

Laboratorieforsøk av plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer

Jon Magnus Amundsen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Morten Skoglund, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk

Sammendrag

Denne rapporten presenterer laboratorieforsøk av nedstrøms steinplastring på fyllingsdammer. I Norge benyttes det i dag steindekke over nedstrøms damskråning på alle fyllingsdammer. Med utarbeidelsen av nye forskrifter, med tilbakevirkende kraft, er det besluttet å plastre alle eksisterende fyllingsdammer. Krav til stein med karakteristisk diameter på rundt 600 [mm] medfører enorme rehabiliteringsprosjekter.

Viktige parametere som påvirker styrken til plastringen er kartlagt gjennom litteraturstudier og innledende forsøk. Videre ble alle parametrene listet og analysert. Det ble besluttet å gå videre med hovedfokus på helningsvinkel av plastringstein i forhold til damskråning og effekt av steinstørrelse. Mange andre parametere ble også kort analysert.

Ut fra analysen ble det laget forsøksplaner og skalamodeller basert på Froudes modellover. Skalamodellene ble bygget i en 13 [m] lang forsøksrenne med tverrsnitt på 600 ganger 800 [mm]. Det ble hovedsakelig bygget modeller med damhelning på 1:1,5 og damhøyder på 300 til 1000 [mm]. Stein størrelsene benyttet har karakteristiske d_{50} fra 26 til 73 [mm]. Tre hovedtyper av plastring ble undersøkt hvorav ett var et uorganisert dekkelag og de to andre var plastring med horisontal orientering av steinens lengste akse og den siste normalt på damskråningen. Plastring ble utført med å håndlegge stein i forband som forklart i forskriftene [NVE, 2007]. Forsøkene viste at:

- Plastring lagt i forband økte bruddvannføring for modellene fra 2,8 til 5,9 relativt til støttefylling med løst lagt dekkelag.
- Helningsvinkelen i forhold til horisontal plastring har mulighet til å øke styrken av plastringen betydelig i forhold til horisontal plastring. Enhetsvannføringene ved plastring normalt på damskråningen viste seg å være så høy at det ble problemer med å gjennomføre forsøk som gikk til brudd.
- Forsøk med vekslende skalering ble analysert og det er for stor variasjon i resultatene til å kunne fastslå med noen grad av sikkerhet at det er skalaeffekter. Planlagte fullskalaforsøk vil med fordel kunne avdekke dette og i tillegg gi mulighet til å studere andre faktorer som for eksempel fundamentering.

Abstract

This report presents laboratory testing of downstream riprap on rock fill dams. In Norway it is common practise to protect the downstream slope of rock fill dams with a layer of riprap. With the introduction of new regulations, with retroactive effect, all downstream rock fill dam-faces in Norway must now implement riprap protection. Regulations of minimum rock sizes of 600 [mm] causes major rehabilitation projects.

Important parameters for the strength of riprap were identified through literature studies and initial experiments. Furthermore, all parameters was mapped and analyzed. Some important parameters were chosen for testing; riprap-rock size and angle of the riprap-rock longest axis compared to the slope of the dam. Many other parameters were just briefly analyzed.

For the analysis test schedules and scale models based on Froude's model laws was produced. Experiments was conducted in a flume 13 [m] long with a cross section of 600 by 800 [mm]. There was mainly build models with a slope of 1:1,5 and dam heights of 300 to 1000 [mm]. Stone sizes used, d_{50} , ranged from 26 to 73 [mm]. Three types of riprap protection was tested; of which one was random placed stones by hand, one with horizontal riprap stones and one with riprap stones placed at 90 degrees, normal to the face of the dam. All organized riprap layer placement was done in an overlapping and bonding way as described in the regulations [NVE, 2007]. The experiments indicated:

- Strong relations between organized riprap compared to unorganized riprap have the potential to increase the failure flow 2,8 to 5,9 times.
- The placement angle of riprap stones showed stronger riprap compared to horizontal. The unite discharge of the strongest riprap was so high that the models seemed unfit for the tests.
- Different scales were analyzed to uncover scale effects and thus a high variation in the results it was not uncovered any proof of scale effects. There are however big uncertainties concerning the scale effects. Scheduled prototype testing can better uncover the problem and this will allow for testing of other important factors such as riprap foundations.

