

# Klassifisering av dammer

Vurdering av oppstrøms forhold

**Øyvind Hojem**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Medveileder: Stine Kvalø Nordseth, NTE Energi AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk





## MASTEROPPGAVE

**Kandidat:** ØYVIND HOJEM

**Tittel:** KLASSIFISERING AV DAMMER – VURDERING AV  
OPPSTRØMS FORHOLD

### 1 BAKGRUNN

Fra starten av 1900-tallet og frem til de fleste i Norge hadde tilgang til elektrisitet på 1970-tallet, ble det etablert mange småkraftverk. Mange av disse ble bygd av lokale og kommunale kraftselskap. Flere rasjonaliseringer og sammenslåinger i bransjen gjør at de store regionale kraftselskapene i dag eier mange av disse gamle småkraftverkene.

De gamle småkraftverkene ble bygget for et helt annet behov enn samfunnet har i dag. Med begrenset regionalnett, var hovedoppgaven for disse småkraftverkene å gi lokal tilgang til elektrisitet, i tillegg til bruksområdene tømmerfløyting, mølledrift, matauke, stampverk mm. I dag, med modernisering og utbygd sentralt, regionalt- og lokalnett, er hovedoppgaven med kraftverksdrift fortsatt å opprettholde forsyningssikkerhet, men innenfor trange bedriftsøkonomiske rammer.

Alle dammer i Norge er/skal bli klassifisert i en bruddsikkerhetsklasse. Ny dam sikkerhetsforskrift kom i 2009 og setter beregningsmessige krav til stabilitet til dammene i de forskjellige bruddsikkerhetsklassene. Mange av damanleggene til de gamle småkraftverkene tilfredsstillt ikke dagens krav til stabilitet og har fått og vil få pålegg om oppgradering fra NVE. Det vil derfor være samfunnsmessig interessant å vurdere forhold oppstrøms dammen som kan redusere bruddkonsekvensene for dammen og dermed klassifiseringen. Oppstrøms forhold som oppstuvning, kritiske snitt, annen strømningsmessig motstand osv. vil påvirke forplantning av ei eventuell dambruddsbølge nedstrøms.

Det tillates i dag å regne inn oppstrøms forhold i en dambruddsbølgeberegning, men det gjøres i liten grad. Spesielt for smådammer vil dette kunne få store utslag. NVE tillater for tida ikke å inkludere oppstrøms *konstruksjoner* som fangdammer osv. som begrensende for utstrømningen.

## 2 HOVEDPUNKT I OPPGAVEN

Arbeidet i masteroppgava vil både ha tilknytning til spesifikke anlegg i Nord-Trøndelag (ref prosjektoppgave utført av Øyvind Hojem høsten 2015) og ha et generelt preg.

Arbeidet vil omfatte følgende hovedpunkter:

1. Gjennomgang av kriterier og metoder for beregning av dambruddsvannføring
2. Innhenting av grunnlagsdata, kart, tegninger for aktuelle anlegg
3. Gjennomføre nødvendig oppmåling og/eller kartlegging i felt
4. Beregning av utløp fra magasin med oppstrøms forhold inkludert (magasinrouting)
5. Opplisting av tiltak og forhold som påvirker utløp
6. Vurdering av bidrag fra fysiske tiltak oppstrøms dam
7. Vurdering av klassifisering for utvalgte anlegg
8. Rapportering.

Innholdet i studien vil bli nærmere bestemt av veileder i samråd med Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk AS (NTE) på basis av informasjon som kommer fram etter hvert som arbeidet går framover.

## 3 VEILEDNING, DATA OG INFORMASJON

Professor Leif Lia vil være hovedveileder og vil sammen med siv.ing Stine Kvalø Nordseth i NTE (medveileder) veilede arbeidet med oppgaven og assistere kandidaten i å få tilgang til relevant informasjon.

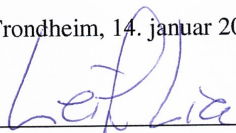
Diskusjon med og bidrag fra kolleger og medarbeidere ved NTNU, SINTEF, NTE, NVE og andre kraftselskap anbefales. Bidrag av betydning skal imidlertid refereres til på behørig måte.

## 4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING

Opgava skal skrives i et tekstbehandlingsprogram på en sånn måte at figurer, tabeller, foto osv. får god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et samandrag, ei innholdsliste, ei liste over figurer og tabeller, ei litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser og kilder. Oppgava skal leveres i B5-format som PDF i DAIM og trykkes i tre eksemplar som sendes direkte fra trykkeriet til faglærer/institutt. Sammendraget skal ikke gå over mer enn 450 ord og skal vere egnet for elektronisk rapportering.

Masteroppgava skal ikke leveres senere enn den leveringsfristen som kommer fram i DAIM (20 uker + offentlige fridager i vårsemesteret).

Trondheim, 14. januar 2016



---

Leif Lia  
Professor



# FORORD



Etter at klassifiseringen av dammer i Norge ble innført i 1992 har mye endret seg, også i vassdragsbransjen. Ny damsikkerhetsforskrift ble innført i 2010, noe som førte til at mange eksisterende dammer fått, eller vil få, økt konsekvensklasse. Det var derfor med stor iver at jeg satte i gang med å undersøke om det kunne være mulig å påvirke klassifiseringen av dammer ved å vurdere oppstrøms forhold, da dette gjøres i liten grad.

Under arbeidet med oppgaven har jeg støtt på veldig mange utfordringer jeg ikke hadde sett for meg å støte på, noe som har gitt meg et enormt stort læringsutbytte. Mest av alle ønsker jeg å takke familien min hjemme i Verdal, som har vært både støttende og motiverende under arbeidet med oppgaven, men også ellers i livet. Underveis har det vært veldig givende å ha gjengen på Verkstedloftet å diskutere både faglige og mindre faglige problemstillinger med, og jeg ønsker derfor å takke alle sammen for et veldig godt samhold og studiemiljø.

Videre ønsker jeg å rette en takk til NTE Energi AS ved Stine Kvalø Nordseth for å stille med problemstillingen til prosjektoppgave høsten 2015, som videre førte til en ny problemstilling som kunne undersøkes her. Stine fortjener også takk for at hun har vært medveileder på oppgaven. Også Bjørn Sollid i Statkraft har vært en veldig god kilde til informasjon og diskusjoner, på samme måte som Åne Sæter i Trønder-Energi AS. Dessuten ønsker jeg å takke professor Knut Alfredsen for lån av måleinstrument, og Eirik Vee Natvik for god hjelp under feltarbeid.

Til slutt vil jeg takke min veileder, professor Leif Lia, for veldig interessante og lærerike diskusjoner underveis.

Trondheim, 10. juni 2016

Øyvind Hojem



# SAMMENDRAG



Etter innføringen av den gjeldende damsikkerhetsforskriften i 2010 har mange dammer i Norge blitt plassert i en høyere konsekvensklasse, da de ikke tilfredsstiller dagens krav til stabilitet. Dambruddsbølgeberegninger er et sentralt verktøy ved klassifisering av dammer, og legger ofte grunnlaget for dammens konsekvensklasse. For mange små dammer vil økt konsekvensklasse føre med seg store kostnader knyttet til oppgradering av konstruksjonen, som følge av at sikkerhetskravene blir strengere. Samfunnsøkonomisk sett er det ugunstig at mange små dammer med små bruddkonsekvenser må oppgraderes med bakgrunn i dambruddsbølgeberegningene, og det er derfor interesse knyttet til å redusere bruddkonsekvensene, og dermed klassifiseringen, for disse.

Det er i dag tillatt å regne med oppstrøms forhold i disse beregningene, men i praksis gjøres dette i liten grad. Det er ved bruk av programvaren HEC-RAS undersøkt hvordan oppstrøms forhold som grunne profiler, innsnevring, ruhet og bunnhelning kan påvirke utløpshydrogrammet til dammer som er forbundet med oppstrøms magasin gjennom en smal kanalstrekning. Både effekten på bruddvannføringen og den påfølgende tilnærmet stasjonære strømmingen er beskrevet.

Videre er eksisterende tverrprofiler oppstrøms for tre utvalgte dammer i Trøndelag målt inn ved bruk av et akustisk Dopplerinstrument. For disse dammene er det gjennomført magasinruting og dambruddsbølgeberegninger med antatte og innmålte tverrprofiler, og resultatene av disse er sammenlignet. Ut fra dette er det tydelig at oppstrøms forhold har en betydelig innvirkning på utløpshydrogrammet for disse dammene.

Det viser seg at det særlig er grunne tverrprofiler som er utslagsgivende på resultatet av dambruddsbølgeberegningene, og som dermed vil kunne påvirke klassifiseringen av dammer. Å gjennomføre innmålinger av oppstrøms tverrprofiler er enkelt, billig, og kan potensielt redusere samfunnsøkonomiske kostnader knyttet til unødvendige oppgraderinger av damanlegg på grunn av for høy konsekvensklasse.



# ABSTRACT



Following the introduction of the current Dam Safety Regulations in 2010, many dams in Norway have been placed in higher consequence classes, as they do not meet the current requirements for stability. Dam break calculations are essential tools for the classification of dams, and often lays the foundations for the dam's assigned consequence class. For many small dams an increased consequence class will entail huge costs related to the upgrading of the structure, since the safety requirements are stricter. From a social economic standpoint, it is disadvantageous that many small dams with minor consequences following a dam break need to be upgraded based on the dam break calculations, which is why there is interest in reducing the consequences, and thus the classification, of these.

It is currently allowed to include upstream conditions in these calculations, but in practice this is done to a limited extent. By using the software HEC-RAS it is examined how upstream conditions such as shallow profiles, constrictions, roughness and bottom slope can affect the hydrograph out of dams connected to the upstream reservoir through a narrow channel stretch. The effect on the breach discharge and the subsequent stationary flow are described.

Furthermore, existing cross sections upstream of the three selected concrete dams in Trøndelag were measured using an acoustic Doppler current profiler. For these dams, reservoir routing and dam break calculations with assumed and surveyed cross sections was carried out, and the results of these calculations compared. From this it is clear that upstream conditions have a significant impact on the hydrographs for the dam break situations.

It turns out that it is shallow cross sections in particular that could be decisive in the outcome of the dam break calculations, and thus may affect the classification of dams. To carry out measurements of upstream cross sections is simple, inexpensive, and can potentially reduce the costs associated with unnecessary upgrades of dams.





# INNHOOLDSLISTE



◆	FORORD	iii
◆	SAMMENDRAG	v
◆	ABSTRACT	vii
1	INTRODUKSJON	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formålet med oppgaven	1
1.3	Oppgavens omfang	2
1.4	Rapportens oppbygging	3
1.5	Undersøkte anlegg	3
2	BEREGNINGSMETODIKK	9
2.1	Matematiske beskrivelser av fysiske prosesser	9
2.2	Mekanismer ved dambrudd	17
2.3	Numeriske modeller	21
2.4	Lover, forskrifter og retningslinjer	24
2.5	Klassifisering av dammer	26
3	METODE	29
3.1	Litteraturstudie	29
3.2	Dokumentgjennomgang	29
3.3	Datainnsamling og bearbeiding	30
3.4	Generell modell i HEC-RAS	34

3.5	HEC-RAS-modeller for anlegg	37
<b>4</b>	<b>RESULTATER</b>	<b>45</b>
4.1	Generell modell	45
4.2	Liadammen	56
4.3	Dragstsjødammen	58
4.4	Stuggusjødammen	60
4.5	Sensitivitetsanalyse	62
<b>5</b>	<b>DISKUSJON</b>	<b>69</b>
5.1	Betydningen av oppstrøms forhold	69
5.2	Andre forhold	73
5.3	Vurdering av klassifiseringer	75
5.4	Feilkilder	76
5.5	Videre arbeid	77
<b>6</b>	<b>KONKLUSJON</b>	<b>79</b>
◆	<b>REFERANSELISTE</b>	<b>81</b>

---

## VEDLEGG

<b>A</b>	<b>TEKNISKE SPESIFIKASJONER</b>	<b>89</b>
<b>B</b>	<b>GEOMETRIER I HEC-RAS</b>	<b>91</b>
<b>C</b>	<b>TVERRPROFILER</b>	<b>97</b>
C.1	Liadammen	98
C.2	Dragstsjødammen	102
C.3	Stuggusjødammen	107
<b>D</b>	<b>INNGANGSDATA</b>	<b>113</b>

<b>E</b>	<b>BRUDDPARAMETRE</b>	<b>117</b>
	E.1 Liadammen	117
	E.2 Dragstsjødammen	119
	E.3 Stuggusjødammen	120
<b>F</b>	<b>BILDER FRA ANLEGGENE</b>	<b>123</b>
<b>G</b>	<b>HEC-RAS-MODELLFILER</b>	<b>127</b>





# FIGURLISTE



## 1 INTRODUKSJON

- 1.1 Liadammen 4
- 1.2 Oversiktskart, Liadammen 5
- 1.3 Dragstsjødammen 5
- 1.4 Oversiktskart, Dragstsjødammen 6
- 1.5 Stuggusjødammen 7
- 1.6 Oversiktskart, Stuggusjødammen 7

## 2 BEREGNINGSMETODIKK

- 2.1 Kontinuitetsligningen 13
- 2.2 Bevegelsesmengdeligningen 13
- 2.3 Raskt variert og jevnt økende strømming 16
- 2.4 Dybdeendring med bunnterskel 18
- 2.5 Forskjell på strømningslengde 22
- 2.6 Preissmanns system 24
- 2.7 Kulminasjonskurve for magasin 26

## 3 METODE

- 3.1 SonTek måleinstrument 31
- 3.2 Innmålte dybdedata, Liadammen 33
- 3.3 Innmålte dybdedata, Dragstsjødammen 33
- 3.4 Innmålte dybdedata, Stuggusjødammen 34
- 3.5 Skisse av oppsett for generell modell 36
- 3.6 Plassering av tverrprofiler, Liadammen 39

3.7	Plassering av tverrprofiler, Dragstsjødammen	40
3.8	Plassering av tverrprofiler, Stuggusjødammen	41

## 4 RESULTATER

4.1	Hydrogrammer ved ulike bunnhelninger	47
4.2	Hydrogrammer ved ulike ruheter	47
4.3	Hydrogrammer ved ulike terskler	48
4.4	Hydrogrammer ved ulike innsnevring	50
4.5	Maksimal vannføring for ulike terskler	52
4.6	Maksimal vannføring for ulike innsnevringplasseringer	54
4.7	Utløpshydrogram, Liadammen	56
4.8	Kumulativ vannføring, Liadammen	57
4.9	Utløpshydrogram, Dragstsjødammen	58
4.10	Kumulativ vannføring, Dragstsjødammen	59
4.11	Utløpshydrogram, Stuggusjødammen	60
4.12	Kumulativ vannføring, Stuggusjødammen	61
4.13	Sensitivitetsanalyse, Liadammen	63
4.14	Sensitivitetsanalyse, Dragstsjødammen	65
4.15	Sensitivitetsanalyse, Stuggusjødammen	66

## 5 DISKUSJON

5.1	Erosjon ved dambrudd, Osfallet i 1916	74
-----	---------------------------------------	----

## B GEOMETRIER I HEC-RAS

B.1	Oppbygging av kanalinnsvring	91
-----	------------------------------	----

## C TVERRPROFILER

C.1	Innmålte tverrprofiler, Liadammen	98
C.2	Antatte tverrprofiler, Liadammen	100
C.3	Innmålte tverrprofiler, Dragstsjødammen	102
C.4	Antatte tverrprofiler, Dragstsjødammen	105

C.5 Innmålte tverrprofiler, Stuggusjødammen 110

C.6 Antatte tverrprofiler, Stuggusjødammen 111

## D INNGANGSDATA

D.1 Innløpshydrogram ved  $Q_{1000}$ , Liavatnet 113

D.2 Innløpshydrogram ved  $Q_{1000}$ , Stor-Drakstsjøen 114

D.3 Innløpshydrogram ved  $Q_{1000}$ , Stuesjøen 114

## E BRUDDPARAMETRE

E.1 Bruddparametre, Liadammen 117

E.2 Bruddparametre, Dragstsjødammen 119

E.3 Bruddparametre, Stuggusjødammen 120

## F BILDER FRA ANLEGGENE

F.1 Oppstrøms forhold ved Liadammen 123

F.2 Oppstrøms forhold ved Dragstsjødammen 124

F.3 Oppstrøms forhold ved Stuggusjødammen 124

F.4 Oppstrøms tømmerkistedam ved Stuggusjødammen 125



# TABELLISTE



## 2 BEREGNINGSMETODIKK

- 2.1 Verdier for Stricklers friksjonskoeffisient  $M$  20
- 2.2 Klassifiseringskriterier 28

## 3 METODE

- 3.1 Benyttede verdier for  $\Delta t$  43

## 4 RESULTATER

- 4.1 Vannføringer for stasjonær modell 46
- 4.2 Vannføringer for stasjonær modell, Dragstsjødammen 59

## B GEOMETRIER I HEC-RAS

- B.1 Geometrier benyttet i HEC-RAS 92

## D INNGANGSDATA

- D.1 Magasinkurve, Liavatnet 115
- D.2 Magasinkurve, Stor-Drakstsjøen 115
- D.3 Magasinkurve, Stuesjøen 115





# ORDLISTE



I denne listen forklares betydningen av noen ord og uttrykk som er brukt i rapporten.

## **Acoustic Doppler current profiler**

Instrument som måler hastighet og dybde i strømning ved å benytte Dopplereffekten til lydbølger som reflekteres av partikler i vannet.

## **Computational fluid dynamics**

På norsk ofte omtalt som numerisk væskedynamikk, og er en gren av fluiddynamikk hvor strømninger analyseres numerisk.

## **Dambruddsbølgeberegning**

Fra *damsikkerhetsforskriften* (2009, § 7-1): « En dambruddsbølgeberegning er en beregning av den flom eller flombølge som oppstår ved dambrudd under gitte forutsetninger om bruddforløp og tilstand i vassdrag ».

## **Dambruddskart**

Kart som viser områder som blir oversvømt ved et dambrudd, og som fungerer som et grunnlag for evakueringsplaner for området.

## **Felles kartdatabase**

En samling av kartdatasett på vektorform, spesifisert i fire standarder med ulik detaljering og nøyaktighet; FKB-A, FKB-B, FKB-C og FKB-D, hvor FKB-A har størst detaljeringsgrad .

## **Gradvis variert strømning (engelsk: *gradually varied flow*)**

Strømning hvor vannhybden endres gradvis i strømningsretningen.

## **Ikke-stasjonær strømning (engelsk: *unsteady flow*)**

Strømningsforhold hvor vannhybden i et tverrsnitt endres med tiden, altså  $\partial y/\partial t \neq 0$ .

**Normal Null 1954**

Det nasjonale høydesystemet fra 1954, som fortsatt er i bruk i dag. Erstattes av et nytt og oppdatert høydesystem NN2000.

**Raskt variert strømning (engelsk: *rapidly varied flow*)**

Strømning hvor vanddybden endres brått over en kort strekning i strømningsretningen.

**Stasjonær strømning (engelsk: *steady flow*)**

Strømningsforhold hvor vanddybden i et tverrsnitt er konstant med tiden, altså  $\partial y / \partial t = 0$ .

# AKRONYMLISTE



*I denne listen blir betydningen av de ulike akronymene som er benyttet i rapporten presentert.*

<b>ADCP</b>	Acoustic Doppler current profiler (akustisk Doppler-instrument)
<b>CFD</b>	Computational fluid dynamics (numerisk væskedynamikk)
<b>DBBB</b>	Dambruddsbølgeberegning
<b>DTM</b>	Digital terrengmodell
<b>FKB</b>	Felles kartdatabase
<b>HEC-RAS</b>	Hydraulic Engineering Center's River Analysis System
<b>HRV</b>	Høyeste regulerte vannstand
<b>NN1954</b>	Normal Null 1954
<b>NTE</b>	NTE Energi AS
<b>NVE</b>	Norges vassdrags- og energidirektorat
<b>PCM</b>	Power and communications module
<b>VTA</b>	Vassdragsteknisk ansvarlig





# SYMBOLLISTE



*I listen over symboler er den vanligste SI-enheten som benyttes oppgitt sammen med eventuell verdi. For enkelte symboler er det av praktiske årsaker benyttet avledede SI-enheter. Konstantene er konstante i den betydning at variasjonen i deres verdi er neglisjerbar for alle praktiske forhold.*

## KONSTANTER

$\rho_w$	Densiteten til vann ved 4 °C	1000 kg/m <sup>3</sup>
$g$	Tyngdens akselerasjon	9,81 m/s <sup>2</sup>

## VARIABLER

$\alpha$	Energikoeffisient, også kjent som Coriolis-koeffisient	
$\theta$	Vektingsfaktor	
$\vartheta$	Vinkelen mellom kanalbunnen og horisontalplanet	°
$\phi$	Andel av total vannføring som strømmer i kanalen, altså $K_k/(K_k + K_f)$	
$A$	Tverrsnittsareal	m <sup>2</sup>
$\vec{a}$	Akselerasjon	m/s <sup>2</sup>
$B$	Kanalbredde i vannoverflaten	m
$b$	Kanalbredde i vilkårlig plan	m
$c$	Hastigheten til bølgefronten	m/s
$Cr$	Courantallet for modellgeometri	
$E$	Spesifikk energi i et kanaltverrsnitt	m

$E_c$	Kritisk spesifikk energi i et kanaltverrsnitt	m
$\vec{F}$	Generell kraft eller last	kN
$f$	Generell funksjonsverdi	
$Fr$	Froudetallet for strømning	
$H$	Energihøyde i et kanaltverrsnitt	m
$h$	Høyde over bunnen	m
$h_e$	Energitap	m
$i$	Iterasjonsvariabel	
$j$	Iterasjonsvariabel	
$K$	Transport	
$M$	Stricklers friksjonskoeffisient, tilsvarer $1/n$ , også benevnt $k_s$ i litteratur	$m^{1/3}/s$
$m$	Masse	kg
$N$	Maks antall iterasjoner	
$n$	Gauckler-Mannings friksjonskoeffisient	$s/m^{1/3}$
$P$	Trykklast	kN
$p$	Statisk vanntrykk	Pa
$\vec{p}$	Bevegelsesmengde	N s
$Q$	Vannføring	$m^3/s$
$q$	Enhetsvannføring	$m^3/s$
$Q_{500}$	Flom med gjenntaksintervall 500 år	$m^3/s$
$Q_{1000}$	Flom med gjenntaksintervall 1000 år	$m^3/s$
$Q_{lat}$	Lateral vannføring	$m^3/s$
$q_{lat}$	Lateral enhetsvannføring	$m^3/s$
$R_h$	Hydraulisk radius	m
$S_0$	Helning langs bunnen	m/m
$S_f$	Helning på energilinja	m/m
$t$	Tid	s
$V$	Volum	$m^3$

$v$	Strømningshastighet	m/s
$v_w$	Hastigheten til bølgetoppen	m/s
$x$	Lengde i strømningsretningen	m
$y$	Vanndybde	m
$y_c$	Kritisk vanndybde	m
$z$	Høyde i forhold til en gitt referanse høyde $z_0$	m
$z_0$	Høydenivået til et gitt referansedatum	m
$z_b$	Kanalbunnens høyde over et gitt datum $z_0$	m



# INTRODUKSJON

*Her belyses bakgrunnen for valg av problemstilling, sammen med oppgavens begrensninger i omfang og rapportens oppbygging. Også bakgrunnsmateriale for utvalgte damanleggene som har blitt undersøkt undersøkes blir presentert.*

## 1.1 BAKGRUNN

1. januar 2010 trådte den gjeldende damsikkerhetsforskriften i kraft. Denne forskriften førte med seg nye sikkerhetskrav til vassdragsanlegg. Alle vassdragsanlegg skal i henhold til *damsikkerhetsforskriften* (2009, heretter dsf.) § 7-5 revurderes med gitte tidsintervaller, og for flere dammer har de nye kravene ført til en økt konsekvensklasse ved slike revurderinger. Dette medfører ofte at eksisterende dammer ikke lenger oppfyller kravene til beregningsmessig velte- og glidestabilitet, hvilket betyr at det må iverksettes tiltak. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) kan pålegge anleggseieren å utføre slike oppgraderinger. Slike oppgraderinger kan føre med seg store samfunnsøkonomiske kostnader.

## 1.2 FORMÅLET MED OPPGAVEN

Ettersom mange av anleggseierne er offentlig eide kraftselskaper vil kostnadene ved slike oppgraderinger påfalle samfunnet som helhet. Fra et samfunnsøkonomisk ståsted vil det derfor være interesse knyttet til å redusere omfanget av slike oppgraderinger, da særlig oppgraderinger som kan unngås uten å påføre samfunnet større fare ved eventuelle dambrudd. Dette inkluderer dammer som « feilaktig » plasseres i for høy konsekvensklasse ut fra de faktiske konsekvensene ved dambrudd. Oppgradering av dammer fra konsekvensklasse 1 eller 2 til konsekvensklasse 3 eller 4 vil det i særlig grad være interesse for å unngå, da sikkerhetskravene er strengere til dammer i de to sistnevnte konsekvensklassene.

Eksempler på ekstra krav til dammer i konsekvensklasse 3 og 4 er krav til beredskapsmessig tapping og sikring.

Slike beslutninger om oppgraderinger bygger på dambruddsbølgebe-  
regninger (DBBB-er) som utføres for å kartlegge bruddkonsekvensene.  
Per dags dato tillates det å regne inn oppstrøms forhold, unntatt opp-  
strøms konstruksjoner, i slike DBBB-er, men det gjøres i liten grad. Dette  
betyr, som nevnt av Norum et al. (2014, s. 18); « Det går med andre ord  
ikke an å bygge seg til en endret konsekvensklasse. » Dog vil grundigere  
undersøkelser av oppstrøms forhold kunne være med på å redusere kon-  
sekvensklassen til et anlegg. Eksempelvis vil oppstuvning, kritiske snitt,  
ruhet og annen strømningsmessig motstand kunne påvirke utstrømnin-  
gen og forplantningen av en dambruddsbølge nedstrøms dammen. Sær-  
lig for mindre dammer knyttet til småkraftproduksjon vil slike forhold  
potensielt kunne gi store utslag.

Formålet med oppgaven er således å forsøke å kartlegge om de tidlige-  
re nevnte forhold har så stor innvirkning på DBBB at de bør hensynstas  
i større grad enn det som praktiseres i dag.

### 1.3 OPPGAVENS OMFANG

For at oppgaven skal være mulig å løse innen gitte rammer, er det nød-  
vendig med enkelte begrensninger i omfanget. Følgende begrensninger  
er satt:

- ♦ Kun effektene av oppstrøms innsnevring i bredde, oppstrøms ters-  
kel/grunne, ruhet og helning i oppstrøms kanalstrekning undersø-  
kes
- ♦ De nevnte effektene undersøkes for dammer med oppstrøms kanal-  
strekning, altså hvor oppstrøms tverrsnitt er smalt, trangt og relativt  
flatt.
- ♦ For de nevnte forhold er det svært lite som tilsier at dammene på  
stedet er noe annet enn betongdammer, da bredden på dammene  
ikke er noe særlig større enn 30 m. Det fokuseres dermed på betong-  
dammer.

## 1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING

Først i oppgaven presenteres noen dammer hvor det mistenkes at konsekvensene av et dambrudd kan reduseres ved å inkludere oppstrøms forhold i DBBB-er. Det matematiske bakgrunns materialet, og hvordan man numerisk løser disse matematiske problemene, forklares, hvorpå det følger en kort gjennomgang av kriterier og metoder for utførelse av DBBB-er, og hvilke lover, forskrifter og retningslinjer man må forholde seg til. Dette påfølges av en gjennomgang av de metodene som er benyttet for å besvare oppgaven, slik at det er mulig å etterprøve resultatene. Resultatene presenteres så, og legger grunnlaget for den avsluttende diskusjonen og konklusjonen.

Alle kotehøyder som er nevnt med enheten moh. er oppgitt i høydesystemet Normal Null 1954 (NN1954).

## 1.5 UNDERSØKTE ANLEGG

Anleggene som er undersøkt er valgt ut basert på flyfoto og kart fra NVE Atlas, hvor også damnavn, damnummer, magasinnavn og magasinnummer er hentet fra. Dette betyr at navn på magasinene og innsjøenes påførte navn i kartgrunnlaget kan avvike noe fra hverandre. Damanleggene er valgt ut på grunn av at de har en smal kanalstrekning mellom dammen og magasinet, som enkelt kan sees på kart.

### 1.5.1 Liadammen

Liadammen (NVE damnummer 1923, figur 1.1) er en gravitasjonsdam fra 1942 i Gråelva-vassdraget i Stjørdal kommune, og er foreløpig plassert i bruddkonsekvensklasse 1. Oppstrøms for dagens dam lå det tidligere en gammel betongdam fra 1910, men det er usikkert hvorvidt rester av denne fortsatt ligger der i dag. I samarbeid med NTE Energi AS (NTE) har Hojem (2015) vist at dammen ikke er beregningsmessig stabil i henhold til dsf., og at det derfor må utføres tiltak for å oppfylle sikkerhetskravene. Rinde (2014) anbefaler at dammen ved neste revurdering bør plasseres i bruddkonsekvensklasse 3 med grunnlag i en DBBB utført med programvaren Hydraulic Engineering Center's River Analysis System (HEC-RAS). Ettersom dammen per i dag er plassert i bruddkonsekvensklasse 1 vil en oppjustering til klasse 3 føre til store kostnader knyttet



**Figur 1.1:** Oversiktsbilde av Liadammen, sett fra nedstrøms side.

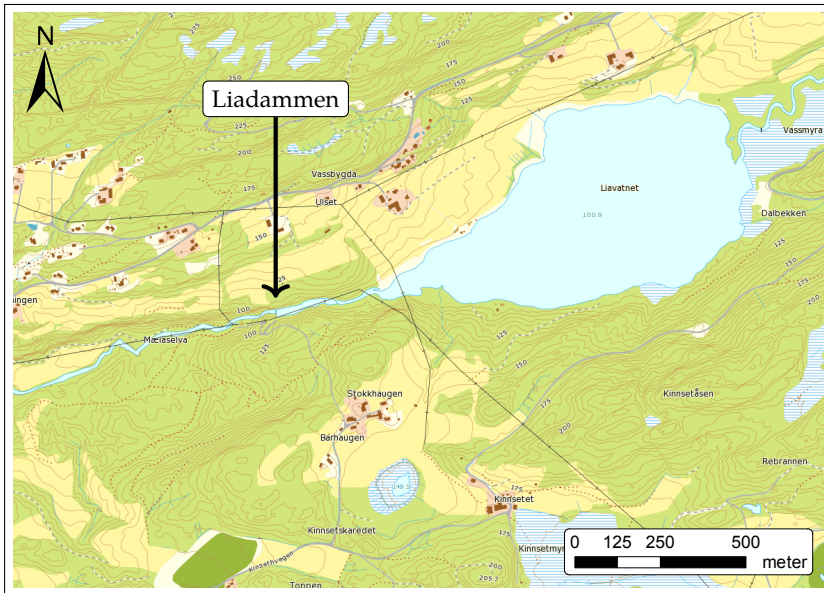
til oppgraderingen av dammen, da det blant annet må etableres et nytt lukeløp for å oppfylle krav til beredskapsmessig tapping.

Som påpekt av Hojem (2015, s. 45–47) kan det fra oversiktskart og flyfoto fra Liadammen sees at topografien oppstrøms dammen er trang og bratt, og det er nærliggende å anta at kanalstrekningen inn mot dammen er smal, noe som er bekreftet ved flere befaringer.

### 1.5.2 Dragstsjødammen

Dragstsjødammen (NVE damnummer 3570, figur 1.3) er en betongdam i Neavassdraget i Selbu kommune. Dammen er en kombinasjonsdam bestående av platedam med frostvegg i midten og gravitasjonsdam i vederlagene, med fast overløp på venstre side. Overløpet har topp på kote 262,37 moh., tilsvarende høyeste regulerte vannstand (HRV) for det tilhørende magasinet Drakstsjø (NVE magasinnummer 241). Dammen har total lengde på omtrent 50 m, hvorav det faste overløpet utgjør 13,6 m. Dammen er per i dag plassert i bruddkonsekvensklasse 1. Det er ikke gjennomført DBBB for denne dammen, kun et notat hvor eventuelle konsekvenser er undersøkt ved forenklete beregninger (Ittelin og Heggen, 2013) med ruting av stasjonær strømning.





**Figur 1.2:** Oversiktskart over Liadammen og Liavatnet i Grålva-vassdraget i Stjørdal kommune. Stjørdal sentrum ligger sør for karttutsnittet. Kartgrunnlag fra © Kartverket.



