

Lukka flomløp med sidekanal

Utforming av kanal og innløp til
sjakt/skråttunnel

Kristine Lilleeng Walløe

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Morten Skoglund, IVM

Medveileder: Samuel Vingerhagen, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk



MASTEROPPGAVE

Kandidat: KRISTINE LILLENG WALLØE

Tittel: LUKKA FLOMLØP MED SIDEKANAL – UTFORMING AV
KANAL OG INNLØP TIL SJAKT/SKRÅTUNNEL

1 BAKGRUNN

Alle dammar i reguleringsmagasin og inntaksbasseng må ha flomløp for å sikre at flomvatn kan passere anlegget utan skade på sjølve anlegget og omkringliggende eigedom og miljø. I Norge utformast og dimensjonerast flomløp i høve til Retningslinje for flomløp og Retningslinje for flomberekingar (NVE), men mange flomløp har forhold som ikkje dekkast fullt ut av formelverk og berekningsmetodar vist i retningslinjene. Spesielt er strøymingsforholda i lukka flomløp spesielle for kvart anlegg.

Norske fyllingsdammar byggast (med to unntak) med frie overløp. På grunn av topografiske forhold på staden er tradisjonelt slike flomløp bygd med lukka avløp, med terskel, sidekanal, sjakt og tunnel. Slike flomløp er tidlegare dimensjonert med utgangspunkt i Bernoullis energilikning, men justeringar for spesielle forhold og avvik. Likevel er det fleire stader dei siste åra avdekka at følgjande forhold systematiske er feilvurdert i dimensjoneringsgrunnlaget:

- Skeivstrøyming i sidekanal
- Strøymingsforhold i innløp til sjakt
- Akselrasjonsona i øvre del av sjakt (gjennomsnittsverdiar er nytta)

Modellforsøk har i mange tilfelle blitt nytta for utforming av lukka flomløp med sidekanal, eventuelt er erfaringar frå slike modellforsøk nytta til utforming av flomløp. Til no har ikkje numeriske berekingar åleine ikkje handtert dei vanskelege strøymingssituasjonane i nemneverdig omfang, sjølv om det heile tida gjerast framsteg her.

Bassert på kandidatens prosjektoppgåve er det forskjellig dimensjoneringsmetodikk internasjonalt enn det som nyttas i Norge. Den internasjonale dimensjoneringsmetodikken er ikkje blitt verifisert med modellforsøk som gjelder for norske forhold og utformingar.

På bakgrunn av dette vil systematiske modellforsøk for å finne dimensjoneringsreglar for sidekanal og innløp til sjakt/skråttunnel ha stor verdi for framtidige retningslinjer.

2 HOVEDPUNKT I OPPGÅVA

Arbeidet vil omfatte følgende hovedpunkter:

1. Detaljplanlegge forsøksmodellen i samråd med rettleiarar og laboratoriepersonellet
2. Delta i modellbygginga
3. Utføre innleiande forsøk
4. Utarbeide fullstendig forsøksplan bassert på arbeidet i prosjektoppgåva og dei innleiande forsøka
5. Gjennomføre forsøksplanen
6. Utarbeide dimensjoneringsreglar for sidekanal, utløp sidekanal, innløp sjakt og innløp skråttunnel bassert på modellforsøka

3 RETTLEIING, DATA OG INFORMASJON

Førsteamanuensis II Morten Skoglund vil vere hovudrettleiar og vil saman med Samuel Vingerhagen (medrettleiar) rettleie arbeidet. Laboratoriepersonellet vil ha ansvar for bygging av modellen.

Diskusjon med, og bidrag frå, kollegaer og medarbeidarar med NTNU, SINTEF, NVE og kraftselskap vert tilrådd. Bidrag som går inn i oppgåva skal alltid refererast til på rett vis.

4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING

Oppgåva skal skrivast i eit tekstbehandlingsprogram og figurar, tabellar, foto osv. får god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ein innhaldsliste, ei liste over figurer og tabellar, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar og kjelder. Oppgåva skal leverast i B5 format som pdf i DAIM og trykkast i tre eksemplar som leverast faglærer/institutt.

Samandraget skal ikkje ha meir enn 450 ord og skal være eigna for elektronisk rapportering.

Masteroppgåva skal ikkje leverast seinare enn måndag 11. juni 2012.

Trondheim, 16. januar 2012

Morten Skoglund
Førsteamanuensis II

Forord

Arbeidet med masteroppgaven nærmer seg slutten, og med det også slutten på sivilingeniørstudiet innen vassdragsteknikk ved institutt for vann- og miljøteknikk på Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Her har hydraulikk utmerket seg for meg som et av de mest spennende fagområdene, og jeg har derfor valgt å skrive en masteroppgave innen flomløpshydraulikk.

Tema for oppgaven, lukka flomløp med sidekanal, er foreslått av professor Leif Lia, og det har vist seg å være et veldig interessant emne. For lukka flomløp med sidekanal er dimensjoneringsgrunnlaget dårlig, så målet med arbeidet har vært å forbedre dette. Arbeidet har bestått av litteraturstudier, praktiske modellforsøk og teoretiske beregninger. Modellforsøkene er utført ved Vassdragslaboratoriet ved NTNU.

Hovedveileder for oppgaven har vært Morten Skoglund, og Samuel Vingerhagen har vært medveileder. Stor takk må rettes til begge disse –for hjelp, engasjement, tålmodighet og ustoppelig positivitet! En takk går også til Geir Tesaker for hjelp med modellbygging, Swasti Shrestha for samarbeid om modellforsøkene og Marianne, farmor og Øyvind for korrekturlesing og innspill.

Kristine Lilleeng Walløe

Trondheim, 11. juni 2012

Sammendrag

Formålet med oppgaven har vært å utvikle dimensjoneringsregler for sidekanal og innløp til sjakt/tunnel. På bakgrunn av dette er det utført fysiske modellforsøk med den hensikt å

- undersøke om ligning for vannlinje i sidekanal, som er kjent å fungere for glatte kanaler, gjelder også når ruheten blir stor
- undersøke hvordan innløp til sjakt/skråttunnel påvirker strømmingen i og kapasiteten til sidekanalen

Forsøkene er utført i en modell av et flomløp der det var mulig å endre på helning, bredde, dybde og ruhet. Vannlinja i kanalen er blitt målt i åtte punkter langs sideveggen, og observasjonene er blitt sammenlignet med vannlinja etter en teoretisk beregning basert på impulssetningen. Resultatene viser at beregnet vannlinje stemmer godt overens med observasjonene, også for en kanal med stor ruhet.

Ved å bruke en kombinasjon av overløpsligningen og ligning for sidekanal er det mulig å forutse sidekanalens kapasitet med god nøyaktighet. Det er funnet at bratte eller smale sidekanaler har best kapasitet i forhold til volum

Det er også blitt gjort modellforsøk der sidekanalen var etterfulgt av et lukka avløp i form av tunnel eller sjakt. Kapasiteten til flomløpet er blitt funnet for ulike kombinasjoner av sidekanaler og tunnel-/sjaktinnløp. Det er observert at kapasiteten i alle tilfeller er kontrollert av innløpet, hvilket betyr at den er en funksjon av energihøyde i innløpet og design av innløpet. Resultatene viser at kapasitetskurven for tunneler kan finnes ved å bruke konvensjonell kulverthydraulikk, og ligninger for kulverter med innløpskontroll. Sjaktinnløpenes kapasitet lar seg beregne ved en enkel energibetraktning.

Abstract

Side-channel spillways, both with a free overflow at the outlet and with spillway conveyance through tunnels, have been investigated through physical model studies, with the purpose of developing design guidelines for the side-channel and the tunnel/shaft inlet.

First, results of experimental observations in rectangular side-channel spillways are presented, with particular attention to how the channel width, slope and roughness affects the capacity of the spillways. The surface profile along the side wall of the channel has been measured, and the observations are compared with predictions based on a theoretical approach. The agreement between computed and observed free surface profile is fair, both for a smooth and a rough channel.

It is found that the computed free water surface can be used to find the capacity of the side-channel spillway.

Experiments have also been done in side-channel spillways with tunnel/shaft conveyance. Rating curves have been plotted for different combinations of side-channels and tunnel/shaft inlets. It is found that the capacity in all cases is controlled by the inlet, which means that the capacity is a function of the energy height at the inlet and the inlet design. The rating curve for the tunnel inlets can successfully be found by using equations for culverts with inlet control.

The capacity of the shaft inlet can be assessed by the principle of conservation of energy.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.1.1	Norske flomløp	2
1.2	Formål og omfang av oppgave og modellforsøk	3
2	Teoretisk grunnlag	5
2.1	Dimensjonering av lukka flomløp	5
2.1.1	Krav i Damsikkerhetsforskriften	5
2.1.2	Overløpsterskel	6
2.1.3	Sidekanalen	8
2.1.4	Innløp til sjakt/skråttunnel	11
2.1.5	Sjakt/tunnel	13
2.2	Tidligere modellforsøk	15
2.2.1	Generelle forsøk	15
2.2.2	Modeller av eksisterende flomløp	23
2.2.3	Konklusjon fra tidligere forsøk	27

3	Modell	29
3.1	Bruk av fysiske modellforsøk	29
3.1.1	Skalering av forsøk	30
3.2	Utforming av modellen	31
3.2.1	Typisk utforming av flomløp	31
3.2.2	Dimensjonering	35
3.2.3	Skala	36
3.3	Modellen	37
3.3.1	Instrumentering	39
3.4	Testparametere	40
3.4.1	Kanalen	40
3.4.2	Sjakt, tunnel og akselerasjonskanal	42
3.5	Plan for modellforsøk	43
3.5.1	Nummerering av modellforsøk	44
4	Vannstand i sidekanalen	47
4.1	Forsøk og resultater	47
4.1.1	Glatt kanal	47
4.1.2	Ru kanal	47
4.2	Diskusjon	51
4.2.1	Glatt kanal	51
4.2.2	Ru kanal	51
5	Sidekanalens kapasitet	53
5.1	Forsøk og resultater	53
5.2	Diskusjon	53
5.2.1	Luftinnblanding	57

6 Lukka flomløp	59
6.1 Forsøk og resultater	59
6.1.1 Tunnel	59
6.1.2 Sjakt	59
6.2 Diskusjon	60
6.2.1 Tunnel	62
6.2.2 Sjakt	64
6.2.3 Kapasiteten til sidekanalen i forhold til sjakt/sjaktinnløp	65
6.2.4 Frispeilstrømning	65
6.2.5 Luftinnblanding	66
7 Dimensjonering	69
7.1 Sidekanalen	69
7.2 Innløp til sjakt og tunnel	70
8 Usikkerhet og feilkilder	73
8.1 Usikkerheter	73
8.2 Feilkilder og skalaeffekter	76
9 Konklusjon	79
9.1 Forslag til videre arbeid	80
A Utledning av sidekanalligningen	87
B Bruk av sidekanalligningen	91
C Liste over lukka flomløp med sidekanal	93
D Kapasitetskurver for sidekanal	95
D.1 Glatt kanal	96
D.2 Ru kanal	100

E	Kapasitetskurver for sjakt og tunnel	103
E.1	Sjakt	103
E.2	Tunnel	108
F	Vannlinje i ru sidekanal	115

Figurer

1.1	Geografisk plassering av eksisterende flomløp	2
1.2	Kapasiteten til et lukka flomløp	4
2.1	Overløpskoeffisientens avhengighet av nedstrøms bunnivå (NVE 2005)	6
2.2	Overløpskoeffisientens avhengighet av undervannet (NVE 2005)	7
2.3	Sammenligning av beregnede kurver etter (2.3), heltrukket linje, og (2.4), stiplet linje. Sirkler og kvadrater representerer den målte vannlinja, hhv. midt i kanalen og i kanalen på motsatt side av innstrømningen (Bremen og Hager 1989).	10
2.4	Sammenligning av hydraulisk (stiplet) og høyere ordens (linje) tilnærming (Hager et al. 1988).	11
2.5	Redusert effektivt areal pga. strømningkontraksjon (Norman et al. 2001)	12
2.6	Innløpskontrollerte kulverter (Norman et al. 2001)	14
2.7	Minimumsareal for en vannføring på $200 \frac{m^3}{s}$ regnet etter energiligning (tapsfri strømning) sammenlignet med areal ved normalstrømning.	15
2.8	Overflateprofil for helning 5% og 15% for to ulike vannføringer (Sassoli 1959)	17
2.9	Beregning av vannstandsprang etter Fox og Goodwill sin metode	18

2.10	Tilsynelatende økende ruhet pga. sideveis innstrømning (Fox og Goodwill 1970)	19
2.11	Variasjon i friksjonskoeffisient f for forskjellige Reynoldstall og vannføringer (Beecham 2005)	20
2.12	Sammenligning av overflateprofil midt i tverrsnitt og ved motstående kant (Bremen og Hager 1989)	21
2.13	Sammenligning av overflateprofil for prismatisk tverrsnitt (\bullet) og for tverrsnitt som utvider seg (Δ)(Bremen og Hager 1989)	22
2.14	Vannoverflate i kanalen a) uten terskel og b) med terskel på 150 mm. Kanalhelning er 5% og vannføring 43 l/s (Kouchakzadeh og Marashi 2005)	23
2.15	Kapasiteten til flomløpet ved utgangspunktet og med endring I-IV (Machajski og Olearczyk 2011)	24
2.16	Snittegning av Nevada Spillway ved Hoover Dam (Bureau of Reclamation 1938)	25
2.17	Virkingen av ledefinner (venstre) og strømning i kanalen før forbedring (høyre)	25
2.18	Flomløpet på Arstaddalsdammen, slik det var planlagt (nederst) og slik det ble bygget (øverst) (Wiik 2008)	28
3.1	Snittegning av flomløp Grøndalsvatn (Hansen og Halsnes 1988)	32
3.2	Flomløp Valldalen, flyfoto (norgebilder.no) og foto (Hansen og Halsnes 1988)	32
3.3	Et av flomløpene ved Hoover Dam (Fiedler 2010)	34
3.4	Kapasitetskurve for kanal med tre ulike helninger. Den nederste kurven viser terskelens kapasitet	36
3.5	Modellen. Vannet kommer inn i kammeret til høyre, passerer tre lag med perforerte plater og strømmer over overløpstorskelen til venstre. På dette bildet går det 160 l/s over terskelen.	37
3.6	Kapasitetskurven som er funnet for terskelen	38
3.7	Måling av vannstand (venstre) og vannføring (høyre)	40

3.8	Ruheten i kanalen.	42
3.9	Bilde av akselerasjonskanal. Her er akselerasjonsdelen øket ytterligere ved å stenge av nedre del av terskelen.	43
4.1	Målt og beregnet vannlinje for forsøk 3.2.0	48
4.2	Målt og beregnet vannlinje for forsøk 3.2.0, druknet terskel	49
4.3	Vannstand i sidekanalen for forsøk 5.5.30.0, vannføring 40 l/s	49
4.4	Målt og beregnet vannlinje for forsøk 5.1.30.0	50
4.5	Målt og beregnet kapasitet for glatt kanal med 5 graders helning (venstre) og ru kanal med 0 graders helning (høyre)	52
5.1	Kapasitetskurver for glatt kanal med 3 graders helning for ulike bredde/dybde-forhold	54
5.2	Kapasitetskurver for ru kanal med 3 graders helning for ulike bredde/dybde-forhold	55
5.3	Sammenligning av forsøk.	56
5.4	Sammenligning mellom ru og glatt kanal, til venstre for forsøk 5.3, til høyre for forsøk 3.5	56
6.1	Skarpkantet tunnelinnløp (øverst) og konisk tunnelinnløp (nederst) sett i plan	59
6.2	Konisk innløp (venstre) og skarpkantet innløp (høyre). Her 160 mm rør i 200 mm kanal	60
6.4	Snittegning av sjaktinnløp	60
6.3	Kapasitetskurver for tunnel for et utvalgt av forsøkene.	61
6.5	Forsøk med sjakt for kanal med 0 og 3 graders helning. Målene angir ytre diameter på rør, og kryssene viser beregnet kapasitet (se kapittel 6 for beregning).	62
6.6	Forsøk med sjakt i kanal med 5 graders helning. Målene angir ytre diameter på rør, og kryssene viser beregnet kapasitet.	63
6.7	Innløpstap på grunn av virvelstrømning i hjørnene.	64

6.8	Når slutter det å være frispeilstrømning? Forsøk 5.3.0.5.1, sjakt 160 mm, vannføring 20, 25, 30 og 35 l/s	66
6.9	Strømning i sjakta.	67
7.1	Forhold mellom energihøyde og areal for ulike vannføringer [$\frac{m^3}{s}$], gitt tapsfri strømning.	71
8.1	Problemer med modellen.	74
8.2	Usikkerhet i målingene, illustrert av terskelkurve. Forskjellen skyldes i stor grad at nullpunktet er blitt resatt underveis, da omtrent 1 mm høyere enn det opprinnelig var.	75
8.3	Usikkerhet i geometri.	76
8.4	Måling på 11,3 l/s er gjort „på vei opp”, mens vannstand på 11,5 l/s er målt „på vei ned”	77

Tabeller

3.1	Bredde/dybde-forhold	41
3.2	Forsøk i glatt kanal.	44
3.3	Forsøk i ru kanal.	44
3.4	Forsøk med tunnel. Kort akselerasjonskanal er 450 mm, og lang akselerasjonskanal er 900 mm.	45
3.5	Forsøk med sjakt.	45
3.6	Nummerering av modellforsøk	46
4.1	Eksempel på måling av vannstand (forsøk 5.0.30.0, vannføring 15 l/s)	48
4.2	Avvik mellom målt og beregnet vannstand.	52
5.1	Kapasitet per volum [$10\frac{l/s}{m^3}$]	55
6.1	Forskjell på målt kapasitet og kapasitet beregnet etter (2.11). . .	65

Symbolliste

β	Korreksjonsfaktor for impulsfluks (Boussinesqs koeffisient) $[-]$
θ	Helning på kanalbunnen $[^\circ]$
ρ	Massetetthet $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$
ϕ	Vinkel mellom tverrrinnstrømning og en akse normalt på kanalstrømmen $[^\circ]$
A	Tverrsnittsareal normalt på strømretning $[m^2]$
b	Bunnbredde i kanalen $[m]$
C	Overløpskoeffisient $\left[\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}\right]$
D	Hydraulisk dybde $[m]$
d	Dybde av kanalen $[m]$
F	Froudetall $[-]$
g	Tyngdens akselerasjon $\left[\frac{m}{s^2}\right]$
H	Overløpshøyde $[m]$
HW	Energihøyde ved innløp til sjakt/tunnel $[m]$
I	Impuls $\left[\frac{kgm}{s^2}\right]$
k	Konstant $[-]$

K	Korreksjonsfaktor for trykkfordeling [-]
L	Lengde [m]
M	Stricklers ruhetskoeffisient (Manningstall) $\left[\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}\right]$
q	Enhetsvannføring $\left[\frac{m^3}{s \cdot m}\right]$
Q	Vannføring $\left[\frac{m^3}{s}\right]$
R	Hydraulisk radius [m]
Re	Reynolds tall [-]
S_0	Helning på kanalbunnen [m/m]
S_f	Helning på friksjonslinje [m/m]
T	Bredde av vannoverflate [m]
v	Hastighet i x-retning $\left[\frac{m}{s}\right]$
x	Kanalens lengderetning [m]
y	Vertikal vanndybde [m]

Liste over vedlegg

Som digitale vedlegg til denne rapporten finnes:

Data fra forsøk

- Vedlegg 1: Forsøk i glatt kanal.xls
- Vedlegg 2: Forsøk i ru kanal.xls
- Vedlegg 3: Forsøk med tunnel.xls
- Vedlegg 4: Forsøk med sjakt.xls
- Vedlegg 5: Vanmlinje i sidekanal.xls

Kapittel 1

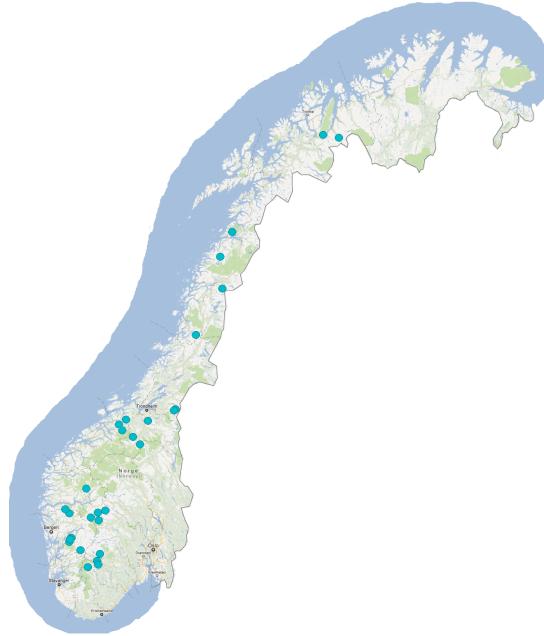
Innledning

1.1 Bakgrunn

Alle dammer må ha flomløp for å sikre at flomvann kan passere uten å skade mennesker, miljø eller eiendom. Av sikkerhetsmessige årsaker bygges norske fyllingsdammer i hovedsak med fast overløp heller enn manøvrerbare løp. Når stedlige forhold, som trange daler, gjør en vanlig, rett overløpsterskel vanskelig, kan flomløpet bli utformet som lukka flomløp med overløpsterskel, sidekanal og tunnel eller sjakt og tunnel.

Lukka flomløp med sidekanal er hydraulisk komplekse. På grunn av sideveis innstrømning blir strømningsbildet tredimensjonalt med en stor grad av turbulens. Dette tas det ikke tilstrekkelig hensyn til i de dimensjoneringsmetoder som gjerne er blitt brukt for sidekanaler i Norge. De største feilvurderingene gjøres imidlertid når det gjelder innstrømningsforhold i innløp til sjakt, med det resultat at flomløpet får for liten kapasitet.

For å dimensjonere slike flomløp, nye eller eksisterende, er det derfor i mange tilfeller benyttet fysiske modellforsøk av de spesifikke flomløpene. Dette gir gode resultater, men koster både tid og penger. Det er derfor ønskelig å utvikle nye dimensjoneringsregler som kan brukes både i utforming av nye flomløp og ved utvidelse av kapasiteten til eksisterende flomløp.



Figur 1.1: Geografisk plassering av eksisterende flomløp

1.1.1 Norske flomløp

I forbindelse med denne masteroppgaven er det blitt gjort et forsøk på å registrere samtlige lukka flomløp med sidekanal i Norge, og 28 slike har blitt identifisert. En liste over flomløpene finnes i bilag C. Det finnes trolig flere flomløp av denne typen utover disse, da i tilknytning til mindre dammer.

Som det kommer frem av bilaget, er flomløpene fordelt utover landet og er representert i alle de typiske vannkraftområdene. Flomløpene er i stor grad tilknyttet større magasin, og er bygget i forbindelse med de store vannkraftutbyggingene på 60-, 70- og 80-tallet.

I tillegg til disse flomløpene finnes det også endel flomløp med sidekanal med åpent avløp, og lukka flomløp uten sidekanal. Disse er ikke inkludert i oversikten.

1.2 Formål og omfang av oppgave og modellforsøk

Formålet med oppgaven har vært å utvikle dimensjoneringsregler for sidekanal og innløp til sjakt/tunnel. På bakgrunn av dette er det utført modellforsøk i den hensikt å

- undersøke om ligning for vannlinje i sidekanal gjelder også når ruheten blir stor
- undersøke hvordan innløp til sjakt/skråttunnel påvirker strømmingen i og kapasiteten til sidekanalen

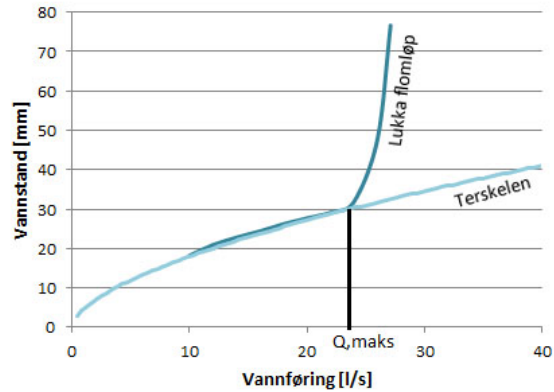
Det er kun sett på rektangulære kanaler med konstant helning, og kun på sidekanaler med innstrømning fra én side. Videre er det kun sett på selve innløpet til sjakta/tunnelen, ikke strømmingen i selve sjakta/tunnelen. Med tunnel menes i denne oppgaven skråttunnel som går fra sidekanalen og til utløpet. Tunnel som nedre del av flomløp med sjakt er ikke behandlet. Kapasiteten til flomløp uttrykkes ved forholdet mellom vannstand i bassenget oppstrøms flomløpet og vannføring. Flomløpets maksimale kapasitet defineres som knekkpunktet mellom kapasitetskurven til terskelen og kapasitetskurven til flomløpet, slik det er vist i figur 1.2.

Oppgaven har omfattet dimensjonering, bygging og ombygging av modell, planlegging og gjennomføring av forsøk, litteraturstudier samt analysering av resultater. Byggingen er hovedsaklig gjennomført av vitenskapelig assistent Samuel Vingerhagen, men ombygging mellom forsøkene er gjort av oppgaveforfatteren med assistanse fra Vingerhagen, student Swasti Shrestha og ingeniør Geir Tesaker.

Modellen er blitt bygget i Vassdragslaboratoriet ved Institutt for vann- og miljøteknikk ved NTNU.

En prosjektoppgave¹ i form av et litteraturstudium ble utført høsten 2011 som en forberedelse til masteroppgaven. Her ble litteratur og tidligere modellforsøk i sidekanaler gjennomgått, det ble identifisert hva det var ønskelig å teste i modellen og laget et forslag til testprogram. Resultater fra dette studiet, supplert

¹Walløe (2011)



Figur 1.2: Kapasiteten til et lukka flomløp

med utfyllende litteratur, presenteres i kapittel 2. Prosjektoppgaven har også vært noe av grunnlaget for kapittel 3, som tar for seg modellen, hvordan denne er utformet og hva som har blitt testet. Selve forsøkene, hvordan de er gjennomført, resultater av dem og diskusjon av disse, er behandlet i kapittel 4, kapittel 5 og kapittel 6. På bakgrunn av forsøkene blir det i kapittel 7 foreslått hvordan lukka flomløp med sidekanal kan dimensjoneres. Usikkerhet og feilkilder blir behandlet i kapittel 8.

Kapittel 2

Teoretisk grunnlag

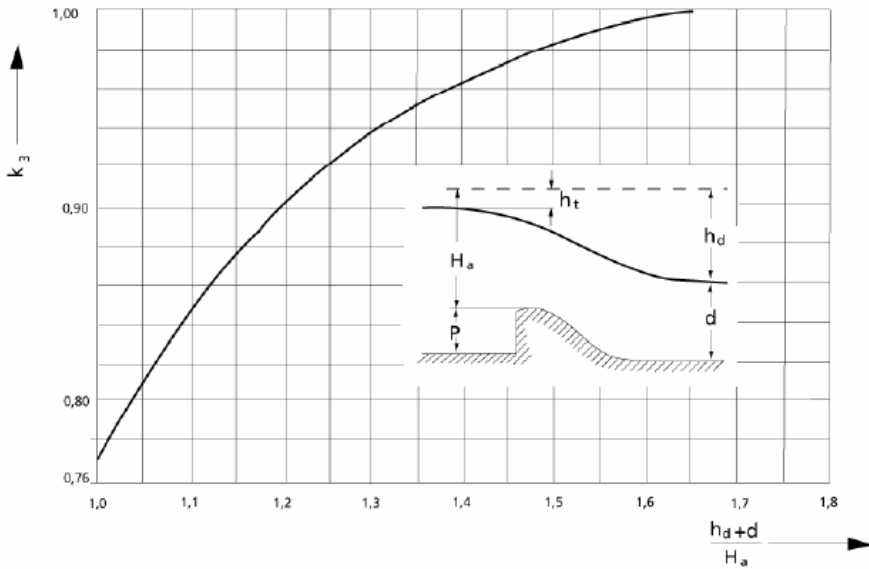
2.1 Dimensjonering av lukka flomløp

Dimensjonering av flomløpet kan deles inn i følgende deler: overløpsterskel, sidekanal, innløp til sjakt/tunnel, sjakt/tunnel og utløp. Denne oppgaven tar kun for seg den øvre delen av flomløpet, og sjakt/tunnel og utløp vil ikke bli behandlet.

2.1.1 Krav i Damsikkerhetsforskriften

Et flomløp skal avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. For lukka flomløp gjelder i tillegg egne bestemmelser, spesifisert i damsikkerhetsforskriften (2009):

Dersom flomavledning skjer gjennom sjakt eller tunnel (lukket avløp), skal disse utformes slik at det blir friskeilstrømning i øvre del av systemet ved avledning av dimensjonerende avløpsflom. Overgangen fra overløpsterskel til sjakt eller tunnel skal gis en god hydraulisk utforming, slik at denne delen av flomløpet ikke blir begrensende for kapasiteten. Ved avledning av påregnelig maksimal avløpsflom tillates rørstrømning ved at hele tverrsnittet går vannfylt, forutsatt at overløpet er bestemmende for vannstanden i magasinet.



Figur 2.1: Overløpskoeffisientens avhengighet av nedstrøms bunnivå (NVE 2005)

Det er altså overløpsterskelen som skal bestemme kapasiteten til flomløpet, og avløpet, det vil si kanal og sjakt, må dimensjoneres på en slik måte at terskelen ikke drukner. Øvre del av sjakt skal i tillegg ha frispeilstrømning ved dimensjonerende flom, så kanal og innløp til sjakt må dimensjoneres slik at systemet ikke lukkes.

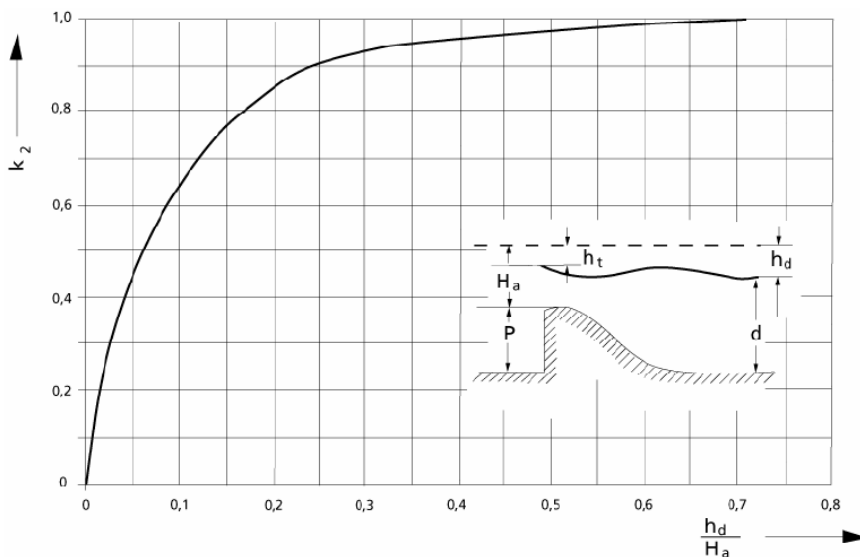
2.1.2 Overløpsterskel

Terskelen dimensjoneres etter overløpsformelen (NVE 2005):

$$Q = CLH^{3/2} \quad (2.1)$$

hvor L er terskelens effektive lengde, H er overløpshøyden og C er en overløpskoeffisient. For et overløp med standard form, bestemmes denne etter:

$$C = C_0 k_1 k_2 k_3 \quad (2.2)$$



Figur 2.2: Overløpskoeffisientens avhengighet av undervannet (NVE 2005)

Her er C_0 avhengig av høyden på terskelen i forhold til overløpshøyden. k_1 er korreksjon av overløpshøyde forskjellig fra dimensjonerende overløpshøyde, k_2 er korreksjon i forhold til dybden på undervannet og k_3 er korreksjon for nedstrøms bunnivå.

Overløpsformelen gir dermed to krav til sidekanalen. For det første må bunnen i kanalen alltid være dypere enn kravet til nedstrøms bunnivå for at ikke effektiviteten skal reduseres. Fra figur 2.1 kan dette settes til $d \geq 0,65H$, forutsatt tapsfri strømming over terskelen, slik at $h_d = H$. Her er h_d hastighetshøyden nedstrøms terskelen.

Den korreksjonsfaktoren som er mest interessant med tanke på sidekanal, er imidlertid k_3 . Figur 2.2 viser hvordan terskelens kapasitet reduseres ettersom undervannet stiger. Grafen gir at $\frac{h_d}{H} \geq 0,7$ for at ikke overløpskoeffisienten skal være avhengig av undervannet. Vannstanden i kanalen må altså være minst $0,7H$ under vannstanden i magasinet, forutsatt tapsfri strømming. Norsk praksis er å dimensjonere kanalen slik at vannstanden i kanalen ikke skal nå høyere enn

toppen av terskelen, altså H under vannstanden i magasinet (Skoglund, pers. med.). Denne konservative tilnærmingen skyldes både usikkerheter i flomverdier og usikkerheter når det gjelder kapasiteten til kanalen. Tysk praksis er enda mer konservativ: Her er det anbefalt at kanalvannstanden skal være minst 0,2–0,3 meter under terskelen (Rössert 2000).

2.1.3 Sidekanalen

For å finne riktige dimensjoner på sidekanalen er det viktig å vite hvor vannoverflaten i kanalen befinner seg for den dimensjonerende vannføringen. Strømningen i kanalen er et tilfelle av det som på engelsk kalles ”spatially varied flow”, og man kan tenke seg to ulike fremgangsmåter for å regne på denne: enten å bruke Bernouillis energiligning, eller å benytte seg av impulssetningen. Det siste utgangspunktet er å foretrekke. For å bruke energiligningen er man nødt til å kvantifisere energitapet som oppstår idet tverrstrømmen treffer kanalstrømmen, noe som har vist seg vanskelig (Montes 1998), skjønt flere har forsøkt. Blant dem er Hinds (1926), som forsøkte å benytte energiligningen til å regne på strømningen i sidekanaler ved å anta en energitapskoeffisient på samme måte som en friksjonstapskoeffisient, men oppdaget at denne ikke var konstant, og måtte beregnes for hvert enkelt tilfelle. For impulssetningen oppsto ikke dette problemet, denne viste seg å være brukbar uten noen eksperimentelle koeffisienter.