Forord

Først og fremst vil jeg takke alle som har bidratt i arbeidet med dette prosjektet. Først går en takk til min hovedveileder Morten Skogvik, medveiledere Leif Lia og Egil Andreas Vartdal, dernest vil jeg takke for samarbeidet med Hibber Campos og Marren Boon Mundal og til sist, men ikke mist, takk til laboratorieteknikere og viktige rådmenn både i Spania og Trondheim; Geir Tesaker, Miguel Á. Toledo, Rafael Morán, Ricardo Pinto León og Walter Mendoza Contreras. Det har vært uvanlig mange medhjelpere til denne oppgaven. Uten denne hjelpen hadde oppgaven vært umulig.

Arbeidet med denne oppgaven dekker 30 studiepoeng og vil med andre ord utgjøre et semesters arbeid. Denne oppgaven er avslutningen på et fem år langt studium ved Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

Totalt sett har det blitt utført over 60 forsøk med vekslende skalering det siste året. Det høye antallet forsøk gir muligheten til å trekke konklusjoner. Selv om de aller fleste forsøkene har gitt godt tolkbare resultater, har nok dessverre mange forsøk vekslende nøyaktighet. Det er flere faktorer som er vanskelig å modellere. Utarbeidelsen av et godt forsøksoppsett har også vært avgjørende og kommer nok i skyggen av de mer vellykkede forsøkene. Hibber Campos forsøk har nok vært de mest prøvende forsøkene som har blitt utført.

Jon Magnus Amundsen
(sign)

Trondheim
11 juni 2012

Innhold

1	Innledning	1
2	Teori	2
2.1	Resultater og konklusjoner fra fordypningsprosjektet	2
2.2	Krefter på plastringsstein:	3
2.2.1	Tyngdekraft	5
2.2.2	Oppdrift	5
2.2.3	Dragkraft	6
2.2.4	Løftekraft	7
2.2.5	Friksjonskraft	7
2.3	Strømningsbilde i og rundt plastringen	9
2.3.1	Permeabilitet	10
2.3.2	Gjennomstrømning i forhold til overtopping	11
2.4	Parametre som påvirker plastring	12
2.4.1	Drivende effekter	13
2.4.1.1	Enhetsvannføring	13
2.4.1.2	Andel gjennomstrømning	13
2.4.2	Stabiliserende effekter	14
2.4.2.1	Steinstørrelse	14
2.4.2.2	Steinens egenvekt	15
2.4.2.3	Steinens utforming	15
2.4.2.4	Friksjonsvinkler	15
2.4.2.5	Lengste aksens helningsvinkel	15
2.4.2.6	Antall stein per arealenhet	16
2.4.2.7	Kornskjelettet	16
2.4.2.8	Dam helning	16
2.4.2.9	Dammens høyde	17
2.4.2.10	Dammens bredde	18
3	Metode	19
3.1	Laboratoriemetodikk	19
3.2	Metode for forsøk utført ved NTNU	20
3.2.1	Forsøksplan	20
3.2.2	Forsøkskanal	22

3.2.3	Registrering av data	24
3.2.4	Utvelgelse av forsøksmaterialer	24
3.2.5	Bygging av forsøksdammer	25
3.2.6	Legging av plastring	25
3.2.7	Kjøring av forsøk	27
3.3	Metode for forsøk i Madrid	29
3.3.1	Planlegging	29
3.3.2	Bygging av modeller	30
3.3.3	Kjøring	32
4	Resultat	33
4.1	Utførte forsøk	33
4.2	Steinstørrelse og helningsvinkel	36
4.2.1	Dumpede steiner	36
4.2.2	Horisontal plastring	38
4.2.3	Plastring lagt med 90 graders vinkel	39
4.2.4	Sammenligning av forskjellige typer plastring	41
4.3	Kornskjelettet	41
4.4	Sammenligning av forsøk med og uten overtopping	42
4.5	Antall stein per arealenhet	44
4.6	Dammens bredde	44
4.7	Dammens høyde	45
5	Diskusjon	46
5.1	Sammenligning med tidligere forsøk	46
5.2	Resultatanalyse	49
5.3	Sensitivitetsanalyse	50
5.4	Skalaeffekter	50
5.5	Feilkilder	51
6	Konklusjon	53
7	Anbefalinger	54
7.1	Fullskalatesting	54
7.2	Videre arbeid med resultatene	54

