne enten ved at filtrere sig ind i propellen eller ved at om dirigere strømmingen og derved øge risikoen for et fejlestimat af strømningshastigheden i det enkelte nedstik. Det sikres yderligere, at måleren peger vinkelret på tværsnittet sådant, at strømmingen måles direkte igennem tværsnittet. Det forudsættes, at måleudstyret er intakt og derved fungerer korrekt og ikke bidrager med fejl større end den angivne målepræcisionen af OTT Hydromet (id) på  $\pm 2\%$ .

### 2.3 Målt vandstandsvariation i Østerå vandløbssystem

De målte vandstandsvariationer giver et indblik i vandløbenes afstrømningskarakteristika, og hvorledes vandstanden ændrer sig som følge af nedbør nær de opstillede målestationer. Betragtes figur 2.11, ses vandstandsvariationen over en periode på 10 dage. De største variationer forekommer udmiddelbart i Vester Landgrøft, hvor vandstanden responderer øjeblikkeligt på nedbøren og stiger på kort tid fra basisvandstanden til maksimalvandstanden. Det ses, at den største vandstandstigning forekommer i målestationen VL1, som er placeret længst opstrøms i Vester Landgrøft. Dette skyldes ikke absolut, at aflastningen i dette område er størst, men at målestationen er placeret i et inline bassin, hvorfra den videre vandføring begrænses af en rørlægning, som indsnævrer vandløbets tværsnit så betydeligt, at vandet opstuver. Vandstandsvariationen ved målestation VL2 er større end variationen i VL3, hvilket kan være forårsaget af en større belastning omkring dette område, hvor afstrømningsbølgerne flader mere ud, inden de når målestation VL3. Det skal bemærkes, at nedbørsmålingerne fra Frejlev ikke repræsenterer området fuldstændigt, og derved kan nedbørsmålingerne ikke i alle tilfælde sammenholdes direkte med vandstandsvariationen. Dette skyldes en afstand fra vandløbene



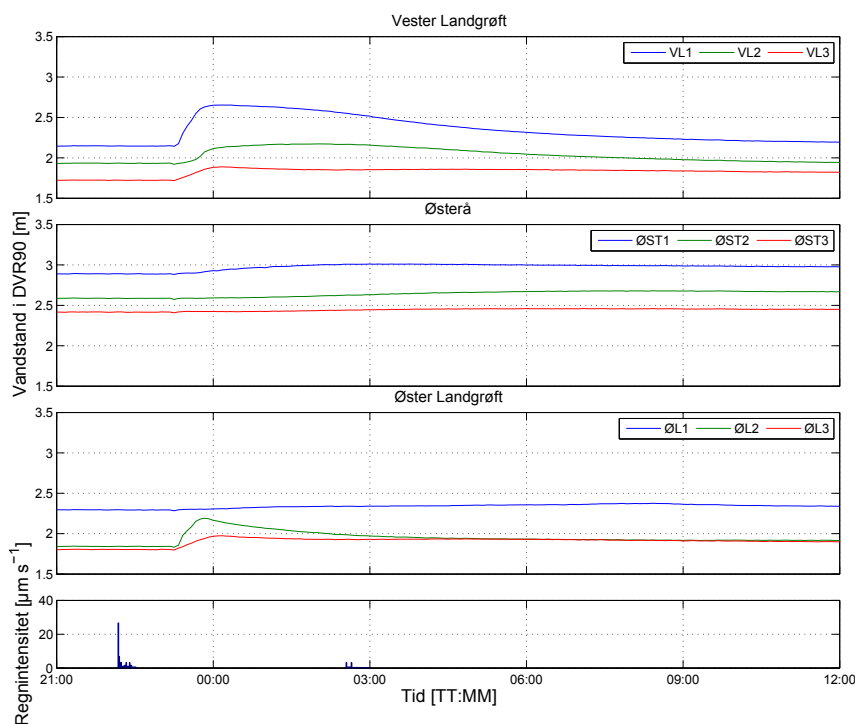
Figur 2.11. Vandstandsvariation i Øster og Vester Landgrøft samt Østerå målt i perioden d. 26/10-2014 til d. 5/11-2014 sammenholdt med regnintensiteter målt ved Frejlev Nord regnmåler med stationsnummer 5057.

til regnmåleren på cirka 6 km. Der kan derved forekomme små tidsforskydninger i, hvornår vandløbet reagerer på målt nedbør. Derudover kan der også være lokale hændelser, som ikke ses på vandstandsmålingerne eller hændelser, som ikke måles i Frejlev, men som falder over projektlokaliteten.

Øster Landgrøft viser nogle mindre udsving ved målestationen ØL1, som er placeret længst opstrøms, mens målestation ØL2 og ØL3 viser væsentligt større vandstandsvariationer. Det vidner om en høj affastning til vandløbet indenfor måleområdet.

Endeligt viser Østerå den mindste og mest naturlige respons på nedbør. Dette er dog også forventeligt, fordi der indenfor måleområdet kun er to separate udløb. Målingerne i Østerå antyder, at vandløbet primært belastes med direkte afstrømning fra oplande lokaliseret opstrøms projektlokaliteten.

Afstrømningsvariationer giver ydermere et indblik i, hvor stor påvirkningen er fra henholdsvis den direkte tilstrømning som følge af overfladeafstrømning og grundvandsindsivningen. På figur 2.12 ses det, hvordan vandstanden i Vester Landgrøft indenfor cirka 12 timer falder tilbage til udgangspunktet. Vandstanden i Øster Landgrøft falder også relativt hurtigt, mens Østerå har et væsentligt langsommere fald i vandstanden, hvilket vidner om en større forsinket tilstrømning til Østerå. Dette betyder, at vandbidraget fra grundvandsindsivning højst sandsynligt er større til Østerå. Årsagen, til at vandstanden i målestation VL3 og ØL3 i henholdsvis Vester og Øster Landgrøft viser et mere forsinket fald, skyldes, at disse målestationer er placeret relativt tæt på Østerå, som har stor indflydelse på måleresultatet i form af opstuvning.

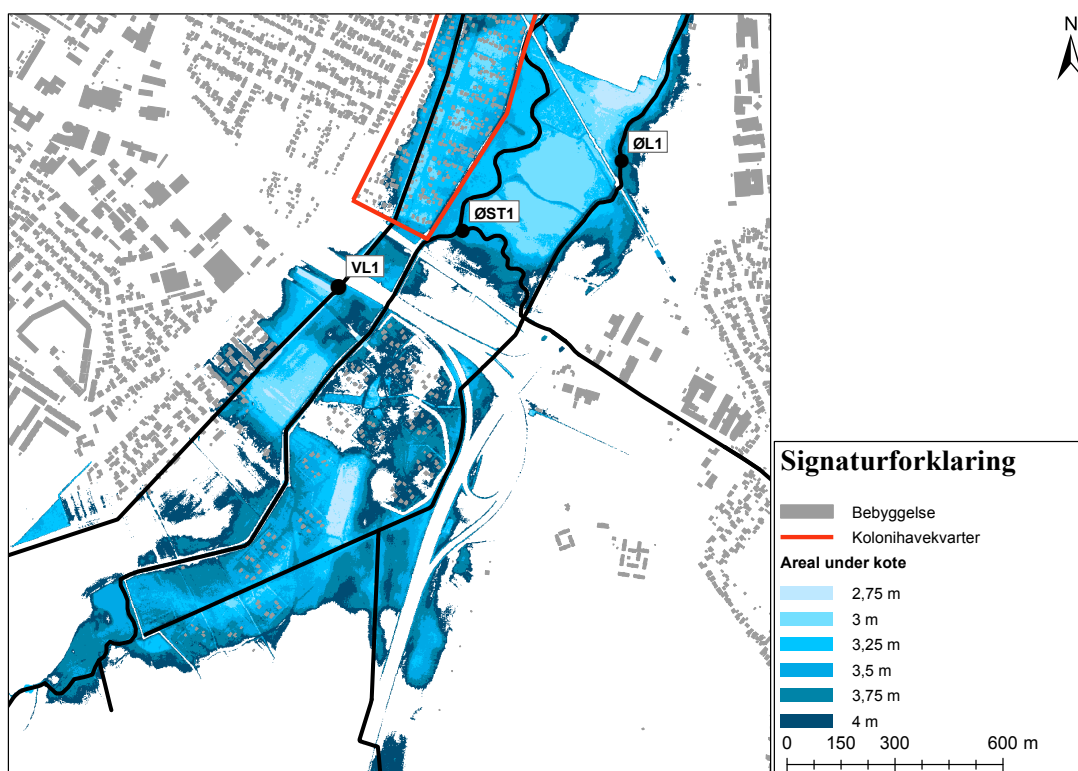


Figur 2.12. Vandstandsvariation i Øster og Vester Landgrøft samt Østerå målt i perioden d. 1/11-2014 til d. 2/11-2014 sammenholdt med regnintensiteter målt ved Frejlev Nord regnmåler med stationsnummer 5057.

## 2.4 Potentielt oversvømmelsestruede områder

I forbindelse med måling af vandstanden er der udført en simpel GIS-kortlægning af de områder, som potentielt kan oversvømmes ved vandstande over en angivet kote. Områder betragtes kun som reelt oversvømmelsestruede, såfremt de er i direkte kontakt med et nærliggende vandløb. Er der eksempelvis en hvid grænse langs vandløbet, som ikke er angivet på kortet, der adskiller vandløb og de omgivende blå områder, kan det nærliggende kortlagte område ikke oversvømmes, fordi der ikke er direkte kontakt mellem vandløbet og området. Dette er en nødvendig antagelse, hvis disse simple oversvømmelseskort skal benyttes.

På figur 2.13 fremgår et oversvømmelseskort over den sydligste del af projektlokaliteten. I området ses flere steder med bebyggelse, som ligger indenfor de angivne vandstandskoter. Bebyggede områder syd for målestation VL1 kræver en yderligere vandstandsstigning på over 1 m end de nuværende maksimalt målte værdier på omkring 2,9 m DVR90. Nord for målestation VL1 findes et kolonihavekvarter, der ligger indenfor en rimelig grænse af den målte vandstand. Derfor er dette område oversvømmelsestruet, såfremt der forekommer høje vandstande i Vester Landgrøft. I bilag D.1 findes et oversvømmelseskort for det øvrige område af projektlokaliteten, hvori der som regel ikke er direkte kontakt mellem vandløbene og det omkringliggende opland, med mindre der også her forekommer vandstande over 1 m mere end de maksimalt målte værdier.



Figur 2.13. Potentielle oversvømmelsesområder under angivne koter. Områderne er udpeget ved hjælp af Danmarks Højdemodel. (Geodatastyrelsen, 2014)

Ud fra højdemodellerne vurderes det, at det mest oversvømmelsestruede opland er kolonihavekvarteret nord for målestation VL1 beliggende langs Vester Landgrøft.

Der findes også registrerede oversvømmelser i kolonihaveområdet. Den 6. august 2012 bragte

TV2 Nord et indslag fra kolonihavehusområdet, hvor området stod under vand på grund af, at Vester Landgrøft var gået over sine breder. (TV2 Nord, 2012)

## 2.5 Resultat af den indledende analyse

Den indledende analyse viser, at blandt de tre vandløb indgående i projektlokaliteten, har Vester og Øster Landgrøft de største relative afvigelser fra deres basisvandstande under regnhændelser. Østerå har et mere naturligt afstrømningsforløb indenfor projektlokaliteten, og det formodes, at de bølger, som viser sig af vandstandsmålingerne, primært skyldes direkte oplandsafstrømning forekommende længere opstrøms end de etablerede målestationer. Vandstandsmålingerne i Øster Landgrøft tyder på en høj aflastning indenfor måleområdet grundet forholdsvis flade afstrømningsbølger ved målestationen længst opstrøms i vandløbet, mens de øvrige to målestationer viser mere øjeblikkeligt forekommende bølger under regnhændelser. Endeligt viser vandstandsvariationer målt i Vester Landgrøft en direkte og øjeblikkelig respons på regn ved alle målestationer. De største relative afvigelser viser sig ved målestationen længst opstrøms, hvilket skyldes den opstuvende effekt, en indsnævring af tværsnittet medfører som følge af en rørlægning.

Betragtes de simple oversvømmelseskort over projektlokaliteten, viser det sig, at det mest oversvømmelsestruede område med bebyggelse umiddelbart er placeret omkring Vester Landgrøft, hvor vandstande omkring 3 m i DVR90 kan medføre vand på terræn.

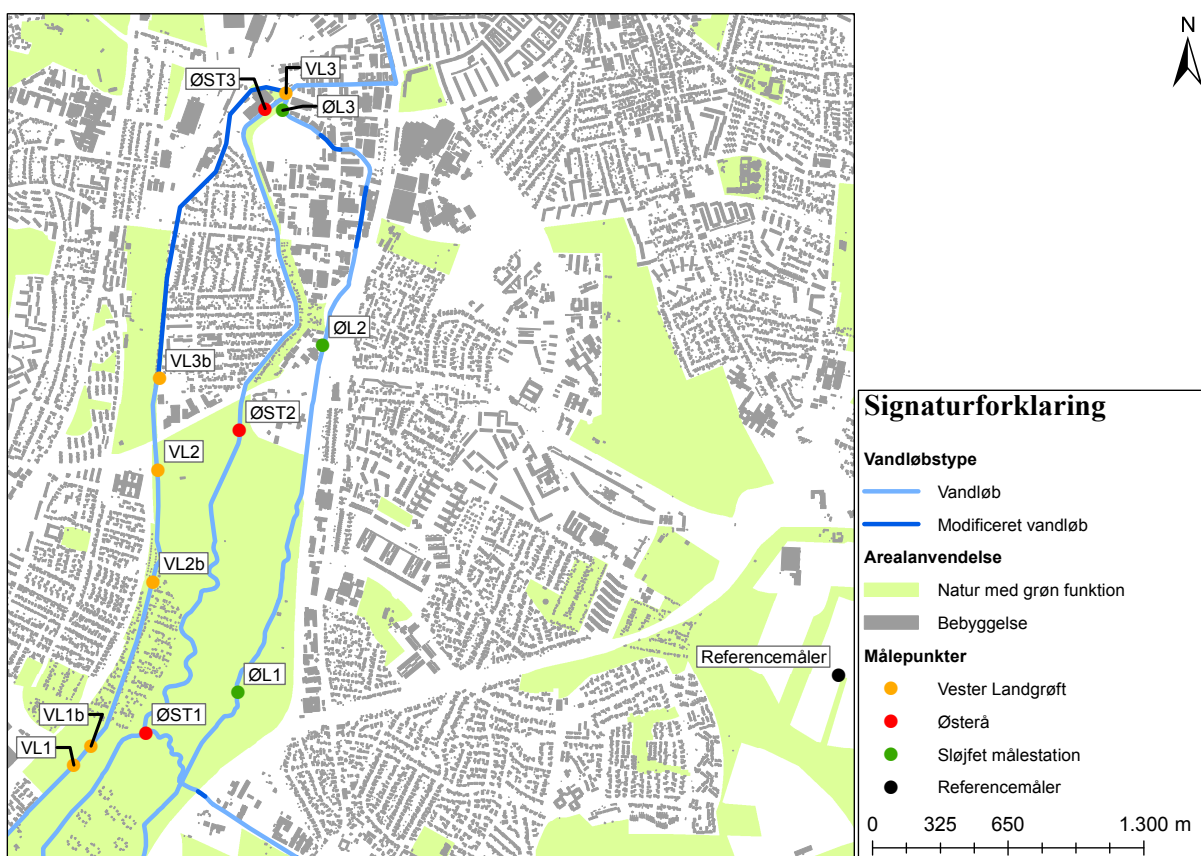
Grundet de store vandstandsvariationer i Vester Landgrøft samt en større potentiel risiko for oversvømmelse langs dette vandløb i forhold til de øvrige, egner Vester Landgrøft sig godt til en videre analyse af optimeret regnvandsudledning. Derudover viser Vester Landgrøft sig også som det eneste vandløb, hvor der eksisterer en konkret styringsmulighed. Dette skyldes et inline-bassin lokaliseret ved målestation VL1, vist på figur 2.14. Det undersøges derved fremadrettet, hvorvidt styring af dette inline-bassins aflastning til Vester Landgrøft, kan øge kapaciteten i Vester Landgrøft under nedbør.



Figur 2.14. Dele af et inline-bassin placeret omkring målestation VL1.

Tilvalget af Vester Landgrøft som det primære vandløb i nærværende projekt, har medført en række flytninger af målestationer fra Øster Landgrøft til Vester Landgrøft. I alt tre målestationer flyttes til Vester Landgrøft, hvorfor målekampagnen i Øster Landgrøft er endt d. 17/2-2015. Årsagen, til at der etableres flere målestationer i Vester Landgrøft, er, at der på denne måde kan skabes et mere detaljeret datagrundlag af afstrømningsdynamikken. Målingerne i Østerå fortsættes, men vandføringsmålingerne i dette vandløb er fremadrettet af mere begrænset karakter.

Den nye fordeling af målestationer præsenteres på figur 2.15, hvor det ses, at der placeres en målestation VL1b i nærheden af den nuværende målestation VL1. VL1b placeres dog efter rørlægningen, således at vandstandsmålingen ikke foretages i et bassin. Derudover placeres der yderligere to målestationer på vandløbsstrækningen til validering af, hvorvidt vandstanden ved senere vandløbsmodellering simuleres korrekt. Målestation VL2b placeres på en åben strækning, mens VL3b placeres ved indløbet til en lang rørlagt strækning i Vester Landgrøft.

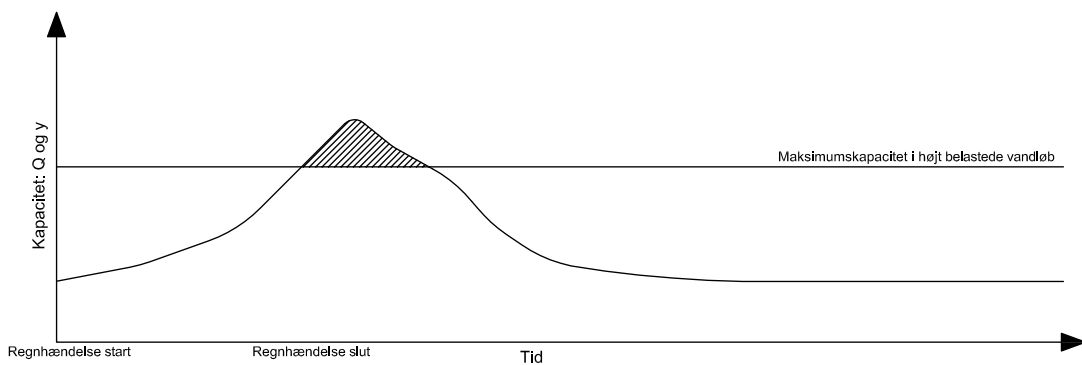


Figur 2.15. Placering af de senere opførte målestationer VL1b, VL2b og VL3b i Vester Landgrøft. Målestationerne er opført d. 18/2-2015.

# 3. Konceptbeskrivelse af realtidsstyring

---

I nærværende projekt er det overordnede formål at udvikle styringsstrategier, der kan minimere risikoen for kapacitetsoverskridelse i højt belastede vandløb. Betragtes et potentielt afstrømningsforløb under en regnhændelse i et højt belastet vandløb under uoptimerede forhold, ses det på figur 3.1, at afstrømningen overskrider kapaciteten. Derved er der risiko for oversvømmelse ved høje påvirkede vandføringer.



Figur 3.1. Skematisk afstrømningsforløb i et vandløb under en regnhændelse med uoptimerede regnvandsbassiner i oplandet.

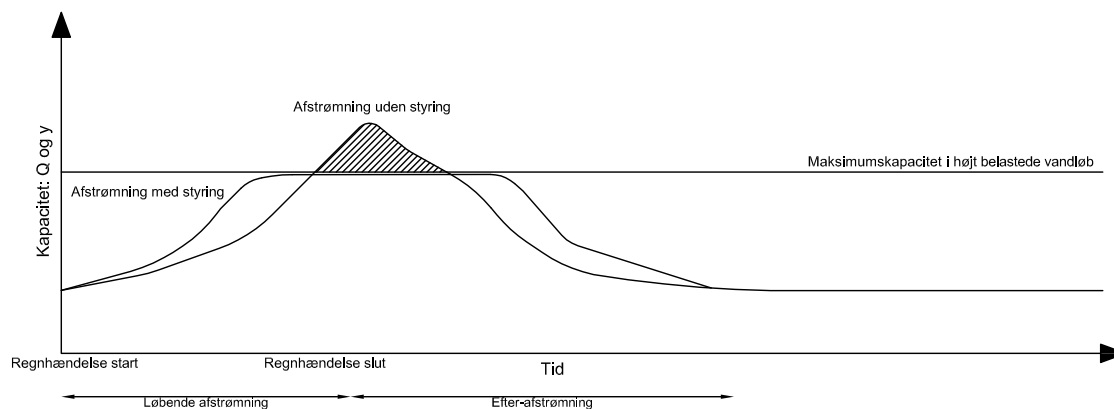
Den grundlæggende idé er, at påvirkede afstrømninger i vandløb, der kan give anledning til kapacitetsoverskridelse skal optimeres sådant, at afstrømningen i stedet for at peake fordeles jævnt over længere perioder. Dette skal gøres ved implementering af styringsstrategier for aflastningen i det tilstødende afløbssystem, som aflaster regnvand. Styringen skal foretages på baggrund af realtidsdata, som kan vurdere den eksisterende kapacitet i vandløbet. Derudover kan der med prognostisering af nedbør tages hensyn til vandløbets fremtidige afstrømning. På denne måde kan det vurderes på hvilke tidspunkter, det er mest hensigtsmæssigt at øge og mindske aflastningen til vandløbet.

## 3.1 Optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner

Der findes forskellige muligheder til optimering af udledningsstrategien fra regnvandsbassiner, alt efter om der er tale om tørre eller våde regnvandsbassiner. I tørre regnvandsbassiner er der mulighed for at håndtere afstrømningen fra en regnhændelses start. Det vil sige, at der løbende udledes vand fra bassinet under en regnhændelse, men også efter en regnhændelses afslutning. Våde regnvandsbassiner giver det ekstra styringspotentiale, at der kan udledes vand før en regnhændelses start, fordi det eksisterende våde volumen kan tømmes til fordel for, at bassinets volumen øges under selve regnhændelsen. Derudover eksisterer de samme afstrømningsmuligheder som i tørre regnvandsbassiner.

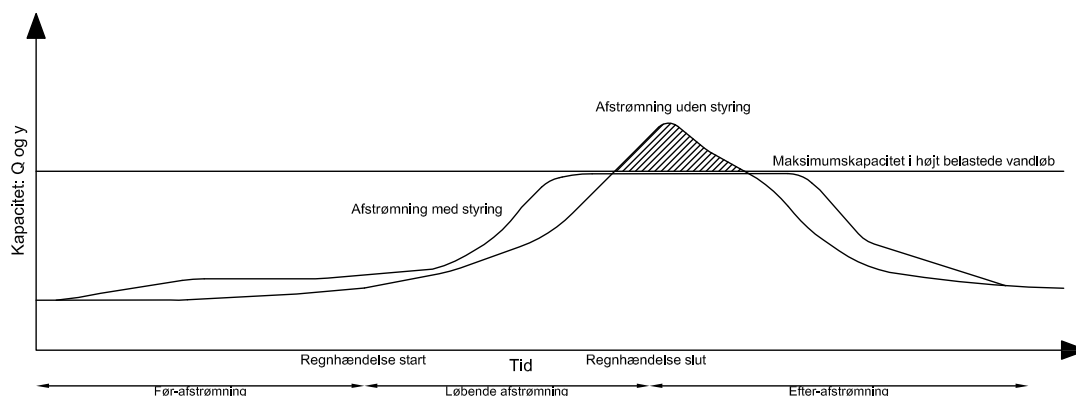
På figur 3.2 ses et potentielt afstrømningsforløb i et vandløb under en regnhændelse med tørre

regnvandsbassiner i oplandet. I dette teoretiske eksempel ses det, at de tørre regnvandsbassiner er optimerede, og det fremgår, hvordan maksimalværdien ved den påvirkede afstrømning undgås ved at afstrømme mere vand fra bassiner i starten af regnhændelsen og sænke afstrømningen, når afstrømningens maksimalværdi ellers vil nærme sig. Så snart der igen er kapacitet i vandløbet, kan resterende vand i bassiner udledes. Såfremt denne udledningsstrategi skal implementeres, kræver det, at der afviges fra kommunernes normale krav om en maksimal udledning på  $11 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$  for det totale opland.



Figur 3.2. Skematisk afstrømningsforløb i et vandløb under en regnhændelse med optimerede tørre regnvandsbassiner i oplandet.

Afstrømning fra våde regnvandsbassiner adskiller sig principielt ikke meget fra tørre regnvandsbassiner. Den primære forskel er, at der i disse bassiner kan afstrømmes magasineret vand før en regnhændelses start. Et afstrømningsforløb i et vandløb under en regnhændelse med optimerede våde regnvandsbassiner er vist på figur 3.3. Det ses, at det permanente vandvolumen afstrømmes sådant, at vandføringen øges før regnhændelsens start. Efterfølgende udledes regnvandet på samme måde som i tørre regnvandsbassiner.



Figur 3.3. Skematisk afstrømningsforløb i et vandløb under en regnhændelse med optimerede våde regnvandsbassiner i oplandet.

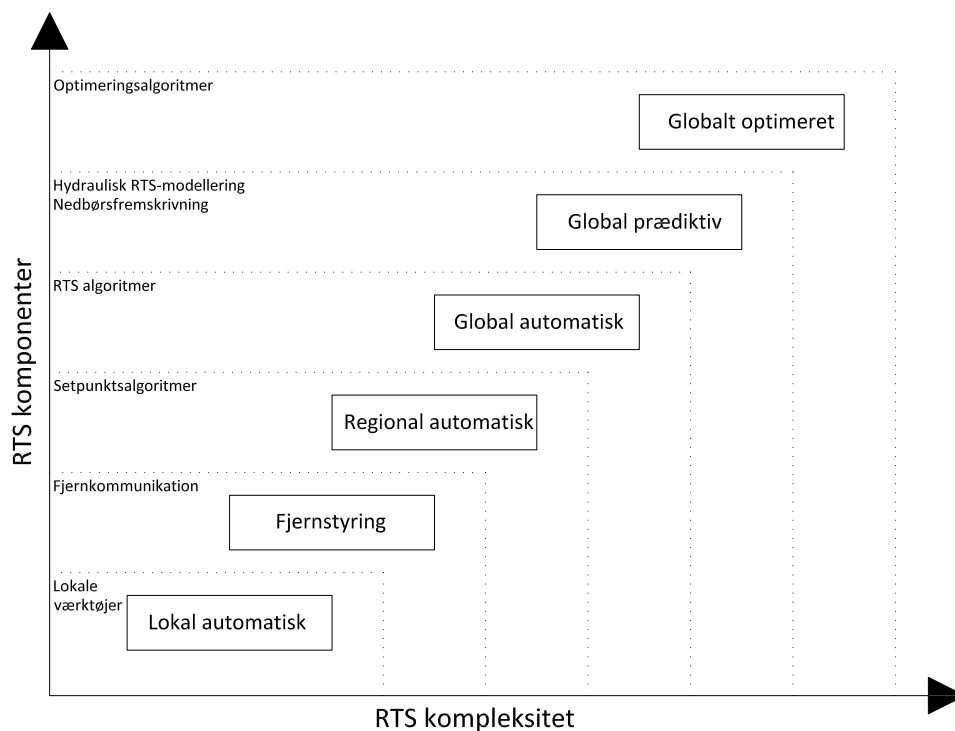
En væsentlig forudsætning, for at alternative styringsstrategier kan bringes i anvendelse, er, at der kan skabes forståelse hos vandløbsmyndighederne for, at det er hensigtsmæssigt at forøge vandløbets vandføring, før en regnhændelse foregår for at forhindre, at påvirkningen bliver kritisk senere i hændelsen. Når vandløbets naturlige hydrologiske respons på regn peaker, er det således



muligt at tilbageholde mere vand i regnvandsbassinerne og samlet set reducere den maksimale påvirkning af vandløb.

### 3.2 Konceptuel opsætning af realtidsstyring

Det er meningen, at afstrømningsforløbet skal optimeres ved hjælp af realtidsstyring (RTS). Herunder findes to overordnede styringstyper, henholdsvis lokal og global styring. Den lokale styring fungerer kun på en bestemt lokalitet, hvorfra systemet styres ved hjælp af målinger fra samme sted. Den globale styring tager derimod højde for tilstanden i et helt system og fordeler afstrømningen sådant, at afløbssystemets kapacitet i sin helhed udnyttes optimalt (Cembrano et al., 2002). Der findes en række kategorier under den lokale og globale styring alt efter hvilken kompleksitet og antal af RTS-komponenter, der implementeres i den valgte styringsstrategi. Dette illustreres på figur 3.4, hvor det ses, at styringsmetoderne spænder fra lokal automatisk til globalt optimeret styring (Vallabhaneni & Speer, id).

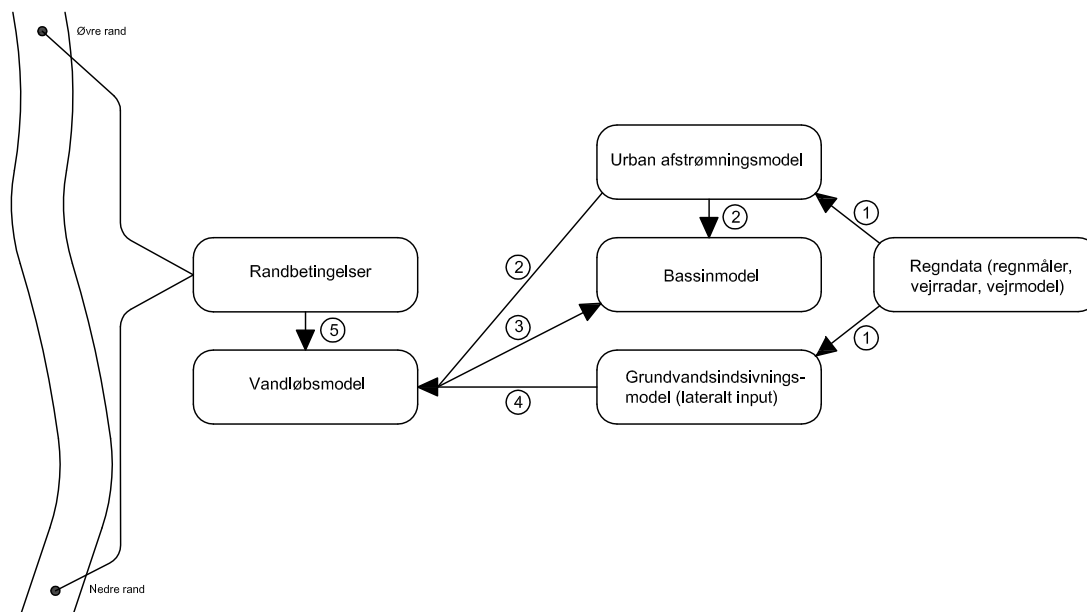


Figur 3.4. Modelkompleksitet og antallet af realtidsstyringskomponenter som følge af styringsmetode. (Vallabhaneni & Speer, id)

Styringsmetoderne, der som udgangspunkt benyttes i dette projekt, baserer sig på global automatisk og global prædiktiv styring. Endeligt findes den globalt optimerede styring, der har den højeste kompleksitet. Denne type styring kaldes også Model Prædiktiv Styring (MPS) og beskrives af Ocampo-Martinez (2010). MPS baseres på fremskrivning nedbør, der benyttes som input i hydrauliske modeller, som beregner forskellige styringsscenarier. Ud fra de beregnede scenarier, bringes det mest optimale i anvendelse.

Styringsstrategien i nærværende projekt udvikles ved at opsætte et modelnetværk, der kan tage højde for de lokale hydrologiske faktorer. Det overordnede formål er at regulere udløbsvandføringen fra bassiner baseret på kapaciteten i det tilhørende vandløb. Under

realtidsstyring skal modellen være i stand til at modellere de eksisterende forhold i vandløbet. Det overordnede netværk af modeller illustreres på figur 3.5.



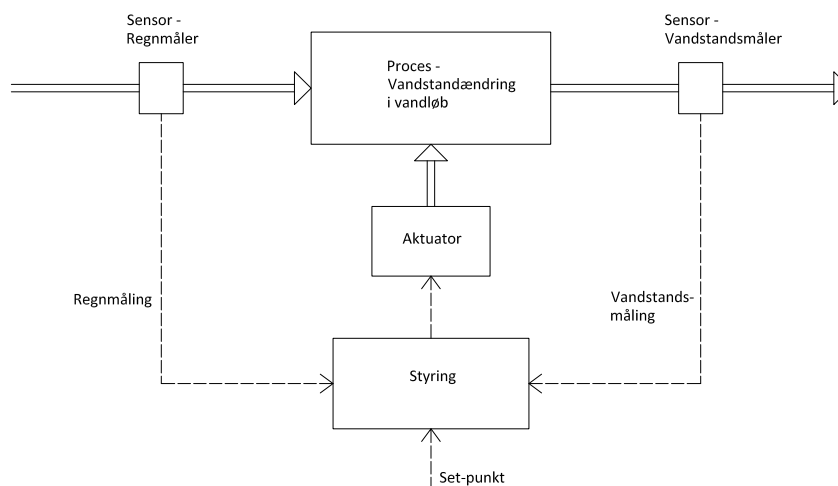
Figur 3.5. Modelnetværk til optimeret afstrømning fra regnvandsbassiner. Pile angiver informationsudveksling mellem de enkelte modeller samt modelinputs.

Modelnetværket foretager en række informationsudvekslinger, der har til formål at holde modellerne opdaterede på tværs af netværket. Formålet med de enkelte informationsudvekslinger beskrives herunder:

1. Regndatainput. Regndata fungerer som input til både en urban afstrømningsmodel og grundvandsindsivningsmodel. På denne måde bestemmes henholdsvis den direkte samt forsinkede afstrømning til vandløbet.
2. Urban afstrømning. Den urbane afstrømningsmodel bestemmer den direkte afstrømning fra befæstede oplande tilknyttet vandløbet. Afstrømningen er bestemmende for indløbsvandføringen til en bassinmodel.
3. Bassinudløb. Der skal foregå en tovejskommunikation mellem bassinmodellen og vandløbsmodellen. Vandløbsmodellen fungerer som en kapacitetsestimator for vandstanden og sender information vedrørende denne til bassinmodellen. På baggrund af kapacitetsberegningen fra vandløbsmodellen justeres udløbsvandføringen til vandløbet. Bassinmodellen sender information om udløbsvandføring tilbage til vandløbsmodellen således, at afstrømningen her kan opdateres.
4. Grundvandsindsivning. En grundvandsindsivningsmodel skal fungere som et lateralt vandføringsinput til vandløbsmodellen.
5. Randinput. Opstillede målestationer skal løbende opdatere vandløbsmodellens randbetingelser.

Modelnetværket sammenfattes i styringsloopet vist på figur 3.6, hvor alle modeller samles under styringen. Styringen er afhængig af input fra to målere, henholdsvis en forstyrrelsesmåling og en procesmåling. Forstyrrelsesmålingen er den måling, som skal starte styringen, såfremt målingen overskrider en fastsat grænseværdi. I dette tilfælde er der tale om regnmåling. Hvis en grænseværdi på eksempelvis 1 mm nedbør overskrides, iværksættes en styring.