Tilgjengelige lærebøker og artikler (se referanseliste) bruker, med ett unntak¹, impulssetningen i kombinasjon med kontinuitetsligningen som utgangspunkt for beregningsmetoder for å finne vannlinja i sidekanalen. Utledningen av ligningen er nærmere beskrevet i bilag A. Her blir det gjort en del antakelser, hvor enkelte er til dels grove forenklinger av den virkelige situasjonen:

- i) en-dimensjonell strømning i kanalen (ingen hastighetsvektorer av betydning på tvers av strømrørningen)
- ii) hydrostatisk trykkfordeling
- iii) uniform hastighet over tverrsnittet
- iv) konstant spesifikk vekt på vannet, altså at innblanding av luft er neglisjerbar

¹Rössert (2000)

- v) at friksjonen kan beregnes ved formler som Mannings eller Chezy
- vi) prismatisk tverrsnitt
- vii) stasjonær strømning

Beregnete vannlinjer viser seg allikevel å stemme overraskende godt med virkelige målinger, og ligningene er derfor mye brukt, til tross for åpenbare teoretiske mangler. Ligningen som beskriver vannlinja, referert fra Chow (1959), ser slik ut:

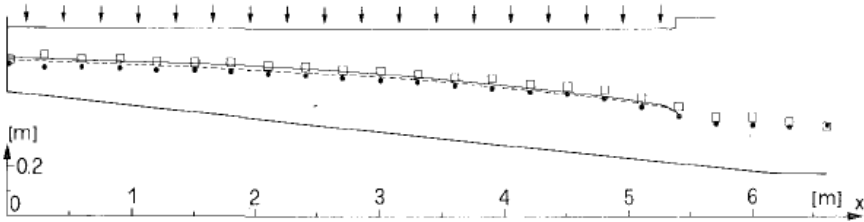
$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - (2Q/gA^2)(dQ/dx)}{1 - F^2} \quad (2.3)$$

Her er F Froudetallet $F^2 = Q^2/gA^2D$, og dQ/dx enhetsvannføring over terskelen. Denne kalles på engelsk "the dynamic equation of spatially varied flow", men mangler et norsk navn. I denne rapporten vil den omtales som sidekanalligningen. Legg forøvrig merke til at ved $\frac{dQ}{dx} = 0$ så reduseres ligningen til Saint-Venants ligning for stasjonær strømning, $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2}$. Det innstrømmende vannet fører altså til en stigning i vannstanden sammenlignet med en kanal med uendret vannføring. Når vannet strømmer vinkelrett inn på kanalen, vil ikke det innstrømmende vannet gi et impulsbidrag i kanalretningen. Hvis vannet derimot strømmer inn med en hastighetskomponent parallelt med bunnen i kanalen, kan denne inkluderes i ligningen. Denne kan skrives slik (se utledning i bilag A):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - (2 - \frac{AS_0[2g(d+H+S_0x-y)]^{\frac{1}{2}}}{Q}) \frac{QdQ/dx}{gA^2}}{1 - F^2} \quad (2.4)$$

Her er d dybden av kanalen ved $x = 0$ og H er overløpshøyden. Denne ligningen omtales gjerne som den utvidede ligningen, og brukes oftest når sidekanalen har en betydelig helning. En sammenligning av ligning (2.3) og ligning (2.4) fra eksperimentene til Bremen og Hager (1989) kan sees i figur 2.3. Videreutvikling av ligningene for ikke-prismatiske tverrsnitt er også gjort (Bremen og Hager 1989, Kouchakzadar et al. 2002).

I forsøk på å kompensere for forutsetningene om hydrostatisk trykk og uniform strømning har flere forsøkt å introdusere korreksjonsfaktorer. Yen og Wenzel (1970) bruker en korreksjonsfaktor β for impulsfluks for å kompensere for at hastigheten over tverrsnittet ikke er uniform.



Figur 2.3: Sammenligning av beregnede kurver etter (2.3), heltrukket linje, og (2.4), stiplet linje. Sirkler og kvadrater representerer den målte vannlinja, hhv. midt i kanalen og i kanalen på motsatt side av innstrømningen (Bremen og Hager 1989).

$$\int \rho v_x^2 dA = \rho \beta A v^2 \quad (2.5)$$

Her representerer v_x variasjoner i hastigheten i x-retning. I tillegg kommer også en korreksjonsfaktor K for å kompensere for at trykket over tverrsnittet ikke er hydrostatisk.

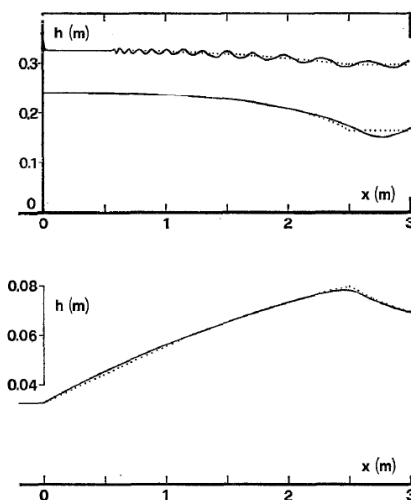
$$\int p dA = K \gamma A h \cos \theta \quad (2.6)$$

Den samlede ligningen fra Yen og Wenzel (1970) ender opp slik:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - \frac{\tau_{0x}}{\rho g R} + \frac{dQ/dx}{gA} (U \cos \phi - 2\beta v) - \frac{v^2}{g} \frac{d\beta}{dx}}{\cos \theta \left[K \left(1 + \frac{y}{D} \right) + y \frac{dK}{dy} \right] - \frac{\beta v^2}{gD}} \quad (2.7)$$

Her er U hastigheten til det innstrømmende vannet inn i kontrollvolumet, og friksjonen er uttrykt ved skjærspenning τ_{0x} over grenseflatene. Yen og Wenzel gir ikke verdier for korreksjonsfaktorene, men dette er senere undersøkt av Guercio og Magini (1998). De har gjennom modellforsøk forsøkt å finne verdier for korreksjonsfaktoren β . Deres resultater viser at så lenge hastigheten på det innstrømmende vannet er tilstrekkelig stor (over 0,4 m/s) er β tilnærmet konstant lik 1.

I forsøk på å bedre beskrive strømmingen i sidekanalen, er det også noen som har undersøkt en to-dimensjonal måte å beregne vannlinja på. Hager et al. (1988) tar utgangspunkt i Bousinesq teori, hvor strømlinjas krumtur antas å øke lineært fra kanalbunnen og opp til den frie vannoverflata. Den resulterende differensialligningen løses ved å ta i bruk impulssetningen. Hager et al. overfører teorien til sidekanalen og løser tredjegradslikningen som oppstår. Resultatet sammenfaller med en-dimensjonale beregninger etter (2.3) og (2.4) over store deler av kanalen, men differensialligningen av høyere orden gir bedre løsninger i begynnelsen og slutten av kanalen. En sammenligning kan sees i figur 2.4. Hager et al. konkluderer likevel med at de enklere ligningene som gjør forutsetninger om hydrostatisk trykk og uniform strømming (2.3 og 2.4) gir tilstrekkelig gode resultater, og gjerne kan brukes til å beregne vannlinja. Hvordan dette kan gjøres er beskrevet i bilag B.

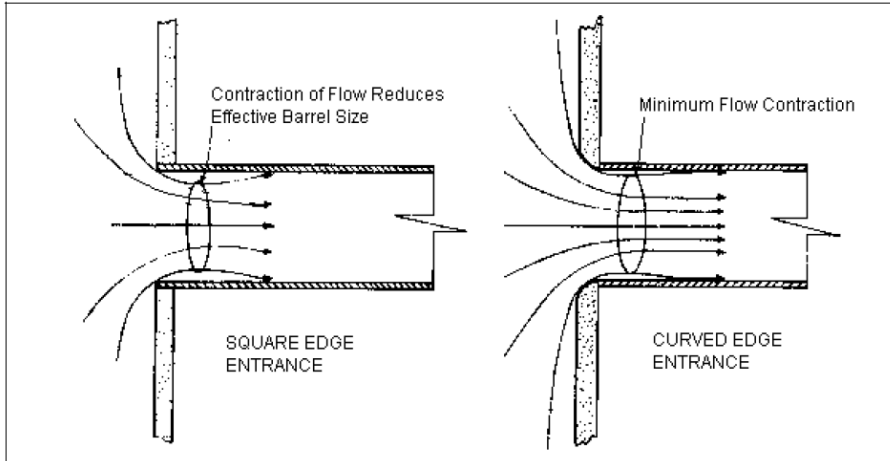


Figur 2.4: Sammenligning av hydraulisk (stiplet) og høyere ordens (linje) tilnærming (Hager et al. 1988).

Til tross for at bruk av disse ligningene har vist seg å gi gode resultater internasjonalt er det ikke utbredt å bruke dem for å dimensjonere norske sidekanaler. Her er de rådende metodene å bruke kombinasjoner av energiligninga, Mannings formel, kontinuitetslikninga og eventuelt tommelfingerregler for energitap (Traae og Grøttå 1987, Sæther og Røneid 2007). Dette samsvarer også med tysk praksis (Rössert 2000). Hvorfor beregningsmetodene beskrevet tidligere i dette kapitlet ikke er i bruk i Norge, er det ikke funnet en god forklaring på.

2.1.4 Innløp til sjakt/skråttunnel

En tunnel med frispelstrømming kan betraktes som en kulvert, og beregningsmetodene som gjelder for kulverter overføres til disse. Korte og/eller bratte kulverter, som vil være tilfellet for flomløpstunnelene, er vanligvis innløpskon-



Figur 2.5: Redusert effektivt areal pga. strømningskontraksjon (Norman et al. 2001)

trollerte. Det vil si at kapasiteten kun er avhengig av energihøyden i innløpet og utformingen av innløpet.

Maksimumshastigheten i innløpet, forutsatt et perfekt hydraulisk utformet innløp uten innløpstap, kan fra energiligningen settes lik $v_{maks} = \sqrt{HW \cdot 2g}$ der HW er energihøyden ved sjaktinnløpet. Maksimal kapasitet vil da bli

$$Q_{maks} = A\sqrt{HW \cdot 2g} \quad (2.8)$$

der A er arealet av innløpet i det kontrollerende snittet. Tapsfri strømming og perfekt utformet innløp vil dog ikke være tilfellet. Kapasiteten Q til innløpet vil derfor være mindre enn den teoretisk maksimale kapasiteten. Innløpet fører til kontraksjon av strømmingen, noe som gjør det effektive arealet mindre, se figur 2.5. Areal A i ligning 2.8 vil derfor reduseres til effektivt areal A_{eff} . Ved å gi innløpet en avrundet form, kan imidlertid denne effekten reduseres eller unngås. Dette vil også redusere energitap som oppstår som følge av overgangen fra kanal til sjakt.

For å finne den faktiske kapasiteten kan det være aktuelt å bruke ligninger for innløpskontrollerte kulverter, hentet fra Norman et al. (2001):

$$\frac{HW}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{1,811Q}{AD^{0,5}} \right]^M - 0,5S^2 \quad (2.9)$$

$$\frac{HW}{D} = c \left[\frac{1,811Q}{AD^{0,5}} \right]^2 + Y - 0,5S^2 \quad (2.10)$$

Ligning 2.9 gjelder for en kulvert der innløpet ikke er dykka (type A og B i figur 2.6), mens ligning 2.10 gjelder for dykka innløp (type C og D i figur 2.6). I ligningene er K, M, c og Y konstanter som avhenger av hvordan innløpet er utformet. D er høyden på kulvertåpningen og S er helningen på kulverten. Verdier for konstantene for typisk kanalutforminger kan finnes i Norman et al. (2001), men disse samsvarer ikke nødvendigvis med vanlig utforming av sjakt-/tunnelinnløp.

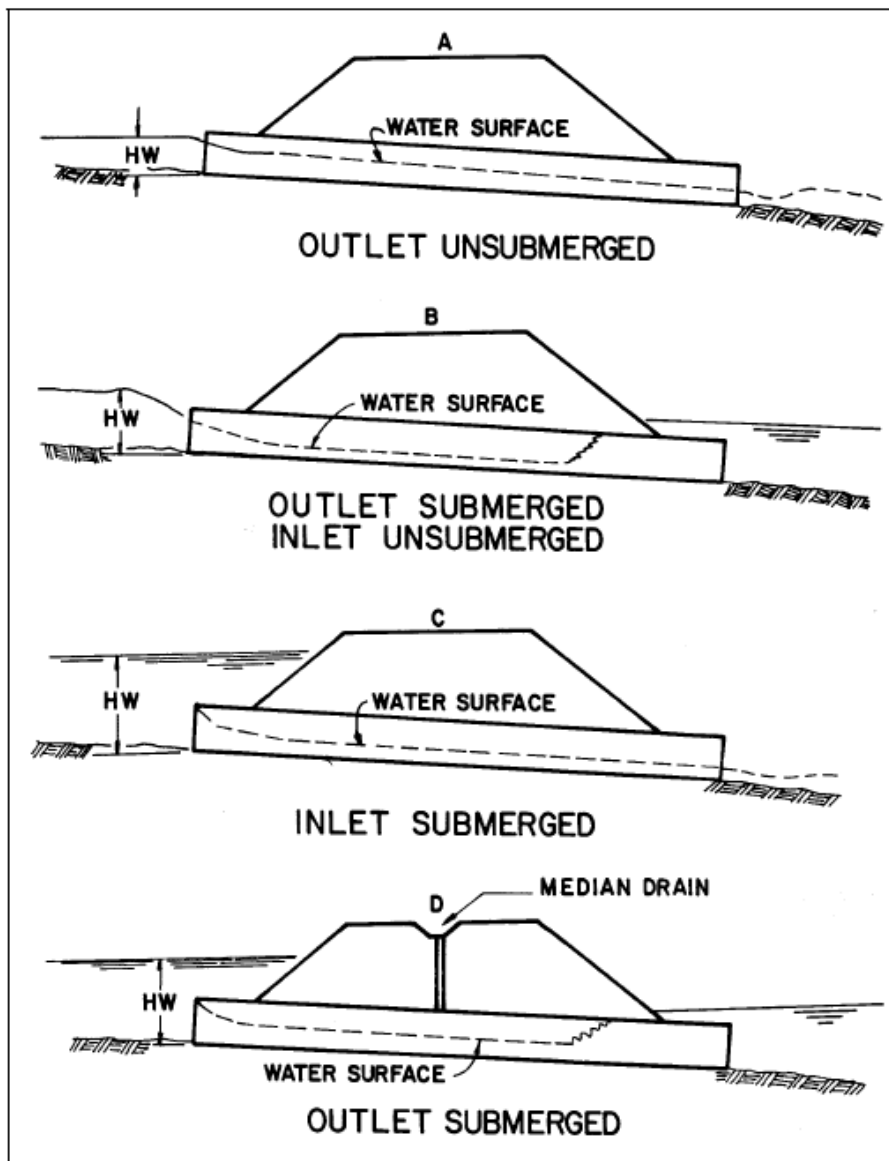
2.1.5 Sjakt/tunnel

I retningslinjer for flomløp (NVE 2005) står det at sjakt/tunnel bør dimensjoneres slik at den ved dimensjonerende flomvannføring er maksimalt 70% vannfylt. I følge retningslinja kan normalstrømning forutsettes, og arealet fastsettes dermed ved å bruke Mannings formel:

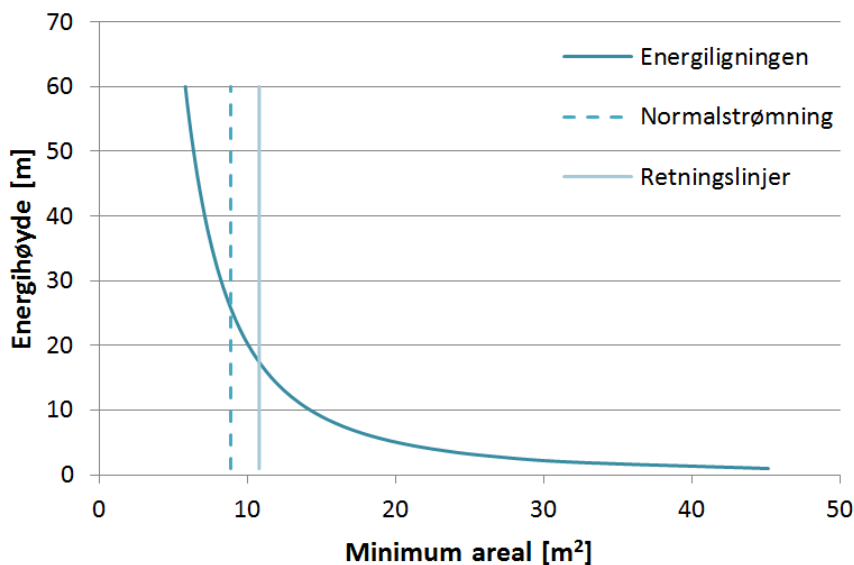
$$Q = MAR_h^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

Her representerer S_0 helningen på sjakta/tunnelen. For å kunne anta normalstrømning i sjakta, må imidlertid vannet bli akselerert opp til nødvendig hastighet før det kommer inn i sjakta. Dette krever en betydelig energihøyde, så antakelsen om normalstrømning gjelder egentlig bare etter at vannet har kommet et godt stykke ned i sjakta. Den øverste delen av sjakta må derfor ha et større tverrsnitt. I flomløp med høy vannføring og kort sjakt er det ikke sikkert at det vil oppstå normalstrømning i det hele tatt. Dette illustreres i figur 2.7, hvor det er regnet på en vannføring på $200 \frac{m^3}{s}$. Minimumsarealet er her beregnet for tapsfri strømning, det vil si at faktisk nødvendig areal er større enn det som kommer frem av figuren.

Ved PMF (påregnelig maksimal flom) tillates fullt tunneltverrsnitt, og kapasiteten til flomløpet beregnes som en sum av energitap gjennom systemet.



Figur 2.6: Innløpskontrollerte kulverter (Norman et al. 2001)



Figur 2.7: Minimumsareal for en vannføring på $200 \frac{m^3}{s}$ regnet etter energiligning (tapsfri strømning) sammenlignet med areal ved normalstrømning.

2.2 Tidligere modellforsøk

Tidligere modellforsøk kan grovt sett deles inn i to kategorier: i) Generelle forsøk og ii) forsøk med hensikt å kartlegge/forbedre kapasiteten på eksisterende eller planlagte flomløp. Den første typen forsøk kan igjen deles inn i to grupper, nemlig a) forsøk som går ut på å bevise at ligningene behandlet i kapittel 2.1.3 og varianter av disse gir resultater som samsvarer med virkeligheten, og b) forsøk som undersøker andre forhold i sidekanalen. Modellforsøk av virkelige flomløp går i hovedsak ut på å bestemme kapasiteten til flomløpet ved en viss vannstand.

2.2.1 Generelle forsøk

I tiden etter at Hinds formulerte ligningen for sidekanaler i 1926 har mange benyttet modellforsøk til å videreutvikle eksisterende beregningsgrunnlag eller

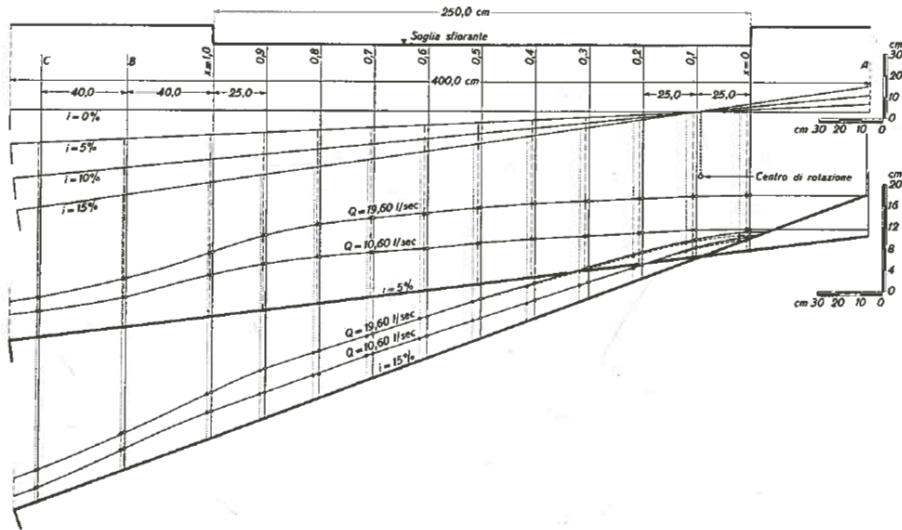
å undersøke om ligningene fra kapittel 2.1.3 gir tilfredsstillende resultater for spesielle utforminger eller situasjoner. Den felles konklusjonen er at ligningene gir gode resultater. Beregnet vannlinje samsvarer stort sett godt med målte punkter, og ved avvik gir beregningene høyere vannstand enn målingene; altså kan beregningene betraktes som konservative. Tidligere modellforsøk har blant annet sett på

- kanalbunnens helning (Sassoli 1959, Montazar og Neyshabari 2006)
- undervann ved kanalens utløp (Bremen og Hager 1989)
- vannstandsprang (Bremen og Hager 1989, Fox og Goodwill 1970)
- overløpslengder (Bremen og Hager 1989)
- plassering og høyde av kontrollterskel (Kouchakzadar og Marashi 2005, Montazar og Neyshabari 2006)
- vannføring i kanalen $Q(x = 0) \neq 0$ (Bremen og Hager 1989, Farney og Markus 1962)
- ulike kanaltverrsnitt (Mohammadi 2004, Bremen og Hager 1989, Kouchakzadar et al. 2002)

Andre, mindre spesifikke forsøk er gjort av blant annet Hinds (1926), Beij (1934)², Li (1954), Sassoli (1959) og Kouchakzadeh et al. (2002).

De fleste forsøkene er gjennomført i glatte kanaler, ofte med et rektangulært tverrsnitt, og med relativt små vannføringer. Kanalmodellene har lengder på 1–15 meter og bredder på 0,1–0,6 meter. Bremen og Hager (1989), hvis forsøk er mye omtalt her, bruker f.eks. overløpslengder mellom 1,72 og 5,38 meter, kanalbredde 0,331 og et ruhetskoeffisient på $M=95 \frac{m}{s}^{\frac{1}{3}}$. Å beskrive hvert enkelt forsøk som har blitt gjort gjennom tidene, ville gjort denne oppgaven altfor lang, så de følgende avsnittene vil derfor bare ta for seg forsøk som anses som spesielt interessante.

²Beij bruker forsøkene til å utvikle sine egne, helempiriske ligninger for strømning i takrenner. Resultatene fra hans eksperimenter er imidlertid blitt brukt i senere tid, blant annet av Montes (1998) til å sammenligne med ligning (2.3) og av Keulegan (1952) ved utvikling av beregningsmetode for å finne kritiske snitt.



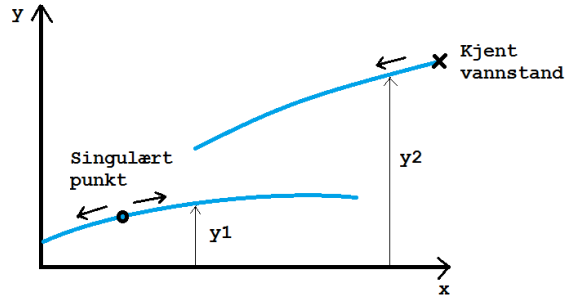
Figur 2.8: Overflateprofil for helning 5% og 15% for to ulike vannføringer (Sassoli 1959)

Helning

Sassoli (1959) har gjort over 50 forsøk i sidekanal og ser blant annet på hvordan strømmingen i kanalen varierer med helningen. Han har undersøkt kanalhelningene på 0%–15%. En sammenligning mellom helning 5% og 15% kan sees i figur 2.8. Sassoli har ikke selv sammenlignet resultatene sine med ligningene for sidekanaler, men dette har i senere tid blitt gjort av Hager et al. (1988), som finner god korrelasjon mellom beregnet og målt overflate. Sidekanalligningen kan altså brukes også for kanaler med stor helning.

Vannstandsprang

Fox og Goodwill (1970) har undersøkt om sidekanalligningen kan brukes til å beregne plasseringen av vannstandsprang i sidekanalen. For situasjoner med kjent nedstrøms vannivå regner de på vannlinja oppover kanalen, y_2 , samtidig som de identifiserer eventuelle singulære punkt oppstrøms i kanalen som brukes som utgangspunkt for å beregne vannlinje nedover i kanalen, y_1 . Vannstandsprang



Figur 2.9: Beregning av vannstandsprang etter Fox og Goodwill sin metode

oppstår der hvor kombinasjonen av y_1 og y_2 passer inn i ligningen for vannstandsprang. Deretter gjør de forsøk i en rektangulær kanal med innstrømning gjennom sideveggene, og konkluderer med at de for alle tilfellene har beregnet vannstandsprangets plassering korrekt. De beviser også at situasjonen med flere vannstandsprang ikke vil være mulig med mindre $\frac{dQ}{dx}$ har store variasjoner i lengderetningen.

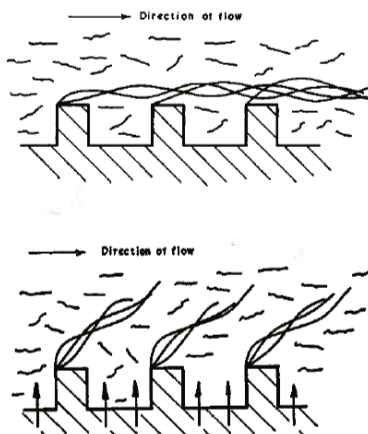
Bremen og Hager (1989) har sett på vannstandsprang i en situasjon med overkritisk strømning i kanal ved $x=0$ (altså ved starten av terskelen), og også deres eksperimenter stemmer relativt godt med beregnet vannlinje.

Tilgjengelige beregningsmetoder kan altså brukes til å finne ut om det vil oppstå vannstandsprang i løpet av kanalen.

Tverrstrømmens innvirkning på ruhetskoeffisienten

Fox og Goodwill (1970) diskuterer også hvor vidt det er korrekt å bruke en konstant ruhetskoeffisient (som for eksempel i Mannings formel) til å beregne friksjonen. De har en teori om at sideveis innstrømning fører til en tilsynelatende økning i ruheten, illustrert i figur 2.10, noe som igjen fører til større friksjonshelning. De gjør et eksperiment som synes å bekrefte dette. Denne observasjonen er også gjort av Beij (1934) og Gill (1977).

Temaet blir senere tatt opp av Beecham et al. (2005), som setter seg fore å finne sammenheng mellom ruhet og Reynoldstall, vannføring og kanalhelning. Som det



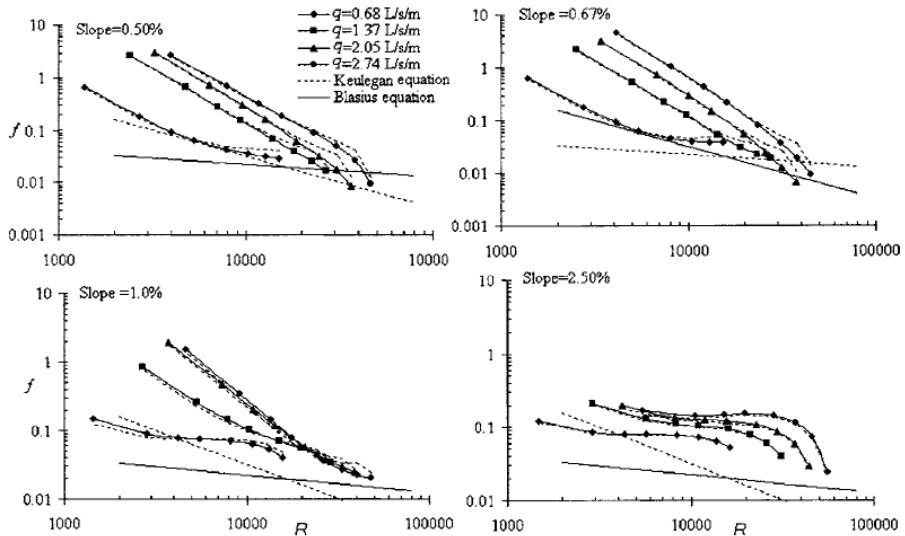
Figur 2.10: Tilsynelatende økende ruhet pga. sideveis innstrømning (Fox og Goodwill 1970)

kommer frem av figur 2.11, blir det oppdaget at ruheten varierer mye, og at den i nesten alle tilfeller er større enn det den er beregnet til med aktuelle formler (Keulegan og Blasius). Spesielt ved kanalhelninger $< 2,5\%$ er ruheten veldig avhengig av Reynoldstallet. Disse forsøkene er imidlertid gjort for Reynoldstall som er mye lavere enn det som vil være tilfelle i virkelige flomløp, og for høye Reynoldstall er ikke variasjonen lenger så stor, og heller ikke avviket fra beregnet ruhet.

Til tross for at forskningen viser at friksjonen i sidekanaler er større enn for kanaler med konstant vannføring, er det ikke sikkert at dette har så stor betydning for vannlinja. Flere påpeker at friksjonshelningen sitt bidrag til $\frac{dy}{dx}$ vanligvis er minimal, og konkluderer med at friksjonen enten kan neglisjeres (Hinds 1926, Li 1954) eller finnes ved en forenklet beregning (Hager 1983, 1985). Alle forsøk er imidlertid gjort i relativt glatte kanaler, så om dette gjelder også for kanaler med stor ruhet, er noe som blir undersøkt i modellforsøkene.

Overløpslengder

Bremen og Hager (1989) ser på hvordan ulike overløpslengder påvirker vannstrømmen, og gjør forsøk hvor de reduserer lengden enten fra oppstrøms eller fra nedstrøms side. I tillegg til å måle vannstand midt i kanalen har de her



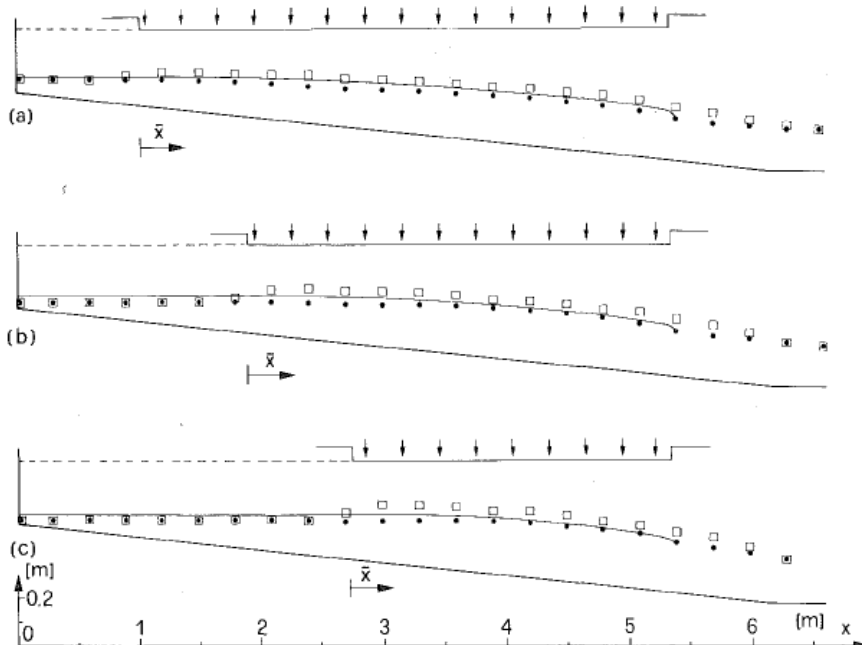
Figur 2.11: Variasjon i friksjonskoeffisient f for forskjellige Reynoldstall og vannføringer (Becham 2005)

også målt vannstand på motsatt side av innstrømningen, der vannstanden erfaringsmessig er størst. Resultatene fra én forsøksrunde kan betraktes i figur 2.12. Den heltrukne linja er vannstand beregnet etter ligning 2.4, og som man kan se, ligger denne stort sett et sted mellom de to målte vannlinjene. På dette grunnlag er det rimelig å tro at den beregnede vannlinja kan betraktes som en gjennomsnittlig vannstand for tverrsnittet.

I figur 2.12 kan man også se at den delen av kanalen som er oppstrøms terskelen ikke har noen betydning for resten av kanalen. Dette stemmer overens med teorien.

Ikke-prismatisk tverrsnitt

Bremen og Hager (1989) har også sett på ikke-prismatiske tverrsnitt, i form av en kanal med jevnt økende bredde. Dette er en veldig vanlig utforming av flomløp, og det er i så måte interessant å se hvilken virkning et økende tverrsnitt har på vannprofilen. Tanken bak en slik utforming er at tverrsnittet øker i takt



Figur 2.12: Sammenligning av overflateprofil midt i tverrsnitt og ved motstående kant (Bremen og Hager 1989)

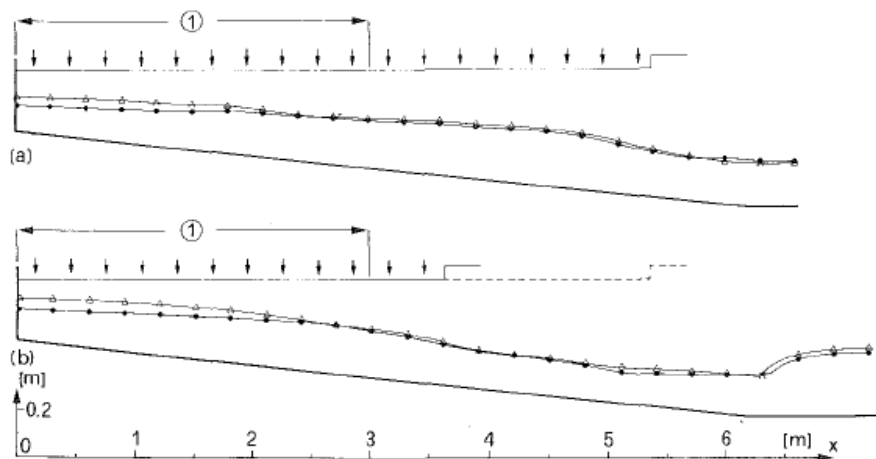
med vannføringen. Resultatet er presentert i figur 2.13. Å bruke en kanal som har et smalere tverrsnitt øverst, fører til at vannstanden øker i denne delen av kanalen. Ellers er strømmingen tilnærmet uendret.