**Figur 1.3:** Oversiktsbilde av Dragstsjødammen, sett fra nedstrøms side.



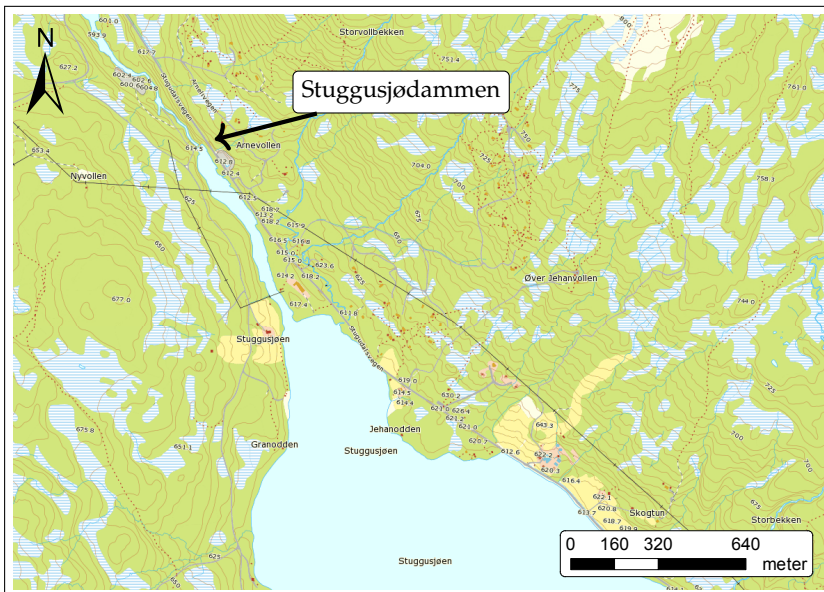
**Figur 1.4:** Oversiktskart over Dragstsjødammen og Stor-Drakstsjøen i Neavassdraget i Selbu kommune. Stor-Drakstsjøen til høyre, nord for Selbusjøen. Kartgrunnlag fra © Kartverket.

### 1.5.3 Stuggusjødammen

Stuggusjødammen (NVE damnummer 2663, figur 1.5) er en gravitasjonsdam av betong fra 1966 som ligger i Tyavassdraget i Tydal kommune. Det faste overløpet ligger på kote 611,80 moh., og har en lengde på omtrent 20 m. Dammen har total lengde på 40 m, og er per i dag plassert i bruddkonsekvensklasse 2. Dammen demmer opp Stuesjøen (mag nummer 244), og har en gammel tømmerkistedam omtrent 30 m oppstrøms for dagens dam, jf. figur F.4 på side 125.



Figur 1.5: Oversiktsbilde av Stuggusjødammen, sett fra nedstrøms side.



Figur 1.6: Oversiktskart over Stuggusjødammen og Stuesjøen (Stuggusjøen) i Tyvassdraget i Tydal kommune, sørøst for Tydal sentrum. Kartgrunnlag fra © Kartverket.



# BEREGNINGSMETODIKK

*For å undersøke innvirkningen oppstrøms forhold kan ha på dambruddsbølgeberegninger er det nødvendig å vite hvilke krav og føringer som legges til grunn for slike beregninger. Dermed vil dette kapitlet ta for seg matematiske ligninger for ulike strømnings situasjoner som vil oppstå, for så å se på de hydrauliske mekanismene ved et dambrudd og hvordan disse påvirker strømningsforholdene. Dette blir etterfulgt av de relevante numeriske modellene som benyttes for å muliggjøre beregninger av løsninger på disse matematiske systemene, før kapitlet avsluttes med å se på hvilke lover, forskrifter og retningslinjer som legger føringer for fremgangsmåte ved slike modelleringer.*

## 2.1 MATEMATISKE BESKRIVELSER AV FYSISKE PROSESSER

For å kunne modellere fysiske prosesser og fysiske systemer er det nødvendig å tilnærme disse med matematiske ligninger. De viktigste matematiske beskrivelsene for ikke-stasjonær strømning er Saint-Venants ligninger for kontinuitet og bevaring av bevegelsesmengde, samt beskrivelsen av strømningens tilstand, altså hvorvidt endringer i strømning kan propagere motstrøms eller ei.

### 2.1.1 Energi i strømning

Total energihøyde i et kanaltverrsnitt kan uttrykkes ved

$$H = z_b + y + \alpha \frac{v^2}{2g}, \quad (2.1)$$

hvor  $z_b$  er bunnens høyde over referansedatumet  $z_0$ ,  $y$  er vanndybden,  $v$  er vannets hastighet og  $\alpha$  er en energikoeffisient som tar hensyn til at hastighetshøyden ikke er konstant over tverrsnittet (Chanson, 2004,



s. 28). Ettersom kanalhelningen er liten (jf. antagelse A<sub>3</sub> på neste side) kan det antas at  $\alpha = 1$  (French, 1985, s. 47).

Relativt til bunnivået  $z_b$  i tverrsnittet kan ligning (2.1) skrives som

$$E = y + \frac{v^2}{2g}, \quad (2.2)$$

hvor  $E$  er den *spesifikke energien* i tverrsnittet (Chow, 1959, s. 41; French, 1985, s. 45).

Den minste verdien av  $E$  kalles benevnes  $E_c$ , og tilhørende vanndybde  $y_c$  kalles *kritisk vanndybde*. Strømningen i denne situasjonen kalles *kritisk strømning*, og kjennetegnes med at Froudetallet

$$Fr := \frac{v}{\sqrt{yg}} \quad (2.3)$$

er lik 1.

### 2.1.2 Stasjonær strømning

Det er nærliggende å anta at strømningen i den oppstrøms kanalen en tid etter dambruddet noe forenklet sett vil kunne betraktes som tilnærmet stasjonær, da det vil være vannstanden i magasinet, som kan antas å holde seg tilnærmet konstant, som vil regulere utløpsvannføringen. På grunn av ulike falltap vil energihøyden for strømningen reduseres noe i strømningsretningen. Dermed kan det for to ulike tverrsnitt, hvor tverrsnitt 2 er lengst nedstrøms, sette opp ligningen

$$z_{b,1} + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_{b,2} + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_e, \quad (2.4)$$

hvor  $z_b$  er bunnens høyde over et gitt datum og  $h_e$  er energitap som følge av friksjon, kontraksjoner og utvidelser i kanalen. Ligning (2.4) er kjent som energiligningen.

### 2.1.3 Gradvis variert ikke-stasjonær strømning

Gradvis variert strømning er betegnelsen på strømningsforhold hvor vanndybden endres gradvis i strømningsretningen. Slike endringer skyldes for eksempel endringer i tverrsnittsgeometrien. Ved slike strømningsforhold kan det fortsatt antas hydrostatisk trykkfordeling, da strøm-

ningslinjene er tilnærmet rette og parallelle. Dette er den tilstanden som vil forekomme oppstrøms dammen etter at selve dambruddsbølgen har propagert nedstrøms. I en DBBB regnes det med gradvis variert ikke-stasjonær strømning for å undersøke dambruddsbølgens utvikling i vassdraget (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2009, s. 17). For selve dambruddsbølgen vil det oppstå raskt variert ikke-stasjonær strømning, som nærmere omtalt i avsnitt 2.1.4. For å utlede ligningene som benyttes i videre beregninger er det nødvendig med noen antagelser:

- A1. Strømningen i kanalen er éndimensjonal.
- A2. Kurvaturen på strømninglinjene er neglisjerbar i horisontal- og vertikalplanet, noe som fører til at de vertikale og transversale komponentene av akselerasjonen også er neglisjerbare. Dette betyr videre at trykkfordelingen i tverrsnittet er hydrostatisk.
- A3. Helningen på kanalen er så liten at cosinus til vinkelen  $\theta$  mellom horisontalplanet og kanalbunnen er tilnærmet lik 1.
- A4. Strømningen er turbulent, og Mannings formel, ligning (2.15), benyttes for å beregne falltap.
- A5. Vannet er inkompressibelt for de vanntrykkene som oppstår.

For å regne på slike strømningssituasjoner benyttes Saint-Venants ligninger, som er generelle ligninger for éndimensjonal strømning. Disse kan utledes fra Navier-Stokes' ligninger for tredimensjonal strømning, eller ut fra to prinsipper; kontinuitet og bevaring av bevegelsesmengde (engelsk: *momentum*).

### *Kontinuitetsligningen*

Kontinuitetsligningen kan finnes ved å se på bevaringen av masse i infinitesimalt lite volum mellom to tverrsnitt i kanalen, som illustrert i figur 2.1. For ikke-stasjonær strømning endres vannføringen med  $Q_{\text{lat}} - \partial Q / \partial x$ , hvor  $Q_{\text{lat}}$  er lateral vannføring inn i kontrollvolumet,  $Q$  er vannføringen og  $x$  er lengde i strømningens retning. At den deriverte får negativt fortegn skyldes at det ved  $\partial Q / \partial x > 0$  vil *redusere* massen til kontrollvolumet, mens  $Q_{\text{lat}} > 0$  vil *øke* massen. Endringen i kontrollvolumets masse tilsvarer endringen i vannføring multiplisert med tettheten  $\rho_w$  til vannet. Denne er konstant, jf. antagelse A5, så den kan forkortes. Dette betyr at endringen i vannføring over avstanden  $dx$  i løpet av tiden  $dt$  blir

$$Q_{\text{lat}} dt - \left( \frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx dt. \quad (2.5)$$

Ettersom vannet er inkompressibelt må en endring i vannføringen også føre til en endring i tverrsnittsarealet, slik at alt vannet kan « lagres » i kanalen. Endringen i lagringsvolumet mellom de to tverrsnittene i kanalen i samme tidsrom blir

$$\left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dx dt, \quad (2.6)$$

hvor  $A$  er tverrsnittsarealet i kanalen. Summen av ligningene (2.5) og (2.6) skal bli null, altså

$$Q_{\text{lat}} dt - \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dx dt = 0,$$

som kan forenkles til

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q_{\text{lat}} = 0, \quad (2.7)$$

hvor  $q_{\text{lat}}$  er lateral enhetsvannføring inn i kontrollvolumet. Ligning (2.7) er kjent som Saint-Venants kontinuitetsligning.

### Bevegelsesmengdeligningen

Utledningen av bevegelsesmengdeligningen er basert på utledningen gitt av Brunner (2010, s. 2-23–2-27). Fra Newtons andre lov er

$$\sum \vec{F} = m\vec{a} = \frac{d\vec{p}}{dt}.$$

Videre er bevegelsesmengdefluksen er massen til væsken multiplisert med hastighetsvektoren i strømningsretningen, altså  $mv = \rho_w Q dx$ .

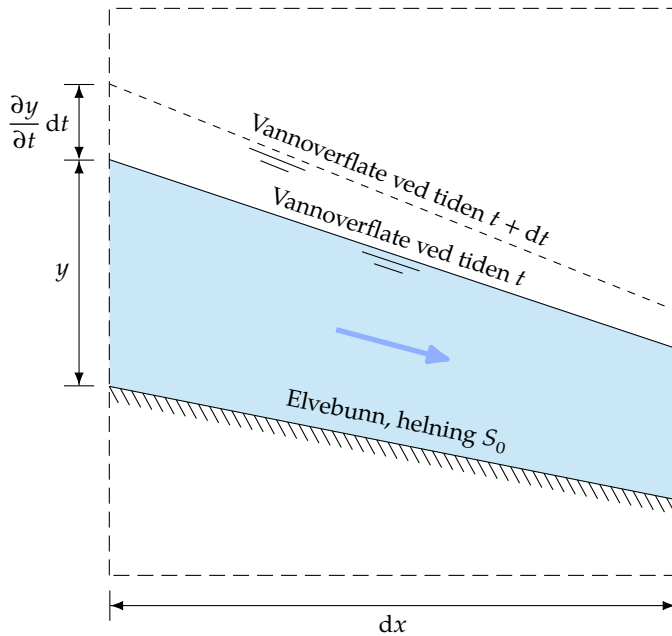
Videre i betraktningen tas det hensyn til tre krefter: trykk, gravitasjon og grensemotstand (friksjon).

Ser først på trykkreftene. Trykklasten i et gitt tverrsnitt kan uttrykkes som

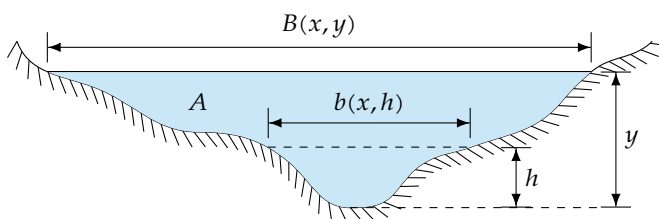
$$P(x) = \int_A p(x, h) dA = \rho_w g \int_{h=0}^y b(x, h)(y - h) dh, \quad (2.8)$$

hvor  $p$  er trykket i et gitt nivå  $h$  over bunnen,  $b$  er kanalbredden i samme nivå og  $y$  er vanddybden i tverrsnittet, jf. figur 2.2 (Novak et al., 2010, s. 230).





**Figur 2.1:** Forenklet fremstilling av kontinuitet for ikke-stasjonær strømning, for et kontrollvolum med en gitt bredde innover i tegningen. Helningen på elvebunnen er sterkt overdrevet.



**Figur 2.2:** Kanaltverrsnitt med definisjoner på symboler brukt i utledningen av bevegelsesmengdeligningen.  $A$  er kanalens vannfylte tverrsnittsareal,  $B$  er bredden av vannoverflaten ved vanndybde  $y$ , og  $b$  er bredden av det horisontale vannlaget ved et nivå  $h$ .

Den resulterende trykklasten fra ligning (2.8) over en distanse  $dx$  blir

$$P(x) - P(x + dx) = -\frac{\partial P}{\partial x} dx + P_b, \quad (2.9)$$

hvor  $P_b$  er trykklasten i strømningsretningen fra bunnen.

Ved hjelp av Leibniz' integralregel,

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left( \int_{g(t)}^{h(t)} F(x, t) dx \right) &= \left\{ F[h(t), t] \dot{h}(t) - F[g(t), t] \dot{g}(t) \right\} \\ &\quad + \int_{g(t)}^{h(t)} \frac{\partial F(x, t)}{\partial t} dx, \end{aligned}$$

en formel for å derivere et bestemt integral hvor grensene er funksjoner av variabelen det deriveres med hensyn på (Flanders, 1973, s. 615), kan ligning (2.9) skrives som

$$\begin{aligned} -\frac{\partial P}{\partial x} dx + P_b &= -\rho_w g \left\{ b(x, y) (y - y) \frac{\partial y}{\partial x} \right. \\ &\quad \left. + \int_{h=0}^y \frac{\partial}{\partial x} [b(x, h) (y - h)] dh \right\} dx + P_b \\ &= -\rho_w g \int_{h=0}^y \frac{\partial}{\partial x} [b(x, h) (y - h)] dh dx + P_b. \quad (2.10) \end{aligned}$$

Fra produktregelen for derivasjon er

$$\begin{aligned} \int_{h=0}^y \frac{\partial}{\partial x} [b(x, h) (y - h)] dh &= \frac{\partial y}{\partial x} \int_{h=0}^y b(x, h) dh + \int_{h=0}^y \frac{\partial b(x, h)}{\partial x} (y - h) dh \\ &= \frac{\partial y}{\partial x} A - P_b. \quad (2.11) \end{aligned}$$

Om ligning (2.11) så settes inn i ligning (2.10) blir den resulterende trykklasten i ligning (2.9) kan skrives som

$$\vec{F}_P = P(x) - P(x + dx) = -\rho_w g A \frac{\partial y}{\partial x} dx. \quad (2.12)$$

Gravitasjonskraften som virker i strømningsretningen på kontrollvolumet kan ved små vinkler  $\vartheta$  mellom horisontalplanet og bunnen, altså hvor  $\sin \vartheta \approx \tan \vartheta = -\partial z_b / \partial x$ , skrives som

$$\vec{F}_g = -\rho_w g A \frac{\partial z_b}{\partial x} dx, \quad (2.13)$$

hvor  $z_b$  er bunnens høyde i forhold til et gitt datum  $z_0$ .

Friksjonskraften virker tangentielt med bunnen mot strømningsretningen, og er proporsjonal med kontrollvolumets lengde, og skrives ofte som:

$$\vec{F}_f = -mgS_f = -\rho_w g A S_f dx, \quad (2.14)$$

hvor  $S_f$  er definert som helningen på energilinja (Novak et al., 2010, s. 231). For å finne  $S_f$  benyttes Mannings formel:

$$S_f := \frac{|Q|Q}{M^2 A^2 R_h^{4/3}}. \quad (2.15)$$

Til slutt gjenstår bare bevegelsesmengdefluksen til kontrollvolumet. Den totale bevegelsesmengdefluksen som tilføres kontrollvolumet er

$$-\rho_w \frac{\partial Qv}{\partial x} dx, \quad (2.16)$$

mens akkumuleringsraten av bevegelsesmengde i kontrollvolumet blir

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_w Q dx) = \rho_w \frac{\partial Q}{\partial t} dx. \quad (2.17)$$

Ligning (2.17) tilsvarer summen av ligningene (2.12) til (2.14) og (2.16). Dividerer med  $\rho_w dx$ , og benytter at nivået til vannflata i forhold til  $z_0$  er  $z := z_b + y$ , og dermed

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x},$$

og sitter igjen med ligningen

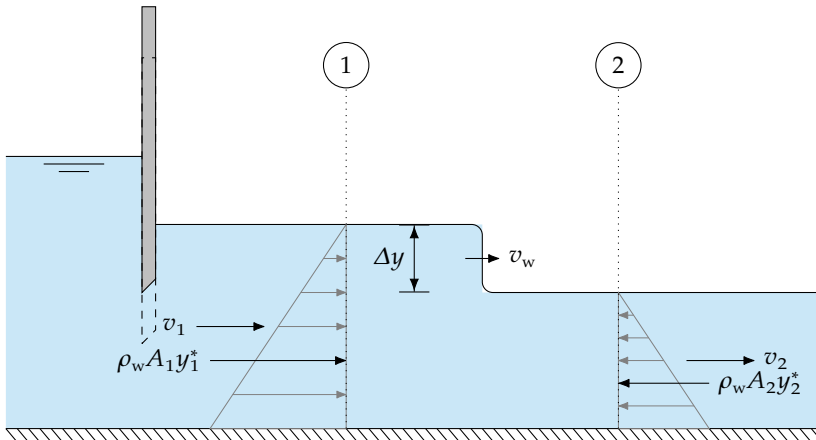
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Qv)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0. \quad (2.18)$$

Ligning (2.18) er kjent som Saint-Venants bevegelsesmengdeligning.

## 2.1.4 Raskt variert ikke-stasjonær strømning

Raskt variert strømning er strømning hvor dybden forandres over en kort distanse langs strømningsretningen, for eksempel som ved en dambruddsbølge. Slike forhold kan også oppstå ved et hurtig lukeopptrekk, som illustrert i figur 2.3.

Hastigheten til vannmassene ved luka øker fra  $v_2$  til  $v_1$ , og dermed



**Figur 2.3:** Raskt variert og jevnt økende strømning, illustrert ved et hurtig lukeopptrekk. Illustrasjon laget ut fra figur 19-1 av Chow (1959, s. 554).

øker også bevegelsesmengden. Fra Newtons andre bevegelseslov er kraften som trengs for å endre massebevegelsen per tidsenhet lik produktet av massen og akselerasjonen, altså

$$\vec{F} = (v_w - v_1)A_1\rho_w(v_1 - v_1), \quad (2.19)$$

hvor  $v_w$  er hastigheten til bølgen. Denne kraften tilsvarer forskjellen mellom kreftene fra det hydrostatiske trykket ved tverrsnitt 1 og 2,

$$\vec{F} = \rho_w(A_1y_1^* - A_2y_2^*), \quad (2.20)$$

hvor  $y^*$  er dybden til tyngdepunktet for trykklasten i et tverrsnitt. Ved å sette ligningene (2.19) og (2.20) lik hverandre kan det vises at

$$v_w = \sqrt{\frac{(A_1y_1^* - A_2y_2^*)g}{A_2(1 - A_2/A_1)}} + v_2. \quad (2.21)$$

Ved et slikt hurtig lukeopptrekk vil det oppstå et vannstandssprang som vandrer motstrøms (engelsk: *surge*) på grunn av den endrede vannføringen. Dette betyr at vannspeilet vil få en negativ helning, og vannstanden synker et stykke motstrøms for luka. Det kan vises at bølgehastigheten kan skrives som

$$\begin{aligned} v_w &= \sqrt{gy} - v \\ &= 3\sqrt{gy} - 2\sqrt{gy_1} - v_1. \end{aligned} \quad (2.22)$$

## 2.2 MEKANISMER VED DAMBRUDD

For å forstå hvilke hydrauliske forhold som oppstår ved et øyeblikkelig dambrudd kan det sees nærmere på en situasjon hvor en underløpsluke plutselig trekkes hurtig opp. Ettersom det i denne oppgaven fokuseres på betongdammer, er det i utgangspunktet slike øyeblikkelige dambrudd som er interessante, i og med at slike dammer i henhold til Norges vassdrags- og energidirektorat (2009, tabell 5-1) har en bruddtid på 0 h. Ved et slikt hurtig lukeopptrekk oppstår en situasjon med raskt variert og jevnt økende strømming, som forklart i avsnitt 2.1.4. I det meste av litteratur omkring de hydrauliske forholdene ved dambrudd er det i stor grad fokusert på de nedstrøms forholdene. For de oppstrøms strømningsforholdene er det andre forhold som påvirker strømningsbildet, og som dermed vil kunne skape kritisk strømming også her.

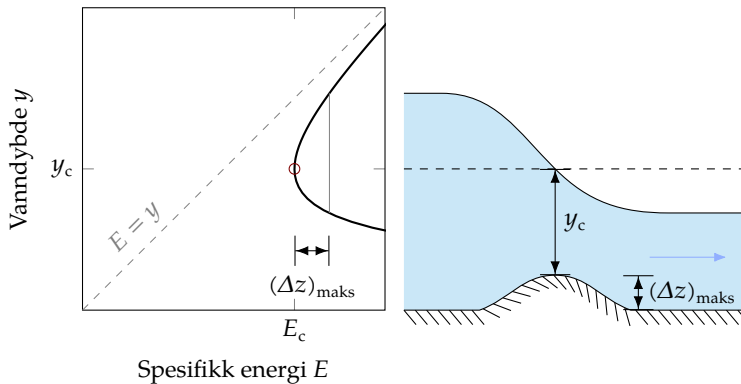
### 2.2.1 Kritiske forhold

Dersom det oppstår situasjoner hvor strømmingen blir kritisk oppstrøms for dammen, vil utstrømmingen fra magasinet «strupes», noe som vil dempe utløpshydrogrammet for et dambrudd. Dette kan forekomme på grunn av flere ulike forhold, slik som at

- ♦ tverrsnittet blir smalere slik at kritisk vanndybde øker
- ♦ tverrsnittet blir grunnere slik at kritisk snitt kan forflytte seg oppover i kanalen
- ♦ ruheten er stor, noe som gir stort falltap og større vanndybde oppstrøms
- ♦ helningen er liten slik at den kinetiske energien også er lav, noe som igjen betyr at vanndybden øker.

#### *Innsnevring i bredden*

Kocaman og Ozmen-Cagatay (2012) har undersøkt hvordan en slik innsnevring i bredden nedstrøms dammen påvirker dambruddsbølgen, og fant ut at deler av selve dambruddsbølgen vil kunne passere gjennom innsnevringen, mens resten av bølgen vil bli reflektert motstrøms. Dette betyr at bølgetoppen blir dempet, og at det er nærliggende å tro at en slik innsnevring også vil ha lignende effekt på dambruddsbølgen dersom den er lokalisert oppstrøms dammen, gitt at avstanden ikke blir for stor.



**Figur 2.4:** Endring av vanndybden som følge av en bunnterskel med høyde  $(\Delta z)_{\text{maks}}$  ved underkritisk strømning oppstrøms for terskelen.

Dersom innsnevringen ligger nærme dammen vil vannvolumet mellom denne og dammen reduseres, noe som følgelig vil gi en lavere bølgetopp.

Chaudhry (2008, s. 67) sier også at det ved en lokal innsnevring i kanalbredden vil få økt enhetsvannføringen  $q$ . Dersom innsnevringen er tilstrekkelig vil det kunne oppstå kritisk strømning, og oppstrøms vannstand for en gitt vannføring vil påvirkes.

### Grunt tverrsnitt i kanalen

Dersom det er lokale grunner i kanalen, jf. figur 2.4. vil disse kunne fungere som en terskel med skarpkantet overløp. Eventuelt kan formen på slike grunner tilnærmes som formen på fyllingsdammer, med både nedstrøms og oppstrøms helning. Dersom rester fra fangdammen blir liggende igjen i kanalen, eller at det ligger en gammel betong- eller tømmerkistedam under vann oppstrøms, vil disse kunne føre til slike grunne forhold over hele elvetverrsnittet.

Det har tidligere blitt undersøkt hvordan en terskel nedstrøms et dambrudd vil kunne påvirke forplantning av dambruddsbølgen (Ozmen-Cagatay og Kocaman, 2011; Ozmen-Cagatay, Kocaman og Guzel, 2014; Soares-Frazaõ, 2007). De viste at vannstanden oppstrøms for terskelen steg, noe som var forventet.

Som nevnt av Chaudhry (2008, s. 66) vil det for en bunnterskel i en flat kanal finnes en maksimal høyde som terskelen kan ha før den påvirker vannføringen dersom vannstanden oppstrøms er konstant, eller før den påvirker vannstanden oppstrøms dersom vannføringen er konstant. Dette gjelder dersom strømmingen oppstrøms terskelen er underkritisk.

*Stor ruhet oppstrøms*

Desto større ruheten er, desto større falltap vil strømmingen utsettes for. Dette betyr igjen lavere hastighet og lavere vannføring ved en gitt vann- dybde i henhold ligning (2.15) løst med hensyn på  $Q$ :

$$Q = MAR_h^{2/3} S_f^{1/2}, \quad (2.23)$$

kjent som Gauckler-Manning-Stricklers ligning. Det er et kjent problem at valg av ruhetsverdier er utfordrende, og krever erfaring. Fra tabell 2.1 kan det sees at usikkerheten ved valg av slike verdier kan ha store utslag. Eksempelvis vil det å øke ruheten fra  $40,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  til  $30,3 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  for forhold (1) i tabell 2.1 ved bruk av ligning (2.23) redusere vannføringen med 24 % dersom resten av verdiene er uendret.

Marchand et al. (2010) har undersøkt effekten av ruheten for en dambruddshendelse som fant sted i Flatanger kommune i Nord-Trøndelag i 2006. Differansen i vannlinjen for en elvestrekning ved bruk av ruheter på henholdsvis  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  og  $16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  ble undersøkt, og resultatet var at avviket stort sett var større enn 0,5 m, og opptil 1,0 m for enkelte profiler, hvor  $M = 16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  gav størst vannstand over hele beregningsstrekningen. Videre gav dette også best samsvar med observert vannlinje under flommen i 2006.

Dersom ruheten i den oppstrøms kanalen øker vil også vannstanden oppstrøms for dammen øke, og det vil kunne bli oppstuvning av vannstanden og dannelse av kritiske snitt oppstrøms for plasseringen til dammen ved et dambrudd.

**Tabell 2.1:** Typiske verdier for Stricklers friksjonskoeffisient  $M$ , gjengitt etter Chow (1959, s. 112). Desto større verdi  $M$  har, desto mindre ruhet er det i kanalen. Dette kommer av at Stricklers friksjonskoeffisient er definert som  $M := 1/n$ . Alle verdier er oppgitt med enheten  $m^{1/3}/s$ .

Forhold	Minimum	Normal	Maksimum
(1) Rene, rette kanaler med maksimal vannstand uten kulper	30,3	33,3	40,0
(2) Rene, rette kanaler med maksimal vannstand uten kulper, med steiner og planter	25,0	28,6	33,3
(3) Rene, svingete kanaler med noen kulper og sandbanker	22,2	25,0	30,3
(4) Rene, svingete kanaler med noen kulper, sandbanker, steiner og planter	20,0	22,2	28,6
(5) Rene, svingete kanaler med noen kulper, sandbanker, steiner og planter, lav vannstand og tørrlagte områder	18,2	20,8	25,0
(6) Rene, svingete kanaler med noen kulper, sandbanker, mange steiner og planter	16,7	20,0	22,2
(7) Rolige strømningsforhold med dype kulper begrodd med planter	12,5	14,3	20,0
(8) Veldig begroddede områder med dype kulper	6,7	10,0	13,3



### Liten eller ingen helning

Dersom bunnhelningen i kanalen er liten vil også teoretisk maksimal strømningshastighet til vannet reduseres, da denne er gitt som

$$v_{\text{maks}} = \sqrt{2g\Delta z}, \quad (2.24)$$

hvor  $\Delta z$  er høydeforskjellen mellom vannspeilet oppstrøms, hvor hastigheten er tilnærmet null, og bunnen i nedstrøms ende av kanalen.

Videre vil det ved antagelse om at ligning (2.23) være gjeldende at  $Q \propto \sqrt{S_0}$ , som også tilsier lavere vannføring ved lavere verdier av  $S_0$  for en gitt vanndybde.

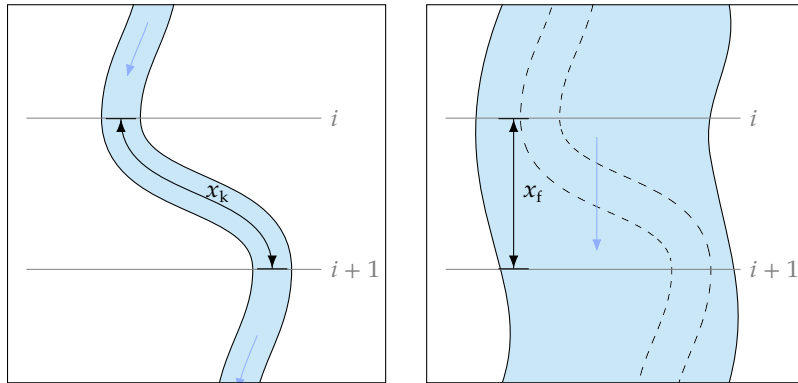
## 2.3 NUMERISKE MODELLER

For å finne løsninger på de matematiske ligningene gitt i avsnitt 2.1 for en elvestrekning er det nødvendig å benytte numeriske modeller. Det finnes ulike typer modeller, og valg av modell kan være med å påvirke resultatet. Å velge riktig modell og algoritme krever derfor erfaring, da det er mange forhold som påvirker hvilken modell som er det beste valget for en gitt situasjon.

### 2.3.1 Forskjeller mellom 1D-, 2D- og 3D-modeller

Det er distinkte forskjeller mellom 1D-, 2D- og 3D-modeller som avgjør i hvilke situasjoner de ulike egner seg best. Naturlig nok er 1D-modeller mer forenklet enn 2D-modeller, som igjen er en del mer forenklet enn 3D-modeller. Selv om 3D-modeller gjør færrest forenklinger og er mest kompliserte, er det ikke gitt at disse er best egnet for enhver situasjon.

På grunn av enkelheten i 1D-modeller krever disse betydelig mindre regnekraft enn 2D- og 3D-modeller (Kocaman og Ozmen-Cagatay, 2012, s. 151). Dessuten vil oppsettet av en slik enkel modell også være enkelt, og dermed mindre tidkrevende. Det antydes at opptil 50 % av totalt brukt tid for en studie gjennomført med 2D-modell kan bestå av å utforme det uregelmessige rutenettet (engelsk: *mesh*) (Novak et al., 2010, s. 290). 3D-modeller benyttes sjelden for så store modeller som trengs for en elvestrekning, da disse krever omfattende inndata (Crispino, Gisonni og Iervolino, 2015, s. 153).



(a) Strømningslinje med lengde  $x_k$  i kanalen. (b) Strømningslinje med lengde  $x_f$  på flomsletter.

**Figur 2.5:** Forskjell på strømningslengdene mellom to tverrsnitt  $i$  og  $i + 1$  for strømning i kanal og strømning på flomslette. I de aller fleste tilfeller er  $x_f < x_k$  oppfylt.

For elvestrekninger hvor hovedløpet bukte seg gjennom terrenget, og hvor terrenget rundt kanalen består av relativt flate flomsletter, vil 2D- og 3D-modeller sannsynligvis være bedre egnet enn 1D-modeller (Horritt og Bates, 2002), da en 1D-modell kun tar hensyn til strømningshastigheten i lengderetningen til kanalen. For trange kanaltverrsnitt vil det være fordelaktig å benytte 1D-modeller, da strømmingen i all hovedsak vil følge lengderetningen til kanalen (Marchand et al., 2010, s. 19).

En ulempe med 1D-modeller er at brukeren selv må bestemme senterlinjen til strømmingen, noe som i enkelte tilfeller kan være veldig utfordrende (Marchand et al., 2010, s. 19). 2D- og 3D-modeller beregner dette ut fra terrengmodellen, noe som betyr at brukerens erfaring kan være mindre utslagsgivende for resultatet.

### 2.3.2 HEC-RAS

For å løse éndimensjonale strømningsproblemer for ikke-stasjonær strømning benytter HEC-RAS en horisontal oppdeling av vannmassene; ett lag for strømmingen i kanalen, og ett lag for strømmingen på flomslettene. Dette gjøres på grunn av at veien vannet strømmer blir kortere på flomslettene enn i kanalen, da strømningslinjene vil bli rettere, jf. figur 2.5.

For at denne oppdelingen skal være hensiktsmessig må den totale vannføringen fordeles på kanalen og flomslettene. Vannføringen i kana-

len og på flomslettene kan uttrykkes som henholdsvis

$$Q_k = \phi Q, \quad (2.25a)$$

$$Q_f = (1 - \phi)Q, \quad (2.25b)$$

hvor  $\phi = K_k / (K_k + K_f)$  er andelen av den totale vannføringen som strømmer i kanalen, og  $K_k$  og  $K_f$  er transport i henholdsvis kanalen og på flomslettene.