Hertil er det nødvendigt med procesmålinger, som i dette tilfælde er vandstandsmåling fra vandløb, som skal indgå i styringen til at vurdere vandløbskapaciteten. Nedbørsmålinger og vandstandsmålinger kan derefter benyttes til at give et estimat af, hvordan udledning af regnvand fra regnvandsbassiner til vandløb skal forløbe og aktivere en aktuator i systemet. I dette tilfælde er det en reguleringsmekanisme, der styrer udløbsvandføringen fra bassiner. Dette ændrer vandstanden, som kaldes systemets procesvariabel. Formålet er derved at styre procesvariablen og skabe den mindste afvigelse fra en fastsat grænseværdi, som eksempelvis kan være den ønskede kapacitetsudnyttelse i et vandløb. (Schütze et al., 2004)



Figur 3.6. Styringsloop til regulering af udløbsvandføring fra regnvandsbassiner. Dobbeltlinjede pile angiver det hydrodynamiske flow og stiplede linjer angiver dataflow. Tegnet efter (Schütze et al., 2004)

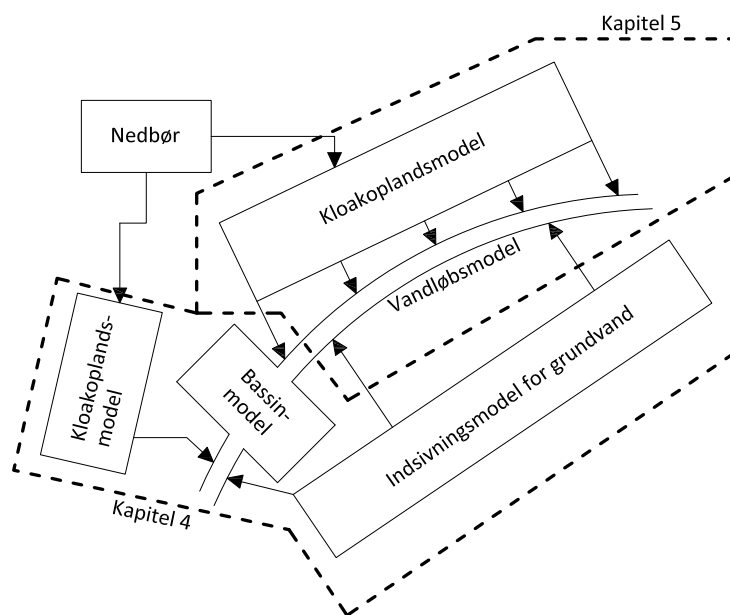
### 3.3 Metode til analyse af styringsstrategier

Det overordnede formål med den resterende del af projekt er at analysere og udvikle styringsstrategier af inline-bassinet i Vester Landgrøft. Styringen skal regulere udløbsvandføringen fra bassinet til Vester Landgrøft og på denne måde forbedre evnen til at håndtere ekstreme afstrømningsværdier. I denne forbindelse skal der opstilles flere modeller som vist på figur 3.7.

Modellerne skal være i stand til at beskrive de hydrologiske forhold således, at det er muligt at modellere de konkrete forhold med en rimelig nøjagtighed. For at dette kan opfyldes, opstilles der i det følgende en metode til at nå målet om at udvikle anvendelige styringsstrategier i Vester Landgrøft. Metoden fremgår herunder, hvor de efterfølgende repræsentative kapitler fremgår:

- Kapitel 4: Modellering af inline-bassinet. Der skal opstilles en model, der gør det muligt at modellere det nuværende inline-bassin og de vandføringsbidrag, der måtte forekomme til dette. Herunder skal afstrømning fra det befæstede opland kunne modelleres korrekt, og det skal være muligt at tage højde for bidraget fra grundvandsindsivning til bassinet.
- Kapitel 5: Vandløbsmodellering af Vester Landgrøft. Der skal opstilles en vandløbsmodel, der er i stand til at tage højde for afstrømningen fra det tilstødende kloakopland samt grundvandsindsivningen. Modellen skal igennem kalibrering gøres i stand til at beskrive de hydrologiske forhold i Vester Landgrøft bedst muligt.

- Kapitel 6: Udvikling af styringsstrategier. Når det er muligt at modellere det nuværende bassin og Vester Landgrøft, skal der udarbejdes styringsstrategier, der er i stand til at regulere vandføringen ud fra bassinet. På denne måde skal afstrømningen fra bassinet til Vester Landgrøft optimeres under regnhændelser med henblik på at undgå kapacitetsoverskridelser.
- Kapitel 7: Test af styringsstrategi. Den endelige styringsstrategi testes med ekstreme regnhændelser for at vurdere, om styringen reelt er i stand til at håndtere disse situationer. Grunden, til at der benyttes en test, skyldes, at det ikke forventes, at hændelserne i projektets måleperiode er af tilstrækkeligt høje gentagelsesperioder til, at de giver et klart billede af styringsstrategiens effekt og evne til at undgå kapacitetsoverskridelse i Vester Landgrøft.



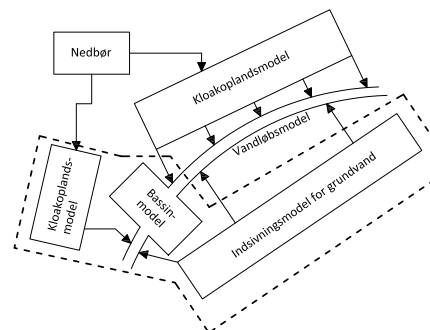
Figur 3.7. Samlet modelopsætning til simulering og analyse af styringsstrategier. På figuren angives kapitlerne, hvori modellerne opstilles.

### 3.3.1 Projektafgrænsning

I forbindelse med projektet analyseres styringsstrategierne udelukkende på baggrund af de hydrauliske forhold. Der tages ikke højde for eksempelvis stoffjernelse i bassinet eller Vester Landgrøfts biologiske og kemiske tilstand. Derudover vurderes oversvømmelsers udbredelse ikke i form af 2D-modeller. I stedet konstateres det udelukkende om der oversvømmelse såfremt der i vandløbsmodellen observeres opstuvning over vandløbet brink.

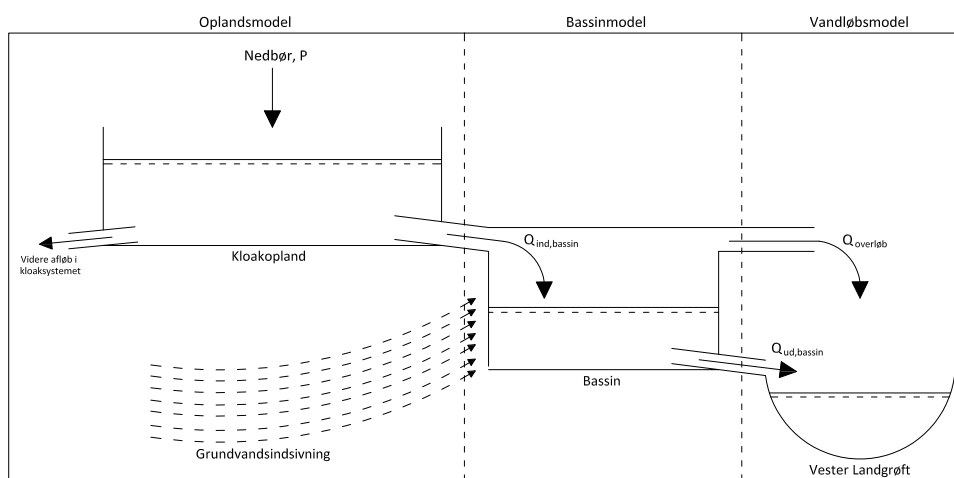
## 4. Modellering af inline-bassin

En forudsætning, for at der kan implementeres styring i inline-bassinet i Vester Landgrøft, er, at afstrømningen til og fra det nuværende bassin kan modelleres. Bassinmodelleringen foregår ved kobling af tre modeller, hvoraf en bestemmer afstrømningen fra kloaklandet til bassinet i form af en lineær reservoir-model, en anden bestemmer vanddybden og udløbsvandføringen fra bassinet i form af en kontinuitetsbetragtning af bassinet og en tredje bestemmer det vandføringsbidrag grundvandsindsivning medfører. Først når de nuværende hydrologiske forhold i og omkring bassinet kan modelleres, kan der implementeres styring. Dette skyldes, at usikkerheden på estimatet af oplandets afstrømning først skal minimeres. De tre modeller, der fokuseres på i nærværende kapitel, fremgår af figur 4.1.



Figur 4.1. Område indkredset med stiplede linje er fokusområdet i nærværende kapitel.

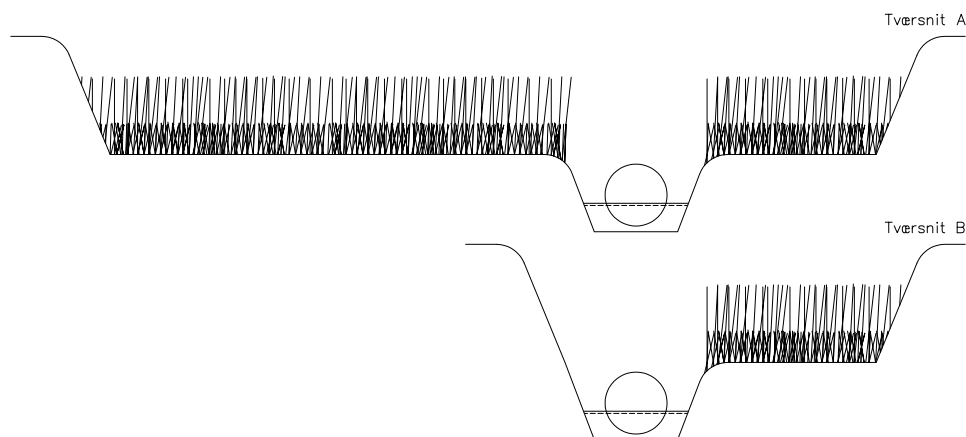
På figur 4.2 ses den samlede opbygning af henholdsvis oplandsmodeller, bassinmodel og vandløbsmodel. Basinmodellen skal således efterfølgende bruges til at simulere aflastningen til Vester Landgrøft.



Figur 4.2. Opbygning af modelsystemet, hvor bassinmodellen bruges som input til vandløbsmodellen for Vester Landgrøft.

### 4.1 Fastlæggelse af inline-bassinets geometri

Det benyttede bassin har to forskellige typer tværsnit, dette er henholdsvis et bredt og smalt som illustreret på figur 4.3. Så snart Vester Landgrøft er fuldtløbende, opstøver vandet i det omkringliggende bassin. Tværsnitstype A breder sig over en strækning på cirka 15 m, mens tværsnitstype B breder sig over 200 m. Tværsnittene har en total bredde på henholdsvis 130 og 17 m.



Figur 4.3. De dominerende tværsnitstyper i inline-bassinet ved Vester Landgrøft. På tegningen fremgår den udprægede sivrørsvækst i inline-bassinet. Tegningen er ikke målfast.

Den største udfordring ved bassinets geometri er bestemmelse af magasineringsvolumenet ved forskellige vandstande. Dette skyldes den eksisterende begroning af bassinarealet, som delvist kan fylde det potentielle magasineringsvolumen. Som vist på figur 4.3, er de dybeste dele af bassinet fyldt ud af planter, fordi disse, primært sivrør, falder til bunds. Højere oppe i bassinet vil kun en mindre del af det potentielle magasineringsvolumen være udfyldt af sivrør. På figur 4.4 ses et eksempel på sivrørenes udbredelse i et område af bassinet med smalt tværsnit. Det ses, hvordan døde sivrør lægger sig med relativt høj tæthed i bunden af bassinet sammenlignet med i toppen.



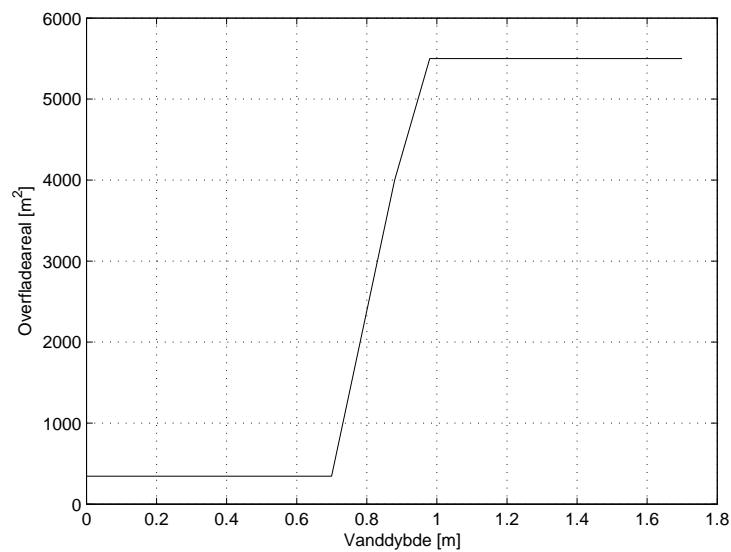
Figur 4.4. Sivrør i bassinet på en strækning med smalt tværsnit. Fotograferet d. 20/1-2015.

Bassinets volumen er relativt nemt at bestemme, så længe vanddybden ikke er højere end det egentlige vandløbstværsnit. Dette skyldes, at dette tværsnit indgår i udleverede tværsnitsdata for Vester Landgrøft fra af Orbicon (Orbicon, 2014). Den største udfordring opstår i forbindelse med vanddybdens overgang fra vandløb til inline-bassin. Der foregår, så snart vandløbet bliver fuldtløbende, en blød overgang til det omkringliggende bassin, hvorefter bassinet breder sig over et større areal. Bassinets maksimale overfladeareal er ved GIS-kortlægning bestemt til 5500 m<sup>2</sup>. Overgangen fra vandløb til bassinets maksimale overfladeareal er bestemt ved opmålinger fra stedet. Bassinets totale overfladeareal fremgår af figur 4.5.



Figur 4.5. Inline-bassinets overfladeareal ved Vester Landgrøft.

Den endelige relation mellem vanddybde og bassinets overfladeareal fremgår af figur 4.6, hvor det totale magasineringsvolumen svarer til  $5000 \text{ m}^3$ . Dette er i god overensstemmelse med oplysninger udleveret af Peter Munk fra Aalborg Kommune, der oplyser, at magasineringsvolumenet totalt er  $6000 \text{ m}^3$  opmålt af Niras i 2001. Det vurderes på baggrund af dette, at bestemmelsen af bassinets geometri er tilstrækkelig og medtages derved i den videre bassinmodellering som en fastsat geometri.



Figur 4.6. Inline-bassinets overfladeareal som funktion af vanddybden.

## 4.2 Estimering af grundvandsindsivning

Et vigtig element i den totale massebalance er grundvandsindsivning, som udenfor regnhændelser skaber basisafstrømningen igennem inline-bassinet samt basisafstrømningen i Vester Landgrøft. Under nedbørshændelser vil grundvandsindsivningen formentlig stige, hvorfor det i nærværende afsnit forsøges at bestemme grundvandsindsivningens størrelse således, at denne kan variere i forhold til nedbørens intensitet. Raten for grundvandsindsivningen forudsættes ens for både bassinets og Vester Landgrøfts opland, hvorfor to  $Q$ - $h$ -relationer langs Vester Landgrøft benyttes til at bestemme den konkrete grundvandsindsivning. Der opstilles i det følgende en  $Q$ - $h$ -relation for målestation VL1 og VL2.

### 4.2.1 Bestemmelse af $Q$ - $h$ -relationer

$Q$ - $h$ -relationer kan opstilles på flere måder, hvor grødevæksten forudsættes enten variabel eller konstant. Ved variabel grødevækst benyttes Mannings formel typisk. Andre metoder baseres udelukkende på en empirisk bestemmelse, som relaterer vandføringen,  $Q$ , og vandstanden,  $h$ . I det empiriske udtryk tilpasses en relation ved hjælp af empiriske konstanter, der justeres, indtil den bedste relation opnås. Sidstnævnte metode benyttes ofte til  $Q$ - $h$ -relationer, hvor grødevæksten opfattes som konstant.

I nærværende projekt er flere metoder til bestemmelse af  $Q$ - $h$ -relationer testet for at give den bedste beskrivelse af afstrømningsforholdene i VL1 og VL2. Lokalteten omkring VL1 gør, at sammenhængen mellem  $Q$  og  $h$  er mere kompliceret end ved normale  $Q$ - $h$ -relationer. Dette skyldes, at mellem målestationen, hvor vandstandsmålingen foregår, og stedet hvor vandføringsmålingerne foretages, findes et 72 m langt rør rørlagt under en motorvejsstrækning som en culvert. Den 72 m lange strækning forekommer lige nord for det markerede bassin på figur 4.5. Culverten medfører, at der ved et bestemt interval af vanddybder foregår fri overfladestrømning og ved et andet trykstrømning, fordi vandstanden overstiger rørets diameter.

Culverten ved målestation VL1 samt observationer fra stedet indikerer sparsom grødevækst omkring begge målestationer, hvorfor det ved opstilling af  $Q$ - $h$ -relationerne antages, at grødevæksten er konstant.

Ud fra en energibetragtning ved culverten vil der foregå tre energitab ved strømningen. Herunder to enkelttab ved ind- og udløb samt et linjetab som følge af friktion i røret. Ved overgangen fra fri strømning til trykstrømning bliver energitabene væsentligt mere dominerende i forhold til den videre vandføring. Dette skyldes, at det gennemstrømmede areals størrelsesovergang fra bassin til rørindløb og rørdløb til vandløb forøges med vanddybden og forøger derved energitabet. Derudover øges friktionsmodstanden i røret i anden potens med vandføringen. Udover de nævnte energitab vil der som følge af en 13 cm høj sandbanke ved rørdløbet, registreret af Orbicon, også forekomme et energitab, fordi det gennemstrømmede areal indsnævres.

Det er ved opstilling af  $Q$ - $h$ -relationen ved målestation VL1 nødvendigt at opdele relationen i en frit- og trykstrømmende fase, fordi de to faser ikke kan beskrives i én kontinuert funktion.

### Bestemmelse af $Q$ - $h$ -relationen i målestation VL1 for den fritstrømmende fase

Tre forskellige metoder forsøges benyttet til beskrivelse af  $Q$ - $h$ -relationen i den fritstrømmende fase. Herunder et bedste fit med Mannings formel, et empirisk udtryk og en beskrivelse af  $Q$ - $h$ -



relationen i MIKE URBAN. Mannings formel tilpasses ved hjælp af energilinjegradienten, fordi rørets bundhældning er nul. Problemet med Mannings formel er dog, at denne ikke kan tage højde for sandbanken ved udløbet, som indsnævrer det effektive gennemstrømmede areal. Den benyttede empiriske  $Q$ - $h$ -relation beskrives af Brorson & Larsen (2009) og udtrykkes i følgende formel:

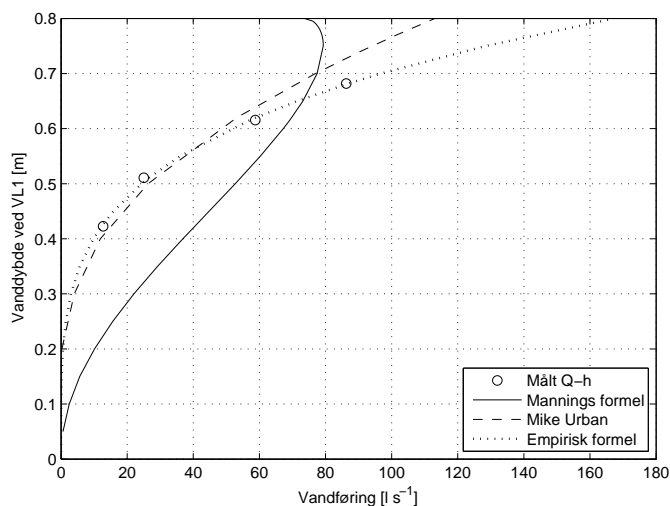
$$Q = k_1(h - h_0)^{k_2} \quad (4.1)$$

hvor

$h$	Vandstand	[m i DVR90]
$h_0$	Tværsnittets bundkote	[m i DVR90]
$k_1, k_2$	Empiriske konstanter	[-]

De empiriske konstanter udtrykker i realiteten strømningens geometri og energitab, nu blot samlet i to konstanter. Endeligt er det forsøgt at tilpasse en  $Q$ - $h$ -relation ved hjælp af MIKE URBAN, hvor rørbunden ved udløbet er hævet med 13 cm.

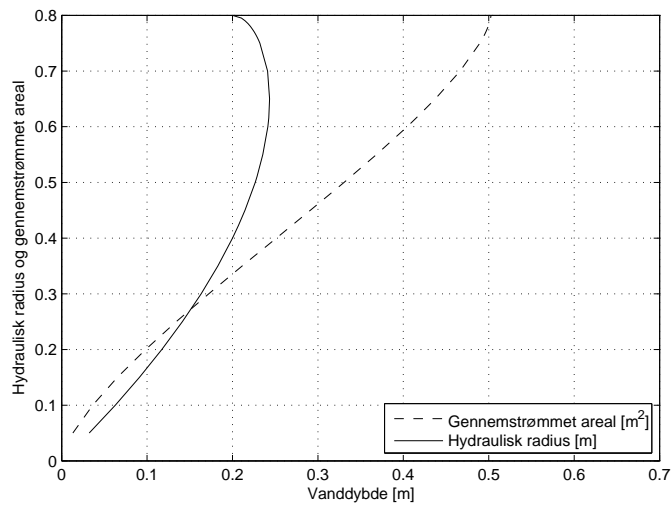
Det endelige resultat af de tre forskellige metoder benyttet på den frit strømmende fase fremgår af figur 4.7, hvor det ses, at det empiriske udtryk giver den bedste tilnærmelse til de målte punkter. Mannings formel er ikke brugbar, hvilket skyldes tværsnittets ændrende geometri på grund af sandbanken ved udløbet af culverten. Endeligt viser MIKE URBAN, at vandføringsværdierne ved lave vandstande typisk overestimeres, mens høje vandstande underestimeres. Dette er problematisk, i og med det er de høje vandføringsværdier, der er interessante i dette projekt. Grunden, til at MIKE URBAN-relasjonen passer bedre end Mannings formel, er, at MIKE URBAN både kan tage højde for enkelttab og den specielle tværsnitsgeometri med henblik på sandbanken. Eftersom det empiriske udtryk stemmer bedst overens med de målte værdier, benyttes dette til at opstille  $Q$ - $h$ -relasjonen for vanddybder fra 0 til 0,8 m, svarende til rørets diameter.



Figur 4.7. Forskellige metoder til bestemmelse af  $Q$ - $h$ -relasjonen i målestation VL1.

Den empirisk tilpassede  $Q$ - $h$ -relation ophører senest, når vandstanden når rørtoppen. Det formodes også, at relationen ophører forinden, fordi rørets gennemstrømmede areal i de øverste centimeter af røret stiger minimalt i forhold til det energitab, der forekommer, så snart der

opnås direkte hydraulisk kontakt mellem rørvæggen og vandet. Årsagen hertil illustreres på figur 4.8, hvor det ses, at den hydrauliske radius falder væsentligt mere end stigningen i det gennemstrømmede areal inden for de sidste 5 cm.

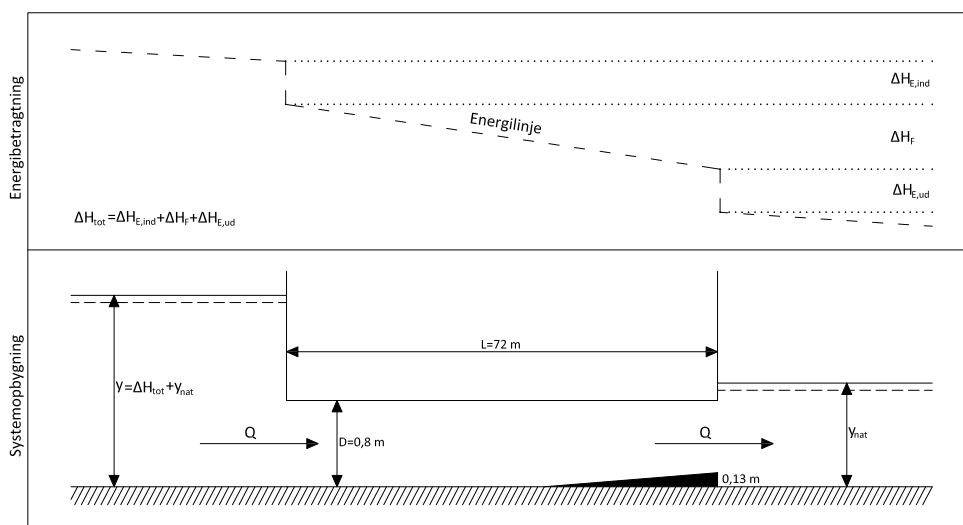


Figur 4.8. Gennemstrømet areal og hydraulisk radius som funktion af vanddybde. Beregning foretaget i rør med en diameter på 0,8 m og  $M=60 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ .

#### Bestemmelse af $Q$ - $h$ -relationen i målestation VL1 for den trykstrømmende fase

Så snart røret er fuldtløbende, forventes det, at  $Q$ - $h$ -relationen har en mere moderat stigning i vandføring per enhed, vandstanden stiger grundet energitabenes øgede indflydelse på strømmingen. Eftersom der kun er foretaget vandføringsmåling i én fuldtløbende situation, er det nødvendigt teoretisk at vurdere vandføringen under disse forhold. Dette gøres ved en energibetragtning af hele systemet omkring culverten både før, under og efter rørlægningen.

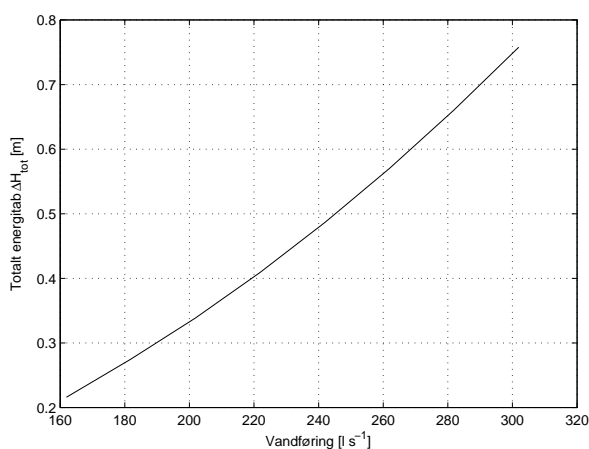
På figur 4.9 ses systemets forventede teoretiske vanddybder og energitab i den trykstrømmende tilstand. Det antages, at vandstanden efter rørlægningen er naturlig dybde, og at den derved



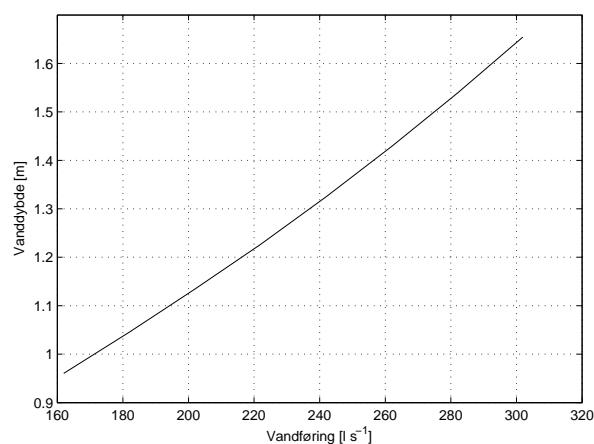
Figur 4.9. Energibetragtning af strømmingen gennem culverten.  $\Delta H_E$  og  $\Delta H_F$  svarer til energitab som følge af henholdsvis enkelttab ved ind- og udløb og friktionstab langs rørets længdeakse.

ikke er påvirket af opstuvning. Vanddybden på opstrøms side af rørlægningen vil derimod være opstuvningsbetinget, hvorfor vanddybden her antages at være lige med naturlig dybde nedstrøms inklusiv det samlede energitab som følge af enkelttab og friktionstab gennem culverten. Antages det, at systemet er stationært, kan det samlede energitab ved forskellige vandføringer således beregnes og tillægges naturlig dybde nedstrøms, hvorefter det er muligt at danne en  $Q$ - $h$ -relation for vanddybder større end rørets diameter.

Beregningsgangen fremgår detaljeret i bilag C.3, hvoraf resultatet er det totale energitab for hele systemet omkring rørlægningen. Det totale energitab som funktion af vandføringen fremgår på figur 4.10. Energitabet stiger i anden potens med vandføringen og betyder, at der skal opbygges stadig højere vanddybder på opstrøms side af røret for at forøge vandføringen med en bestemt enhed. Tillægges det beregnede energitab naturlig dybde fås  $Q$ - $h$ -relationen for trykstrømning vist på figur 4.11.

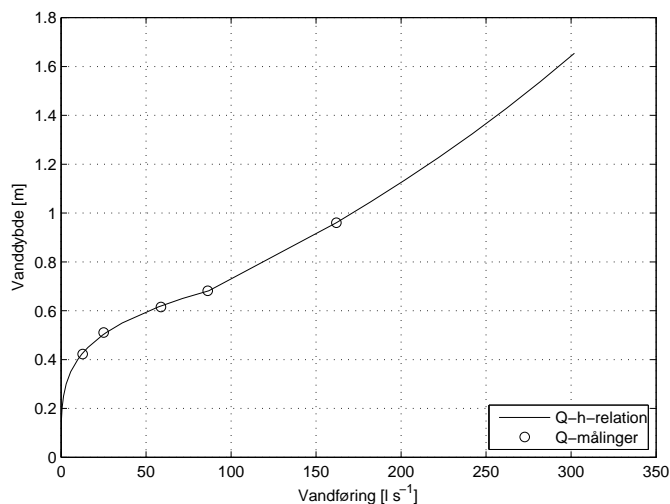


Figur 4.10. Totalt energitab gennem rørlægning som funktion af vandføring.



Figur 4.11.  $Q$ - $h$ -relation for trykstrømning i målestation VL1.

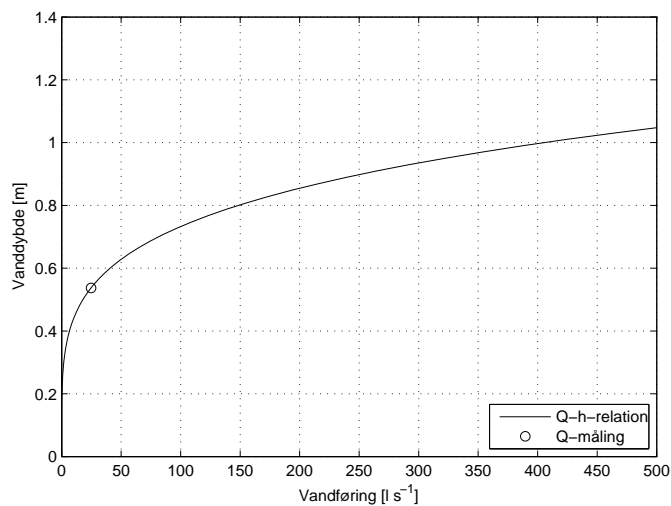
Kombineres  $Q$ - $h$ -relationerne for fri overfladestrømning og trykstrømning, resulterer dette i den færdige  $Q$ - $h$ -relation vist på figur 4.12. Overgangen fra fri strømning til trykstrømning



Figur 4.12. Endelig  $Q$ - $h$ -relation ved målestation VL1 gældende for både trykstrømning og fri overflade strømning gennem culvert. Bassinets totale dybde er cirka 1,6 m.

beskrives med en ret linje, selvom forløbet i virkeligheden højst sandsynligt er anderledes. Det er dog vanskeligt at fastlægge den korrekte vandføring i dette interval uden yderligere vandføringsmålinger.

$Q$ - $h$ -relationen for målestation VL2 er væsentligt mere simpel at opstille, fordi strømmingen foregår i et vandløbstværsnit med fri overflade. Manningtallet og energilinjegradienten er ukendt over tværsnittet, hvorfor  $Q$ - $h$ -relationen opstilles efter den empiriske metode. Datagrundlaget for  $Q$ - $h$ -relationen er med kun en vandføringsmåling sparsomt, men eftersom målingen er foretaget i tørvejr, vurderes det, at relationen er i stand til at vurdere grundvandsindsivningen. Det skal bemærkes, at vandføringsmålingen af praktiske årsager er foretaget cirka 300 m nedstrøms målestation VL2. Vandføringsmålingen er herved korrigeret ved en forudsætning om, at grundvandsindsivning er fordelt ensartet over strækningen. På denne måde er bidraget over de 300 m fratrukket målingen og beskriver således vandføringen i VL2. Den endelige  $Q$ - $h$ -relation for målestation VL2 fremgår på figur 4.13.



Figur 4.13.  $Q$ - $h$ -relation ved målestation VL2.

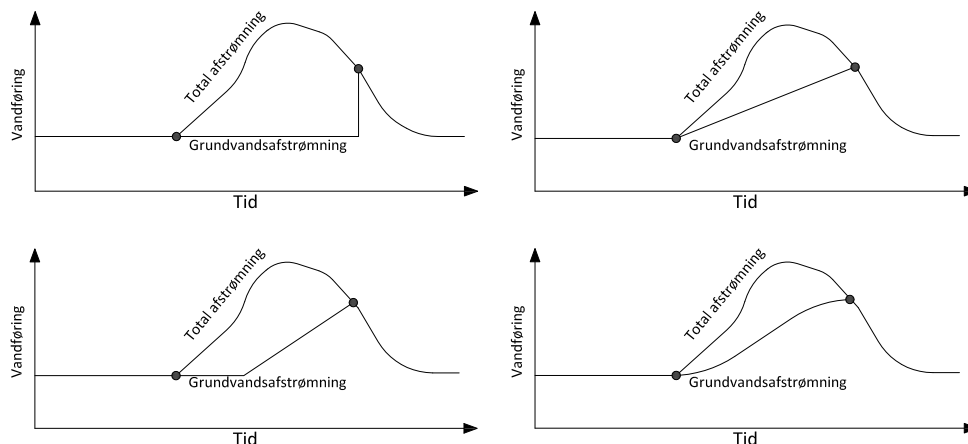
#### 4.2.2 Bestemmelse af grundvandsindsivningen til Vester Landgrøft

Grundvandsindsivningen til Vester Landgrøft varierer afhængigt af mætningen af den nærliggende grundvandszone. Under en nedbørshændelse vil grundvandsindsivningen stige til et niveau afhængigt af den akkumulerede nedbørsmængde. Tilvæksten i grundvandsindsivning fastlægges ved at bestemme forskellen i vandføring mellem målestation VL1 og VL2 før og efter en nedbørshændelse.

I det følgende benyttes regnmålerdata til at vurdere de forekommende regnintensiteter, men eftersom der ikke er placeret en regnmåler direkte i oplandet, benyttes den nærmeste måler. Der befinder sig to regnmålere med cirka samme afstand til centrum af oplandet placeret ved henholdsvis Aalborg Renseanlæg Vest og Frejlev Nord. I løbet af projektperioden har regnmåleren placeret i Frejlev vist de mest pålidelige data sammenholdt med målestationerne i vandløbet, hvorfor regndata fra denne benyttes i nærværende projekt. Den grundlæggende usikkerhed ved brug af regnmålerdata er, at regnintensiteten kan have tiltaget eller aftaget i det øjeblik, den bevæger sig indover modelområdet.