Tilsvarende forsøk er også gjort av Kouchakzadar et al. (2002).

Av dette kan det konkluderes at kanaler med økende bredde ikke har spesielle fordeler sammenlignet med rette kanaler.

Virkingen av kontrollterskel ved slutten av sidekanalen

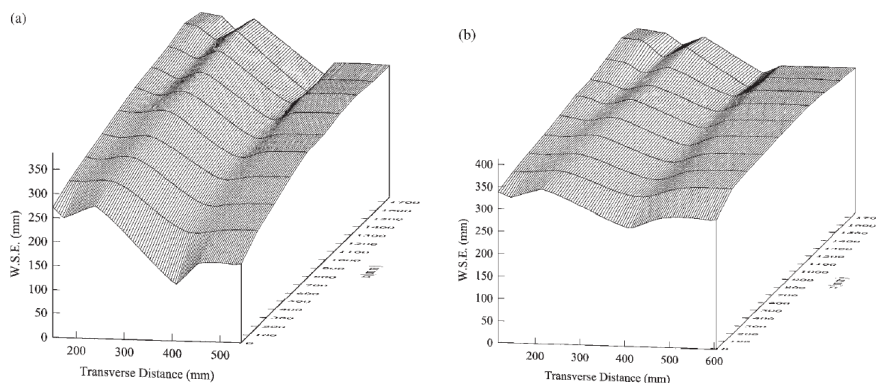
Kouchakzaheh og Marashi (2005) har undersøkt hvordan en kontrollterskel i enden av sidekanalen påvirker strømningsforholdene i en sidekanal med jevnt



Figur 2.13: Sammenligning av overflateprofil for prismatic tverrsnitt (●) og for tverrsnitt som utvider seg (Δ)(Bremen og Hager 1989)

økende tverrsnitt. Her har de målt vannstanden på tvers av kanalen for ulike punkter og undersøkt hvordan vannstandene endrer seg for ulike kanalhellingener og terskelhøyder. Av figur 2.14 kommer det frem at selv om gjennomsnittlig vanddybde øker betydelig ved å installere terskel er det ikke så stor forskjell i største vanddybde for de to situasjonene. Kouchakzadeh og Marashi konkluderer derfor med at det å installere en kontrollterskel gir gunstigere strømningsforhold i kanalen uten å gjøre det nødvendig å endre på kanaldimensjonene i betydelig grad.

Montazar og Neyshabari (2006) har gjort lignende forsøk for et andenebbflomløp, med fokus på plassering og høyde av terskel. Målet deres var å redusere turbulensen inne i andenebbet. Konklusjonen var at terskelens plassering (rett ved utløpet, eller i kanalen et stykke nedenfor) hadde lite å si for turbulensintensiteten, men at terskelhøyden, derimot, hadde mye å si.

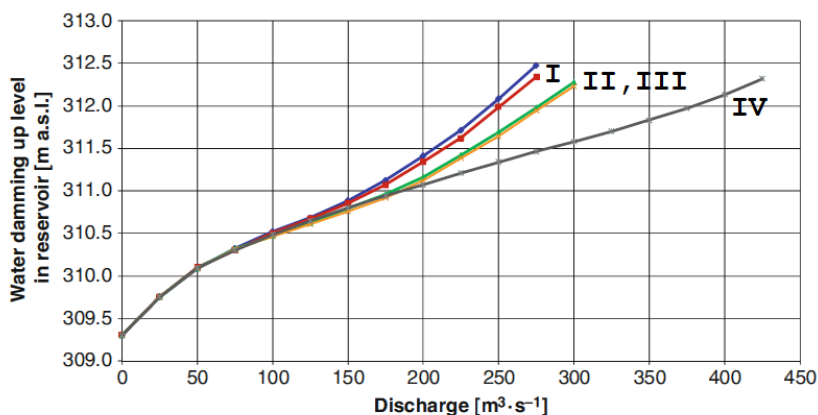


Figur 2.14: Vannoverflate i kanalen a) uten terskel og b) med terskel på 150 mm. Kanalhelning er 5% og vannføring 43 l/s (Kouchakzadeh og Marashi 2005)

2.2.2 Modeller av eksisterende flomløp

Zlotniki Storage Reservoir

Zlotniki-magasinet i Polen har flomløp i form av en sideterskel med påfølgende kanal, og nye flomberegninger gjorde det nødvendig å øke kapasiteten fra omtrent $250\text{m}^3/\text{s}$ til $400\text{m}^3/\text{s}$. Dette er en typisk situasjon også for norske flomløp. Sidekanalen har en terskel på 45 m, en bredde på 15 m og en dybde på rundt 5 m. For å finne nødvendige tiltak ble det bygget en modell av flomløpet i skala 1:40, og ulike endringer ble forsøkt (Machajski og Olearczyk 2011). Den resulterende kapasitetsøkningen for hver endring kan sees i figur 2.15. Det er tydelig på kurva at terskelen er druknet ved DFV (dimensjonerende flomvannstand) for den opprinnelige utforminga. Den første endringen bestod i å rette opp terskelen, som tidligere hadde hatt en knekk. Den andre endringen bestod i å rette ut bunnen, som tidligere var avtrappet. Dette økte kapasiteten noe, men ikke nok. Deretter ble det satt opp to pilarer på terskelen, men dette gjorde ingen endringer i kapasiteten. Det som til sist ble avgjørende, var å øke dybden i hele kanalen med omtrent 2,5 meter. Den resulterende kapasitetskurven er ikke overraskende: Ved å øke dybden i kanalen flyttes rett og slett hele vannlinja ned med tilsvarende høyde, og terskelen kan føre dimensjonerende flom uten å drukne.



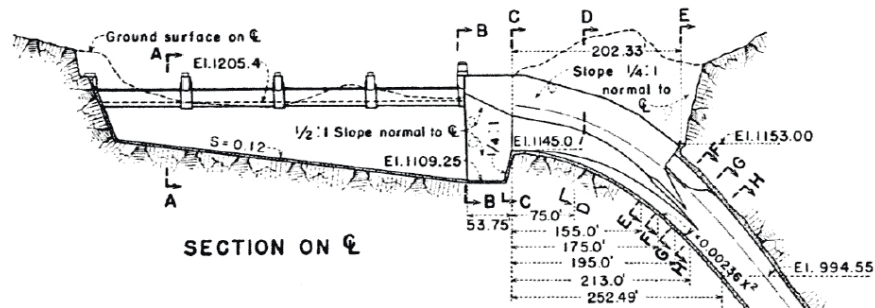
Figur 2.15: Kapasiteten til flomløpet ved utgangspunktet og med endring I-IV (Machajski og Olearczyk 2011)

Lake Skinner Spillway

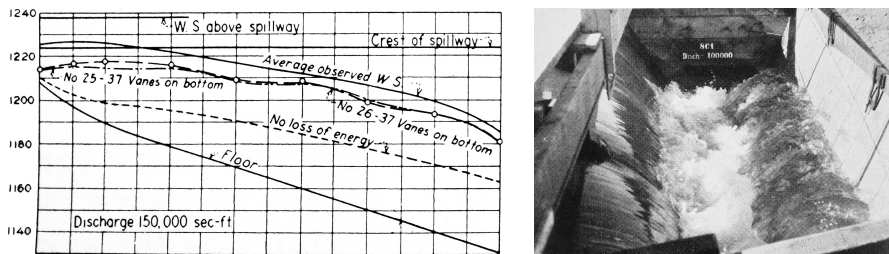
Studien av Lake Skinner sitt flomløp (Baker et al. 2008) er interessant, da den sammenligner kapasitet funnet på tre ulike måter, nemlig fysisk modell, modell i HEC-RAS og en Visual Basic-modell basert på Hinds (1926) sine ligninger. Flomløpet har en spesiell utforming, med dobbel sideterskel, slik at strømmen i kanalen, ved høye vannføringer, både blir økende og minkende. Hensikten med studien er å kontrollere kapasiteten opp mot PMF. Det blir vist at HEC-RAS bare fungerte til en viss grad for denne typen flomløp, da programmet ikke tar hensyn til energitapene som oppstår i kanalen. HEC-RAS ga en feil i kapasiteten på omtrent 25%, mens modellen basert på Hinds ligning ga nesten identiske resultater sammenlignet med den fysiske modellen.

Hoover Dam Spillways

I forbindelse med byggingen av Hoover Dam, som stod ferdig i 1936, ble det over en 2-års periode gjort omfattende modellforsøk av lukka flomløp med sidekanal. Disse er beskrevet i Bureau of Reclamation (1938). Totalt 9 modeller ble bygget,



Figur 2.16: Snittegning av Nevada Spillway ved Hoover Dam (Bureau of Reclamation 1938)



Figur 2.17: Virkningen av ledefinner (venstre) og strømning i kanalen før forbedring (høyre)

i skalaer 1:20, 1:60 og 1:100, og mange ulike momenter og en stor mengde utforminger ble undersøkt. Blant disse kan nevnes helning og form på bunnen av kanalen, utforming av terskelen og av kanaltverrsnittet, kombinasjoner av luker og sideoverløp, ulike energidreperer for å jevne ut vannstrømmingen i kanalen og ulike utforminger av sjaktinnløp.

Det er også sett på virkningen av å plassere ledefinner av ulik utforming i kanalen eller i overløpet, i den hensikt å endre vannets retning slik at det innstrømmende vannet får større hastighetskomponenter i samme retning som kanalen. Figur 2.17 viser at dette fungerer, men ikke godt nok til å kunne rettferdiggjøre de økte kostnadene konstruksjon av ledefinner ville medføre.

Generelt er det stort fokus på at strømningen i sidekanalen skal være jevn over tverrsnittet, uten den bølgen som gjerne former seg ved veggen på motsatt

side av terskelen (se figur 2.17). Dette skyldes både at belastninger på kanalen forsøkes å holdes så lave som mulig (med en dimensjonerende vannføring på $5600 \frac{m^3}{s}$ for hvert av flomløpene er det ikke små krefter det er snakk om) og at vannstandsvariasjoner over tverrsnittet og spiralstrømning gir dårlige strømningsforhold inn i sjakta. For å få jevnet ut strømmingen før sjaktinnløpet ble det oppdaget at det var gunstig å plassere en kanallengde *uten* sideinnstrømning mellom sidekanal og sjakt. Videre forbedring kunne oppnås ved innstallere en terskel etter slutten av sidekanal. Denne økte vannstanden i kanalen, men bidro til jevnere strømningsforhold i både kanal og sjakt. Bunnen på sjaktinnløpet ble designet med utgangspunkt i formen på en fri vannstråle, men noe flatere, for å være sikker på å unngå undertrykk.

Ved alle forsøkene er det vannlinje og vannoverflate i kanal og sjakt som er i fokus, og kapasitetskurver for ulike utforminger er ikke plottet. Det er heller ikke sett på situasjoner der innløpet er dykket.

Innerdalsdammen

Flomløpet på Innerdalsdammen er ikke en ordinær sidekanal, da terskelen er buet, og en stor del av innstrømningen derfor skjer rett inn på kanalen. Dette gjør flomløpet mer hydraulisk effektivt enn en vanlig sidekanal³, fordi en større del av hastighetsenergien blir utnyttet. Det er blitt utført forsøk i to omganger, først i forkant av bygging i 1980 (Steen 1980) og deretter igjen i 2007 i forbindelse med nye flomberegninger (Sæther og Røneid 2007).

Under forsøkene i 1980 var innløp til sjakt gitt en meget god hydraulisk form for å sikre friskeilstrømning gjennom systemet. Denne utformingen ble imidlertid ikke fulgt av entreprenøren, og dette gjorde de nye forsøkene i 2007 nødvendig. Disse modellforsøkene hadde til hensikt å finne daværende kapasitet, samt å utvide den til å tilfredsstillende nye flomberegninger. Konklusjonen ble at innløpet til sjakta var for lite og måtte gjøres mer konisk, og at dybden i kanalen måtte økes for å ikke drukne terskelen.

Vingerhagen (2010) har senere modellert flomløpsmodellen fra 2007 i CFD-programvaren Star CCM+. Denne numeriske modellen kunne brukes til å beregne kapasitetskurven til flomløpet, men ga for kapasitetspunktet et avvik på mellom 5% og 15% i forhold til den fysiske modellen. Vingerhagen mener at dette skyldtes feil valg av grensebetingelser, og tror at det skulle være mulig å

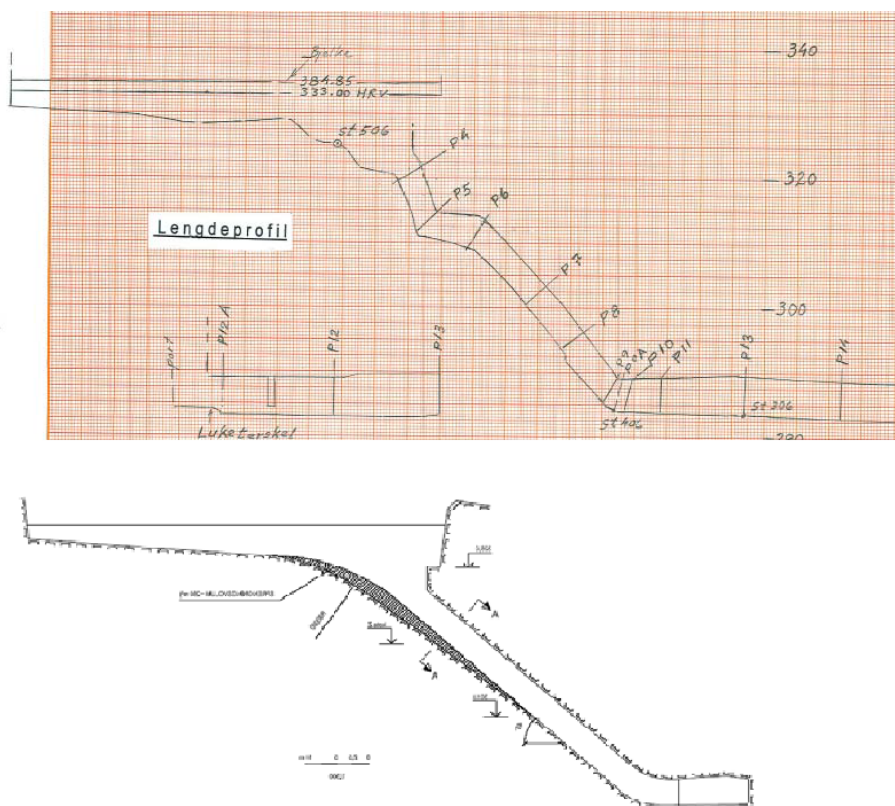
³Design av flomløp med denne type utforming er beskrevet av Farney og Markus (1962)

oppnå mer nøyaktige resultater hvis dette hadde vært rettet opp. Han konkluderer derfor med at programvaren egner seg godt til å beregne flomløpskapasiteter for både åpne og lukkede flomløp.

2.2.3 Konklusjon fra tidligere forsøk

Sidekanalligningen er undersøkt for en stor mengde ulike utforminger og situasjoner, og samtlige forsøk viser forholdsvis god korrelasjon mellom beregnet og målt vannlinje i sidekanalen. Alle forsøkene er gjort i glatte kanaler, så om dette gjelder også når ruheten øker, er noe som må undersøkes.

Forsøk i lukka flomløp viser at innløpet har stor påvirkning på flomløpets kapasitet. I tilfellet Innerdalen ble sjaktinnløpet sprenget ut mye mindre enn slik det var i byggetegningene, og dette ga flomløpet lavere kapasitet. At ferdige flomløp ikke stemmer overens med byggetegningene, er forøvrig ikke en unik erfaring, et annet eksempel er flomløpet ved Arstaddalsdammen som vises i figur 2.18. Det er kanskje ikke så rart at flomløpene får en annen kapasitet enn det som er beregnet?



Figur 2.18: Flomløpet på Arstaddalsdammen, slik det var planlagt (nederst) og slik det ble bygget (øverst) (Wiik 2008)

Kapittel 3

Modell

3.1 Bruk av fysiske modellforsøk

På grunn av kompleks strømnings situasjon er modellforsøk den foretrukne måten å undersøke kapasiteten til lukka flomløp med sidekanal. I retningslinjer for flomløp (NVE 2005) står det:

Modellforsøk kan kreves gjennomført ved kompliserte og uoversiktlige systemer, og ved uryddige innstrømningsforhold til det lukkede systemet.

Til tross for at numeriske modeller stadig vinner mer terreng, er det fortsatt fysiske modellforsøk som er mest brukt. I følge Lysne (1990) er modellforsøk hensiktsmessig eller nødvendig i tilfeller der

- det er tvil om tiltak er nødvendig
- en ønsker å optimalisere/minimalisere tiltak
- det er innstrømningsforhold til sjakter og/eller fylt vannveg med uoversiktlige tapskoeffisienter

Lukka flomløp med sidekanal hører til den siste kategorien, og gjerne også den midterste, da denne typen flomløp ofte blir bygget i tilknytning til store dammer

med tilsvarende store flomvannmengder og utbyggingskostnader. Bruk av skala-modeller til å modellere flomløp er vel utprøvd og kjent for å gi gode resultater, forutsatt korrekt bruk av modellover og tilstrekkelig hensyn til skalaeffekter.

3.1.1 Skalering av forsøk

For at resultatene av forsøkene skal kunne bli overførbare til fullskala flomløp, må den fysiske modellen og forsøk i den dimensjoneres slik at den får størst mulig likhet med virkelige flomløp. Full dynamisk likhet er ikke mulig i en skalert modell, og det er derfor nødvendig å bestemme hvilke krefter som dominerer og hvilke som kan neglisjeres. Ut i fra dette velges en modellov som ulike parametere skaleres etter. Strømningen i et flomløp er dominert av tyngdekrafta, og det er derfor Froudes modellov som blir brukt.

For Froudes modellov gjelder:

- Hastigheten $v_r = \sqrt{L_r}$
- Vannføring $Q_r = L_r^{\frac{5}{2}}$
- Tid $T_r = \sqrt{L_r}$
- Manningstall $M_r = L_r^{-\frac{1}{6}}$

Her er L_r geometrisk skala.

For å redusere virkningen av skalaeffekter er det nødvendig å være oppmerksom på hva som er grensene for gyldighetsområdet til modellen, og hvilke forhold som ikke skaleres riktig.

Froudes modellov neglisjerer overflatespenningen, men ved lave vannstander kan denne ha en betydelig påvirkning på hvordan vannet oppfører seg. Novak et al. (2010) anbefaler derfor at vannstanden over overløp med standard overløpsprofil alltid bør være større enn 20 mm. Khatsuria (2004) anbefaler en minimumsvannstand på 15 mm. Dette er ikke absolutte grenser, men ved lave vannføringer er det viktig å være observant på eventuelle skalafeil, eller forsøke å redusere overflatespenningen, for eksempel ved å tilsette såpe i vannet.

Skalering av luftinnblanding er også vanskelig, fordi overflatespenningen ikke blir skalert. Dette gjør at luftbobler i vannet blir for store i forhold til prototyp. Disse store boblene beveger seg raskere til overflaten, og resultatet blir

at luftkonsentrasjonen i modellen blir lavere enn i prototyp, eller at man ikke får luftinnblanding i modellen det hele tatt. Dette kan resultere i at modellflomløpet får høyere kapasitet enn flomløp i fullskala. Forsøk gjort i sjakt med frispelstrømning av Sikora (1965)¹ viser imidlertid at dette ikke trenger å være tilfellet. Han gjorde nøyaktige modellforsøk i flere modeller med ulik skala, og fikk samme luftinnblanding som i prototyp. Luftinnblanding vil derfor være en usikkerhet, men det er ikke gitt at modellen vil få lavere luftinnblanding enn prototyp.

En annen forutsetning er turbulent strømning i modellen, altså Reynoldstall på over omtrent 3000. Ved modellering av friksjon bør Reynoldstallet være på over $5 \cdot 10^5$ for å unngå skalaeffekter. For tilstrekkelig store Reynoldstall vil nemlig friksjonsfaktoren f (i Darcy-Weissbachs ligning) ikke lenger være avhengig av Reynoldstallet.

3.2 Utforming av modellen

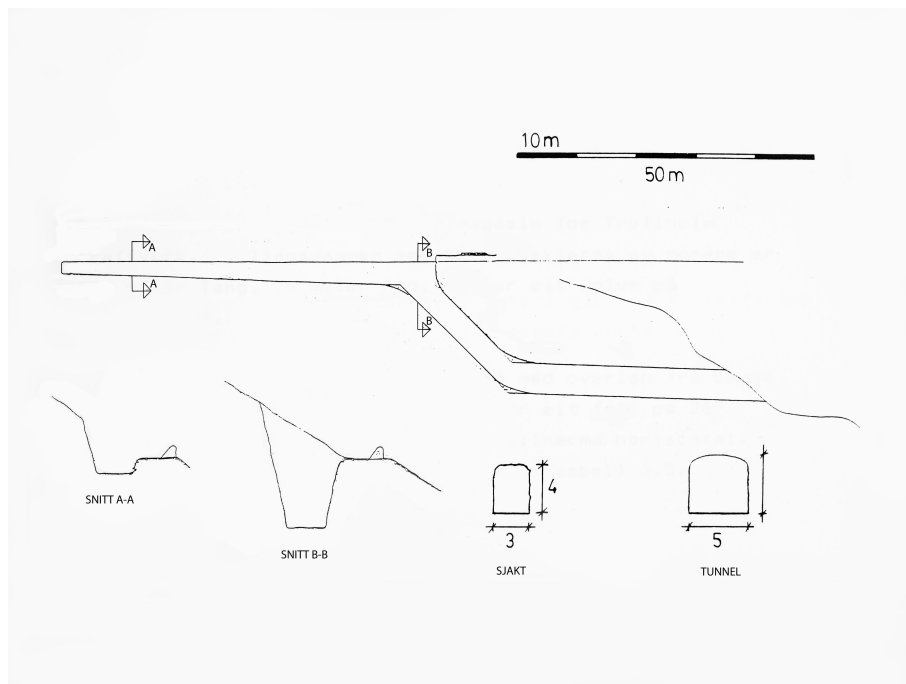
3.2.1 Typisk utforming av flomløp

I Norge

Overløp med sideterskel er en populær løsning for flomavledning ved fyllingsdammer når trange daler gjør det vanskelig å få plass til en vanlig overløpsterskel. Kombinert med høye fjellsider er det som regel nødvendig å la sidekanalen gå over i et lukka avløp heller enn en åpen kanal, og man ender opp med løsningen lukka flomløp med sidekanal. Hansen og Halsnes (1988) beskriver i sin masteroppgave 12 slike flomløp, og disse legges til grunn for hvordan sidekanaler og innløp til sjakt typisk blir utformet i Norge. Flomløpene er inkludert i oversikten over flomløp i bilag C. Utformingen av flomløpene er i stor grad avhengig av topografien på stedet, og varierer derfor en god del, men det finnes allikevel visse fellestrekk.

Tverrsnittet på kanalen er nesten rektangulært eller trapesformet med bratte sider. De skrå sideveggene skyldes anleggstekniske forhold. Helning på kanalen i lengderetning er som regel relativt bratt, mellom 5% og 10%, skjønt både

¹Originalartikkelen er på slovakisk, og har ikke latt seg oppdrive. Forsøkene er derfor gjengitt fra Falvey (1980).



Figur 3.1: Snittegning av flomløp Grøndalsvatn (Hansen og Halsnes 1988)



Figur 3.2: Flomløp Valldalen, flyfoto (norgebilder.no) og foto (Hansen og Halsnes 1988)

brattere (16%) og tilnærmet horisontale kanaler finnes. De horisontale kanalene (Mysevann og Bævervatn) er korte.

Bredden på kanalen kan enten være den samme gjennom hele kanalen, eller jevnt økende inn mot sjakta. Disse utformingene er omtrent like vanlige. Enkelte av kanalene har også en knekk eller en bue i kanalens lengderetning, grunnet den lokale topografien. Det finnes også sidekanaler som har L-overløp, med innstrømning over en tverrterskel som står normalt på kanalen i tillegg til sideterskelen. En av sidekanalene har innstrømning fra begge sider, et såkalt "andenebb".

Kanalen er i alle tilfeller bredere enn den er dyp, og i noen tilfeller flere ganger bredere.

I de fleste tilfellene ender sidekanalen i en sjakt med helning på 45 grader. Denne er som oftest plassert i enden av kanalen, rett under slutten på overløpsterskelen, men i noen tilfeller også litt inne i kanalen, slik at vann strømmer inn i sjakta fra to retninger. Det siste er tilfellet for flømløpet i Valldalen som vises i figur 3.2.

Sjakta blir etterfulgt av en nesten horisontal tunnel, som oftest et gjenbruk av omløpstunnelen fra dambyggingen. To av sidekanalene til Hansen og Halsnes (1988) har bare tunnel, her er helning på tunnelen lik helning i sidekanalen. For nye anlegg anbefaler NVE (2005) en løsning med tunnel heller enn sjakt.

Kanaler og sjakter er som regel råsprengt og i grov utførelse. Unntakene her er Rieppejavri og Øvre Kalvvatn, hvor sålen i kanalen er utstøpt grunnet problemer med erosjon.

Internasjonalt

I internasjonal sammenheng bygges det sjelden lukka flømløp med sidekanal, med det finnes noen unntak, f.eks. flømløpene ved Hoover Dam (figur 3.3). Hvis en løsning med sidekanal er valgt, ender denne som regel i en kanal som fører vannet tilbake til elveleiet. Hensyn til den påfølgende kanalen påvirker dermed også design av sidekanalen.

Selve sidekanalen har som regel betongføring. Tverrsnittet er oftest trapesformet, skjønt rektangulære eller V-formede (Mohammadi 2005) kanaler kan også forekomme. Det anbefales at sidekantene i trapesformede kanaler har en helning på 2:1, da dette gir det beste kompromisset mellom funksjon og økonomi (Knight 1989). Sidekanaler med innstrømning over tverrterskel eller innstrømning fra begge sidekanter (andenebb) virker som relativt vanlige løsninger, som



Figur 3.3: Et av flomløpene ved Hoover Dam (Fiedler 2010)

i Norge. Tilsvarende er det også vanlig at bredden øker i lengderetningen. Ved utløpet av sidekanalen er det ofte plassert en terskel på tvers av kanalen. Hensikten med denne terskelen er, i følge Kouchakzadeh og Marashi (2005), å skape et punkt med kritisk strømning og å øke vanddybden i sidekanalen. Dette gjelder spesielt for sidekanaler der kritisk punkt, altså overgangen fra underkritisk til overkritisk strømning, befinner seg innenfor sidekanalen ved aktuelle vannføringer (Khatsuria 2004). Større vanddybde i kanalen fører til bedre blanding av innkommende strømning, og gir mindre turbulens og lavere hastigheter i sidekanalen. Dette kan være nødvendig for å unngå problemer med erosjon i kanalen. Terskelen kan også redusere problemer med turbulens og stående bølger i den påfølgende kanalen.

Også de lukkede flomløpene ved Hoover Dam, beskrevet i 2.2.2, har terskel mellom sidekanal og innløp til sjakt, og strømmingen i sjakta er en ren frispeilstrømning. Sånn sett fungerer flomløpet mer som en bratt kanal med tak heller enn et lukka flomløp i norsk forstand (som riktignok også skal ha frispeilstrømning, men som på ingen måte har de samme strømlinjeformene som Hoover Dam). Med kritisk snitt i et kjent punkt gir denne løsningen god kontroll over flomløpets kapasitet og også over strømmingen ned i sjakta. Ulempen er at flomløpet får større dimensjoner enn det som ville vært nødvendig med en „norsk løsning”.

Retningslinjer for design av sidekanaler kan finnes i Knight (1989), Singh (1975), Moss (1971) eller Hager (1985).

3.2.2 Dimensjonering

For å redusere feil på grunn av skalaeffekter er det ønskelig å benytte en modell som er så stor som mulig. Det finnes imidlertid alltid begrensninger både når det gjelder tilgjengelig plass og vannmengde, og det har også vært tilfellet på vassdragslaboratoriet. Sidekanalen måtte bygges med utgangspunkt i et eksisterende basseng som hadde en lengde på 2,27 meter. Dette ble dermed også maksimal terskellengde. Installering av vanntilførsel til bassenget ble gjort med ønske om å få størst mulig tilgjengelig vannmengde, slik at de øvrige dimensjonene på kanalen kunne gjøres så store som mulig. Maksimal tilgjengelig vannmengde ble omtrent 200 l/s.

På bakgrunn av dette ble det gjort beregninger for å se på maksimumdimensjoner av modellen. For å kunne undersøke hvordan sjakta påvirker sidekanalen var det viktig å få etablert gode kapasitetskurver for alle forsøkene. Disse måtte få med seg overgangen til druknet terskel, slik at det skulle være mulig å se hvordan dette endret seg med ulike utforminger. Et eksempel på en slik kurve er vist i figur 3.4.

Vannlinjeberegninger for å finne maksimale dimensjoner ble gjort fra ligningen omtalt i forrige kapittel: $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - (2Q/gA^2)(dQ/dx)}{1 - F^2}$. Fordi en glatt kanal vil gi den laveste vannlinja, er S_f satt lik 0. Dette er i følge Hinds (1926) og Li (1954) er akseptabel forenkling også for flomløp i betong.

Det var planlagt at største bredde øverst i kanalen skulle være 5 ganger dybden. Med en planlagt helning på 7 grader ble de største dimensjonene 0,1 m dybde og 0,5 m bredde. Ved minste bredde var det planlagt at dybden øverst i kanalen skulle være 2 ganger bredden. Til tross for at forholdet bredde/dybde er dimensjonsløst, er det viktig å passe på hvilken parameter som endres på. For å kunne sammenligne forsøkene burde altså *kun* én av parametrene endres på, og den andre holdes konstant. Med så stort spenn i dimensjonene på forsøkene viste dette seg umulig å gjennomføre. Dersom modellen skulle bygges stor nok til at skalaeffektene ble akseptable for de minste forsøkene, ville de største forsøkene kreve mye mer vann enn det som var tilgjengelig. Resultatet ble derfor et kompromiss: Nemlig å se på to ulike dybder (0,10 m og 0,24 m), og å akseptere at enkelte forsøk ikke lot seg gjennomføre.

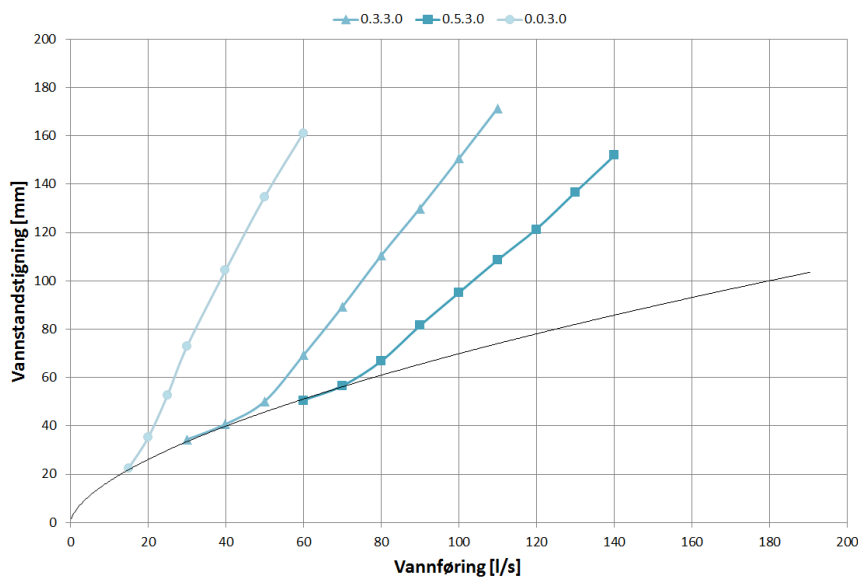


Figure 3.4: Kapasitetskurve for kanal med tre ulike helninger. Den nederste kurven viser terskelens kapasitet

Et annet alternativ kunne også ha vært å øke enhetsvannføringen ved å kutte ned på terskellengden, men dette ville også ha gjort forsøkene vanskeligere å sammenligne, i tillegg til å by på praktiske problemer med modellen i labben.

3.2.3 Skala

Modellen skal ikke prøve å etterligne et eksisterende flomløp, men det er ønskelig at resultatene fra forsøkene skal være overførbare både for nye og eksisterende flomløp. Det er derfor forsøkt valgt en hensiktsmessig tenkt skala for sidekanalen. Med overløpslengden på 2,27 meter vil en tenkt modellskala på 1:20 gi en overløpslengde tilsvarende 45 meter. Dette er en sannsynlig lengde for en norsk sidekanal, se for eksempel dimensjonene til kanalene i bilag C.



Figur 3.5: Modellen. Vannet kommer inn i kammeret til høyre, passerer tre lag med perforerte plater og strømmer over overløpsterskelen til venstre. På dette bildet går det 160 l/s over terskelen.