Ligningene (2.25a) og (2.25b) fører til at ligning (2.7) kan skrives om til

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_k} + \frac{\partial[(1 - \phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (2.26)$$

og ligning (2.18) til

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\phi^2 Q^2 / A_k)}{\partial x_k} + \frac{\partial[(1 - \phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_f} \\ + gA_k \left( \frac{\partial z}{\partial x_k} + S_{f,k} \right) + gA_f \left( \frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{f,f} \right) = 0. \end{aligned} \quad (2.27)$$

For å gi en numerisk løsning på ligningene (2.26) og (2.27) benytter HEC-RAS et firepunkts implisitt system kjent som Preissmanns system.

### *Preissmanns system*

Dette implisitte systemet etablerer et rutenett i  $x$ - $t$ -planet med punktene  $i = 1, 2, 3, \dots, N$  langs strømningens lengdeakse som vist i figur 2.6. Verdiene til de avhengige variablene er kjent som initialverdier for  $t = j\Delta t$ .

Funksjonsverdiene  $f$  i figur 2.6 er avhengige av både  $h$  og  $Q$ :

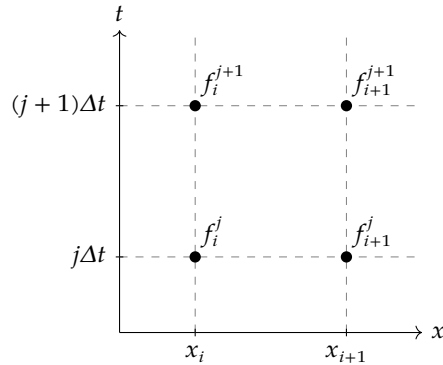
$$f = f(x, t) = \{h(x, t), Q(x, t)\},$$

altså betyr eksempelvis notasjonen

$$f_i^j = f(x_i, j\Delta t) = \{h(x_i, j\Delta t), Q(x_i, j\Delta t)\}.$$

Det innføres en vektingsfaktor  $\theta$ . De partiellderiverte av  $f$  med hensyn på  $x$  og  $t$  kan tilnærmes som henholdsvis

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \theta \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}}{x_{i+1} - x_i} + (1 - \theta) \frac{f_{i+1}^j - f_i^j}{x_{i+1} - x_i} \quad (2.28)$$



**Figur 2.6:** Skisse av rutenettet i Preissmanns system, hvor lengden  $x$  i strømningsretning er langs abscisseaksen og tiden  $t$  langs ordinataksen. Funksjonsverdiene  $f$  ved ulike verdier av  $x$  og  $t$  er markert.

og

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = 0,5 \left[ \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{(j+1)\Delta t - j\Delta t} \right] + 0,5 \left[ \frac{f_i^{j+1} - f_i^j}{(j+1)\Delta t - j\Delta t} \right], \quad (2.29)$$

hvor  $0,5 \leq \theta \leq 1,0$  (Cunge og Hager, 2015).  $\theta = 0,6$  vil gi mest korrekte resultater, mens  $\theta = 1,0$  vil gi best stabilitet i modellen (Brunner, 2008, s. 13). I HEC-RAS er verdien av  $\theta$  satt til 1,0 som standard.

## 2.4 LOVER, FORSKRIFTER OG RETNINGSLINJER

For alle vassdragsanlegg stilles det krav i både dsf. og *vannressursloven* (2000, heretter vrl.). For å oppfylle disse kravene er det av NVE utarbeidet retningslinjer og veiledere. Disse stiller ikke konkrete krav til anleggene, men gir forslag til fremgangsmåte og omfang av undersøkelser, beregninger og dokumentasjon for å tilfredsstille kravene gitt av dsf. og vrl. De mest sentrale veilederne og retningslinjene for damsikkerhet er *Retningslinjer for flomberegninger* (2011), *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger* (2009) og *Veileder til damsikkerhetsforskriften* (2014).

### 2.4.1 Damsikkerhetsforskriften

Alle vassdragsanlegg i konsekvensklasse 0 til 4 er underlagt dsf. Denne forskriften ble kunngjort 21. desember 2009, og trådte i kraft 1. januar 2010. Den erstattet da følgende forskrifter og retningslinjer (Grøttå,

2010, s. 4):

- ♦ Forskrifter om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (sikkerhetsforskriften, 2001), vedtatt 15.12.2000.
- ♦ Forskrifter om klassifisering av vassdragsanlegg (klassifiseringsforskriften, 2001), vedtatt 18.12.2000.
- ♦ Forskrifter om kvalifikasjoner hos den som forestår planlegging, bygging og drift av vassdragsanlegg (kvalifikasjonsforskriften, 2001), vedtatt 18.12.2000.
- ♦ Retningslinje for beredskapsmessig sikring av dammer mv. (1994), hjemlet i gammel damforskrift (1981), energiloven og sivilforsvarsloven.

Blant det som ble endret ved innføringen av denne forskriften var klassifiseringen av anleggene. Klassifiseringssystemet ble, etter ønske fra bransjen og forsikringsselskaper, utvidet til å inneholde klassene 0 til 4<sup>†</sup>, hvor anleggene i klasse 1 til 4 skal ha en ansvarlig, en leder, en vassdragsteknisk ansvarlig (VTA) og tilsynspersonell.

Det er gitt i dsf. § 7-3 at det for alle vassdragsanlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4 skal gjennomføres DBBB-er før byggestart eller før første revurdering. Slike DBBB-er skal gjennomføres i henhold til *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger*. Det er kun konsekvensene av et dambrudd som bestemmer konsekvensklassen; sannsynligheten for at det skjer har ingen innvirkning på klassifiseringen. Det utføres altså en konsekvensanalyse heller enn en risikoanalyse, da risiko er definert som kombinasjonen av sannsynlighet og konsekvens (Standard Norge, 2008, s. 5–6).

†: Tidligere ble anleggene klassifisert i klassene 1 til 3, samt klassen *uklassifisert*.

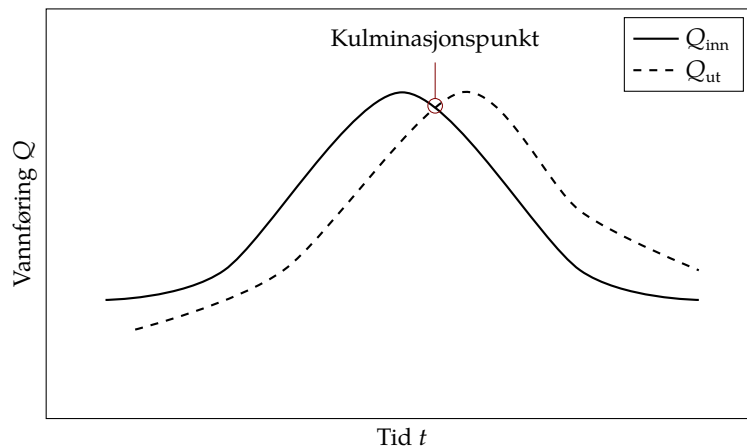
## 2.4.2 Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger

NVE har stilt krav om at det skal gjennomføres DBBB og utarbeides dambruddskart for vassdragsanlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4. Det stilles krav til kvalifikasjoner hos personene som som kan utføre beregningene, og retningslinja viser hvordan beregningene bør utføres for at de skal kunne godkjennes. Retningslinja tar for seg beregningsstrekning, kvalitet på kartgrunnlag og hvordan bruddforløpet skal regnes for de ulike damtypene. Krav til de hydrologiske dataene som benyttes som inngangsdata i beregningene er gitt av *Retningslinjer for flomberegninger* (2011).

Hovedformålet bak kravet om DBBB og dambruddskart er å danne et grunnlag for utarbeidelse av beredskaps- og evakueringsplaner for de

kommunene som blir berørt av et eventuelt dambrudd. Således er tiden som kan benyttes til å evakuere områdene som blir berørt det viktigste resultatet fra en slik DBBB.

Retningslinja legger også føringer for *når* dammen skal gå til brudd. Dette skal starte når kulminasjonsvannstanden for flomsituasjonen inn-treffer, altså når kurvene for innløps- og utløpshydrogrammet krysser hverandre, og hvor innløpshydrogrammet har passert sitt toppunkt, jf. figur 2.7. Dette er det tidspunktet hvor vannstanden i magasinet vil være størst.



**Figur 2.7:** Kulminasjonskurve for et bruddmagasin. Kulminasjonspunktet forekommer der innløpshydrogrammet ( $Q_{inn}$ ) etter sitt toppunkt krysser med utløpshydrogrammet ( $Q_{ut}$ ). Dambruddet skal starte ved dette punktet, altså når vannstanden i magasinet er størst.

## 2.5 KLASSIFISERING AV DAMMER

Grunnen til at alle nye og eksisterende dammer skal klassifiseres i én av fem konsekvensklasser, er at sikkerheten til mennesker, miljø og eiendom skal ivaretas. Dette kommer klart frem i *damsikkerhetsforskriften*, § 1-1; «Forskriften skal fremme sikkerhet ved vassdragsanlegg og forebygge skade på mennesker, miljø og eiendom».

Forskriften sier videre at:

Alle vassdragsanlegg skal klassifiseres i en av fem konsekvensklasser.

[...]

Anlegg som ved brudd, svikt eller feilfunksjon kan medføre fare for skade på mennesker, miljø eller eiendom, skal klassifiseres i konsekvensklasse 1 til 4. Konsekvensklasse 4 benyttes for anlegg som har de største konsekvensene. Anlegg som har ubetydelige konsekvenser klassifiseres i konsekvensklasse 0. (dsf., § 4-1)

Når vassdragsanlegget skal klassifiseres, skal det sees på hvilke konsekvenser brudd, svikt eller feilfunksjon har der skadepotensialet er størst. I denne vurderingen skal tabell 2.2 legges til grunn. Dersom ett av kriteriene til en konsekvensklasse er oppnådd, skal ikke konsekvensklassen settes lavere enn den aktuelle klassen. Tabellen er bare veiledende, og NVE kan etter en helhetlig vurdering sette en høyere konsekvensklasse på anlegget enn hva tabell 2.2 på neste side tilsier.

Når et anlegg skal klassifisere etter tabell 2.2 må det beregnes antall boenheter som blir berørt.

**Tabell 2.2:** Klassifiseringskriterier for vassdragsanlegg (dsf., § 4-2).

Konsekvens-klasse	Boenheter	Infrastruktur, samfunnsfunksjoner	Miljø og eiendom
4	> 150		
3	21–150	Skade på sterkt trafikkert veg eller jernbane, eller annen infrastruktur, med spesielt stor betydning for liv og helse	Stor skade på spesielt viktige miljøverdier eller spesielt stor skade på fremmed eiendom
2	1–20	Skader på middels trafikkert veg eller jernbane eller annen infrastruktur med stor betydning for liv og helse	Stor skade på viktige miljøverdier eller stor skade på fremmed eiendom
1	Midlertidig oppholdssted tilsvarende < 1 permanent boenhet	Skader på mindre trafikkert veg eller annen infrastruktur med betydning for liv og helse	Skade på miljøverdier eller fremmed eiendom



# METODE

*Måten problemstillingen er angrepet er på presenteres, og det gis begrunnelser for valg som er gjort underveis, slik at det skal være mulig å etterprøve resultatene som presenteres i kapittel 4.*

## 3.1 LITTERATURSTUDIE

Først av alt ble det søkt etter litteratur som omhandler relevant teori og forskning for å opparbeide en bedre forståelse av teorien bak problemstillingen, for å sikre en best mulig fremgangsmåte videre. Dette ble gjort ved først å lese de nasjonale retningslinjene for DBBB, manualer for programmet HEC-RAS versjon 4.1, samt de godt kjente og omfattende hydraulikkbøkene for kanalstrømning skrevet av Chow (1959) og French (1985).

Videre ble søkemotoren Oria<sup>†</sup> brukt for å finne relevant faglitteratur, slik som artikler publisert i ulike tidsskrifter.

†: Nettadresse  
<http://oria.no>

Dette har resultert i innholdet som presentert i kapittel 2.

## 3.2 DOKUMENTGJENNOMGANG

For å få bedre innsikt i forholdene på de anleggene som nevnt i avsnitt 1.5 ble rapportene utarbeidet av Rinde (2014), Opaker (2013), Sollid og Sæter (2012) og Ittelin og Heggen (2013) gjennomgått. Dette for å sikre at inngangsdata til de numeriske modellene ble mest mulig realistiske, slik at effektene av oppstrøms forhold verken ble over- eller undervurdert i noen særlig grad. Videre gir disse beregningene en pekepinn på valg av tidssteg og avstand mellom tverrsnittene for de ulike anleggene.

Også rapportene skrevet av Sæter (2012) og Vingerhagen (2014) ble gjennomgått selv om disse ikke tar for seg noen av de undersøkte an-

leggene, da Åne Sæter, VTA i TrønderEnergi AS, påpekte at oppstrøms forhold hadde hatt en betydning for disse.

### 3.3 DATAINNSAMLING OG BEARBEIDING

For å undersøke hvordan de faktiske oppstrøms forholdene på de utvalgte dammene påvirker utstrømningen, er det nødvendig med informasjon om tverrprofilene i disse partiene. Disse kan ikke hentes direkte ut fra kartdata, da oppløsningen er for dårlig, og fordi kartdataen kun inkluderer høyden til vannoverflaten.

De faktiske tverrprofilene er målt inn ved bruk av et akustisk Doppler-instrument (ADCP, acoustic Doppler current profiler) som vist på figur 3.1. Instrumentet benytter ni stråler til å kartlegge både strømningshastighet og bunnprofil, hvorav én vertikal stråle som kun måler dybden til bunnen. Ifølge produsenten har instrumentet en nøyaktighet innenfor 1 % for måling av dybder (SonTek, 2015). Teniske spesifikasjoner for instrumentet kan sees i tillegg A på side 89. Instrumentet har også en GPS-antenne som benyttes til å sammenstille vanndybder med koordinater, slik at det også kan hentes ut informasjon om de innmålte punktenes plasseringer.

I ettertid ble dataene lastet ned fra instrumentet ved hjelp av programvaren RiverSurveyor LIVE<sup>†</sup> fra SonTek. Deretter ble de aktuelle målingene blitt filtrert manuelt for å redusere antall punktmålinger over tverrsprofilen. Disse punktdataene ble så importert i ArcMap<sup>‡</sup> og konvertert til shape-filer<sup>§</sup>. Videre er det laget linjer for hvert tverrprofil, forlenget utover elvebredden på begge sider av kanalen for å sikre at det finnes informasjon om profilet i tilfelle vannstanden stiger over kanalens bredder. De innmålte dybdene inkluderes i disse linjene ved å bruke det innebygde høydeoppdateringsverktøyet i programtillegget HEC-GeoRAS<sup>¶</sup> under menyen RAS Geometry → XS Cut Line Attributes → Update Elevations.

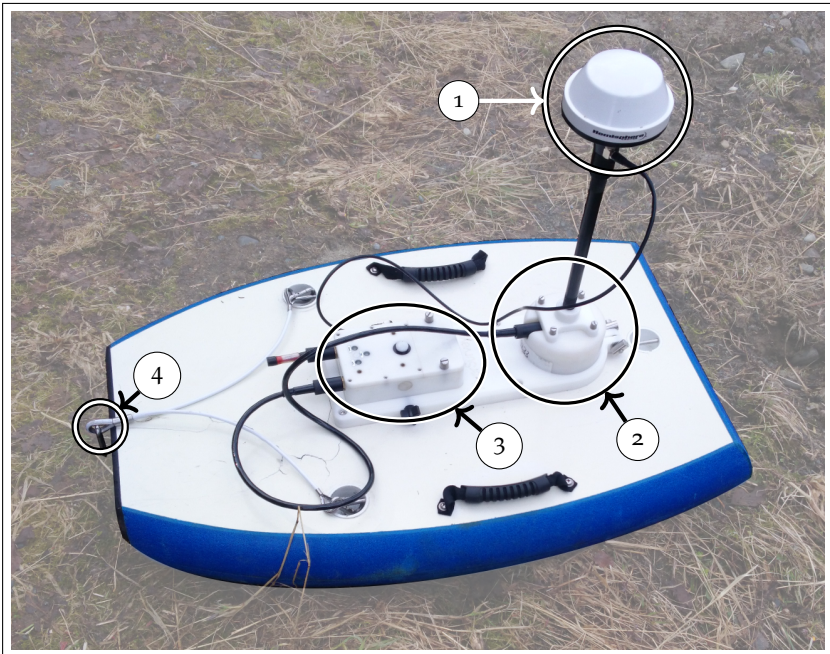
Alle de tverrprofilene som ikke er fysisk innmålt er laget ut fra høydedata hentet fra en digital terrengmodell (DTM) fra Kartverket, som er basert på høydedata Felles kartdatabase (FKB) H5. Det er i *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger* gitt som et krav at høydegrunnlaget for beregningene skal være av denne nøyaktigheten eller bedre i områder uten tettbebyggelse. Disse dataene har en oppgitt nøyaktighet på  $\pm 2$  m til  $\pm 3$  m i områdene som omfattes av FKB A-, B- eller C-standard,

†: Versjon 3.7

‡: Versjon 10.2

§: Filformat som er mye benyttet i geografisk informasjonsbehandling

¶: Versjon 10.2



**Figur 3.1:** SonTek RiverSurveyor® M9 montert på spesiallaget flåte. Oppsettet som ble brukt til innmåling bestod av (1) GPS-antenne (2) ADCP-enhet (3) PCM-enhet (4) Snorfeste.

altså områder som byområder med høy utnyttelsesgrad til spredt bebygde og ubebygde områder, mens nøyaktigheten er  $\pm 4$  m til  $\pm 6$  m i områder utenfor dette (stort sett fjellområder). For de innmålte tverrprofilene er høydedataen for kanalen og dets umiddelbare nærhet manuelt endret for å gjenspeile de faktiske forholdene på stedet, mens de delene av tverrprofilet som ligger utenfor umiddelbar nærhet til kanalen har høydedata fra Kartverkets DTM.

### 3.3.1 Datainnsamling ved Liadammen

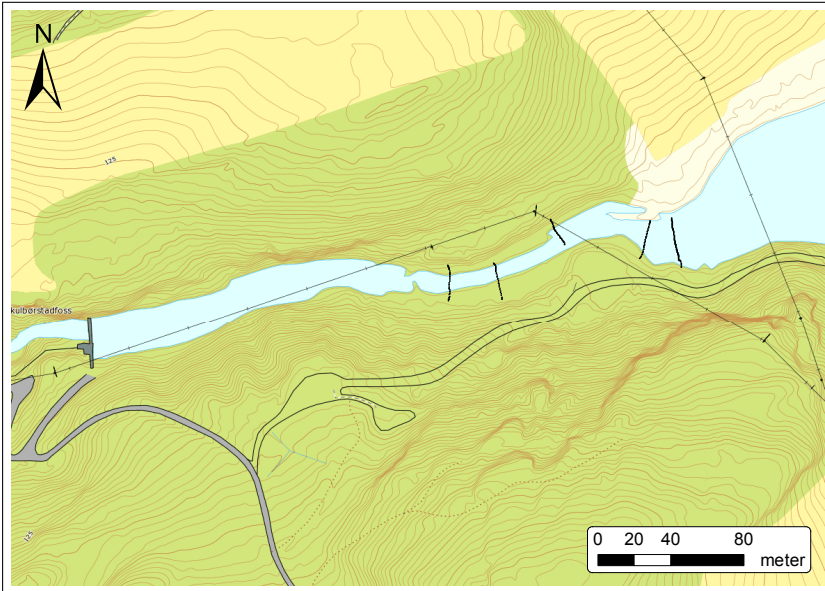
Det ble målt inn seks tverrprofiler mellom Liadammen og utløpet av Liavatnet. Tverrprofilene ble valgt ut fra vurderinger om hvorvidt de kunne bli kritiske ved et dambrudd, altså i hovedsak der elveprofilet var grunt, trangt og med bratte sideskråninger, og der det var praktisk mulig å komme til. Slike forhold fantes kun i øvre halvdel, altså nærmest Liavatnet.

Tverrprofilet nærmest Liadammen ble innmålt på vinterstid 25. februar 2016 ved å borre hull i isen med isbor, for så å måle avstanden fra bunnen opp til vannspeilet. Avstanden mellom målepunktene var i utgangspunktet 3 m, men ble redusert til 1,5 m der hvor geometrien endret seg mye mellom to påfølgende målinger. Dette tverrprofilet ble målt inn for bedre å kunne få et korrekt bilde av bunnhelningen fra utløpet av Liavatnet frem til dammen, da tverrprofilet er både for dypt og bredt til at det vil bli kritisk ved et dambrudd.

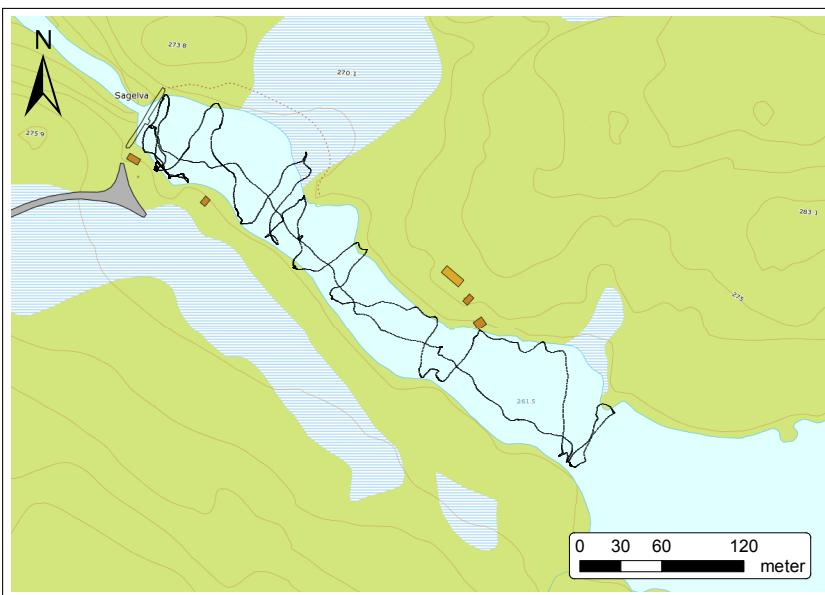
De andre fem ble målt inn 28. april 2016. Disse plasseringene er vist som svarte prikker på figur 3.2. Innsamlingen ble utført ved å dra instrumentet tvers over elveprofilet på en spesiallaget flåte to til fire ganger for å sikre gode målinger.

### 3.3.2 Datainnsamling ved Dragstsjødammen

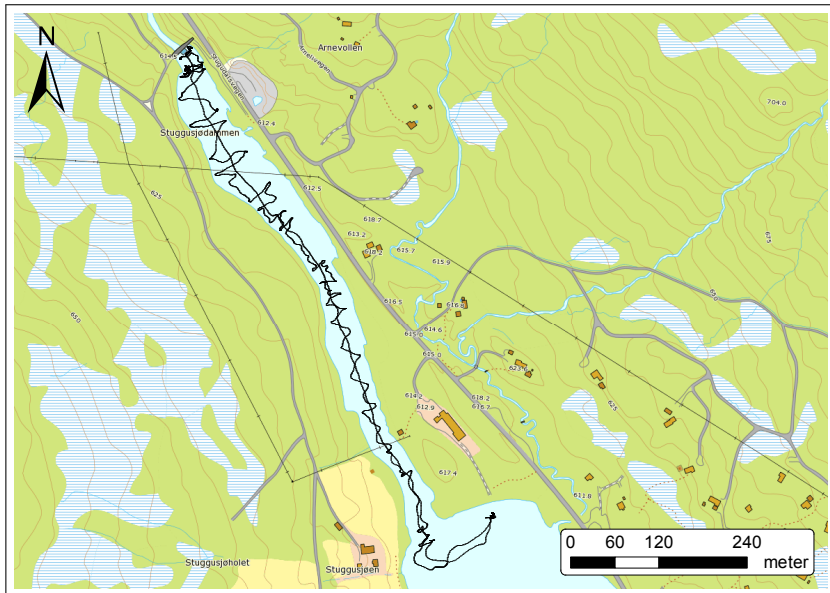
Forholdene oppstrøms Dragstsjødammen ble kartlagt 25. mai 2016 med samme instrument som for Liadammen; SonTek RiverSurveyor® M9. Måleinstrumentet ble montert på den spesiellagede flåten, og hengt bak en robåt. Det ble så rodd tvers over kanalen mens instrumentet målte inn punkter. Målepunktene er vist som svarte prikker på figur 3.3. Å samle såpass mange målepunkter gir den som utfører beregningene god oversikt over hvordan forholdene på stedet er, og det blir således enklere å finne egnede tverrprofiler.



**Figur 3.2:** Plasseringen til dybdeedataen innmålt med SonTek RiverSurveyor® M9 28. april 2016. Den røde linjen like oppstrøms dammen er manuelt endret ut fra innmålte data. Liadammen til venstre, og utløpet fra Liavatnet til høyre. Kartgrunnlag fra © Kartverket.



**Figur 3.3:** Plasseringen til dybdeedataen innmålt med SonTek RiverSurveyor® M9 25. mai 2016. Kartgrunnlag fra © Kartverket.



**Figur 3.4:** Plasseringen til dybdeedataen innmålt med SonTek RiverSurveyor® M9 27. mai 2016. Kartgrunnlag fra © Kartverket.

### 3.3.3 Datainnsamling ved Stuggusjødammen

De oppstrøms forholdene ved Stuggusjødammen ble kartlagt 27. mai 2016 på samme måte som for Dragstsjødammen. Målepunktene er vist i figur 3.4.

## 3.4 GENERELL MODELL I HEC-RAS

For å undersøke effekten av ulike oppstrøms forhold på utløpshydrogrammet for dambruddsbølgeberegninger, er det valgt å benytte en generell 1D-modell i HEC-RAS hvor de ulike faktorene kan endres enkeltvis for å kartlegge deres effekt på beregningene. Det ble valgt å benytte en 1D-modell basert på faktorene som nevnt i avsnitt 2.3.1, da det anses som sannsynlig at denne får inkludert virkningen av oppstrøms forhold i resultatet. I Norges vassdrags- og energidirektorat (2009), s. 17 er det også nevnt at éndimensjonale beregninger i de aller fleste tilfeller vil være tilstrekkelig.

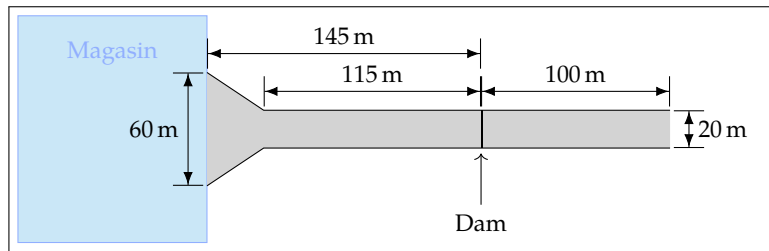
For å bygge en slik generell modell er det nødvendig med noen antagelser og begrensninger:

- B1. Ser bort fra virkninger fra eventuelle flomsletter, da det fokuseres på tilfeller hvor det er kanaltverrsnitt oppstrøms dammen. Dette fører til at strømmingen i kanalen kan modelleres éndimensjonalt, da stordelen av strømmingen vil være parallell med lengdeaksen til kanalen, jf. antagelse A1.
- B2. Helningen i den oppstrøms kanalen antas i hovedsak å være slak, da dammene mest sannsynlig er plassert der de står på grunn av liten ekstra fallhøyde å hente ved å plassere dammen lenger oppstrøms.
- B3. Kanaltverrsnittet kan tilnærmes som et rektangulært tverrsnitt med en bredde på 20 m, og hvor dammen har høyde 5 m.
- B4. Hele dammen går til øyeblikkelig brudd i henhold til *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger*.
- B5. Ser bort fra nedstrøms effekter som kan redusere utløpet i damtverrsnittet, slik som oppstuvning fra undervannet.

For dambruddsbølgeberegninger ved dammer som har et oppstrøms magasin med et stort volum vil det være realistisk å anta at vannstanden i magasinet holder seg tilnærmet konstant etter at selve bølgen har forsvunnet ut gjennom damtverrsnittet, særlig over kortere tidsrom. Dette betyr også at fluksen av vann som føres fra magasinet til kanalen ikke begrenses av magasinivolumet, og det er økningen i gravitasjonskreftene som virker på vannmassene som entrer kanalen som påvirker strømmingen (Kikkert, Liyanage og Shang, 2015, s. 530). Denne effekten av gravitasjonskreftene på strømningsforholdene er representert ved Froudetallet, ligning (2.3), som er forholdet mellom treghetskreftene og gravitasjonskreftene som virker på vannmassene (Chow, 1959, s. 13). Dersom vannstanden i magasinet holder seg tilnærmet konstant med tiden vil strømningsforholdene i kanalstrekningen oppstrøms dammen bli tilnærmet stasjonære. Disse forholdene vil heretter kalles for stasjonære forhold, selv om dette ikke er helt i samsvar med den matematiske definisjonen av slik strømming.

### 3.4.1 Stasjonær modell

For å modellere stasjonære tilstander ved en fast vannstand i magasinet med ikke-stasjonære strømningsmodeller, er det benyttet et magasin med magasinkurve (HEC-RAS: *Storage Area*). Dette kalles hydrologisk ruting eller magasinruting, hvor vannspeilet til enhver tid er horisontalt og hvor dynamiske effekter neglisjeres (Chaudhry, 2008, s. 482). En slik



**Figur 3.5:** Skisse av geometrien til den generelle modellen.

fremgangsmåte ble foreslått av førsteamanuensis II ved Institutt for vann og miljø, Trond Rinde, i en e-post datert 14. april 2016. Ved å legge inn tverrprofiler mellom magasinet og dammen vil eventuelle effekter fra oppstrøms forhold bli ivaretatt. For en vannstand like under ønsket nivå vil magasinvolument være veldig lite, mens det for en vannstand like over ønsket nivå vil være veldig stort, noe som gir  $dV/dz \approx \infty$ . Magasinet er plassert oppstrøms for kanalstrekningen, slik at oppstrøms forhold blir medregnet i modellen, etter forslag fra Trond Rinde. En planskisse av modellens oppsett er vist i figur 3.5. Slike ikke-stasjonære modeller krever både oppstrøms og nedstrøms grensebetingelser, samt oppstrøms initialbetingelser, for å kjøre. Disse er gitt som henholdsvis et innløpshydrogram som vist i figur D.1 til magasinet oppstrøms, normalstrømning ved  $S_f = 0,1$  i nedstrøms tverrsnitt, initialvannføring i oppstrøms tverrsnitt lik første verdi i innløpshydrogrammet, og vannstand i magasinet på 1 m over dammens toppnivå.

### 3.4.2 Ikke-stasjonær modell

For å undersøke hvordan de ulike parametrene påvirker bruddvannføringen og det påfølgende utløpshydrogrammet er det benyttet ikke-stasjonære modeller i HEC-RAS, hvor en dam med høyde 5 m går til fullstendig og øyeblikkelig brudd. Det oppstrøms magasinet har en magasinkurve tilsvarende magasinkurven til Liavatnet, som vist i tabell D.1. Grensebetingelsene for disse modellene er tilsvarende som for de tilnærmet stasjonære modellene, bortsett fra at initialvannstand i magasinet er satt lik toppnivå til dammen.



### 3.4.3 Effekt av ulike parametre

For å kunne kartlegge effekten på magasinutstrømningen ved å ha en terskel/grunne, innsnevring, stor ruhet eller liten helning oppstrøms damstedet, er det laget et antall ulike geometrier i HEC-RAS. I HEC-RAS er geometri informasjon om tverrprofiler, avstand mellom tverrprofilene, og hvordan ruheten varierer i tverrprofilet. De benyttede geometriene er listet opp i tabell B.1 på side 92.

For hver geometri er det samme innløpshydrogrammet benyttet. Dette innløpshydrogrammet er identisk med innløpshydrogrammet ved  $Q_{1000}$  til Liadammen gitt av Rinde (2014, s. 47), som vist i figur D.1 på side 113. Dette hydrogrammet er rutet gjennom modellen for å finne kulminasjonspunktet for de ulike geometriene.

## 3.5 HEC-RAS-MODELLER FOR ANLEGG

For hvert av de undersøkte anleggene er det laget et antall ulike geometrier for å undersøke hvordan de innmålte oppstrøms forholdene påvirker utløpshydrogrammet ved dambrudd. For hver geometri er innløpshydrogrammet rutet gjennom modellen. Dette betyr at innløpshydrogrammet gis som inngangsdata til det oppstrøms magasinet, og at vannstanden i magasinet til enhver tid kan finnes ved at vannføringen ut over dammen beregnes for hvert tidssteg. Dette fører til at de ulike geometriene vil gi ulikt kulminasjonspunkt, som er hensynstatt i bruddparametrene i hver modell.

Alle modellene avsluttes et lite stykke nedstrøms dammene, da det er utløpsvannføringen som er av interesse. Videre er elveprofilene nedstrøms dammen manuelt lagt inn med dybde 0,5 m til 1,0 m under verdien fra DTM.