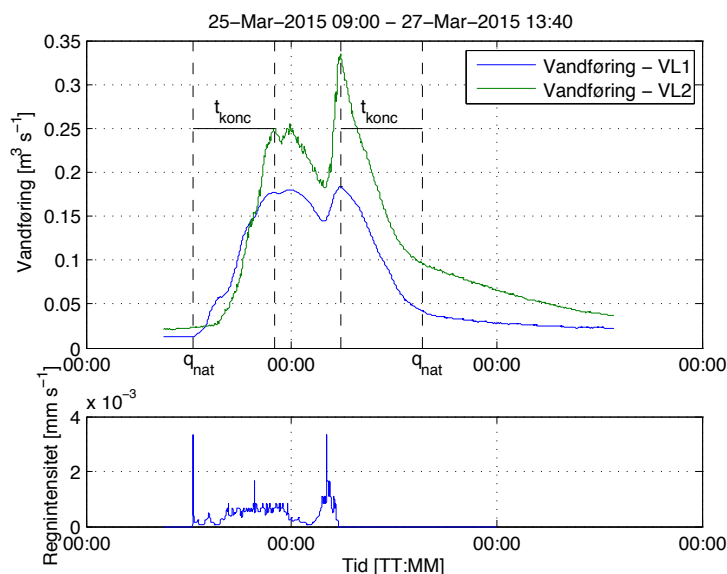
Grundvandsindsivningens afstrømningsforløb kan påtage sig forskellige forløb alt efter områdets

geologiske karakteristika. Betragtes figur 4.14, gives fire bud på, hvordan afstrømningen rent konceptuelt kan fordele sig. Der kan ikke gives et præcist bud på, hvordan forløbet reelt ser ud, fordi dette skjules bag afstrømningen fra det opstrøms vandløb samt den direkte tilstrømning fra kloakoplandet langs vandløbet under nedbør.



Figur 4.14. Konceptuelle afstrømningsforløb for grundvandsindsivningen under nedbør.

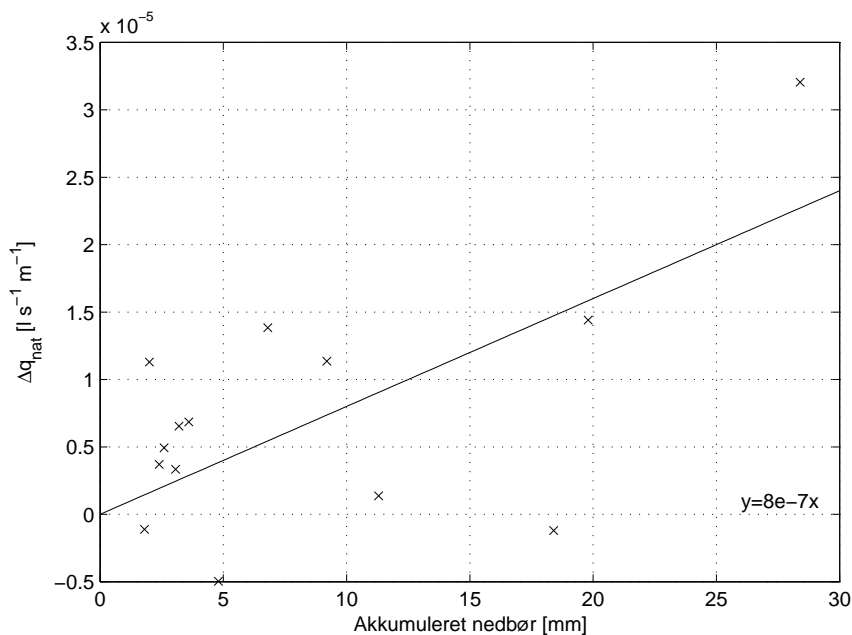
For at skelne mellem hvornår Vester Landgrøft er påvirket af regnbetinget afstrømning fra kloakoplandet, og hvornår vandløbet udelukkende er påvirket af grundvandsindsivning, bestemmes koncentrationstiden,  $t_{konc}$ . Koncentrationstiden betragtes ligesom ved tid-areal metoden, hvor koncentrationstiden er tidsrummet fra en regnhændelses start til, at hele oplandet bidrager til afstrømningen i et punkt (Winther et al., 2011). Det antages, at koncentrationstiden også svarer til det tidsrum, det tager fra, at en hændelse slutter til, at det befæstede opland er færdig med at afstrømme. Koncentrationstiden aflæses manuelt ud fra 14 separate hændelser og resulterer i en middelværdi på 5 timer og varierer mellem 2,5 - 9,5 time. Middelværdien benyttes for samtlige hændelser for at minimere effekten af aflæsningsfejl. På figur 4.15 ses et eksempel,



Figur 4.15. Aflæsning af koncentrationstid samt grundvandsindsivning før og efter en regnhændelse.  $q_{nat}$  angiver punkterne, hvor grundvandsindsivningen aflæses før og efter regnhændelsen.

hvor koncentrationstiden aflæses ved regnhændelsens start til tidspunktet, hvor afstrømningen når et lokalt maksimum i afstrømningsmålingen. Det samme tidsrum benyttes efterfølgende til at fastsætte tidsrummet fra, hvornår hændelsen slutter til, at det befæstede opland har afsluttet sin afstrømning til Vester Landgrøft. Koncentrationstiden aflæses ved målestation VL2, fordi denne målestation har den mest forsinkede respons, fordi den ligger længst nedstrøms i systemet.

Regnhændelsens betydning for grundvandsindsivningen kan nu bestemmes ved at beregne tilvæksten som funktion af den akkumulerede nedbør. Vandføringen bestemmes ved punkterne vist med  $q_{nat}$  på figur 4.15. Differensen mellem de to punkter bestemmes og divideres efterfølgende med den samlede længde mellem målestation VL1 og VL2, som er opmålt til 1430 m. Grundvandsindsivningen bestemmes før og efter hændelsen, hvorved tilvæksten over hændelsen kan beregnes. Foretages en lignende beregning for i alt 14 hændelser, fremkommer funktionen vist på figur 4.16.



Figur 4.16. Tilvækst i grundvandsindsivning,  $\Delta q_{nat}$ , som funktion af akkumuleret nedbør.

Tilvæksten beregnes lineær, fordi der ikke eksisterer tilstrækkeligt mange store hændelser til at give et bud på kurvens reelle forløb. Tilvæksten i grundvandsindsivning kan også have et mere fladt forløb ved små akkumulerede nedbørmængder og have en større stigning ved store mængder akkumuleret nedbør. Det endelige udtryk for tilvæksten i grundvandsindsivning,  $\Delta q_{nat}$ , som funktion af nedbør bliver:

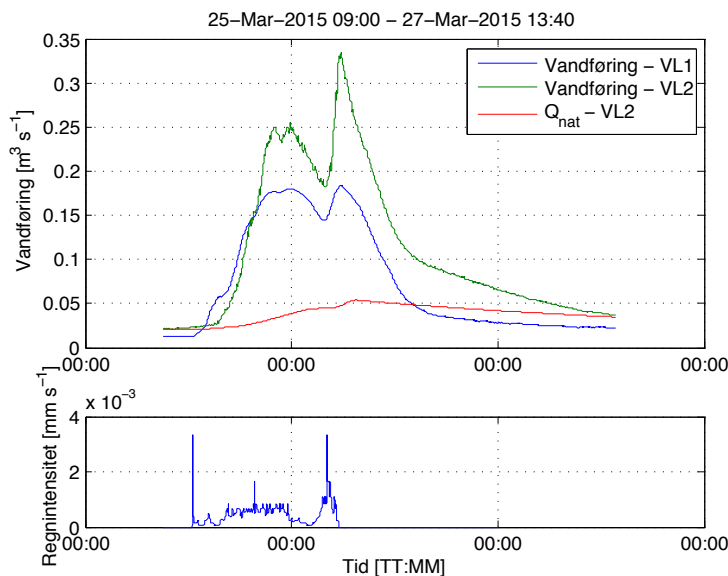
$$\Delta q_{nat} = 8 \cdot 10^{-7} \cdot \sum N \tag{4.2}$$

hvor

$\Delta q_{nat}$	Tilvækst i grundvandsindsivningen	$[l s^{-1} m^{-1}]$
$N$	Nedbør	$[mm]$

Beregnes grundvandsindsivningens effekt ved målestation VL2, fås resultatet vist i figur 4.17. Sammenholdes denne figur med figur 4.15, underestimeres vandføringen efter endt

regnhændelsen, fordi vandføringen som følge af grundvandsindsivning ikke når samme niveau som vandføringen målt i målestation VL2 efter endt hændelse.



Figur 4.17. Grundvandsindsivningens bidrag til den samlede vandføring i målestation VL2.

### 4.3 Estimering af afstrømningen fra bassinets kloakopland

Afstrømningen fra det tilstødende, primært separatkloakerede, opland til inline-bassinet modelleres ved at opsætte en lineær reservoir-model (LRM), som udvikles på baggrund af kontinuitetsbetragtningen vist i ligning (4.3). Metoden betragter et defineret areal som et reservoir, hvori regnvand opstøver og efterfølgende frigives til afstrømning. Udløbsvandføringen fra bassinet er en funktion af vandstanden i bassinet samt en proportionalitetskonstant.

$$A_{red} \cdot \frac{dy}{dt} = P \cdot A_{red} - Q_{ud} \quad (4.3)$$

hvor

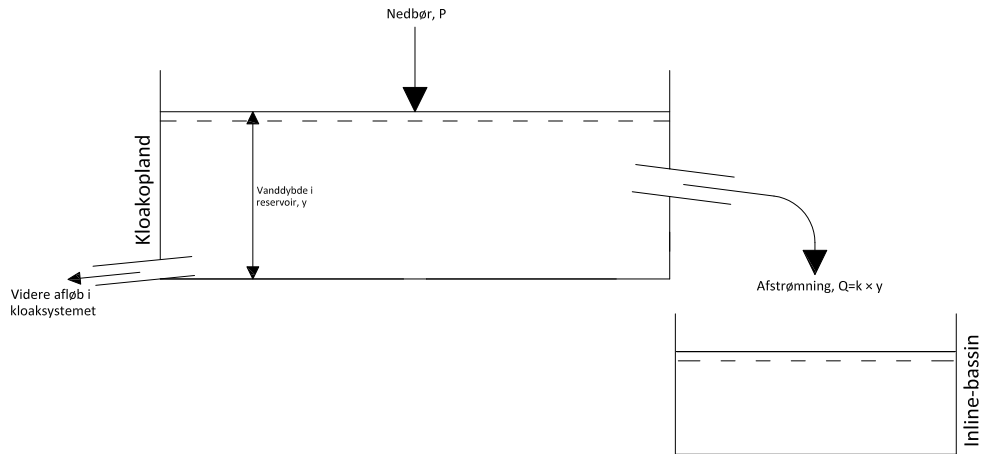
$A_{red}$	Reduceret oplandsareal	$[m^2]$
$Q_{ud}$	Udløbsvandføring	$[m^3 s^{-1}]$
$P$	Regnintensitet	$[m s^{-1}]$
$y$	Vanddybde	$[m]$
$t$	Tid	$[s]$

Udtrykket i ligning (4.3) kan udledes til et numerisk udtryk for udløbsvandføringen som funktion af vanddybden i reservoiret. Udledningen vises i bilag C.1 og resulterer i følgende numeriske udtryk:

$$Q_{ud_{n+1}} = k \left( \left( P_{n+1} - \frac{k \cdot y_n}{A_{red}} \right) \Delta t + y_n \right) \quad (4.4)$$

Afstrømningen kalibreres ved hjælp af proportionalitetskonstanten  $k$ , som styrer, hvor kraftig vandafgivelsen fra bassinet er samt størrelsen af bassinets overfladeareal, der er bestemmende for

det samlede volumen, som afstrømmes. På figur 4.18 ses en principskitse af den lineære reservoir-model, der benyttes til dette formål. Modellen opbygges således, at det samlede opland opstrøms bassinet beskrives i en model med et enkelt opland. Der kan også opbygges flere modeller, som beskriver oplandene til de enkelte udløb. Herved risikeres det dog, at der vil foregå en overparametrisering af modellen, fordi det på denne måde forsøges at tilskrive oplandene unikke afstrømningsprofiler.



Figur 4.18. Opbygning af den lineære reservoir-model til at bestemme afstrømning fra det primært separatkloakerede opland tilknyttet inline-bassinet.

## 4.4 Opsætning af inline-bassinmodel

Endeligt kan en model for inline-bassinet opstilles, fordi den eneste ubekendte i massebalancen er bidraget fra det kloakerede opland. I massebalancen indsættes den opstillede lineære reservoir-model for kloakoplandet og funktionsudtrykket for grundvandsindsivningen. Den opstillede  $Q$ - $h$ -relation ved målestation VL1 benyttes til at beskrive udløbsvandføringen fra bassinet.

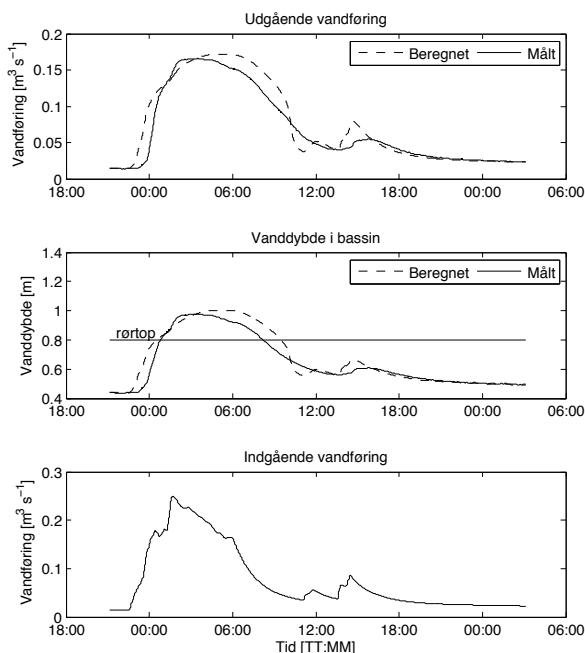
Forudsætningen, for at  $Q$ - $h$ -relationen kan benyttes som et udtryk for udløbsvandføringen, er, at strømningen på strækningen fra bassinet til måleområdet for  $Q$ - $h$ -relationen er stationær. Det vurderes, at dette er tilfældet, fordi strømningen mellem de to rør foregår i et rør, hvor der ikke forventes at være tilløb eller grundvandsindsivning af en sådan karakter, at det påvirker resultatet. Endeligt forekommer et ekstra bidrag til udløbsvandføringen, såfremt bassinets kapacitet overskrides. Dette er dog ikke tilfældet for hændelser målt i projektets måleperiode.

### 4.4.1 Kalibrering af kloakoplandets afstrømning til bassinet

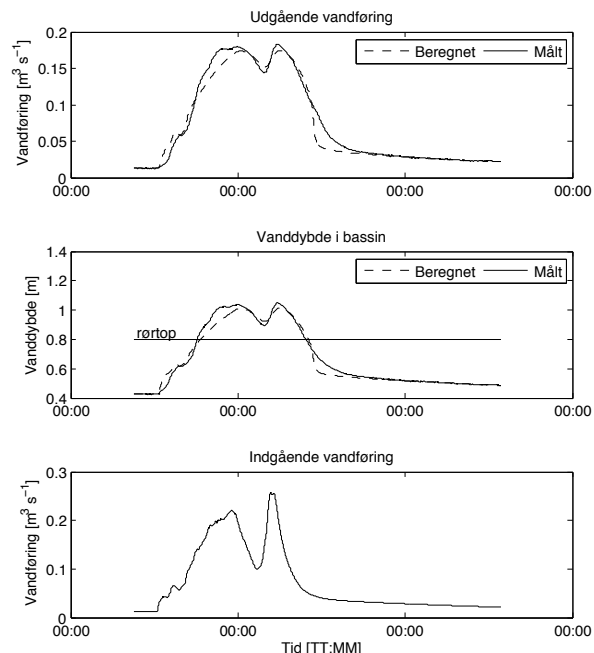
Den eneste ubekendte i massebalancen for bassinmodellen er kloakoplandets afstrømning, hvorfor det er denne komponent, der kalibreres, indtil afstrømningsforholdene i form af vanddybde i bassinet samt udløbsvandføringen kan simuleres med en rimelig nøjagtighed. Eftersom reservoirets areal kan bestemmes med GIS-værktøjer, er det primært proportionalitetskonstanten, der justeres. Det er vigtigt, at bassinmodellen er i stand til at modellere både den totalt akkumulerede afstrømmede vandmængde samt afstrømningsintensiteten korrekt. Dette skyldes, at den akkumulerede mængde er vigtig i forhold til magasineringen i bassinet, og afstrømningsintensiteten er vigtig i forhold til afstrømningsdynamikken Vester Landgrøft.



Kalibreringen udføres på i alt 6 hændelser i perioden oktober 2014 til marts 2015, som ud fra vandstandsmålinger har vist opstuvning tæt på eller over rørtoppen ved bassinets udløb. På figur 4.19 og 4.20 ses modelleret udløbs- og indløbsvandføring samt vanddybde under 2 hændelser sammenholdt med målte værdier.

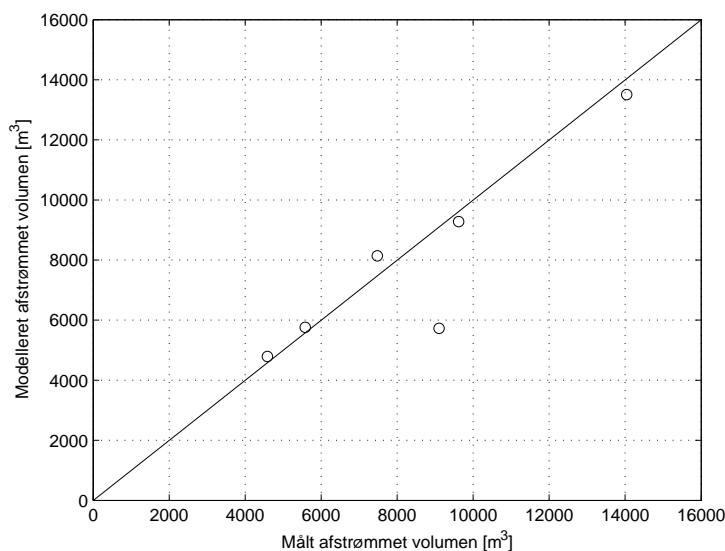


Figur 4.19. Bassinmodellering af hændelse fra d. 23/11-2014 - 25/11-2014.



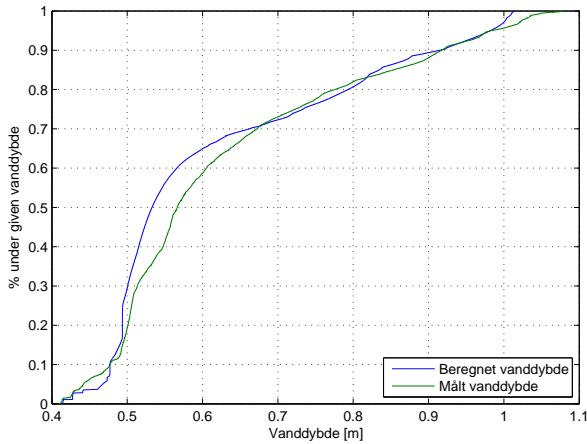
Figur 4.20. Bassinmodellering af hændelse fra d. 25/3-2015 - 27/3-2015.

Sammenlignes de målte og modellerede akkumulerede afstrømningsvolumener, ses der på figur 4.21 god overensstemmelse med undtagelse af én hændelse, hvor det målte totalvolumen er væsentligt større end det modellerede. Årsagen hertil skal findes i nedbørsdataene, hvor den geografiske afstand mellem regnmåler og opland er tilstrækkeligt stor til, at der kan forekomme betydelige forandringer i lokale bygers nedbørsmønstre.

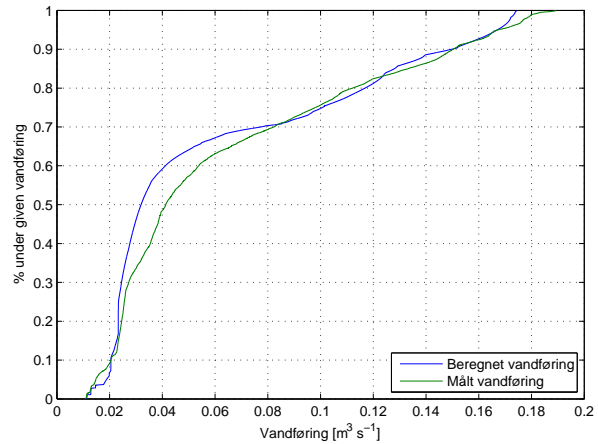


Figur 4.21. Sammenligning af akkumulerede afstrømningsvolumener for modellerede og målte data.

Endeligt kan den modellerede vandføring samt vanddybde sammenholdes med målte værdier i form af kumulerede frekvenskurver. Disse fremgår af figur 4.22 og 4.23, hvor det ses, at der er god overensstemmelse med de målte værdier. På baggrund af kalibreringen vurderes det, at bassinets fastsatte geometri er acceptabel, og at det befæstede oplands afstrømning til bassinet modelleres tilfredsstillende.



Figur 4.22. Kumulerede frekvenskurver for modellerede og målte vanddybder i bassinet.



Figur 4.23. Kumulerede frekvenskurver for modellerede og målte udløbsvandføringer fra bassinet.

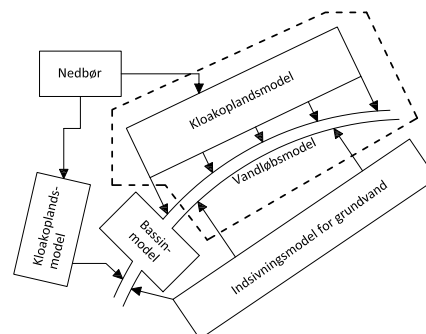
I tabel 4.1 præsenteres de færdigkalibrerede parametre for den lineære reservoir-model.

Prop.konstant	Reservoir areal
$k$ [-]	$A_{red}$ [ha]
50	30

Tabel 4.1. Inputparametre til LRM for inline-bassinets kloakopland

## 5. Modelling af Vester Landgrøft

Vandløbsmodellering udgør det centrale element i det realtidsstyringsystem, der opstilles i nærværende projekt. Formålet med vandløbsmodelleringen er primært at være i stand til at estimere vandstanden under bestemte forhold betinget af det hydrologiske opland. Vandstanden betragtes som den primære kapacitetsbestemmende parameter, hvorfor en nøjagtig bestemmelse heraf er nødvendig. Målet er at opstille en vandløbsmodel, der på egen hånd kan give en beskrivelse af de styrende parametre i det hydrologiske kredsløb i området. Som illustreret på figur 5.1, er de overordnede fokusområder at opstille en vandløbsmodel, som har det tilstødende kloakopland og grundvandsindsivning som inputmodeller.



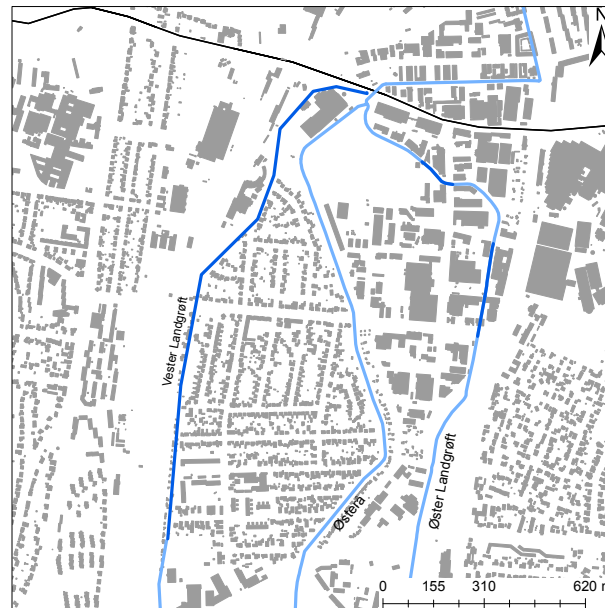
Figur 5.1. Område indkredset med stiplede linje er fokusområdet i dette kapitel.

Der er indledende gjort nogle generelle overvejelser i forhold til modelopsætningen. Indenfor projektlokaliteten har vandløbene en række fysiske karakteristika, der kan anlede til mere eller mindre komplekse modeller. Derved er det nødvendigt at diskutere disse elementers betydning for den egentlige model med tanke på at undgå unødvendig høj modelkompleksitet. Indenfor projektlokaliteten er dele af Vester Landgrøft rørlagt, hvorfor det bør overvejes, hvorvidt det er nødvendigt at modellere både strømning med fri overflade og lukkede rørstrømninger og således koble to forskellige modeller. Der er både korte og lange rørlagte strækninger, der strækker sig fra 4 m til 1500 m. Korte og lange strækninger rationaliserer to forskellige løsninger, hvor de korte strækninger kan implementeres som enkelttab i modellen, og de lange strækninger kan modelleres ved hjælp af modeller for lukkede rørstrømninger. Grunden, til at de korte strækninger ikke bør modelleres med en konkret strømningsmodel, er, at den korteste strækning derved udgør den maksimale stedsdiskretisering for vandløbsmodellen.

Der findes en lang rørlagt strækning af Vester Landgrøft, som strækker sig over cirka 1,2 km som vist på figur 5.3. Indløbet til strækningen fremgår af figur 5.2 i to forskellige vinkler. Tilfælde, hvor det er interessant at modellere afstrømning som lukket rørstrømning, er, når røret begrænser



Figur 5.2. Indløb til 1,2 km lang rørlagt strækning i Vester Landgrøft.



Figur 5.3. Lange rørlagte strækninger i Vester og Øster Landgrøft. De rørlagte strækninger er markeret med mørkeblå.

den vandførende kapacitet og forårsager opstuvning. Betragtes figur 5.2, ses det, at røret har tilnærmelsesvist samme bredde som vandløbet, og rørets topkote forekommer udmiddelbart højere end det omkringliggende terræn. Det vil sige, at når vandstanden når rørtoppens kote, som er tidspunktet, hvorpå beregning af lukket rørstrømning er nødvendig, vil vandstanden samtidigt forårsage vand på terræn. Når vandstanden når terræn, vil vandløbsmodellens evne til at modellere den reelle vandføring forringes så betydeligt, at det vurderes, at gevinsten ved at modellere den lukkede rørstrømning er lav sammenlignet med den øvrige fejlestimering af vandføringen.

Eftersom de korte rørlagte strækninger skaber restriktive forhold for stedsdiskretiseringen, kan disse implementeres i form af enkelttab. Dette er relevant for de rørlægninger, hvor tværsnittet indsnævres betydeligt i forhold til vandløbstværsnittet. På figur 5.4 ses eksempelvis en kort rørlagt strækning med et stort tværsnit, som dækker meget af vandløbets bredde, og hvis højde ikke bliver begrænsende for afstrømningen. Betragtes derimod indløbet på figur 5.5, kan en



Figur 5.4. Bredt og højt udløb fra kort rørlægning i Vester Landgrøft.



Figur 5.5. Betydelig indsnævring ved indløb til kort rørlægning i Øster Landgrøft (denne indsnævring ligger uden for projektlokaliteten).

sådan indsnævring medføre et enkelttab og en reducere i den videre vandføring.

## 5.1 Numerisk vandløbsmodellering af Vester Landgrøft

Vandløbsmodelleringen tager udgangspunkt i den diffusive approksimation af Saint Venants ligninger, som benyttes til at modellere 1-dimensional strømning for strømninger med fri overflade. Saint Venants ligninger udgøres af kontinuitetsligningen vist i ligning (5.1) og impuls-ligningen i (5.2) (Schaarup-Jensen, 2003):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial y}{\partial t} = q \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gAI_0 - gAI \quad (5.2)$$

hvor

$Q$	Vandføring	$[\text{m}^3 \text{s}^{-1}]$
$y$	Vandstand	$[\text{m}]$
$q$	Sidetilstrømning	$[\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}]$
$A$	Gennemstrømmet areal	$[\text{m}^2]$
$g$	Tyngdeacceleration	$[\text{m} \text{s}^{-2}]$
$I_0$	Bundhældning	$[\text{m} \text{m}^{-1}]$
$I$	Energilinje gradient	$[\text{m} \text{m}^{-1}]$
$b$	Vandspejlsbredde	$[\text{m}]$
$t$	Tid	$[\text{s}]$
$x$	Sted	$[\text{m}]$

Den diffusive approksimation udelader de to første led i impuls-ligningen, tilsammen kaldet accelerationsleddet, og fremgår af ligning (5.3) og (5.4). Den benyttede numeriske løsning beskrives af Vestergaard (1989), hvor energilinje gradienten beregnes ved hjælp af Mannings formel. Indsættelse af Manningformlen betinger i teorien, at strømmingen er stationær og ensformig, men som beskrevet af Schaarup-Jensen (2003) har erfaring vist, at Mannings formel indsat i impuls-ligningen giver brugbare resultater. Ligningerne beregnes i det eksplicitte beregningsskema, modificeret Leap Frog. Opbygningen af den numeriske models stedslige diskretisering fremgår på figur 5.6.

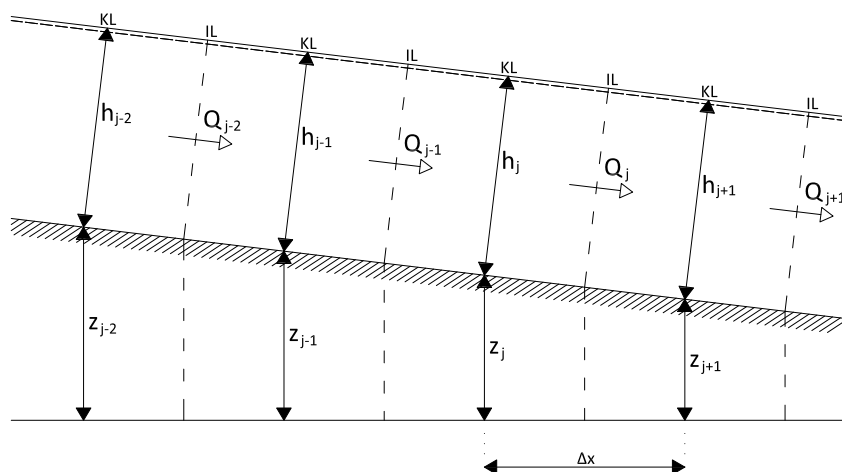
$$y_j^{n+1} = y_j^{n-1} + \frac{2 \cdot \Delta t \cdot q}{b_j^n} - \frac{2 \cdot \Delta t \left( Q_{j+1}^n - Q_{j-1}^n \right)}{\Delta x \cdot b_j^n} \quad (5.3)$$

$$Q_{j-1}^{n+1} = -M \cdot \bar{R}^{\frac{2}{3}} \cdot \bar{A} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \Delta x}} \left( y_j^{n+1} - y_{j-2}^{n+1} + y_j^n - y_{j-2}^n \right) \cdot |y_j^{n+1} - y_{j-2}^{n+1} + y_j^n - y_{j-2}^n|^{-\frac{1}{2}} \quad (5.4)$$

hvor

$M$	Manningtal	$[\text{m}^{1/3} \text{s}^{-1}]$
$R$	Hydraulisk radius	$[\text{m}]$
$n$	Tidsdiskretisering	$[-]$
$j$	Stedsdiskretisering	$[-]$

Brugen af den diffusive approksimation medfører en række forudsætninger i forhold til vandløbsmodelleringen. Eftersom den diffusive approksimation af Saint Venants ligninger udelader accelerationsleddet, kan modellen kun beregne strømmende bevægelse. Dette kræver at Froudes tal  $Fr < 1$ , hvilket betyder, at bølgeudbredelseshastigheden skal være større end den aktuelle hastighed gennem tværsnittet (Brorson & Larsen, 2009). Det forudsættes også at vandet er usammentrykkeligt og homogent og derved har en ensartet og konstant densitet. Derudover forudsættes det i forhold til vandløbets geometri, at vandløbets bundhældninger er små, og at tværsnitsændringer forekommer gradvist langs vandløbets længdeakse. Dette kan være en udfordring i forhold til de tidligere beskrevne rørindløb, hvor tværsnittets geometri ændres radikalt. Det forudsættes yderligere, at længden af de bølger, der forårsager strømmingen, er væsentligt større end de vanddybder, de forårsager. På denne måde kan det antages, at strømningerne er parallelle med vandløbsbunden, og der derved ikke forekommer lodrette strømninger. Dette er en nødvendig forudsætning, såfremt modellen skal forblive 1-dimensional. Endeligt forudsættes det, at grundvandsindsivningen foregår vinkelret på vandløbet og således ikke bidrager med impulsaftømning. (Schaarup-Jensen, 2003)



Figur 5.6. Opbygning af den stedlige diskretisering af den diffusive bølgemodel. KL og IL angiver at henholdsvis kontinuitetsligningen eller impulsligningen benyttes i beregningen. På figuren svarer summen af  $z$  og  $h$  til  $y$ .

## 5.2 Opsætning af den numeriske vandløbsmodel

I det følgende beskrives de antagelser, der er gjort i forbindelse med opsætningen af de forskellige dele af den numeriske model. Herunder gøres der rede for antagelser omkring tværsnitsberegninger, randbetingelser, sidetilstrømning samt friktionstab. Den numeriske vandløbsmodel er programmeret i MATLAB, og ønskes et indblik direkte i de programmerede modeller, henvises der til bilag E.2. Ønskes et overblik over de enkelte programmerede scripts overordnede funktioner og sammenhængen mellem disse, henvises der til bilag C.4.

### 5.2.1 Diskretisering af modelområdet

Diskretisering i tid og sted har stor betydning for modellens stabilitet. Diskretiseringen af modellen bestemmes i modellens initialbetingelser og ændres derved ikke løbende under modelleringen. Modellens stabilitetsevne kan bestemmes af Courant-tallet, der beregner, hvorvidt ændringer forplantes hurtigere over et stedsskridt, end det kan beregnes i et tidskridt.

Courant-tallet beregnes ved (Vestergaard, 1989):

$$Cr = \frac{\Delta t}{\Delta x} \sqrt{g \cdot D} \leq 1 \quad (5.5)$$

hvor

$D$	Vanddybde	[m]
$\Delta x$	Stedsskridt	[m]
$\Delta t$	Tidsskridt	[s]

Flere modelkørsler viser, at modellens stabilitetsevne ikke udelukkende afhænger af Courant-tallet. Varierende tværsnit og hændelser med stor variation i vandføring kan i ligeså høj grad skabe instabilitet. Derudover har ujævne overgange i afstrømningen fra randbetingelser, tilløb og pludselige ændringer i tværsnitsgeometrien betydning for stabiliteten. Stabilitetsevnen kan derved ikke udelukkende relateres til Courant-tallet, da det viser sig, at der forekommer instabilitet med  $Cr < 1$ .

Der vælges en primær diskretisering på  $\Delta t=1$ s og  $\Delta x=100$ m, der har vist sig at være stabil under relativt mange forskellige afstrømningsforhold. Diskretiseringen er også forholdsvis beregningseffektiv.

### 5.2.2 Randbetingelser

Der benyttes et øvre og nedre randinput i det eksplicite beregningsskema, hvoraf den øvre rand udgøres af vandføringsværdier, og den nedre rand beskrives med vandstand. Randene beskrives med målinger fra de opstillede målestationer, hvor data logges med en tidlig diskretisering på 5 min. Dette ligger relativt langt fra den tidlige diskretisering i vandløbsmodellen på 1 s. Derfor interpoleres der lineært imellem målepunkterne således, at der opnås det samme antal tidsskridt, der er nødvendigt i forhold til modellens tidlige diskretisering. Vandføringsværdierne i øvre rand bestemmes ved hjælp af den opstillede  $Q$ - $h$ -relation i afsnit 4.2.1, hvor vanddybder fra målestation VL1 omsættes til vandføring. Derudover fungerer målestation VL3 som vandstandsrand på nedre rand.