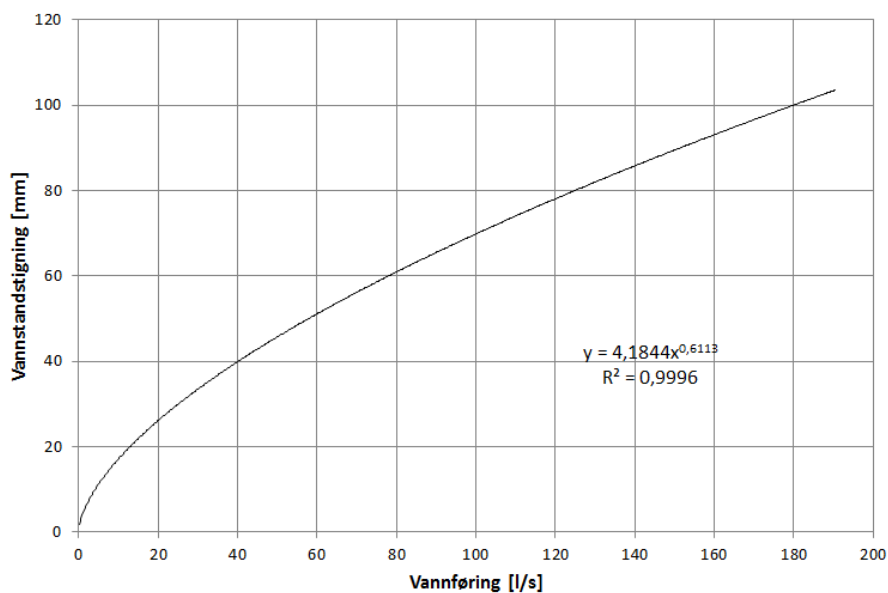
3.3 Modellen

Vanntilførsel

Det er koblet opp to separate rørsystemer fra det sentrale vannforsyningsanlegget i laboratoriet som kan levere maksimalt henholdsvis ca. 30 l/s og ca. 170 l/s. Det minste røret har en diameter på 110 mm, mens det største røret har diameter 315 mm ved innløp til bassenget. Vannføringen justeres ved hjelp av sluseventiler.

Basseng

Vannet løper ut i et dempingsbasseng med to kamre. Dette har en lengde på 2,27 meter og total innvendig bredde på 1,37 meter. Avstand fra toppen av terskelen og til bunnen av bassenget er 0,6 meter. For å gi jevne innstrømningsforhold til terskelen er det montert opp tre lag med perforerte plater mellom vanntilførselen og terskelen. Mellom disse platene er det plassert plastmatter. Dette arrangementet gir gode innstrømningsforhold uten hastighetskonsentrasjoner og en glatt vannoverflate i terskelkammeret for vannføring opp mot 150



Figur 3.6: Kapasitetskurven som er funnet for terskelen

l/s. Etter dette er det noe bevegelse i overflaten, men fortsatt jevn innstrømning til terskelen.

Terskelen

Terskelen har en lengde på 2,27 meter og en bredde på 0,085 m. Terskelen er vertikal mot kanalen og mot magasinet og avrundet over toppen. Kapasitetskurven til terskelen er funnet ved modellforsøk. Denne vises i figur 3.6. Målt kapasitetskurve for terskelen er sammenlignet med overløpsformelen, og for høye vannføringer er det funnet overløpskoeffisienter C på opp mot 2,5. Dette er en veldig høy verdi, noe som tyder på undertrykk på terskelen. Det er allikevel ikke gjort noe forsøk på å korrigere dette, da det ikke har noen innvirkning på forsøkene i kanalen.

Kanalen

Kanalen løper parallelt med terskelen og ender i et fritt overløp rett nedstrøms slutten av terskelen. Bredde, dybde og helning på kanalen kan endres, dette er nærmere beskrevet i kapittel 3.4. Det er valgt å se på en kanal med vertikale sidekanter, til tross for at det er observert at virkelige kanaler har en sidehelning på mellom 4:1 og 10:1. Dette valget er tatt for å gjøre ombygging av modellen lettere, og dermed ha mulighet til å gjøre flere forsøk. Det er tidligere vist at sidekanalligningen kan brukes også for trapesformede kanaler (Knight 1989), så det antas at resultater i en rektangulær kanal vil være overførbare til en kanal med bratte sidekanter.

Det er gjort forsøk både i glatt kanal og ru kanal. Kanalens ruhet er endret ved å feste steiner til kanalbunnen og -sidene. Dette er gjort med lim og modellkitt. Steinene har en høyde på omtrent 20 mm og spredning på omtrent 100 mm.

Sjakt/tunnel

Sjakt og tunnel modelleres med plastrør med sirkulært tverrsnitt. Dimensjoner på rørene ble valgt etter hva som var tilgjengelig i laboratoriet, og rørdiametre som er brukt, er derfor 75, 90, 110, 140, 160 og 200 mm. Fordi det bare er sett på innløp til sjakt/tunnel, er rørene korte, 0,2-0,5 meter. Dette gjør at det kommer inn luft i rørene fra nedstrøms side, slik at undertrykk i rørene unngås. For å være sikker på at det ikke oppstår undertrykk, er det også boret hull i toppen av enkelte rør.

3.3.1 Instrumentering

Vannføring i hvert av rørene blir målt med Siemens Sitrans F M Magflo elektromagnetiske vannføringsmålere. Disse er kalibrert på forhånd, og er også kontrollert opp mot hverandre.

Vannstand i magasinet er målt omtrent midt i bassenget med en Mitutoyo ABSOLUTE Digimatic Hightgage. Høyden på vannflaten måles ved å flytte en målestav manuelt mot overflaten, og avstanden fra et selvvalgt nullpunkt kan så avleses. Måleren er nullstilt i høyde med terskelen ved å fylle bassenget med vann og så tilsette såpe for å redusere overflatespenning og få vannflaten i plan med terskelen.



Figur 3.7: Måling av vannstand (venstre) og vannføring (høyre)

Ved modellforsøk er hastighetshøyden på målepunktet neglisjerbar.

Instrumentene er illustrert i figur 3.7.

For å kunne registrere vannstanden i sidekanalen er det teipet opp 8 linjaler med 0,3 meters mellomrom langs kanalsiden. Hver av disse har en høyde på 250 mm.

3.4 Testparametere

3.4.1 Kanalen

Parametere som er testet i sidekanalen er:

- Bredde
- Helning
- Ruhet

b/d	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Bredde [cm]	12	24	20	30	40	50
Dybde [cm]	24	24	10	10	10	10

Tabell 3.1: Bredde/dybde-forhold

Bredde

Det er sett på hvordan forholdet mellom bredde og dybde påvirker strømningsforholdene i kanal. Fordi det er *bredden* som er den parameteren som er undersøkt, er dybden holdt mest mulig konstant. På grunn av fysiske begrensninger i laboratoriet har det imidlertid vært nødvendig å bruke to ulike dybder. De bredder og dybder som er valgt, er spesifisert i tabell 3.1. Bredde er endret ved å flytte på den ytre sideveggen.

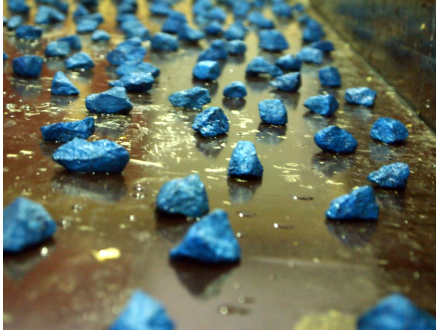
Helning

Det er sett på ulike helninger av kanalen. Valgte helninger er 0, 3, 5 og 9 grader. Dette er helninger som finnes i eksisterende sidekanaler, jf. bilag C. I modellen er dette løst ved at kanalen blir holdt oppe av fire „stendere” som kan byttes for å endre på helning og/eller dybde.

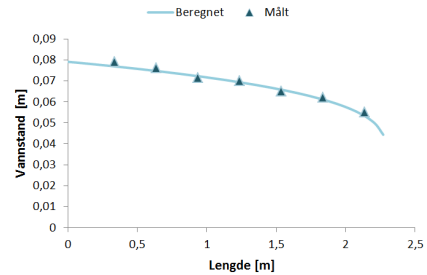
Ruhet

Kanalen er testet for to ulike ruheter. Først er det sett på glatt kanal, og deretter på en kanal med pålimte steiner. For den glatte kanalen er det antatt at friksjonshelningen S_f er neglisjerbar.

For kanalen med steiner er det valgt å uttrykke ruhet ved hjelp av Manningstall. Dette er så blitt bestemt ved å sette vann rett på kanalen (altså uten sideveis innstrømning) i en horisontal kanal, måle vannstanden bortover kanalen og bruke Saint-Venants ligning til å finne Manningstallet. Det ble funnet verdier på mellom 28 og 32. Manningstall for forsøkene med ruhet er derfor satt til 30. Et eksempel på måling og beregning vises i figur 3.8b. Et Manningstall på 30 i modellen er en veldig stor ruhet. Med en modellskala 1:20 tilsvarer dette Manningstall på omtrent 18 i prototyp, noe som anses som lite realistisk, da vanlige Manningstall for råsprenkte sjakter er på 28-32. Hensikten med forsøkene har



(a) Steiner pålimt kanalen for å øke ruheten



(b) Beregning av Manningstall for kanalen ved hjelp av vannlinjeberegning med Saint-Venants ligning.

Figur 3.8: Ruheten i kanalen.

imidlertid vært å undersøke om sidekanalligningen kan brukes også for stor ruhet, og dette kriteriet oppfyller kanalen, selv om den nok ikke helt ligner på et fullskala flomløp.

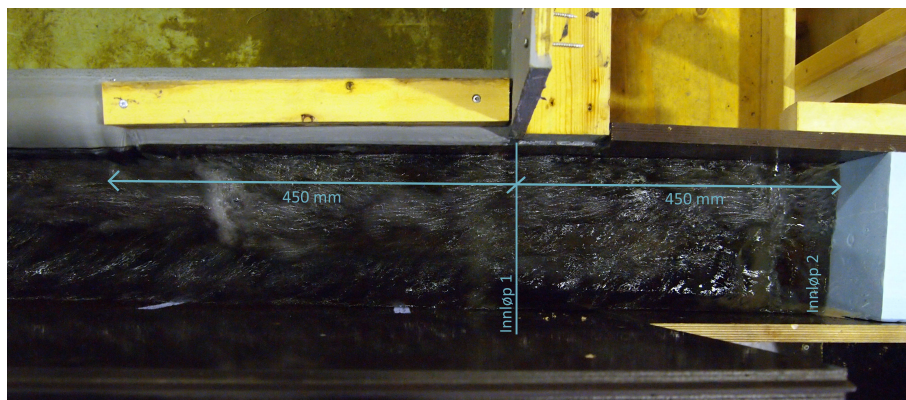
3.4.2 Sjakt, tunnel og akselerasjonskanal

Innløp til sjakt og tunnel

I Damsikkerhetsforskriften (2009) står det at „overgangen fra overløpsterskel til sjakt eller tunnel skal gis en god hydraulisk utforming, slik at denne delen av flomløpet ikke blir begrensende for kapasiteten”, men spesifiseres ikke hvordan denne delen, altså sidekanal og innløp til sjakt, skal utformes.

Fra kapittel 2.1.4 er det tydelig at dybden ved innløpet, areal av innløpet, sidekontraksjon og ev. annet energitap i innløpet er avgjørende for kapasiteten til flomløpet. Dette er det derfor ønskelig å se videre på i modellforsøkene.

Virkningen av sidekontraksjon undersøkes ved å sammenligne forsøk med skarpkantet innløp med forsøk med en konisk utforming. Hvordan arealet påvirker kapasiteten undersøkes ved å se på tunneler og sjakter med forskjellig tverrsnitt.



Figur 3.9: Bilde av akselerasjonskanal. Her er akselerasjonsdelen øket ytterligere ved å stenge av nedre del av terskelen.

Dybden ved innløpet kan endres på flere måter. Ett alternativ er å øke helningen i kanalen, og dermed få større dybde ved sjaktinnløpet. Innløpet er fortsatt plassert rett under slutten på terskelen. Et annet alternativ er å forlenge kanalen (med helning) forbi overløpet, slik at dybden ved innløpet øker, og det oppstår en akselerasjonsdel mellom sidekanal og innløp. Dette er illustrert i figur 3.9.

3.5 Plan for modellforsøk

Å teste alle kombinasjoner av kanalparametere og tunnel-/sjaktinnløp har vært tidsmessig mulig eller hensiktsmessig. Det ble derfor laget en plan for modellforsøk, basert på hvilke parametere og kombinasjoner som ble ansett som mest interessant å undersøke. Forsøkene ble delt inn i fire deler:

- i) Forsøk i glatt kanal

		Bredde/dybde					
		0,5	1	2	3	4	5
Helning	0	x	x	x	x	x	x
	3	x	x	x	x	x	x
	5	x	x	x	x	x	x
	9			x	x	x	

Tabell 3.2: Forsøk i glatt kanal.

		Bredde/dybde					
		0,5	1	2	3	4	5
Helning	0			x	x	x	x
	3	x	x	x	x	x	x
	5	x	x	x	x	x	x

Tabell 3.3: Forsøk i ru kanal.

- ii) Forsøk i ru kanal
- iii) Forsøk med tunnel
- iv) Forsøk med sjakt

Innenfor hver av disse kategoriene ble det bestemt hvilke forsøk som skulle gjennomføres. Planen ble noe revidert underveis, da det viste seg at ombygging av modellen mellom forsøkene tok mye lenger tid enn først antatt, og forsøksomfanget måtte reduseres. En oversikt over forsøkene som ble gjennomført er vist i tabellene 3.2, 3.3, 3.4 og 3.5.

3.5.1 Nummerering av modellforsøk

I prosjektoppgaven (Walløe 2011) ble det presentert et forslag til system for nummerering av forsøk, og en videreutviklet versjon av dette systemet er brukt for å enkelt kunne skille mellom og holde oversikt over modellforsøkene. Her har hvert modellforsøk fått sitt unike nummer basert på modellkonfigurasjonen. Nummerering er gjort etter tabell 3.6.

Akselerasjonskanal		Skarpkantet innløp			Konisk innløp		
		Ingen	Kort	Lang	Ingen	Kort	Lang
$S_0 = 3^\circ$	b/d=2	x	x	x			
	b/d=3	x	x	x	x	x	x
	b/d=2	x	x	x	x	x	x
$S_0 = 5^\circ$	b/d=3	x	x	x	x	x	x

Tabell 3.4: Forsøk med tunnel. Kort akselerasjonskanal er 450 mm, og lang akselerasjonskanal er 900 mm.

Diameter	b/d=0,5		b/d=1	b/d=2		b/d=3	
	75	110	140	90	110	110	160
$S_0 = 0^\circ$	x	x					
$S_0 = 3^\circ$		x	x	x	x	x	
$S_0 = 5^\circ$		x	x		x	x	x

Tabell 3.5: Forsøk med sjakt.

Et forsøk i horisontal kanal uten sjakt, med bredde/dybdeforhold lik 2 og røghetskoeffisient lik 30 får f.eks. nummer 0.2.30.0.0.

Heining	Bredde/Dybde	Ruhet	Innløp	Utforming av innløp
0°	0. $b/d=0.5$	0. Glatt	0. Ingen sjakt/tunnel	0. Ingen sjakt/tunnel
3°	1. $b/d=1$	30. $M=30$	1. Innløp ved terskel, tunnel	1. Skarpkantet innløp
5°	2. $b/d=2$		2. Kort akselerasjonskanal	2. Konisk innløp
9°	3. $b/d=3$		3. Lang akselerasjonskanal	3. Amnen utforming
	4. $b/d=4$			
	5. $b/d=5$		5. Sjakt	

Tabell 3.6: Nummerering av modellforsøk

Kapittel 4

Vannstand i sidekanalen

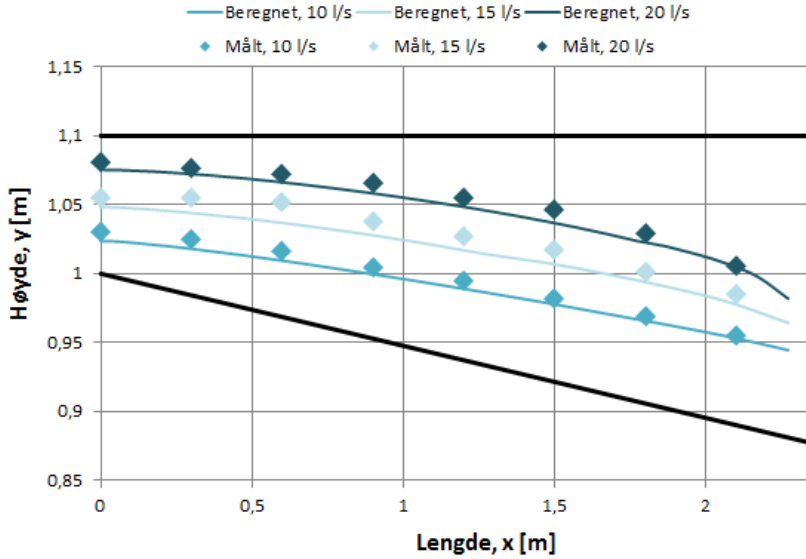
4.1 Forsøk og resultater

4.1.1 Glatt kanal

Vannlinja i sidekanalen er blitt målt i åtte punkter langs sideveggen av kanalen ved å lese av vannstanden på de opplimte linjalene. Disse målingene er så blitt sammenlignet med utregnet vannlinje etter sidekanalligningen. Sidekanalligningen er løst slik det er beskrevet i kapittel 7.1, og det er brukt steglengder på 0,15 meter i den numeriske beregningen. To eksempler på måling og beregning er vist i figur 4.1 og figur 4.2, og øvrige resultater finnes i bilag F. Figur 4.1 viser resultater fra situasjoner med vannstanden innenfor kanalen, mens figur 4.2 viser målinger for situasjoner der terskelen er druknet. Det er vanskelig å finne nøyaktige verdier for vannstanden i kanalen, da denne ikke holder seg konstant, men er i bevegelse. De registrerte punktene er derfor valgt som en omtrentlig gjennomsnittlig vannstand, og hver avlesning er gjort to ganger for å få en bedre verdi.

4.1.2 Ru kanal

Det er også registrert vannlinje i sidekanalen for en rekke ulike utforminger og vannføringer for ru kanal. Vannstand er blitt målt på samme måte som for

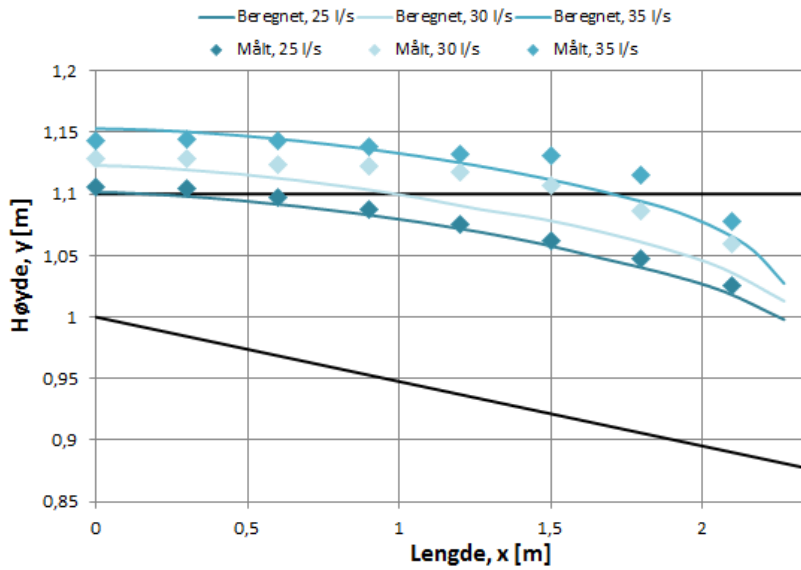


Figur 4.1: Målt og beregnet vannlinje for forsøk 3.2.0

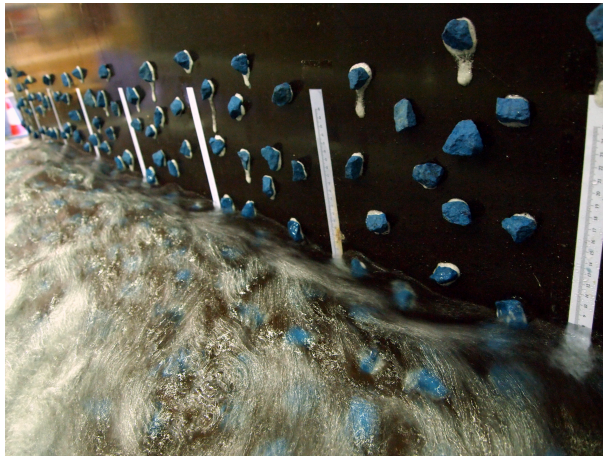
Målepunkt	1	2	3	4	5	6	7	8
Første avlesning	8,6	11	12,6	13,8	14,8	14,0	16,0	15,2
Andre avlesning	8,5	10,6	13,2	14,0	15,0	13,8	16,0	15,5

Tabell 4.1: Eksempel på måling av vannstand (forsøk 5.0.30.0, vannføring 15 l/s)

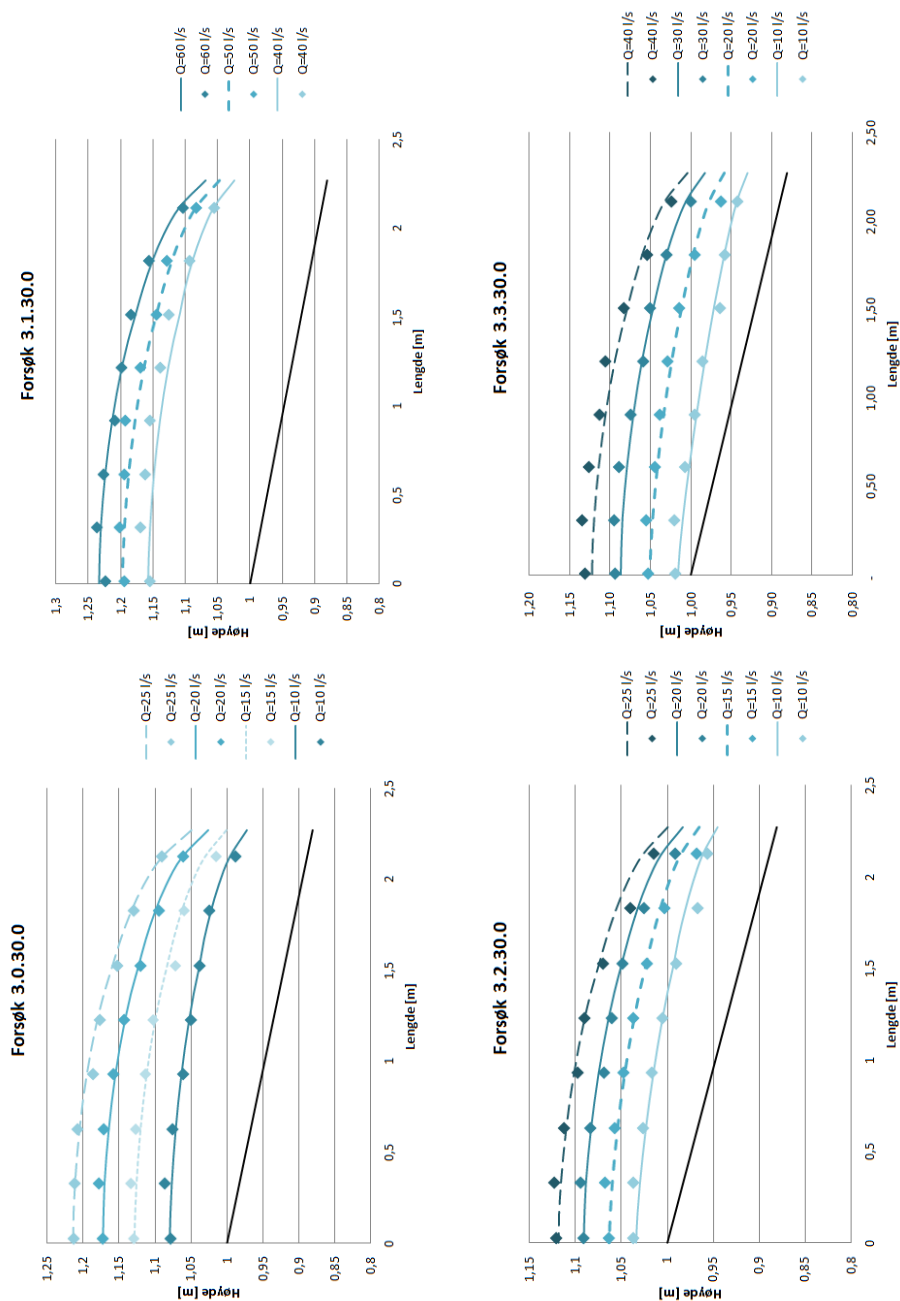
glatt kanal, og sammenlignet med sidekanalligningen. I ligningen er ruheten hensyntatt ved å bruke Mannings formel til å regne ut friksjonshelningen S_f , for et Manningstall M på $30 \frac{m}{s}^{\frac{1}{3}}$. I tillegg er kanalens volum redusert med volumet til de pålimte steinene. Forsøk er gjort for 16 ulike kanalutforminger, inkludert 3 ulike helninger. For hver av utformingene er vannstand blitt målt for 3–4 vannføringer. Som ved glatt kanal er de fleste av avlesningene gjort to ganger for å finne en gjennomsnittlig verdi; et eksempel på måling av vannstand er presentert i tabell 4.1. Målt og beregnet vannlinje for fire forsøk er presentert i figur 4.4, og de øvrige forsøkene kan finnes i bilag F.



Figur 4.2: Målt og beregnet vannlinje for forsøk 3.2.0, druknet terskel



Figur 4.3: Vannstand i sidekanalen for forsøk 5.5.30.0, vannføring 40 l/s



Figur 4.4: Målt og beregnet vannlinje for forsøk 5.1.30.0

4.2 Diskusjon

4.2.1 Glatt kanal

Målingene i glatt kanal har vist seg å stemme forholdsvis godt med beregnet vannlinje, på samme måte som tidligere forsøk (se f.eks. Bremen og Hager 1989, Sassoli 1959 og Kouchakzadeh 2002). Som forventet er målte verdier noe høyere enn utregnede, dette skyldes trolig at målingene ble utført langs sideveggen av kanalen, som er det stedet i kanaltverrsnittet som har høyest vannstand, mens ligningen representerer en middelvannstand i kanalen (Bremen og Hager 1989).

Etter at terskelen er druknet avviker målingene fra beregningene. Dette er også som forventet, da det her er interaksjon mellom strømmingen i kanalen og bassenget, hvilket gjør at ligningen som er brukt ikke lenger egner seg.

4.2.2 Ru kanal

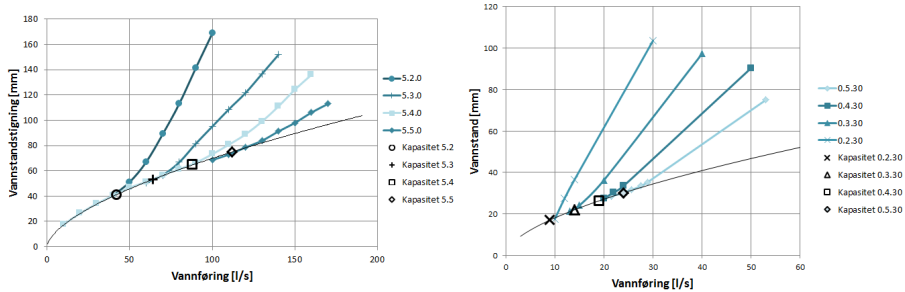
Forsøkene i ru kanal gir samme resultat som for glatt kanal. Til tross for at steinene på bunnen ble flyttet på hver gang det ble gjort forsøk med en ny bredde stemmer beregnet vannlinje godt for samtlige forsøk. Avvik for enkeltpunkter skyldes i stor grad at enkeltstein limt på rett foran eller rett bak linjalen førte til en lokal økning eller senkning av vannstanden i det bestemte punktet.

For forsøkene i ru kanal er avviket¹ mellom beregnet og målt vannlinje er funnet. Det er også funnet gjennomsnittlig avvik for hvert forsøk, for hver kanalutforming og totalt for alle forsøkene. Et utdrag av dette er presentert i tabell 4.2. Avvikene for enkeltforsøk varierer mellom 1 og 15 mm, med en middsverdi på 6,6 mm. Usikkerheten i målingene er anslått til mellom +/- 3 mm til +/- 10 mm. Dette betyr at for mange av forsøkene ligger målt verdi innenfor usikkerheten til målingene. Det kommer også frem av tabellen at avvikene øker med helningen. Dette kan delvis forklares med at det er for bratte kanaler at usikkerheten i målte verdier er størst, og delvis med at det ved større helninger også vil være større hastighet i kanalen, noe som igjen fører til luftinnblanding og volumøkning av vannstrømmingen. Dette er det ikke tatt hensyn til i ligningen. Avvik i form av høyere målt vannstand kan også forklares med at målingene ble gjort langs sideveggen av kanalen, hvor vannstanden altså er større enn for et gjennomsnitt av kanalen.

¹RMSD (Root Mean Square Deviation)

	Alle forsøk	$S_0 = 0^\circ$	$S_0 = 3^\circ$	$S_0 = 5^\circ$
Gjennomsnitt [%]	6%	4%	5%	7%
Gjennomsnitt [mm]	6,6	3,2	5,6	10,0
Standardavvik (for avvikene) [mm]	5,3	2,0	4,3	5,8

Tabell 4.2: Avvik mellom målt og beregnet vannstand.



Figur 4.5: Målt og beregnet kapasitet for glatt kanal med 5 graders helning (venstre) og ru kanal med 0 graders helning (høyre)

Tatt dette i betraktning, så anses sidekanaligningen å gi gode resultater, og på grunnlag av resultatene konkluderes det med at det er mulig å bruke sidekanaligningen til å beregne vannlinje i kanalen.

Når det er mulig å beregne vannlinja i sidekanalen er det også mulig å beregne kapasiteten til kanalen. I kapittel 2.1.2 kom det frem at terskelen begynner å bli påvirket av undervannet når dette stiger opp til $0,3 H$ over terskelen, der H er vannstanden i magasinet. Kapasitetspunktet til kanalen kan derfor bestemmes ved å finne den vannføringen som gir en vannstand øverst i kanalen som sammenfaller med denne høyden. Dette illustreres for åtte forsøk i figur 4.5. Her viser de sorte symbolene kapasiteten beregnet etter den utvidede sidekanaligningen (ligning 2.4), og disse stemmer godt med knekkpunktene på kurvene. Kapasitet er beregnet for samtlige forsøk i sidekanal, dette finnes i bilag D.

Kapittel 5

Sidekanalens kapasitet

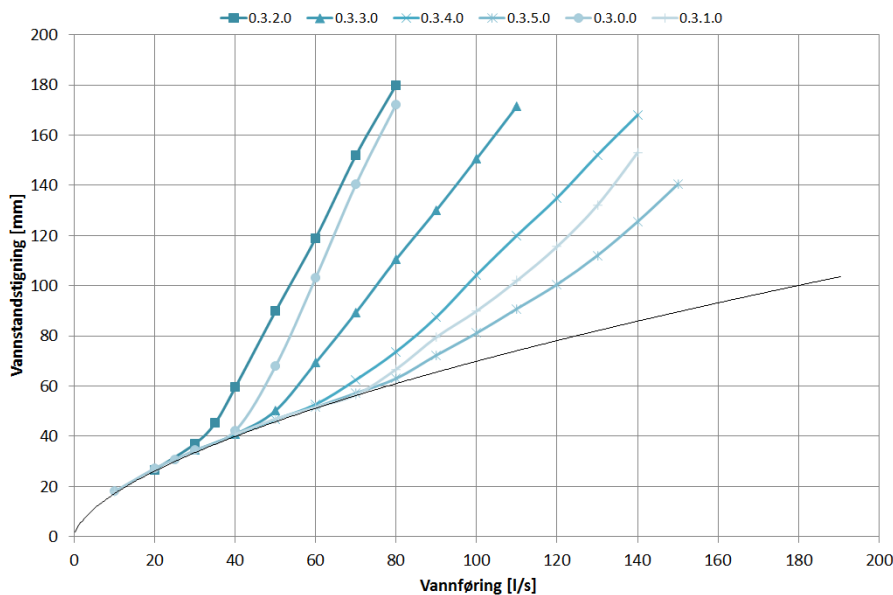
5.1 Forsøk og resultater

Forsøk i glatt sidekanal er blitt utført for fire ulike helninger, og for seks ulike bredde/dybde-forhold, totalt 21 forsøk (for 9 graders helning ble det kun sett på 3 ulike bredde/dybde-forhold). For hver av modellkonfigurasjonene er kapasitetskurven blitt plottet. Disse finnes i bilag D. Kapasitetskurven til terskelen er blitt sammenlignet med kapasitetskurven til den aktuelle kanalen, og punktet der disse skiller lag er blitt definert som kapasiteten til sidekanalen. I følge teorien vil terskelens kapasitet bli påvirket av kanalen dersom undervannet overstiger $0,3 H$. Dette stemmer godt med det som er observert i modellen.

For ru kanal er det gjort totalt 16 forsøk med 3 ulike helninger.

5.2 Diskusjon

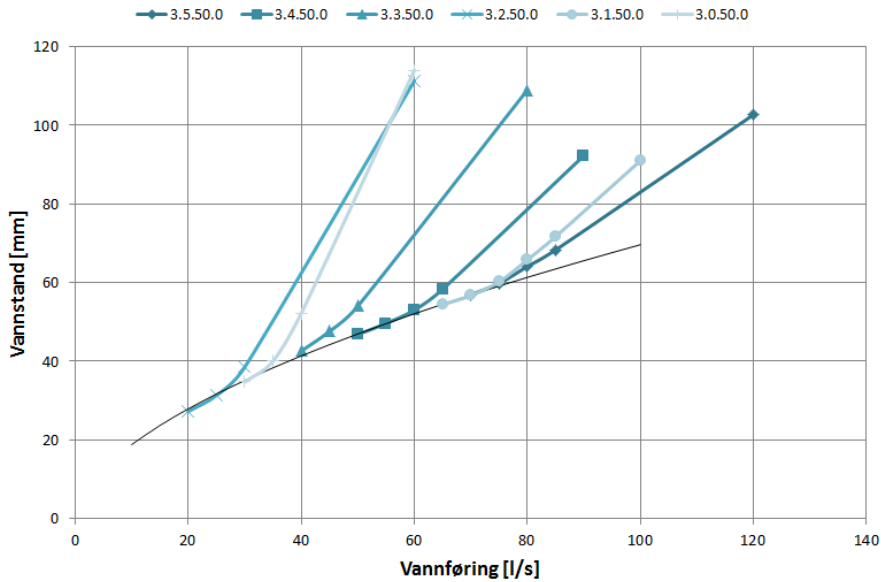
Denne oppgaven har til hensikt å foreslå dimensjoneringsregler for flomløp med sidekanal. I så måte er det interessant å undersøke hvilken utforming av kanalen som gir best kapasitet. Det er derfor sett på forholdet mellom volum av kanalen og kapasitet for de ulike forsøkene. Dette fordi det antas at kostnaden med å bygge en sidekanal er avhengig av volumet.