For hver geometri er det kjørt en sensitivitetsanalyse for å se om resultatet fra DBBB-er i stor grad avhenger av vannføringen eller ruheten i kanalen. Dette ble gjort ved å øke og redusere vannføringen i innløpshydrogrammet med 5 %, samt å øke og redusere verdien av  $M$  i kanalen med 5 % og sammenligne utløpshydrogrammene.

### 3.5.1 Liadammen

For Liadammen er det laget tre ulike geometrier; én hvor antatte tverrprofiler, én med innmålte tverrprofiler og én med kombinasjon av antatte

og innmålte tverrprofiler.

Modellen med antatt geometri er inspirert av tverrprofilene brukt av Rinde (2014) ved at tilnærmet like tverrprofiler ble lagt inn i den oppstrøms kanalen, og ved å benytte like bruddparametre. Plasseringen av disse tverrprofilene er vist i figur 3.6(a). For magainet er innløpshydrogrammet hentet fra Opaker (2013), som vist i figur D.1 på side 113.

### 3.5.2 Dragstsjødammen

For Dragstsjødammen er det kun laget to geometrier for ikke-stasjonær strømning; én med antatte tverrprofiler ut fra flyfoto og befaring og én med innmålte tverrprofiler. Innløpshydrogrammet ved  $Q_{1000}$  er funnet ved å skalere innløpshydrogrammet ved  $Q_{500}$  med en faktor 1,06 basert på forholdet gitt av Carlsen (2006, s. 11). Innløpshydrogrammet og magasinkurven er vist i henholdsvis figur D.2 og tabell D.2.

I tillegg er det laget to geometrier for stasjonær strømning. Disse benytter de samme tverrprofilene som de to modellene for ikke-stasjonær strømning, men magasinet har « uendelig » magasinkurve og initialvannstand satt til HRV. Disse er laget for å sammenligne den stasjonære vannføringen ut fra magasinet opp mot den som er benyttet i de forenklete beregningene som er utført på dammen.

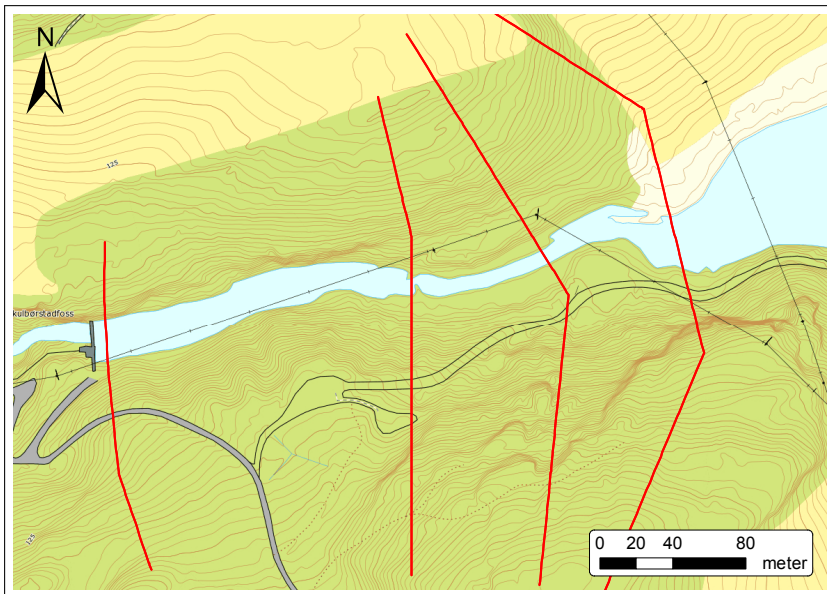
### 3.5.3 Stuggusjødammen

For Stuggusjødammen ble tre ulike geometrier laget; én med antatte tverrprofiler ut fra flyfoto og befaring, én med innmålte tverrprofiler og en gammel tømmerkistedam som terskel og én med innmålte tverrprofiler uten den nevnte tømmerkistedammen. Innløpshydrogrammet og magasinkurven er vist i henholdsvis figur D.3 og tabell D.3.

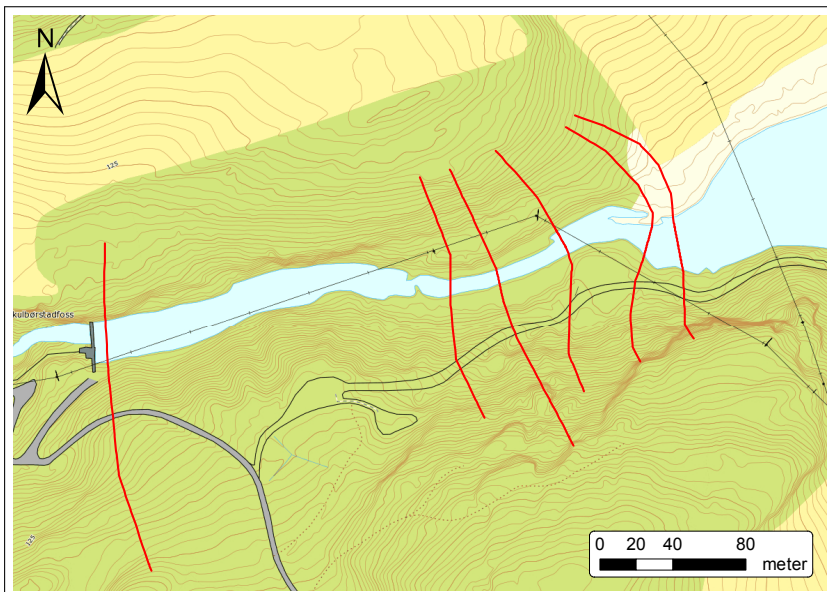
Tømmerkistedammen ligger omtrent 30 m oppstrøms for Stuggusjødammen.

### 3.5.4 Valg av $\Delta x$ og $\Delta t$

En ustabil numerisk modell kjennetegnes ved at enkelte typer numeriske feil blir så store at løsningen begynner å « svinge », eller at feilen blir så stor at beregningene stoppes. Å modellere et dambrudd er blant de vanskeligste situasjonene å modellere ved ikke-stasjonær strømning (Brunner, 2014, s. 35).

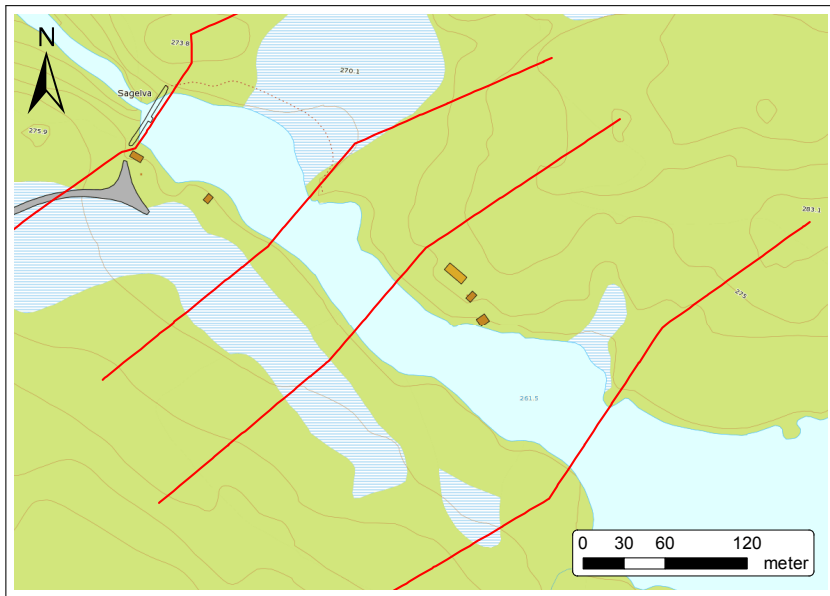


(a) Plassering av de antatte tverrprofilene for Liadammen.

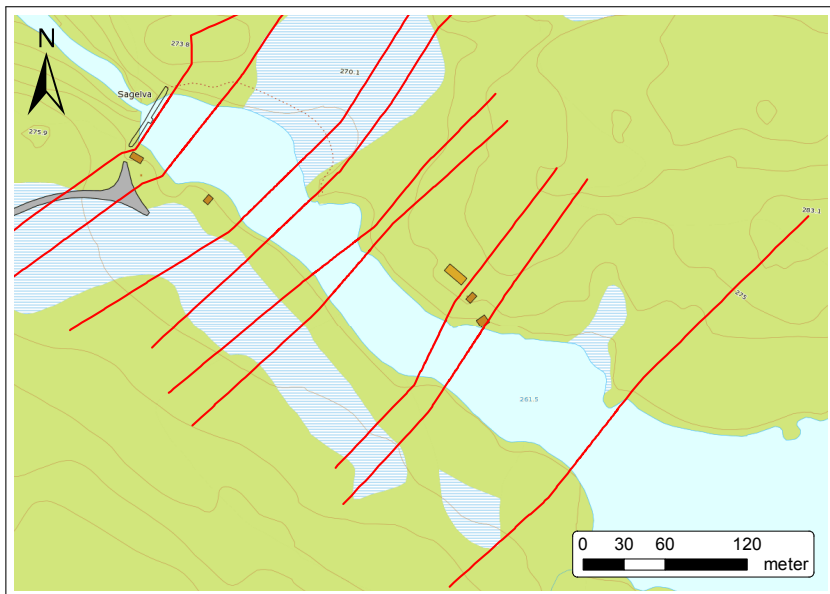


(b) Plassering av de innmålte tverrprofilene for Liadammen.

**Figur 3.6:** Plassering av de antatte og innmålte tverrprofilene som ble benyttet i HEC-RAS-modellene for Liadammen. Kartgrunnlag fra © Kartverket.

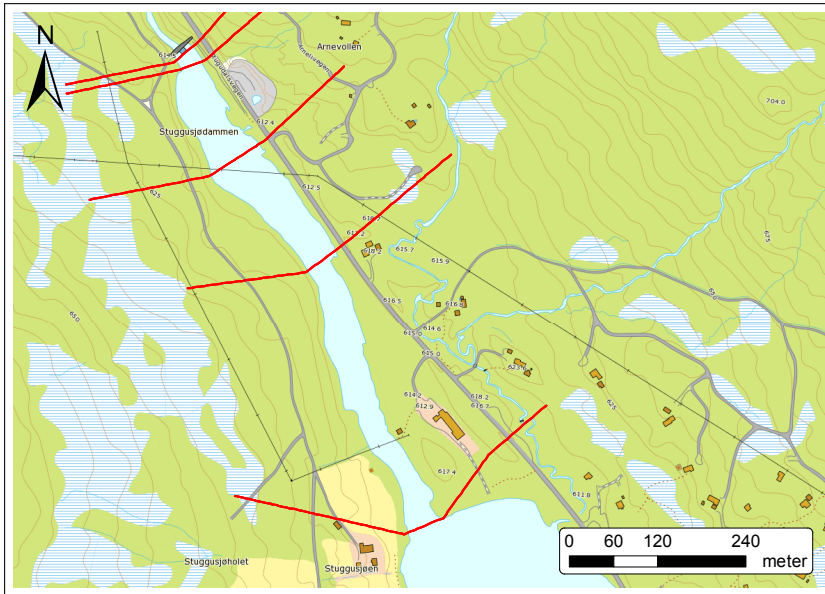


(a) Plassering av de antatte tverrprofilene for Dragstjødammen.

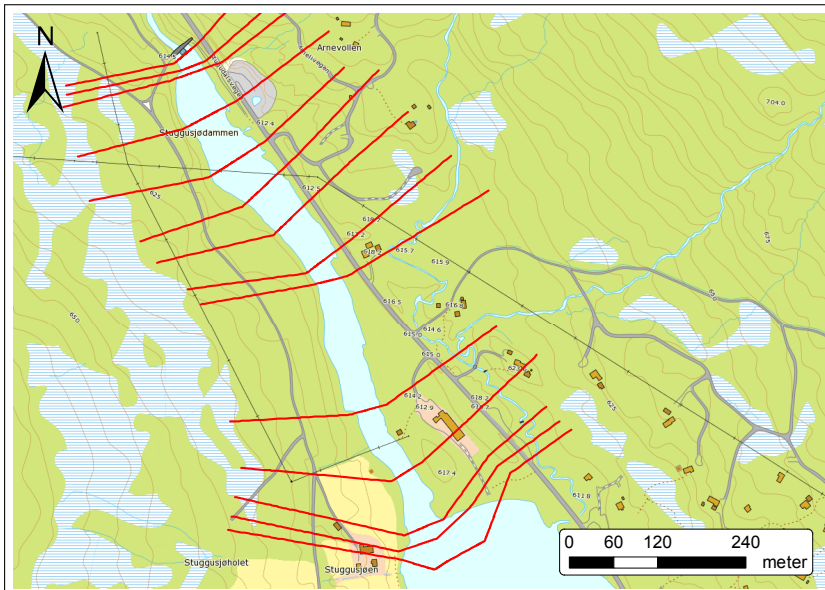


(b) Plassering av de innmålte tverrprofilene for Dragstjødammen.

**Figur 3.7:** Plassering av de antatte og innmålte tverrprofilene som ble benyttet i HEC-RAS-modellene for Dragstjødammen. Kartgrunnlag fra © Kartverket.



(a) Plassering av de antatte tverrprofilene for Stuggusjødammen.



(b) Plassering av de innmålte tverrprofilene for Stuggusjødammen.

**Figur 3.8:** Plassering av de antatte og innmålte tverrprofilene som ble benyttet i HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen. Kartgrunnlag fra © Kartverket.

For å redusere sannsynligheten for at man opplever ustabilitet i modellen er det enkelte forhold som må hensynstas. Blant de viktigste er avstanden mellom tverrprofilene i modellen, og størrelsen på tidssteget i beregningene. For stor avstand mellom tverrprofilene kan føre til numerisk demping av flombølgen, eller at modellen blir ustabil. For liten avstand kan gi en brattere flombølge, samt en ustabil modell mens flombølgen stiger. For å finne maksimal avstand mellom tverrsnittene i modellen for å holde den stabil, anbefaler Brunner (2008, 2014) å bruke Dr. Freads og Samuels ligninger som estimat. Disse er gitt som henholdsvis

$$\Delta x \leq \frac{cT_r}{20}, \quad (3.1a)$$

$$\Delta x \leq \frac{0,15\bar{y}}{S_0}, \quad (3.1b)$$

hvor  $c$  er bølgefrontens hastighet,  $T_r$  er stigningstiden til hydrogrammet (tid fra det tidspunkt vannføringen begynner å stige kraftig frem til toppunktet) og  $\bar{y}$  er gjennomsnittlig dybde fra elvebunn opp til elvebredd. Ligning (3.1a) er en empirisk ligning som er utarbeidet over flere år (Fread og Lewis, 1993, s. 1570), mens ligning (3.1b) er utledet for å sikre at den strekningen effekter anslagsvis propagerer motstrøms for gitte forhold dekkes av minimum fem tverrprofiler (Samuels, 1989).

Novak et al. (2010, s. 252) skriver at for eksplisitte numeriske systemer benyttes stabilitetskriteriet kjent som *Courant, Friedrichs og Lewys stabilitetskriterium*;  $|Cr| \leq 1,0$ , hvor Couranttallet  $Cr$  er definert som

$$Cr := c \frac{\Delta t}{\Delta x}. \quad (3.2)$$

Valg av  $\Delta x$  og  $\Delta t$  for HEC-RAS-modellene har tatt utgangspunkt i ligningene (3.1b) og (3.2), men verdiene har blitt tilpasset for hvert damanlegg, slik at modellene har blitt mest mulig stabile. De benyttede tidssteget er listet opp i tabell 3.1. Avstanden mellom tverrprofilene varierer også innad i modellene, da bratt helning krever noe tettere tverrprofiler for å ikke føre til ustabile beregninger. For å oppnå en tettere avstand mellom de tverrprofilene som er lagt inn i modellene er interpoleringsmekanismen i HEC-RAS benyttet.

**Tabell 3.1:** Oversikt over de benyttede tidsstegene for de ulike modellene i HEC-RAS.

Modell	$\Delta t$ (s)
Generell, stasjonær	6
Generell, ikke-stasjonær	15
Liadammen	5
Dragstsjødammen, stasjonær, antatte tverrprofiler	3
Dragstsjødammen, stasjonær, innmålte tverrprofiler	2
Dragstsjødammen, ikke-stasjonær	10
Stuggusjødammen	10





# RESULTATER

*Her presenteres resultatene som er funnet, både for den generelle modellen og for de utvalgte anleggene.*

## 4.1 GENERELL MODELL

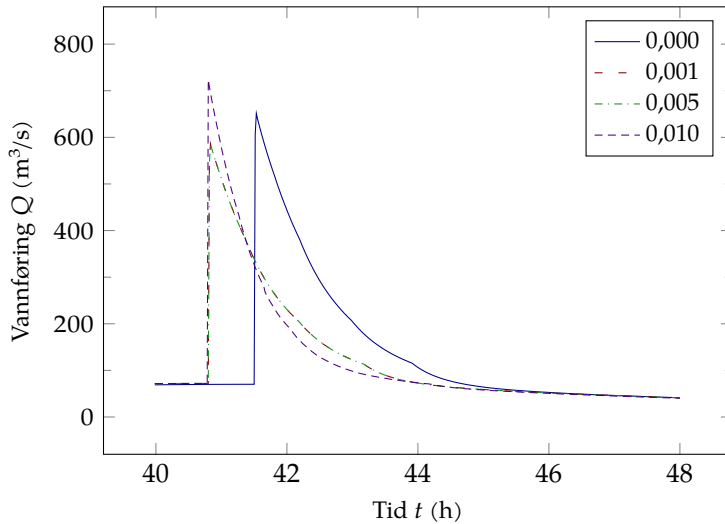
Først presenteres resultatene fra de generelle modellene, både den stasjonære og den ikke-stasjonære. Deretter følger resultatene fra Liadammen, Dragstsjødammen og Stuggusjødammen.

Hydrogrammene i figurene 4.1 til 4.4 fokuserer kun på tidsrommet mellom  $t = 40$  h og  $t = 48$  h, da forskjellen mellom kurvene utenfor dette tidsrommet er veldig små.

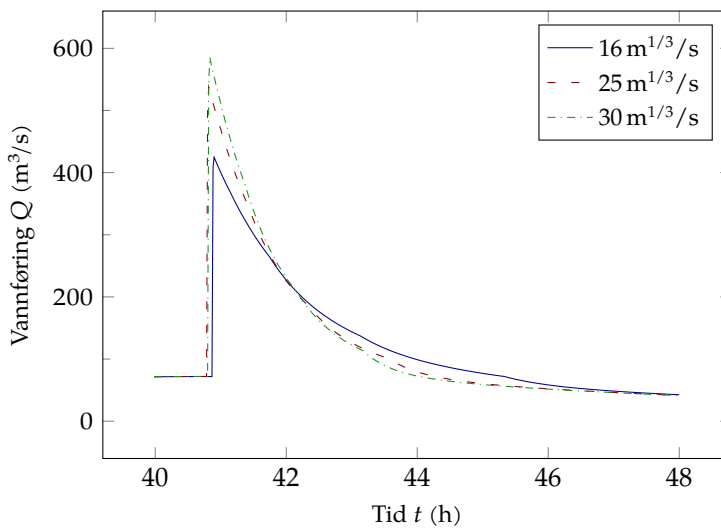
For den stasjonære modellen er vannføringene inkludert i tabell 4.1.

**Tabell 4.1:** Verdier for den stasjonære vannføringen for de ulike geometriene brukt i HEC-RAS.

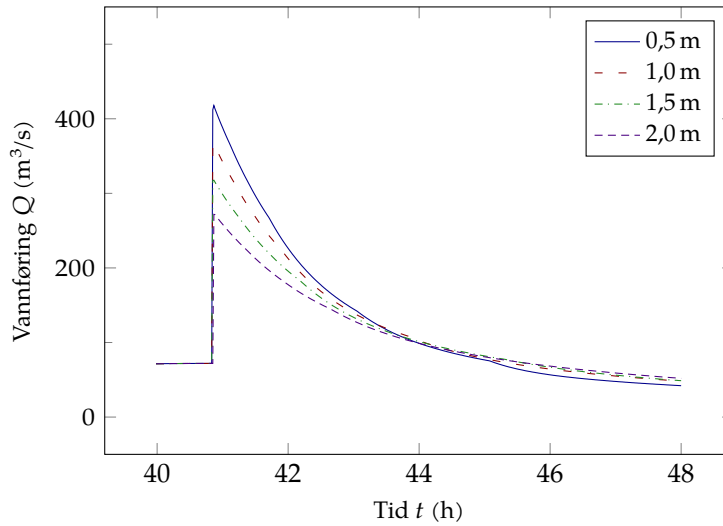
Modellgeometri	Vannføring $Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Helning $S_0 = 0,000$	921,24
Helning $S_0 = 0,001$	905,56
Helning $S_0 = 0,005$	905,56
Helning $S_0 = 0,010$	752,72
Ruhet $M = 16 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	382,42
Ruhet $M = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	555,35
Ruhet $M = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	905,56
Terskel, 25 m og 0,5 m	364,50
Terskel, 25 m og 1,0 m	315,10
Terskel, 25 m og 1,5 m	268,41
Terskel, 25 m og 2,0 m	224,26
Terskel, 50 m og 0,5 m	367,87
Terskel, 50 m og 1,0 m	367,87
Terskel, 50 m og 1,5 m	268,61
Terskel, 50 m og 2,0 m	223,68
Terskel, 75 m og 0,5 m	371,42
Terskel, 75 m og 1,0 m	318,20
Terskel, 75 m og 1,5 m	268,82
Terskel, 75 m og 2,0 m	223,08
Terskel, 100 m og 0,5 m	375,17
Terskel, 100 m og 1,0 m	319,76
Terskel, 100 m og 1,5 m	269,04
Terskel, 100 m og 2,0 m	222,48
Innsnevring, 25 m og 2,0 m	908,33
Innsnevring, 25 m og 4,0 m	901,78
Innsnevring, 25 m og 6,0 m	885,38
Innsnevring, 25 m og 8,0 m	704,89
Innsnevring, 50 m og 2,0 m	906,23
Innsnevring, 50 m og 4,0 m	899,21
Innsnevring, 50 m og 6,0 m	882,17
Innsnevring, 50 m og 8,0 m	700,74
Innsnevring, 75 m og 2,0 m	904,49
Innsnevring, 75 m og 4,0 m	896,96
Innsnevring, 75 m og 6,0 m	879,26
Innsnevring, 75 m og 8,0 m	654,76
Innsnevring, 100 m og 2,0 m	903,78
Innsnevring, 100 m og 4,0 m	895,95
Innsnevring, 100 m og 6,0 m	877,75
Innsnevring, 100 m og 8,0 m	757,83



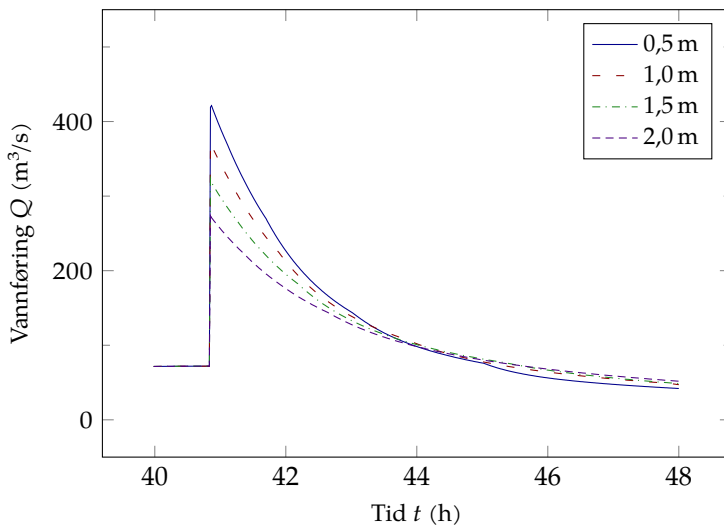
**Figur 4.1:** Hydrogrammer ved damstedet for ulike bunnhelninger  $S_0$  i den oppstrøms kanalen.



**Figur 4.2:** Hydrogrammer ved damstedet for ulike ruheter  $M$  i den oppstrøms kanalen.

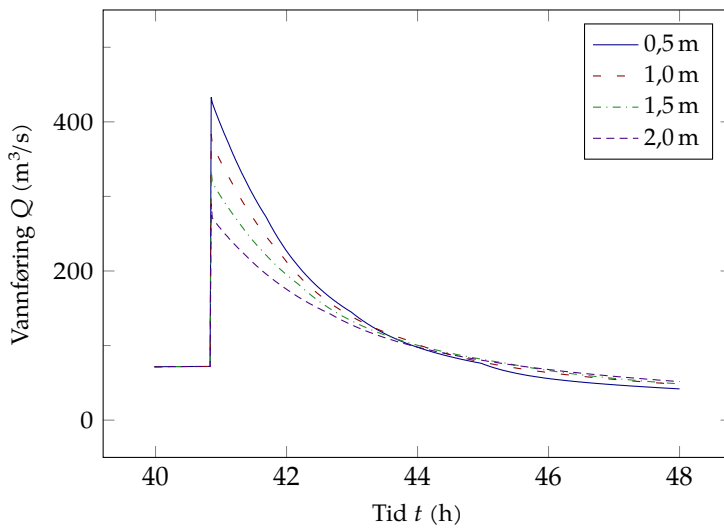
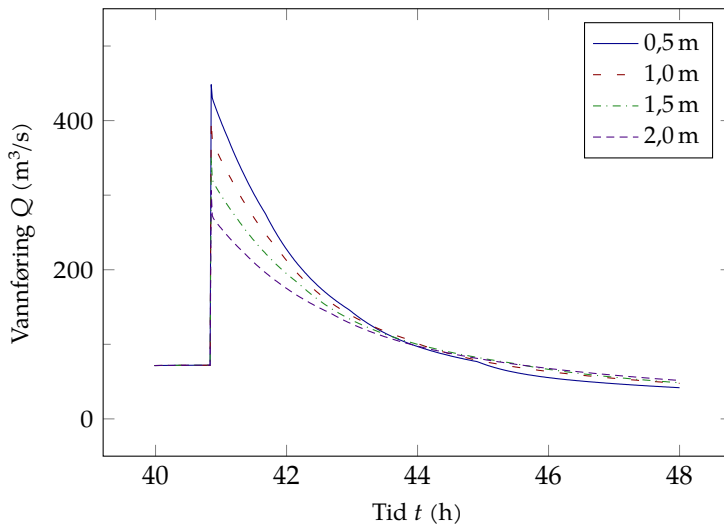


(a) Terskel ved  $x = 25$  m.

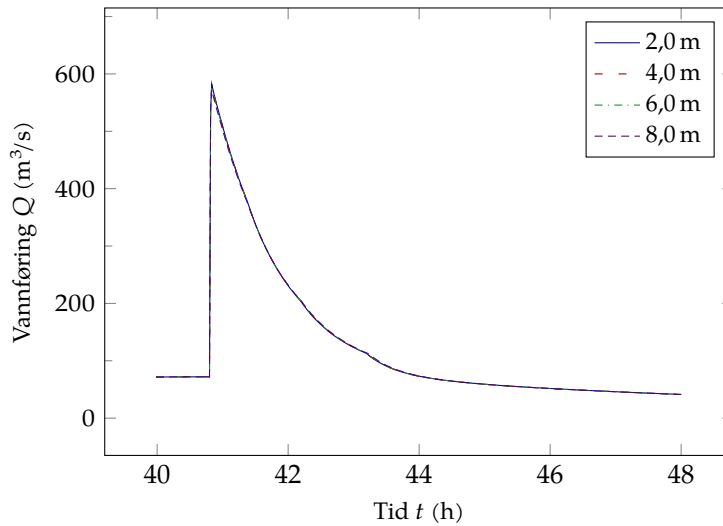


(b) Terskel ved  $x = 50$  m.

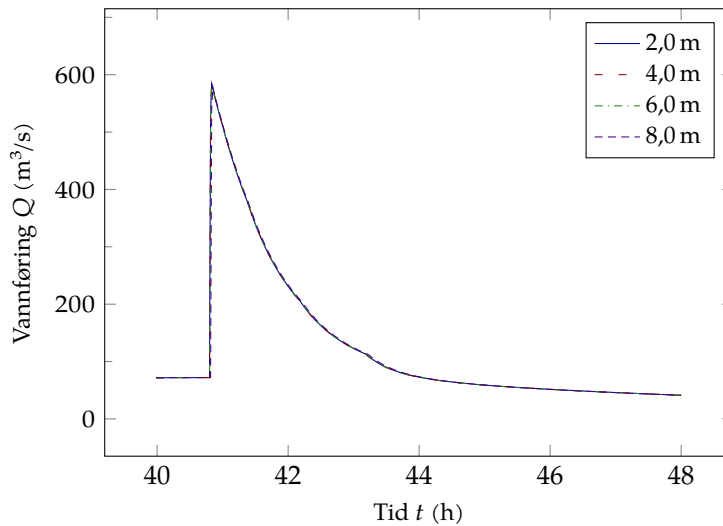
**Figur 4.3:** Hydrogrammer ved damstedet for terskler med ulike høyder.

(c) Terskel ved  $x = 75$  m.(d) Terskel ved  $x = 100$  m.

**Fortsettelse av Figur 4.3:** Hydrogrammer ved damstedet for terskler med ulike høyder.

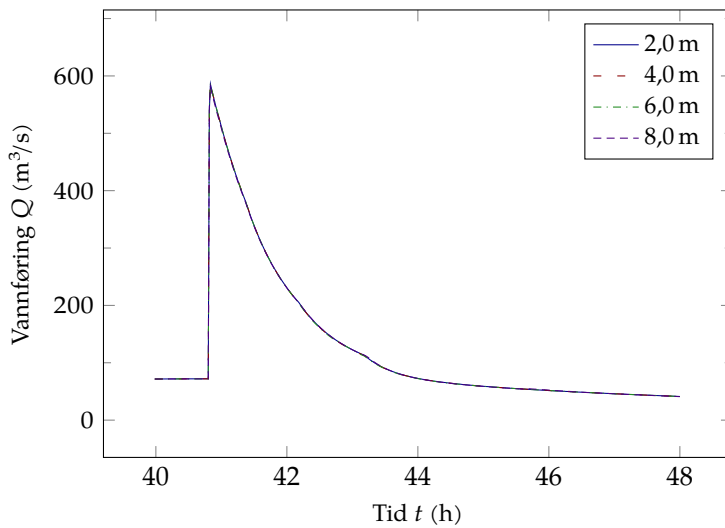
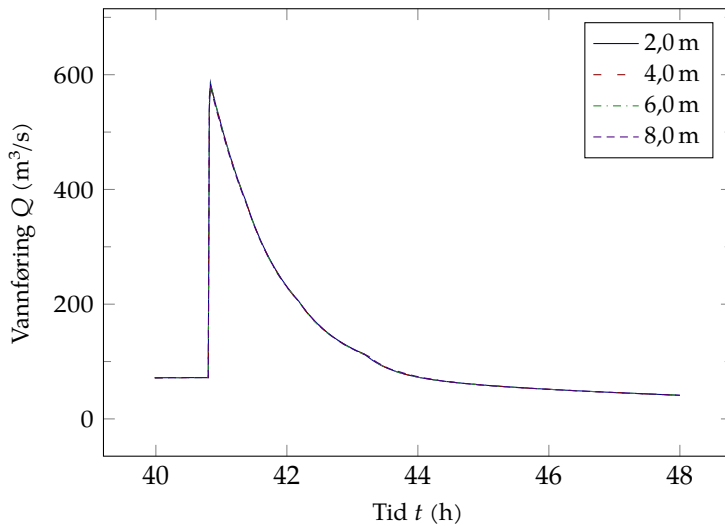


(a) Hydrogrammer for innsnevring ved  $x = 25$  m.

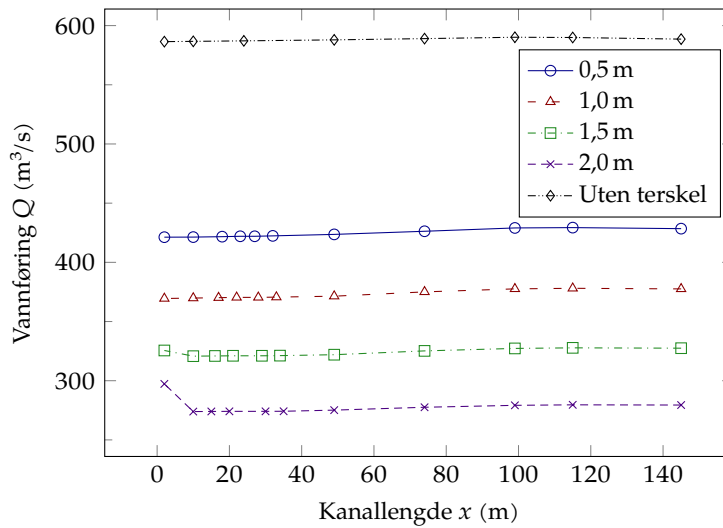


(b) Hydrogrammer for innsnevring ved  $x = 50$  m.