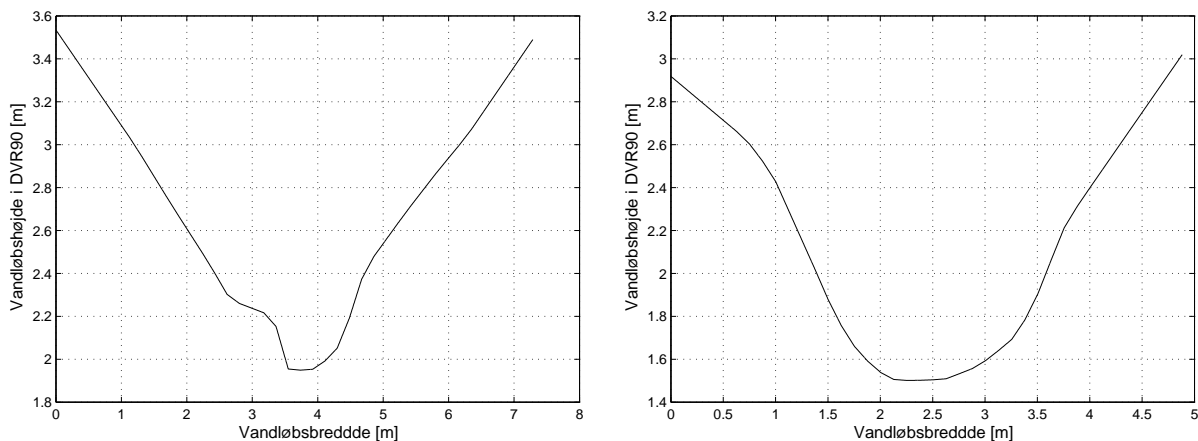
### 5.2.3 Beregning af vandløbets tværsnitsgeometri

I tværsnitsberegningerne bestemmes parametrene gennemstrømmet areal,  $A$ , hydraulisk radius,  $R$  og vandspejlsbredden,  $b$ . Dette kan gøres på forskellige måder, som mere eller mindre tilnærmer sig det virkelige tværsnitsforløb. Det simpleste tværsnitsforløb er et konstant rektangulært eller trapezformet tværsnit. Øges kompleksiteten, kan et rektangulært eller trapezformet tværsnit tilnærmes reelle tværsnitsopmålinger og varierer langs vandløbet. Endeligt kan tværsnitsmålinger bruges direkte i modelleringen, hvilket er den mest præcise tilnærmelse af virkeligheden.

I nærværende projekt er det sidstnævnte metode, der benyttes til beskrivelse af vandløbets tværsnit. Tværsnitsdataene er udleveret af Orbicon (2014), hvoraf to forskellige typer ses på figur 5.7. Tværsnittet til højre vil med en rimelig nøjagtighed kunne tilnærmes et trapezformet tværsnit, mens tværsnittet til venstre ikke kan tilnærmes med hverken rektangulære eller trapezformede tværsnit. Det er derfor nødvendigt at udføre tværsnitsberegninger på de reelle tværsnitsopmålinger for at generere troværdige resultater.

Specielt i forhold til vanddybden er en nøjagtig bestemmelse af tværsnittet vigtigt. Foregår en strømning med samme vandføring eksempelvis igennem to tværsnit, vil strømmingen forårsage højere vandstande i et smalt end et bredt tværsnit, forudsat at ruheden er den samme.

Eftersom det ikke er muligt at opmåle tværsnittet ved blot at gå ud i Vester Landgrøft på grund af blød bund, forudsættes det, at tværsnittene ikke har ændret sig betydeligt siden disse blev opmålt af Orbicon.



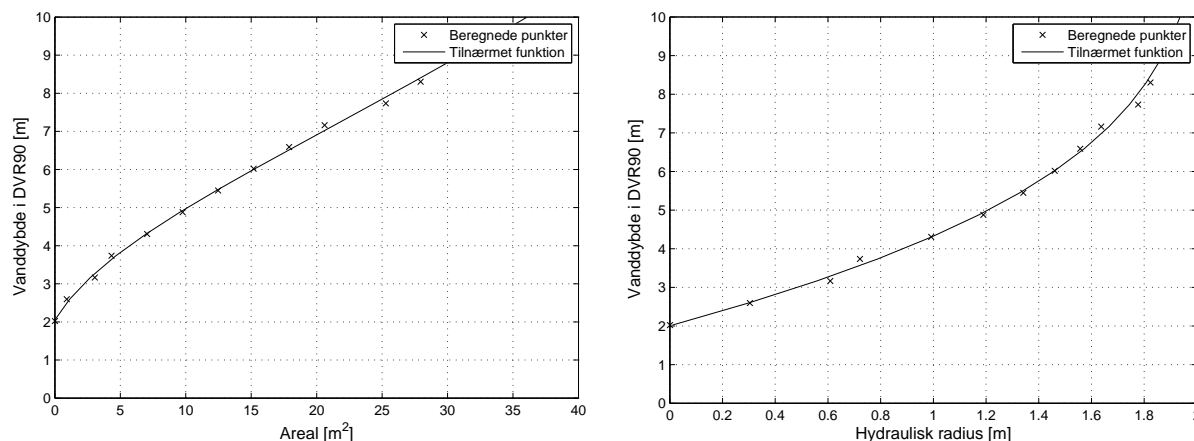
Figur 5.7. To forskellige opmålte tværsnitstyper langs Vester Landgrøft.

Før de udleverede tværsnitsdata bruges i modelleringen, udføres der først en interpolation over tværsnittet således, at der opnås en bedre opløsning i antallet af målepunkter. Dette er en fordel, når tværsnitsparametrene skal beregnes. Inden tværsnitsparametrene beregnes, interpoleres tværsnittene i vandløbets længdeakse med en så høj opløsning, at der ved den valgte stedsdiskretisering altid kan findes et nærliggende tværsnit. Interpolationen foregår lineært mellem tværsnittene, hvilket kan forårsage fejl i de mellemliggende tværsnit, men eftersom der ikke findes mellemliggende målinger, anses dette som den bedste løsning.

Det gennemstrømmede areal,  $A$ , beregnes ved trapezintegration af det beskyllede tværsnit, som bestemmes ved at indsætte vanddybden modelleret i vandløbsmodellen. Efterfølgende beregnes hydraulisk radius ved først at bestemme den våde perimeter,  $P$ , som er den beskyllede omkreds af tværsnittet, hvorefter hydraulisk radius kan beregnes ved  $A$  divideret med  $P$ . Endeligt findes vandspejlsbredden,  $b$ , ved at beregne afstanden mellem de to punkter, hvor vandløbstværsnittet og vandspejlet krydser hinanden.

Den ovennævnte metode til at beregne tværsnitsparametrene kan implementeres direkte i vandløbsmodellen, men metoden viser sig særdeles beregningstung. Det er i stedet forsøgt at beregne  $A$ ,  $R$  og  $b$  som funktioner af vandstanden som vist på figur 5.8, hvilket er signifikant mere beregningseffektivt. Opstilling af tværsnitsparametrene som funktioner af vandstanden introducerer dog i større eller mindre grad en risiko for fejlestimering af parametrene. Dette skyldes at funktionerne er kontinuerte og derved udjævner de diskrete tværsnitsopmålinger.

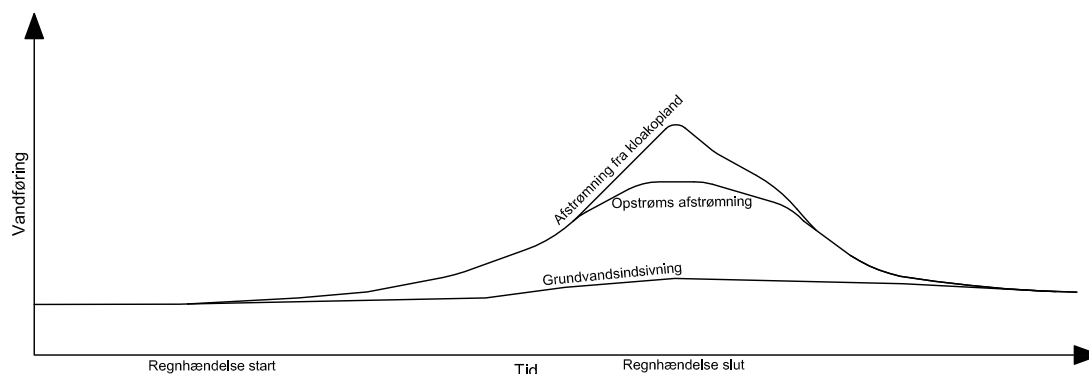




Figur 5.8. Opstillede funktionsudtryk for det gennemstrømmede areal og hydraulisk radius i et udvalgt tværsnit i Vester Landgrøft.

### 5.3 Oplandsafstrømning til Vester Landgrøft

Den samlede oplandsafstrømning til Vester Landgrøft består, set ud fra vandløbsmodellens perspektiv, af tre komponenter. Disse er henholdsvis bidraget fra øvre rand, grundvandsindsivningen og afstrømningen fra det tilstødende kloakopland som vist på figur 5.9. Eftersom grundvandsindsivningen og  $Q$ - $h$ -relationen for øvre rand er bestemt, er den eneste ubekendte i massebalancen bidraget fra kloakoplandet. Kloakoplandet til Vester Landgrøft består primært af fælleskloak, hvorfor det er overløb, der estimeres i det følgende.

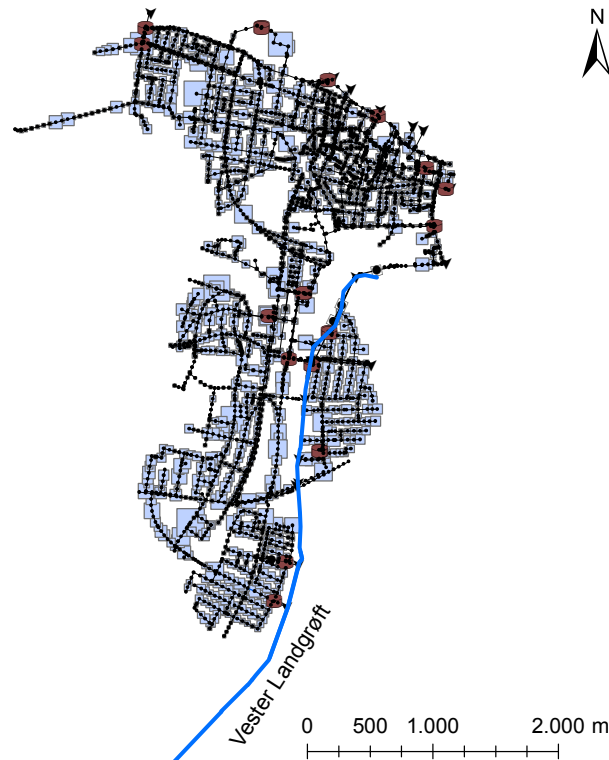


Figur 5.9. Bidrag til den samlede vandføring under en regnhændelse i Vester Landgrøft.

#### 5.3.1 MIKE URBAN-model for kloakoplandet til Vester Landgrøft

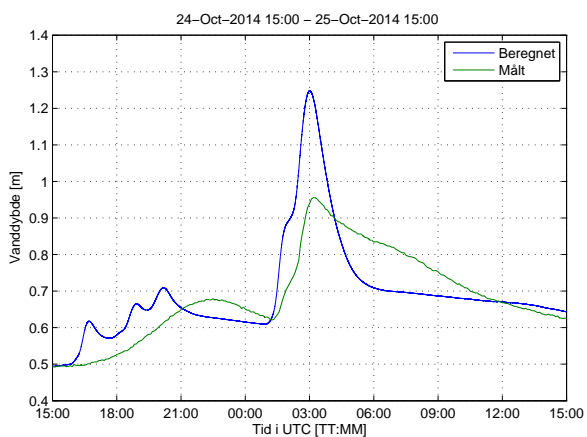
Vandføringsbidraget fra det tilknyttede kloakopland er indledningsvist beregnet med en MIKE URBAN-model tilhørende Aalborg Forsyning, Kloak A/S (2014). På figur 5.10 ses opsætningen af MIKE URBAN-modellen, som består af kloakoplandet fra Aalborg Vest, der primært har overløb til Vester Landgrøft.

Simuleringer viser, at overløbsvandføringen beregnet i MIKE URBAN giver u hensigtsmæssige udsving i modellerede vandstande i forhold til målte værdier. Dette illustreres på figur 5.11 og 5.12, hvor der på figur 5.11 er udført en vandløbssimulering med overløbs beregnet i MIKE URBAN. Det fremgår tydeligt, at der forekommer udsving som følge af den direkte afstrømning, som ikke viser sig af de målte vandstandsværdier. Det formodes derved, at MIKE

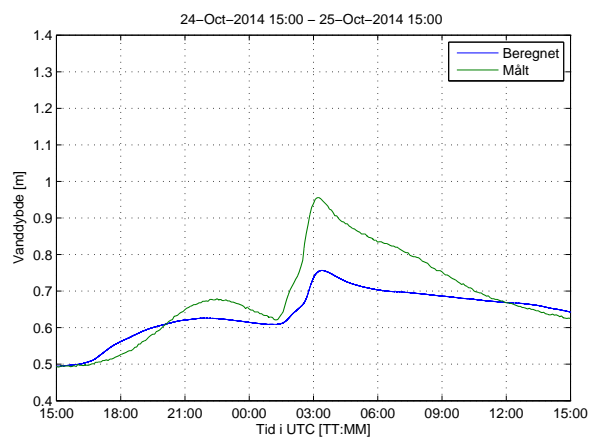


Figur 5.10. Opsætning af MIKE URBAN-model for Aalborg Vest. (Aalborg Forsyning, Kloak A/S, 2014)

URBAN-modellen responderer hurtigere og kraftigere på regnhændelser. Simuleres der i stedet uden overløb som vist på figur 5.12, beregnes vandstandssvingningerne mere flydende, og der forekommer ikke de samme pludselige udsving i vandstanden. Den akkumulerede afstrømning fra overløb kan for så vidt være beregnet korrekt, men afstrømningsdynamikken modelleres ikke korrekt.



Figur 5.11. Beregnet vandstand med overløbsvandføringer beregnet i MIKE URBAN.



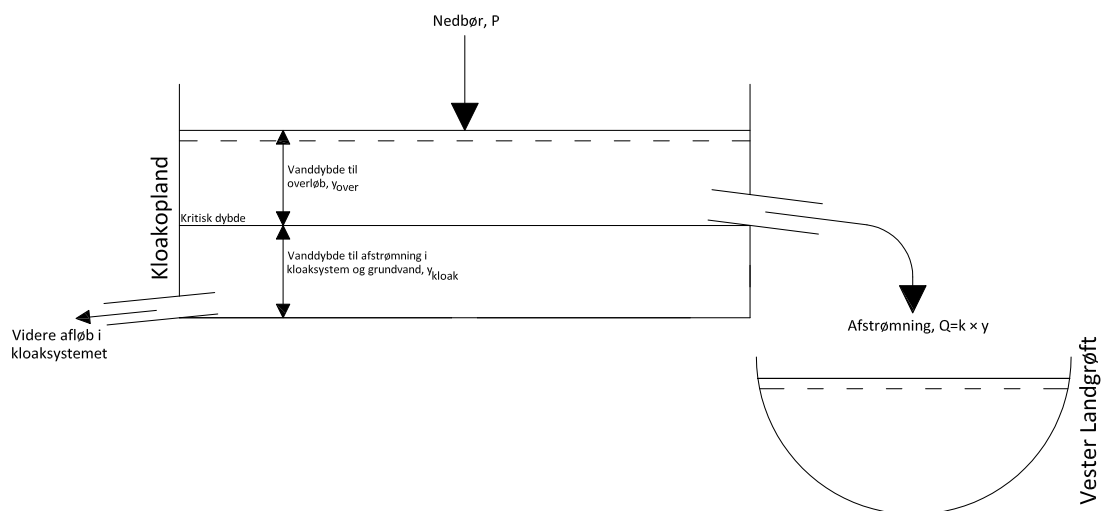
Figur 5.12. Beregnet vandstand uden beregnet overløb.

På baggrund af dette vurderes det, at den beregnede afstrømning fra MIKE URBAN-modellen i dens nuværende tilstand ikke beregner afstrømningen ved overløb korrekt. Det vurderes yderligere, at en kalibrering af MIKE URBAN-modellen, såfremt den skal give mere troværdige

resultater, ikke er mulig uden at iværksætte en omfattende målekampagne af afstrømningen fra udløbene samt en undersøgelse af, hvorvidt overløbenes fysiske tilstand stemmer overens med modellen.

### 5.3.2 Lineær reservoir-model for kloakoplandet til Vester Landgrøft

Grundet den tilsyneladende ukorrekte overløbsvandføring beregnet i MIKE URBAN, undersøges det i stedet, hvorvidt en lineær reservoir-model (LRM) er bedre til at estimere afstrømningen fra kloakoplandet. Modellen opbygges på samme måde som for kloakoplandet til inline-bassinnet med undtagelse af, at der tages hensyn til, at kloakoplandet i dette tilfælde primært er fælleskloakeret. Det vil sige, at der først ved en vis delfyldning af reservoiret forekommer overløb til Vester Landgrøft. Opsætningen af modellen fremgår af figur 5.13



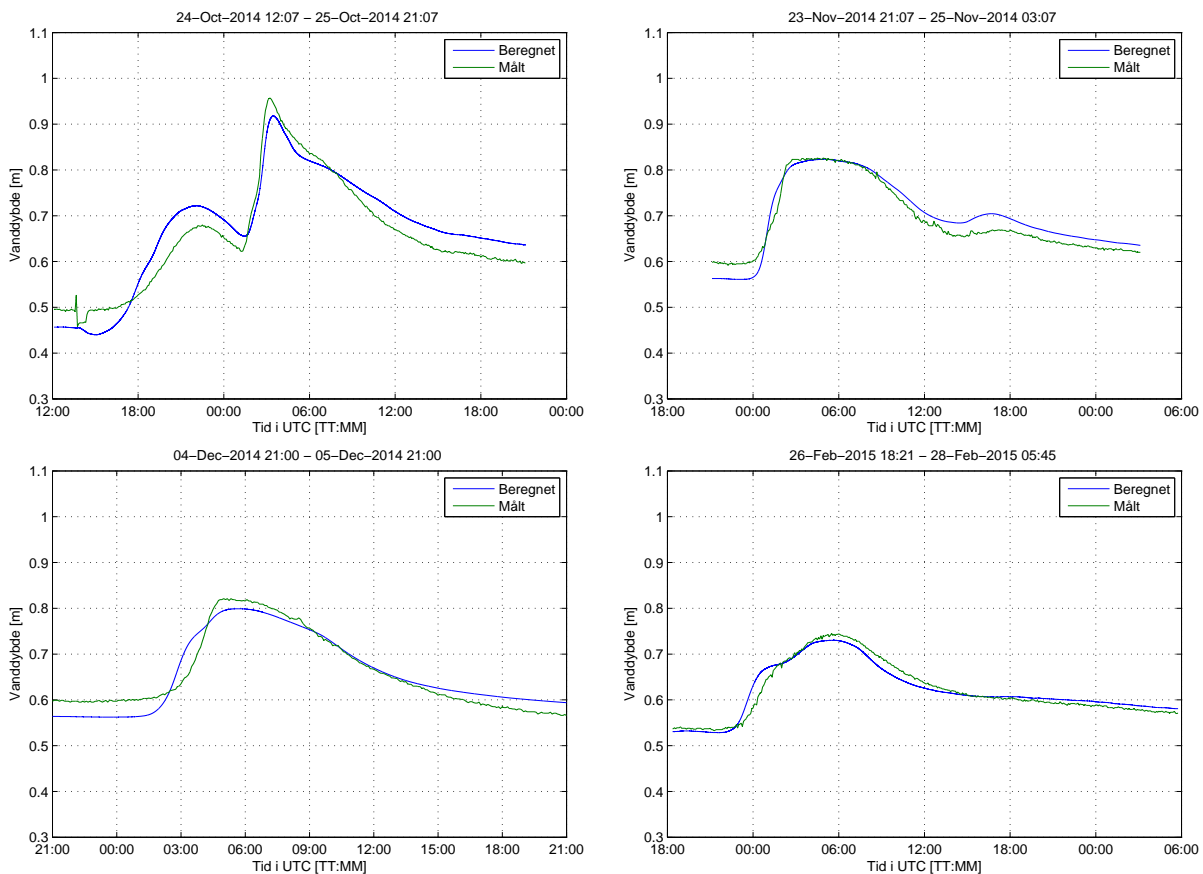
Figur 5.13. Lineær reservoir-model for det tilstødende kloakopland til Vester Landgrøft.

I den opstillede model indsættes en fiktiv overløbskant, der sikrer, at oplandet først bidrager med afstrømning til vandløbet, når der er overløb. Dette gøres for at tage højde for det fælleskloakerede opland sådant, at der først ved overskridelse af afløbssystemets kapacitet afstrømmes vand til Vester Landgrøft. I tidsrummet, hvor der ikke er overløb, kan afstrømningen kun foregå igennem videre afstrømning i kloaksystemet.

Den lineære reservoir-model opbygges således, at det samlede kloakopland beskrives i en model og fordeles ensartet over hele vandløbsstrækningen som lateral sidetilstrømning. Det vurderes, at det er rimeligt at fordele vandføringen ensartet over hele vandløbsstrækningen, fordi der langs strækningen er mange udløb. Derudover vil separate oplande for de enkelte udløb medføre en overparametrisering af modellen ligesom for kloakoplandet til inline-bassinnet.

Simuleres vandløbsmodellen med overløbsafstrømning fra en LRM som lateral sidetilstrømning, fremkommer resultaterne vist i figur 5.14. Afstrømningsforløbet vist øverst til venstre på figuren er den samme modellerede periode som vist på figur 5.11 og 5.12. Det fremgår, at der ved modellering med LRM i stedet for MIKE URBAN skabes et mere flydende afstrømningsforløb ligesom det målte. Størstedelen af de simulerede hændelser viser, at overfladeafstrømning modelleret med LRM giver de bedste resultater i forhold til målte vanddybder. På baggrund af dette besluttet det, at overfladeafstrømningen i den videre vandløbsmodellering modelleres med

LRM.



Figur 5.14. Simulering af vanddybde med overløbsvandføringer beregnet med LRM. De beregnede og målte vanddybder repræsenterer vanddybder fra målestation VL2.

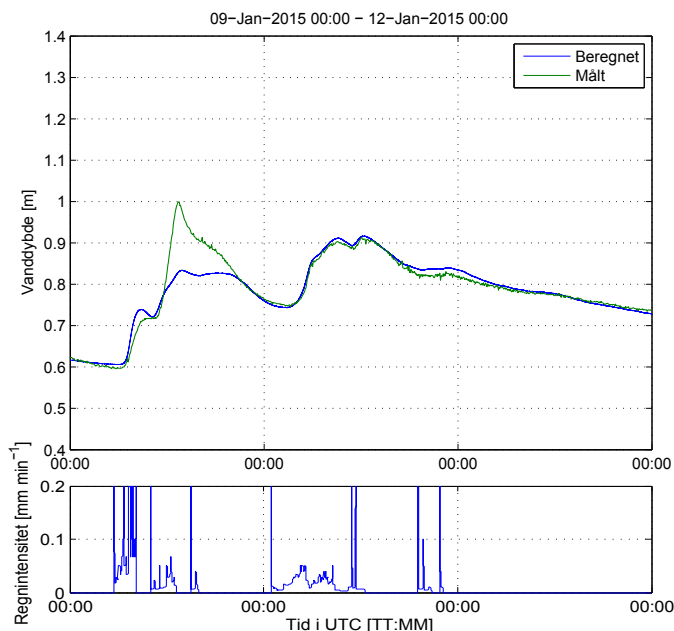
### 5.3.3 Usikkerhed vedrørende kloakolandets nedbørsrespons

Forsimplingen i modelleringen af kloakolandets afstrømning til Vester Landgrøft medfører, at der ikke tages højde for forskellige faktorer, der kan være afgørende for afstrømningens intensitet. Oplandets vandmætning i jorden er afgørende for, hvor meget nedbør der nedsives på stedet og derved ikke påvirker vandløbet direkte. Har perioden forud for en regnhændelse været specielt våd, vil vandmætningen være højere og derfor medføre en større overfladeafstrømning direkte til vandløb. Dette tages der ikke højde for med den lineære reservoir-model, hvorved der er risiko for en underestimering af oplandsafstrømningen til vandløbet i situationer med høj vandmætning i jorden og også overestimeringen efter tørre perioder, hvorefter jorden vil have en højere magasineringkapacitet, fordi den er veldrænet. Under selve regnhændelsen vil der over tid forekomme en større vandmætning af jorden og derved minimeres infiltrationskapaciteten. Herved kan tabsintensiteten blive væsentligt mindre end den effektive regnintensitet og derved øge vandvolumenet, der afstrømmer til recipienten. (Winther et al., 2011)

Derudover tages der ikke højde for initialtab på befæstede arealer, som forekommer på grund af befugtning, lavningsmagasinering og interception i beplantede områder. Litteraturværdier anslår at initialtabet, alt efter oplandet beskaffenhed, kan fastsættes mellem 0,5 og 5 mm (Winther et al., 2011). Det behæfter naturligvis afstrømningsberegningen med en hvis usikkerhed, der ligesom infiltrationen er varierende alt efter oplandets vandmætning. En forudgående

regnhændelse, vil eksempelvis mætte befæstede overflade og forøge den initiale afstrømning.

Ydermere udgør brugen af nedbørsdata fra regnmåleren i Frejlev en væsentlig usikkerhed i forhold til modelleringen. Den naturlige geografiske variation i nedbørsmængder og -intensitet bevirker, at der selv indenfor korte afstande, såsom 6 km, kan være en så kraftig variation, at det påvirker modellen. Betragtes figur 5.15, ses det tydeligt, at den modellerede vanddybde, med undtagelse af et udsving, stemmer pænt overens med den målte vanddybde. Årsagen, til at dette ene udsving ikke modelleres korrekt, skyldes, at nedbøren over regnmåleren i Frejlev ikke svarer til den reelle regnhændelse over projektområdet. På grund af dette underestimeres overløbsafstrømningen i modellen. Flere lignende tilfælde forekommer i større og mindre grad.



Figur 5.15. 3-dages simuleringsperiode med et udfald i nedbørsdata fra regnmåleren i Frejlev Nord. Vanddybden er simuleret ved målestation VL2.

Den påførte usikkerhed kan minimeres ved at opdele det afstrømmende opland i adskillige deloplande og placere regnmålere i de konkrete oplande. På denne måde er det i højere grad muligt at medtage nedbørens naturlige geografiske variation. I dette tilfælde kunne usikkerheden minimeres ved blot at placere én regnmåler midt i projektområdet.

## 5.4 Kalibrering af vandløbsmodel for Vester Landgrøft

Kalibreringen af vandløbsmodellen foregår på baggrund af 14 hændelser målt i perioden oktober 2014 til marts 2015 og opdeles i to faser:

- I første fase kalibreres vandføringen i Vester Landgrøft ved at kalibrere overløb fra det tilstødende kloakopland langs Vester Landgrøft således, at vandføringen stemmer bedst muligt overens med vandføringen målt i form af  $Q$ - $h$ -relationen ved målestation VL2.
- I anden fase kalibreres vanddybden ved hjælp af manningtallet således, at målt og beregnet vanddybde stemmer overens.

Årsagen til at vandføringen kalibreres først skyldes, at vandføringen i Vester Landgrøft udelukkende er afhængig af de afstrømningsbidrag, der forekommer fra oplandet til Vester Landgrøft. Efterfølgende kalibreres vanddybden i form af manningtallet, fordi vanddybden både er afhængig af vandføring og ruhed. Herved er det nødvendigt at modellere vandføringen korrekt, før vanddybden kan kalibreres på plads med manningtallet.

#### 5.4.1 Fase 1: Kalibrering af hændelsesbetingede kloakoverløb

Kalibrering af vandføringen i Vester Landgrøft som følge af kloakoverløb foregår ved at justere den lineære reservoir-model, indtil vandløbsmodellen er i stand til at modellere vandføringen målt ved målestation VL2. Der findes tre forskellige justeringsmuligheder i den lineære reservoir-model, henholdsvis en overløbskant, det bidragende areal samt en proportionalitetskonstant, der bestemmer afstrømningens intensitet.

Af de i alt 14 hændelser forekommer der umiddelbart overløb fra det tilstødende kloakopland ved to. Overløbskanten justeres derved på plads, indtil der kun sker overløb ved disse to hændelser. Efterfølgende justeres det bidragende areal samt proportionalitetskonstanten for at opnå den rette form på afstrømningen. Havde det været muligt at bestemme grundvandsindsivningen mere præcist, ville det også være muligt at give et mere præcist estimat af det totalt afstrømmede volumen som følge af overløb fra kloakoplandet. Eftersom grundvandsindsivningen tilsyneladende underestimeres ved store hændelser som vist i afsnit 4.2, vil det bidragende vandvolumen fra det befæstede opland blive overestimeret. På grund af dette kalibreres den lineære reservoir-model udelukkende på baggrund af de forekommende maksimumsværdier for vandføringen i vandløbet.

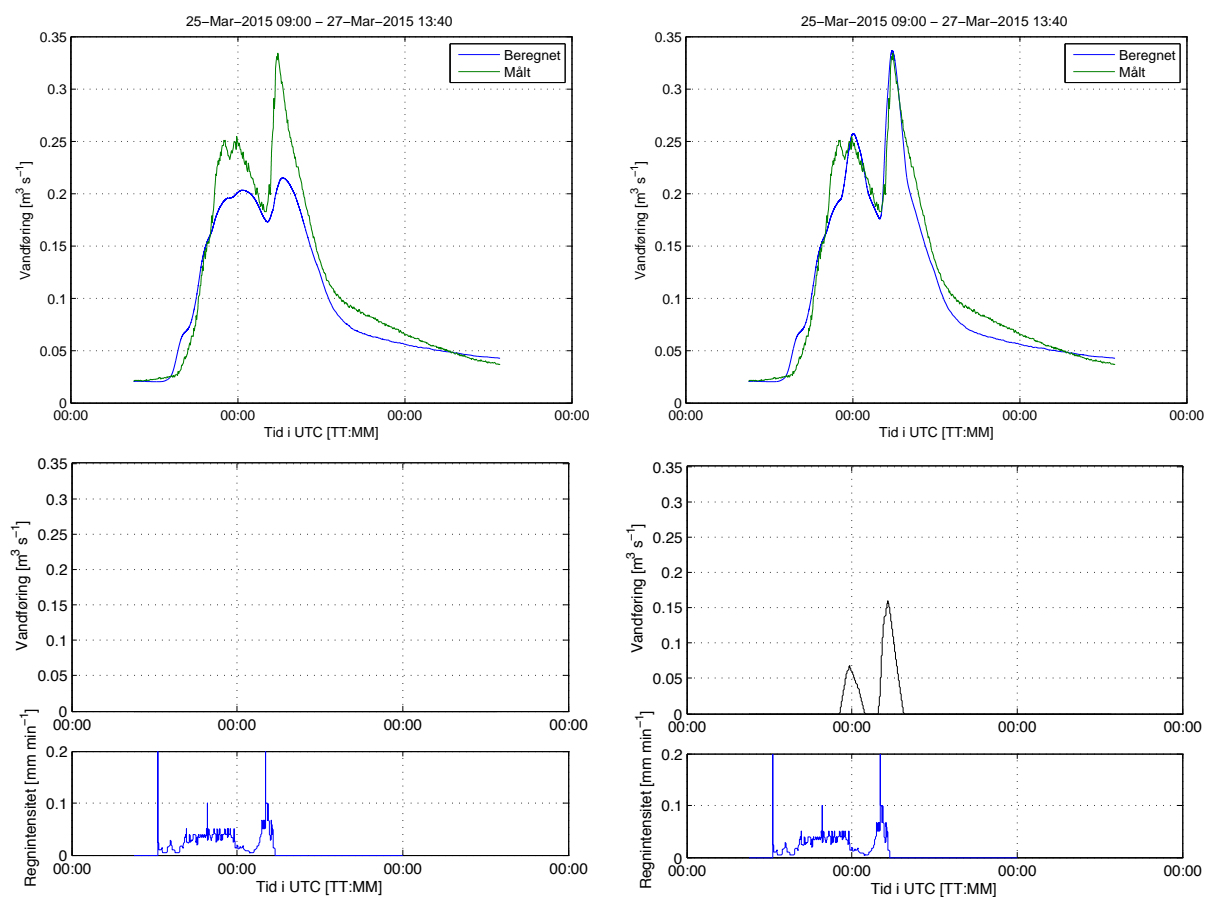
På figur 5.16 ses den modellerede vandføring henholdsvis før og efter kalibrering. Det ses, at vandløbsmodellen med forholdsvis god nøjagtighed er i stand til at modellere maksimumsafstrømningen. Aflastningen fra oplandet starter og slutter forholdsvis momentant, hvilket er sammenhængende med, når afstrømningen overstiger kloaksystemets kapacitet og går i overløb.

Betragtes figur 5.17, er der en tendens til, at vandføringen fra 40 - 90 %-fraktilen overestimeres i forhold til målte vandføringer i form af  $Q$ - $h$ -relationen. Afvigelsen er ikke af stor betydning og kan skyldes, at  $Q$ - $h$ -relationen ved målestation VL2 underestimerer de højere vandføringsværdier, hvor der ikke er foretaget vandføringsmålinger på stedet.

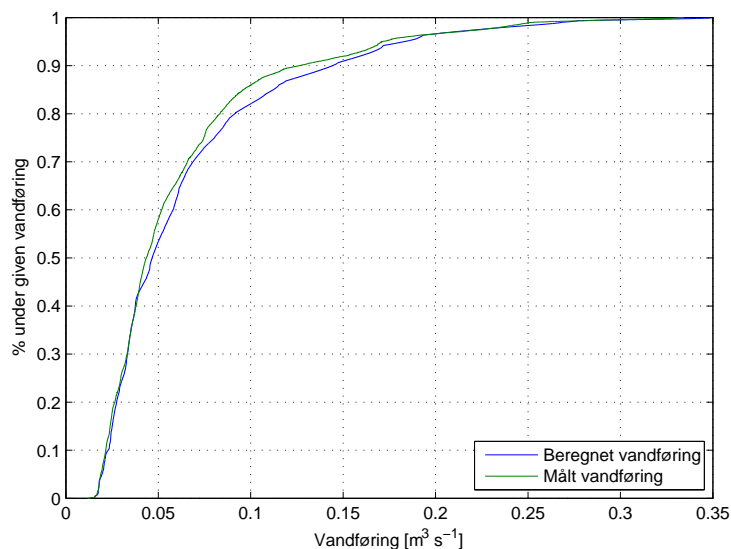
I tabel 5.1 vises de færdigkalibrerede parametre for den lineære reservoir-model for kloakoplandet tilknyttet den modellerede vandløbsstrækning langs Vester Landgrøft.

Prop.konstant	Reservoir areal	Overløbskant
$k$ [-]	$A_{red}$ [ha]	$y_{kloak}$ [cm]
50	30	10

Tabel 5.1. Inputparametre til LRM for Vester Landgrøfts kloakopland.