Figurer

2.1	Effekt av damhelning fra fordypningsprosjekt	3
2.2	Utsnitt av damskråning	4
2.3	Oversikt over krefter på plastringsstein	5
2.4	Oppdrift på plastringsstein	6
2.5	Friksjonsvinkel	8
2.6	Mulig modell for friksjonsvinkel for plastringsstein.	9
2.7	Utstrømning av vann i damtå	11
2.8	Overtopping i forhold til gjennomstrømning [Guttormsen, 2006] . . .	14
2.9	Damhelning og dekkelag mot overtopping [Solvik, 1991]	17
3.1	Kanal system	23
3.2	Figur for utvelgelse av plastringsstein	24
3.3	Dumpet plastring	26
3.4	Horisontal plastring	26
3.5	Plastring lagt 90 grader normalt på damhelning	27
3.6	Bygging av kanal	31
3.7	Kornfordelingskurve støttefylling Madrid	31
4.1	Dumpede steiner	37
4.2	Relative steinstørrelser for dumpet plastring	37
4.3	Horisontale steiner	38
4.4	Relative steinstørrelser for horisontal plastring	38
4.5	Resultater forsøk med 90 graders steiner	40
4.6	Relative steinstørrelser for 90 graders plastring	40
4.7	Ekstrapolerte kurver for middelverdier med antatt ingen skalaeffekter	41
4.8	Antall stein plukket ut av plastring	42
4.9	Poretrykk og gradienter for forsøk uten overtopping	43
4.10	Poretrykk og gradienter for forsøk med overtopping	44
5.1	Resultat kurver fra tidligere forsøk [EBL Kompetanse, 2004]	47
5.2	Sammenligning med anbefalt kurve fra EBL Kompetanse	47
5.3	Bilde av tidligere forsøk EBL Kompetanse	48

Tabeller

2.1	Krefter på plastringsstein	3
2.2	Parametere vurdert for drivende effekter	13
2.3	Parametere vurdert for stabiliserende effekter	14
3.1	Skaleringsfaktorer	20
3.2	Forsøksprogram Serie 1	21
3.3	Forsøksprogram Serie 2	21
3.4	Forsøksprogram Serie 3	22
3.5	Mål på forsøksrenna ved NTNU	22
3.6	Registreringer under forsøk	24
3.7	Grenser for utvelgelse av plastringsstein	25
3.8	Forsøksplan for forsøk i Madrid	29
4.1	Tegnforklaring til Resultater	33
4.2	Utførte forsøk; September 2011 Serie 1	34
4.3	Utførte forsøk; November 2011 Serie 2	34
4.4	Utførte forsøk; Vår 2012 Serie 3	35
4.5	Utførte forsøk; Stor skala, Serie 4	36
4.6	Forventningsverdi og standardavvik for dumpede steiner	37
4.7	Forventningsverdi og standardavvik for horisontal plastring	39
4.8	Antatt minimumsverdi for plastring.	40
4.9	Sammenligning av forventningsverdier for forskjellige typer plastring	41
4.10	Sammenligning forsøk med og uten overtopping	42
4.11	Sammenligning av like forsøk med forskjellig bruddvannføring	44
4.12	Sammenligning av forsøk med forskjellig dambredde	45
4.13	Sammenligning av forsøk med forskjellig damhøyde	45
5.1	Feilkilder	52

Tegnforklaring

Symbol:	Forklaring:
d_{xx}	Korndiameter hvor gitt vektprosent faller under [mm]
V	Vannets hastighet [m/s]
P	Trykk [Pa]
L	Lengde [m]
B	Bredde [m]
ρ_w	Vannets tetthet [kg/m^3]
ρ_s	Steinens tetthet [kg/m^3]
g	Gravitasjonskonstanten $9,81$ [m/s^2]
q	Vannføring per meter bredde [$m^3/s/m$]
Q	Vannføring [m^3/s]
i	Gradient $\frac{\Delta h}{\Delta L}$ [-]
k_l	Laminær permeabilitetskonstant [m/s]
k_t	Turbulent permeabilitetskonstant [m/s]
m	Porøsitet $\frac{porevolum}{totalvolum}$ [-]
n	Damhelning [$1 : n$]
C_d	Dragkoeffisient []
C_L	Liftekoeffisient []
A_p	Projeksjonert areal [m^2]
N	Antall plastringstein per areal [$1/m^2$]
h	Vannhøyde [m]
F_d	Dragkraft [N]
F_L	Løftekraft [N]
G	Gravitasjonskraft [N]
O	Oppdrift [N]
β_o	Formfaktor for stein [-]
θ	Skråningsvinkel [-]
C_o	Overløpkoeffisient []
S_o	Dam helning ($\frac{1}{n}$) [-]

Kapittel 1

Innledning

Plastring er en urgammel byggeteknikk som har som formål å forhindre erosjon. Det utføres ved å legge steiner i et dekke over området man ønsker å beskytte.