Figur 5.1: Kapasitetskurver for glatt kanal med 3 graders helning for ulike bredde/dybde-forhold

Tabell 5.1 viser tendenser i variasjonen til kapasitet per volum. Av tabellen kommer det frem at stor helning på kanalen er gunstig. Dette illustreres i figur 5.3a, der kapasiteten til to kanaler med samme volum (men ulike bredder og helninger) er sammenlignet. Den brede og slake kanalen har dårligere kapasitet enn den smale og bratte kanalen. Når det gjelder bredde, så skiller de to smaleste kanalene seg ut (positivt), mens det er små forskjeller mellom de øvrige kanalbreddene. Her er det imidlertid viktig å presisere at de to smaleste kanalene har en annen dybde enn de øvrige, noe som gjør at man skal være forsiktig med å sammenligne kanalene.

Tendensene blir allikevel bekreftet ved å regne på kapasiteten for ulike kanalutforminger med sidekanalligninga, som det i forrige kapittel ble bekreftet at kan brukes til dette formålet. Hvis man f.eks. tar for seg et fullskala flomløp med horisontal kanal, terskellengde 45 meter, ruhet gitt ved $M=30$ og kanaltverrsnitt 200 m^2 , vil en kanal med bredde/dybde-forhold på 0,5 gi nesten dobbelt så stor kapasitet som en kanal med bredde/dybde-forhold på 5,0.



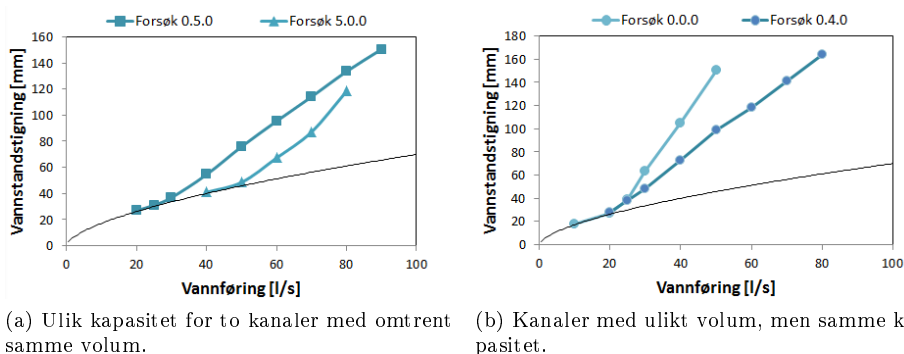
Figur 5.2: Kapasitetskurver for ru kanal med 3 graders helning for ulike bredde/dybde-forhold

		Bredde/dybde					
		0,5	1	2	3	4	5
Helning	0	32	34	22	22	23	23
	3	37	38	27	28	29	29
	5	39	41	31	31	32	33
	9			36	37	38	

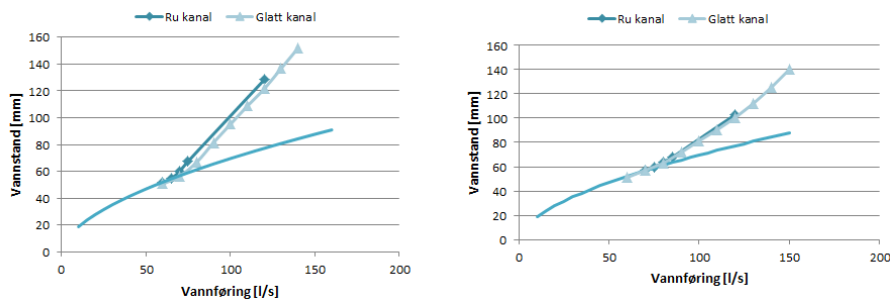
Tabell 5.1: Kapasitet per volum [$10 \frac{l/s}{m^3}$]

Det er derfor rimelig å tro at skalaforskjellen på forsøkene ikke er avgjørende.

Tabellen viser at smale og bratte kanaler er fordelaktige, men ved en utbygging vil det alltid være både stedlige og anleggstekniske hensyn som må taes, og det kan da godt være at en annen kanalutforming er mer gunstig. Det må også nevnes at en bredere kanal nødvendigvis gir mer sikkerhet, i form av en slakere kapasitetskurve. Dette illustreres i figur 5.3b for to kanaler som har samme



Figur 5.3: Sammenligning av forsøk.



Figur 5.4: Sammenligning mellom ru og glatt kanal, til venstre for forsøk 5.3, til høyre for forsøk 3.5

kapasitet, men ulik bredde og volum. Beregnede flomverdier er usikre, og dette kan derfor være en avgjørende grunn til å velge en bred kanal. Tilsvarende slakere kapasitetskurve finnes for bratte kanaler sammenlignet med kanaler med liten helning.

Dette forutsetter at det er *sidekanalen* som bestemmer kapasiteten, noe som vil være tilfellet hvis man har et åpent avløp. For lukkede avløp blir situasjonen med ett mer komplisert. Dette behandles i neste delkapittel.

Når det gjelder kapasiteten til ru kanal sammenlignet med glatt kanal, så det er generelt små forskjeller. Dette illustreres av figur 5.4.

5.2.1 Luftinnblanding

Ved lave vannføringer oppstår det høye hastigheter i kanalen og det er blitt observert betydelig luftinnblanding. Dette gjelder spesielt for den ru kanalen. Etterhvert som vannføringen øker oppstår det imidlertid underkritisk strømning i kanalen, vannstanden stiger og høydeforskjellen mellom terskelen og vannstand i sidekanalen minker. Dette gir lavere hastigheter, og luftinnblandingen blir mindre. Ved vannføring opp mot kapasitetspunktet er observert luftinnblanding lav. I følge Bureau of Reclamation (1938) er disse observasjonene også gyldige for virkelige flomløp.¹ Ved denne situasjonen er vannstanden i kanalen så høy at volumøkning i strømmingen som følge av luftinnblanding er neglisjerbar. Luftinnblanding har derfor liten eller ingen betydning for flomløp med sidekanal og åpent avløp.

¹Her er det gjort forsøk i sidekanalmodeller av ulik skala, og ikke funnet forskjell mellom modellene. Det konkluderes derfor med at det samme også vil gjelde for prototyp.

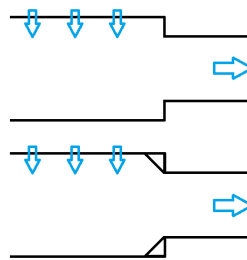
Kapittel 6

Lukka flomløp

6.1 Forsøk og resultater

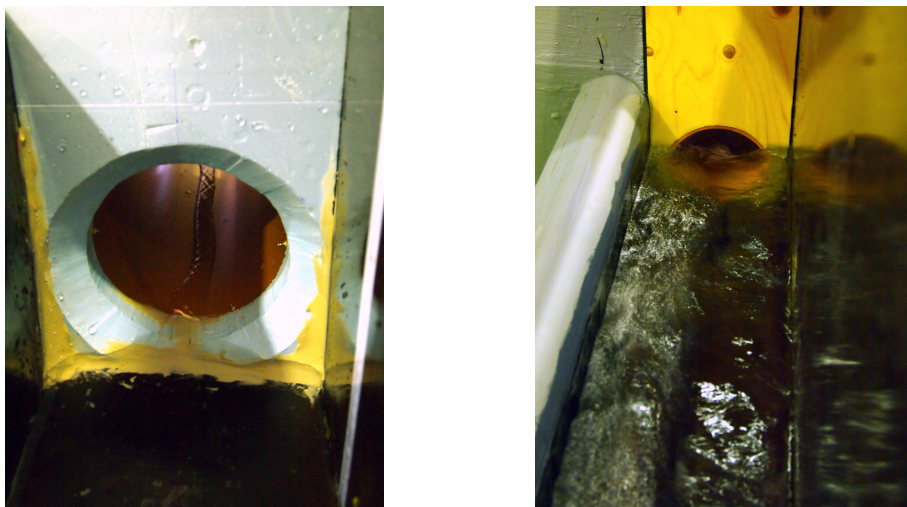
6.1.1 Tunnel

Det er gjort forsøk med tunnel på 3 graders og 5 graders helning. Tunnelene er blitt modellert av sirkulære rør som hadde ytre diameter 160 mm og 200 mm, og disse er kombinert med kanaler med bredde på henholdsvis 200 og 300 mm. Det er blitt sett på to typer innløp, skarpkantet og konisk (45 graders vinkel), samt to ulike plasseringer av innløpet. Innløpets utforming er illustrert i figur 6.1 og figur 6.2, og plassering av innløpet vist i figur 3.9. Det er gjort totalt 21 forsøk med tunnel. Kapasitetskurver for enkelte av forsøkene presenteres i figur 6.3. Resultater av øvrige forsøk finnes i bilag E.

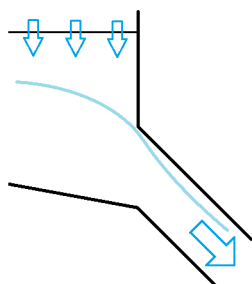


Figur 6.1: Skarpkantet tunnelinnløp (øverst) og konisk tunnelinnløp (nederst) sett i plan

6.1.2 Sjakt



Figur 6.2: Konisk innløp (venstre) og skarpkantet innløp (høyre). Her 160 mm rør i 200 mm kanal

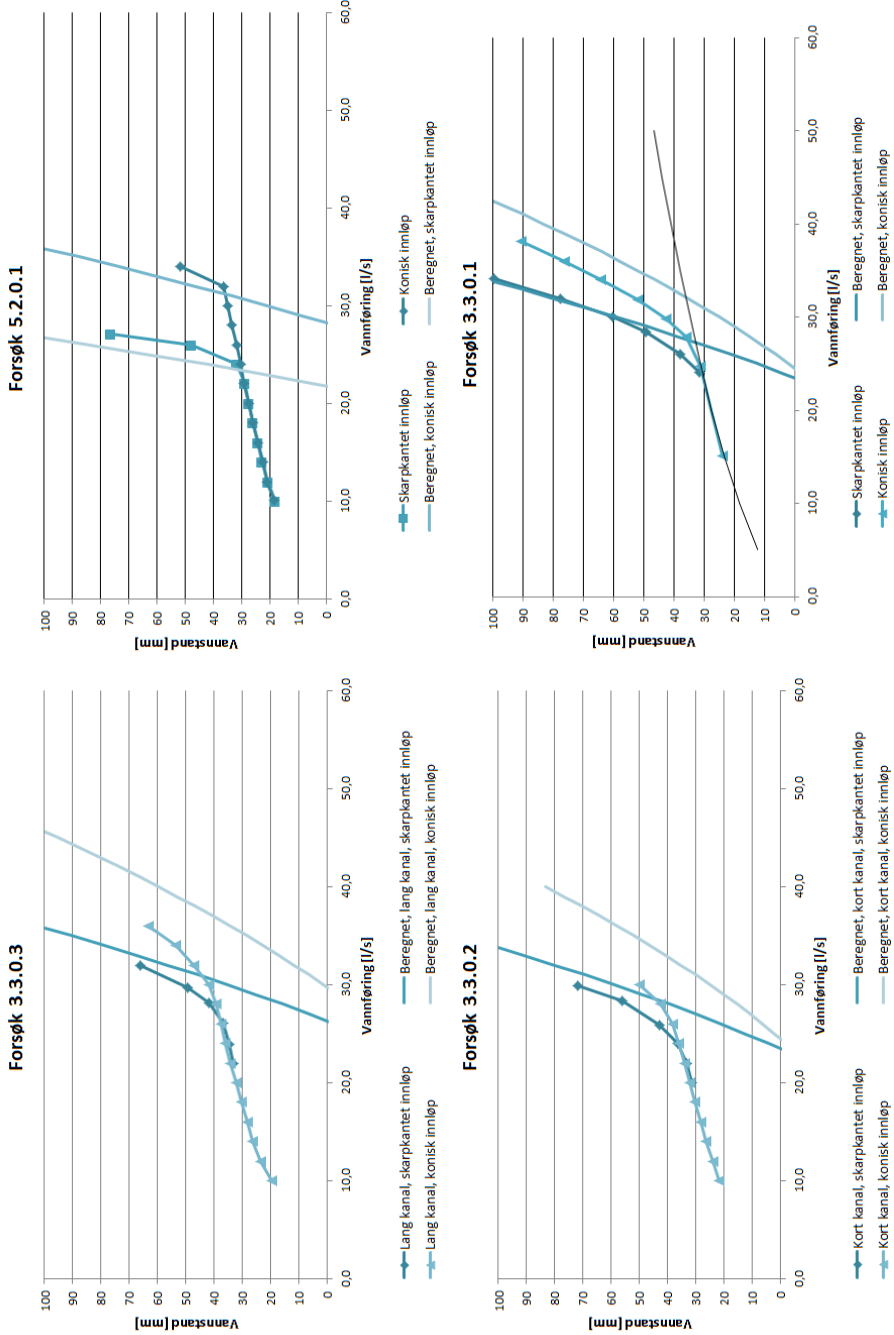


Figur 6.4: Snittegning av sjaktinnløp

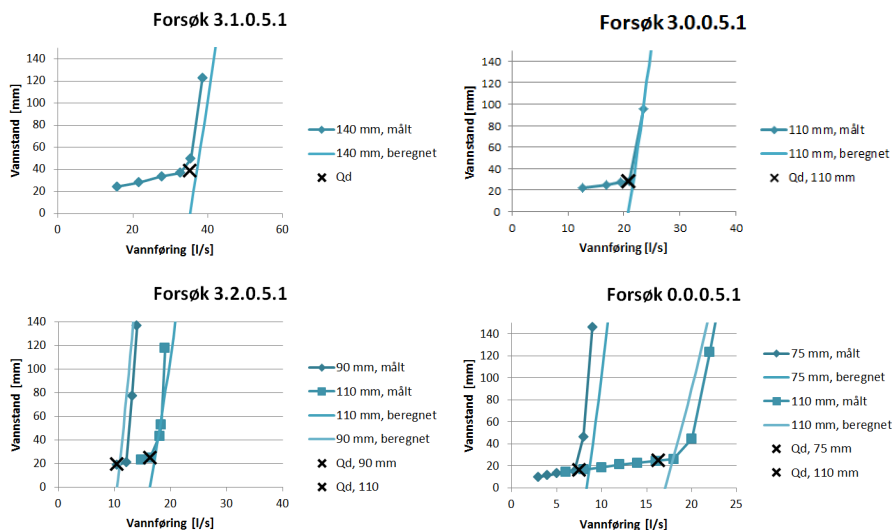
Kapasiteten til sjakt med 45 graders helning er undersøkt. Det er gjort totalt 13 forsøk med sjakt, i kanaler med helning på 0, 3 og 5 grader. 12 av forsøkene ble utført med skarpkantet innløp, utformet og plassert slik det er vist i figur 6.4. Med denne utformingen har selve sjaktinnløpet et areal på $\sqrt{2}A$, der A er arealet av rørtverrsnittet. I det siste forsøket hadde innløpet konisk utforming. Resultater av forsøkene er vist i figur 6.5 og figur 6.6.

6.2 Diskusjon

Som det kommer frem i teoridelen er kapasiteten til et flomløp med innløpskontroll bestemt av to parametere, nemlig energihøyde og utforming av innløpet.



Figur 6.3: Kapasitetskurver for tunnel for et utvalgt av forsøkene.

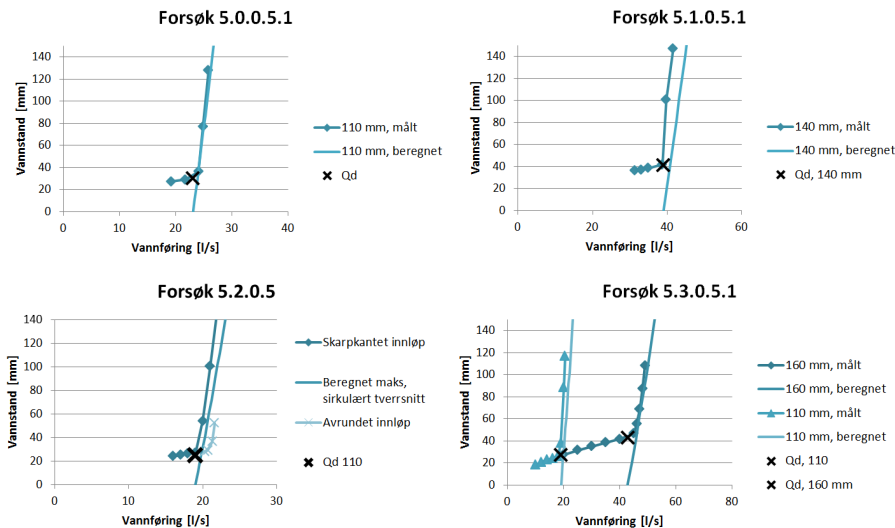


Figur 6.5: Forsøk med sjakt for kanal med 0 og 3 graders helning. Målene angir ytre diameter på rør, og kryssene viser beregnet kapasitet (se kapittel 6 for beregning).

6.2.1 Tunnel

Hvis man antar tapsfri strømning gjennom sidekanalen kan energihøyde i innløpet settes lik energihøyde i bassenget. Dersom innløpet har en utforming som samsvarer med vanlige kulverter, er det mulig å finne kapasitet for ulike innløp i litteratur som omhandler kulvert hydraulikk (se for eksempel Straub et al. 1953, Harrison et al. 1972 eller Norman et al. 2001). Dette er forsøkt for tunnelinnløpene som er blitt undersøkt i denne oppgaven. Her er ligningene for innløpskontrollerte kulverter, som ble presentert i kapittel 2.1.4, blitt benyttet direkte, og det er forholdsvis godt samsvar mellom beregnet og målt kapasitet, slik det kommer frem av figur 6.3 og de øvrige resultatene i bilag E. Verdier for konstantene i ligning 2.10 er valgt etter tabell 9 i Norman et al. (2001), og er satt til

- $c = 0,0398$ og $Y = 0,67$ for skarpkantet innløp (*square edge w/headwall*)
- $c = 0,0196$ og $Y = 0,90$ for konisk innløp (*smooth tapered inlet throat*)



Figur 6.6: Forsøk med sjakt i kanal med 5 graders helning. Målene angir ytre diameter på rør, og kryssene viser beregnet kapasitet.

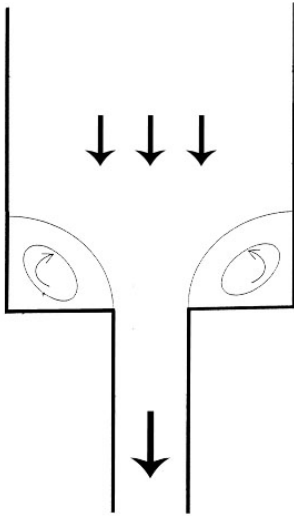
Beregningene stemmer best for skarpkantede innløp og for utforminger uten akselerasjonskanal. Her er det største avviket i beregnet kapasitet i forhold til observert kapasitet på omtrent 5%. For skarpkantede innløp med akselerasjonskanal er avviket noe større, og beregningene gir opp mot omtrent 8% avvik. Her er det også en forskjell på kanalen på 200 mm og kanalen på 300 mm. Tunneler i den bredere kanalen gir større avvik i form av dårligere kapasitet. Dette skyldes trolig at forskjellen mellom tunneldiameter og kanalbredde er større for den brede kanalen, noe som gir større innløpstap, slik det er vist i figur 6.7. Dette innløpstapet er ikke hensyntatt ligningene.

En årsak til at beregningene stemmer dårligere for de innløpene med akselerasjonskanal enn for dem uten, kan være at det i beregningene er antatt at energihøyden i innløpet er lik energihøyden i bassenget, mens det i virkeligheten vil være et energitap i akselerasjonskanalen.

Når det gjelder koniske innløp, så ligger avviket mellom beregnet og observert kapasitet på opp mot 20%. Dette kan tyde på at de koeffisienter som ble valgt for beregningen ikke stemmer overens med utformingen i modellen, og at det

heller burde vært brukt andre koeffisienter. Konisk innløp ga en gjennomsnittlig forbedring i kapasiteten på omtrent 15%, men dette varierte endel fra forsøk til forsøk, og det er vanskelig å se noen bestemte sammenhenger.

6.2.2 Sjakt



Figur 6.7: Innløpstap på grunn av virvelstrømming i hjørnene.

For sjaktinnløpene var det derimot ikke mulig å bruke de samme ligningene. Her ble det derfor gjort en enkel energibetraktning for å undersøke forholdet mellom virkelig kapasitet og teoretisk kapasitet. $Q = A\sqrt{2g \cdot HW}$ ble plottet sammen med kapasitetskurven til de ulike sjaktene. Dette er presentert i figur 6.5 og 6.6. Det viste seg at ved å sette A lik arealet av sjakta (arealet på selve innløpet er $\sqrt{2}$ ganger større enn sjaktarealet, se figur 6.4), så samsvarer målt kapasitet godt med beregnet kapasitet for alle sjaktforsøkene unntatt ett. Dette siste sjaktforsøket, forsøk 3.3.0.5.1, avviker mye fra alle andre forsøk, og det har trolig skjedd en feil under forsøket. Det er derfor valgt å se bort fra resultatene fra dette forsøket.

Forskjell mellom beregnet og målt kapasitet er vist i tabell 6.1.

Konisk innløp er kun undersøkt i ett forsøk, og ga da en kapasitetsøkning på 11% i forhold til skarpkantet innløp. Dette er noe dårligere enn for tunnelforsøkene, men det fordi det bare er utført ett slikt forsøk er det ikke mulig å trekke noen konklusjoner ut fra dette.

At kapasiteten med såpass stor nøyaktighet kan uttrykkes ved energiligninga, tyder imidlertid på at kapasiteten hovedsaklig er en funksjon av energihøyde og areal, og at man, til en viss grad, kan se bort fra tap i innløpet. Da alle innløpene er utformet på samme måte er det ikke mulig å si noe om dette er en generell sammenheng eller ikke. Det er imidlertid tydelig er at kapasiteten til innløpene er veldig avhengig av dybden i innløpet. Når denne er satt, kan kapasiteten økes ved å øke arealet av det kontrollerende snitt.

Forsøk	0.0.0.5.1	0.0.0.5.1	3.1.0.5.1	3.2.0.5.1	3.2.0.5.1
D_y	75 mm	110 mm	140 mm	90 mm	110 mm
Målt kapasitet	7,7 l/s	19,7 l/s	35,0 l/s	12,2 l/s	18,0 l/s
Beregnet kapasitet	8,6 l/s	18,0 l/s	37,1 l/s	10,9 l/s	17,2 l/s
Avvik [%]	12%	-9%	6%	-11%	-4%
Forsøk	5.2.0.5.1	5.3.0.5.1	5.3.0.5.1	5.0.0.5.1	
D_y	110 mm	110 mm	160 mm	110 mm	
Målt kapasitet	19,4 l/s	18,8 l/s	46,0 l/s	24,0 l/s	
Beregnet kapasitet	19,9 l/s	19,8 l/s	46,0 l/s	24,0 l/s	
Avvik [%]	3%	5%	0%	0%	

Tabell 6.1: Forskjell på målt kapasitet og kapasitet beregnet etter (2.11).

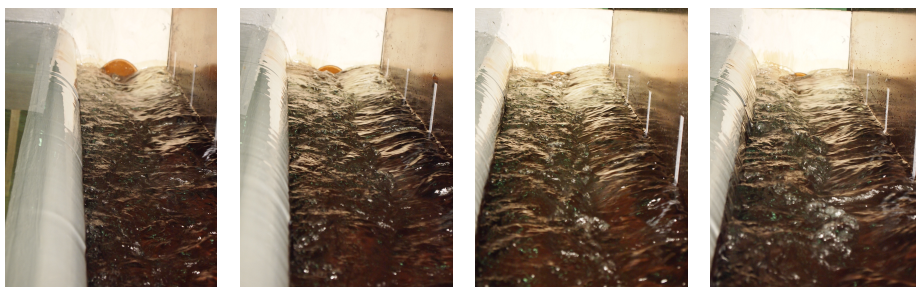
6.2.3 Kapasiteten til sidekanalen i forhold til sjakt/sjaktinnløp

Kapasiteten til sidekanaler med de utforminger som er blitt undersøkt her vil alltid være større enn kapasiteten til sjaktinnløpet. Så lenge dybden i innløpet er tilstrekkelig, vil de fleste kanalutforming ha stor nok kapasitet til å matche sjaktinnløpet, og utforming av sidekanalen har derfor liten betydning. Helt likegyldig er den dog ikke, da det både er ønskelig å få så lite energitap som mulig gjennom kanalen og å få gunstige innstrømningsforhold til sjakta, men i utgangspunktet vil de fleste kanaler med tilstrekkelig terskellengde og tilstrekkelig dybde og areal ved innløpet kunne lede bort den dimensjonerende vannføringen.

6.2.4 Frispeilstrømning

Damsikkerhetsforskriften setter krav til frispeilstrømning i øvre del av sjakt ved dimensjonerende avløpsflom. Dette høres ut som et greit krav, men viser seg å være vanskelig å definere. Se på figur 6.8. Når slutter det å være frispeilstrømning?

Kravet om å dimensjonere sjakta for frispeilstrømning virker som om det er lånt fra internasjonale retningslinjer heller enn å ha forankring i norske forhold. I internasjonal sammenheng er dette er fornuftig krav: Det er viktig å passe på at systemet lukker seg for å unngå trykkpulseringer og kavitasjon i flomtunnelene



Figur 6.8: Når slutter det å være friskeilstrømning? Forsøk 5.3.0.5.1, sjakt 160 mm, vannføring 20, 25, 30 og 35 l/s

(Khatsuria 2004)¹. For norske flomløp har dette imidlertid ikke vært et problem (Hansen og Halnes 1988). Så fremt de geologiske forholdene er gode finnes det altså ikke grunn til å kreve friskeilstrømning gjennom sjakta, utover det å sikre at flomløpet har reservekapasitet. En slik reservekapasitet kan enklere sikres på andre måter, f.eks. ved å multiplisere dimensjonerende flom med en sikkerhetsfaktor før den sammenlignes med flomløpets kapasitet. Dette vil nok også gi friskeilstrømning ved DFV, men metoden er mer objektiv med mindre rom for tolkning.

6.2.5 Luftinnblanding

I kapittelet om sidekanal ble det hevdet at luftinnblanding i sidekanalen ikke er noe problem. Dette er ikke nødvendigvis tilfellet når det er snakk om lukka flomløp med sidekanal. Hvis et flomløp skal dimensjoneres etter Damsikkerhetsforskriftens krav til friskeilstrømning kan det være nødvendig å bruke en kanal med stor „reservekapasitet” i forhold til beregnet kapasitet for kanalen, og for sjaktas (flomløpets) dimensjonerende vannføring kan det være overkritisk strømming i kanalen. Dette kan gi en luftinnblanding, og tilsvarende volumøkning, på opp mot 25% i kanalen (Favley 1980). Det antas at dette også er årsaken til at retningslinjer for flomløp (NVE 2005) kun godkjenner at sjakta går maksimalt 70% full.

¹For å unngå kavitasjon på grunn av høye vannhastigheter anbefales til og med å dimensjonere lukka flomløp med lufting, for å være sikker på at det er tilstrekkelig luftinnblanding i vannstrømmen (Favley 1990)



(a) Sjaktutløpet. Vannet har en tydelig rota- (b) Luft i rør. Dette er en situasjon med „fri-
sjon, noe som er forårsaket av sidekanalen. speilstrømning”.

Figur 6.9: Strømning i sjakta.

Kapittel 7

Forslag til dimensjonering av lukka flomløp med sidekanal

7.1 Sidekanalen

For flomløp med åpent avløp kan flomløpet dimensjoneres ved hjelp av sidekanalligningen. For flomløp med moderat helning er det tilstrekkelig å bruke den enkle ligningen:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2}$$

Denne ligningen kan også fint brukes for flomløp med stor helning, men vil da gi en overdimensjonering av flomløpet. Et mer nøyaktig resultat kan man få ved å bruke den utvidede ligningen:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - (2 - \frac{AS_0}{Q} [2g(h_0 + H + S_0x - y)]^{\frac{1}{2}}) \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2}$$

Kanalens lengde er gitt av nødvendig terskellengde for å avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. Det velges deretter en

bredde og en helning, og ligningen brukes til å beregne vannstanden i kanalen ved dimensjonerende vannføring. Ligningen kan ikke løses analytisk, men løses enkelt numerisk med en implisitt metode. For å kunne bruke ligningen, er det nødvendig å kjenne verdien til vannstanden på ett bestemt punkt i kanalen. Ved underkritisk strømming i kanalen, forutsatt at det ikke er undervann, vil dette være ved $x=L$ (Keulegan 1952), der L er terskellengden. Hvis det derimot er overkritisk strømming i kanalen, må kritisk punkt bestemmes. Hvordan dette gjøres er beskrevet i bilag B.

Når vannlinja er bestemt for den dimensjonerende vannføringen, kan dybden på kanalen i øverste punkt kan settes lik beregnet vannstand i dette punktet.

7.2 Innløp til sjakt og tunnel

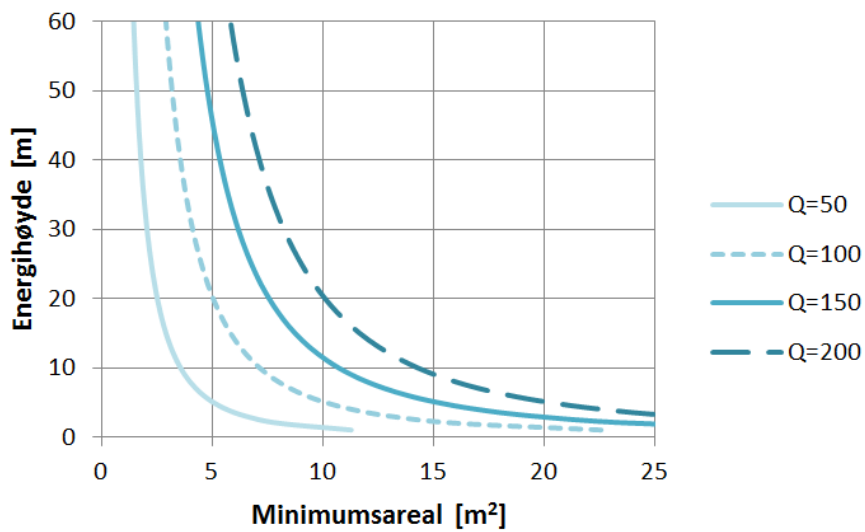
Det viktigste når det gjelder å dimensjonere innløp til sjakt eller tunnel, er å ha tilstrekkelig dybde ved innløpet. Ved flomløpets kapasitetspunkt vil innløpet være dykket, og en konservativ tilnærming er da å sette energihøyden lik dybden av kanalen ved innløpet. En absolutt minimumsdybde kan settes til $HW = \frac{Q^2}{A^2 2g}$, der Q er dimensjonerende avløpsflom og A er areal av sjakt eller tunnel. Dette er illustrert i figur 7.1.

Det har vist seg at å bruke denne tilnærmingen direkte har gitt gode resultater for innløp til sjakt. Dersom dimensjonerende vannføring f.eks. er $200 \text{ m}^3/\text{s}$, kan man fra figur 7.1 finne at for et sjakttverrsnitt på 15 m^2 er det nødvendig med en dybde ved innløpet på 10 meter. Ønsker man derimot å bruke et sjakttverrsnitt på 10 m^2 , øker nødvendig dybde til 20 meter. I denne situasjonen kunne det vært et alternativ å bruke en sjakt med gradvis avtagende tverrsnitt, der $\frac{dA}{dH}$ bestemmes ut fra (2.11).

For lukka flomløp med tunnel, foreslås det å beregne kapasiteten til innløpet ved hjelp av følgende formel for innløpskontrollerte kulverter:

$$\frac{HW}{D} = c \left[\frac{1,811Q}{AD^{0,5}} \right]^2 + Y - 0,5S^2$$

Med mindre innløpet har en spesielt god hydraulisk utforming, kan c settes til 0,04 og Y til 0,67. I formelen er S tunnelens helning, mens D er diameter av tunnelen.



Figur 7.1: Forhold mellom energihøyde og areal for ulike vannføringer [$\frac{m^3}{s}$], gitt tapsfri strømning.

Kapittel 8

Usikkerhet og feilkilder

I modellforsøk vil det alltid være usikkerheter, og ved å gjøre forsøk i en skalamodell introduseres en rekke potensielle feilkilder i form av skalaeffekter. De usikkerhetene og feilkildene som er antatt å være viktigst er kort behandlet her.

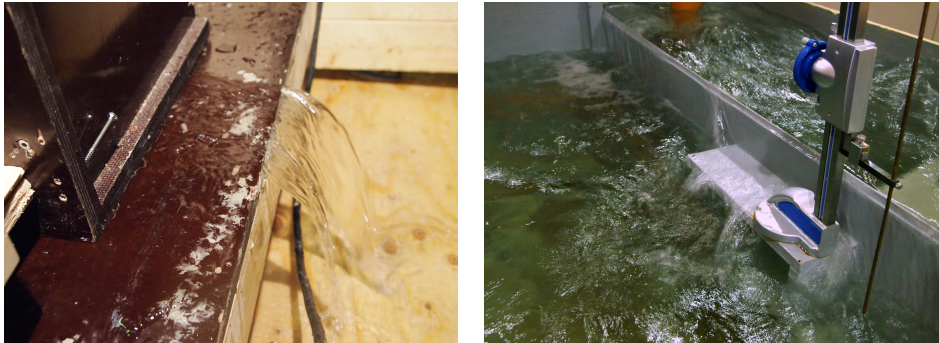
8.1 Usikkerheter

Vannføring

Måleren har 0,5% usikkerhet, og i tillegg har det i endel forsøk vært enkelte lekkasjer fra modellen. Ved større lekkasjer er størrelsen på denne blitt anslått ved hjelp av grove målinger (litermål og stoppeklokke), og i alle tilfellene har omfanget av disse lekkasjene vært under 1 %. Dette gir en total usikkerhet i vannføringsmålingene på maksimalt 1,5%.