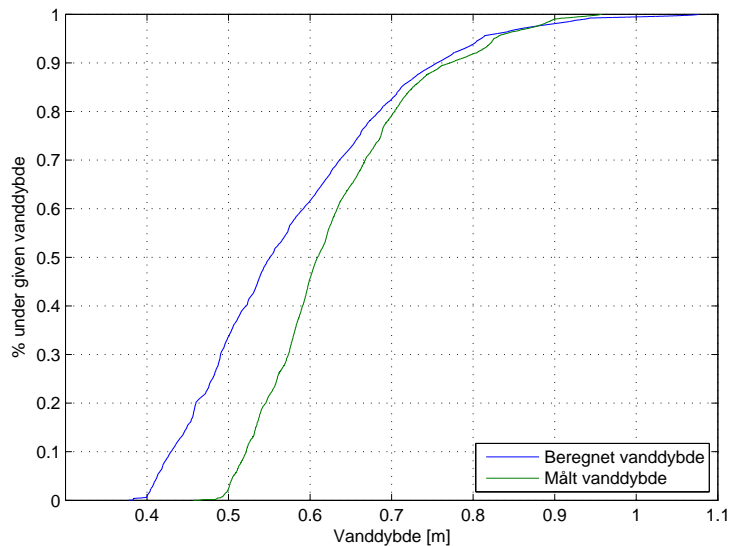
Figur 5.16. Modelleret vandføring før (t.v.) og efter (t.h.) kalibrering af overløbsvandføring fra det tilstødende kloakopland. Øverst fremgår vandføringen i målestation VL2, og i midten fremgår det totale vandføringsbidrag som følge af overløb.



Figur 5.17. Kumulativ fordelingsfunktion for vandføringen for beregnede og målte værdier efter kalibrering af overløb fra det tilstødende kloakopland til Vester Landgrøft. Fordelingen finder sted ved målestation VL2 og gælder for samtlige 14 hændelser benyttet i kalibreringen.

### 5.4.2 Fase 2: Kalibrering af vanddybden med manningtallet

Simuleres de 14 hændelser indledningsvist med et manningstal på  $20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , viser det sig ifølge figur 5.18, at høje vandstande overestimeres og lave vandstande underestimeres. Fejlen ved høje vanddybder svinger fra 20 til 30 cm fra det målte, hvilket er for langt fra de reelle vanddybder, såfremt vanddybde skal indgå i en nøjagtig bestemmelse af, hvornår det er bedst at aflaste vand til vandløbet.



Figur 5.18. Kumulativ fordelingsfunktion for vanddybde for beregnede og målte værdier inden kalibrering. Fordelingen finder sted ved målestation VL2 og gælder for samtlige forekommende vanddybder i de 14 hændelser benyttet i kalibreringen.

Derved vurderes det, at det ikke er muligt at simulere samtlige vandstande med et unikt manningstal. Forklaringen herpå skal findes i vandløbet og dets påvirkelighed af strømmende grene og andet planteaffald, som i Vester Landgrøft har en tendens til at ophobe sig flere steder. Dette kan medføre lokale enkelttab, der forårsager opstuvning opstrøms. På figur 5.19 og 5.20 ses to eksempler, hvor grene har sat sig fast og på denne måde indfanger yderligere tilstrømmende grene, fordi de ikke kan passere. Flere lignende steder er observeret langs Vester Landgrøft.



Figur 5.19. Ophobet grenaffald i Vester Landgrøft d. 14/4-2015.



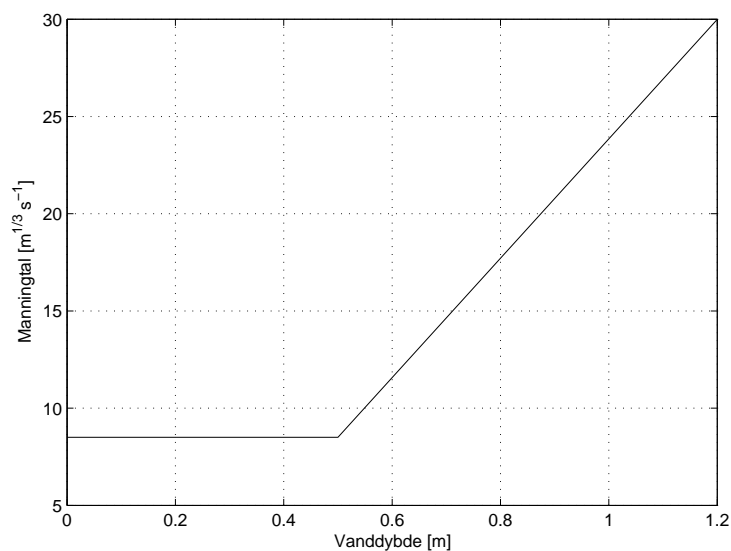
Figur 5.20. Ophobet grenaffald i Vester Landgrøft ved målestation VL2 d. 14/4-2015.

Der kan i kalibreringen tages højde for sådanne enkelttab på flere måder. De kan eksempelvis



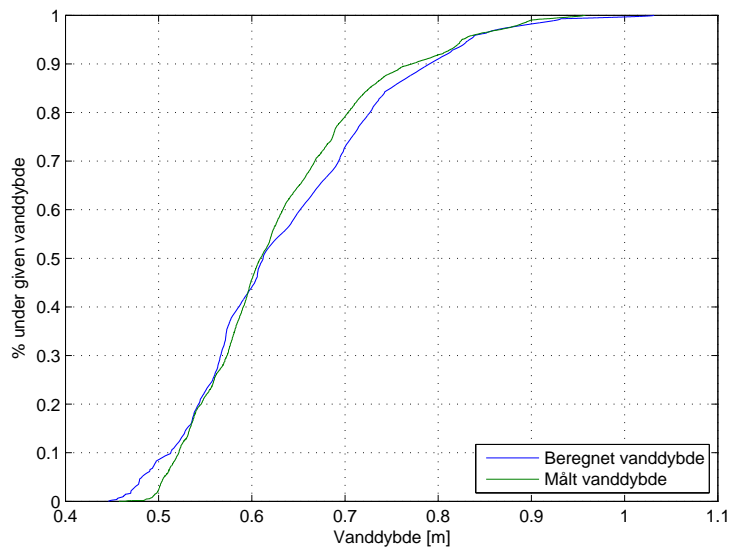
påføres lokalt, men på grund af den høje stedslige diskretisering vurderes det, at vandstanden i stedet mere effektivt kan kalibreres ved at variere manningtallet som funktion af vanddybden langs hele vandløbet. På denne måde skabes en funktion for manningtallet, hvor ruheden falder med stigende vanddybde, fordi de ophobede grenes betydning falder med stigende vanddybde.

Funktionsudtrykket for manningtallet udledes indledningsvist ved at bestemme det mindste manningtallet for de mindste vanddybder. Dette gøres ved at finde det bedst passende manningstal for minimumsvandstanden i de 14 hændelser, hvorefter middelværdien benyttes til at fastsætte manningtallet for de mindste vanddybder. Efterfølgende justeres kurvens forløb således, at det er muligt at ramme de forskellige hændelsers maksimalvanddybder. Den endelige relation mellem vanddybde og manningstal fremgår af figur 5.21. Relationen forudsættes konstant over den præsenterede kalibreringsperiode, hvilket vurderes acceptabelt, fordi kalibreringen foregår over en vinterperiode, hvor grødevæksten er relativt sparsom (Vestergaard et al., 1991). Såfremt modellen senere skal bruges til simulering i sommersituationer, er det nødvendigt med en kalibrering ud fra målte værdier i sommerhalvåret.



Figur 5.21. Manningtal som funktion af vanddybde. Det maksimale manningstal i funktionsudtrykket sættes til  $30 m^{1/3} s^{-1}$ , hvorefter funktionen fortsætter vandret.

Det færdigkalibrerede resultat fremgår på figur 5.22, hvor høje værdier ikke længere overestimeres i samme grad. Der sker dog stadig en overestimering af vanddybden på op til 5 cm ved nogle intervaller. Det vurderes, at disse afvigelser er relativt ubetydelige i forhold til den videre modellering, og resultatet vurderes derved acceptabelt.

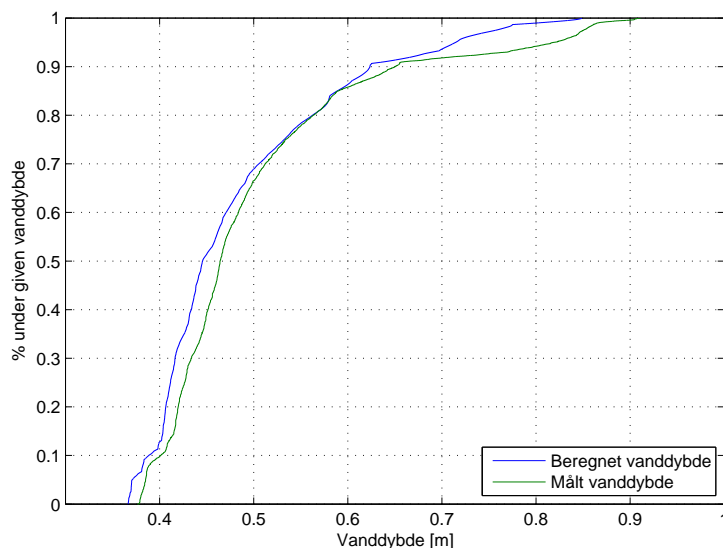


Figur 5.22. Kumulativ fordelingsfunktion for vanddybde for beregnede og målte værdier efter kalibrering. Fordelingen finder sted ved målestation VL2 og gælder for samtlige 14 hændelser benyttet i kalibreringen.

## 5.5 Validering af den kalibrerede vandløbsmodel

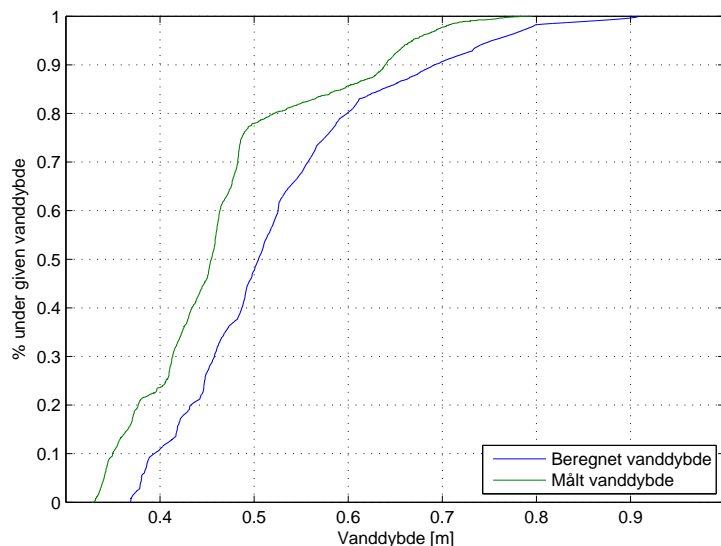
Modellens evne til at modellere den rette vanddybde valideres på baggrund af 6 ud af de 14 hændelser i målestation VL2b og VL3b. De 6 hændelser forekommer i perioden februar 2015 til marts 2015. Grunden, til at der kun valideres på baggrund af 6 hændelser, skyldes, at måleperioden i målestation VL2b og VL3b er kortere.

Betragtes figur 5.23, ses simuleret vanddybde sammenholdt med målt vanddybde i målestation VL2b. Der ses umiddelbart en god overensstemmelse med de største afvigelser på 10 cm. Afvigelser på denne størrelse forekommer ved de største vanddybder, og blandt de 6 valideringshændelser opnår kun én hændelse vanddybder med denne størrelse. Der kan derved være en hændelsesbetinget årsag til afvigelsen.



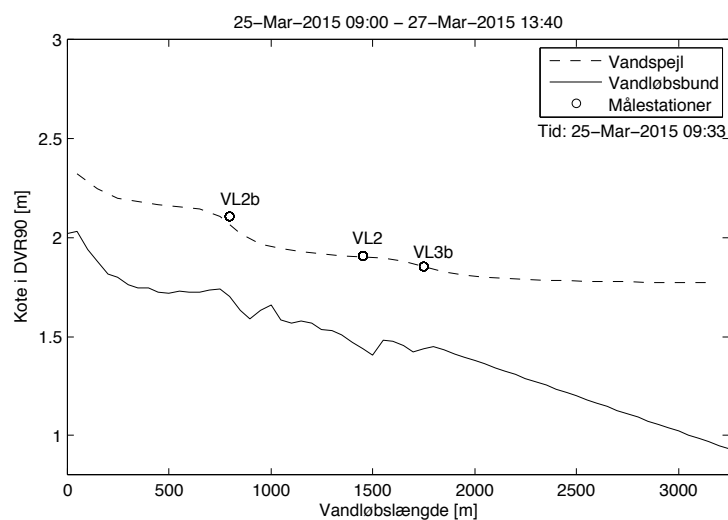
Figur 5.23. Kumulativ fordelingsfunktion for beregnede og målte vanddybder ved målestation VL2b.

På figur 5.24 ses resultatet for valideringen i målestation VL3b. Kurverne fremstår umiddelbart parallelforskudte med afvigelser fra 5 til 15 cm. Den generelle overestimering af vanddybden kan skyldes flere ting. Eksempelvis er nedre rand stuvningspåvirket, hvilket påvirker strømningsforholdene omkring målestation VL3b. Overestimeringen af vanddybden kan derved skyldes, at opstuvningseffekten fejlestimeres i modellen. I denne anledning kan det specielt være en fejl i nedre rand og fastsættelsen af dennes kote, der kan anlede til fejl. Såfremt Z-koordinatet opmålt med GPS for nedre rand er målt for højt, vil dette have direkte indflydelse på nedre rand.



Figur 5.24. Kumulativ fordelingsfunktion for beregnede og målte vanddybder ved målestation VL3b.

Derudover gælder det for målestation VL3b såvel som VL2b, at fejlestimering af vanddybden kan skyldes fejlplacering af målestationerne i modellen i forhold til virkeligheden. Dette illustreres på figur 5.25, hvor vandspejl samt vandløbsbunden ses optegnet i en tørvejrssituation. Forskydes målestationerne fra deres position, vil det simulerede resultat ved målestationen være et andet. Det skal hertil også nævnes, at valideringsresultatet herved kan være bedre end det reelle, fordi



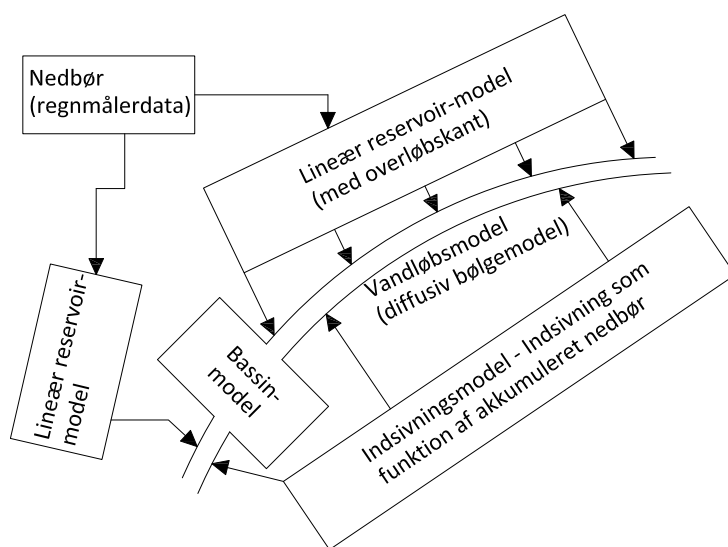
Figur 5.25. Optegnet vandløbsbund samt vandspejl under tørvejr.

målestationen er fejlplaceret til fordel for valideringen. Målestationerne er dog forsøgt så nøjagtig placeret i modellen som muligt.

Konsekvensen af at der er en relativt stor fejl i bestemmelse af vanddybden i VL3b er ikke stor. Dette skyldes, at det ikke er på baggrund af dette område, der ønskes at implementere styring. Det ønskes der tværtimod i kolonihavekvarteret omkring målestation VL2b, hvor vanddybden ud fra de opstillede kumulerede frekvenskurver er i stand til at modellere vanddybden med en rimelig nøjagtighed.

## 5.6 Endelig modelopsætning til analyse af realtidsstyring

Den endelige modelopsætning bliver således, at den kalibrerede bassinmodel og vandløbsmodel kobles. Det vil herved fremover være bassinmodellen, der fungerer som øvre rand for vandløbsmodellen. De kalibrerede lineære reservoir-modeller for henholdsvis bassinets og vandløbets kloakopland modelleres enkeltvis. Derudover vil den opstillede model for grundvandsindsivningen være den samme for både bassin- og vandløbsoplandet. Den færdige modelopsætning fremgår af figur 5.26, og det er denne opsætning, som benyttes til udviklingen af styringsstrategier. Principielt vil der ved implementering af styring kun foretages ændringer af bassinudløbet og herved den øvre rand i vandløbet, fordi det er her, styringen skal implementeres. De øvrige modeller forbliver intakte.



Figur 5.26. Den endelige modelopsætning, herunder bassinmodellen samt vandløbsmodellen og deres tilstødende oplandsmodeller.

## 6. Realtidsstyring af udløb fra inline-bassin

---

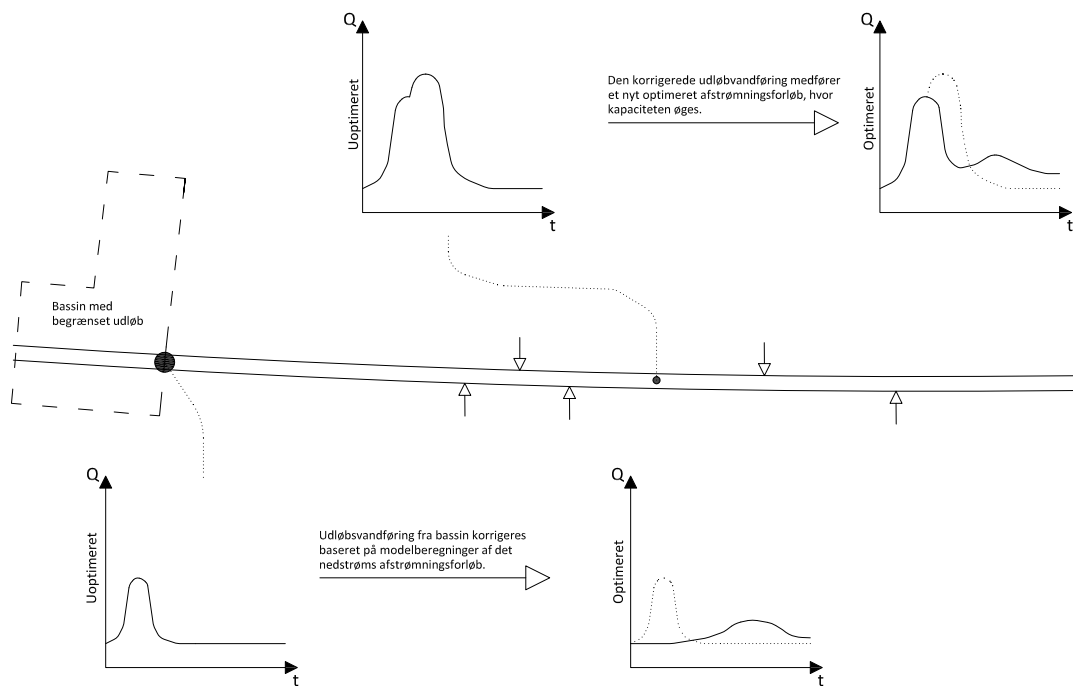
Realtidsstyringen i Vester Landgrøft implementeres ved at styre udløbsvandføringen fra inline-bassinet ved målestationen opstrøms i vandløbet. Den grundlæggende idé går ud på at minimere udløbsvandføringen fra bassinet, når den direkte afstrømning til vandløbet har sit højdepunkt længere nedstrøms. Derved øges kapaciteten nedstrøms, fordi afstrømningen opstrøms fordeles over længere tid.

Den øgede kapacitet har to positive afkast. Såfremt kapaciteten øges tilstrækkeligt, kan der i fremtiden bevidst afledes mere vand til Vester Landgrøft, hvilket er positivt i forhold til den fremtidige separatkloakering, som unægteligt medfører en større afstrømning til recipienter. Derudover kan der undgås oversvømmelse langs Vester Landgrøft ved ekstreme hændelser, hvilket er det primære mål i dette projekt.

Der kan opstilles flere former for styring, som hver især inddrager flere styringselementer og variable parametre, for hver gang kompleksiteten øges. Den øgede kompleksitet kan både være en fordel for styringen, men ved implementering af flere parametre forøges usikkerheden af de enkelte parametre også, hvorfor hele styringssystemet risikerer at blive usikkert. Af denne årsag er det nødvendigt at afveje, hvorvidt komplekse styringsstrategier er en fordel fremfor mere simple styringsstrategier. Forskellige styringsstrategier forsøges derved implementeret i Vester Landgrøft. I det følgende beskrives de styringsstrategier, der forsøges implementeret. Styringskompleksiteten forøges i samme rækkefølge:

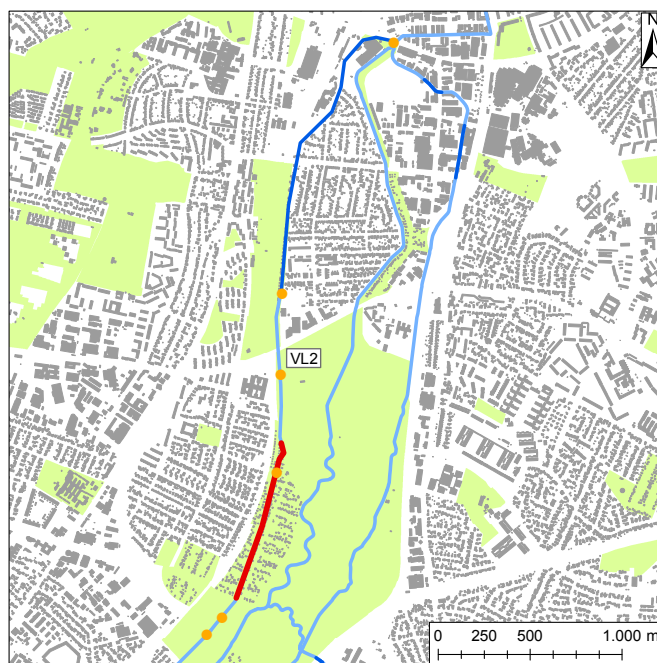
1. **0-1-reguleret styring.** Ved 0-1-reguleret styring reguleres afstrømningen fra inline-bassinet således, at der enten lukkes eller åbnes fuldstændigt for afstrømningen fra bassinet. Det vil sige, at der enten afstrømmes vand ved en minimums- og maksimumsvandføring. Hvorvidt afstrømningen skal foregå ved minimums- eller maksimumsvandføringen, bestemmes ved hjælp af realtidsmålinger i Vester Landgrøft.
2. **PID-reguleret styring.** Ved PID-reguleret styring (PID=Proportional Integral Differential) styres afstrømningen løbende og optimeres til det eksakte niveau, der er mest optimalt i forhold til realtidsmålinger af kapaciteten i Vester Landgrøft. Det vil sige, at der her er tale om en mere glidende aflastning.
3. **Prædiktiv styring.** Ved prædiktiv styring benyttes samme styring af bassinet som ved PID-reguleret styring. Det er dog nu muligt at fremskrive eksempelvis overløb til Vester Landgrøft i et givet tidsrum, hvorfor afstrømningen fra bassinet på forhånd kan reguleres i stedet for at vente til, at overløb fra kloaksystemet reelt sker.

Målet med samtlige styringsstrategier illustreres på figur 6.1 i form af en konceptuel beskrivelse af afstrømningsforholdene i Vester Landgrøft. Det ses, at udløbshydrografen fra bassinet optimeres på baggrund af beregninger af afstrømningsforholdene og kapaciteten i de nedstrøms dele af systemet. Beregninger af den uoptimerede situation benyttes til at korrigere udløbshydrografen fra bassinet opstrøms, hvilket medfører et optimeret afstrømningsforløb.



Figur 6.1. Konceptbeskrivelse af realtidsstyring i Vester Landgrøft ved styring af afstrømningen fra opstrøms inline-bassin.

Udvikling og analyse af styringsstrategier foregår på baggrund af 6 hændelser i perioden oktober 2014 til marts 2015, hvor der ligesom i kalibrering af bassinmodellen er observeret opstuvning over rørtop ved udløbet i bassinet. Styringen tager udgangspunkt i vandstanden langs vandløbsstrækningen ved det tidligere beskrevne kolonihaveområde. Strækningen fremgår med rødt på figur 6.2, og styringen samt effekten heraf vurderes ved at betragte et punkt



Figur 6.2. Strækning til vurdering af styringseffektivitet (vist med rødt) samt målepunkt VL2, hvor styringens effekt længere nedstrøms vurderes.

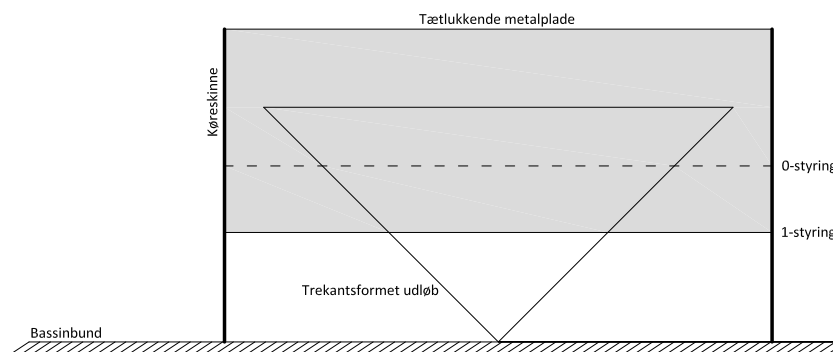
midt på strækningen. Derudover vurderes vandstanden som følge af styring også i punktet ved målestation VL2. Dette gøres for at vurdere de afledte effekter af, at styringen baseres på tilstanden længere opstrøms i systemet.

## 6.1 Implementering af styringsmekanisme i vandløbsmodellen

Inden styringsstrategierne implementeres i vandløbsmodellen, udformes en styringsmekanisme, som præcist kan bestemme afstrømningen. Udløbet fra bassinet styres med et trekantsformet overløb med en bundvinkel på  $90^\circ$  som vist på figur 6.3, hvor overløbshøjden styres med et spjæld, der hæves og sænkes. En egentlig  $Q$ - $h$ -relation over et sådan overløb kan reelt kun bestemmes ved kalibrering af et specifikt bygværk. Eftersom der i nærværende projekt ikke findes et konkret styrbart bygværk, antages det, at det ikke-dimensionskorrekte udtryk i formel (6.1) beskrevet af Brorson & Larsen (2009) kan benyttes:

$$Q = 1,343h^{2,47} \quad (6.1)$$

Udtrykket forudsætter, at strømmingen over overløbskanten har fri overflade, hvilket ikke er tilfældet i de situationer, hvor spjældet benyttes til at begrænse afstrømningen fra bassinet. Trods dette vurderes det, at det er en kalibreringsopgave at bestemme den eksakte  $Q$ - $h$ -relation for bygværket, såfremt det opføres. Bassinet modelleres udover udløbet på sammen måde som beskrevet i kapitel 4.

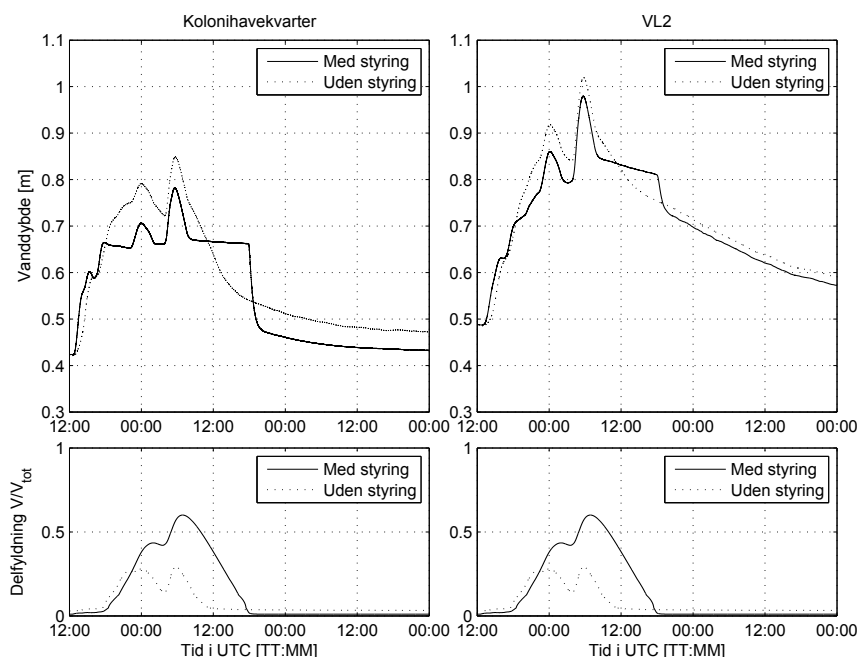


Figur 6.3. Styringsmekanisme til regulering af udløbsafstrømningen fra inline-bassinet. På figuren ses et eksempel, hvor et spjæld benyttes til 0-1-reguleret styring, hvor pladen hæves og sænkes mellem to fastsatte niveauer.

## 6.2 Referencesimulering af bassinregulering med vandbremse

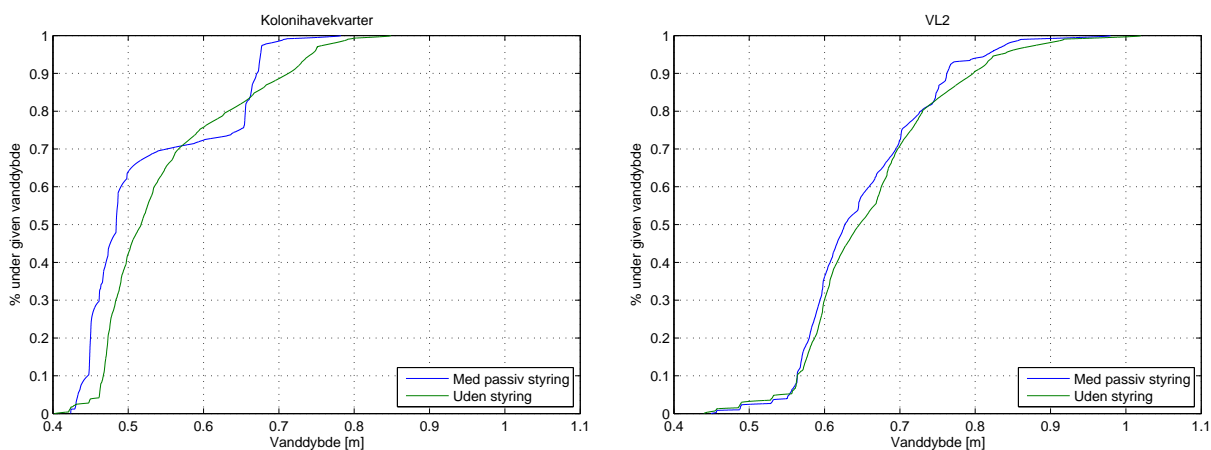
Der udføres indledningsvist en simulering med en vandbremse, som regulerer vandføringen ved at indsætte en maksimal overløbshøjde på 0,35 m, hvilket svarer til en vandføring på  $100\text{ l s}^{-1}$ . Betragtes den simulerede hændelse på figur 6.4, fremkommer et relativt glidende afstrømningsforløb med undtagelse, når afstrømningen som følge af at overløbsafstrømningen fra kloakoplandet til vandløbet stiger. Styring med en vandbremse er derved ikke i stand til at tage hensyn til overløb. Såfremt der med en vandbremse skal undgås oversvømmelse i Vester Landgrøft, kræver det en konstant meget høj nedregulering af afstrømningen fra bassinet, hvorfor der vil magasinere vand i bassinet selvom der ikke er behov for det.

Ud fra simulering af 6 hændelser viser afstrømning fra bassinet med vandbremse sig i form af figur 6.5 at have et relativt godt styringspotentiale indtil omkring 98%-fraktilet. Ved dette niveau



Figur 6.4. Styringssituation simuleret under hændelse fra d. 25/3-2015 til 28/3-2015. Vanddybden i et punkt langs kolonihavekvarteret og målestation VL2 illustreres sammenholdt med delfyldningen i bassinet.

stiger vanddybden kraftigt, hvilket skyldes vandbremsens manglende evne til at tage højde for forholdene i Vester Landgrøft og derved overløb fra kloaklandet. Endeligt viser den passive styring sig kun at have minimal effekt på afstrømningsforholdene målt længere nedstrøms ved VL2.



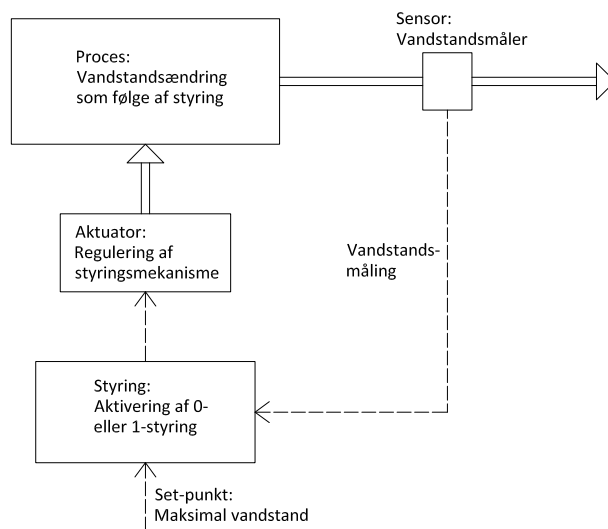
Figur 6.5. Kumulerede frekvenskurver for vanddybden i de udvalgte målepunkter med passiv styring samt uden styring.

### 6.3 0-1-reguleret styring

Den 0-1-regulerede styring tager udgangspunkt i kategorien global automatisk styring. Herved forstås der, at der ved en vandstandsmåling et sted i Vester Landgrøft styres på aflastningen fra det opstrøms inline-bassin. Styringen tager udgangspunkt i en modificering af styringsloopet vist i figur 3.6 beskrevet af Schütze et al. (2004). Det modificerede styringsloop er en simplificering, hvor nedbørsmåling ikke har betydning for, hvordan systemet styres. Styringsloopet fremgår



af figur 6.6, hvor det ses, at systemets eneste sensor er en vandstandmåler. I praksis bør styringen, såfremt denne ønskes implementeret andensteds end Vester Landgrøft, baseres på vandstandsmålinger fra en strækning, hvor det nærliggende område er af særlig følsom karakter.



Figur 6.6. Modificeret styringsloop til global automatisk styring af inline-bassinet i Vester Landgrøft.