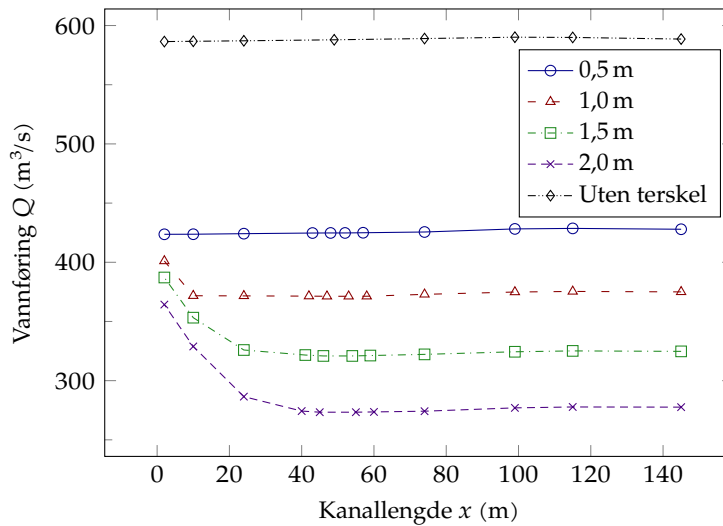
**Figur 4.4:** Hydrogrammer ved damstedet for ulike innsnevringplasseringer og -bredder.

(c) Hydrogrammer for innsnevring ved  $x = 75$  m.(d) Hydrogrammer for innsnevring ved  $x = 100$  m.

**Fortsettelse av Figur 4.4:** Hydrogrammer ved damstedet for ulike innsnevringsplasseringer og -bredder.



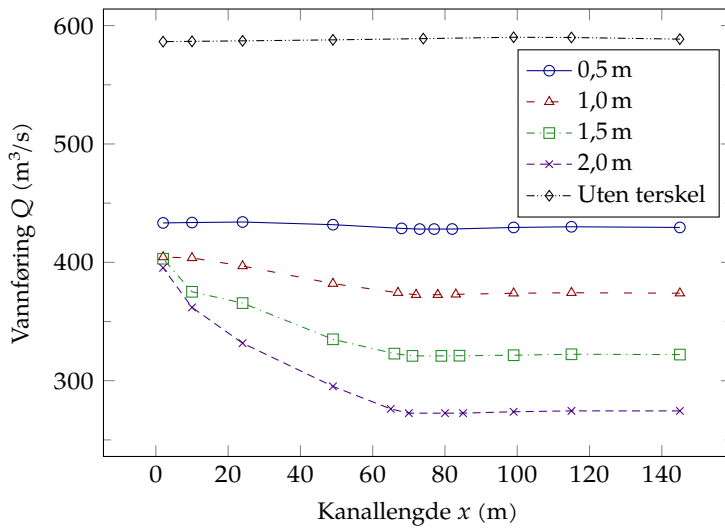
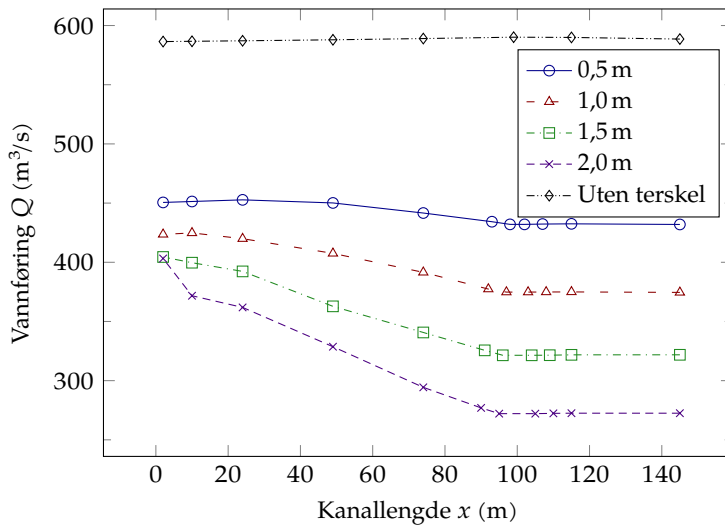
(a) Terskel ved  $x = 25$  m.



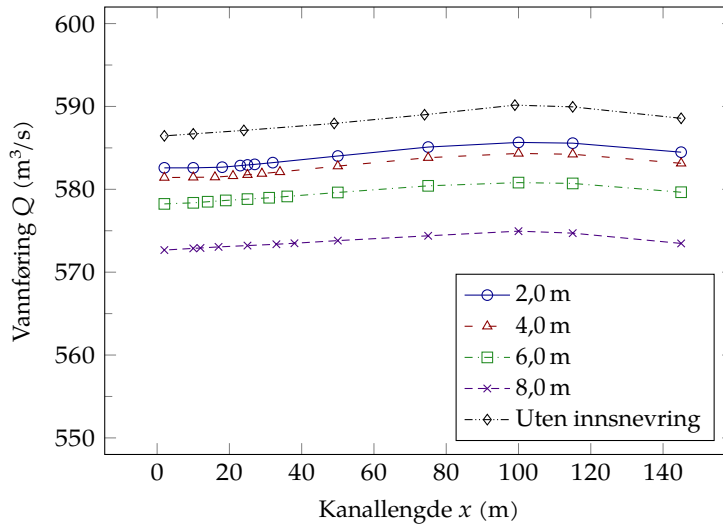
(b) Terskel ved  $x = 50$  m.

**Figur 4.5:** Maksimal vannføring for hvert tverrsnitt for ulike terskel plasseringer og -høyder.

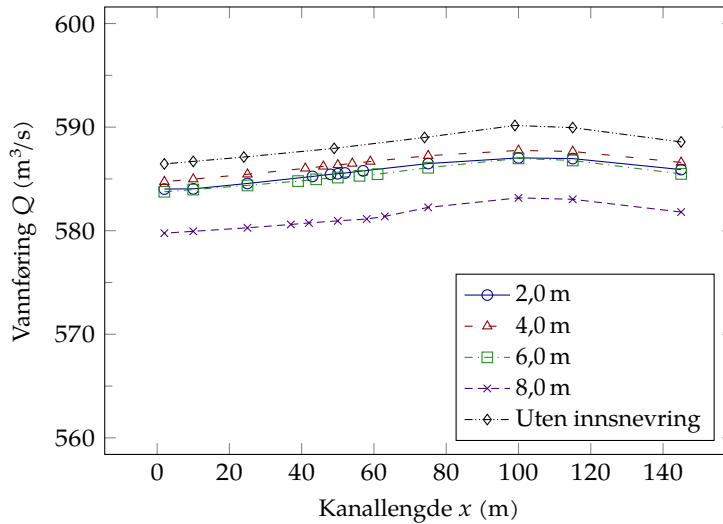


(c) Terskel ved  $x = 75$  m.(d) Terskel ved  $x = 100$  m.

**Fortsettelse av Figur 4.5:** Maksimal vannføring for hvert tverrsnitt for ulike terskelplasseringer og -høyder.

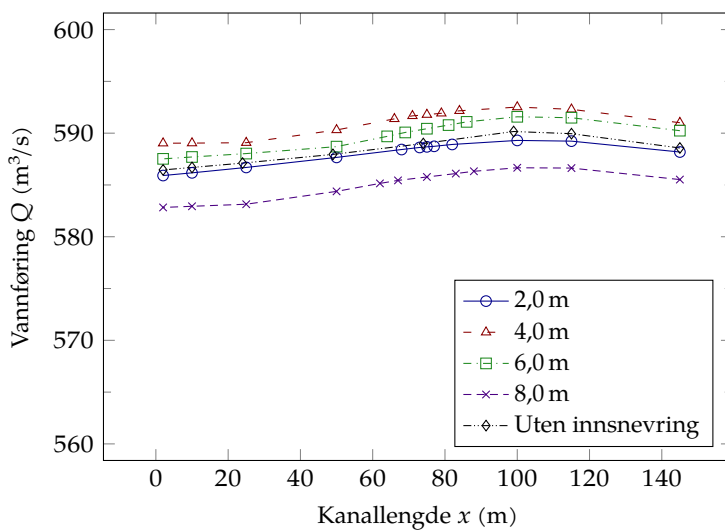
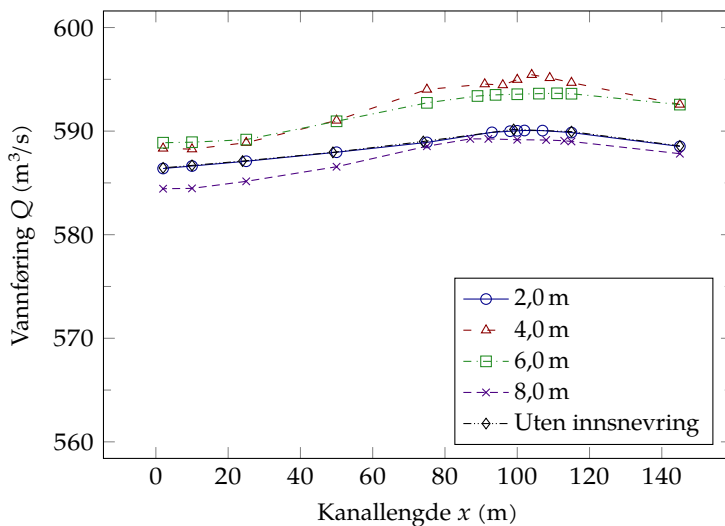


(a) Innsnevring ved  $x = 25$  m.



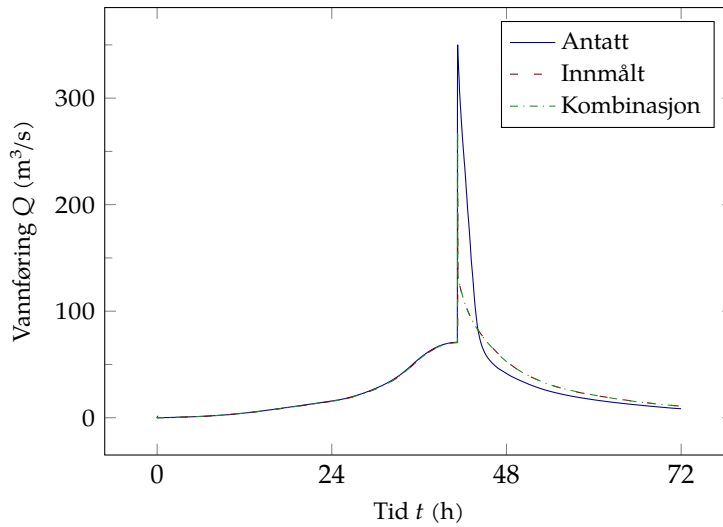
(b) Innsnevring ved  $x = 50$  m.

**Figur 4.6:** Maksimal vannføring for hvert tverrsnitt for ulike innsnevringsserier.

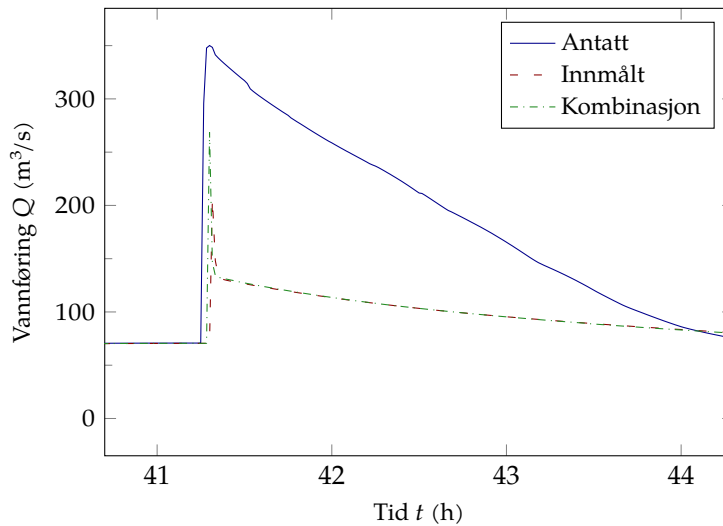
(c) Innsnevring ved  $x = 75$  m.(d) Innsnevring ved  $x = 100$  m.

**Fortsettelse av Figur 4.6:** Maksimal vannføring for hvert tverrsnitt for ulike innsnevringplasseringer.

## 4.2 LIADAMMEN

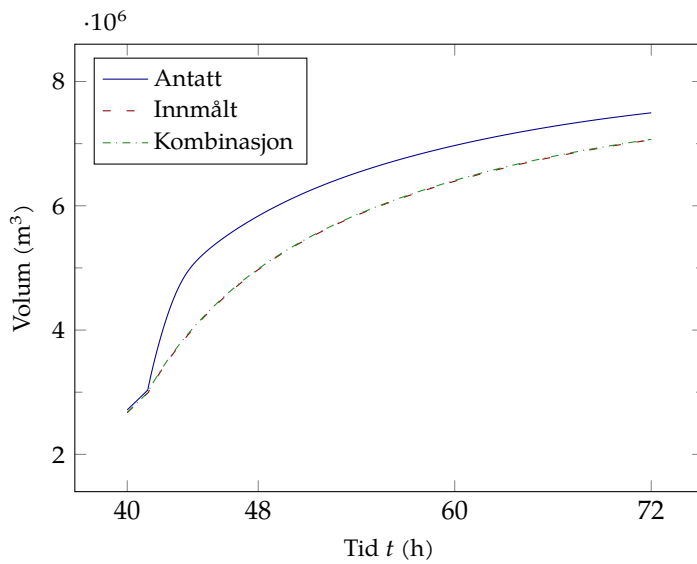


(a) Utløpshydrogrammet for hele det modellerte tidsrommet.



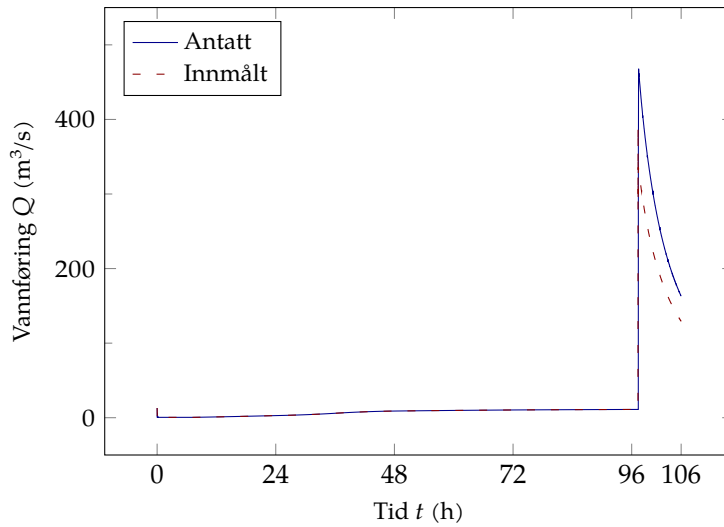
(b) Utløpshydrogrammet rundt bruddtidspunktet.

**Figur 4.7:** Utløpshydrogram ved damprofilen for de ulike HEC-RAS-modellene for Liadammen.

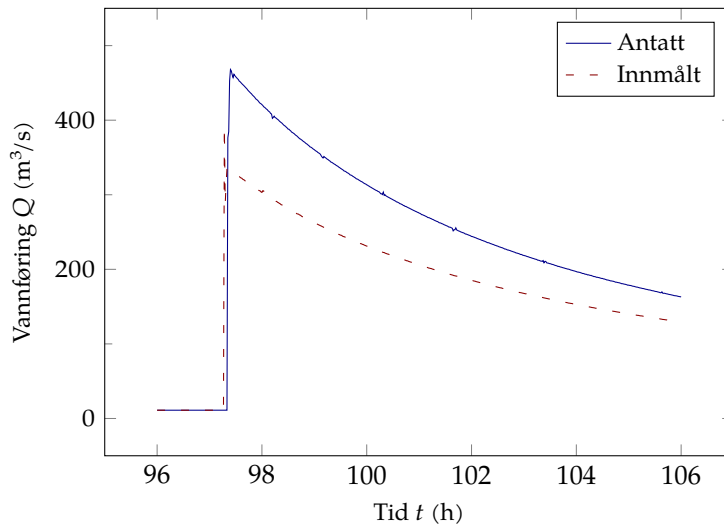


**Figur 4.8:** Kurver som viser den kumulative vannføringen like nedstrøms damstedet for de ulike HEC-RAS-modellene av Liadammen.

### 4.3 DRAGSTSJØDAMMEN

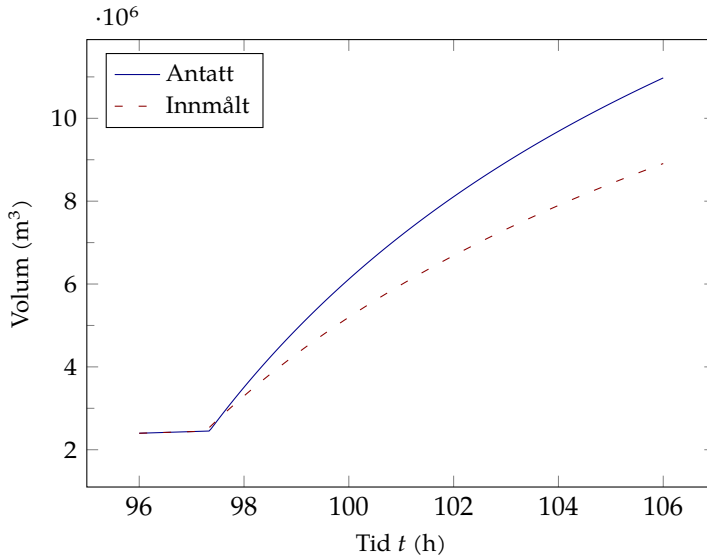


(a) Utløpshydrogrammet for hele det modellerte tidsrommet.



(b) Utløpshydrogrammet rundt bruddtidspunktet.

**Figur 4.9:** Utløpshydrogram ved damprofilen for de ulike HEC-RAS-modellene for Dragstsjødammen.

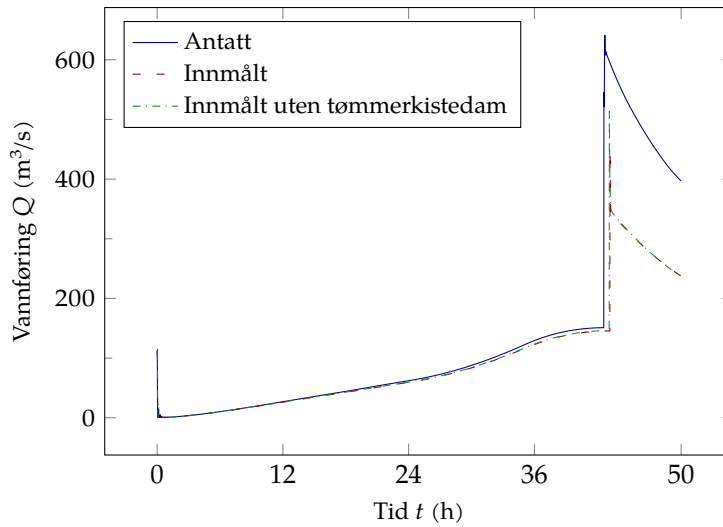


**Figur 4.10:** Kurver som viser den kumulative vannføringen like nedstrøms damstedet for de ulike HEC-RAS-modellene av Dragstsjødammen.

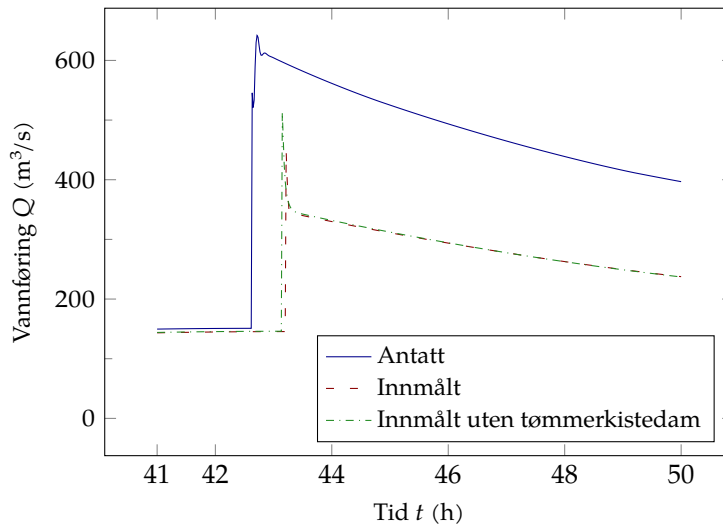
**Tabell 4.2:** Vannføringer for stasjonær modell for Dragstsjødammen.

Geometri	Vannføring $Q$ (m <sup>3</sup> /s)
Antatte tverrprofiler	358
Innmålte tverrprofiler	231

## 4.4 STUGGUSJØDAMMEN



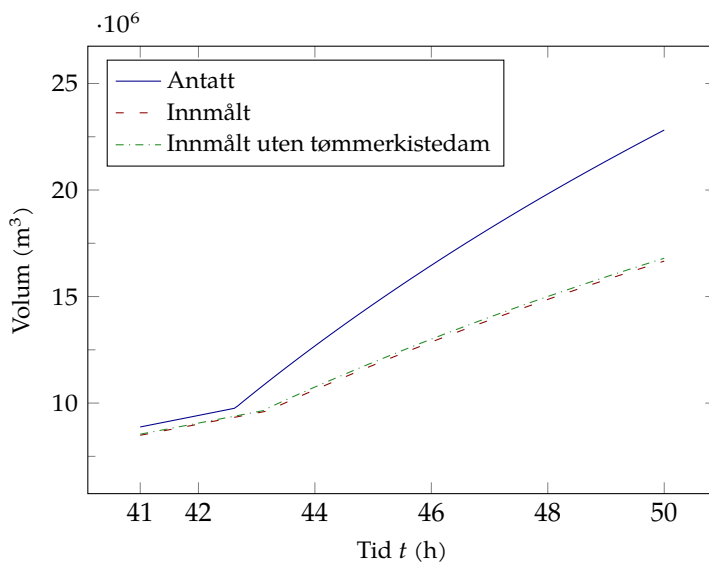
(a) Utløpshydrogrammet for hele det modellerte tidsrommet.



(b) Utløpshydrogrammet rundt bruddtidspunktet.

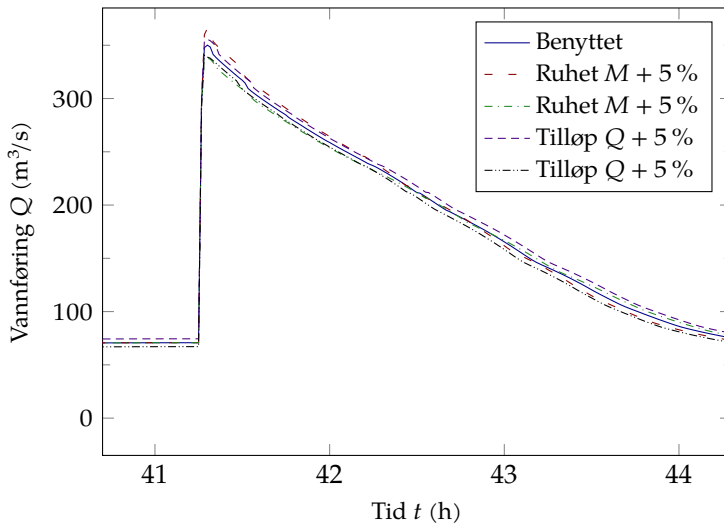
**Figur 4.11:** Utløpshydrogram ved damprofilen for de ulike HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen.



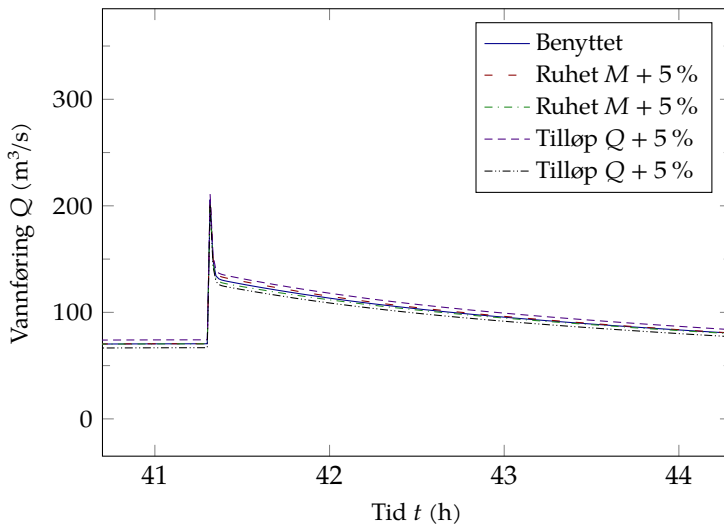


**Figur 4.12:** Kurver som viser den kumulative vannføringen like nedstrøms damstedet for de ulike HEC-RAS-modellene av Stuggusjødammen.

## 4.5 SENSITIVITETSANALYSE

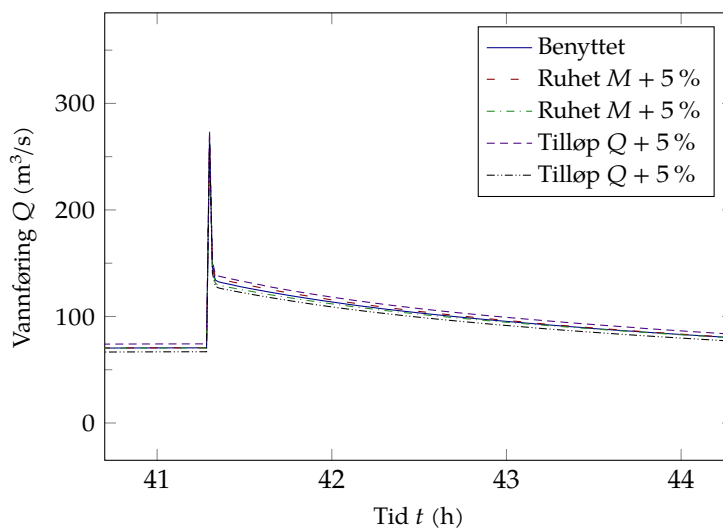


(a) Antatte tverrprofiler.



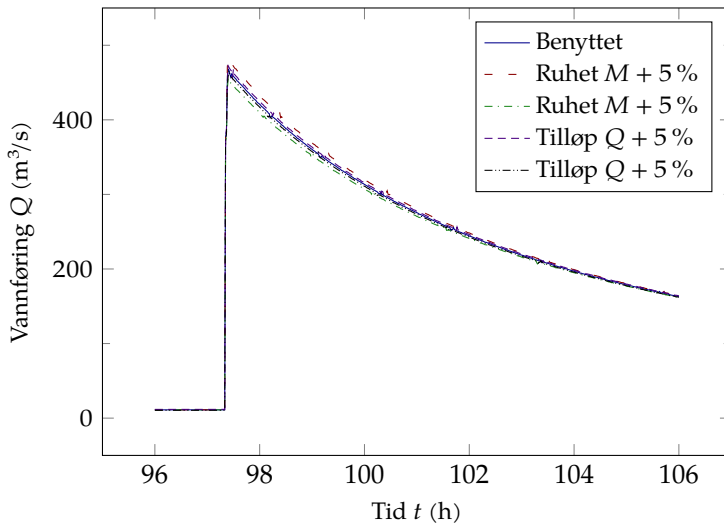
(b) Innmålte tverrprofiler.

**Figur 4.13:** Sensitivitetsanalyse for de ulike HEC-RAS-modellene for Liadammen.

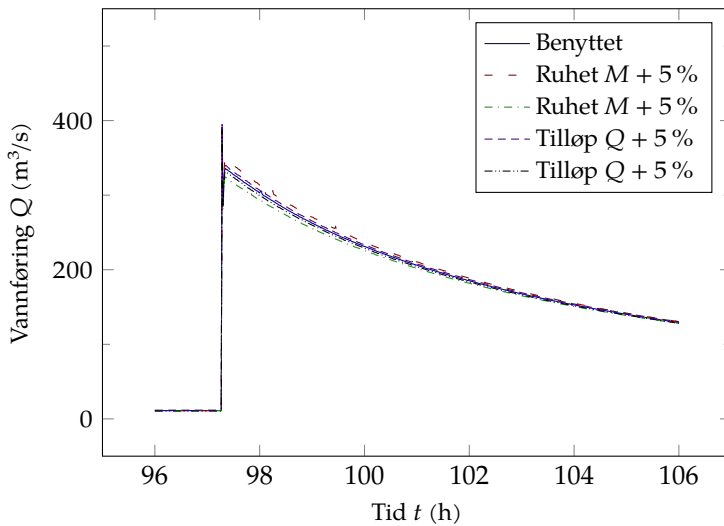


(c) Kombinasjon av antatte og innmålte tverrprofiler.

**Fortsettelse av Figur 4.13:** Sensitivitetsanalyse for de ulike HEC-RAS-modellene for Liadammen.

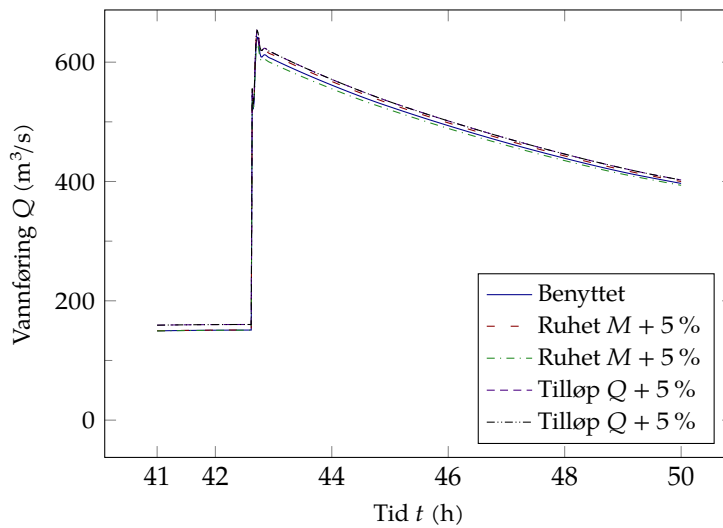


(a) Antatte tverrprofiler.

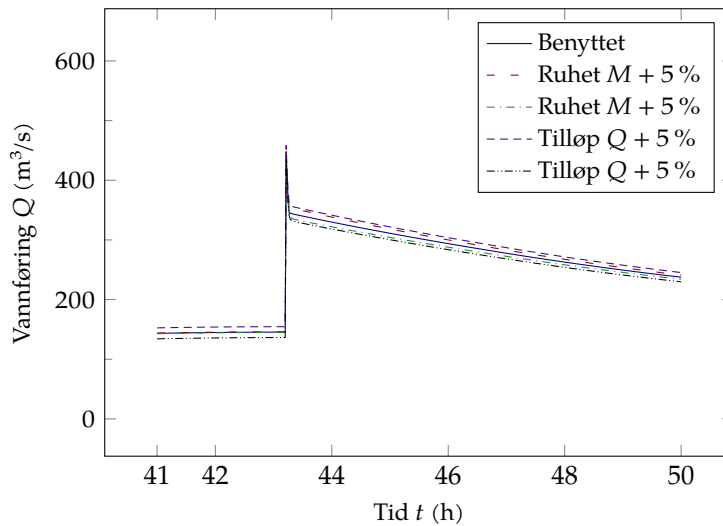


(b) Innmålte tverrprofiler.

**Figur 4.14:** Sensitivitetsanalyse for de ulike HEC-RAS-modellene for Dragst-sjødammen.

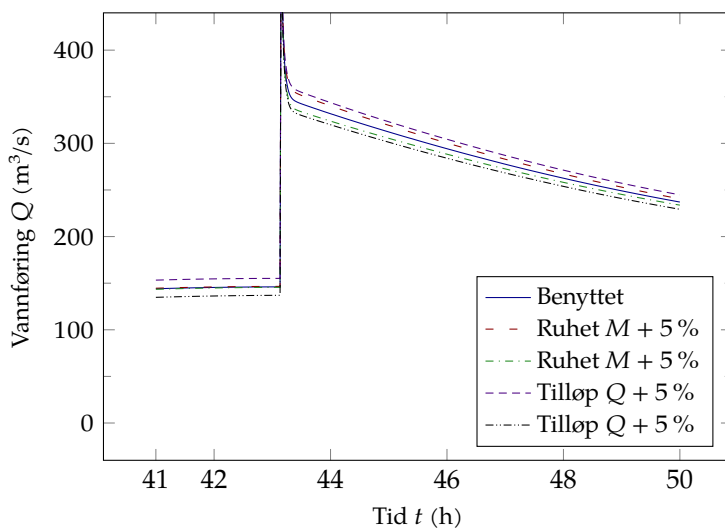


(a) Antatte tverrprofiler.



(b) Innmålte tverrprofiler.

**Figur 4.15:** Sensitivitetsanalyse for de ulike HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen.



(c) Innmålte tverrprofiler uten tømmerkistedam.

**Fortsettelse av Figur 4.15:** Sensitivitetsanalyse for de ulike HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen.