Vannstand i magasinet

Vannstanden i magasinet blir registrert ved å senke en målestav til den trefte vannoverflaten. Selve måleinstrumentet har stor nøyaktighet, men å definere punktet der staven treffer vannoverflaten blir ikke like nøyaktig. For stillestående vannstand anslåes usikkerheten til +/- 0,5 mm. Ved høy vannføring blir



(a) Lekkasje fra kanal, i dette tilfellet målt til 0,1 (b) Unøyaktig måling av vannstand ved svært høy vannføring (190 l/s).

Figur 8.1: Problemer med modellen.

usikkerheten større, opp mot $\pm 2,5$ mm. I tillegg kommer usikkerheten i å definere nullpunktet, som også kan settes til $\pm 1,0$ mm. Endelig usikkerhet i avlesning av vannstand i magasinet blir dermed minst $\pm 1,5$ mm.

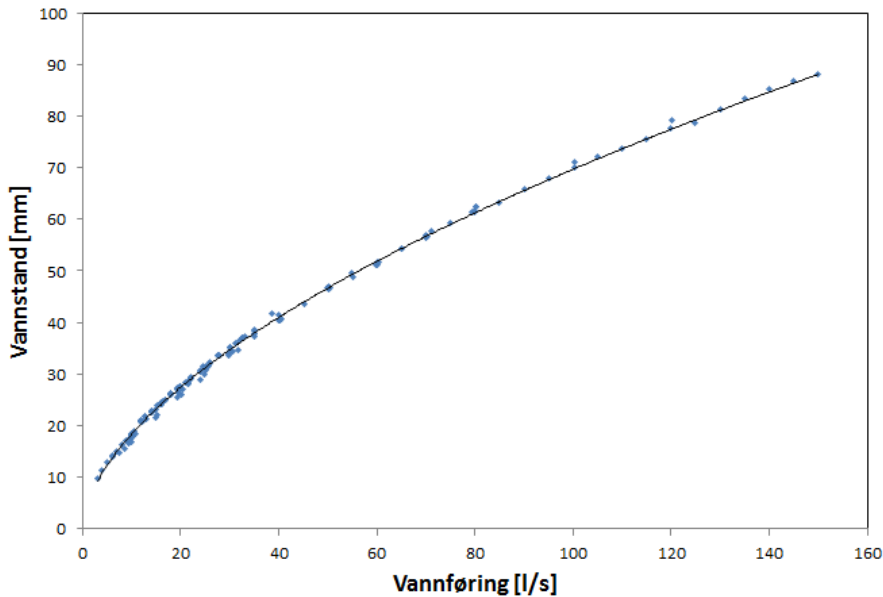
Hastighetshøyden ved målepunktet er dessuten neglisjert. Ved vannføringer av en slik størrelse at det kunne vært rimelig å inkludere denne i vannhøyden, er imidlertid vannstanden i bassenget såpass stor at en hastighetshøyde i størrelsesorden 0,5 mm har liten betydning (under 0,5%).

Vannstand i sidekanalen

Strømningen i sidekanalen er særdeles turbulent, og det er derfor vanskelig å få en god måling av vannstanden. Til tross for at det er valgt å gjøre målingene på det punktet i kanaltverrsnittet med minst vannstandsvariasjon, varierer allikevel vannstanden med fra ± 3 mm til omtrent ± 10 mm, avhengig av vannhastigheten i kanalen. For den ru kanalen kommer i tillegg vannstandsvariasjoner på grunn av at enkeltstein var plassert nært opp til linjalene hvor vannstanden ble avlest.

Usikkerhet i geometri

Usikkerhetene i kanalgeometri anslås til:

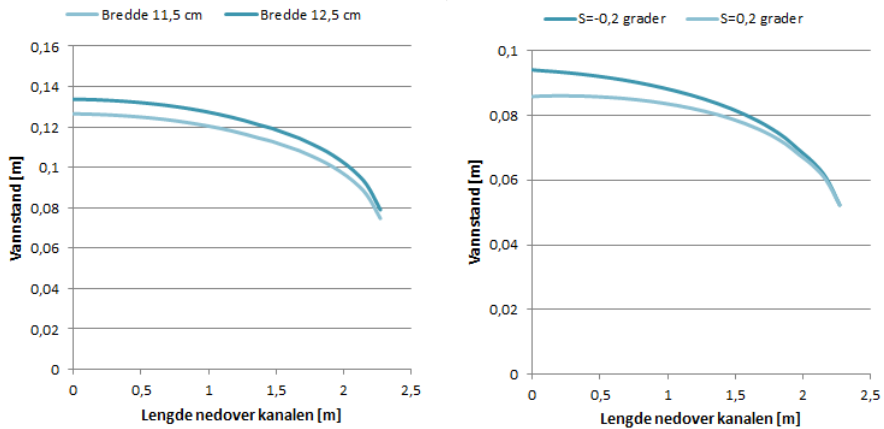


Figur 8.2: Usikkerhet i målingene, illustrert av terskelkurve. Forskjellen skyldes i stor grad at nullpunktet er blitt resatt underveis, da omtrent 1 mm høyere enn det opprinnelig var.

- Bredder: ± 5 mm
- Helning: $\pm 0,2$ grader

Hva slags påvirkning dette kan ha på beregnet vannlinje i sidekanalen er vist i figur 8.3.

Når det gjelder usikkerhet i sjakt-geometri, så er denne noe større enn for kanalen når det kommer til helning, men det forventes at dette ikke har noen betydning i og med at tunnelene og sjaktene er innløpskontrollerte. Usikkerhet i rørtverrsnitt kan imidlertid ha noe betydning. Det er benyttet rør med standard diametre, men dette er ytre diametere. Det er ikke alltid at godstykkelsen har vært trykket på rørene, og i de tilfellene er innvendig diameter målt. Denne målingen har en antatt usikkerhet på ± 2 mm, noe som kan tilsvare opp til 6 % forskjell i beregnet kapasitet.



(a) Sensitivitet, bredde. $S=0$ grader, $Q=8$ l/s (b) Sensitivitet, helning. $B=0,4$ m, $Q=15$ l/s

Figur 8.3: Usikkerhet i geometri

Menneskelige feil

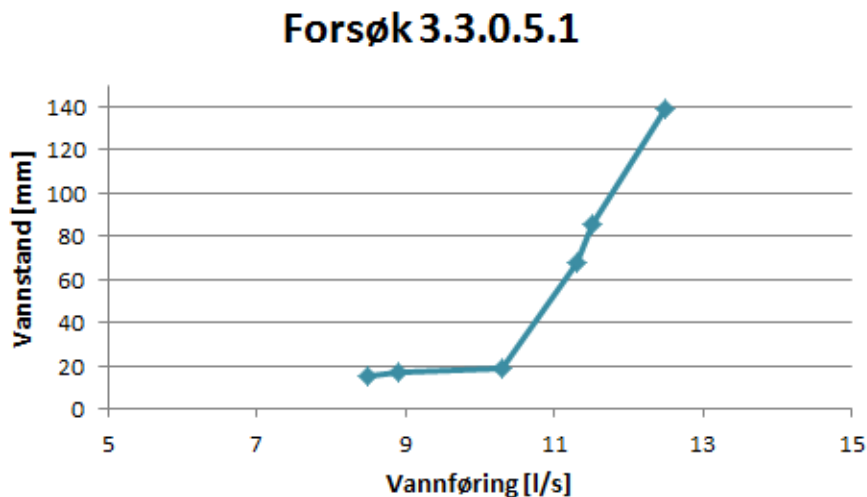
Verdier på usikkerheter beskrevet hittil forutsetter korrekt bruk av utstyr og riktig avlesing av måleutstyret. Det er forsøkt å gjennomføre forsøkene på en god og nøyaktig måte, men menneskelige feil kan allikevel ikke utelukkes.

8.2 Feilkilder og skalaeffekter

Målinger er tatt før systemet har fått stabilisert seg

På sjaktforsøkene tok det tid før vannstanden stabiliserte seg, og det er derfor mulig at noen av målingene er tatt før vannstanden var ferdig med å stige/synke. Dette kan illustreres ved forsøk 3.3.0.5.1, som er vist i figur 8.4. Her er målingen ved 11,3 l/s gjort for økende vannstand, mens målingen på 11,5 l/s gjort for vannstand som synker. Det er tydelig at ventetiden har vært for liten for én eller flere av disse målingene, eller for målingen ved 12,5 l/s.

Når det er sagt, så er det i denne oppgaven kapasitetspunktet som er det viktige, og helningen på kapasitetskurven etter dette punktet er mindre viktig. Det er



Figur 8.4: Måling på 11,3 l/s er gjort „på vei opp”, mens vannstand på 11,5 l/s er målt „på vei ned”

ikke trolig at denne feilkilden har påvirket målt kapasitetspunkt.

Luft

Jf. kapittel 3 kan det være vanskelig å få et korrekt bilde av luftmedring i fysiske modellforsøk fordi vannets overflatespenning ikke skaleres. Det er observert minimal luftinnblanding i modellen, men dette trenger ikke være tilfellet for fullskala flomløp. Forsøk med sjakt/tunnel er dessuten gjort i glatt kanal, noe som gjør luftinnblanding mindre.

Undertrykk

Dersom sjakt eller tunnel går helt vannfylt, vil det oppstå et undertrykk i sjakta eller tunnelen som gjør at kapasiteten til flomløpet øker. Tilgjengelig energihøyde vil da ikke lenger bare være vanddybden i innløpet, men også inkludere høyden ned til utløpet av sjakta.

Dette er det forsøkt å unngå i modellen ved å bruke korte rør, slik at det kommer luft inn i rørene fra nedstrøms side. I tillegg ble det også boret hull på toppen av enkelte sjakter, for å være sikker på at det ikke oppstod undertrykk i røret. Dette ble imidlertid kun gjort for de siste forsøkene, og det er derfor ikke mulig å garantere for at det ikke har vært situasjoner med undertrykk i sjakta i de tidligere forsøkene. Samsvar mellom tidlige og senere forsøk tyder imidlertid på at undertrykk ikke har spilt en stor rolle.

Forenklinger i modellen sammenlignet med virkelige forhold

Kanalen i modellen har et rektangulært tverrsnitt, men virkelige sidekanaler er trapesformede. Dette kan gjøre at strømningsforholdene blir noe annerledes i modellen enn i kanalen. Det forventes allikevel at feil pga. dette er minimale, da kapasiteten til det lukkede flomløpet viste seg å i svært liten grad være avhengig av sidekanalen.

I tillegg er det i denne masteroppgaven kun sett på øverste del av systemet, og antatt at dette ikke vil bli påvirket av nedstrøms forhold. Dette er ikke nødvendigvis tilfellet.

Kapittel 9

Konklusjon

Som det kommer frem av kapittel 4, gir sidekanalligningen gode resultater også når ruheten øker. Dette betyr at den kan brukes til å dimensjonere norske flomløp. Kapasiteten til flomløpet finnes ved å beregne den vannføringen som gir en vannlinje der høyeste punkt er $0,3H$ over terskelen. Tidligere studier av sidekanalligningen (kapittel 2.2.1) viser at ligningen fungerer for kanaler med en rekke ulike utforminger, inkludert ikke-prismatiske tverrsnitt, økende tverrsnitt og sidekanal kombinert med oppstrøms luker.

Vannlinja i kanalen er blitt målt på åtte punkter langs sideveggen, og observasjonene sammenlignet med vannlinje etter en teoretisk beregning basert på impulssetningen. Det viser seg at beregnet vannlinje stemmer godt overens med observasjonene, også for en kanal med stor ruhet.

Ved å bruke en kombinasjon av overløpsligningen og ligning for sidekanal er det mulig å forutse sidekanalens kapasitet med god nøyaktighet. Det er funnet at bratte eller smale sidekanaler har best kapasitet i forhold til volum.

Det er også blitt gjort modellforsøk i sidekanal etterfulgt av lukka avløp i form av tunnel eller sjakt. Kapasitetskurver er blitt plottet for ulike kombinasjoner av sidekanaler og tunnel-/sjaktinnløp. Det er funnet at kapasiteten i alle tilfeller er kontrollert av innløpet, hvilket betyr at den er en funksjon av energihøyde i innløpet og design av innløpet. Kapasitetskurven for tunneler er funnet ved å bruke konvensjonell kulverthydraulikk, og ligninger for kulverter med innløpskontroll. Sjaktinnløp har latt seg beregne ved en enkel energibetraktning.

Damsikkerhetsforskriftens krav om frispelstrømning er også vurdert, og det er funnet at frispelstrømning er vanskelig å definere. Et mer kvantifiserbart mål er flomløpets kapasitet, definert som knekkpunktet på flomløpets kapasitetskurve. Det foreslås derfor å heller ta utgangspunkt i dette ved dimensjonering av lukka flomløp, og la sikkerheten bli ivaretatt ved hjelp av en sikkerhetsfaktor.

9.1 Forslag til videre arbeid

I denne oppgaven er det gjort noen modellforsøk på innløp til sjakt, men ikke tilstrekkelig mange til å kunne gi gode forslag til hvordan slike best kan dimensjoneres. Flere prosjekt- og masteroppgaver med dette formålet hadde i så måte vært veldig interessant. Et litteraturstudium av tidligere modellforsøk (både norske og internasjonale) av lukka flomløp og kulvertinnløp vil kunne gi grunnlag for å utarbeide reglene, og videre forsøk kunne bli utført i eksisterende modell i vassdragslaboratoriet for å supplere materialet.

Med nye flomberegninger og stadig økende krav til sikkerhet vil slike forsøk kunne brukes til å vurdere sikkerheten til eksisterende norske flomløp, i tillegg til å fungere som dimensjoneringsverktøy for nye flomløp.

Dersom modeller i CFD (Computing Fluid Dynamics) i fremtiden skal kunne brukes til å dokumentere kapasiteten til denne typen flomløp har også studier av fysiske modeller en rolle når det gjelder å verifisere de numeriske modellene.

Bibliografi

- [1] Beecham, S., Khiadani, M. H. og Kandasamy, J. (2005) Friction Factors for Spatially Varied Flow with Increasing Discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE 131(9), s. 792–799.
- [2] Beij, H. K. (1934) Flow in roof gutters. Research paper 2P644, *Bureau of Standards Journal of Research*, 12, s. 193–213.
- [3] Bremen, R. og Hager, W. H. (1989) Experiments in Side-Channel Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE 115(5), s. 617–635.
- [4] Bureau of Reclamation (1938) *Model Studies of Spillways*. Final Reports, Part VI -Hydraulic Investigations, Bulletin 1. Boulder Canyon Project, Denver, Colorado.
- [5] Castro-Orgaz, O. og Hager, W. H. (2011) Spatially-varied open channel flow equations with vertical inertia. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR 49(5), s. 667–675.
- [6] Chow, V. T. (1959) *Open Channel Hydraulics*. The Blackburn Press, New Jersey.
- [7] Damsikkerhetsforskriften (2009) *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*. Fastsatt ved kgl. res. 18. desember 2009 med hjemmel i lov 24. november 2000 nr. 82 om vassdrag og grunnvann. Tilgjengelig fra www.lovdata.no
- [8] Farney, H.S. og Markus, A. (1962) Side channel spillway design. *Journal of the Hydraulics Division*. ASCE 88(3), s. 131–154.

- [9] Favley, H.T. (1980) Air-Water Flow in Hydraulic Structures. *Engineering Monograph No. 41*. Bureau of Reclamation.
- [10] Favley, H.T. (1990) Cavitation in Chutes and Spillways. *Engineering Monograph No. 42*. Bureau of Reclamation.
- [11] Fiedler, W.R. (2010) Performance of Spillway Structures Using Hoover Dam Spillways as a Benchmark. *Proceedings of the Hoover Dam 75th Anniversary History Symposium 2010*. ASCE, s. 267–287.
- [12] Fox, J. A. og Goodwill, I. M. (1970) Spatially varied flow in open channels. *Proceedings of Institution of Civil Engineers* 46, G. B. Paper 7298, s. 311–325.
- [13] Gill, M.A. (1977) Perturbation solution of spatially varied flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR 15(4), s. 337–350.
- [14] Godtland, K. (1994). *Storglomvassdammen: Modellforsøk flomløp*. SINTEF NHL, Trondheim.
- [15] Guercio, R og Magini, R. (1998) Modelling side channel spillways. *Hydropower & Dams*, 4, s. 60–63.
- [16] Hager, W. H. (1983) Open channel hydraulics of flows with increasing discharge. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR 21(3), s. 177–193.
- [17] Hager, W. H. (1985) Trapezoidal side-channel spillways. *Canadian journal of civil engineering*, 12(4), s. 774–781.
- [18] Hager, W. H., Edder, O. og Rappaz, J. (1988) Streamline curvature effects in side-channel spillway flow. *Acta Mechanica*, 72(1–2), s. 95–110.
- [19] Hansen, D. H. og Halsnes, P. V. (1988) *Flaumsjakter og tappe-tunneler, driftserfaring*. Masteroppgave. NTNU, Trondheim
- [20] Harrison, L.J., Morris, J.L., Normann, J.M. og Johnson, F.L. (1972) *Hydraulic Design of Improved Inlets for Culverts*. Hydraulic Engineering Circular no. 13.

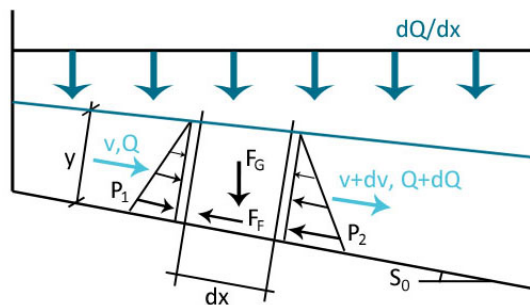
- [21] Henderson, F. M. (1966) *Open Channel Flow*. Macmillian, New York.
- [22] Hinds, J. (1926) Side-channel spillways. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 89, s. 881–939.
- [23] Khatsuria, R.M. (2004) *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*. CRC Press.
- [24] Keulegan, G.H. (1952) Determination of critical depth in spatially variable flow. *Proceedings of the Second Midwestern Conference on Fluid Mechanics*, 149, s. 67–80.
- [25] Khiadani, M. H., Kandasamy, J. og Beecham, S. (2007) Velocity Distributions in Spatially Varied Flow with Increasing Discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE 133(7), s. 721–735.
- [26] Kleinschmidt, R. S. (1989) 'Modeling a small side channel spillway -Model testing need not be expensive or time-consuming'. *Waterpower '89: Proceedings of the International Conference on Hydropower*. ASCE, New York, s. 528–536.
- [27] Knight, A. C. E. (1989) Design of Efficient Side-Channel Spillway. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE 115(9), s. 1275–1289.
- [28] Kouchakzadeh, S. og Vatankhah Mohammad-Ababi, A. R. (2002) Spatially varied flow in non-prismatic channels I: Dynamic equation. *Irrigation and Drainage (Journal of the International Commission on Irrigation and Drainage)*. 51(1), s. 41–50.
- [29] Kouchakzadeh, S., Kholghi, M.K. og Vatankhah Mohammad-Ababi, A.R. (2002) Spatially varied flow in non-prismatic channels II: Numerical solution and experiment verification. *Irrigation and Drainage (Journal of the International Commission on Irrigation and Drainage)*. 51(1), s. 51–60
- [30] Kouchakzadeh, S. og Marashi, A. (2005) End sill impacts in non-prismatic side channels: A design guideline. *Irrigation and Drainage (Journal of the International Commission on Irrigation and Drainage)*. 54, s. 91–101

- [31] Li, W.-H. (1954) Open channels with nonuniform discharge. Paper 2737. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 120, s. 255–274
- [32] Lysne, D.K. (1990) *Flom og flomløp*. Norske Sivilingeniørers Forening, Studiesenteret.
- [33] Machajski, J. og Olearczyk, D. (2011) 'Model Investigation of Side Channel Spillway of the Zlotniki Storage Reservoir on the Kwisa River', Rowinski, P. (red) *Experimental Methods in Hydraulic Research*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, s. 189–202.
- [34] Mohammadi, M. (2005) Spatially varied flow profiles in a v-shaped side-channel. *International Journal of Engineering*, 18(4), s. 391–400
- [35] Montazar, A. og Neyshabari, S. (2006) Impacts of some parameters affecting the hydraulic performance of U-shaped side spillways. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, s. 552–560.
- [36] Montes, S. (1998) *Hydraulics of Open Channel Flow*. ASCE Press, Reston VA.
- [37] Moss, W. D. (1971) Hydraulic design of side-channel spillways. *Water and water engineering*, 75, s. 302–307.
- [38] Norman, J.M, Houghtalen, R.J. og Johnston, W.J. (2001) *Hydraulic design of highway culverts*. *Hydraulic design series number 5*. 2. utgave. National Highway Institute, Virginia.
- [39] Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. og Narayanan R. (2007) *Hydraulic structures*. 4. utgave. E & FN Spon, Oxon.
- [40] Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A. og Reeve, D. E. (2010) *Hydraulic Modelling -an Introduction*. Spon Press, Oxon.
- [41] NVE (2005) *Retningslinjer for flomløp*. 2. utgave. NVE, Oslo.
- [42] Olsen, N.R.B. (2011) *Numerical Modelling and Hydraulics*. 3. utgave. Department of Hydraulic and Environmental Engineering, NTNU, Trondheim

- [43] Rössert, R. (2000) *Beispiele zur Hydraulik im Wasserbau*. 6. utgave. Oldenbourg Industrieverlag, München.
- [44] Sassoli, F. (1959) Canali collettori laterali a forte pendenza. *L'Energia Elettrica*, 36(1), s. 26–39.
- [45] Sikora, A. (1965) *Zavzdusnenie Sachtovych Priepadov*. Vyskumny Ustav Vodohospodarsky, Bratislava, Prace a studie 37, s. 112.
- [46] Singh, C. (1975) The hydraulic design of side channel spillways. *Indian Journal of Power & River Valley Development*, 25(2), s. 55–63.
- [47] Skoglund, M. (2012) Personlig meddelelse.
- [48] Steen, J.E. (1980) *Flomløp Innerdalen. Modellforsøk*. Vassdrags- og havnelaboratoriet, Trondheim
- [49] Straub, L.G., Anderson, A.G. og Bowers, C.E. (1953) *Importance of inlet design on culvert capacity*. Technical Paper No. 13, Series B, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, University of Minnesota.
- [50] Sæter, Å. og Røneid, Ø. (2007) *Dam Innerdalen -Hydraulisk analyse og modellforsøk av flomoverløp og tappeløp*. Masteroppgave. NTNU, Trondheim.
- [51] Traae, E. og Grøttå, L. (1987) *Flomberegninger og flomavledning, Tokke-verkene*. Masteroppgave. NTNU, Trondheim.
- [52] Walløe, K.L. (2011) *Lukka flomløp med sidekanal -utforming av kanal og innløp til sjakt*. Prosjektoppgave. NTNU, Trondheim
- [53] Wiik, I. (2008) *Rehabilitering Arstaddalsdammen*. Presentasjon på Vassdragsteknisk forum, VTFs Regionmøte Nord 2.–3. september 2008.
- [54] Yen, B. C. og Wenzel, H. G. (1970) Dynamic equations for steady spatially varied flow. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE* 96(3), s. 801–814.

Bilag A

Utleddning av sidekanalligningen



Betrakt et kontrollvolum i sidekanalen, som vist i figuren. Inn i volumet har vi vannføringen Q , som strømmer gjennom arevalet A og har en gjennomsnittlig hastighet på $v = Q/A$. Kontrollvolumet har en lengde dx , og iløpet av denne lengden tilføres vannføring dQ . Vannføring ut av kontrollvolumet blir da $Q+dQ$,

hastighet $v + dv$ og arealet $A + dA$. For innstrømming med en vinkel ϕ i forhold til en akse normalt på kanalbunnen blir netto impuls

$$I_{ut} - I_{inn} = \rho(Q + dQ)(v + dv) - (\rho Qv + \rho dQU \sin \phi)$$

Gravitasjonskraften i strømretningen blir

$$F_G = \rho g \left(A + \frac{1}{2} dA \right) S_0 dx \approx \rho g A S_0 dx$$

der helninga på kanalen er S_0 , og produktet av de to deriverte neglisjeres.

Ved å anta hydrostatisk trykk blir trykkraften på tverrsnittet lik arealet ganget med hydrostatisk trykk i massesenteret til tverrsnittet, $\rho g \bar{z} A$. Her er \bar{z} avstand fra overflate til massesenter. Netto trykkraft blir

$$P_1 - P_2 = -\rho g A dy$$

Friksjonens helning blir betegnet som S_f . Friksjonen kan da settes til

$$F_f = \rho g A S_f dx$$

Her er produktet av de to deriverte, $dA dx$, neglisjert.

$$\sum F = \Delta I$$

$$F_G - F_F + P_1 - P_2 = I_{ut} - I_{inn}$$

$$\rho g A dx (S_0 - S_f) - \rho g A dy = \rho Q dv + \rho v dQ - \rho dQU \sin \phi$$

$$dy = dx (S_0 - S_f) - \frac{1}{gA} (Q dv + v dQ - dQU \sin \phi)$$

$$dy = dx(S_0 - S_f) - \frac{v}{g} \left(dv + \frac{dQ}{A} - \frac{dQU \sin \phi}{Q} \right)$$

Setter inn at $dv = (Q + dQ)/(A + dA) - v$. Neglisjerer leddet AdA i nevneren.

$$dy = dx(S_0 - S_f) - \frac{v}{g} \left(\frac{2AdQ - QdA}{A^2} - \frac{dQU \sin \phi}{Q} \right)$$

$$\frac{dy}{dx} = S_0 - S_f - \frac{2vdQ}{gAdx} + \frac{v^2 dA}{gAdx} + \frac{1}{gA} U \sin \phi$$

Setter inn at $\frac{dA}{dx} = \frac{dy}{dx} T = \frac{dy}{dx} \frac{A}{D}$, der T er bredden av tverrsnittet ved overflaten, og D er hydraulisk dybde.

$$\frac{dy}{dx} = S_0 - S_f - \frac{2vdQ}{gAdx} + \frac{v^2}{gD} \frac{dy}{dx} + \frac{1}{gA} U \sin \phi$$

Bruker at $F^2 = \frac{v^2}{gD}$. Ender da opp med:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} \left(2 - \frac{A}{Q} U \sin \phi \right)}{1 - F^2}$$

Med $\phi = 0$ ender uttrykket opp som formel (2.3) fra kapittel 2. Hastigheten på det innstrømmende vannet kan settes til $U = (2g(h_0 + H + S_0x - y))^{\frac{1}{2}}$, og med $\sin \phi = S_0$ får man ligning (2.4).

Bilag B

Bruk av sidekanalligningen

Sidekanalligninga kan ikke løses analytisk og må derfor løses numerisk. Hvis vannstanden på et punkt i kanalen er kjent, kan denne brukes som utgangspunkt for å regne seg oppover (ved underkritisk strømming) eller nedover (ved overkritisk strømming) kanalen. Hvis et slikt punkt ikke er kjent, er det nødvendig å identifisere dette. Det kan gjøres ved å finne et punkt der strømminga er kritisk, altså ved Froudetall lik 1. For dette punktet er imidlertid nevneren i ligning (2.3) lik 0. Siden $\frac{dy}{dx}$ eksisterer i dette punktet, må også telleren i ligningen være lik 0 (Keulegan 1952), altså:

$$S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = 0$$

Ved konstant $\frac{dQ}{dx} = q_x$ og $Q = q_x x$ kan beliggenheten til singulære punkter finnes:

$$x_s = \frac{(S_0 - S_f)gA^2}{2q_x^2}$$

Ved å sette inn Chezys formel for friksjon $S_f = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3}$, blir ligningen seende slik ut (Henderson 1966):

$$x_s = \frac{8q_x^2}{gT^2(S_0 - \frac{gP}{C^2 T})^3} \tag{B.1}$$

Der C er Chezys friksjonskoeffisient, $C = MR_h^{\frac{1}{6}}$. Fordi S_f er avhengig av y , er det i utgangspunktet ikke mulig å løse denne analytisk, men prøving og feiling vil føre frem til en verdi for x_s . En forenklet framgangsmåte, foreslått av Hager (1983 og 1985) går ut på å bruke en gjennomsnittsverdi for S_f for hele kanalen, og dermed få en løsning uten å bruke iterasjoner. Dette skal være akseptabelt så lenge ruhekskoeffisienten M er større enn $60 \frac{m}{s}$. Da kan x_s finnes ved (Hager 1983)¹

$$x_s = \frac{8q_x^2}{(S_0 - S_f)gb^2} \quad (\text{B.2})$$

Hvis denne verdien er større en lengden på terskelen $x > L$, betyr dette at strømmingen er underkritisk gjennom hele sidekanal, og vannprofilen må dermed regnes oppover fra $x=L$, hvor det, i følge Keulegan (1952), vil være kritisk strømming. Dette gjelder så fremt det ikke er undervann ved enden av kanalen. Hvis dette er tilfellet vil nødvendigvis vannstanden y ved enden av kanalen kunne settes lik vannstanden på undervannet.

Når vannstanden i et kjent punkt er bestemt, beregnes vannlinja med en numerisk metode. Fordi $\frac{dy}{dx}$ ikke kan beregnes fra sidekanalligningen i det kritiske punktet, er det best å bruke en implisitt metode, f.eks. baklengs Euler.

¹Ligningen er referert fra Hager, men opprinnelig utviklet av Keulegan (1952).

Bilag C

Liste over lukka flomløp med sidekanal

Kommentarer til tabellen:

Navn er navn på dammen eller magasinet som flomløpet er bygd i tilknytning til.

Lengde beskriver lengde på terskelen. Denne vil som regel sammenfalle med lengde på kanalen, men for de flomløpene som har en andenebløsning (Follsjø og Vasslivatn), er kanalen bare ca. halvparten av terskellengden. I de tilfeller der det ikke har vært andre kilder, er terskellengder målt på flyfoto. Nøyaktigheten på målene er derfor deretter.

Forsøk angir om det er blitt utført modellforsøk ved Vassdragslaboratoriet. Det kan ha vært utført modellforsøk selv om det ikke står oppgitt her.