Før styringsstrategien implementeres i modellen, er det nødvendigt at foretage en række antagelser om den videre vandløbsmodellering. Dette skyldes, at så snart systemet påføres styring, vil de målte vandløbsdata ikke længere kunne benyttes. Af denne grund må følgende antagelser og forudsætninger opstilles:

- Nedre rand. Det antages, at nedre rand fortsat kan benyttes, selvom randen i realiteten ikke beskriver den eksakte afstrømningssituation, så snart styring iværksættes. Det vurderes, at dette er en acceptabel antagelse, fordi nedre rand i Vester Landgrøft primært er en stuvningsrand grundet påvirkningen fra Østerå samt Øster Landgrøft. De tre vandløb mødes i et fælles knudepunkt og vurderet ud fra vandføringsmålinger længere opstrøms, bidrager Vester Landgrøft kun med 1,7% af det samlede vandvolumen i dette punkt. Dette er dog vurderet på baggrund af to dage, hvor afstrømningen i Vester Landgrøft ikke er på sit maksimum, men det forventes ikke, at det relative vandføringsbidrag fra Vester Landgrøft bliver tilstrækkelig stort til, at det bliver betydeligt for modelleringsresultatet.
- Fiktiv vandstandsmåler. Ligesom nedre rand vil målestationerne langs Vester Landgrøft heller ikke beskrive den rette vandstand, så snart styring iværksættes. Modsat nedre rand kan disse målestationer ikke længere benyttes, fordi målingen udelukkende er et udtryk for strømmingen i Vester Landgrøft. Det er herved nødvendigt at benytte den simulerede vanddybde som en fiktiv vandstandsmåler. I denne forbindelse forudsættes det, at modellen er velkalibreret og derved i stand til at modellere strømmingen med rimelig nøjagtighed.

0-1 styringen implementeres ved hjælp af algoritmen præsenteret i figur 6.7. I henhold til figur 6.3 aktiveres enten en 0- eller 1-styring, hvor 0-styringen i realiteten ikke styrer vandføringen, men lader vandet passere uden begrænsninger. Ved 1-styring aktiveres en reel styring, hvor vandføringen begrænses til et bestemt niveau. Algoritmen i figur 6.7 tjekker løbende, hvorvidt enten 0- eller 1-styringen er aktiv. Er 0-styringen aktiv, tjekker modellen om målt vandstand overskrider en bestemt grænseværdi i det følgende kaldet set-punkt. Såfremt dette er tilfældet,

aktiveres 1-styringen, og spjældet ved udløbet af bassinet sænkes. Så snart 1-styringen er aktiv, tjekker algoritmen for, om vanddybden igen falder til et bestemt niveau, hvor 0-styringen igen aktiveres, fordi det vurderes, at der ikke længere er risiko for kapacitetsoverskridelse.

```

hvis 0-styring er aktiv
    hvis  $Y_{måling} > Y_{\text{øvre,grænseværdi}}$ 
        Aktiver 1-styring
    slut
ellers hvis 1-styring er aktiv
    hvis  $Y_{måling} < Y_{\text{nedre,grænseværdi}}$ 
        Aktiver 0-styring
    slut
slut

```

Figur 6.7. Algoritme til implementering af 0-1 styring i vandløbsmodellen.

Styringsalgoritmen veksler som sagt mellem 0- og 1-styring. Vandføring samt den maksimale overløbshøjde tilknyttet styringstyperne fremgår af tabel 6.1. Derudover fremgår set-punkterne for, hvornår styringen aktiveres. Ved overgangen mellem 0- og 1-styring er der indsat en overgangstid på 5 min, der er implementeret af både modelhensyn i forhold til stabilitet, men også hvad der reelt forventes af en sådan styringsmekanisme, hvor der må forventes en hvis tid afsat til at hæve og sænke pladen. Overgangen mellem 0- og 1-styring foregår lineært.

		0-styring	1-styring
Maks. overløbshøjde	[m]	0,55	0,28
Maks. vandføring	[l s <sup>-1</sup> ]	307	58
Aktiverings-set-punkt	[m]	0,65	0,68

Tabel 6.1. Parameteropsætning for overløbsbygværket med 0-1 styring.

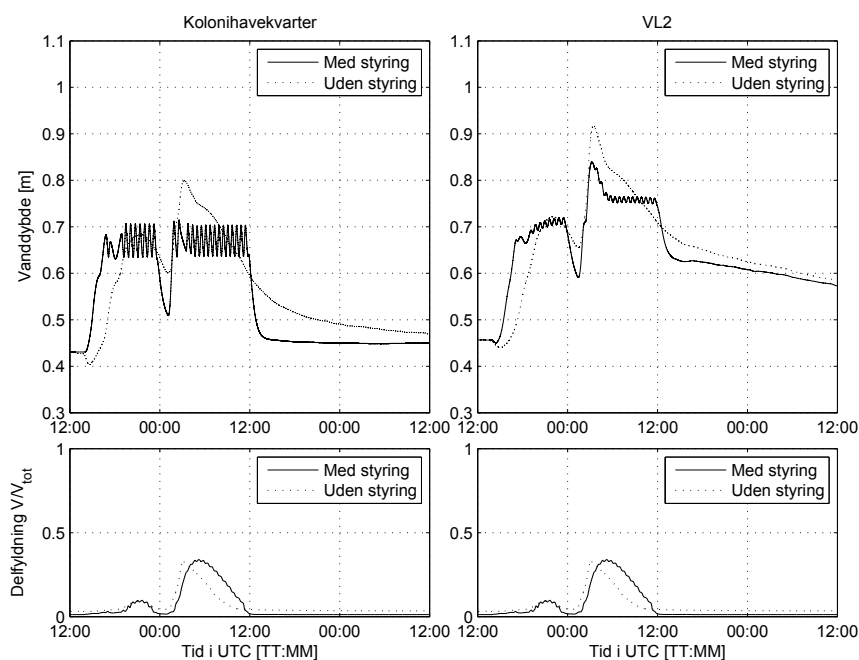
### 6.3.1 Simuleringsresultater med 0-1-reguleret styring

Simuleringsresultaterne baseres i det følgende udelukkende på de hændelser, som er målt i løbet af indeværende projektperiode. Problemet herved er, at styringsresultaterne baseres på et relativt sparsomt datagrundlag. I stedet skal resultaterne forstås som et bevis på styringsmetodens potentielle virkning. På nuværende tidspunkt aktiveres styringen, selvom der ikke er brug for denne, hvilket betyder, at styringen i realiteten først skal aktiveres senere ved højere vanddybder, som ikke opnås indenfor projektets måleperiode. Hovedformålet er, at præsentere den potentielle gevinst ved styring i form af vanddybde sammenholdt med delfyldningen af bassinet.

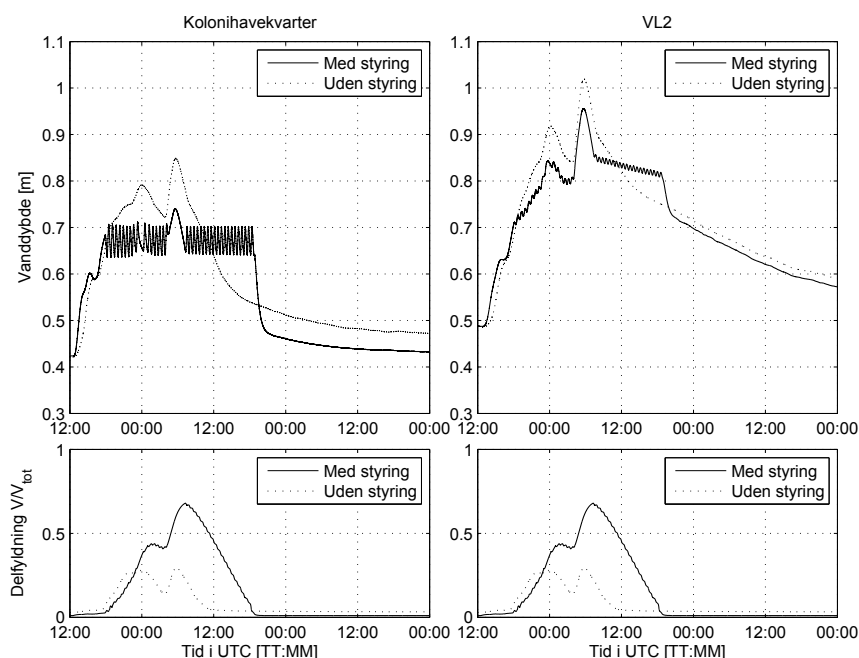
På figur 6.8 og 6.9 ses effekten af 0-1 styring på to kraftige hændelser indenfor måleperioden. Det ses, hvordan vanddybden oscillerer på grund af, at styringen løbende til- og frakobles, fordi styringen i praksis aktiverer sig selv. Når afstrømningen begrænses fra bassinet opstrøms, vil vanddybden automatisk falde, og så snart vanddybden når set-punktet for 0-styring, aktiveres denne. Dette medfører en igen højere afstrømning af det tilbageholdte vandvolumen, hvilket forårsager højere vanddybder, hvorved 1-styring igen aktiveres.

Det ses, at det befæstede oplands afstrømning til vandløbet forårsager et lille udsving fra et ellers relativt stabilt maksimalt niveau for vanddybden, men udsvinget når ikke samme

niveau som for situationen uden styring. Dette er positivt, fordi det beviser, at det er muligt på denne måde at tilbageholde vand i bassinet, imens der er overløb til vandløbet fra det tilstødende kloakpland, hvorefter vand kan afstrømmes fra bassinet, når overløbsintensiteten fra det tilstødende kloakpland har aftaget.



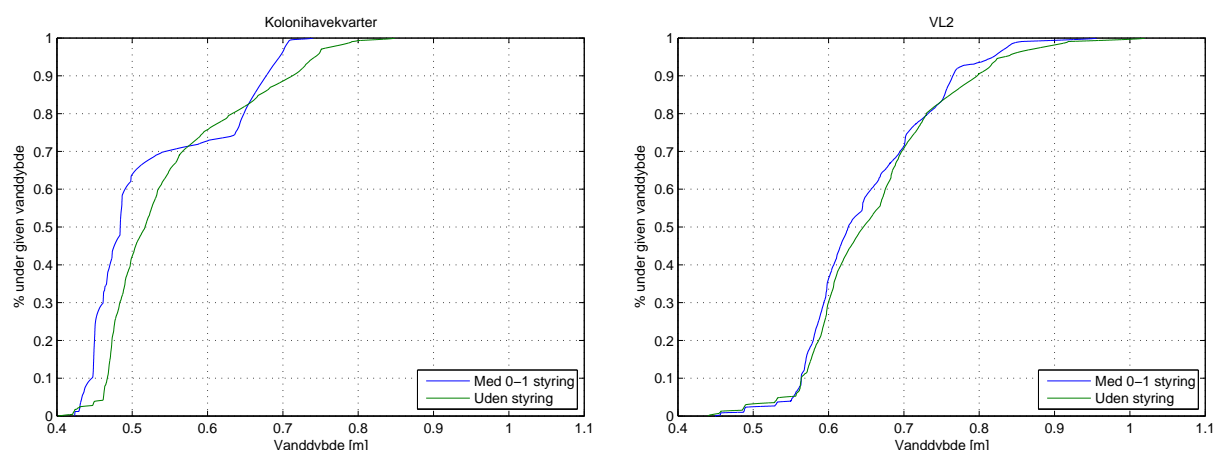
Figur 6.8. Styringssituation simuleret på hændelse fra d. 24/10-2014 til 26/10-2014. Vanddybden i et punkt langs kolonihavekvarteret og målestation VL2 illustreres sammenholdt med delfyldningen i bassinet.



Figur 6.9. Styringssituation simuleret under hændelse fra d. 25/3-2015 til 28/3-2015. Vanddybden i et punkt langs kolonihavekvarteret og målestation VL2 illustreres sammenholdt med delfyldningen i bassinet.

Betragtes forholdene omkring målestation VL2 længere nedstrøms i systemet, ses det, at styringen er mindre aggressiv i forhold til vanddybden. Dette skyldes, at et større opland langs vandløbsstrækningen bidrager til vandføringen i dette punkt, men også at styringen foregår længere opstrøms. Dette understreger, at såfremt der er kapacitetsproblemer flere steder på en vandløbsstrækning, må der enten foretages styring på baggrund af flere målepunkter, eller der må foretages en cost-benefit-analyse af, hvilket område der ønskes beskyttet og derved styre ud fra det mest kritiske punkt.

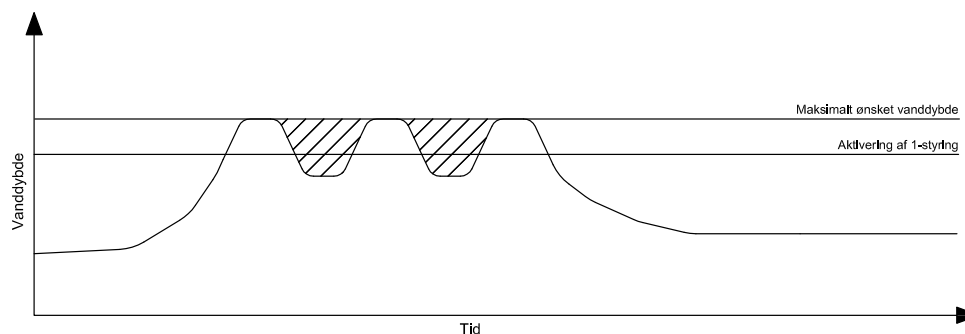
Endeligt viser figur 6.10, at det er muligt ved styring ud fra vanddybden i kolonihavekvarteret at sænke det største vanddybde med cirka 10 cm ved en maksimal delfyldningsgrad af bassinet på cirka 70 %.



Figur 6.10. Kumulerede frekvenskurver for vanddybden i de udvalgte målepunkter med 0-1 styring samt uden styring.

I forhold til den vandbremserregulerede afstrømning fra bassinet, er den 0-1 regulerede styring bedre til at udjævne vandføringen omkring et bestemt niveau. Dette skyldes, at det med 0-1 styring er muligt at hæve vandføringen automatisk, såfremt der er tilstrækkelig kapacitet omkring kolonihaveområdet og igen sænke den når kapaciteten begynder at blive opbrugt.

Den grundlæggende ulempe ved 0-1-reguleret styring er de mange svinger, der forekommer. Dette skyldes, som det illustreres på figur 6.11, at når svingningerne når deres minimum, udgør tomrummet mellem minimum og den maksimalt ønskede vanddybde et volumen, der i stedet



Figur 6.11. Skitsetegning over de forekommende svingninger med 0-1 styring. De skraverede områder udgør de tidspunkter, hvor der potentielt kunne afstrømmes mere vand, men hvor det i stedet magasineres i bassinet.

for at blive afstrømmet magasineres i bassinet. På denne måde optages unødvendigt meget af bassinets magasineringskapacitet, som er mere gavnlig at have fri, når afstrømningen når mere ekstreme værdier i vandløbet.

## 6.4 PID-reguleret styring

De mange svingninger forårsaget af den 0-1-regulerede styring forsøges undgået ved hjælp af en PID-reguleret styring. Styringsalgoritmen for PID-styring udarbejdes på metodens simpleste form, henholdsvis som en P-styring. P-styring står for proportional styring, som grundlæggende går ud på at regulere en parameter på baggrund af en målt afvigelse fra et givet set-punkt og en proportionalitetskonstant, som bestemmer, hvor aggressivt der skal styres i forhold til afvigelsen (Åström, 2002). Der benyttes samme styringsmekanisme som for 0-1 styring, men i dette tilfælde justeres overløbskanten i stedet til varierende højder. Justeringen foregår ved hjælp af følgende udtryk:

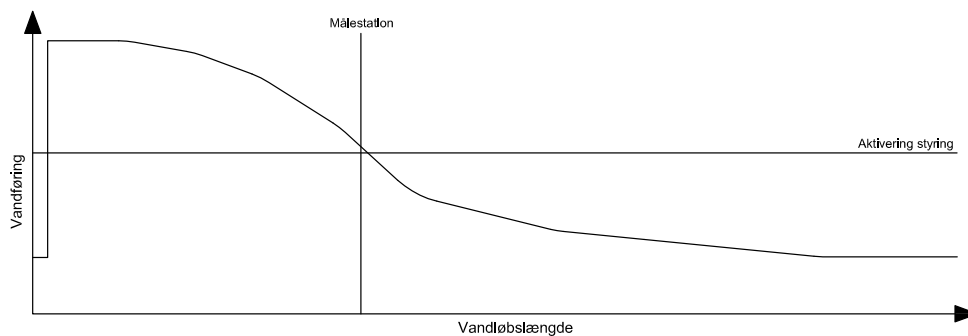
$$\Delta H_{over} = \frac{SP - Y_c}{SP} K_p \quad (6.2)$$

hvor

$\Delta H_{over}$	Justering af overløbshøjde	[m]
$SP$	Set-punkt	[m]
$Y_c$	Vanddybde	[m]
$K_p$	Proportionalitetskonstant	[-]

Denne styringsstrategi aktiveres, så snart vanddybden i kolonihavekvarteret når 0,7 m. Hver gang overløbshøjden ændres, indsættes en 5 minutters periode, hvori systemet får lov at respondere på den ændrede vandføring ud fra bassinet. Herefter tjekkes det igen, hvorvidt det er nødvendigt at justere overløbshøjden yderligere.

Ved implementeringen af PID-styring forekommer der en udfordring i forhold til, hvor hurtigt systemet responderer på en ændring i styringen. Grundet strømningstiden fra bassinets udløb til målepunktet, kan der potentielt være en større afstrømningsbølge på vej, efter at styringen aktiveres. Dette illustreres på figur 6.12, hvor en potentiel afstrømningsbølge kort tid efter aktiveret styring ses. Samme problem opstår principielt også ved 0-1 styring, men grundet en mere aggressiv styring med 0-1 styring, bliver fænomenet ikke nær så udtalt. Ved PID-reguleret styring, er dette et større problem, fordi udtrykket i ligning (6.2) løbende regulerer vandføringen ud fra bassinet og derved ikke rammer det optimale vandstands niveau øjeblikkeligt.



Figur 6.12. Afstrømningsbølge kort tid efter aktivering af styring.

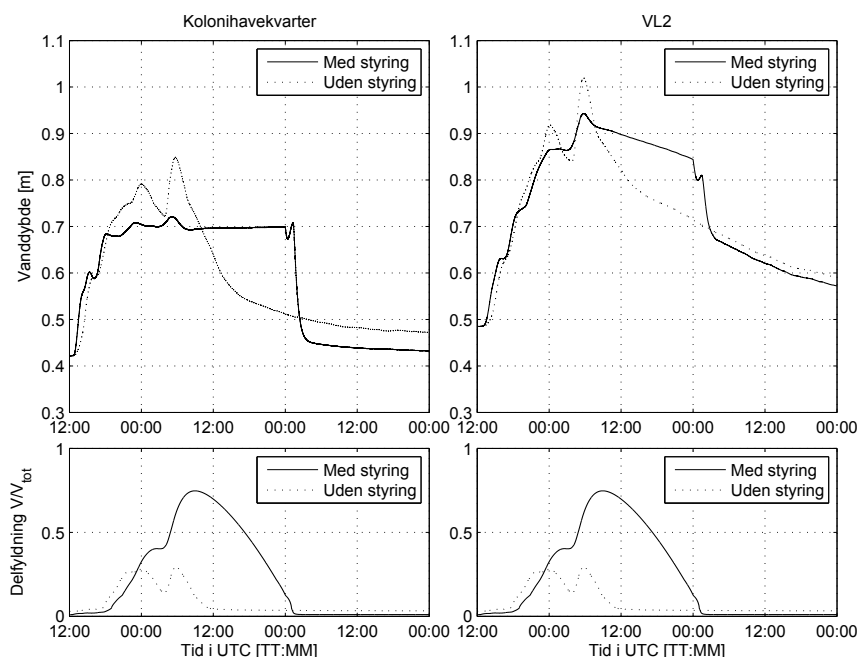
Udfordringen kan imidlertid løses ved at justere på den initiale maksimale overløbshøjde ved udløbet fra bassinet. Ved at justere denne til et niveau, hvor vandføringen medfører vandstande omkring det maksimalt ønskede niveau i kolonihavekvarteret, skal kanten ikke justeres nær så meget, når styring er aktiveret. Parameteropsætningen for overløbsbygværket fremgår af tabel 6.2.

Initial Maks. overløbshøjde	[m]	0,37
Initial Maks. vandføring	[l s <sup>-1</sup> ]	115
Aktiverings-set-punkt	[m]	0,7
Deaktiverings-set-punkt	[m]	0,6

Tabel 6.2. Parameteropsætning for overløbsbygværket med PID-reguleret styring.

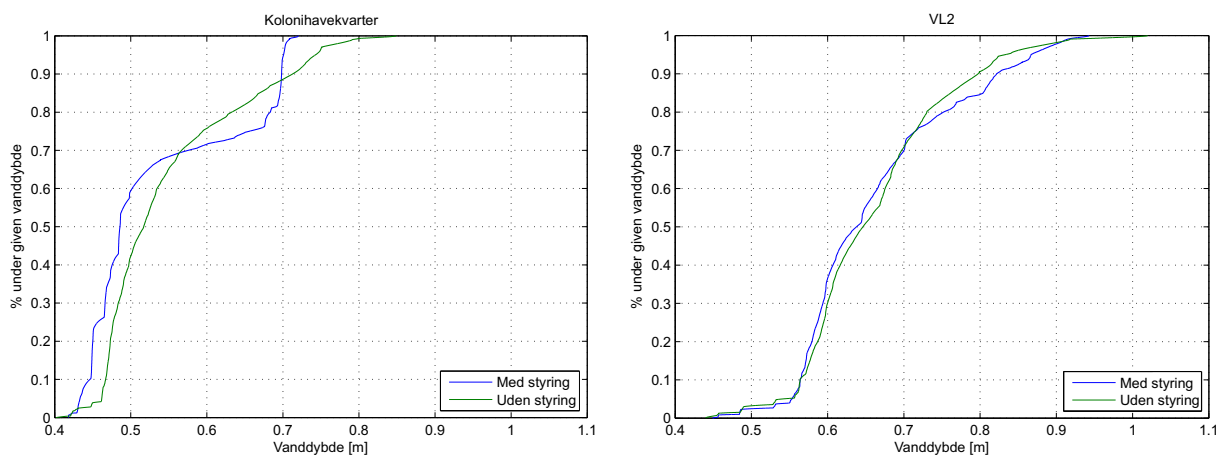
#### 6.4.1 Simuleringsresultater med PID-reguleret styring

Simuleres modellen med PID-reguleret styring, fremkommer resultatet på figur 6.13. Der ses nu et mere flydende afstrømningsforløb uden de mange svingninger. Det umiddelbare mål med at udvikle denne PID-regulerede styringsstrategi var at undgå de mange svingninger og den kapacitet, disse måtte optage i bassinet. Det viser sig dog, at delfyldningsgraden af bassinet stiger i stedet. Dette skyldes, at denne styringsstrategi kan nedregulere afstrømningen fra bassinet mere end 0-1 styringen, og er bedre til at håndtere, når der forekommer overløb fra kloakoplandet. I disse perioder tilbageholdes der mere vand i bassinet, hvilket forårsager stigningen i delfyldning.



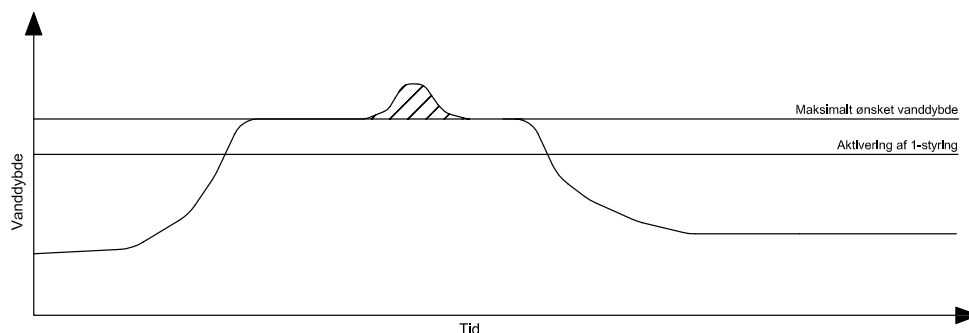
Figur 6.13. Styringssituationer simuleret under hændelse fra d. 25/3-2015 til 28/3-2015.

Betrages figur 6.14 ses det, at denne styringsstrategi er bedre end 0-1 styringen til at tilbageholde de ekstreme værdier og bibeholder et mere stabilt niveau omkring 0,7 m. Den PID-regulerede styring minimerer de maksimalt forekommende vandstande med cirka 13 cm.



Figur 6.14. Kumulerede frekvenskurver for vanddybden i de udvalgte målepunkter med PID-reguleret styring og uden styring.

Endeligt ses det, at den PID-regulerede styring ikke helt er i stand til at eliminere udsving forårsaget af overløb fra Vester Landgrøfts tilstødende kloakopland. Dette skyldes, at der grundet den forsinkede respons fra, at der styres i bassinet til, at vandstanden i vandløbet ændres, er for stor til at styringen kan regulere hurtigt og kraftigt nok. Disse små peaks fremkommer på et ellers relativt stabilt maksimalt niveau for vanddybden som vist på figur 6.15.



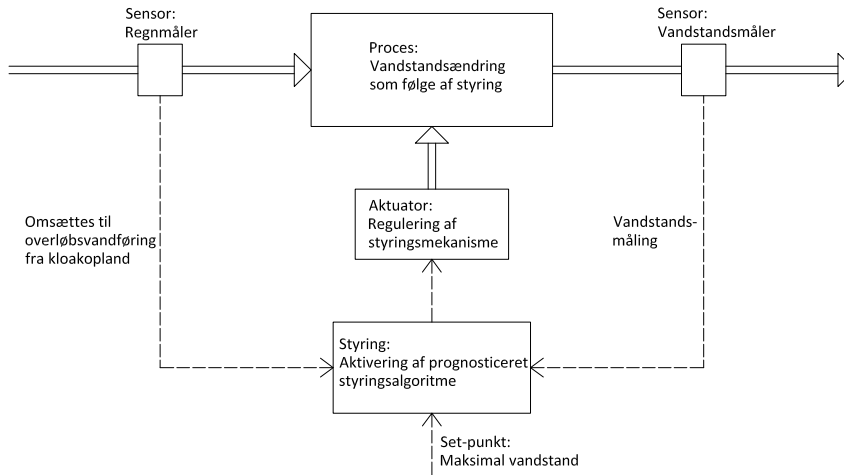
Figur 6.15. Det skraverede område udgør et overløbsbetinget peak i vanddybden og kan ikke undgås med den PID-regulerede styring.

## 6.5 Prædiktiv styring

Den prædiktive styring tager udgangspunkt i den globale prædiktive styring og er en overbygning på den PID-regulerede styring, der har til formål at eliminere de peak-afstrømninger, som forårsages af overløb fra kloakoplandet som vist på figur 6.15. Ved hjælp af korttidsprognosticeret regn, er det meningen, at såfremt der forudsiges overløb fra kloakoplandet, skal overløbskanten ved bassinet styres mere aggressivt.

Der tilføjes i denne sammenhæng et ekstra led til den PID-regulerede styring, som skal tage højde for overløb fra kloakoplandet til vandløbet. Til dette formål benyttes den lineære reservoir-model, som opbygges på en parallelt tidsforskudt version af den lineære reservoir-model for kloakoplandet. Der antages i nærværende projekt, at der kan benyttes en perfekt forudsigelse af nedbøren med den målte nedbør i Frejlev. Dette skyldes, at der i den indeværende projektperiode ikke tidsmæssigt er plads til at implementere vejrradar- og vejrmødeldata.

I forhold til det tidligere beskrevne styringsloop på figur 3.6 beskrevet af Schütze et al. (2004), befinder denne styring sig nu på styringens færdigudviklede niveau. På figur 6.16 ses det benyttede styringsloop, som er baggrunden for den styringsalgoritme, der implementeres i vandløbsmodellen. Der fremgår et ekstra sensor-input i form af en regnmåler, som omsættes til overløbsdata ved hjælp af den udviklede lineære reservoir-model.



Figur 6.16. Styringsloop til prognosticeret styring.

Der benyttes en fremskrivningsperiode på 20 min, hvorved overløb og disses intensiteter kendes med et 20 min varsel. Denne 20 min periode har ud fra simulering med forskellige fremskrivningsperioder vist sig bedst anvendelig. Det er herved meningen, at der 20 min før der forekommer overløb, skal reguleres kraftigere på overløbskanten end i perioder uden overløb. Det er vigtigt, at fremskrivningsperioden er så kort som mulig, fordi jo kortere fremskrivningsperioden er, desto sikrere er fremskrivningen af nedbøren. I et reelt scenarie er det nødvendigt at bruge vejrradar- eller vejrmødeldata, hvor der med øget fremskrivningsperiode vil forekomme en øget usikkerhed.

Højden på overløbskanten reguleres med udtrykket i ligning (6.3), som er en P-styring med en ekstra reguleringskonstant,  $K_f$ , der tager højde for fremskrevet overløbsintensitet. Reguleringskonstanten,  $K_f$ , bestemmes på baggrund af den fremskrevne overløbsvandføring, den maksimalt forventede overløbsvandføring og en aggressionfaktor, der bestemmer, hvor kraftigt der skal reguleres.

$$\Delta H_{over} = \frac{SP - Y_c}{SP} K_p K_f \quad \text{hvor} \quad K_f = 1 + \frac{Q_{st}}{Q_{st,max}} k_a \quad (6.3)$$

hvor

$K_f$	Fremskrivningsregulering	[-]
$Q_{st}$	Fremskrevet overløbsvandføring	[m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]
$Q_{st,max}$	Forventet maksimal overløbsvandføring	[m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]
$k_a$	Aggressionfaktor	[-]

Styringsstrategien implementeres ved hjælp af algoritmen, præsenteret på figur 6.17, som hvert 5. minut tjekker, hvorvidt det er nødvendigt at iværksætte en styring målt på baggrund af vanddybde. Såfremt dette er nødvendigt, beregnes det først, hvor kraftig en regulering der skal



```

vent 5 min
  hvis  $Y_c \geq SP1$ 
    Aktiver styring
      Beregn  $K_f$ 
      Beregn  $\Delta H_{over}$ 
      Reguler overløbskant
  ellers hvis  $Y_c \leq SP2$ 
    Deaktiver styring
      Reguler overløbskant til udgangspunkt
slut

```

Figur 6.17. Algoritme til implementering af prædiktiv styring i vandløbsmodellen. SP1 svarer til SP i ligning (6.3) og SP2 er punktet, hvorpå styring deaktiveres. I dette tilfælde er SP2=0,6 m

foretages i forhold til fremskrevet overløbsintensitet, hvorefter den samlede regulering beregnes ved hjælp af P-styringen. Så snart vandstanden falder til et givet niveau, SP2, deaktiveres styringen, og overløbskanten hæves igen til det uregulerede niveau. I tabel 6.3 fremgår den benyttede parameteropsætning til den prædiktive styring.

Initial Maks. overløbshøjde	[m]	0,37
Initial Maks. vandføring	[ $l s^{-1}$ ]	115
$Q_{st,max}$	[ $l s^{-1}$ ]	200
Aktiverings-set-punkt	[m]	0,7
Deaktiverings-set-punkt	[m]	0,6
Aggressionsfaktor	[-]	5

Tabel 6.3. Overløbsparametre og set-punkter for prædiktiv styring.

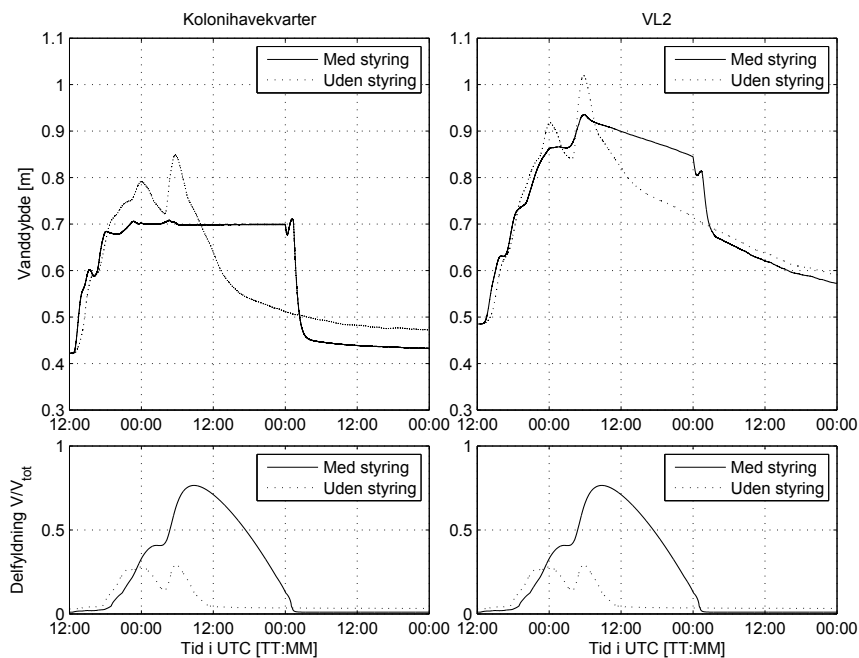
### 6.5.1 Simuleringsresultater med prædiktiv styring

Implementering af det prædiktive element i styringen medfører, som vist på figur 6.18 i kolonihavekvarteret, at det næsten er muligt at udjævne vanddybden og stabilisere denne omkring 0,7 m. Der forekommer ikke udsving over den maksimalt ønskede vanddybde på mere end 1 cm, hvilket er tilfredsstillende.

Den grundlæggende usikkerhed ved denne analyse er dog, at der antages en perfekt forudsigtelse af nedbøren, hvilket i realiteten ikke er korrekt. Metodens fordel er dog, at den baseres på både måling af vanddybden i vandløbet og nedbørsmåling, hvorfor en forkert nedbørsmåling ikke medfører, at hele styringsstrategien fejler. Det usikreste element i form af nedbørsmåling indgår blot som et supplement til styringen, hvilket gør den mere sikker i praksis. P-styringen vil konstant søge mod det ønskede set-punkt, såfremt styringen er aktiv, og såfremt nedbørsmålingen er forkert, vil dette i realiteten blot betyde, at styringen foregår mere eller mindre aggressivt.

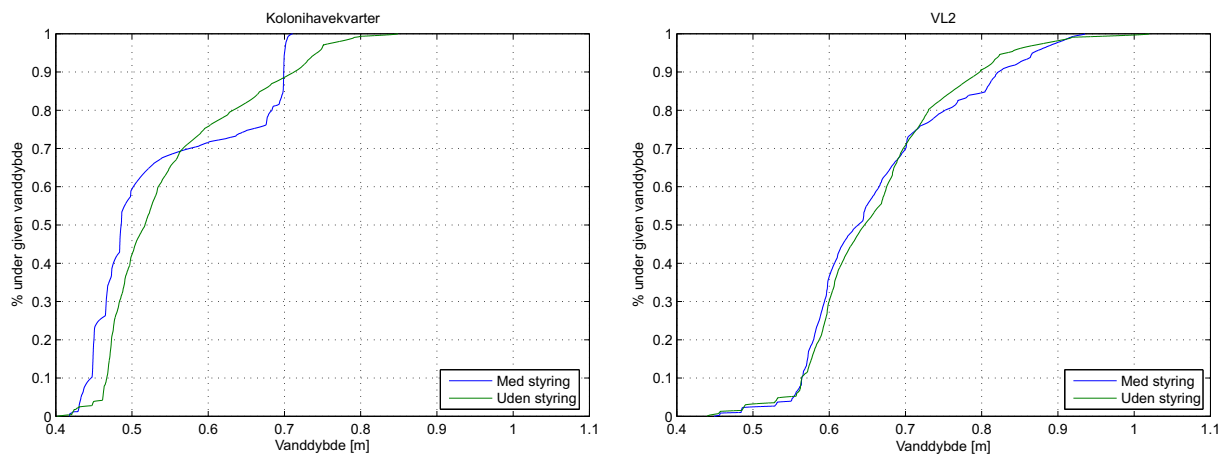
Figur 6.19 bekræfter yderligere, at der kun er meget små afvigelser fra den maksimalt ønskede vanddybde i kolonihavekvarteret på 0,7 m. I øvrigt sænkes de maksimale vanddybder med cirka 14 cm

Sammenlignet med vandbremsereguleret afstrømning fra inline-bassinet, er prædiktiv styring i stand til stort set at udjævne de peaks kloakoverløb måtte forårsage. Den prædiktive



Figur 6.18. Styringssituation simuleret på hændelse fra d. 25/3-2015 til 28/3-2015.

styringsstrategi er bedst til at stabilisere vanddybden på et bestemt niveau sammenlignet med 0-1-reguleret styring og PID-reguleret styring. Det kan derved konkluderes, såfremt der ønskes at holde en jævn vandstand i Vester Landgrøft omkring kolonihaveområdet ved konstant at optimere på afstrømningen fra inline-bassinet, præsterer den prædiktive styringsstrategi bedst.