# DISKUSJON

*Her drøftes resultatene og deres betydning på klassifiseringen av de utvalgte anleggene.*

## 5.1 BETYDNINGEN AV OPPSTRØMS FORHOLD

Fra resultatene presentert i avsnitt 4.1 er det tydelig at bruddvannføringen og utløpshydrogrammet kan påvirkes kraftig av oppstrøms forhold. Det er i hovedsak *differansen* mellom de ulike utløpshydrogrammene som er av interesse, da resultatene vil være avhengig av inngangsparemetrene som benyttes. Det bør derfor knyttes forsiktighet til å tolke resultatene på for vidt grunnlag, og de må således sees i sammenheng med de forhold som er benyttet i rapporten.

### 5.1.1 Oppstrøms bunnhelning

At bunnhelningen i den oppstrøms kanalen har en effekt på utløpshydrogrammet er forventet, noe som kan sees fra ligningene (2.23) og (2.24). Figur 4.1 viser at bruddvannføringen er noe større for  $S_0 = 0,010$  enn for de slakere helningene. Dette kommer av at vannvolumet oppstrøms dammen vil oppnå en større hastighet ved brattere helning, og da utstrømningsarealet er tilnærmet likt for alle vil dette også gi en større bruddvannføring.

I praksis vil dette være av mindre interesse for DBBB, da bunnhelningen oppstrøms dammene ofte vil være relativt slak. Denne antagelsen er basert på at utbygger av dammen sannsynligvis har vært interessert i å oppnå størst mulig fallhøyde med kortest mulig vannveg. Dette blir derfor et kostnadsspørsmål, og det blir gjerne mest gunstig å plassere dammen der hvor helningen avtar.

### 5.1.2 Oppstrøms kanalruhet

Som tidligere nevnt er valg av ruhet for forholdene i vassdrag krevende, og baserer seg i hovedsak på erfaring hos den som utfører beregningene. Figur 4.2 viser at bruddvannføringen blir noe påvirket av disse valgene, men de store utslagene vil være *etter* dambruddsbølgen, når forholdene oppstrøms vil bli tilnærmet stasjonære for « uendelig » store magasiner. Dette kommer veldig tydelig frem i tabell 4.1 på side 46, hvor vannføringen ved  $M = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  er 63 % større enn den er ved  $M = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . I Norges vassdrags- og energidirektorat (2009), s. 8 er det gitt at usikkerheten rundt valg av ruhet kan være enda større; « Erfaringsmessig ligger Manningtallet oftest mellom 25 og 30 i selve elvetrauet. Utenfor det normale strømningsarealet (elvetrauet) kan det være friksjonsforhold som tilsier betydelige avvik fra disse tallene. »

Brukt ruhetsverdi i dambruddsbølgeberegningene vil dermed ha en merkbar effekt på rutingen av utløpshydrogrammet nedstrøms, noe som også kommer til syne i rapporten fra Marchand et al. (2010), som nevnt i avsnitt 2.2. Det er heller ikke utenkelig at ruheten i magasinet oppstrøms dammen kan være større enn i elvetrauet videre nedstrøms, da vannet er stille i magasinet, noe som gir bedre grobunn for vegetasjon.

### 5.1.3 Oppstrøms terskler

Fra figur 4.3 på side 48 er det tydelig at høyden på terskelen, og dermed høydeforskjellen mellom magasin vannstanden og toppen av terskelen, spiller en større rolle enn hva plasseringen av terskelen gjør med hensyn på å redusere utløpsvannføringen. Ved å øke terskelhøyden fra 0,5 m til 2,0 m for terskelen plassert 25 m oppstrøms dammen reduseres bruddvannføringen fra  $419,57 \text{ m}^3/\text{s}$  til  $272,18 \text{ m}^3/\text{s}$ , jf. figur 4.3(a), altså en reduksjon på 35 %. Dette gjelder også for terskler 50 m, 75 m og 100 m oppstrøms dammen, hvor reduksjonene i bruddvannføring er på henholdsvis 32 %, 28 % og 25 %.

Også plasseringen av terskelen har en effekt på bruddvannføringen. For terskelene med høyde 2 m reduseres bruddvannføringen fra  $335,10 \text{ m}^3/\text{s}$  til  $272,18 \text{ m}^3/\text{s}$ , en reduksjon på 18 %. Dette har sammenheng med at vannvolumet som ligger lagret mellom terskelen og dammen vil øke jo lengre oppstrøms terskelen er plassert. Det er dette vannvolumet som vil utgjøre storparten av selve dambruddsbølgen, så en reduksjon i volumet vil også gi en reduksjon i bruddvannføringen. I ligningene (2.21)

og (2.22) for bølgehastigheten ved et dambrudd inngår den oppstrøms vanndybden, og siden denne vil være tilnærmet lik for alle forhold vil også bølgehastigheten være det. Bruddvannføringen kan noe forenklet sett betraktes som bølgehastigheten multiplisert med bruddarealet, og ettersom bruddarealet er likt vil også bruddvannføringen være relativt lik. Noe av reduksjonen vil allikevel skyldes at det er et mindre vannvolum som « presses » ut gjennom bruddsonen, og *gjennomsnittlig* bruddvannføring over beregningsstegene vil reduseres. Dette kommer klart frem i figur 4.5 på side 52, hvor maksimal vannføring i hvert tverrprofil øker nedstrøms terskelen, da terskelen ikke har noen effekt på vannvolumet som allerede ligger lagret mellom terskelen og dammen ved dambruddet.

I tillegg viser resultatene i tabell 4.1 at slike terskler vil føre til en veldig redusert stasjonær utløpsvannføring ut fra magasinet ved konstant vannstand. Også her har høyden av terskelen mer å si enn terskelens avstand fra dammen og magasinet. Dette kommer av at høydedifferansen mellom toppen av terskelen og vannspeilet i magasinet reduseres jo nærmere terskelen plasseres magasinet, gitt at det er helning ned mot dammen. Å inkludere slike terskler vil dermed kunne ha en betydelig effekt på utløpsvannføringen i forhold til den vannføringen man benytter ved forenklete beregninger. Slike forenklete beregninger vil dermed kunne overestimere nedstrøms konsekvens grovt.

#### 5.1.4 Oppstrøms innsnevring

Det er i litteraturen ofte viet mer fokus til innsnevring og trange partier enn det er til grunne partier, trolig fordi det er enklere å oppdage slike innsnevring ved befaring eller ut fra kartdata. Et eksempel på et slikt fokus finnes i Norges vassdrags- og energidirektorat (2009), s. 7:

Trange tverrsnitt like nedstrøms et magasin, som eventuelt skaper oppstuvning helt opp til dammen, må studeres nøye da dette kan ha stor betydning for utløpshydrogrammet og dermed dambruddsbølgens forplantning nedover i vassdraget.

Fra figurene 4.4 og 4.6 vises det at innsnevring som går fra 20 m til 12 m strømningsbredde i løpet av en strekning på 8 m ikke har nevneverdige betydninger for verken bruddvannføringen eller dempingen av denne i den oppstrøms kanalen. Det kan ut fra resultatene virke som

om valg av  $\Delta x$  og  $\Delta t$  har hatt en betydning på resultatene, da maksimal vannføring i tverrprofilene ved en innsnevring på 4,0 m er høyere enn for en innsnevring på 2,0 m, jf. figur 4.6. Dog er differansen mellom de ulike verdiene av innsnevringen små, i størrelsesorden  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  til  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Videre er det sannsynlig at enda trangere innsnevringer vil ha en større effekt, men så trange innsnevringer vil det være en selvfølge at den som utfører beregningene tar hensyn til, og de er derfor ikke viet mer oppmerksomhet.

Det er nevnt av Sæter (2012) at oppstrøms innsnevringer i magasinet for Dam Tovatnet var med på å redusere den beregnede bruddvannføringen betraktelig, fra  $2087 \text{ m}^3/\text{s}$  ved overløpsformelen til  $393,55 \text{ m}^3/\text{s}$  ved bruk av dynamisk ruting i HEC-RAS. Dette var dog lenger opp i magasinet enn for de undersøkte anleggene, så hele magasinet bør hensynstas med tanke på oppstrøms forhold.

### 5.1.5 Innmålte tverrprofiler

Virkingen av å benytte innmålte tverrprofiler for de utvalgte damanleggene varierer, da forholdene ved Liadammen, Dragstsjødammen og Stuggusjødammen ikke er like.

For Liadammen kan det fra figur 4.7 sees at geometriene med innmålte tverrprofiler og kombinasjon av antatte og innmålte har betydelig redusert utløpsvannføring i forhold til modellen med de antatte tverrprofilene. Forskjellen fra innmålt til kombinasjonsgeometrien skyldes at bruddparametrene er forskjellige, og det er tydelig av det ikke er bruddprofilen som er bestemmende for utløpsvannføringen, da denne er tilnærmet identisk for de to nevnte modellene. Modellen med antatte tverrprofiler har en mye mindre dempende effekt på dambruddsbølgen, noe som skyldes at tverrprofilene ved utløpet av Liavatnet er antatt dypere enn de faktisk er, jf. figurene C.1 og C.2 på side 98 og på side 100. Dessuten kan det ut fra kart se ut som om den oppstrøms kanalen for Liadammen er enda smalere enn ved de innmålte tverrprofilene, noe som ikke ble målt inn på grunn av tomt batteri på måleutstyret.

For Dragstsjødammen har ikke de innmålte tverrprofilene like stor dempende effekt, da tverrprofilene er for brede til at de enkelt kan sammenlignes med Liadammen eller den generelle modellen. Fra ligningene (2.28) og (2.29) er det klart at tverrsnittsarealet av vannføringen både i kanalen og på flomslettene inngår direkte i beregningene. Ved liten

forskjell mellom antatte og innmålte tverrprofiler vil disse ikke endres i like stor grad, og man vil ikke oppnå like stor demping. Dette vises klart i figurene 4.9 og 4.10 på side 58 og på side 59, hvor differansen mellom kurvene for geometriene med antatte og innmålte tverrprofiler er mindre. Kurven for de innmålte tverrprofiler viser at de vil ha en noe dempende effekt, og vannføringen faller under  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  innen rimelig kort tid. Dette er et ganske stort avvik fra den stasjonære vannføringen på  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  som er benyttet i den stasjonære rutingen gjennom dammen i rapporten *Dragstsjødammen*. At det å rute denne bruddvannføringen nedstrøms frem til magasinet er tomt er lite realistisk blir videre støttet opp ved de stasjonære beregningene for Dragstsjøen, som gir resultater på henholdsvis  $358 \text{ m}^3/\text{s}$  og  $231 \text{ m}^3/\text{s}$  ved HRV i Stor-Drakstsjøen, som vist i tabell 4.2. Dette kan videre tyde på at den forenklete beregningen vil overestimere nedstrøms konsekvenser grovt, både med tanke på oversvømmelse og erosjon. Den kumulative vannføringen rett nedstrøms dammen viser likevel at å benytte innmålte tverrprofiler også har en effekt her, selv om kanalen er ganske bred.

Da kanalstrekningen oppstrøms Stuggusjødammen er såpass lang som den er, var det forventet at innmålte tverrprofiler for denne ville føre til en fordrøyning av kulminasjonsvannstanden i magasinet, og at dambruddet dermed ville bli forskjøvet i tid. Figur 4.11 viser at akkurat dette har skjedd, og at de innmålte tverrprofilene også har en dempende effekt på utløpsvannføringen. Det er verdt å merke seg at forskjellen mellom kurvene for de innmålte tverrprofilene med og uten den oppstrøms tømmerkistedammen inkludert er veldig liten, og at selve damkonstruksjonen dermed ikke står for all dempingen.

Fra sensitivitetsanalysen, figurene 4.13 til 4.15, er det tydelig at modellene var stabile for små variasjoner i både ruhet og vannføring, og det er dermed nærliggende å anta at de modellerte bruddforløpene er godt egnet til å sammenlignes med hverandre.

## 5.2 ANDRE FORHOLD

Også andre forhold enn de som er diskutert så langt vil påvirke både bruddvannføringen og utløpshydrogrammet. For alle beregninger er det antatt at bruddtiden til dammen er 0 h, noe som er urealistisk, også for betongdammer. Ifølge *Dam-Break Flood Analysis* (1998, s. 81) vil gravitasjonsdammer ha et relativt kort, men ikke øyeblikkelig, bruddforløp.



**Figur 5.1:** Fotografi av erosjonsskadene under damfundamentet ved dambruddet i Osfallet i 1916. Foto: Martha Alme, Glomdalsmuseet. Fotografiet er tilgjengelig fra <http://digitaltmuseum.no/021015520814> under en Creative Commons Attribution-Noncommercial-lisens.

Samme kilde tilsier at bruddet skjer i løpet av 0,01 h til 0,05 h for slike dammer, noe som vil være med både på å redusere bruddvannføringen og dermed også bølgehastigheten. Ved et gradvis bruddforløp vil det oppdemte vannvolumet « slippes » gjennom dammen slik at utløpsvannføringen også øker noe mer gradvis enn hva som er tilfellet for et øyeblikkelig brudd.

Videre er alle de undersøkte dammene fundamentert på fjell, slik at damkonstruksjonen ikke vil skli ut i hele seksjoner. Dersom dammen er fundamentert på løsmasser vil man kunne få en utgraving av masser under damfundamentet, og dermed også øke dambruddsbølgen dramatisk. Et eksempel på en slik utvasking under fundamentet forekom ved Osfallet i 1916, hvor bruddåpningen strakte seg flere meter under damfundamentet, jf. figur 5.1.

## 5.3 VURDERING AV KLASSIFISERINGER

For Liadammen, som per i dag er plassert i konsekvensklasse 1 med forslag om økning til konsekvensklasse 3, er det veldig godt mulig at bedre kartlegging av oppstrøms forhold kan være med på å redusere de nedstrøms konsekvensene ved dambrudd. Dette fordi redusert utløpsvannføring vil redusere erosjonsskadene, men også drøye ut dambruddsbølgen i tid. Vannstandsstigningen vil dermed ikke bli like stor, og man kan ende opp med at færre bygninger blir rammet. Fra tabell 2.2 på side 28 er det gitt at dammen skal plasseres i konsekvensklasse 2 dersom mellom 1 og 20 boenheter blir rammet. Rinde (2014) oppgir at antall boekvivalenter som blir berørt ved et dambrudd er 78, og det er således ikke urealistisk at man ved redusert utløpsvannføring vil kunne redusere dette til under 20, slik at dammen kan plasseres i konsekvensklasse 2. I beste fall vil midlertidig magasinering av dambruddsbølgen i Mæladammen nedstrøms kunne redusere disse skade enda mer, da stort sett all bebyggelsen ligger nedstrøms for denne.

For Dragstsjødammen fremstår det som klart at å gjennomføre fullverdige dambruddsbølgeberegninger med oppstrøms forhold inkludert vil gi en mye lavere vannføring nedover vassdraget ved et dambrudd enn hva man får ved stasjonær ruting. Selv ved den stasjonære rutingen er antall berørte boekvivalenter av Ittelin og Heggen (2013) beregnet til kun å være 0,54, så ved beregninger med oppstrøms forhold inkludert er det realistisk å anta at man kan få dette ned til 0, og at anlegget derfor kan vurderes for konsekvensklasse 0, da det vil ha minimale konsekvenser.

Også for Stuggusjødammen vil det være mulig at konsekvensene ved et dambrudd kan beregningsmessig reduseres ved å ta med de oppstrøms forholdene i beregningene. Dog er vassdraget videre nedstrøms for Stuggusjøen såpass langt at det vil være vanskelig å klart se hvorvidt det reduserte utløpshydrogrammet vil kunne påvirke klassifiseringen av dammen.

Generelt sett vil det være interesse for å ta mer hensyn til oppstrøms forhold i beregningene for dammer med oppstrøms kanalstrekning, da det er vist at både bruddvannføringen og utløpshydrogrammet kan dempes betraktelig, noe som igjen vil kunne føre til redusert konsekvensklasse.

## 5.4 FEILKILDER

Det vil alltid være feilkilder knyttet til beregninger som er utført, særlig for DBBB, da disse i stor grad avhenger av inngangsparametrene som benyttes. Noen feilkilder vil ha større betydning for resultatet enn andre, og de er dermed forsøkt delt inn i vesentlige og uvesentlige feilkilder.

### 5.4.1 Vesentlige feilkilder

Blant de feilkildene med størst potensial til å påvirke resultatet inkluderer innmålingsfeil og innleggingsfeil ved håndtering av data. Dette betyr at innmålingene av tverrprofilene ikke nødvendigvis gjenspeiler virkeligheten, for eksempel ved at lite representative tverrprofiler måles inn. Å konvertere innmålte data fra et høydesystem, typisk lokale høydesystemer, til et annet vil alltid være en feilkilde, for eksempel ved at differansen mellom høydesystemene er liten, og at man dermed glemmer å konvertere fra det ene til det andre.

### 5.4.2 Uvesentlige feilkilder

Ved bruk av numerisk væskedynamikk (CFD, computational fluid dynamics) for å modellere fysiske systemer vil det alltid oppstå feil og unøyaktigheter, da en numerisk modell alltid vil være en tilnærming til virkeligheten basert på en teoretisk regnemodell, og det vil oppstå avvik mellom modellen og systemet. Olsen (2012, s. 81) tar for seg de ulike typene feil og unøyaktigheter. De kan klassifiseres i følgende typer:

- 1. Modelleringsfeil:** Feil som innføres når man modellerer virkeligheten med matematiske ligninger. Dette inkluderer å modellere strømmingen som éndimensjonal, da strømming i åpne kanaler reelt sett ikke er éndimensjonal, men tredimensjonal.
- 2. Feil som følge av numeriske tilnærmelser:** Når man diskretiserer ligningene som beskriver de fysiske prosessene vil man også innføre feil.
- 3. Feil som følge av ufullstendig konvergens:** I mange tilfeller benyttes iterative metoder for å finne løsninger på ligningene. Dette gjøres for eksempel i HEC-RAS. I noen tilfeller benyttes resultatene selv om løsningen ikke er fullstendig konvergent.
- 4. Avrundingsfeil:** Denne typen feil skyldes at datamaskiner kun har en viss nøyaktighet på representasjonen av alle tall.



5. **Feil i grensebetingelser og inndata:** Feil i grensebetingelsene for modellen er blant de vanligste feilene for CFD. Dette kan dreie seg om bruk av feil grensebetingelser, både ved at datagrunnlaget er feil eller at antagelser for oppsett av modellen er feil.
6. **Menneskelige feil på grunn av manglende erfaring:** Feil som innføres på grunn av at brukeren av programvaren ikke har erfaring og/eller kunnskap nok til å sette opp alle parametrene for en modell riktig.
7. **Programvarefeil (engelsk: bugs):** Så godt som all programvare av et visst omfang vil inneholde programvarefeil.

Som tidligere nevnt er også bruddforløpet som kreves benyttet i DBBB urealistisk, og man vil ende opp med noe konservative beregninger. Også andre valg knyttet til utforming av HEC-RAS-modellene vil kunne innføre små feil, slik som bruk av dynamisk eller hydrologisk ruting, tidsoppløsningen til innløpshydrogrammene, og også valg av  $\Delta x$  og  $\Delta t$ .

## 5.5 VIDERE ARBEID

Videre arbeid som det kan være nyttig å gjennomføre i fremtiden, kan være å undersøke i hvilken grad de benyttede ruhetsverdiene representerer de faktiske forholdene på stedet. Å se nærmere på hvilke damanlegg i Norge som faller inn under de forholdene som er undersøkt i denne oppgaven vil også være av interesse, samt å se nærmere på de faktiske samfunnsøkonomiske kostnadene man kan unngå ved å hensynstas oppstrøms forhold for disse.

Ellers bør fokus på oppstrøms forhold i forbindelse med klassifisering økes, slik at de anleggseierne det gjelder blir klar over mulighetene dette gir for å unngå unødvendige « feilklassifiseringer ».

Sist med ikke minst er det veldig interessant hvorvidt gamle dammer som ligger under vann oppstrøms for dagens dam har kapasitet nok til at de burde kunne medregnes. I så fall må det utformes metoder og retningslinjer for slik kapasitetsbestemmelse.



# KONKLUSJON

*I dette kapitlet gis en konklusjon basert på resultatene og den påfølgende diskusjonen.*

Både fra de generelle modellene og modellene basert på eksisterende damanlegg er det helt tydelig at bedre undersøkelser av oppstrøms forhold kan ha en signifikant dempende effekt på utløpshydrogrammet. Bruddvannføringen vil ikke nødvendigvis påvirkes i like stor grad, da denne er mer knyttet til vannvolumet like oppstrøms for dammen.

For dammer med oppstrøms kanalstrekning vil dermed forenklede beregninger grovt overestimere utløpsvannføringen og dermed også konsekvensene ved brudd. Dette vil igjen kunne føre til feil klassifisering, noe som får alvorlige følger i form av økonomiske kostnader ved oppgraderinger av konstruksjonen.

For Liadammen har de oppstrøms forholdene veldig stor betydning for utløpshydrogrammet, da utløpet fra Liavatnet er så grunt at det ved et dambrudd nærmest vil fungere som en oppstrøms terskel som « struper » vannføringen ut av magasinet. Dette kombinert med at det muligens finnes et enda trangere tverrsnitt nærmere dammen kan være med på å redusere bruddvannføringen såpass mye at Liadammen kan holdes i en konsekvensklasse lavere enn klasse 3.

Dragstjøen har ikke like mye å hente ved å inkludere de innmålte tverrprofilene oppstrøms, da kanalen er for bred og dyp til at man vil oppnå samme effekt som ved Liadammen. Det er veldig realistisk å anta at Dragstjødammen kan nedjusteres til konsekvensklasse 0 dersom man gjennomfører en full DBBB med oppstrøms forhold inkludert, da den stasjonære vannføringen ut gjennom kanalen og dammen er betraktelig lavere enn bruddvannføringen ved forenklede beregninger.

Også for Stuggusjøen er det en merkbar reduksjon i bruddvannførin-

gen og utløpshydrogrammet for de innmålte tverrprofilene. Da vassdraget nedstrøms Stuggusjødammen er veldig langt vil det være vanskelig å anslå hvorvidt slike oppstrøms forhold vil kunne redusere konsekvensene ved et dambrudd, og dette er noe det bør utføres beregninger for hele vassdraget for å finne ut av.

Generelt sett vil det for dammer med en trang og smal oppstrøms kanal være veldig godt mulig å dempe både bruddvannføringen og resten av utløpshydrogrammet, og det burde bli en selvfølge å innhente eksempelvis dybde data ved beregninger på slike damanlegg. Slike målinger er enkle, billige, og kan ha en veldig merkbar effekt på resultatet av dambruddsbølgeberegninger, og således også på klassifisering av dammer.

# REFERANSELISTE



- Brunner, G. W. (2008). *Common Model Stability Problems When Performing an Unsteady Flow Analysis*. Presentasjon. Tilgjengelig fra: [http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/modelcalibration/6.%2020Hydraulic%20Model%20Calibration/hydraulic\\_models.php](http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/modelcalibration/6.%2020Hydraulic%20Model%20Calibration/hydraulic_models.php) (hentet: 07.04.2016).
- Brunner, G. W. (2010). *HEC-RAS. River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. CPD-69. Versjon 4.1. U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Engineering Center. Davis, California, U.S.A. 411 s.
- Brunner, G. W. (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. TD-39. U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Engineering Center. Davis, California, U.S.A. 61 s.
- Carlsen, A. J. (2006). *Flomberegning for Nea- og Nidelvvassdraget. Oppdrag 5000479 – Rapport nr. 001 R*. Dokumentnummer 100. Oppdragsrapport utarbeidet av Norconsult AS for Trondheim Energiverk Kraft AS.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Basic principles, sediment motion, hydraulic modelling, design of hydraulic structures*. 2. utg. Oxford, England: Elsevier Butterworth-Heinemann. 652 s. ISBN: 0-7506-5978-5.
- Chaudhry, M. H. (2008). *Open-Channel Flow*. 2. utg. New York, U.S.A.: Springer US. 523 s. ISBN: 978-0-387-30174-7. DOI: 10.1007/978-0-387-68648-6.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. Opptrykk. New Jersey, U.S.A.: The Blackburn Press, 2009. 680 s. ISBN: 978-1-932846-18-8.

- Crispino, G., Gisonni, C. og Iervolino, M. (2015). «Flood hazard assessment: comparison of 1D and 2D hydraulic models». I: *International Journal of River Basin Management*, 13 (2), s. 153–166. ISSN: 1814-2060. DOI: 10.1080/15715124.2014.928304.
- Cunge, J. A. og Hager, W. H. (2015). «Alexandre Preissmann: his scheme and his career». I: *Journal of Hydraulic Research*, 53 (4), s. 413–422. ISSN: 1814-2079. DOI: 10.1080/00221686.2015.1076894.
- Dam-Break Flood Analysis* (1998). *Review and recommendations*. 111. Bulletin. International Commission on Large Dams. Paris, Frankrike. 301 s.
- Damsikkerhetsforskriften (2009). *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*.
- Flanders, H. (1973). «Differentiation Under the Integral Sign». I: *The American Mathematical Monthly*, 80.6, s. 615–627. DOI: 10.2307/2319163.
- Fread, D. L. og Lewis, J. M. (1993). «Selection of  $\Delta x$  and  $\Delta t$  Computational Steps for Four-Point Implicit Nonlinear Dynamic Routing Models». I: ASCE National Hydraulic Engineering Conference. (San Fransisco, California, U.S.A. 26.–30. jul. 1993), s. 1569–1573. Tilgjengelig fra: [http://www.nws.noaa.gov/ohd/hrl/h smb/docs/hydraulics/papers\\_before\\_2009/hl\\_324.pdf](http://www.nws.noaa.gov/ohd/hrl/h smb/docs/hydraulics/papers_before_2009/hl_324.pdf) (hentet: 12.04.2016).
- French, R. H. (1985). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill International Editions. Opptrykk. McGraw-Hill Book Company, 1987. 705 s. ISBN: 0-07-022134-0.
- Grøttå, L. (2010). «Nytt fra NVE». Foredrag fra Produksjonsteknisk konferanse 2010. Tilgjengelig fra: <http://www.energinorge.no/getfile.php/FILER/KALENDER/Foredrag%202010/Produksjonsteknisk%20konferanse/Grotta.pdf> (hentet: 21.10.2015).
- Hojem, Ø. (2015). *Rehabilitering av betongdammer. Oppfylgning av sikkerhetskrav gitt i damsikkerhetsforskriften av 2010*. Prosjektoppgave i Bygg- og miljøteknikk. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for vann- og miljøteknikk. 75 s.

- Horritt, M. og Bates, P. D. (2002). « Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation ». I: *Journal of Hydrology*, 268 (1–4), s. 87–99. DOI: 10.1016/S0022-1694(02)00121-X.
- Ittelin, K. S. og Heggen, S. (2013). *Dragstsjødammen. Klassifisering av damanlegg*. Dokumentkode 125766-RIEn-NOT. Notat utarbeidet av Multiconsult AS for Statkraft Energi AS.
- Kikkert, G. A., Liyanage, T. og Shang, C. (2015). « Dam-break generated flow from an infinite reservoir into a positively inclined channel of limited width ». I: *Journal of Hydro-environmental Research*, 9 (4), s. 519–531. DOI: 10.1016/j.jher.2015.03.002.
- Kocaman, S. og Ozmen-Cagatay, H. (2012). « The effect of lateral channel contraction on dam break flows: Laboratory experiment ». I: *Journal of Hydrology*, 432–433, s. 145–153. ISSN: 0022-1694. DOI: 10.1016/j.jhydro.2012.02.035.
- Marchand, W., Lier, Ø., Kjellesvig, H. M. og Vaskinn, K. (2010). *Analyse av dambruddsbølger*. NVE Rapport 12. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat. 29 s.
- Midttømme, G. H., Petterson, L. E., Holmqvist, E., Nøtsund, Ø., Hisdal, H. og Sivertsgård, R. (2011). *Retningslinjer for flomberegninger. til § 5-7 i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*. Red. av G. H. Midttømme og L. E. Petterson. Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (2009). *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger. til § 2-4 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg*. Versjon 3. Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Norum, D. T., Gundersen, S., Midttømme, G. H. og Østvold, H. M. (2014). *Veileder til damsikkerhetsforskriften. Klassifisering av vassdragsanlegg*. Veileder for klassifisering av vassdragsanlegg. Red. av D. T. Norum. NVE Veileder 3. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat. 36 s.
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A. og Reeve, D. E. (2010). *Hydraulic Modeling – an Introduction. Principles, methods and applications*. New York, U.S.A.: Spon Press. ISBN: 978-0-419-25020-3.

- Olsen, N. R. B. (2012). *Numerical Modelling and Hydraulics*. 3. utg. Trondheim: Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science og Technology. 157 s. ISBN: 82-7598-074-7.
- Opaker, H. (2013). *Flomberegning Gråelva. Kaldådammen, Buandammen og Liadammen*. Oppdragsnummer 5122156. Oppdragsrapport utarbeidet av Norconsult AS for NTE Energi AS. 50 s.
- Ozmen-Cagatay, H. og Kocaman, S. (2011). « Dam-Break Flow in the Presence of Obstacle: Experiment and CFD Simulation ». I: *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 5 (4), s. 541–552. ISSN: 1994-2060. DOI: 10.1080/19942060.2011.11015393.
- Ozmen-Cagatay, H., Kocaman, S. og Guzel, H. (2014). « Investigation of dam-break flood waves in a dry channel with a hump ». I: *Journal of Hydro-environmental Research*, 8 (3), s. 304–315. DOI: 10.1016/j.jher.2014.01.005.
- Rinde, T. (2014). *Dambruddsbølgeberegninger for Gråelva. Dambruddsbølgeberegning for Kaldådammen, Buandammen og Liadammen*. Rapportnummer 5122156-1. Oppdragsrapport utarbeidet av Norconsult AS for NTE Energi AS.
- Samuels, P. G. (1989). « Backwater lengths in rivers ». I: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. Bd. 87.2. Institution of Civil Engineers. ICE Publishing, s. 571–582. DOI: 10.1680/iicep.1989.3779.
- Soares-Frazão, S. (2007). « Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill ». I: *Journal of Hydraulic Research*, 45 (Suppl. 1): *Special Issue: Dam-Break Flow Experiments and Real-Case Data. A Database from the European IMPACT Research Program*, s. 19–26. ISSN: 1814-2079. DOI: 10.1080/00221686.2007.9521829.
- Sollid, B. og Sæter, Å. (2012). *Dambruddsbølgeberegning for Dam Stuggusjøen*. Rapportnummer 581244-1. Oppdragsrapport utarbeidet av Sweco Norge AS for Statkraft Energi AS.
- SonTek (2015). *SonTek RiverSurveyor® Brochure*. Produktbrosjyre. 4 s. Tilgjengelig fra: <http://www.sontek.com/productsdetail.php?RiverSurveyor-S5-and-M9-14> (hentet: 29.04.2016).



Standard Norge (2008). *Krav til risikovurderinger. Requirements for risk assessment*. Norsk. NS 5814. Norsk Standard. Oslo: Standard Norge.

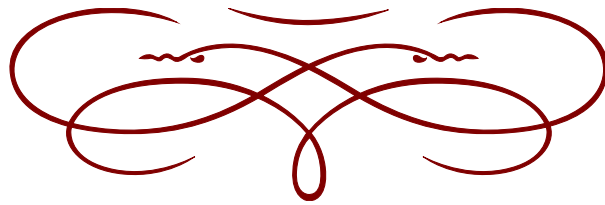
Sæter, Å. (2012). *Dambruddsbølgeberegning for Dam Tovatnet*. Rapportnummer 582051-7. Oppdragsrapport utarbeidet av Sweco Norge AS for TrønderEnergi AS.

Vannressursloven (2000). *Lov om vassdrag og grunnvann*.

Vingerhagen, S. (2014). *DBBB Orkla etc. Dambruddsbølgeberegning for dam Kneeggsundet*. Rapportnummer 582051-12. Oppdragsrapport utarbeidet av Sweco Norge AS for TrønderEnergi Kraft AS.



# VEDLEGG





# TEKNISKE SPESIFIKASJONER



Utvalgt tekniske spesifikasjoner for måleinstrumentet SonTek RiverSurveyor® M9, hentet fra SonTek (2015).

- ◆ Hastighetsmåling
  - ◆ Profilmålingsområde (distanse): 0,06 m til 40 m
  - ◆ Profilmålingsområde (hastighet):  $\pm 20$  m/s
  - ◆ Nøyaktighet: Inntil  $\pm 0,25$  % av målt hastighet, eller  $\pm 0,2$  cm/s
  - ◆ Oppløsning: 0,001 m/s
  - ◆ Antall celler: Inntil 128
  - ◆ Cellestørrelse: 0,02 m til 4 m
- ◆ Transduserkonfigurasjon
  - ◆ Ni (9) transdusere
  - ◆ Doble 4-strålers 3,0 MHz/1,0 MHz Janus med 25° skrå vinkel
  - ◆ 0,5 MHz ekkolodd med vertikal stråle
- ◆ Dybdemåling
  - ◆ Område: 0,20 m til 80 m
  - ◆ Nøyaktighet: 1 %
  - ◆ Oppløsning: 0,001 m
- ◆ Kompass/helning
  - ◆ Område: 360°
  - ◆ Retningsnøyaktighet:  $\pm 2^\circ$
  - ◆ Pitch/Roll:  $\pm 1^\circ$
- ◆ GPS valgmuligheter
  - ◆ SBAS GPS horisontal nøyaktighet:  $< 1,0$  m
  - ◆ RTK GPS horisontal nøyaktighet:  $< 0,02$  m
  - ◆ RTK GPS vertikal nøyaktighet:  $< 0,04$  m



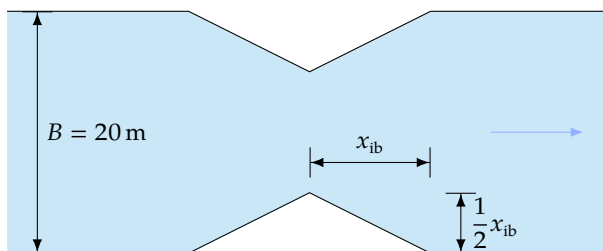
# GEOMETRIER I HEC-RAS

De ulike egenskapene til den oppstrøms kanalen er vist i tabell B.1 på neste side. For alle gjelder at ruheten i kanalen nedstrøms dammen ble satt til  $n = 0,01 \text{ s/m}^{1/3}$ , med en bunnhelning  $S_0 = 0,1$ . Dette kombinert med nedstrøms grensebetingelse satt til normalstrømning sørget for at undervannseffekter ikke påvirket strømmingen oppstrøms for damstedet.