Kilder er kodet slik

1. Hansen og Halsnes (1988)
2. Oversikt over modellforsøk ved VHL
3. Flyfoto

4. Morten Skoglund (2012)

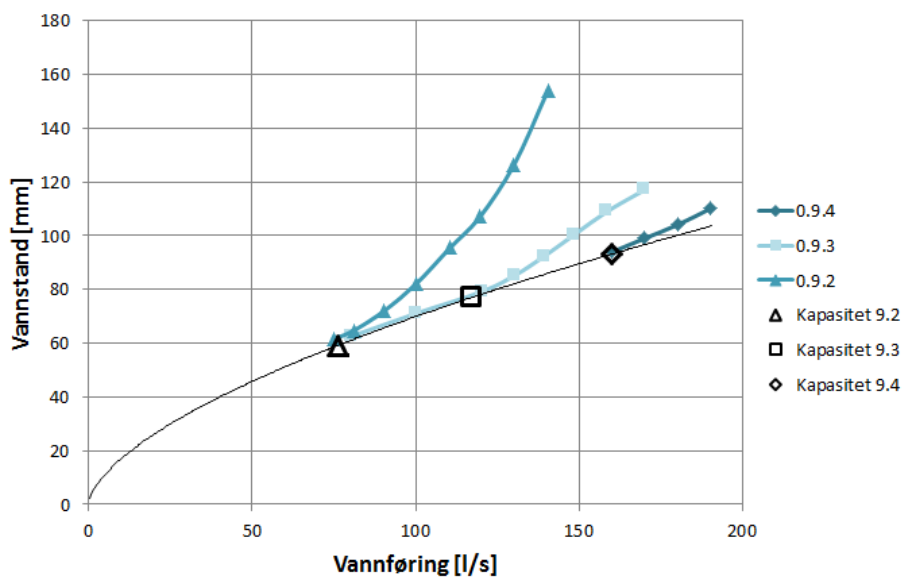
5. Lysne (1990)

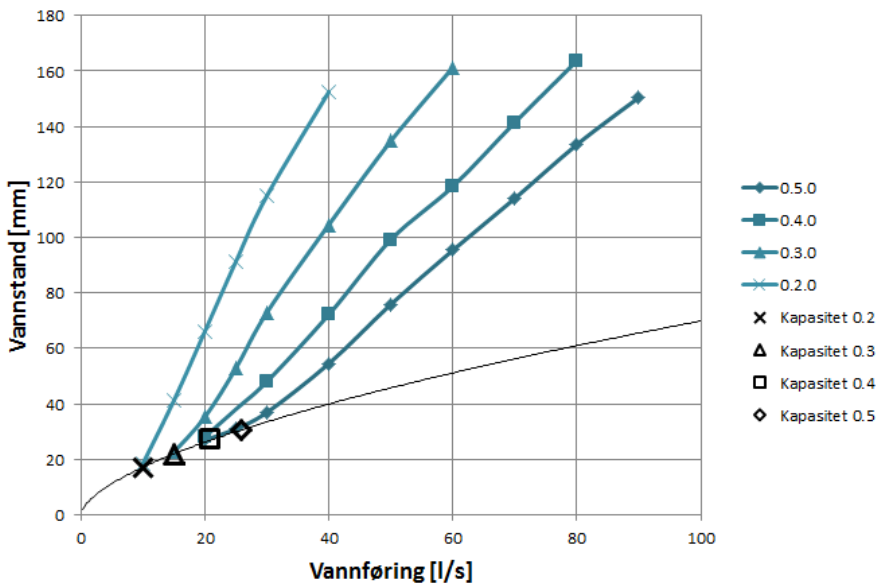
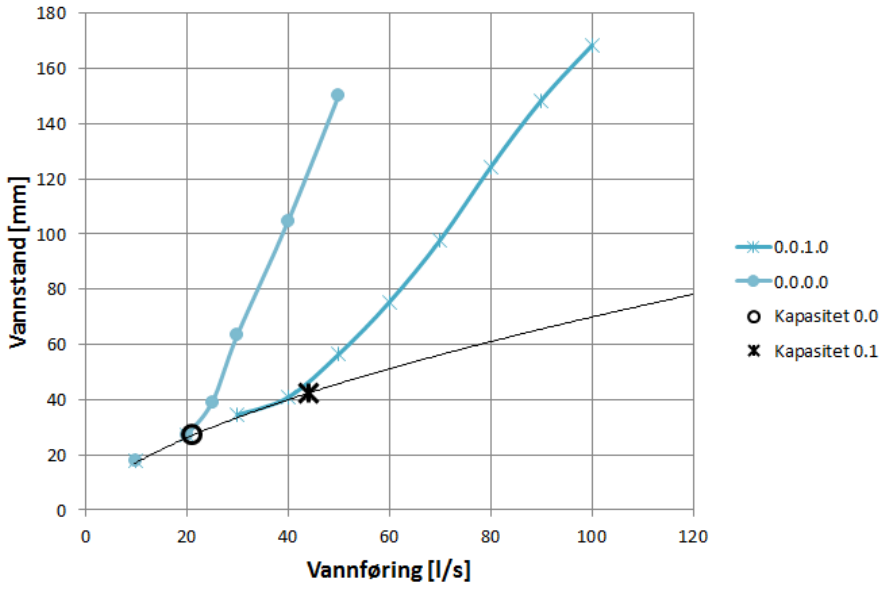
Navn	Fylke	Kommune	Byggeår	Lengde [m]	Sjakt/tunnel	Fall [m]	Forsøk	Kilde
Akersvatn	Nordland	Rana	1968	50	Sjakt			3
Arstaddalen	Nordland	Beiarn	1963	66	Sjakt	48	1981	1
Bitdalsdammen	Telemark	Vinje	1971	140			1981	2
Botnedalsdammen	Telemark	Tokke	1968	30	Sjakt	35	1981	1
Busesgurra	Troms	Storfjord	1978	25	Sjakt			3
Bævervatn	Møre og romsdal	Surnadalen	1963	35	Tunnel	13		1
Dravladalsvatn	Hordaland	Jondal	1972	25	Tunnel	13		1
Fjergen	Nord-Trøndelag	Meråker	1993	75				3
Follsjø	Møre og romsdal	Surnadalen	1969	189	Sjakt	26		1
Førsvatn	Telemark	Vinje/Bykle	1979	150				3
Grøndalsvatn	Hordaland	Voss	1971	63	Sjakt	23		1
Heggmovatn	Nordland	Bodø	1974	40				3
Innerdalen	Sør-Trøndelag	Tynset	1981	32	Sjakt	57	1980 og 2007	1
Katlavatn	Sogn og fjordane	Aurland	1981	25			1979	3
Kvevotni	Sogn og fjordane	Lærdal	1974	25	Sjakt	29	1972	1
Mysevatn	Hordaland	Kvinnherad	1973	31	Sjakt	75		1
Nerskogen	Sør-Trøndelag	Rennebu	1982	150			1980	2
Rieppejavri	Troms	Storfjord	1978	25	Sjakt	22	1995	1
Skjelbreia	Sør-Trøndelag	Melhus		15	Tunnel			4
Strandavatn	Buskerud	Hol	1955	60			1989	5
Stølsvatn	Hordaland	Modalen	1971	70			1979	2
Tevla	Nord-Trøndelag	Meråker		122	Sjakt			3
Tunsbergdalsvatn	Sogn og fjordane	Luster	1978	230			1975	2
Valldalen	Hordaland	Odda	1965	136	Sjakt	90		1
Vasslivatn	Sør-Trøndelag	Hemne	1967	75				3
Vatnedalsdammen	Øst-Agder	Bykle	1984	300				3
Øljustjøen	Sogn og fjordane	Lærdal					1972	2
Øvre Kalvvatn	Nordland	Bindal	1980	122	Sjakt	59		1

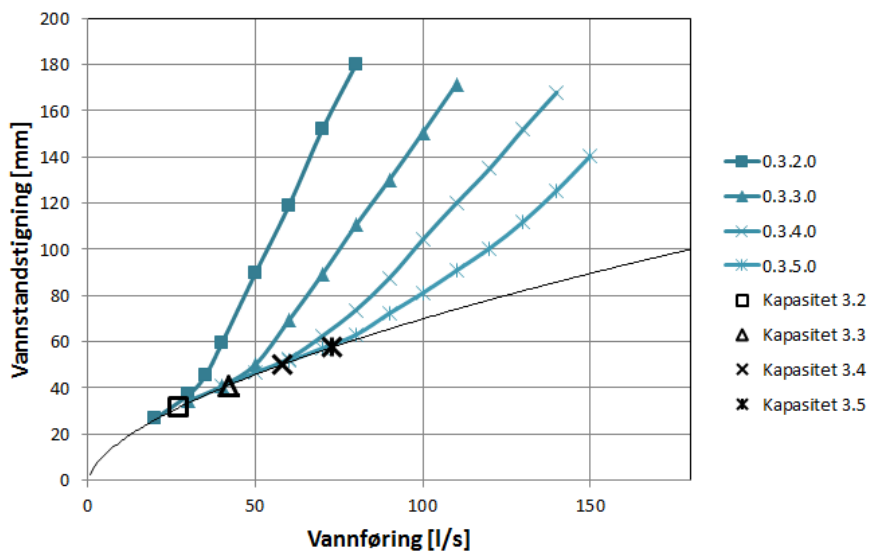
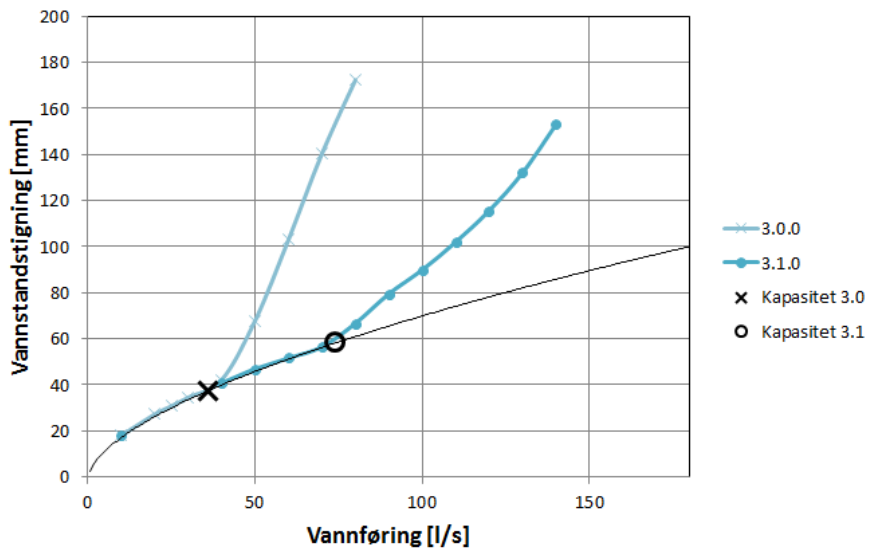
Bilag D

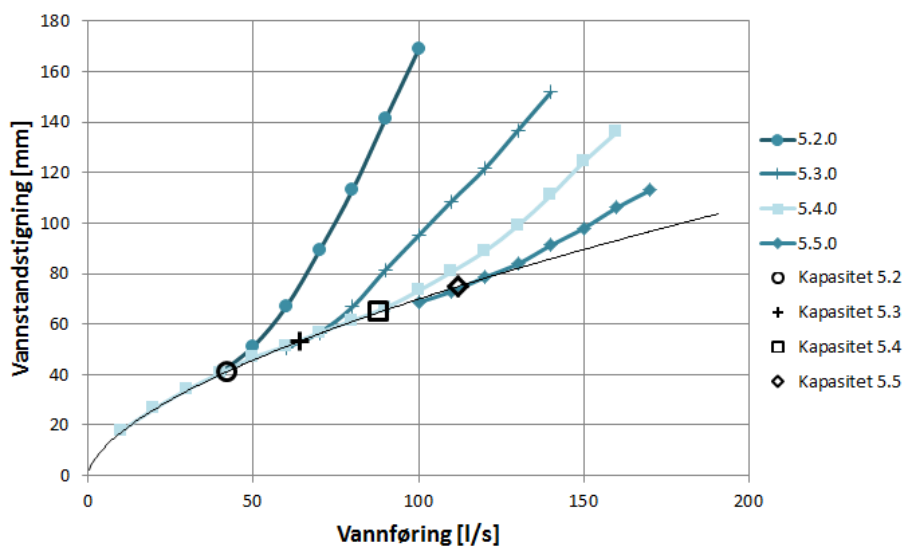
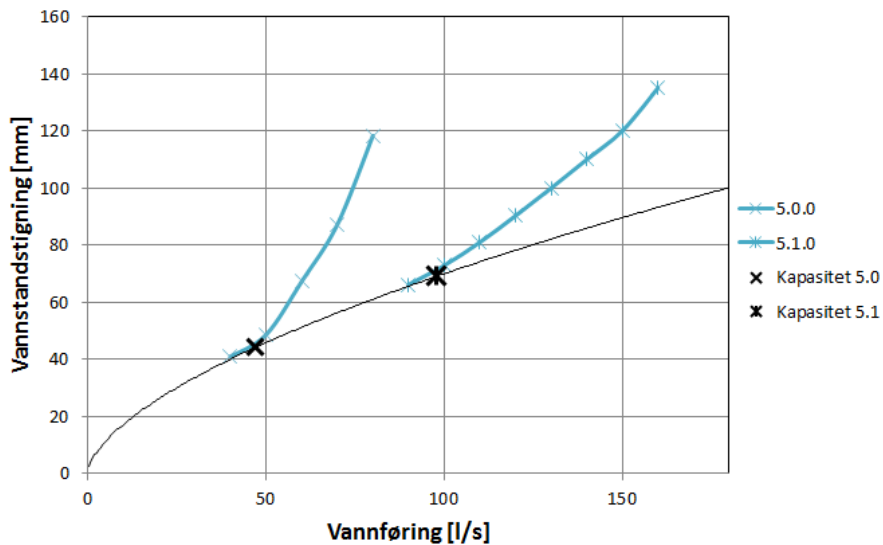
Kapasitetskurver for sidekanal

D.1 Glatt kanal

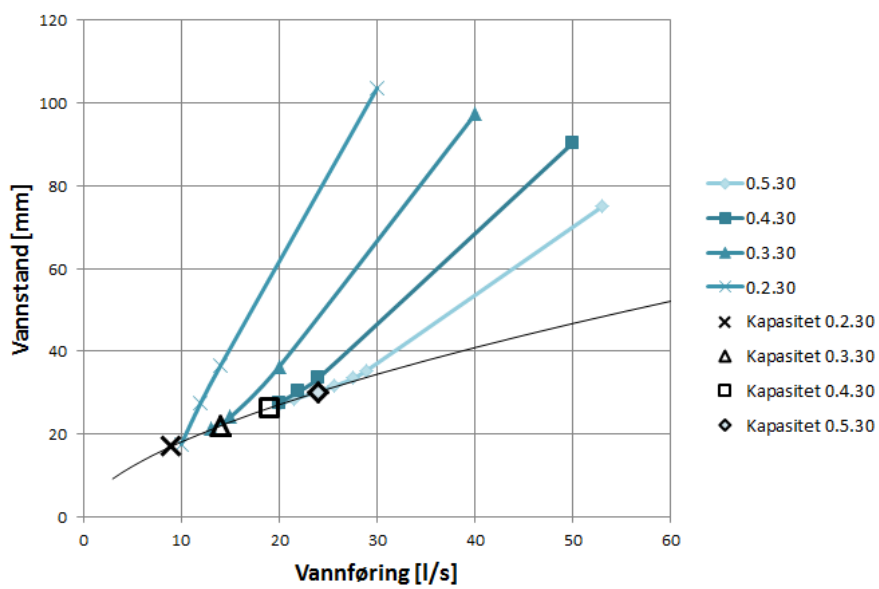


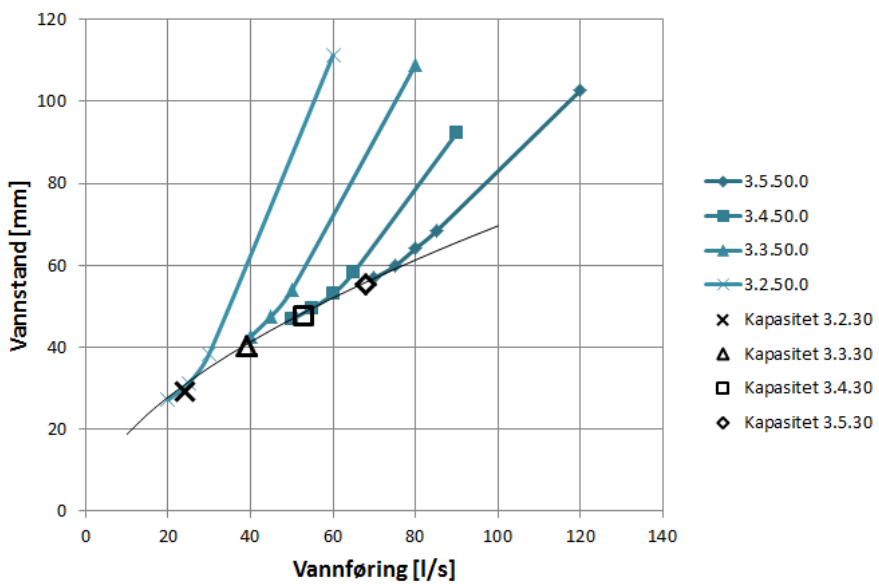
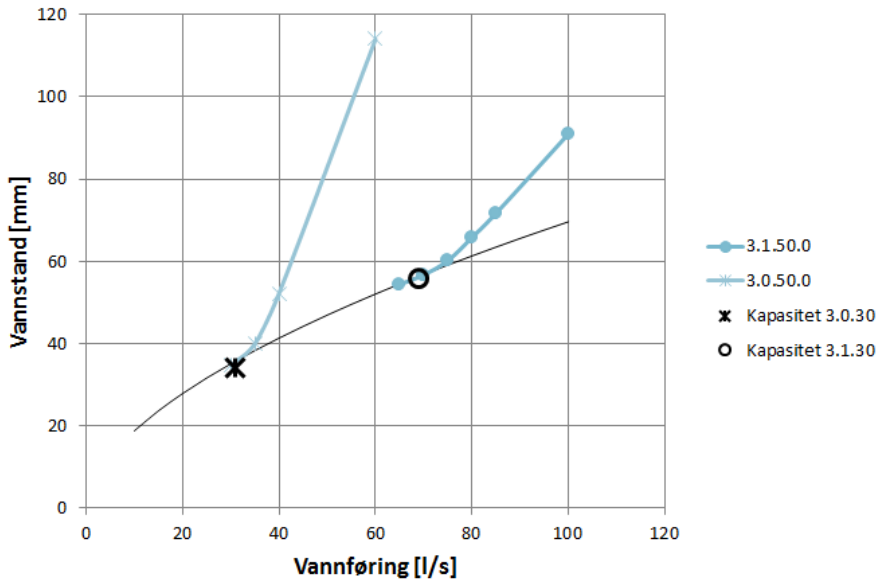


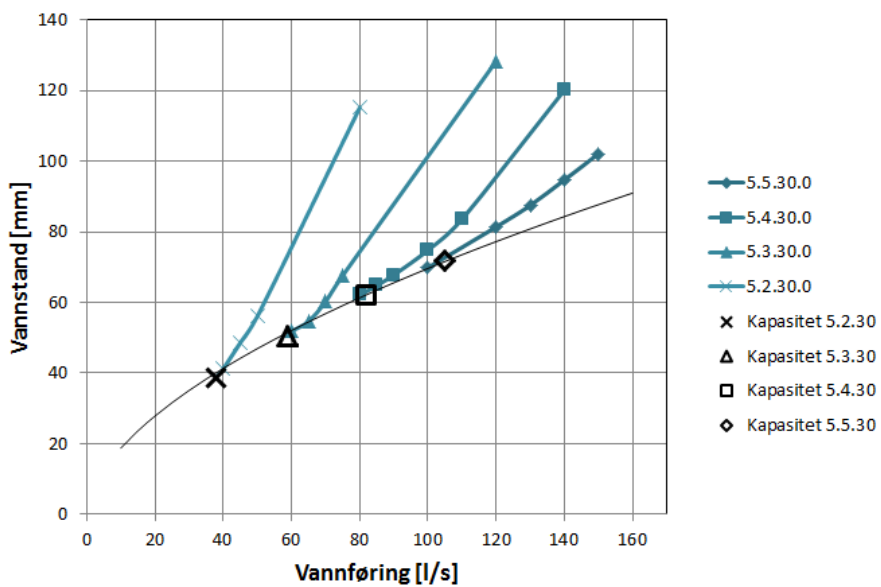
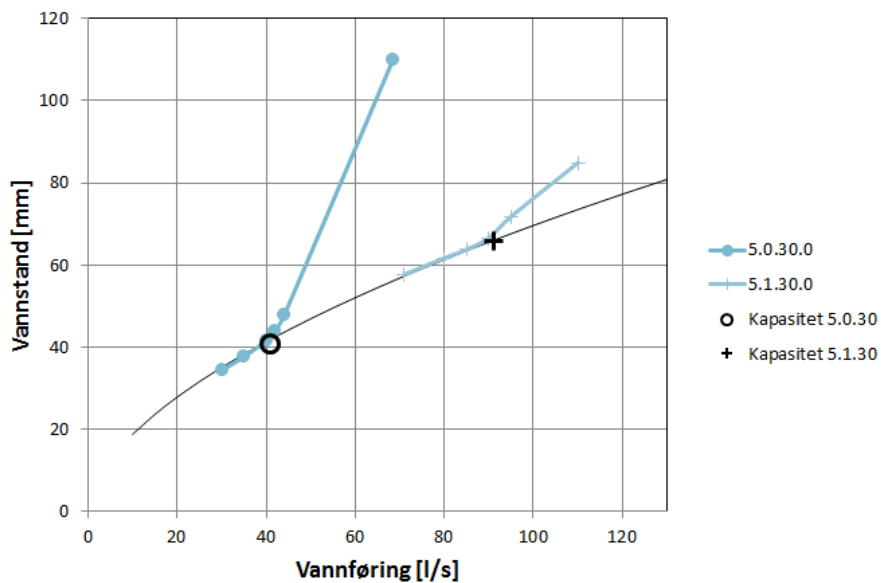




D.2 Ru kanal



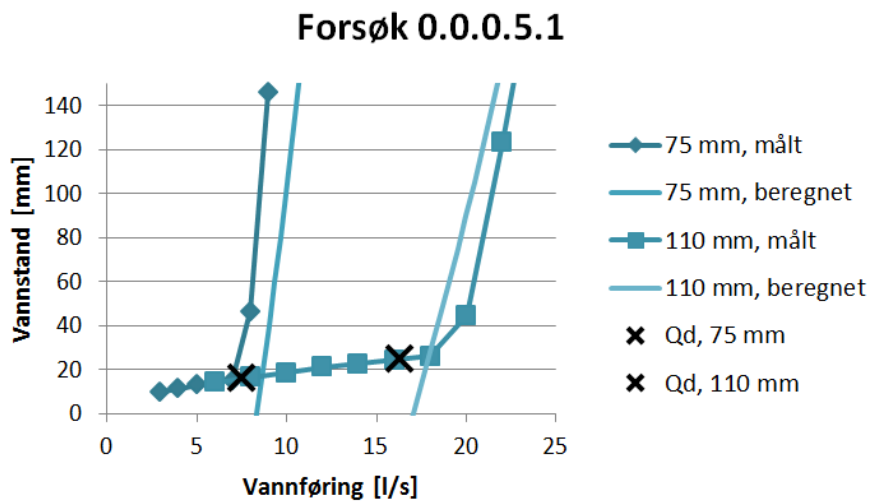




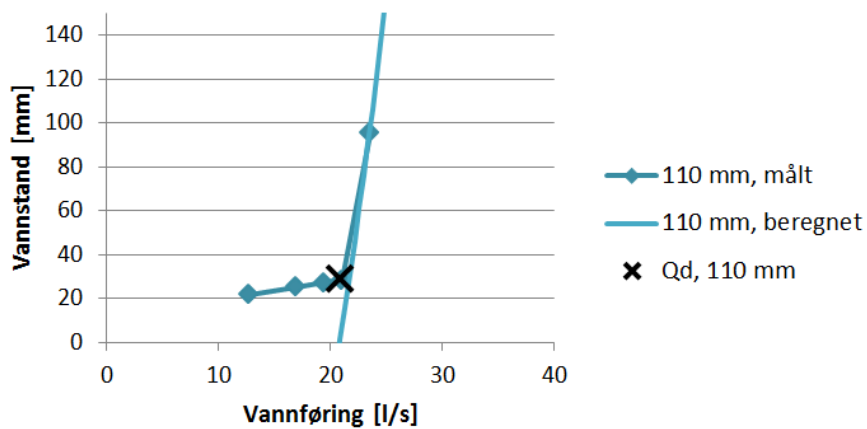
Bilag E

Kapasitetskurver for sjakt og tunnel

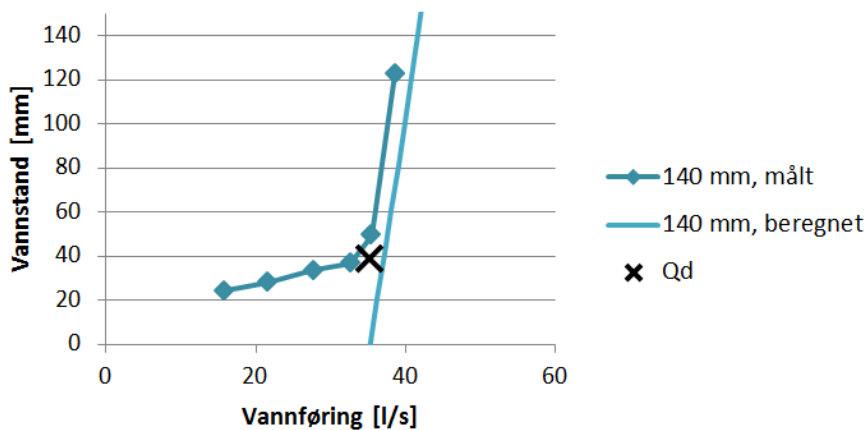
E.1 Sjakt



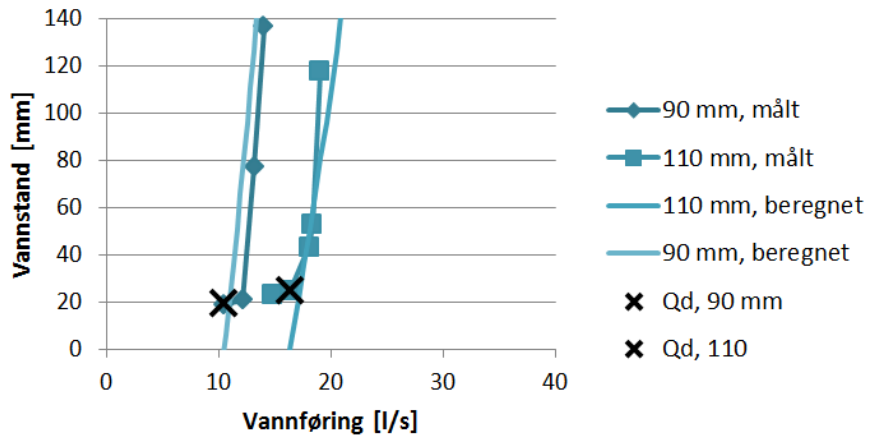
Forsøk 3.0.0.5.1



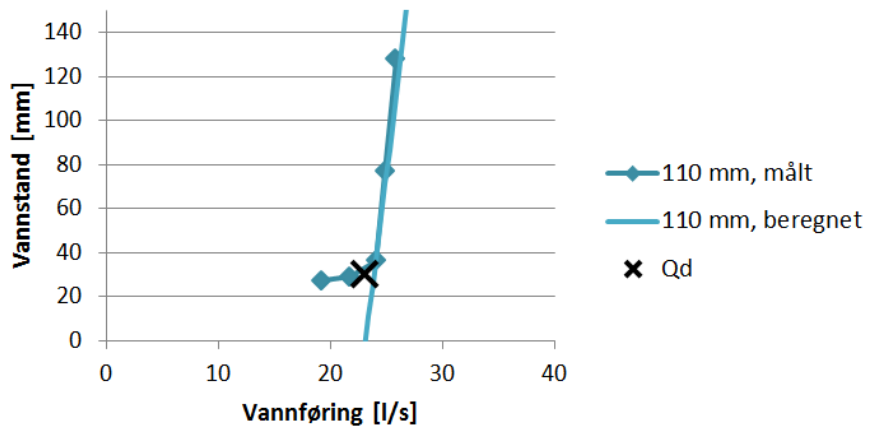
Forsøk 3.1.0.5.1



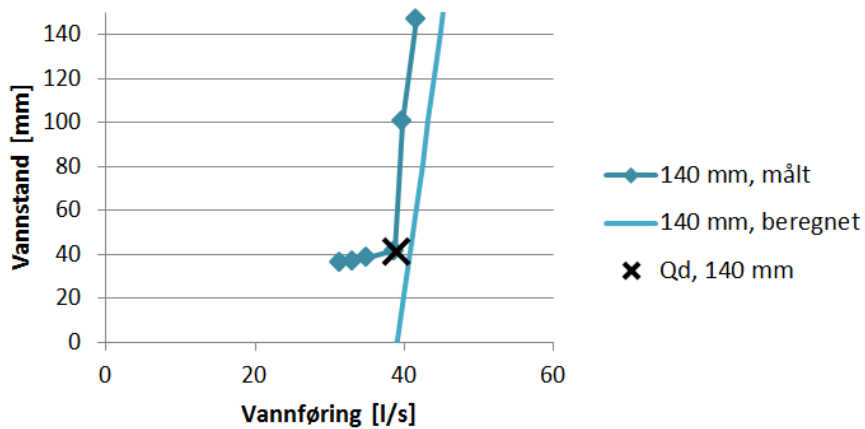
Forsøk 3.2.0.5.1



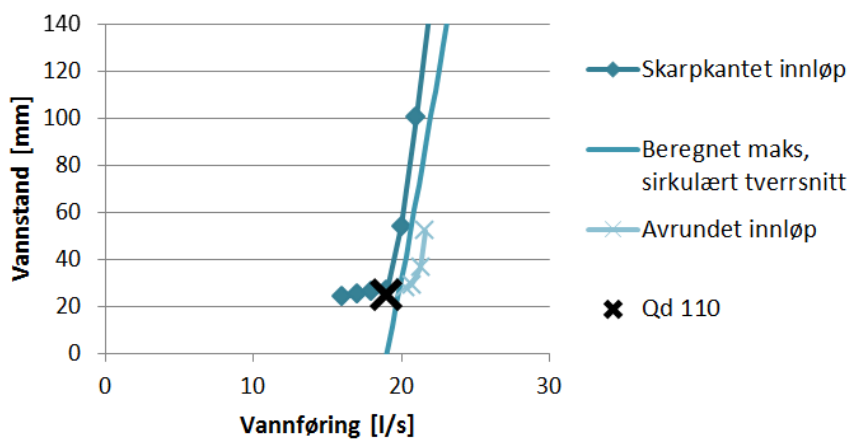
Forsøk 5.0.0.5.1



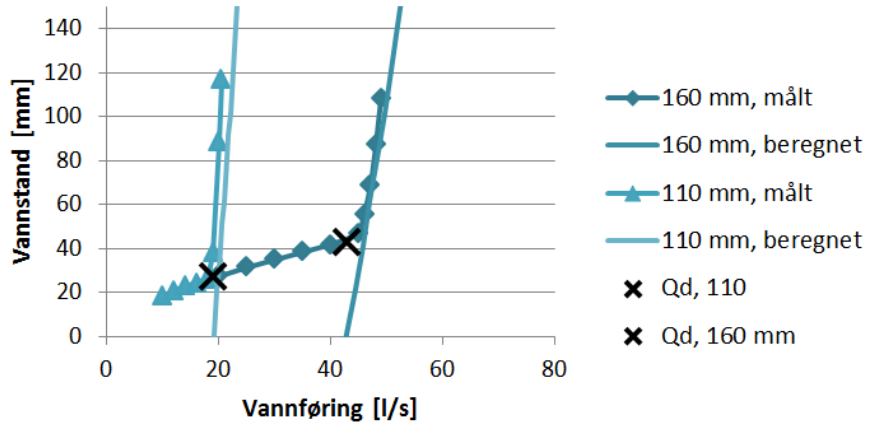
Forsøk 5.1.0.5.1



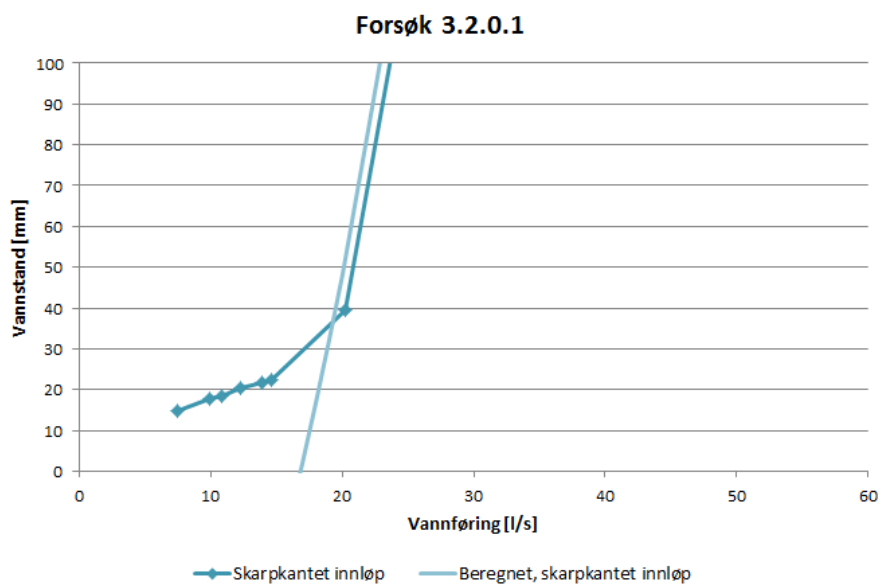
Forsøk 5.2.0.5



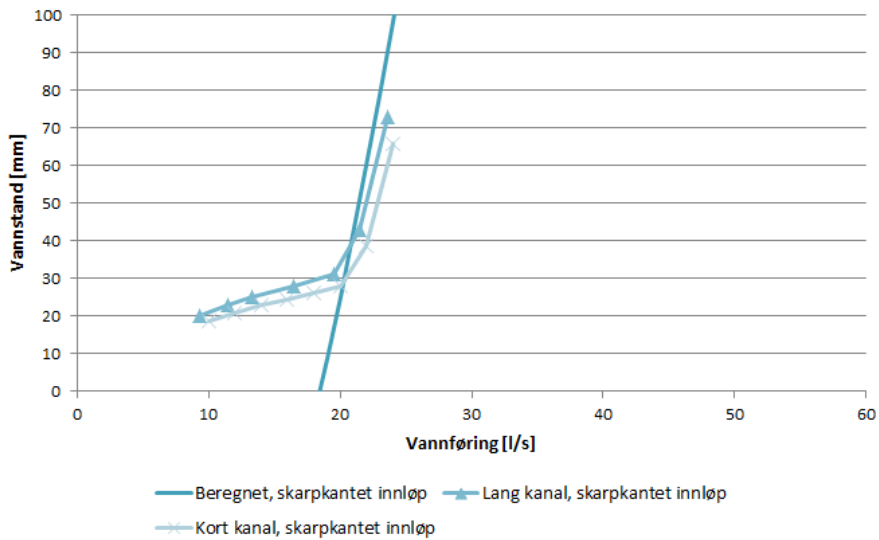
Forsøk 5.3.0.5.1



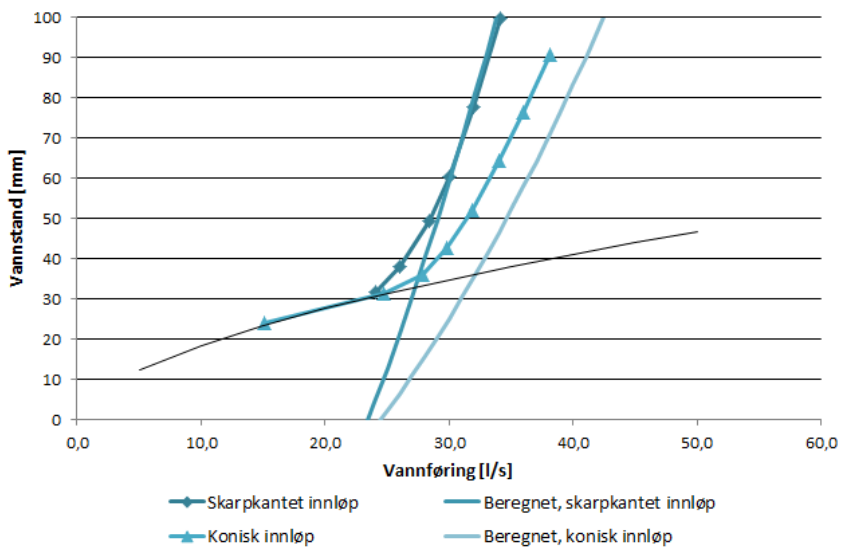
E.2 Tunnel

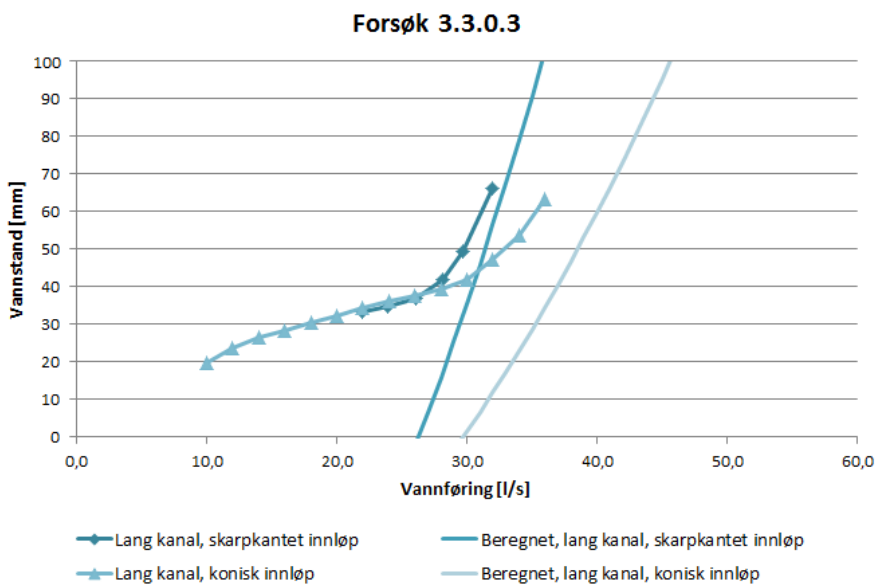
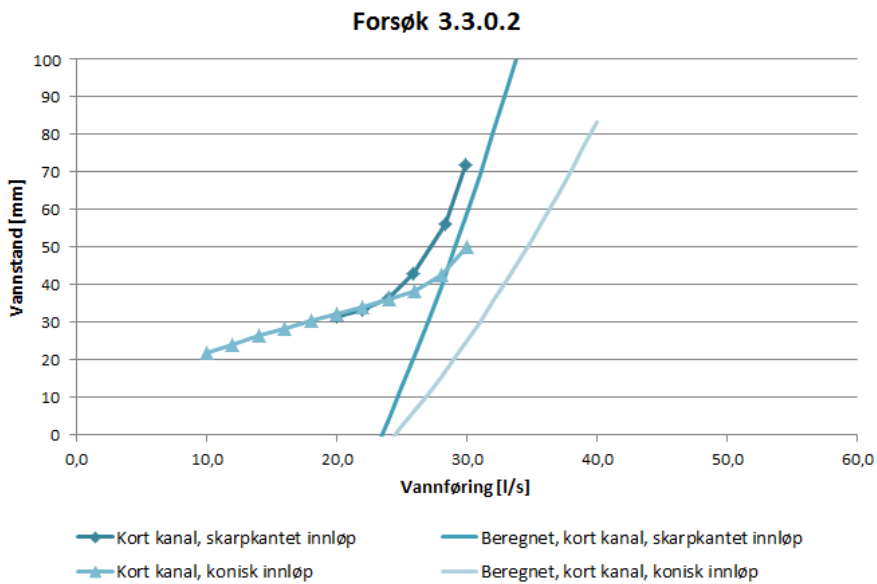