Figur 6.19. Kumulerede frekvenskurver for vanddybden i de udvalgte målepunkter med prædiktiv styring og uden styring.

# 7. Simulering af ekstrem hændelse

---

Den største udfordring i forhold til at udføre ekstremstatistik på hændelser indenfor projektperioden, er den relativt sparsomme datamængde i forhold til ekstreme regnhændelser. Der er ikke målt hændelser, der er i nærheden af at medføre oversvømmelser i kolonihaveområdet. Herved er det heller ikke muligt at simulere styringsstrategierne med den nøjagtige modelopsætning, som er nødvendig for at give et reelt billede af styringen under ekstreme situationer. Dette skyldes, at Vester Landgrøfts randbetingelser ikke kendes udenfor måleperioden.

Idéen med de udviklede styringsstrategier er, at det i realiteten kun er de givede setpunktsværdier, der skal ændres således, at styringsstrategierne kan bruges ved mere ekstreme hændelser. Styringsstrategierne virker hermed som vist i det forrige kapitel, bare ved højere vandstande. Eftersom det formodes, at det største vandføringsbidrag til Vester Landgrøft kommer fra opstrøms rand, er det i praksis bassinets kapacitet, der bestemmer, hvorvidt styringen i realiteten kan lade sig gøre.

For at teste styringens effekt under ekstreme forhold analyseres en ekstrem hændelse, der vides med sikkerhed at have medført oversvømmelse i kolonihavekvarteret.

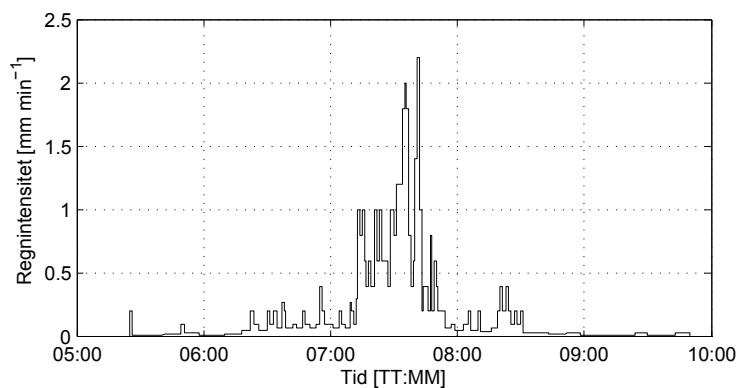
## 7.1 Oversvømmelse i kolonihavekvarteret d. 6. august 2012

TV2 Nord beretter d. 6. august 2012 om en oversvømmelse i kolonihavekvarteret forårsaget af en større regnhændelse. Hændelsen medførte indtrængning af vand i flere kolonihavehuse, og som det ses på figur 7.1 cirka 20-30 cm vand på terræn. Det skal bemærkes, at vandspejlet givetvis har stået højere, fordi udsendelse fra TV2 Nord er optaget efter hændelsen.



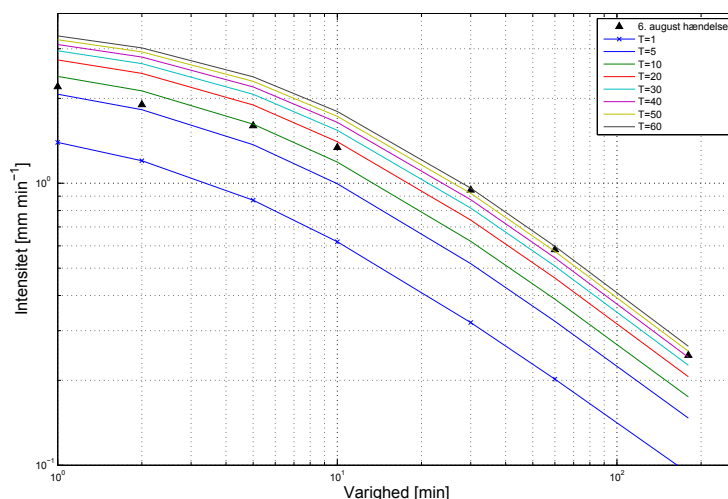
Figur 7.1. Billeder fra oversvømmelse i kolonihavekvarteret d. 6. august 2012. (TV2 Nord, 2012)

Hændelsen medførte en akkumuleret nedbørsmængde på 45,8 mm med en maksimal intensitet på  $2,2 \text{ mm min}^{-1}$ . Hændelsens forløb fremgår af figur 7.2 og er målt i en regnmåler placeret ved Nørresundby Søvangen Pumpestation med stationsnummer 5054. Hændelsen har en total varighed på cirka 4,5 time, mens den mest intense periode foregår på under 1 time. Regnmålerdata fra Nørresundby benyttes, fordi der i denne måler er målt den største akkumulerede regnmængde samt store nedbørsintensiteter blandt regnmålere placeret i og omkring projektlokaliteten.



Figur 7.2. Regnserie fra ekstrem regnhændelse d. 6. august 2012. Målt i en regnmåler placeret ved Nørresundby Søvangens Pumpestation med stationsnummer 5054.

Hændelsen er analyseret i forhold til regnrækkerne i IDA spildevandskomiteens skrift 28 (Arnbjerg-Nielsen et al., 2006). I analysen undersøges de maksimale middelintensiteter for forskellige regnvarigheder over hændelsen. Resultatet af analysen fremgår af figur 7.3, og som det ses, udgøres hændelsen af relativt høje gentagelsesperioder for de analyserede regnvarigheder. Hændelsen er dog kraftigst ved regnvarigheder på 30 og 60 min, hvor hændelsen opnår gentagelsesperioder i forhold til regnrækken på 50 til 60 år.



Figur 7.3. Middelintensiteter over forskellige regnvarigheder fra d. 6. august 2012 sammenlignet med regnrækkerne beskrevet i skrift 28. (Arnbjerg-Nielsen et al., 2006)

Hændelsen simuleres med den opsatte model, hvor det forventes, at der kan simuleres opstuvning til terræn i de givede vandløbstværsnit.

Det viser sig dog, at der med den benyttede modelopsætning ikke opnås vanddybder, der er i nærheden af at opstuve til terræn. Det kan herved konstateres, at der er dele af den kalibrerede model, der ikke stemmer overens med virkeligheden omkring d. 6. august 2012. Modellen er ikke nødvendigvis fejlkalibreret, men blot ikke kalibreret til at modellere disse ekstreme afstrømningsforhold. Der kan hertil være flere elementer i modellen, som ikke modelleres korrekt under omstændighederne d. 6. august 2012:

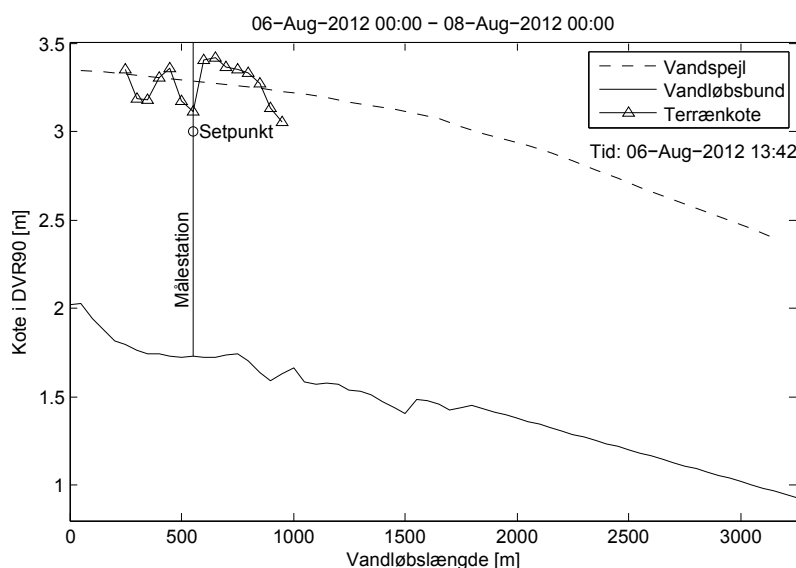
- Uoverensstemmelse i manningtal. Eftersom hændelsen d. 6. august foregår om sommeren,

kan der formentligt være tale om en større grødevækst, end det er medtaget i modellen. Der er herved en risiko for, at ruheden underestimeres, hvilket kan være skyld i, at der ikke modelleres tilstrækkeligt høje vandstande.

- Enkelttab gennem korte rørlagte strækninger. Enkelttab gennem korte rørlagte strækninger kan også have en større effekt under ekstreme hændelser. I den nuværende model er dette ikke medtaget på vandløbsstrækningen, fordi kalibreringsgrundlaget herfor ikke eksisterer. Rørlægningerne kan derved bremse vandet og forårsage opstuvning. Ligeledes er der en risiko for tilstopning af rørindløbet, hvis grene opsamles og fastholdes, hvilket forøger energitabet yderligere.
- Fejlestimering af overløbsvandføring under ekstreme hændelser. Vandføringsbidraget fra overløb kan være større under ekstreme hændelser end det modelleres på nuværende tidspunkt. Dette kan eksempelvis skyldes, at afstrømningen fra grønne arealer bliver væsentligt større som følge af vandmætningen i jorden og i løbet af en stor regnhændelse fungerer på lige fod med de befæstede arealer.
- Fejl i  $Q$ - $h$ -relationen ved øvre rand under ekstreme hændelser.  $Q$ - $h$ -relationen er ikke bestemt under ekstreme hændelser som denne, hvorfor relationens forløb under de ekstreme vandføringsværdier kan se væsentligt anderledes ud.
- Ukendt nedre rand. Eftersom der ikke findes målinger er nedre rand på dette tidspunkt, er det ikke muligt at give en præcis beskrivelse af de konkrete forhold.

Det vurderes, at fejl i  $Q$ - $h$ -relationen og overløbsvandføringen er forsøgt minimeret ved målinger og estimering konkrete værdier. Det vurderes, at manningtallet tilknytttes den største usikkerhed, fordi modellen ikke er kalibreret i en sommersituation med forventeligt større grødevækst. Det forsøges at korrigere manningtallet således, at der skabes opstuvning til terræn, fordi denne også indirekte tager højde for eventuelle enkelttab.

Ændres funktionen for manningtallet vist på figur 5.21 sådant, at det maksimale manningstal er  $12 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  i stedet for  $30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , opnås der opstuvning i kolonihavekvarteret som vist på figur 7.4. I denne periode eksisterer der ikke målinger af nedre rand, hvorfor det er nødvendigt at antage størrelsen heraf. Det er overvejet, hvorvidt det er fornuftigt at modellere randen som



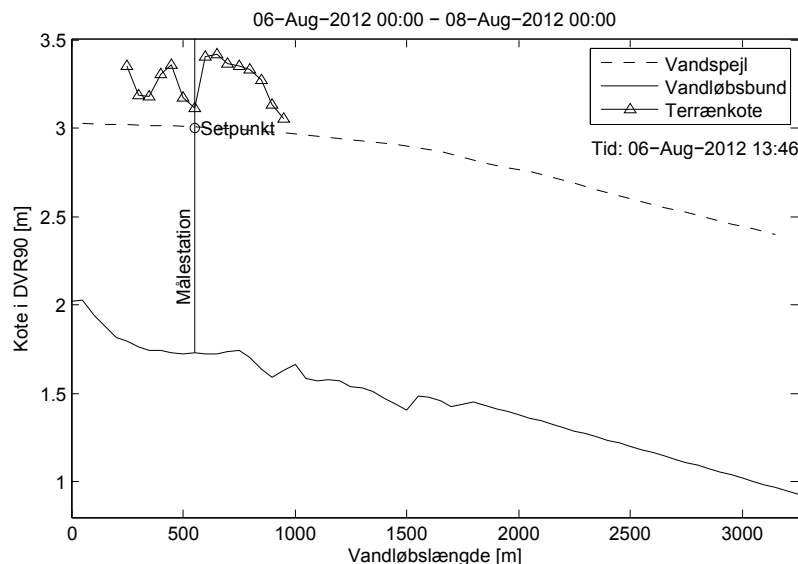
Figur 7.4. Maksimal modelleret vandstand under regnhændelsen d. 6. august 2012 uden styring. På figuren fremgår stationeringen samt set-punktet, hvorfra der skal styres.

naturlig dybde, men eftersom randen i de fleste situationer er en opstuvningsrand, viser det sig, at dette skaber for høj instabilitet i modellen. I stedet fastsættes randen med en konstant værdi på 2,4 m DVR90, hvilket er så højt, vandstanden kan indstilles, før der forekommer negativ vandspejlshældning i vandløbet i initialsituationen.

Det er gennem flere simuleringer forsøgt at undersøge, hvorledes vandstanden i kolonihavekvarteret påvirkes afhængigt af vandstanden ved nedre rand. Det viser sig, at der med et spænd på 1,5 - 2,7 m DVR90 ved nedre rand, ikke ændres betydeligt i afstrømningsforholdene i kolonihavekvarteret. Det vurderes herved, at betydningen af vandstanden ved nedre rand ikke er stor i dette tilfælde, fordi det er afstrømningsforholdene i kolonihavekvarteret, der ønskes modelleret korrekt.

## 7.2 Prædiktiv styring af ekstrem hændelse d. 6. august 2012

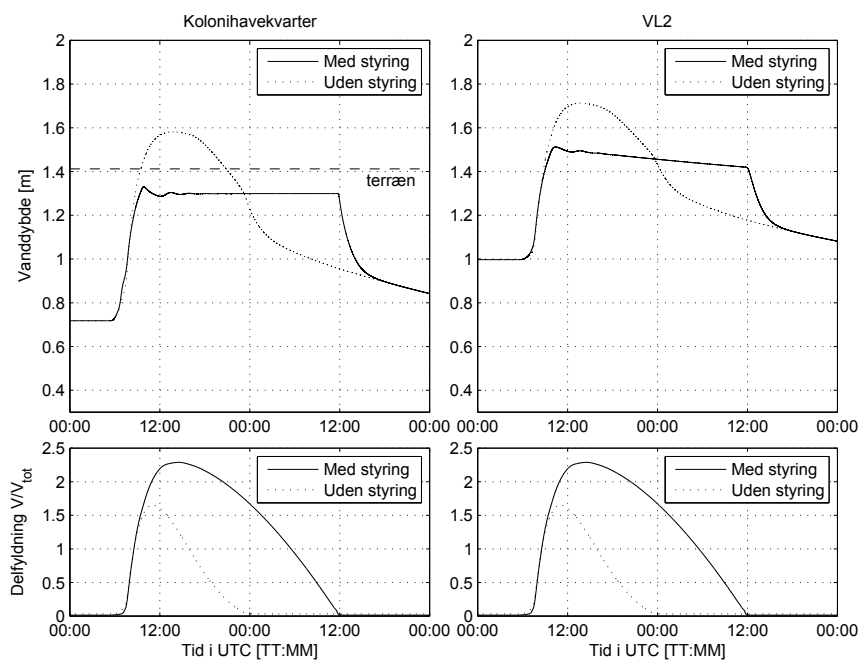
Den prædiktive styring foretages på baggrund af vandstanden målt ved vandløbsstationering 550 m, hvor styringen, såfremt den er aktiveret, søger mod et set-punkt på 3 m DVR90. Simuleres hændelsen d. 6. august med prædiktiv styring, modelleres vandspejlet vist på figur 7.5.



Figur 7.5. Maksimal modelleret vandstand under regnhændelsen d. 6. august 2012 med prædiktiv styring.

Med den opstillede model for Vester Landgrøft viser det sig, at det med denne styringsstrategi er muligt at undgå oversvømmelse ved kolonihavekvarteret. Dette illustreres på figur 7.6, hvor der ikke opnås vanddybder højere end terræn. Der forekommer dog en betydelig kapacitetsoverskridelse i bassinet sammenlignet med situationen uden styring. Det er herved nødvendigt at afveje, hvor det er bedst, at der forekommer oversvømmelse.

Kapacitetsoverskridelse i bassinet medfører, at omkringliggende grønne arealer oversvømmes og medfører ikke nogen videre materiel skade. Det er derfor væsentligt bedre, at kapaciteten overskrides i bassinet end, at der forekommer oversvømmelse ved kolonihavekvarteret. Såfremt der ikke ønskes oversvømmelse af de grønne arealer, er det nødvendigt at udvide bassinets magasineringsvolumen med en faktor 2 til 2,5.



Figur 7.6. Prædiktiv styring af ekstrem hændelse d. 6. august 2012.

### 7.3 Udvidelse af inline-bassinet

Såfremt det øgede tilbageholdte vandvolumen ved inline-bassinet ønskes håndteret i det konkrete bassin, er der gode muligheder for udvidelse af dette. Det nuværende bassin er placeret i et område med omkringliggende marker, som ses på figur 7.7, der om sommeren benyttes til græsning af kvæg. Disse marker udgør et område på i alt 4,5 ha, som potentielt kan udvides til bassin som vist på figur 7.8. Markerne kan benyttes som områder, der af og til oversvømmes og derved ligger relativt højt i forhold til det nuværende bassins geometri, hvor markerne udenfor oversvømmelsesperioder stadig kan benyttes som græsningsarealer eller eventuelt som rekreative områder.

På figur 7.9 illustreres en simpel overslagsberegning på hvor stort et totalvolumen, der kan opnås ved udvidelse af bassinet. Det fremgår, hvis hele arealet benyttes, at det kun er nødvendigt



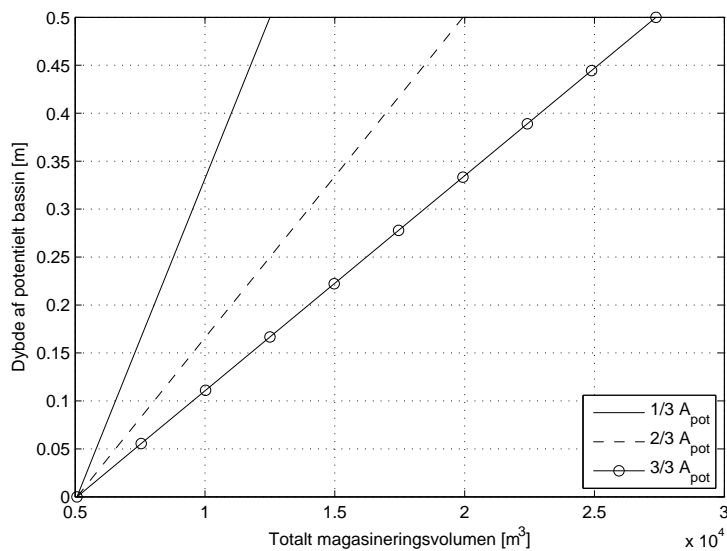
Figur 7.7. Græsningsarealer, der potentielt kan benyttes til at forøge det nuværende magasiningsvolumen i inline-bassinet.



Figur 7.8. Nuværende samt det potentielle bassinareal ved inline-bassinet i Vester Landgrøft.

at skabe en fordybning på cirka 12 cm for at fordoble bassinvolumenet. Indrages derimod en tredjedel af det totale areal, nødvendiggør dette en dybde på 33 cm, hvis det nuværende bassinvolumen skal fordobles.

Endeligt kan det på grund af den udbredte plantevækst i det nuværende bassin konstateres, at en udgravning vil frigøre et vidst magasineringsvolumen. Størrelsen herpå er dog ukendt.



Figur 7.9. Det totale volumen af bassinet såfremt det omkringliggende areal inddrages. Der regnes for forskellige udnyttelsesgrader af det potentielle bassinareal,  $A_{pot}$ .



## 8. Diskussion

---

I forbindelse med projektet, er der truffet en række valg, hvor det kan diskuteres, hvilke fordele og ulemper disse valg medfører.

Den endelige modelopsætning af styringssystemet opstilles med en blanding af empiriske, semi-empiriske og deterministiske modeller. Såfremt der skulle opsættes et fuldstændig deterministisk modelsystem, skulle der eksempelvis benyttes en MIKE SHE-model for grundvandsindsivningen, MIKE URBAN-model for afstrømningen fra befæstede arealer samt en MIKE 21-model for oversvømmelsesmodellering. Eventuelt kunne vandløbsmodellen også modelleres i en MIKE 11-model. Således ville modelsystemet være fuldstændig deterministisk.

I stedet modelleres grundvandsindsivningen ud fra en empirisk bestemmelse som funktion af nedbøren, overfladeafstrømningen med en semi-empirisk lineær reservoir-model og endeligt en deterministisk vandløbsmodel. Konsekvensen heraf er, at der eksempelvis ikke kan siges noget om strømningen i selve kloaksystemet som med MIKE URBAN. Havde modelopsætningen været opsat på baggrund af deterministiske modeller, ville antallet af kalibreringsparametre teoretisk set stige med antallet af modeloutputs. Det vil sige, at hver enkelt rørlægning i MIKE URBAN praktisk tal kan kalibreres.

Ved en blanding af deterministiske og empiriske modeller, er det i stedet muligt kalibrere modellerne på baggrund af relativt få parametre med forholdsvis begrænsede mængder data. Skulle et deterministisk modelsystem kalibreres, ville det kræve store mængder data. Betragtes udelukkende en MIKE URBAN-model, ville det som minimum være nødvendigt med afstrømningsmålinger fra alle 25 udløb til Vester Landgrøft. Såfremt dette er muligt, er det stadigvæk kun muligt at kalibrere overløbsafstrømningen, hvorved det interne flow i kloaksystemet stadig er ukendt.

I projektet har det vist sig, at det på baggrund af et relativt sparsomt datagrundlag, i form af vandstand og vandføringsmålinger i Vester Landgrøft, er muligt at kalibrere empiriske modeller, der præsterer væsentligt bedre end de ukalibrerede deterministiske modeller. Dette er en stor fordel, fordi dette betyder, at lignende modeller kan implementeres andre steder med sparsomme datamængder. Derudover er det eneste ønskede output fra eksempelvis kloaksystemet dets overløbsvandføring til Vester Landgrøft. Derved vil en fuldstændig kalibrering af en MIKE URBAN-model være særdeles kostbar og omfattende i forhold til det ønskede afkast.

Derudover er det vigtigt, at der søges mod en lav beregningstid. Dette opnås med kombinationen af empiriske og deterministiske modeller. Sammenlignes eksempelvis beregningstiden for kloakoplandsmodeller, tager MIKE URBAN i dette tilfælde cirka 5 min om at simulere 1 døgn overløb, hvor den lineære reservoir-model beregner overløbsvandføringer på under 0,5 s. Endeligt kan det konstateres, at det er rimeligt at benytte empiriske modeller, fordi de præsterer bedre til at modellere afstrømningsforholdene. Det er eksempelvis ikke muligt at modellere overløbsdynamikken korrekt med MIKE URBAN, hvorimod den lineære reservoir-model skaber meget gode resultater.

Endvidere kan det diskuteres, hvor generisk den endelige model- og styringsopsætning er.

Modellerne opstilles ikke ud fra nogen generel betragtning af mange vandløb og bassiner, men derimod en unik lokation, herunder Vester Landgrøft. Grundvandsindsivningsmodellen kan eksempelvis ikke overføres direkte til andre oplande. Dette skyldes oplandets geologi og sammensætning af overflader. Herved forstås, at forholdet mellem grønne og impermeable arealer kan være anderledes andre steder. Derudover er det ikke sikkert, at der kan opstilles lineære reservoir-modeller for kloakoplandet, fordi afstrømningsdynamikken fungerer anderledes andre steder. Det forventes dog, at vandløbs- og bassinmodellen kan implementeres ved andre lokaliteter, såfremt inputparametre som bassinet og vandløbets geometri udskiftes. Derudover er det også nødvendigt at foretage målinger af øvre og nedre rand, såvel som afstrømningsforholdene langs en eventuelt ny vandløbsstrækning således, at modellen kan kalibreres.

Det er herved delvist muligt at overfører dette modelleringskoncept til andre vandløb. Det er dog nødvendigt at revurdere grundvandsindsivningsmodellen og kloakoplandsmodellen, fordi oplandets sammensætning varierer fra vandløb til vandløb.

Derudover er forholdene omkring det inline-bassin unikke, fordi området omkring dette kan oversvømmes uden nogen væsentlige omkostninger. Dette er ikke tilfælde ved alle vandløb og specielt ikke i forbindelse med bassiner placeret i tætbebyggede områder. I disse tilfælde, er det nødvendigt at tage højde for kapacitetsbegrænsningen i bassiner. I områder, hvor det er muligt at oversvømme omkringliggende arealer, eller udvide bassiner, forventes det, at den nuværende prædiktive styringsstrategi kan implementeres med fornuftige resultater.

Den nuværende styringsstrategi kan heller ikke med sikkerhed overføres til fremtiden, fordi den øgene befæstelse, byudvidelse og separatkloakering medfører en højere afstrømning til recipienter. Derved vil det nuværende fælleskloakerede opland til Vester Landgrøft i fremtiden være separatkloakeret. Dette betyder, at oplandet i fremtiden vil aflaste mere momentant og i større akkumulerede vandmængder.

Ydermere benyttes der i dette projekt primært regndata fra en regnmåler placeret i Frejlev. Dette er et problem, fordi det skaber usikkerhed i forhold til, hvilken nedbør der reelt forekommer over projektområdet. I stedet burde der ved starten af måleperioden være opsat en eller flere regnmålere direkte i oplandet til vandløbene. Dette ville skabe større sikkerhed på nedbørsdataen. Vejrradar data kunne også være benyttet, hvor det repræsentative grid for vejrradaren indsættes over vandløbsoplandene. På denne måde kunne nedbørens variation over oplandet til en hvis grad medtages. Det kan derved kraftigt anbefales, såfremt denne styring reelt implementeres i Vester Landgrøft, at der opsættes regnmålere i oplandet.

Endeligt kan det diskuteres, hvorvidt det er rimeligt, at kapacitetsgevinsten i Vester Landgrøft sker på bekostning af, at bassinet skal udvides eller at de omkringliggende arealer oversvømmes. I stedet kunne Vester Landgrøft udvides således, at vandføringsevnen forøges ved udgravning. Dette anses dog væsentlig mere bekosteligt end en udvidelse eller oversvømmelse af det nuværende bassin, hvorfor det rent økonomisk vurderes, at det mest fornuftige er udvidelse af det nuværende bassin.

## 9. Konklusion

---

Det kan overordnet konkluderes, at det er muligt at regulere vandføringen i Vester Landgrøft under regn, hvis tilknyttede regnvandsbassiner styres aktivt. Ved anvendelse af en hydraulisk vandløbsmodel samt oplandsmodeller for kloakafstrømning og grundvandsindsivning, er det i kombination med et styringssystem baseret på spjældregulering muligt at undgå oversvømmelser.

Som led i projektet er følgende resultater opnået:

- Ved kombination af empiriske og deterministiske modeller, er det muligt at beregne vandstanden i Vester Landgrøft med en relativt høj nøjagtighed. Modellerne er i stand til at beregne vandstanden præcist både under små og større hændelser.
- Der er opnået et modelsystem, der kræver relativt få data, for præcist at kunne modellere de hydrauliske forhold i Vester Landgrøft. Sammenlignes dette system med systemer fuldstændig opbygget på baggrund af deterministiske modeller, er denne løsning væsentligt mere effektiv og mindre omfattende i forhold til kalibrering.
- Det kan konkluderes, at det med den opstillede model samt udviklede styringsstrategi, er muligt at udjævne afstrømningen i Vester Landgrøft ved spjældregulering af et tilhørende bassin. Styringsstrategien gør det muligt at tilbageholde vand i bassinet i perioder, hvor Vester Landgrøft er under høj hydraulisk belastning, hvorefter det magasinerede vand frigives udenfor de spidsbelastede perioder.
- Såfremt styringsstrategien havde været implementeret i august 2012, kunne oversvømmelse af et nærliggende kolonihaveområde være undgået. En hændelse med en gentagelsesperiode på 60 år.

Styringsstrategien sker på bekostning af, at inline-bassinet i Vester Landgrøft skal udvides til over dobbelt størrelse, hvis oversvømmelse skal undgås. Dette er dog væsentlig billigere end eksempelvis at udvide vandføringsevnen i Vester Landgrøft.



---

# Litteratur

---

- Aalborg Forsyning, Kloak A/S (2009). *Vision 2100*.
- Aalborg Forsyning, Kloak A/S (2014). Mike urban-modeller for aalborg. Kloakmodeller tilhørende Aalborg Kommune er udleveret af Envidan.
- Arnbjerg-Nielsen, K., Madsen, H., & Mikkelsen, P. S. (2006). *Regional variation af ekstremregn i Danmark - ny bearbejdning (1979-2005)*. URL: <https://ida.dk/sites/prod.ida.dk/files/svkskriftnr28.pdf>. IDA Spildevandskomiteen.
- Brorson, M. & Larsen, T. (2009). *Lærebog i hydraulik*. Number ISBN 978-87-7307-978-2. Aalborg Universitetsforlag.
- Cembrano, G., Quevedo, J., Salamero, M., Puig, V., Figueras, J., & Marti, J. (2002). Optimal control of urban drainage systems. a case study. *Control Engineering Practice* 12, (pp. 1–9).
- Geodatastyrelsen (2014). *DHM - Danmarks Højdemodel*. URL: <http://gst.dk/emner/frie-data/hvilke-data-er-omfattet/hvilke-data-er-frie/dhm-danmarks-hoejdemodel/>. Besøgt d. 21/11-2014.
- Kloakforsyningen (2008). *Spildevandsplan Aalborg Kommune*. Aalborg Kommune.
- Kommune, A. (2006). Bygningsflader. Data downloadede fra Aalborg Universitets Geodatabibliotek.
- Leica Geosystems (2012). *Leica CS10/CS15 & GS Sensors - User Manual*. URL: [http://www.surveyequipment.com/PDFs/Leica\\_Viva\\_CS10\\_CS15\\_User\\_Manual.pdf](http://www.surveyequipment.com/PDFs/Leica_Viva_CS10_CS15_User_Manual.pdf). Besøgt d. 15/12-2014.
- Naturstyrelsen (2014a). *Basisanalyse for Vandområdeplaner 2015-2021*. Number ISBN: 978-87-7091-507-6. Naturstyrelsen.
- Naturstyrelsen (2014b). *Klimaændringer i Danmark*. URL: <http://www.klimatilpasning.dk/viden-om/klima/klimaaendringeridanmark.aspx>. Besøgt d. 26/10-2014.
- Ocampo-Martinez, C. (2010). *Model Predictive Control of Wastewater Systems*. Number ISBN 978-1-84996-352-7. Springer.
- Onset Computer Corporation (2014). *Water Level Data Loggers*. URL: [http://www.onsetcomp.com/products/data-loggers/water-level?field\\_max\\_depth\\_value=All&field\\_underwater\\_housing\\_value=All&taxonomy\\_vocabulary\\_8\\_tid=All](http://www.onsetcomp.com/products/data-loggers/water-level?field_max_depth_value=All&field_underwater_housing_value=All&taxonomy_vocabulary_8_tid=All). Besøgt d. 7/10-2014.
- Orbicon (2014). Tværsnitsmålinger. Tværsnitsmålinger af Vester og Øster Landgrøft samt Østerå udleveret af Orbicon i 2014.

- OTT Hydromet (id). *OTT C2*. URL: <http://www.ott.com/products/water-flow/ott-c2-1/>. Besøgt d. 15/12-2014.
- Ovesen, N. B., Iversen, H. L., Larsen, S. E., Müller-Wohlfeil, D.-I., Svendsen, L. M., Blicher, A. S., & Jensen, P. M. (2000). *Afstrømningsforhold i danske vandløb*. Number ISBN: 87-7772-587-5 in Faglig rapport fra DMU nr. 340. Miljø- og Energiministeriet Danmarks Miljøundersøgelser.
- Rasmussen, M. R. (id). Måling af vandføring i åbne kanaler.
- Retsinformation (2009). *Miljømålsloven*. URL: <https://www.retsinformation.dk/Forms/r0710.aspx?id=127102>. Besøgt d. 28/11-2014, Offentliggørelsesdato: 3/10-2009.
- Schaarup-Jensen, K. (2003). *Beregning af ikke-stationære strømninger i vandløb*. Aalborg Universitet.
- Schütze, M., Campisano, A., Colas, H., Schilling, W., & Vanrolleghem, P. A. (2004). Real time control of urban wastewater systems - where do we stand today? *Journal of Hydrology* 299, (pp. 335–348).
- Åström, K. J. (2002). *Control System Design*. University of California.
- TV2 Nord (2012). *Ruth må bæres fra kolonihaven*. URL: [http://www.tv2nord.dk/arkiv/2012/08/06?video\\_id=35783&autoplay=1](http://www.tv2nord.dk/arkiv/2012/08/06?video_id=35783&autoplay=1). Besøgt d. 7/4-2015.
- Vallabhaneni, S. & Speer, E. (id). *Real-Time Control to Reduce Combined Sewer Overflows*. URL: <http://www.waterworld.com/articles/2011/02/real-time-control-to-reduce-combined-sewer-overflows.html>. Besøgt d. 25/11-2014.
- Vestergaard, K. (1989). *Stream Modelling - Hydrodynamic model and models for transport and spreading of pollutants*. University of Aalborg.
- Vestergaard, K., Larsen, T., & Frier, J.-O. (1991). *Q-h kurver for grødefyldte vandløb*. Aalborg Universitet.
- Winther, L., Linde, J. J., Jensen, H. T., Mathiasen, L. L., & Johansen, N. B. (2011). *Afløbsteknik*. Number ISBN: 978-87-502-1015-3 in 6. udgave, 1. oplag. Polyteknisk Forlag.

# A. Opsætning af vandstands målestationer

---

Til at monitorere vandstand i de pågældende vandløb i projektlokaliteten er der opsat målestationer med tryktransducere, som løbende kan tømmes for data og efterfølgende fortsætte monitoreringen ved samme kote som inden tømning. I det følgende findes et opslag over de enkelte målestationer, herunder billeder af målestationer samt deres funktion. Derudover angives det, hvilke materialer det benyttes til målestationerne.

## Materialer og udstyr

Følgende materialer og måleudstyr bruges til opstillingen:

- Materialer til opsætning af rør:
  - Ø75 mm nedløbsrør i plast
  - Rørbøjninger
  - Rørholdere
  - Propper
- Materialer til montering af tryktransducer i rør:
  - Samlemuffer
  - Rustfri stål wire
- Tryktransducere:
  - HOBO U20 Water Level Logger - U20-001-01. Måleområde: 0-9 m.
  - HOBO U20 Water Level Logger - U20-001-04. Måleområde: 0-4 m.

Tryktransducerne har begge en maksimal fejl på  $\pm 0,1\%$ . (Onset Computer Corporation, 2014)

## A.1 Målestationsoverblik

I det følgende afsnit findes et overblik over alle målestationer. I tabel A.1 findes en kort beskrivelse af de enkelte målestationer, deres funktion og de tilknyttede figurer, som illustrerer de færdigt etablerede målestationer.