Som det kan sees fra tabell B.1 er det kun én parameter som endres om gangen, noe som gir et stort antall ulike geometrier.

Tersklene ble konstruert som trapeser med toppbredde på 2,0 m, og helning 2 : 1 på både oppstrøms og nedstrøms side. Dette for å etterligne en mulig geometri som kan oppstå dersom det for eksempel finnes rester fra gamle fangdammer eller lokale grunner.

Innsnevringene er laget symmetrisk om kanalens lengdeakse, hvor halve innsnevringensbredden er plassert på hver side av kanalen. Innsnevringene er gradvise, slik at for lengdemeter i strømningsretningen øker innsnevringen på *hver side* av kanalen med en halvmeter. Den totale innsnevringen øker og reduseres med 1,0 m/m i strømningsretningen henholdsvis før og etter det trangeste snittet, jf. figur B.1.



**Figur B.1:** Oppbygging av kanalinsnevring, sett i plan.  $x_{ib}$  er innsnevringensbredden

**Tabell B.1:** De ulike geometrikombinasjonene som ble benyttet for å kartlegge effekten av hver parameter i HEC-RAS. Nr. 1–4 ble bruktt for å undersøke hvordan utløpsvannføringen blir påvirket av helningen, nr. 2, 5 og 6 for å undersøke effekten av ruheten, nr. 7–22 for å undersøke effekten av ulike terskelhøyder ved ulike plasseringer i kanalen, og nr. 23–38 ble brukt for å undersøke effekten av ulike innsnevringbredder ved ulike plasseringer i strømningsretningen.

Nr.	Terskel-plassering (m)				Terskelhøyde (m)				Innsnevring-plassering (m)				Innsnevring-bredde (m)			Ruhet $M$ ( $m^{1/3}/s$ )			Helning $S_0$ (%)				
	25	50	75	100	0,5	1,0	1,5	2,0	25	50	75	100	2,0	4,0	6,0	8,0	16	30	50	0,0	0,1	0,5	1,0
1																		♦		♦			
2																		♦			♦		
3																		♦				♦	
4																		♦					♦
5																	♦					♦	
6																			♦			♦	
7	♦				♦													♦			♦		
8	♦					♦												♦			♦		
9	♦						♦											♦			♦		
10	♦							♦										♦			♦		
11		♦				♦												♦				♦	

Fortsetter på neste side



**Fortsettelse av Tabell B.1:** De ulike geometrikombinasjonene som ble benyttet for å kartlegge effekten av hver parameter i HEC-RAS. Nr. 1–4 ble brukt for å undersøke hvordan utløpsvannføringen blir påvirket av helningen, nr. 2, 5 og 6 for å undersøke effekten av ruheten, nr. 7–22 for å undersøke effekten av ulike terskelhøyder ved ulike plasseringer i kanalen, og nr. 23–38 ble brukt for å undersøke effekten av ulike innsnevringbredder ved ulike plasseringer i strømningsretningen.

*Fortsettelse fra forrige side*

Nr.	Terskel-plassering (m)				Terskelhøyde (m)				Innsnevring-plassering (m)				Innsnevring-bredde (m)				Ruhet $M$ ( $m^{1/3}/s$ )			Helning $S_0$ (%)				
	25	50	75	100	0,5	1,0	1,5	2,0	25	50	75	100	2,0	4,0	6,0	8,0	16	30	50	0,0	0,1	0,5	1,0	
12	♦					♦												♦					♦	
13	♦																	♦					♦	
14	♦																	♦					♦	
15			♦			♦												♦					♦	
16			♦				♦											♦					♦	
17			♦															♦					♦	
18			♦															♦					♦	
19				♦		♦												♦					♦	
20				♦			♦											♦					♦	
21				♦														♦					♦	

*Fortsetter på neste side*

**Fortsettelse av Tabell B.1:** De ulike geometrikombinasjonene som ble benyttet for å kartlegge effekten av hver parameter i HEC-RAS. Nr. 1–4 ble bruktt for å undersøke hvordan utløpsvannføringen blir påvirket av helningen, nr. 2, 5 og 6 for å undersøke effekten av ruheten, nr. 7–22 for å undersøke effekten av ulike terskelhøyder ved ulike plasseringer i kanalen, og nr. 23–38 ble brukt for å undersøke effekten av ulike innsnevringbredder ved ulike plasseringer i strømningsretningen.

*Fortsettelse fra forrige side*

Nr.	Terskel- plassering (m)				Terskelhøyde (m)				Innsnevring- plassering (m)				Innsnevring- bredde (m)				Ruhet $M$ ( $m^{1/3}/s$ )			Helning $S_0$ (%)				
	25	50	75	100	0,5	1,0	1,5	2,0	25	50	75	100	2,0	4,0	6,0	8,0	16	30	50	0,0	0,1	0,5	1,0	
22				♦				♦										♦					♦	
23								♦					♦					♦					♦	
24								♦						♦				♦					♦	
25								♦							♦			♦					♦	
26								♦								♦		♦					♦	
27									♦				♦					♦					♦	
28									♦					♦				♦					♦	
29									♦						♦			♦					♦	
30									♦							♦		♦					♦	
31										♦			♦					♦					♦	

*Fortsetter på neste side*

**Fortsettelse av Tabell B.1:** De ulike geometrikombinasjonene som ble benyttet for å kartlegge effekten av hver parameter i HEC-RAS. Nr. 1–4 ble brukt for å undersøke hvordan utløpsvannføringen blir påvirket av helningen, nr. 2, 5 og 6 for å undersøke effekten av ruheten, nr. 7–22 for å undersøke effekten av ulike terskelhøyder ved ulike plasseringer i kanalen, og nr. 23–38 ble brukt for å undersøke effekten av ulike innsnevringbredder ved ulike plasseringer i strømningsretningen.

*Fortsettelse fra forrige side*

Nr.	Terskel-plassering (m)				Terskelhøyde (m)				Innsnevring-plassering (m)				Innsnevring-bredde (m)				Ruhet $M$ ( $m^{1/3}/s$ )			Helning $S_0$ (%)				
	25	50	75	100	0,5	1,0	1,5	2,0	25	50	75	100	2,0	4,0	6,0	8,0	16	30	50	0,0	0,1	0,5	1,0	
32											♦			♦				♦						♦
33											♦				♦			♦						♦
34											♦					♦		♦						♦
35												♦		♦				♦						♦
36												♦		♦				♦						♦
37												♦			♦			♦						♦
38												♦				♦		♦						♦



# C

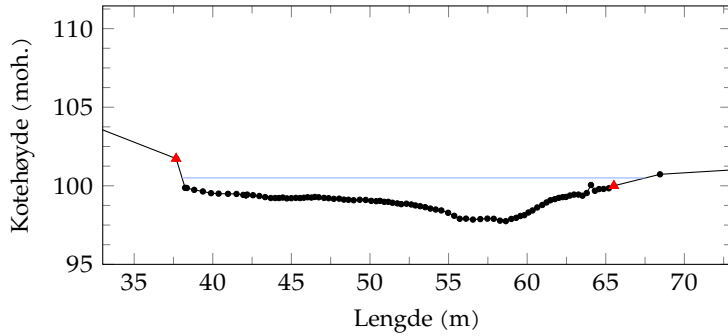
## TVERRPROFILER

Alle tverrprofiler som vist på figurene C.1 til C.6 er presentert i medstrøms retning, hvor det første tverrprofilet er lengst oppstrøms av de som er inkludert i de ulike modellene. Tverrprofilene er nummerert i motstrøms retning fra dammen.

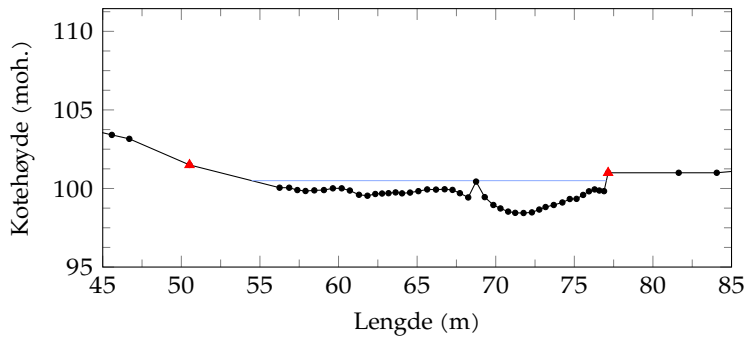
For kombinasjonsgeometrien brukt for Liadammen er det tverrprofilene vist på figurene C.1(a) til C.1(e) og C.2(d) som er benyttet.

## C.1 LIADAMMEN

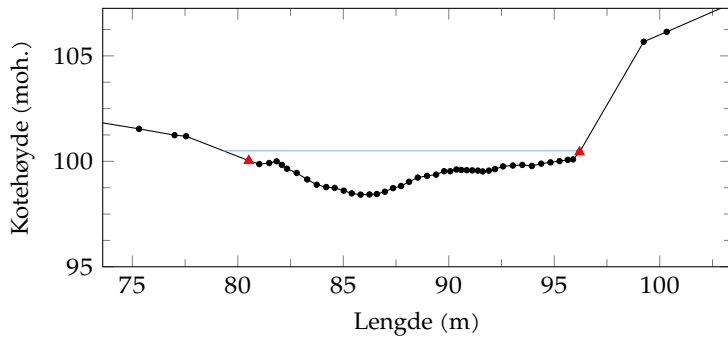
### C.1.1 Innmålte tverrprofiler



(a) Tverrprofil 6 oppstrøms fra Liadammen

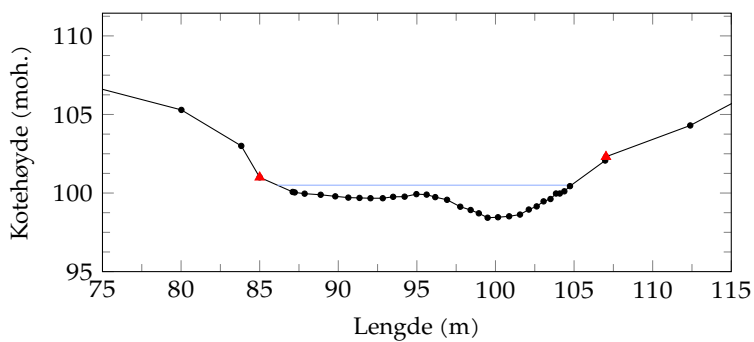


(b) Tverrprofil 5 oppstrøms fra Liadammen

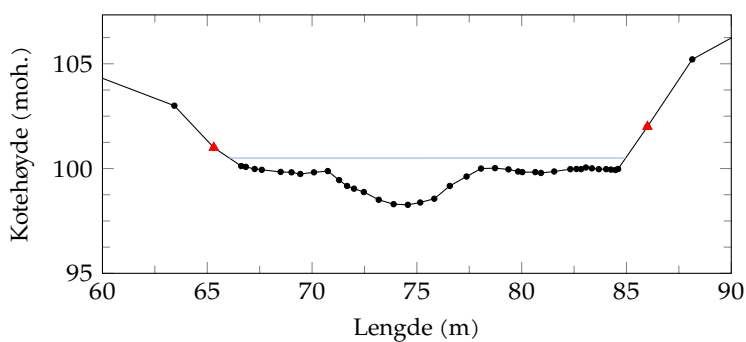


(c) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Liadammen

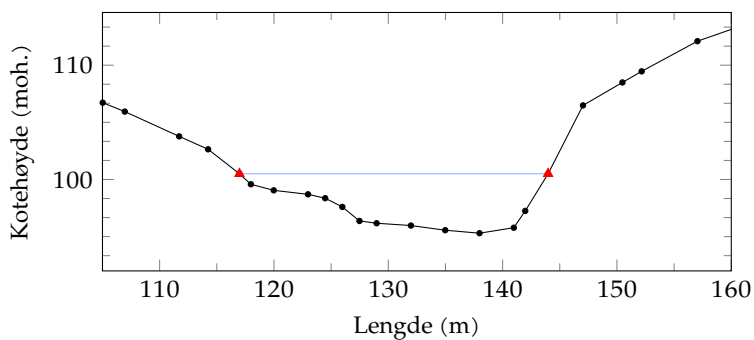
**Figur C.1:** Innmålte tverrprofiler for Liadammen.



(d) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Liadammen



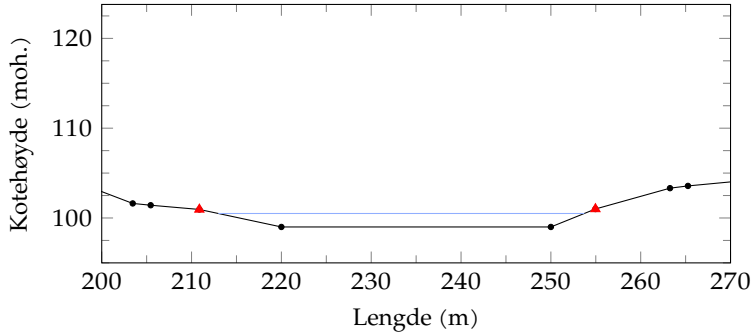
(e) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Liadammen



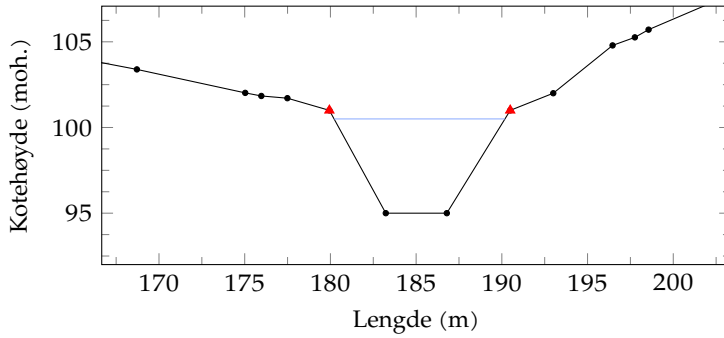
(f) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Liadammen

**Fortsettelse av Figur C.1:** Innmålte tverrprofiler for Liadammen.

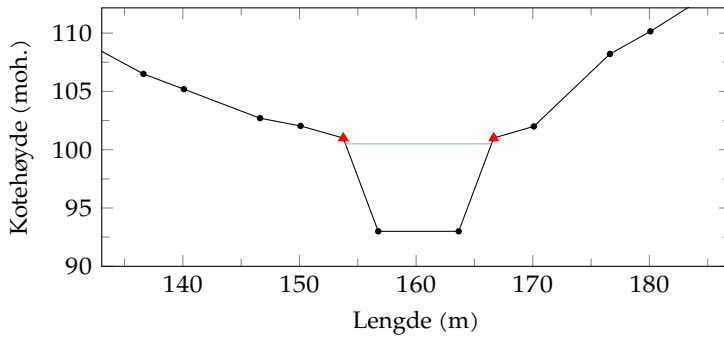
### C.1.2 Antatte tverrprofiler



(a) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Liadammen



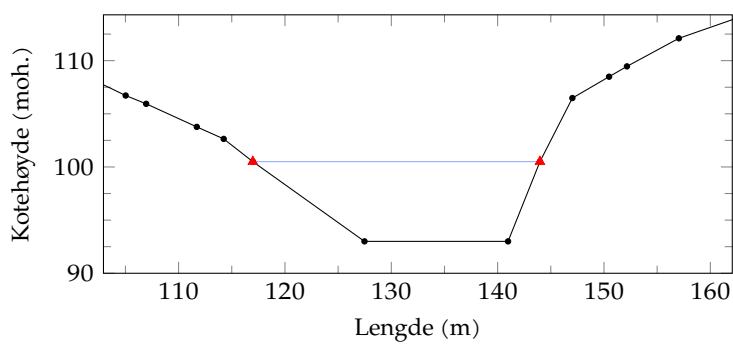
(b) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Liadammen



(c) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Liadammen

**Figur C.2:** Antatte tverrprofiler for Liadammen.



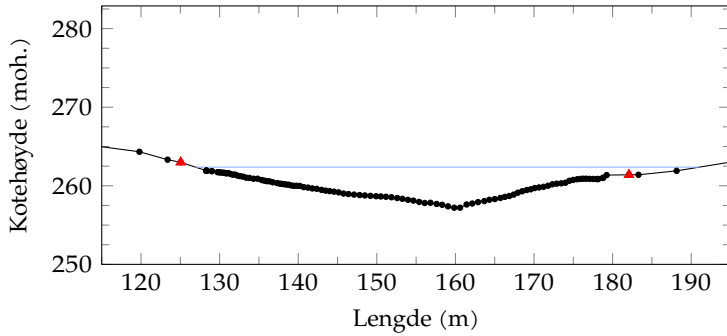


(d) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Liadammen

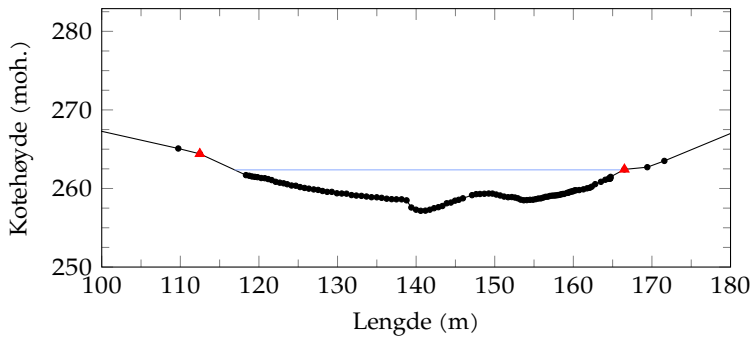
**Fortsettelse av Figur C.2:** Antatte tverrprofiler for Liadammen.

## C.2 DRAGSTJSJØDAMMEN

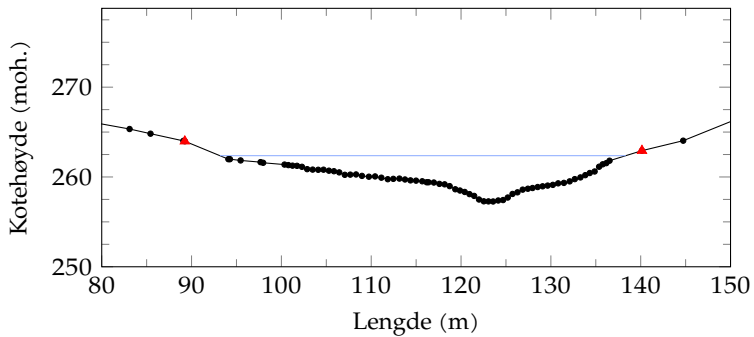
### C.2.1 Innmålte tverrrprofiler



(a) Tverrrprofil 9 oppstrøms fra Dragstsjødammen

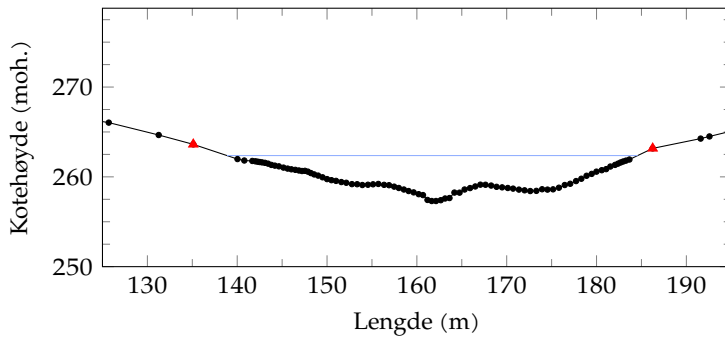


(b) Tverrrprofil 8 oppstrøms fra Dragstsjødammen

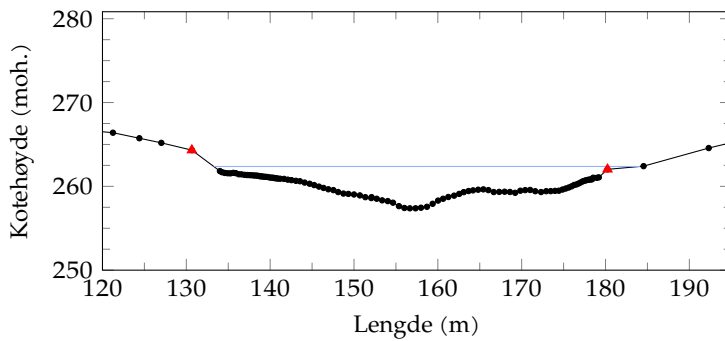


(c) Tverrrprofil 7 oppstrøms fra Dragstsjødammen

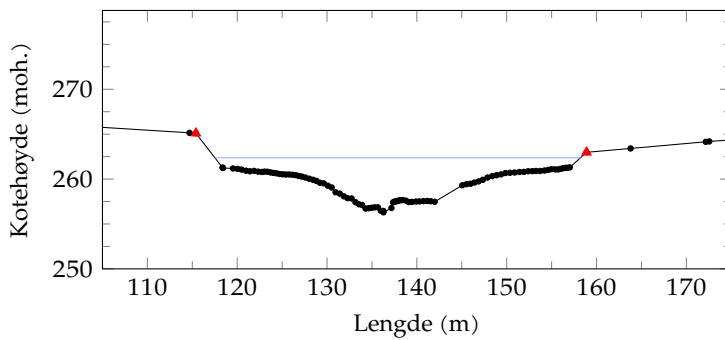
**Figur C.3:** Innmålte tverrrprofiler for Dragstsjødammen.



(d) Tverrprofil 6 oppstrøms fra Dragstsjødammen

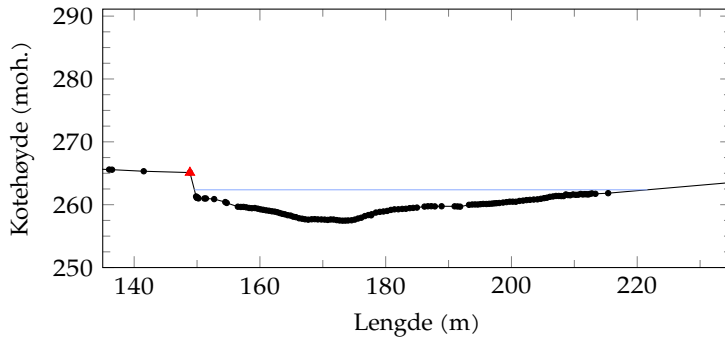


(e) Tverrprofil 5 oppstrøms fra Dragstsjødammen

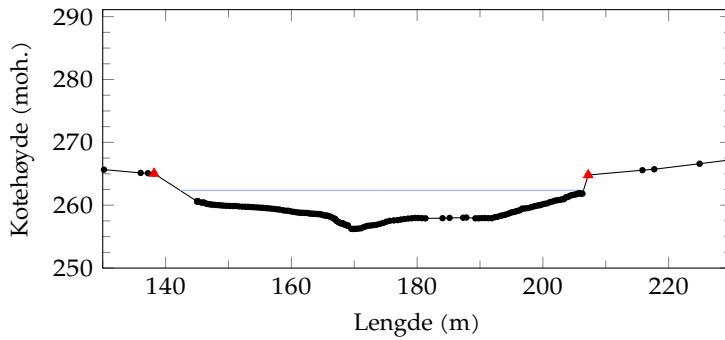


(f) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Dragstsjødammen

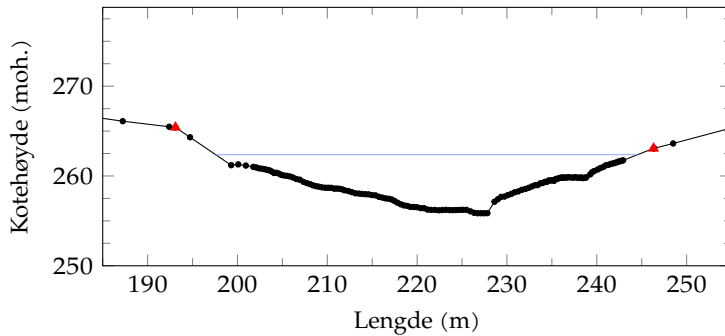
**Fortsettelse av Figur C.3:** Innmålte tverrprofiler for Dragstsjødammen.



(g) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Dragstsjødammen



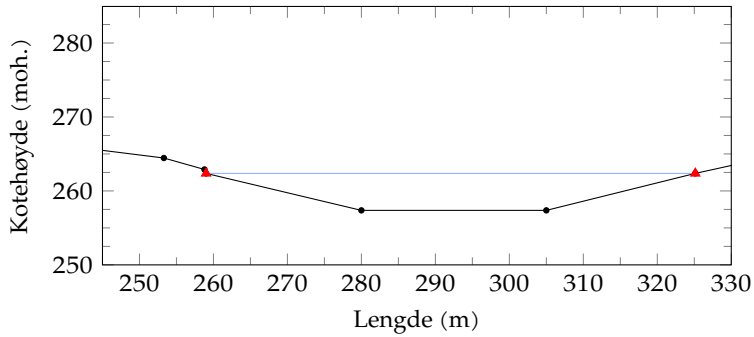
(h) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Dragstsjødammen



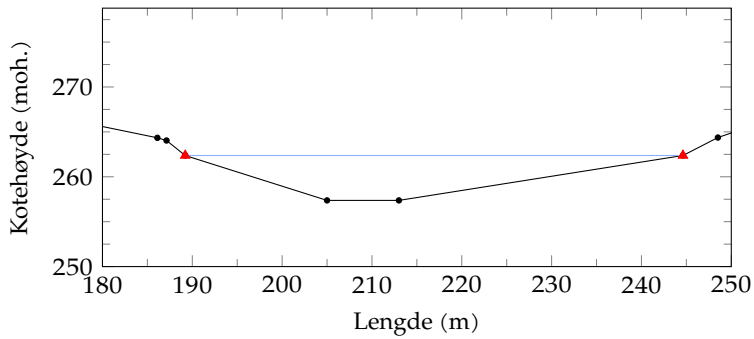
(i) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Dragstsjødammen

**Fortsettelse av Figur C.3:** Innmålte tverrprofiler for Dragstsjødammen.

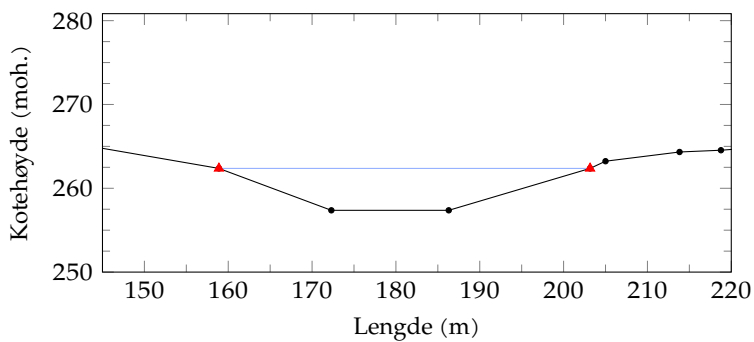
## C.2.2 Antatte tverrprofiler



(a) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Dragstsjødammen

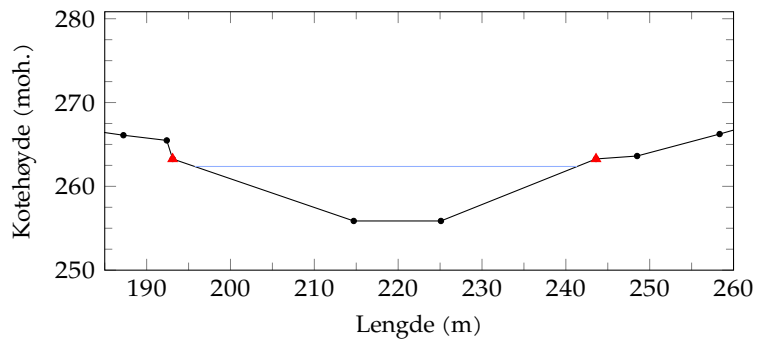


(b) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Dragstsjødammen



(c) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Dragstsjødammen

**Figur C.4:** Antatte tverrprofiler for Dragstsjødammen.

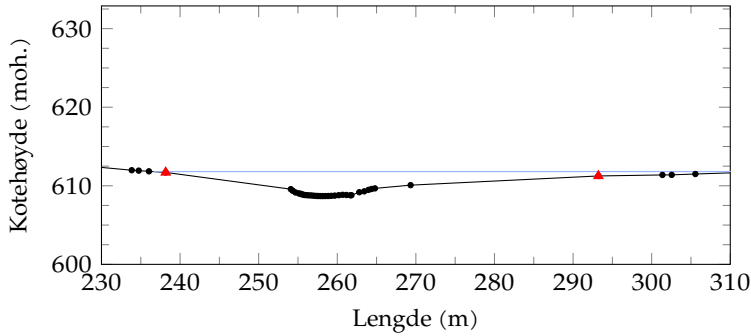


(d) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Dragstsjødammen

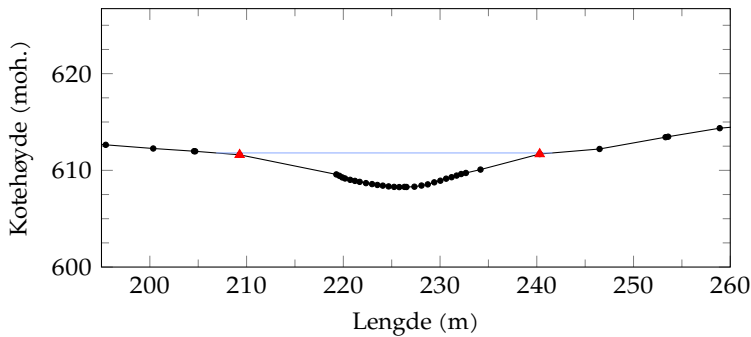
**Fortsettelse av Figur C.4:** Antatte tverrprofiler for Dragstsjødammen.

## C.3 STUGGUSJØDAMMEN

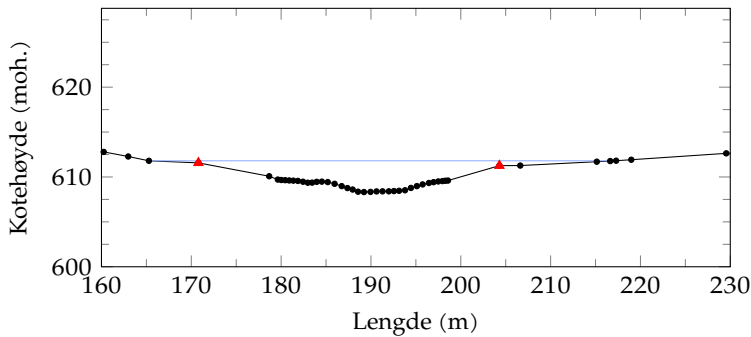
### C.3.1 Innmålte tverrprofiler



(a) Tverrprofil 12 oppstrøms fra Stuggusjødammen

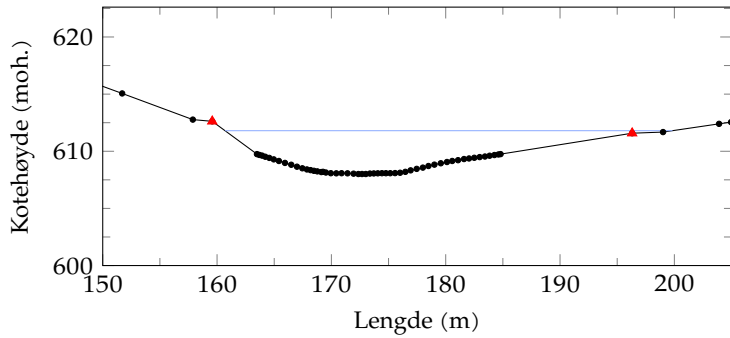


(b) Tverrprofil 11 oppstrøms fra Stuggusjødammen

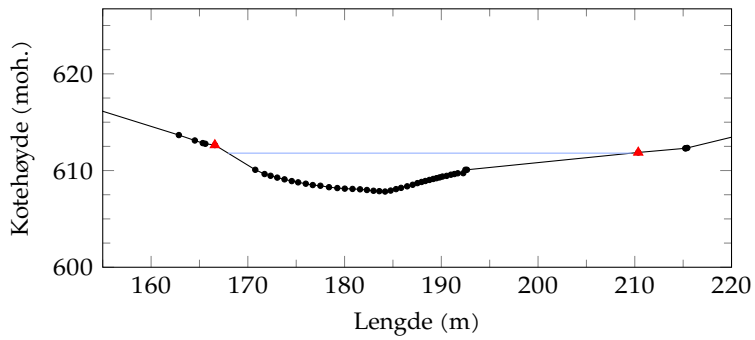


(c) Tverrprofil 10 oppstrøms fra Dragstsjødammen

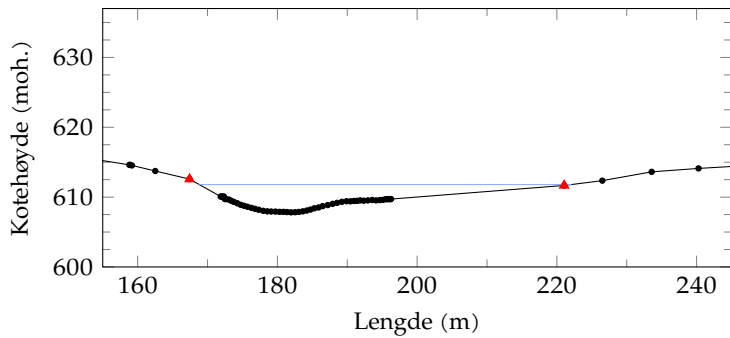
**Figur C.5:** Innmålte tverrprofiler for Stuggusjødammen.