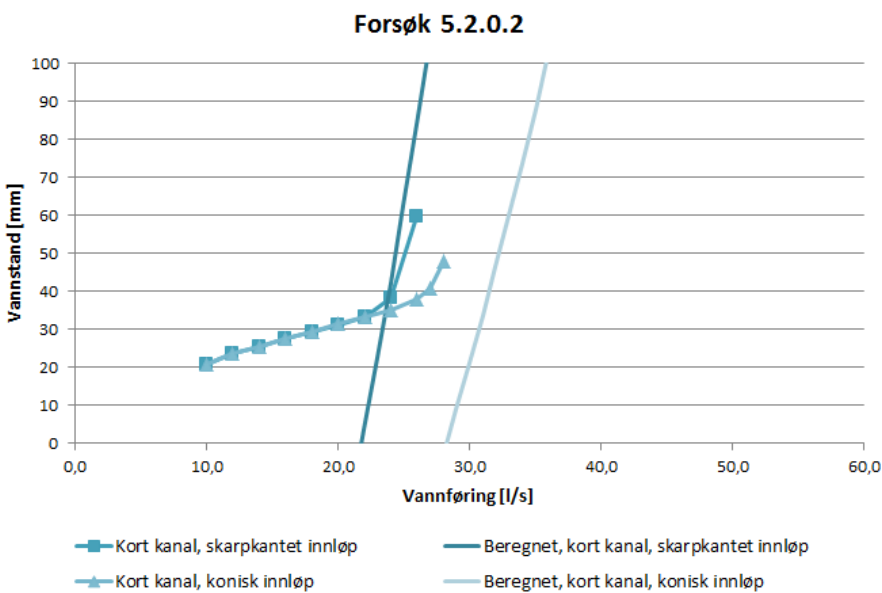
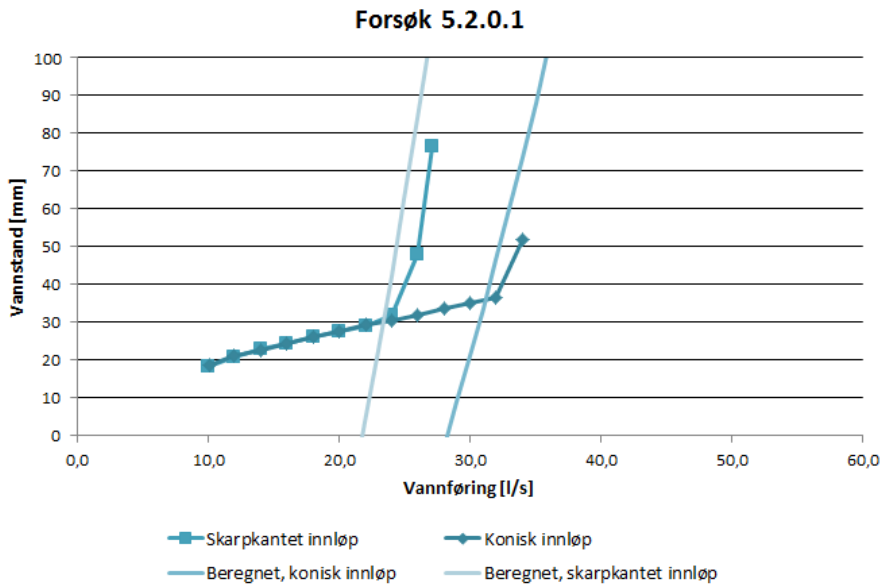
Forsøk 3.2.0.2 og 3.2.0.3



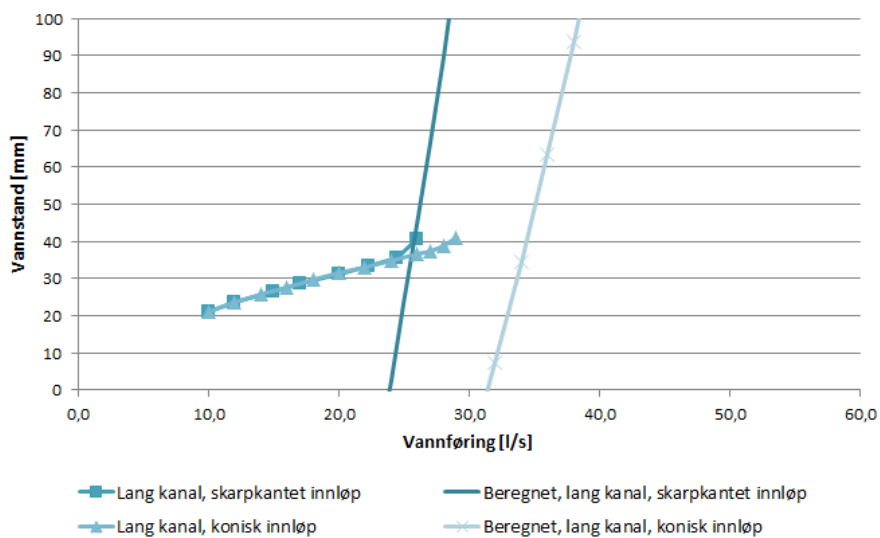
Forsøk 3.3.0.1



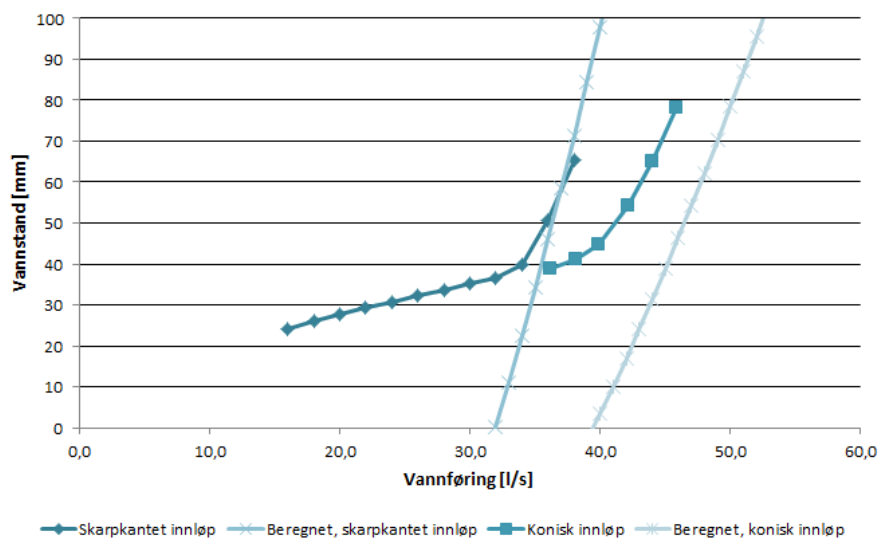




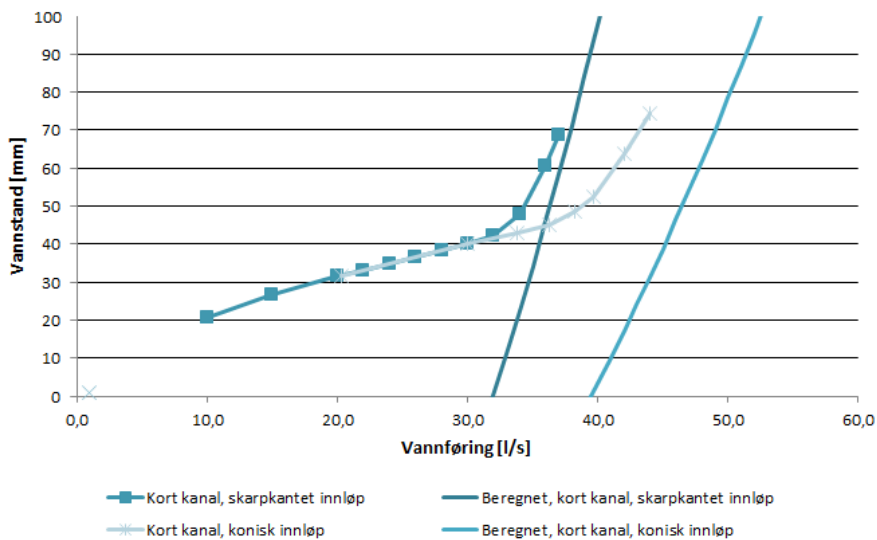
Forsøk 5.2.0.3



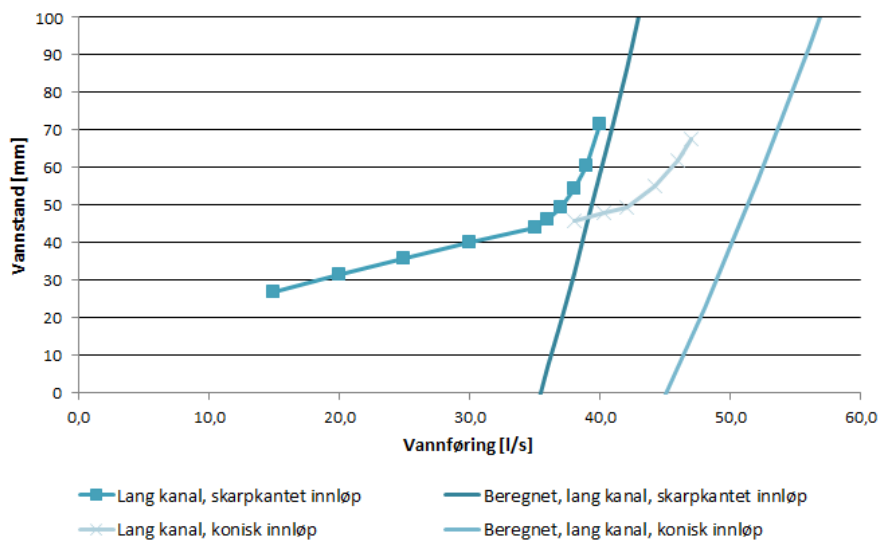
Forsøk 5.3.0.1



Forsøk 5.3.0.2

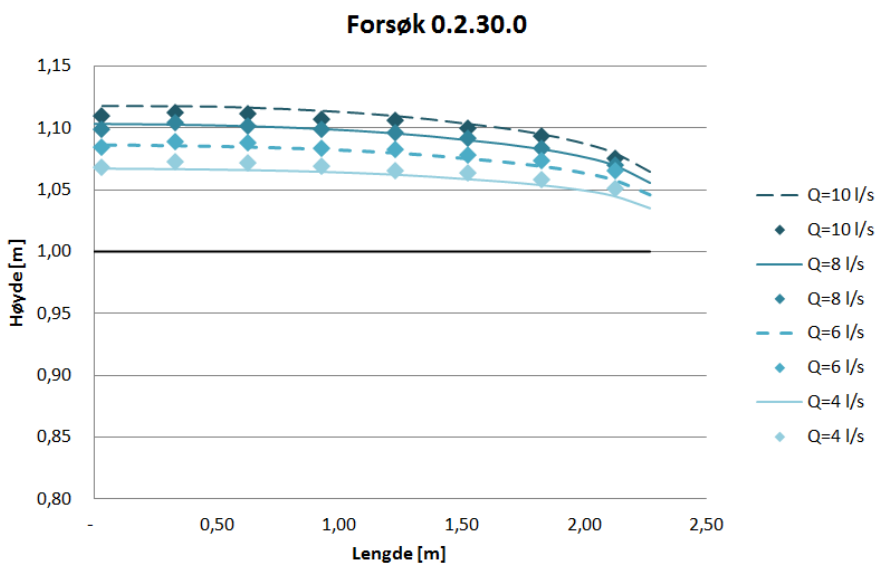


Forsøk 5.3.0.3

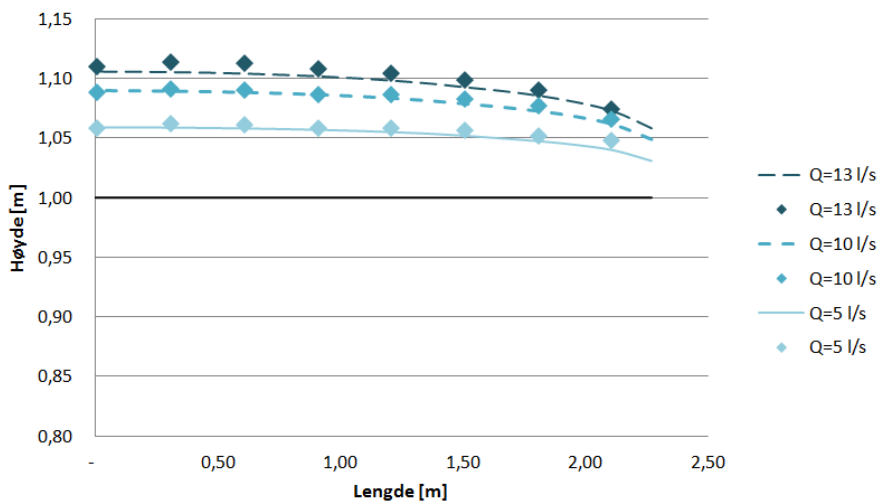


Bilag F

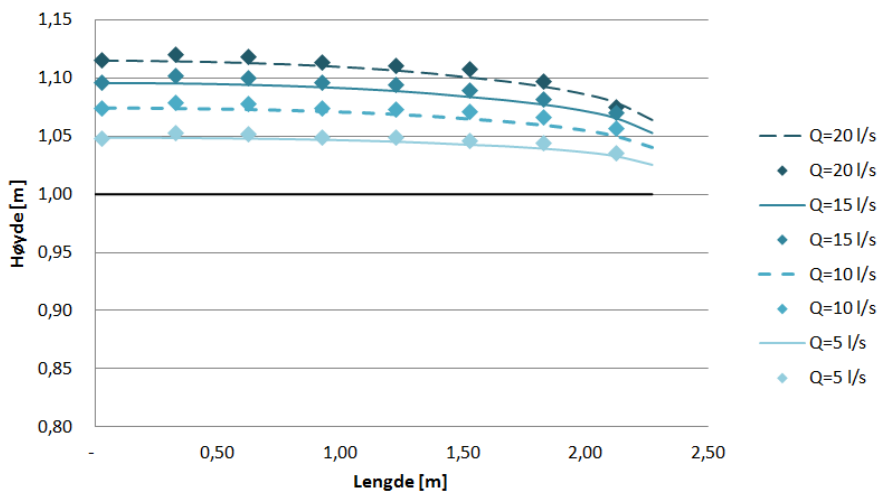
Vannlinje i ru sidekanal



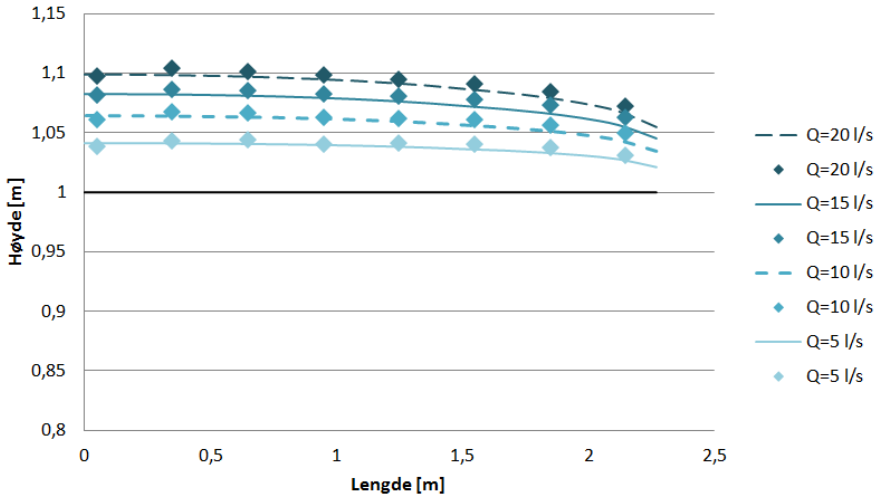
Forsøk 0.3.30.0



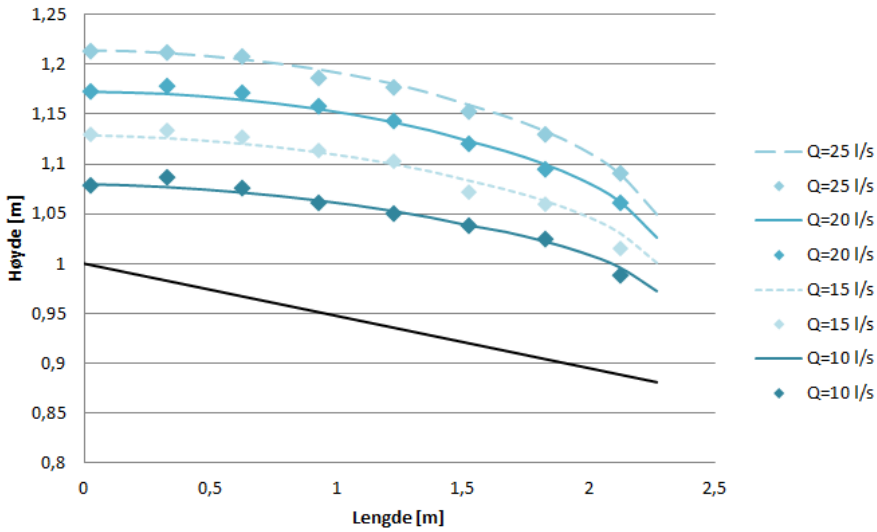
Forsøk 0.4.30.0



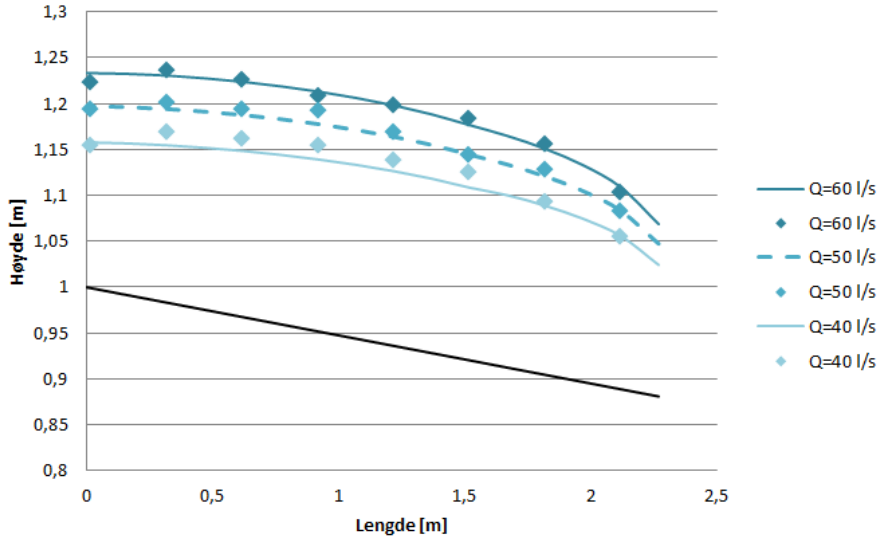
Forsøk 0.5.30.0



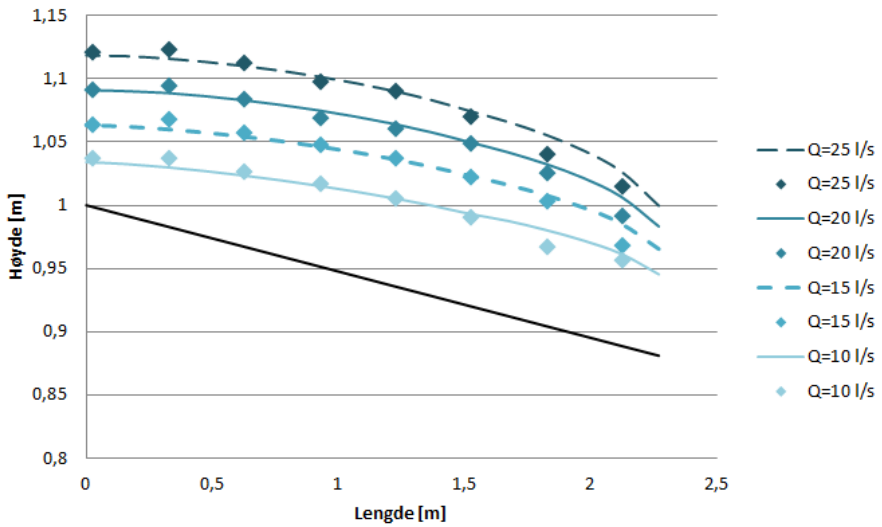
Forsøk 3.0.30.0



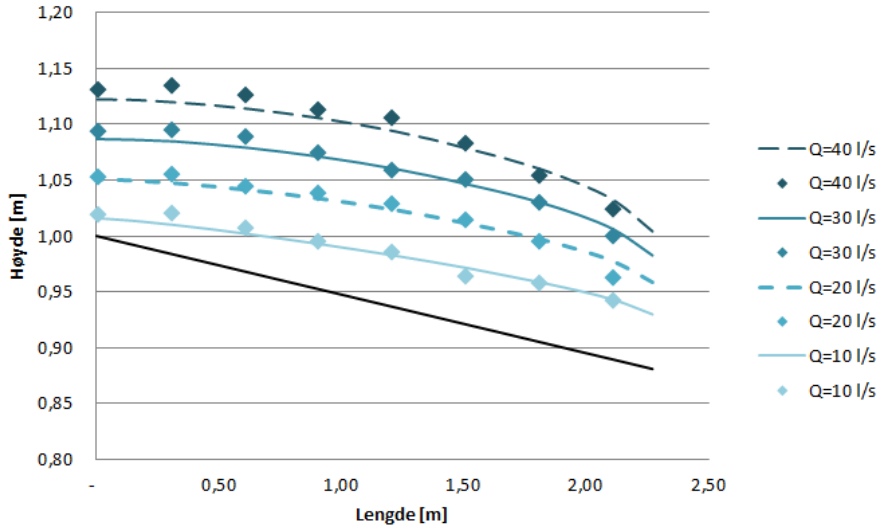
Forsøk 3.1.30.0



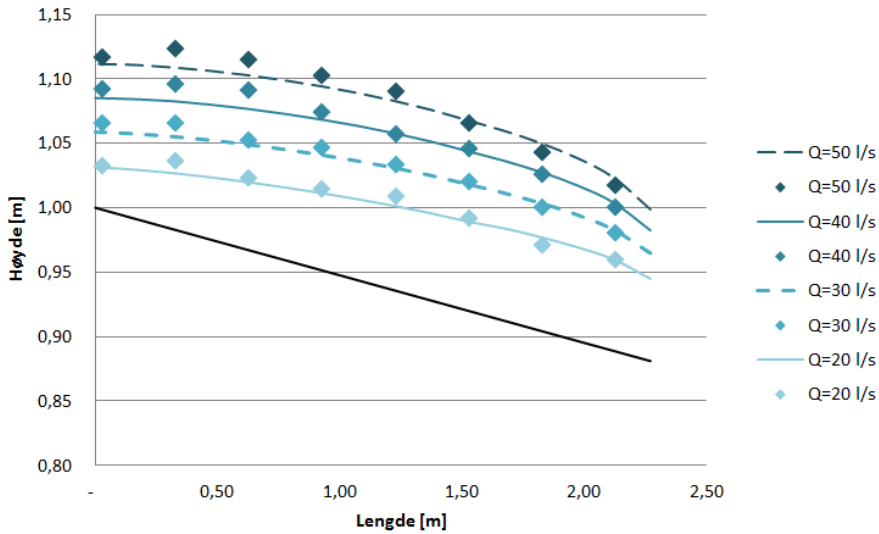
Forsøk 3.2.30.0



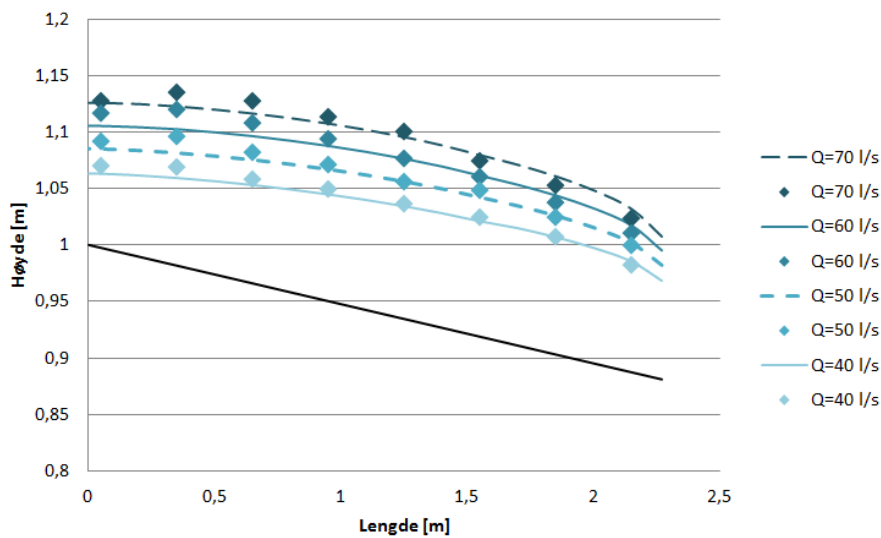
Forsøk 3.3.30.0



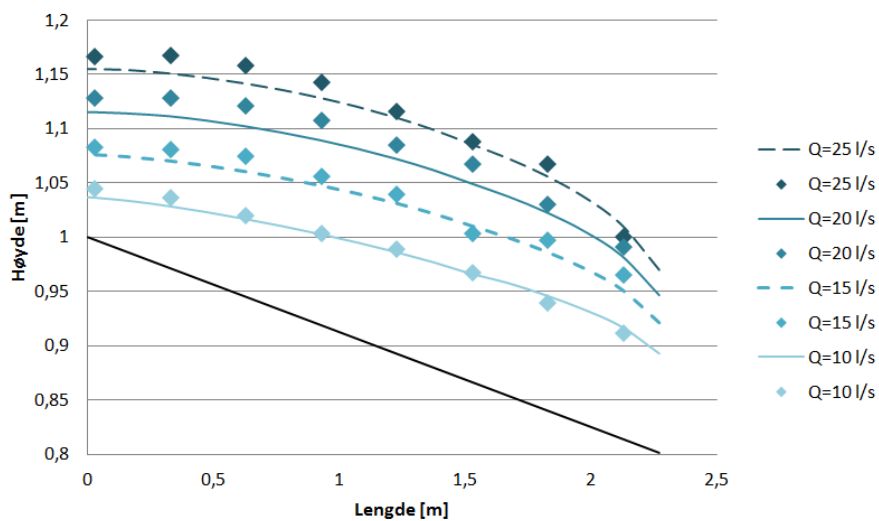
Forsøk 3.4.30.0



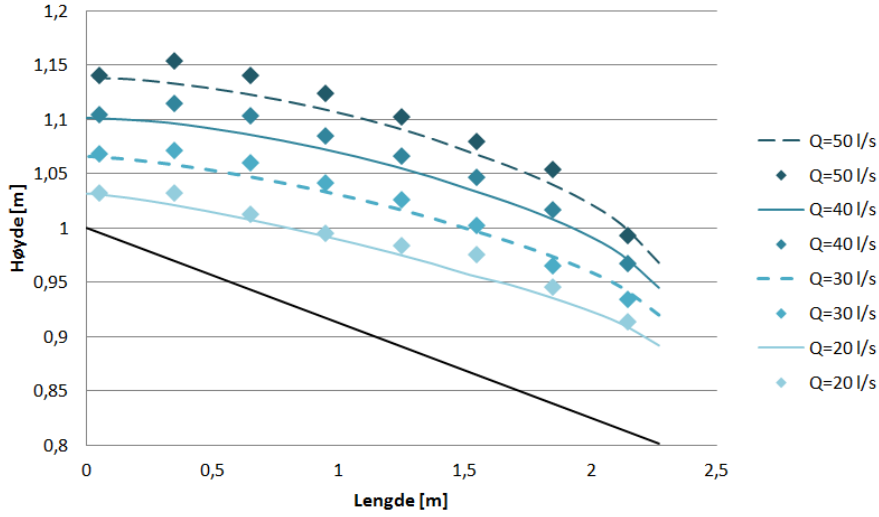
Forsøk 3.5.30.0



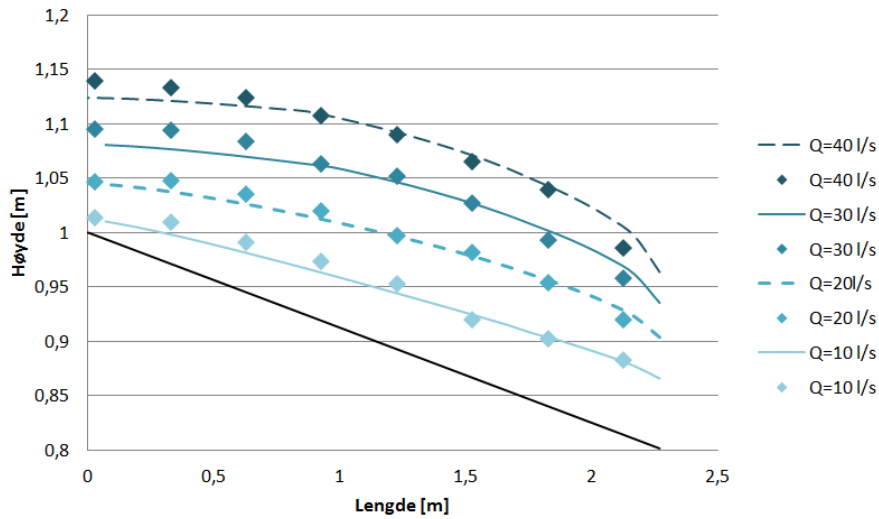
Forsøk 5.0.30.0



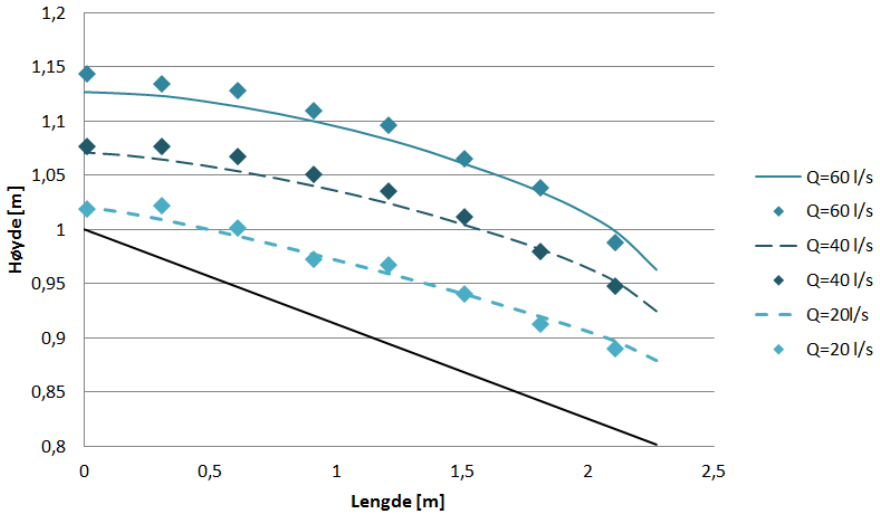
Forsøk 5.1.30.0



Forsøk 5.2.30.0



Forsøk 5.3.30.0



Forsøk 5.4.30.0