Målestation	Funktion	Opsætningsmetode	Tilknyttet figur
VL3	Nedre rand		A.1
ØST3	Nedre rand	Rør med bøjning opsat på betonkonstruktion	A.2
ØL3	Nedre rand	Rør monteret i hul boret med pælebor	A.3
VL1	Øvre rand	Rør med huller opsat på pæl	A.7
ØST1	Øvre rand	Rør med bøjning opsat på pæl	A.8
ØL1	Øvre rand	Rør med bøjning opsat på pæl	A.9
VL2	Validering	Rør med bøjning opsat på pæl	A.4
ØST2	Validering	Rør med bøjning opsat på brounderstøttelse	A.5
ØL2	Validering	Rør med huller opsat på hegn	A.6
VL1b	Validering	Rør med bøjning opsat på pæl	A.10
VL2b	Validering	Rør med bøjning opsat på pæl	-
VL3b	Validering	Rør med bøjning opsat på pæl	A.11

Tabel A.1. Beskrivelse af de enkelte målestationers opsætningsmetode, funktion samt de tilknyttede figurer, der viser de etablerede målestationer.



Figur A.1. Målestation VL3.



Figur A.2. Målestation ØST3.



Figur A.3. Målestation ØL3.



Figur A.4. Målestation VL2.



Figur A.5. Målestation ØST2.



Figur A.6. Målestation ØL2.





Figur A.7. Målestation VL1.



Figur A.8. Målestation ØST1.



Figur A.9. Målestation ØL1.



Figur A.10. Målestation VL1b.



Figur A.11. Målestation VL3b.

## A.2 Målestationer opsat d. 18/2-2015

Yderligere tre målestationer blev opsat d. 18/2-2015 i Vester Landgrøft, fordi der var behov for et mere nuanceret billede af afstrømningsforholdene. Målestationerne blev opsat på samme måde som de øvrige. Målestation VL1b og VL2b ses på figur A.10 og A.11. Der blev yderligere sat en målestation VL2b op, men det var her nødvendigt med en tidlig nedtagning på grund af bjørneklovækst. Af samme årsag blev der ikke tidsnok taget et billede af målestationen.



# B. Vandføringsmåling

Vandføring estimeres i dette projekt primært med en propelmåler, der måler det antal omdrejninger strømninger forårsager i enkelte nedstikspunkter. Omdrejningerne omsættes ved hjælp af empiriske formler til estimerede hastigheder, hvorefter der udføres en integration over tværsnittet for at estimere vandføringen. Propelmålinger gennemføres primært ved de opstrøms randmålestationer til opstilling af  $Q-h$ -relationer i disse.

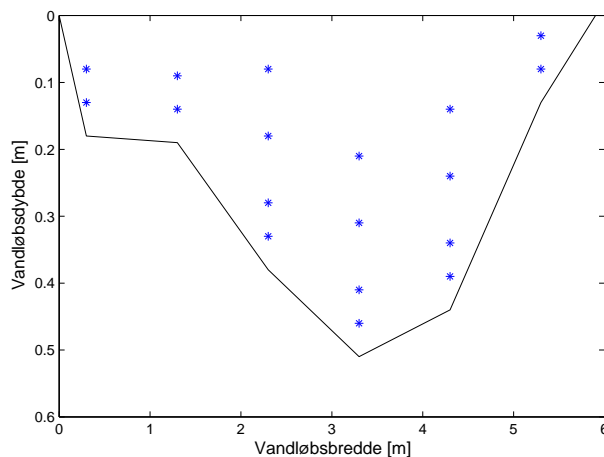
## Udstyr

Følgende udstyr benyttes til at udføre propelmålingerne:

- OTT C2 10.150 propelmåler
- Målebånd
- Stænger til fastgørelse af målebånd
- Tommestok

## B.1 Praktisk udførelse

Propelmålingerne udføres ved at udvælge et tværsnit vinkelret på strømretningen. Ved tværsnittet trækkes et målebånd over vandløbet således at propelnedstikkens afstand fra bredden senere kan fastsættes præcist. Målebåndet fastgøres med to stænger i hver side af vandløb og det sikres at målebåndet ikke kan flytte sig i løbet af måleperioden. Der vælges en passende diskretisering i bredden, hvor der i hvert stedsskridt foretages målinger ved forskellige dybder. Måledybden afmåles med en tommestok, hvor propellen fastgøres. Fastgøres propellen eksempelvis 5 cm over vandløbsbunden, måles antallet af omdrejninger ved denne position først i alle breddeskridt, hvorefter måledybden ændres. Efter endt propelmåling afmåles den totale vanddybde med en tommestok. På B.1 ses et tværsnitsprofil samt nedstikspunkter fra en propelmåling udført d. 1/12-2014 i Østerå.



Figur B.1. Nedstik i tværsnit langs Østerå målt d. 1/12-2014.

## B.2 Databehandling

Såfremt propelmålingerne skal tolkes som en enkelt vandføring igennem tværsnittet påkræves først en datahandling af det målte antal omdrejninger i de enkelte punkter i tværsnittet. Først omsættes antallet af omdrejninger til hastigheder ud fra empiriske formler udledt gennem kalibrering af propellen. Følgende lineære udtryk er angivet i et medfølgende datablad til

propelmåleren og benyttes til at omsætte omdrejningsfrekvensen til hastighed:

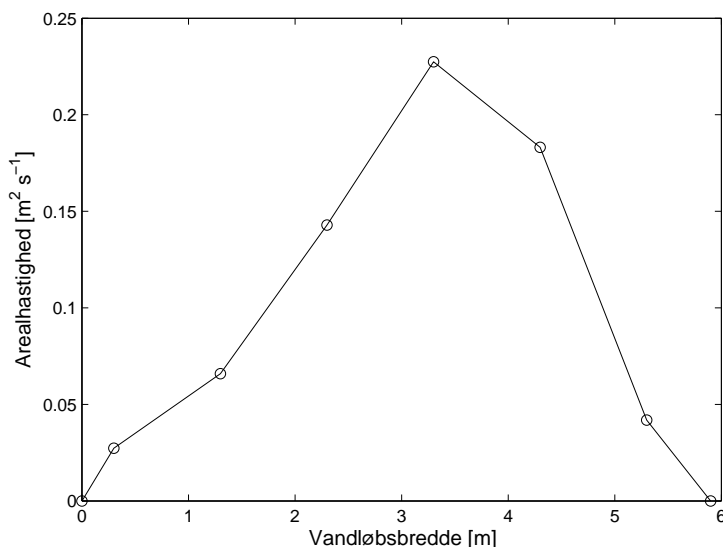
$$v = 0,2416 \cdot n + 0,015 \quad \text{for} \quad n \leq 0,76 \quad (\text{B.1})$$

$$v = 0,2573 \cdot n + 0,003 \quad \text{for} \quad 0,76 \leq n \leq 9,61 \quad (\text{B.2})$$

hvor

$$\begin{array}{l|l} v & \text{Hastighed} \quad [\text{m s}^{-1}] \\ n & \text{Omdrejningsfrekvens} \quad [\text{s}^{-1}] \end{array}$$

Hastigheder benyttes dernæst til at bestemme vandføringen. Dette gøres med metoden beskrevet af Rasmussen (id), hvor det antages at hastighedsprofilen kan tilnærmes ved trapezintegration imellem de enkelte punkter udover de punkter tættest på vandløbsbund eller vandløbsbred. Punkterne her antages at have et parabolisk hastighedsprofil, hvor hastigheden er nul ved bunden. Først beregnes arealhastighederne mellem de enkelte målepunkter ved trapezintegration vertikalt i tværsnittet. Efterfølgende summeres de beregnede arealhastigheder vertikalt. Resultatet heraf fremgår af figur B.2 ved et tværsnit i Østerå som er beregnet ud fra de nedstik, der fremgår af figur B.1.



Figur B.2. Beregnede arealhastigheder i tværsnit langs Østerå målt d. 1/12-2014.

Ved nu at udføre en lignende trapezintegration på de summerede arealhastigheder, findes vandføringen gennem tværsnittet. Disse summeres slutteligt og resulterer i den samlede vandføring gennem hele tværsnittet. I tilfældet på figur B.2 findes en vandføring på  $0,676 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

Ønskes et fuld gennemgang af de benyttede ligninger til trapezintegration, henvises der til noten skrevet af Rasmussen (id). Et MATLAB-script og de benyttede datafiler til beregning af vandføring findes i bilag E.1.1.

### B.3 Vandføringsresultater

I tabel B.1 fremgår resultaterne for de udførte vandføringsmålinger i projektperioden. Det enkelte målepunkts tilknyttede målestation fremgår af tabellen. Det ses, at både Østerå og Indkildestrømmen er tilknyttet ØST1. Dette skyldes, at vandføringsmålingen i Østerå foretages en smule opstrøms Indkildestrømmen, som har et lille vandføringsbidrag til Østerå i det punkt målingen ideelt skal foretages. Derfor måles vandføringen i Indkildestrømmen, således at vandføringen herfra kan tillægges vandføringen i Østerå. Denne vandføring benyttes derved til at opstille  $Q$ - $h$ -relationen for målestation ØST1.

Dato	Vandføring [l s <sup>-1</sup> ]				
	1/12-2014	19/1-2015	29/1-2015	1/3-2015	26/3-2015
Vester Landgrøft (VL1)	12,71	25,04	58,76	86,26	161,94
Østerå (ØST1)	676,13	1229,95	-	-	-
Indkildestrømmen (ØST1)	31,19	75,80	-	-	-
Øster Landgrøft (ØL1)	43,02	86,15	-	-	-

Tabel B.1. Vandføringsresultater. Der udføres ikke målinger i samtlige vandløb på alle datoer.



# C. Vandløbsmodellering

---

## C.1 Udledning af lineær reservoir-model

Kontinuitetsligningen for en lineær reservoir-model opskrives som følgende:

$$A_{red} \cdot \frac{dy}{dt} = P \cdot A_{red} - Qud \quad (C.1)$$

hvor

$A_{red}$	Reduceret oplandsareal	$[m^2]$
$Qud$	Udløbsvandføring	$[m^3 s^{-1}]$
$P$	Nedbør	$[m s^{-1}]$
$y$	Vanddybde	$[m]$
$t$	Tid	$[s]$

Under antagelse af at  $\Delta t \rightarrow 0$ , kan differentialledet i ligning (C.1) approksimeres på følgende måde:

$$\frac{dy}{dt} \approx \frac{y_{n+1} - y_n}{\Delta t}$$

hvor

$$n \mid \text{tidsskridt} \quad [-]$$

Indsættes dette nu i ligning (C.1) fås følgende numeriske opstilling af kontinuitetsligningen:

$$A_{red} \cdot \frac{y_{n+1} - y_n}{\Delta t} = P_{n+1} \cdot A_{red} - Qud_n \quad (C.2)$$

I den lineære reservoir-model antages det, at udløbsvandføringen er proportional med vanddybden i reservoiret, hvorfor følgende udtryk kan indsættes i kontinuitetsligningen:

$$Qud_n = k \cdot y_n \quad (C.3)$$

hvor

$$k \mid \text{Proportionalitetskonstant} \quad [m^2 s^{-1}]$$

Indsættes ligning (C.3) i (C.2) kan vandstanden i reservoiret bestemmes ved følgende:

$$y_{n+1} = \left( P_{n+1} - \frac{k \cdot y_n}{A_{red}} \right) \cdot \Delta t + y_n \quad (C.4)$$

Ligning (C.3) og (C.4) udgør nu den endelige lineære reservoir-model. Indsættes ligning (C.4) i (C.3) i  $n+1$  fås følgende samlede udtryk for udløbsvandføringen:

$$Qud_{n+1} = k \left( \left( P_{n+1} - \frac{k \cdot y_n}{A_{red}} \right) \cdot \Delta t + y_n \right) \quad (C.5)$$

## C.2 Test af vandløbsmodel

Inden vandløbsmodellen udvides og benyttes til mere avanceret modellering, undersøges det hvorvidt modellen kan opfylde en række testkriterier. På denne måde sikres det, at den opbyggede beregningskerne ikke indholder fejl og kan udvides i kompleksitet. Testene udføres med et konstant rektangulært tværsnit og konstante inputparametre. Modellen skal fuldføre følgende tests:

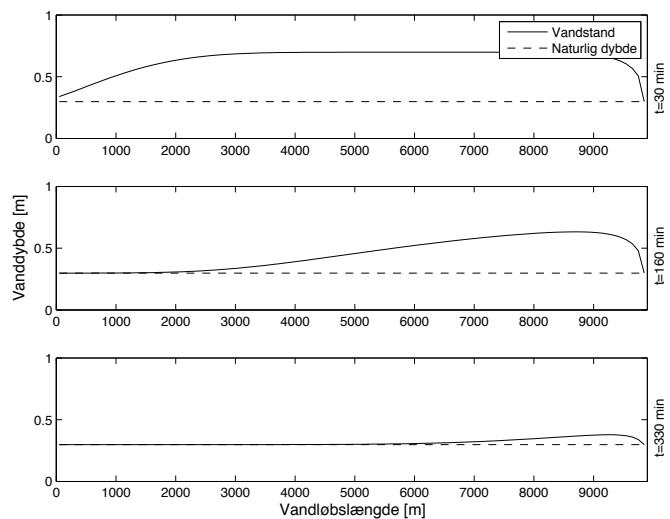
1. Gå mod naturlig dybde uanset begyndelsesbetingelse.
2. Gå mod naturlig dybde efter impulsafstrømning.
3. Beregne opstuvning fra nedre rand.
4. Gå mod ny naturlig dybde efter knæk i bundhældningen.

På figur C.1 fremgår den tidlige ændring ved udførsel af test 1. I testen ændres begyndelsesbetingelsen for vanddybden således at den er 0,4 m højere end naturlig dybde. Det ses at vanddybden med tiden går mod naturlig dybde og efter 500 min er modellen stabiliseret ved naturlig dybde. Test 2 illustreres på figur C.2, hvor det testes hvorvidt modellen er i stand til at modellere impulsstrømningen. Dette gøres ved at indsætte en trekantsformet hydrograf på øvre rand med vandføringer fra 0,2 til  $1,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Det ses at impulset med tiden udjævnes og efter 600 min har modellen opnået naturlig dybde.

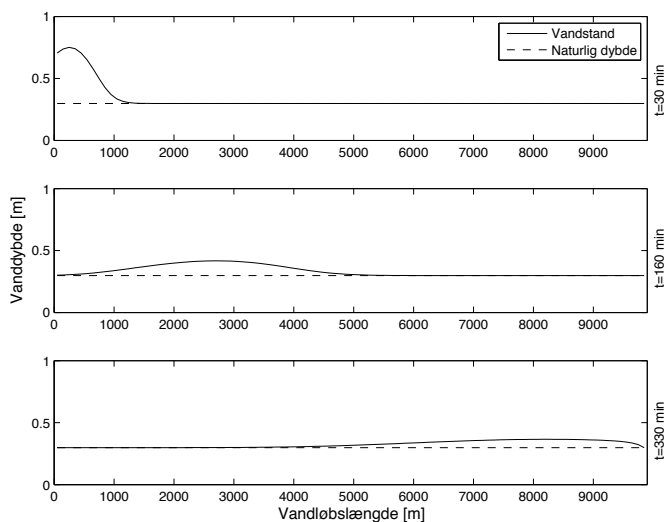
Modellen er også i stand til at beregne opstuvning fra nedre rand. Dette er undersøgt ved at hæve den nedre rand med konstante vanddybder og modellen viste, at stigende vanddybder på nedre rand forårsagede opstuvning opstrøms i modellen. Endeligt går modellen mod to forskellige naturlige dybder ved to forskellige indsatte bundhældninger.

## C.3 Teoretisk udledning af $Q$ - $h$ -relation under trykstrømning

Beregningsgangen til bestemmelse af  $Q$ - $h$ -relationen for trykstrømning foregår således, at naturlig dybde nedstrøms rørlægningen beregnes først til forskellige vandføring. Efterfølgende beregnes det totale energitab gennem systemet. Energitabet beskriver således vandstandsændringen fra



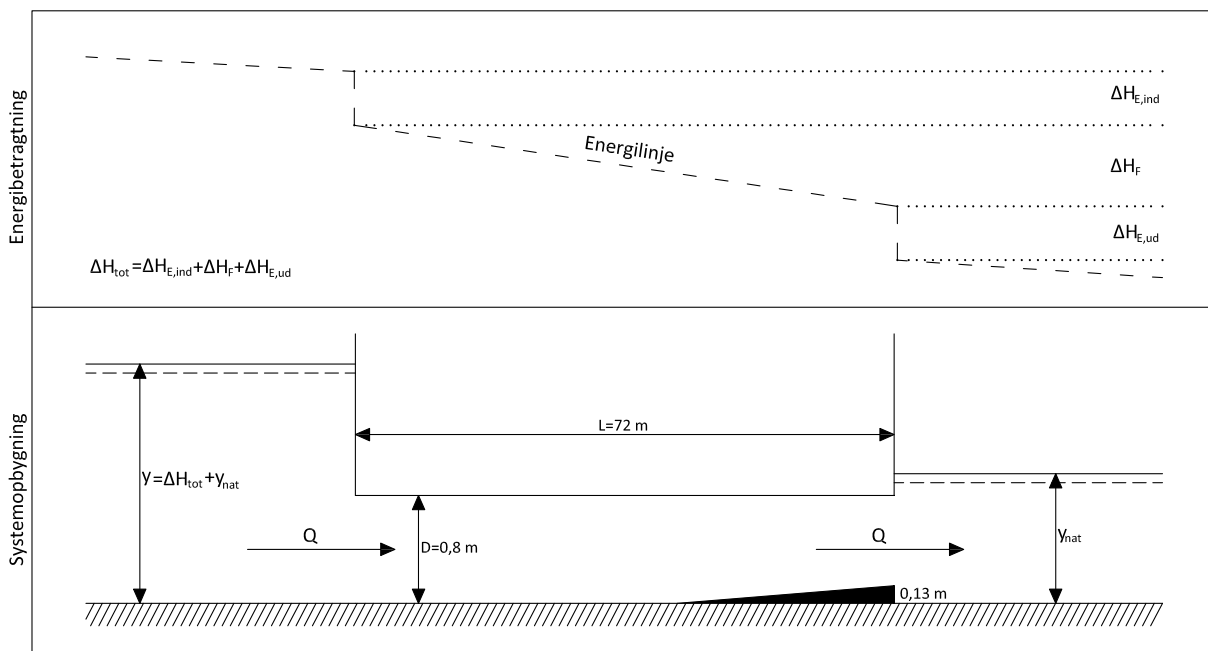
Figur C.1. Tidlig ændring af vandstand ved indsættelse af begyndelsesbetingelse 0,4 m større end naturlig dybde.



Figur C.2. Tidlig ændring af vandstand ved indsættelse trekantet impulshydrograf ved øvre rand.



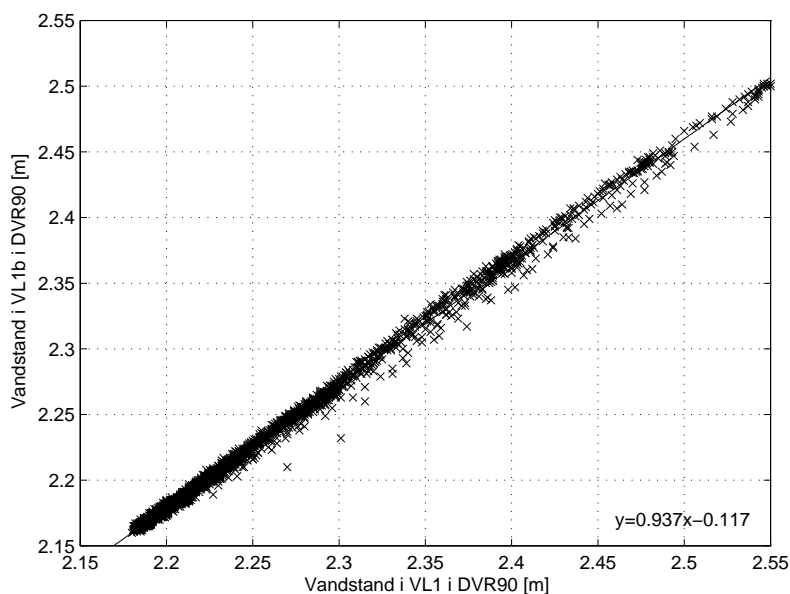
lige før indløbet til efter udløbet, hvor der er naturlig dybde. Systemet og dets energitab fremgår af figur C.3.



Figur C.3. Energitab og teoretiske dybder igennem en fuldtløbende rørlægning.

### C.3.1 Beregning af naturlig dybde nedstrøms

Eftersom målestationen nedstrøms rørlægningen, VL1b, først er opsat efter de fortagede vandføringsmålinger, er det nødvendigt at korrelere vandstanden i VL1b med VL1, for at kunne estimere vandstanden ved VL1b til tidspunktet for vandføringsmålingen. Stationerne er placeret relativt tæt, hvorfor der må forventes en god korrelation mellem vandstanden i de to punkter og det vurderes at være en rimelig løsning til at bestemme vandstanden i VL1b. Korrelationen fremgår af figur C.4.



Figur C.4. Korrelation mellem vandstande i VL1 og VL1b.

Indledningsvist benyttes de korrelerede vandstandsværdier til de tidspunkter hvor der er udført vandføringsmålinger til at bestemme energilinjegradienten. Energilinjegradienten,  $I$ , bestemmes ved isolering af denne i Manning formlen:

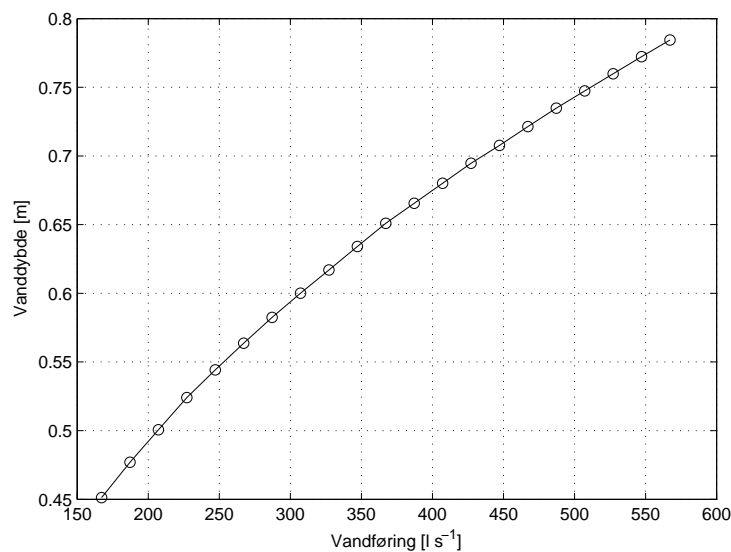
$$I = \left( \frac{Q}{A(y)MR(y)^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{C.6})$$

Det gennemstrømmede areal og den hydrauliske radius bestemmes ud fra den målte vandstand og et opmålt tværsnit. Tværsnitsdataene er udleveret af Orbicon og arealer og hydraulisk radius heraf bestemmes ved hjælp af det programmerede script `ArealInteg.m`, der beskrives i bilag C.4. Manningtallet er bestemt ved en iterativ proces indtil  $Q$ - $h$ -relationen giver et tilfredsstillende resultat. Værdien af manningtallet holder sig dog indenfor de givne litteraturværdier for vandløb beskrevet af Brorson & Larsen (2009). Manningtallet er fastsat til  $55 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ . Energilinjegradienten til forskellige afstrømningssituationer beregnes nu og resulterer i værdierne givet i tabel C.1

Areal, $A$ [m <sup>2</sup> ]	Hyd. radius, $R$ [m]	Vandføring, $Q$ [m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> ]	Manningtal, $M$ [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ]	Energilinjegradient, $I$ [m m <sup>-1</sup> ]
0,08	0,07	0,013	55	<b>0,00028</b>
0,17	0,13	0,025	55	<b>0,00010</b>
0,31	0,18	0,059	55	<b>0,00011</b>
0,42	0,21	0,086	55	<b>0,00011</b>
<b>Middel</b>				<b>0,00015</b>

Tabel C.1. Beregning af energilinjegradienten for forskellige parametersæt.

Middelværdien for energilinjegradienten beregnet under afstrømningssituationer i tabel C.1 benyttes nu som en repræsentativ værdi for alle øvrige strømningssituationer. Ved fortsat at benytte et manningtal på  $55 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , kan naturlig dybde til en serie af vandføringer beregnes. Dette gøres ved iteration af Mannings formel ved hjælp af intervalhalveringsmetoden som beskrevet af Brorson & Larsen (2009). Beregningen resulterer i en  $Q$ - $h$ -relation for vandløbet nedstrøms rørlægningen som vist på figur C.5.



Figur C.5.  $Q$ - $h$ -relation nedstrøms rørlægningen.

### C.3.2 Energitab som følge af culvertstrømning

Det totale energitab over culverten kan opdeles i tre, henholdsvis et linjetab som følge af friktionen i røret og to enkelttab som følge af henholdsvis ind- og udløb. Energitalet vil forøges som følge af forøget vandføring og af denne årsag beregnes det totale energitab for den samme vandføringsserie som naturlig dybde i forrige afsnit.

Friktionstabet beregnes ved at bestemme energilinjegradienten for en rørstrømning. Der beregnes udelukkende for fuldtløbende situationer hvorfor de geometriske konstanter forbliver konstante. Gradienten beregnes med Mannings formel som vist i formel (C.6). Røret har en diameter på 0,8 m og en total længde på 72 m. Så snart energilinjegradienten er beregnet, multipliceres denne med den totale længde, hvilket resulterer i det trykfald friktionen alene forårsager.

Enkelttabene,  $\Delta H_E$  beregnes i begge tilfælde ved hjælp af udtrykket (Brorson & Larsen, 2009):

$$\Delta H_E = \zeta \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (\text{C.7})$$

hvor

$\zeta$	Modstandstal	[-]
$g$	Tyngdeacceleration	[m s <sup>-2</sup> ]
$A$	Gennestrømmet areal	[m <sup>2</sup> ]

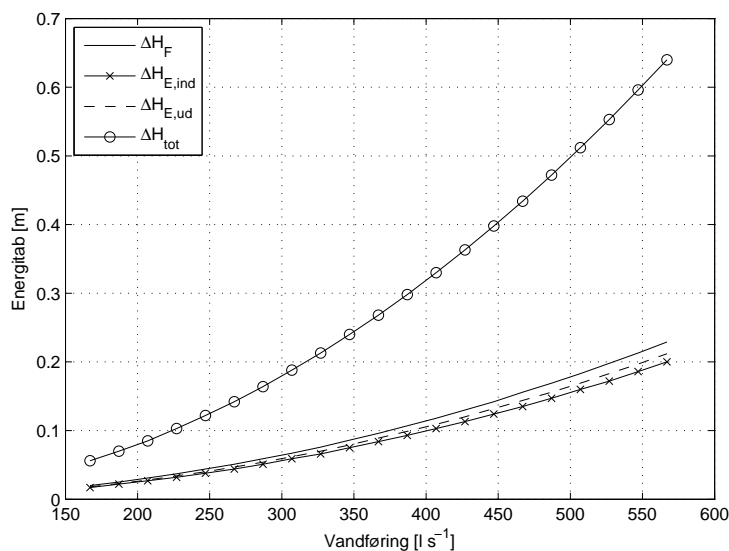
Indløbet antages at være et skarpkantet indløb i væg, hvorfor  $\zeta_{ind}=0,5$  som følge af litteraturværdier beskrevet af Brorson & Larsen (2009). Udløbet klassificeres som en brat udvidelse, hvorfor  $\zeta$  skal beregnes som (Brorson & Larsen, 2009):

$$\zeta = \alpha \left(1 - \frac{A_A}{A_B}\right)^2 \quad (\text{C.8})$$

hvor

$\alpha$	Hastighedsfordelingskoefficient	[-]
$A_A$	Areal af rør	[m <sup>2</sup> ]
$A_B$	Areal af vandløb efter rør	[m <sup>2</sup> ]

Reelt vil  $\zeta$  for udløbet variere, fordi denne afhænger af de gennemstrømmede arealer og dette vil variere i vandløbet. Det vurderes dog, at ændringen er ubetydelig, hvorfor  $\zeta$  for udløbet fastsættes som en konstant ved en vanddybde i vandløbet på 0,8 m svarende til rørets diameter. Hastighedsfordelingskoefficienten fastsættes til 1,1 ud fra litteratur værdier givet af Brorson & Larsen (2009). Dette resulterer i at  $\zeta=0,53$  for udløbet.



Figur C.6. Forekommende energitab som følge af culvertstrømningen.

## C.4 Programmerede scripts til vandløbsmodellering

I nærværende bilag gives en beskrivelse af de programmerede scripts og deres funktion i projektet og den overordnede modelsammenhæng.

### C.4.1 DiffusivBolgemodel.m

DiffusivBolgemodel.m udgør hovedscriptet til vandløbsmodellering. Scriptet definerer og opsætter modellens rand- og begyndelsesbetingelser, hvorefter den diffusive approksimation af Saint Venants ligninger regnes igennem.

### C.4.2 LoadSvk.m

LoadSvk.m benyttes til at indlæse km2-regndatafiler ind i matlab ved at konvertere km2 filen til vektorformat. Scriptet er skrevet og udleveret af Jesper Ellerbæk Nielsen.

### C.4.3 DK2UTC.m

DK2UTC.m omsætter tid fra dansk tidszone til UTC - Coordinated Universal Time. Det benyttes for at alle data foregår i samme tidszone. Eftersom regndata foregår i UTC i forvejen, omsættes målte vandstandsdata derved til UTC således at dataene er sammenlignelige. Scriptet er skrevet og udleveret af Jesper Ellerbæk Nielsen.

### C.4.4 ArealNpunkter.m

ArealNpunkter.m omsætter GPS-opmålte tværsnit med et variabelt antal målepunkter til et tværsnit med 40 punkter i alt. Dette gør ved lineær interpolation mellem de enkelte målepunkter, hvorved det bliver muligt senere at interpolere mellem tværsnittene.

#### C.4.5 ArealInteg.m

ArealInteg.m benyttes til at beregnes tværsnitsparametrene, henholdsvis det gennemstrømmede areal,  $A$ , den våde perimeter,  $P$ , samt den hydrauliske radius,  $R$ . Beregningen foregår ved først at frasortere de punkter i tværsnittet, som ligger ude for det gennemstrømmede areal, hvorefter arealet af den tilbageværende lukkede geometri kan beregnes. Den våde perimeter bestemmes efterfølgende ved at beregne summen af afstanden mellem punkterne langs den beskyllede perimeter. Endeligt beregnes hydraulisk radius ved at dividere  $A$  med  $P$ .

#### C.4.6 SpatialInterpolation.m

SpatialInterpolation.m udfører en lineær interpolation mellem de enkelte enkelte tværsnit langs længdeaksen således, at det er muligt at finde et tværsnit til beregning af Saint Venants ligninger i den rigtige diskretisering.

#### C.4.7 LRM.m

LRM.m er den lineære reservoir-model, der beregner den direkte afstrømning fra befæstede arealer. Modellen er baseret på det numeriske udtryk udledt i bilag C.1, hvor udløbsflowet er proportional med vanddybden i reservoiret. Derudover er der indsat en overløbskant, der sørger for at der tages højde for, at der er tale om et fælleskloakeret opland og at afstrømningen til vandløbet derved først vil foregå ved et bestemt niveau.

#### C.4.8 MOUSErun.m

MOUSErun.m benyttes til at automatisk at simulere MIKE URBAN-modeller og efterfølgende udtrække overløbsdata. Scriptet bruges ikke i den endelige modelopsætning, fordi det viser sig, at den lineære reservoir-model beskriver overløbsdynamikken væsentligt bedre.

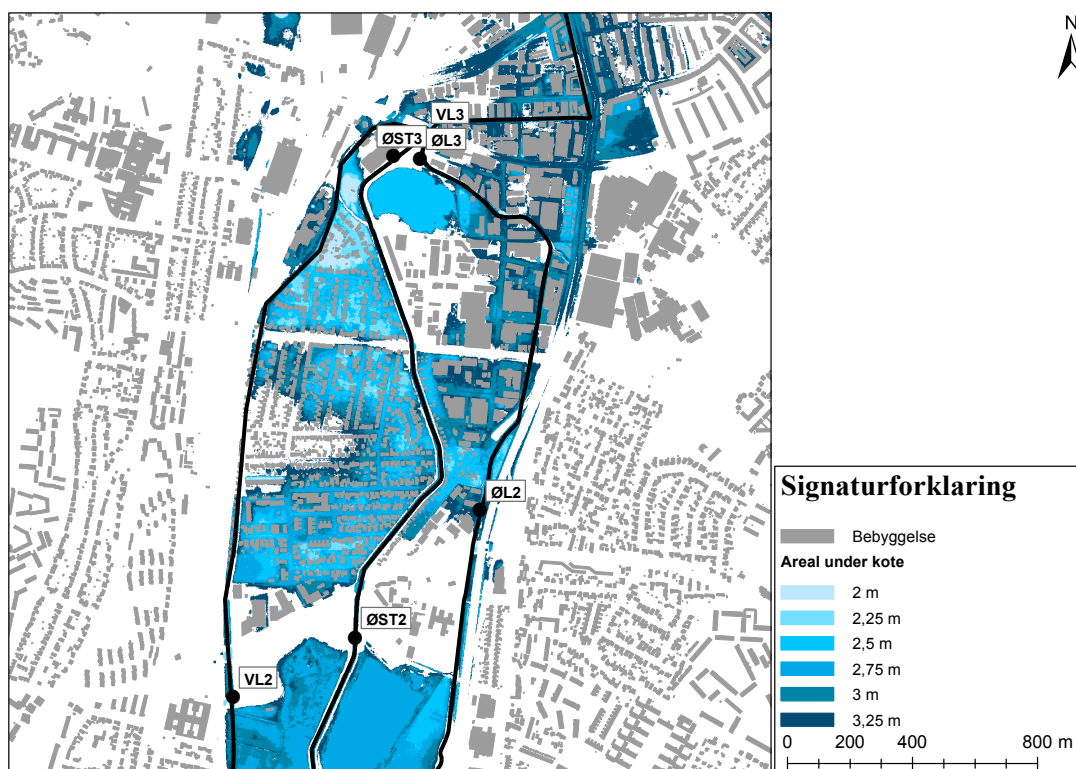
#### C.4.9 NuvBassinModel.m

NuvBassinModel.m benyttes til at simulere det nuværende bassin ved opstrøms rand. Formålet med scriptet er at kalibrere bassinets geometri således, at det senere er muligt at simulere bassinet med styring.



# D. Kortbilag

## D.1 Oversvømmelseskort



Figur D.1. Potentielle oversvømmelsesområder under angivne koter. Områderne er udpeget ved hjælp af Danmarks Højdemodel. (Geodatastyrelsen, 2014)





# E. CD-bilag

---

I dette bilag skal afsnit og underafsnit betragtes som den mappestruktur, der findes på den vedlagte CD.

## E.1 MATLAB-scripts

### E.1.1 Vandføringsberegning

## E.2 MATLAB-scripts til vandløbsmodellering

### E.2.1 Testmodel

### E.2.2 Kalibreringsmodel

### E.2.3 0-1 styringsmodel

### E.2.4 PID styringsmodel

### E.2.5 Prædiktiv styringsmodel

## E.3 Databilag

### E.3.1 Vandstandsdata

### E.3.2 Vandføringsdata