(d) Tverrprofil 9 oppstrøms fra Stuggusjødammen



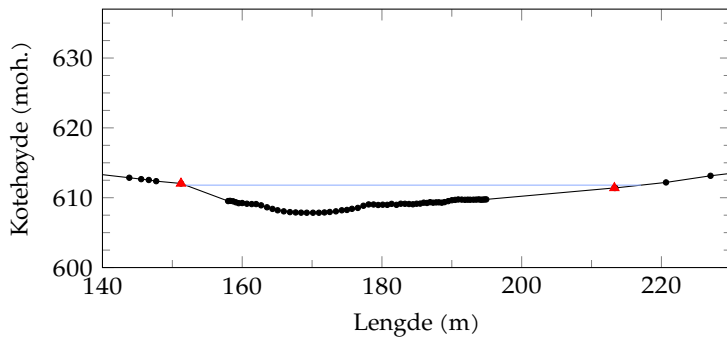
(e) Tverrprofil 8 oppstrøms fra Stuggusjødammen



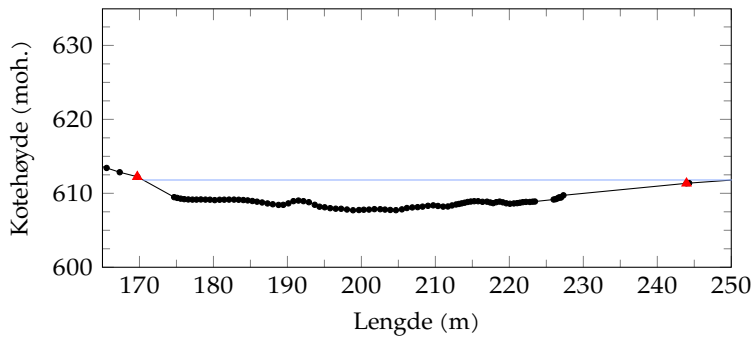
(f) Tverrprofil 7 oppstrøms fra Dragstsjødammen

**Fortsettelse av Figur C.5: Innmålte tverrprofiler for Stuggusjødammen.**

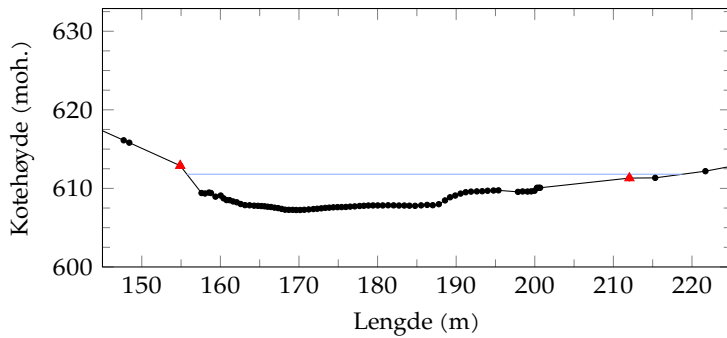




(g) Tverrprofil 6 oppstrøms fra Stuggusjødammen

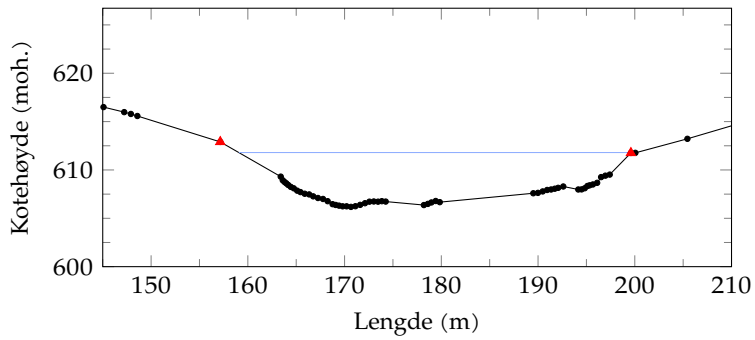


(h) Tverrprofil 5 oppstrøms fra Stuggusjødammen

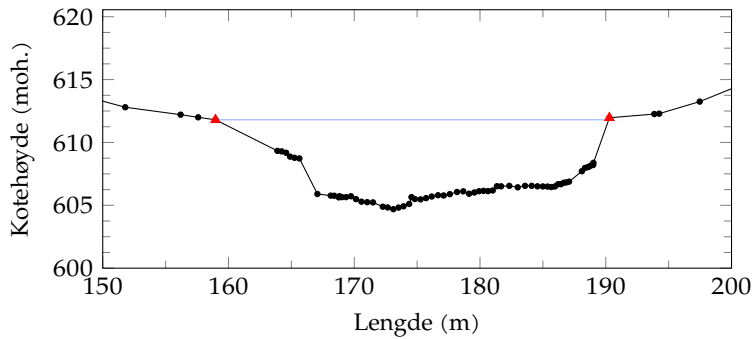


(i) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Stuggusjødammen

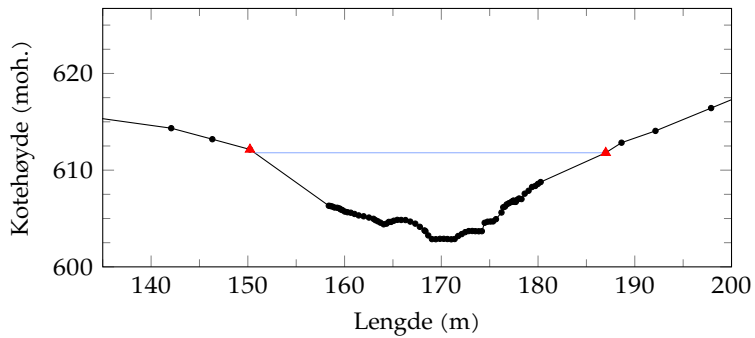
Fortsettelse av Figur C.5: Innmålte tverrprofiler for Stuggusjødammen.



(j) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Stuggusjødammen



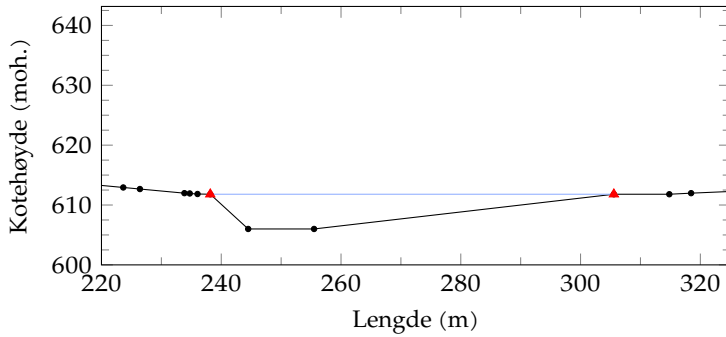
(k) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Stuggusjødammen



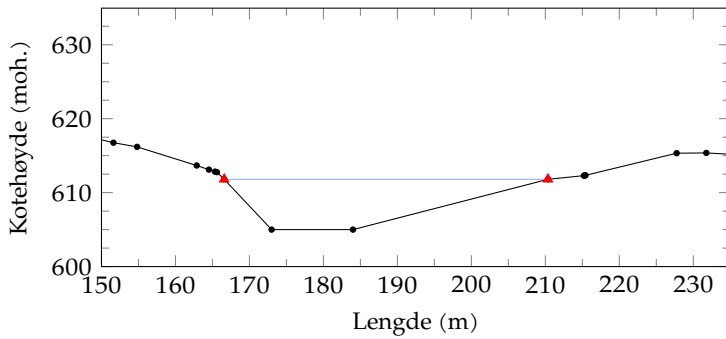
(l) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Stuggusjødammen

**Fortsettelse av Figur C.5:** Innmålte tverrprofiler for Stuggusjødammen.

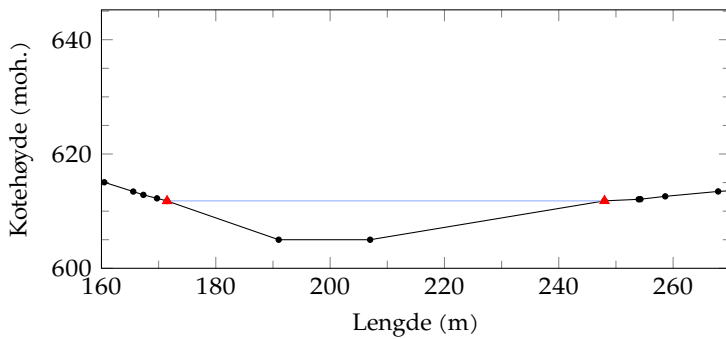
## C.3.2 Antatte tverrprofiler



(a) Tverrprofil 5 oppstrøms fra Stuggusjødammen

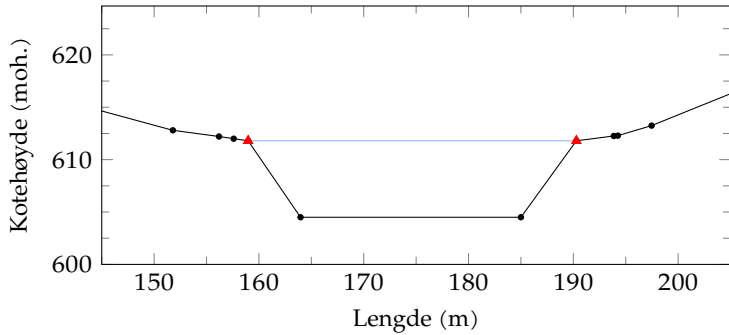


(b) Tverrprofil 4 oppstrøms fra Stuggusjødammen

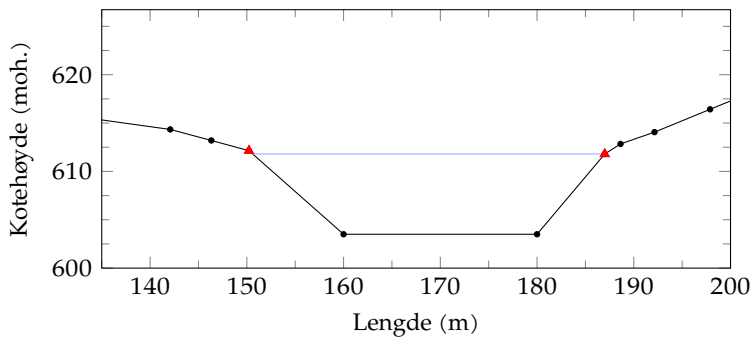


(c) Tverrprofil 3 oppstrøms fra Stuggusjødammen

**Figur C.6:** Antatte tverrprofiler for Stuggusjødammen.



(d) Tverrprofil 2 oppstrøms fra Stuggusjødammen



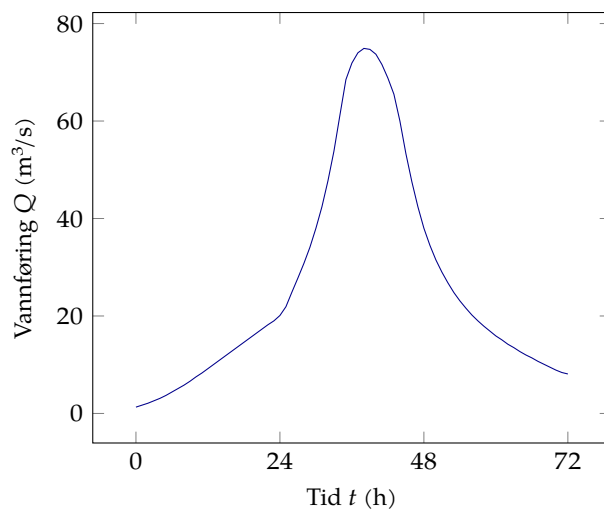
(e) Tverrprofil 1 oppstrøms fra Stuggusjødammen

Fortsettelse av Figur C.6: Antatte tverrprofiler for Stuggusjødammen.

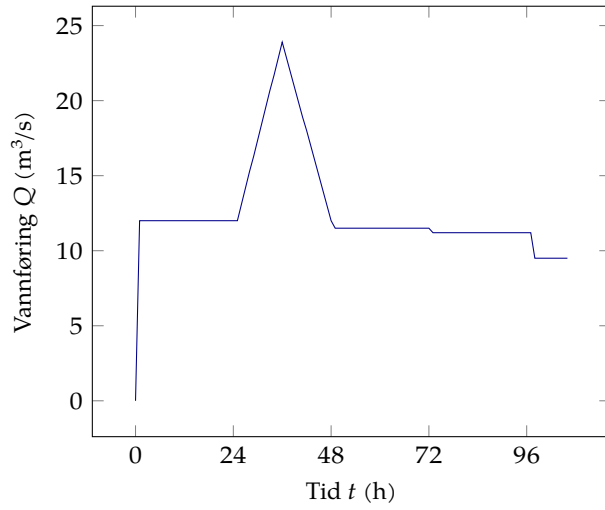
# INNGANGSDATA

# D

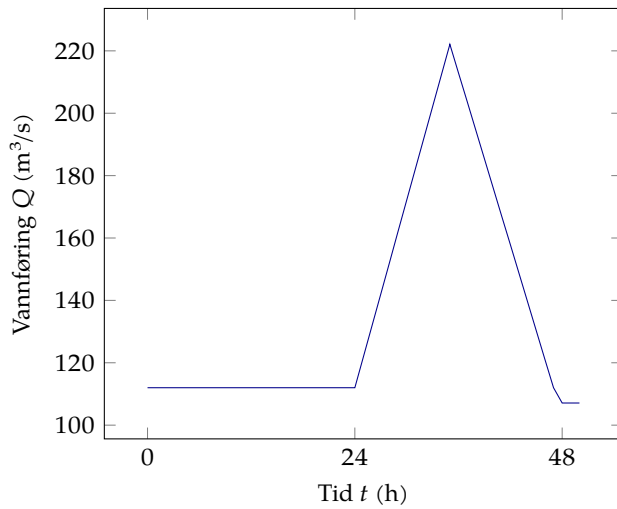
Innløpshydrogrammer og magasinkurver som er benyttet i HEC-RAS-modellene er vist i figurene D.1 til D.3 og tabellene D.1 til D.3.



**Figur D.1:** Innløpshydrogrammet til Liavatnet ved  $Q_{1000}$ .



**Figur D.2:** Innløpshydrogrammet til Stor-Drakstsjøen ved  $Q_{1000}$ .



**Figur D.3:** Innløpshydrogrammet til Stuesjøen ved  $Q_{1000}$ .

**Tabell D.1:** Benyttet magasinkurve for Liavatnet, hentet fra Rinde (2014).

Kotehøyde (moh.)	Volum ( $1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ )
94,0	0
96,0	120
98,0	400
98,5	550
99,0	700
99,5	900
100,0	1100
100,5	1300
101,0	1550
101,5	1810
103,6	3000

**Tabell D.2:** Benyttet magasinkurve for Stor-Drakstsjøen, skaffet fra Bjørn Sol-  
lid i Statkraft. Verdien for kote 264,000 moh. er lineært ekstrapolert.

Kotehøyde (moh.)	Volum ( $1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ )
250,000	0
257,675	35
262,366	18 700
264,000	25 200

**Tabell D.3:** Benyttet magasinkurve for Stuesjøen, skaffet fra Bjørn Sollid i  
Statkraft. Verdien for kote 614,0 moh. er lineært ekstrapolert.

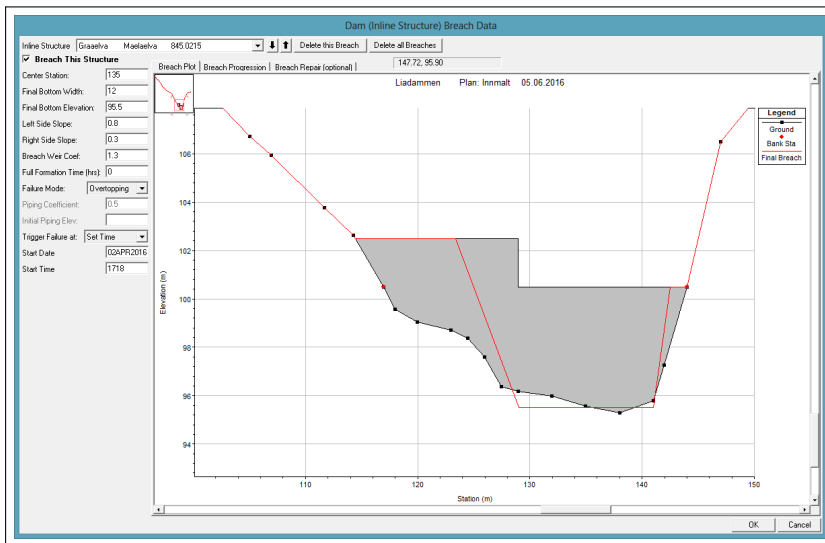
Kotehøyde (moh.)	Volum ( $1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ )
603,0	0
612,0	53 900
614,0	65 878





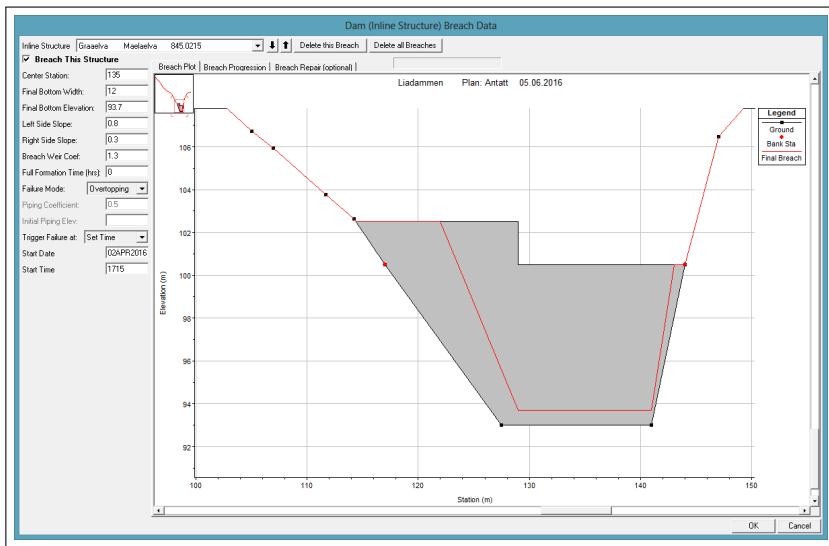
# BRUDDPARAMETRE

## E.1 LIADAMMEN

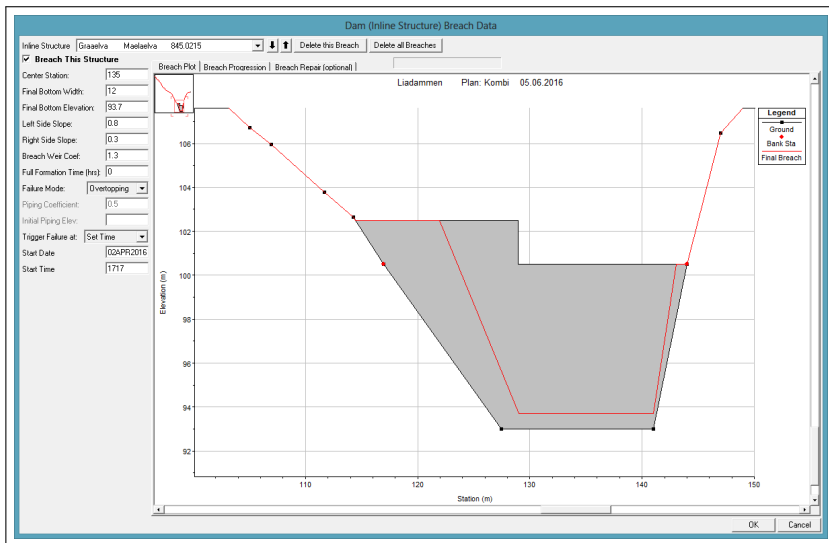


(a) Innmålt geometri

**Figur E.1:** Bruddparametre benyttet i de ulike HEC-RAS-modellene for Liadammen.



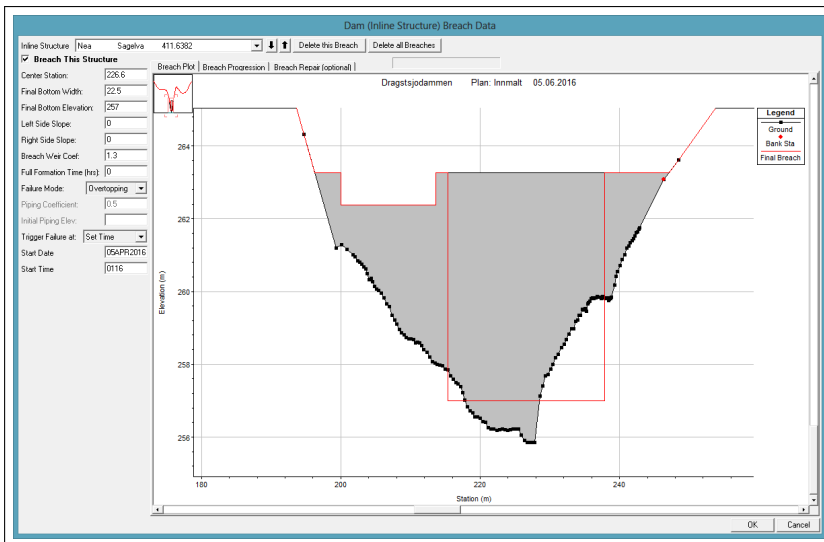
(b) Antatt geometri



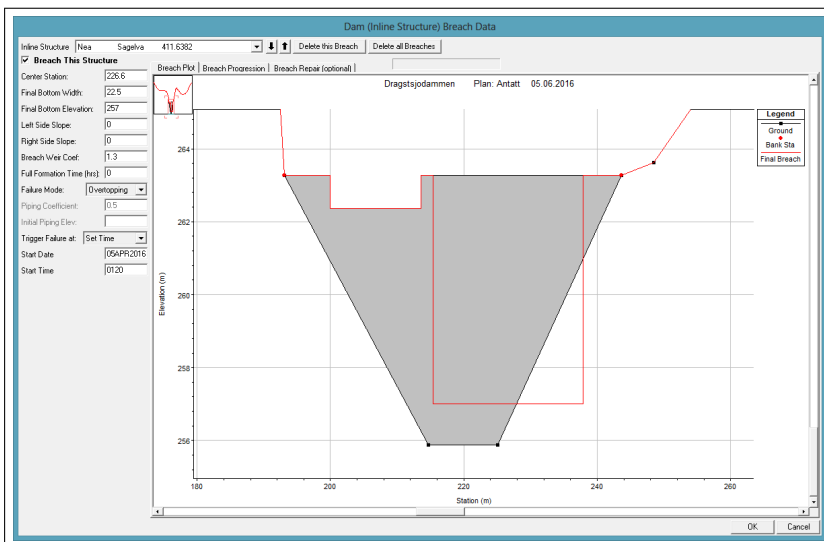
(c) Kombinasjonsgeometri

Fortsettelse av Figur E.1: Bruddparametre benyttet i de ulike HEC-RAS-modellene for Liadammen.

## E.2 DRAGSTSJØDAMMEN



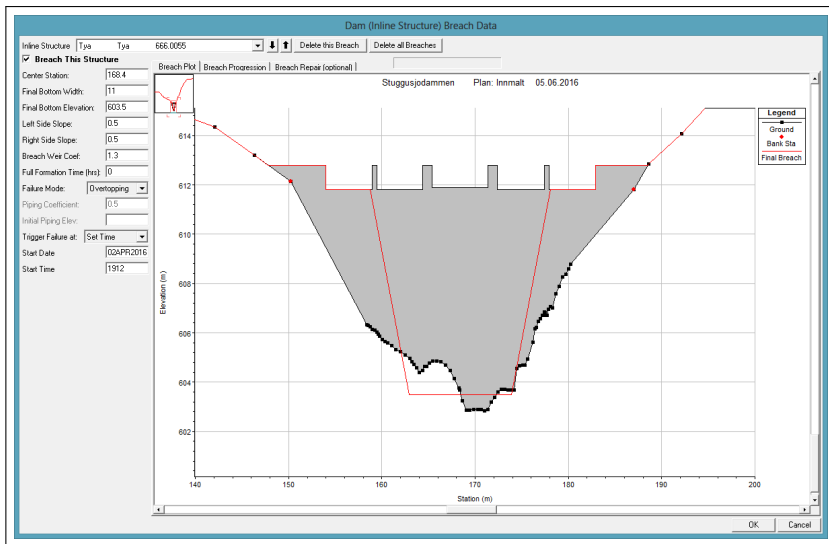
(a) Innmålt geometri



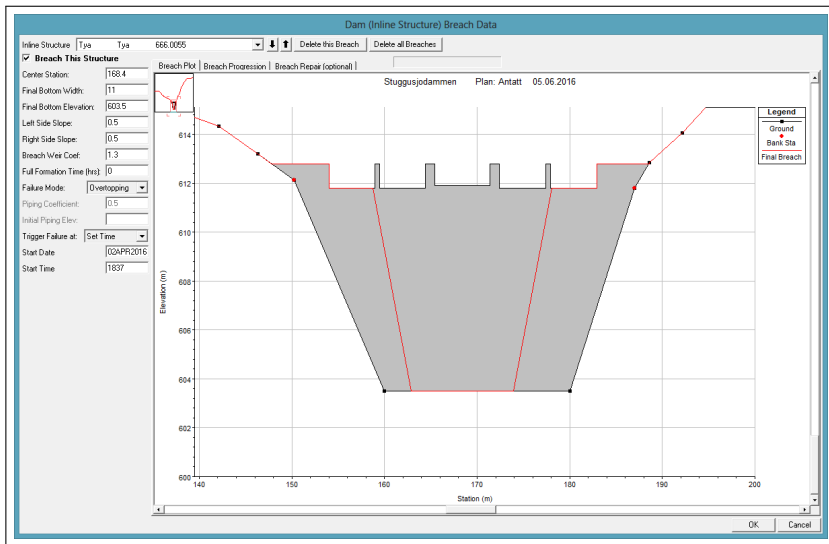
(b) Antatt geometri

**Figur E.2:** Bruddparametre benyttet i de ulike HEC-RAS-modellene for Dragstsjødammen.

## E.3 STUGGUSJØDAMMEN

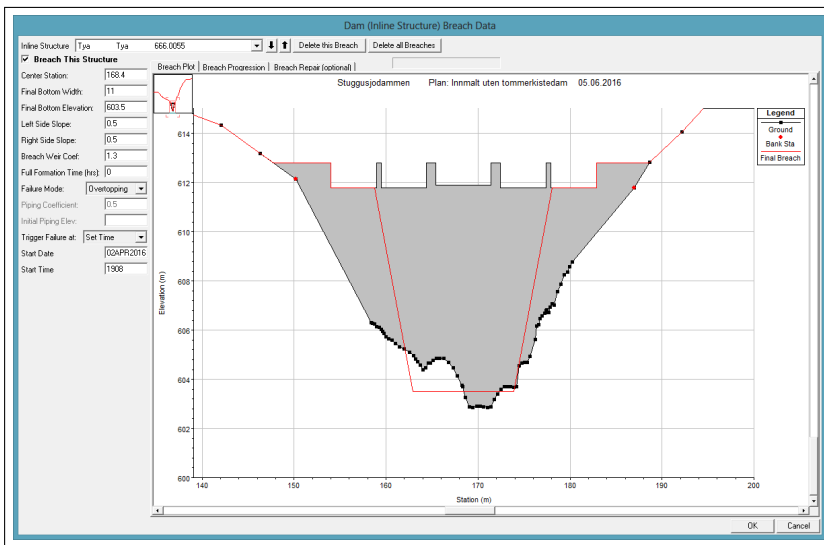


(a) Innmålt geometri



(b) Antatt geometri

**Figur E.3:** Bruddparametre benyttet i de ulike HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen.



(c) Innmålt geometri uten oppstrøms tømmerkistedam

**Fortsettelse av Figur E.3:** Bruddparametre benyttet i de ulike HEC-RAS-modellene for Stuggusjødammen.



## BILDER FRA ANLEGGENE

Noen utvalgte bilder fra befaringene ved de utvalgte anleggene er vist i figurene F.1 til F.4.



**Figur F.1:** Oppstrøms forhold ved Liadammen, sett i motstrøms retning fra Liadammen.

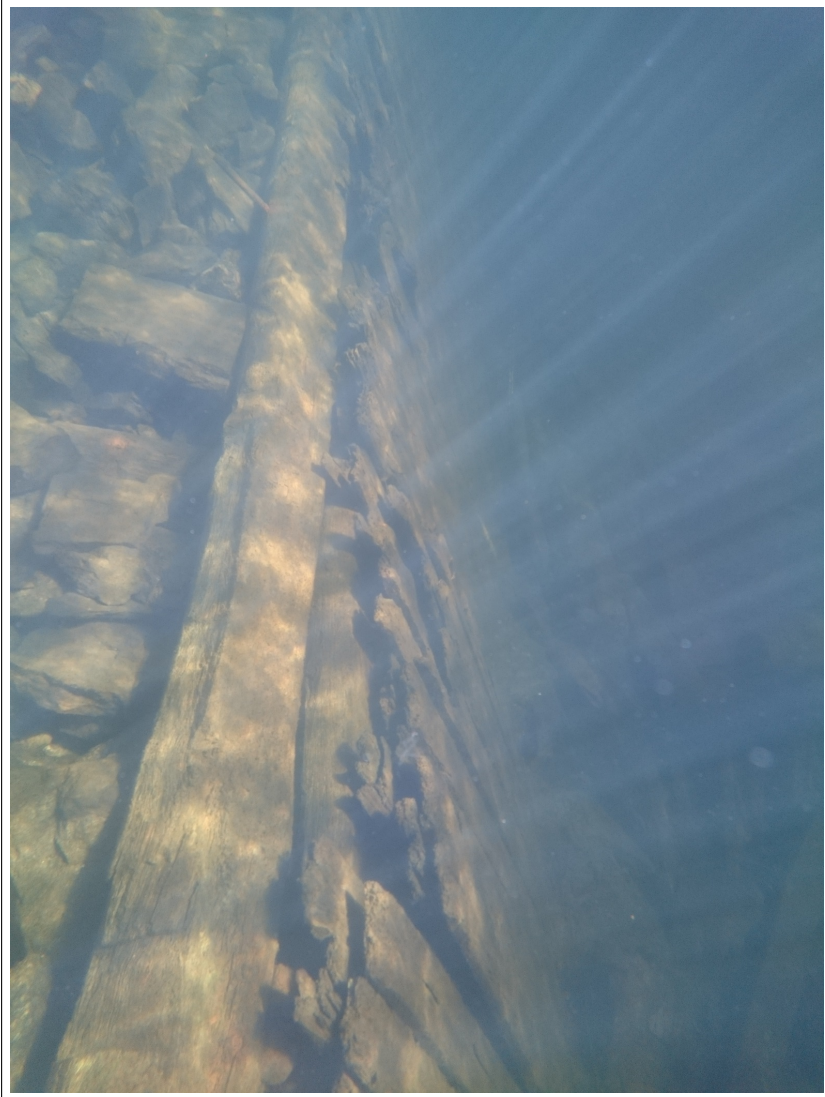


**Figur F.2:** Oppstrøms forhold ved Dragstsjødammen, sett i medstrøms retning fra utløpet av Stor-Drakstsjøen.



**Figur F.3:** Oppstrøms forhold ved Stuggusjødammen, sett i medstrøms retning fra utløpet av Stuesjøen.





**Figur F.4:** Oppstrøms side av gammel oppstrøms tømmerkistedam ved Stugusjødammen.



# HEC-RAS-MODELLFILER



Alle modellfilene brukt i beregningene med HEC-RAS er inkludert som et digitalt vedlegg i zip-format til rapporten. Dette inkluderer strømningsfiler for stasjonær strømning med filendelse .f01 til .f99, geometrifiler med filendelse .g01 til .g99,, planfiler med filendelse .p01 til .p99 og strømningsfiler for ikke-stasjonær strømning med filendelse .u01 til .u99.