Plastring av nedstrøms damskråninger er i motsetningen en mindre benyttet byggeteknikk. For fyllingsdammer er det helt essensielt at damkrona aldri overtoppes. Det stilles derfor strenge krav til dimensjonering av flomløp og andre deler av vassdrags-tekniske innretninger. Resultatet er at sannsynligheten for overtopping blir kraftig redusert. Man har derfor internasjonalt sjelden benyttet seg av plastring på hele nedstrøms damskråning.

Nesten alle fyllingsdammer har derimot noe lekkasje. Denne lekkasjen vil strømme ut gjennom støttefyllingen og komme ut av dammen som et oppkomme i tåa av dammen. Her er det vanlig å legge et dekke med større stein, slik at man håndterer denne lekkasjen. Dette gjelder også internasjonalt.

Målet med dette prosjektet er å avdekke plastringens mysterier. Selv om det er gjort mye forskning innen temaer som erosjon og erosjonssikring, er det derimot lite forskning som er rettet mot norske dammer. De fleste undersøkelser stopper ved skråninger på 1:3 og mange mye tidligere. Strømning gjennom dammen og ut gjennom plastringen er også en situasjon som er mindre belyst.

I [Damsikkerhetsforskriften, 2009] § 5-10 er det krav om at nedstrøms skråning på fyllingsdammer skal bygges for å tåle ulykkeslaster. Videre oppgir Retningslinjene for fyllingsdammer [NVE, 2007] vannføringer som settes som nedre grenser. Det er derfor hensiktsmessig å relatere plastringens styrke til en gitt vannføring til slutt.

Det finnes generelt to muligheter for å besvare problemstillingene som er presentert i denne oppgaven. Den første er å benytte kjent teori og tidligere utførte forsøk for å gjøre en teoretisk analyse. Den andre er at man kan utføre egne forsøk for å finne svar. I denne oppgaven skal vi prøve oss på begge deler.

Kapittel 2

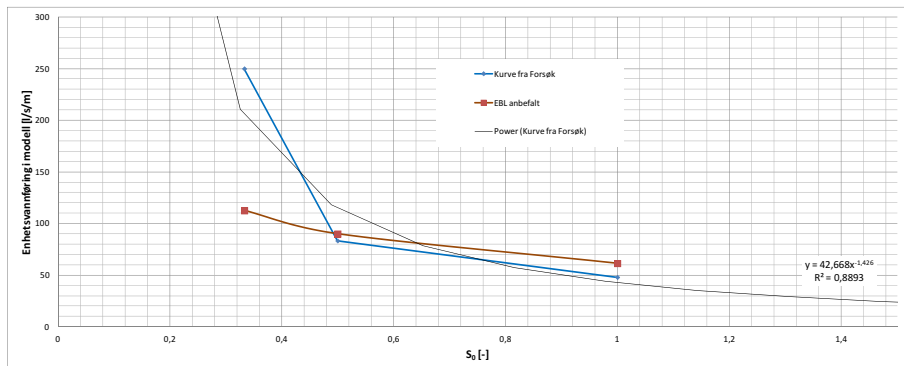
Teori

Ett av de viktigste spørsmålene rundt plastringsstein, er å avgjøre hvilke parametere som påvirker styrken. Dette ble forsøkt belyst i noen grad under fordypningsprosjektet som innledet dette arbeidet. Her oppsummeres først resultater og konklusjoner fra fordypningsprosjektet, og deretter vise det videre arbeidet med teorien for prosjektet.

2.1 Resultater og konklusjoner fra fordypningsprosjektet

Under fordypningsprosjektet i forkant av denne oppgaven ble det gjort studie og innledende forsøk, for å legge et grunnlag for denne oppgaven. To forsøksserier ble utført i samarbeid med Hibber Campos. Det viktigste arbeidet under fordypningsprosjektet var å etablere et fungerende forsøksoppsett. Selv etter å ha utført mange forsøk ble det funnet feil i måten vi utførte forsøkene. Det har dermed vært en stor gevinst med å starte tidlig.

Effekten av damhelningen ble også undersøkt og vi kom fram til følgende kurve for forholdet mellom damhelning og steinstørrelse; se Figur 2.1. Resultatene er trolig mer beskrivene for en tåsteinsanalyse enn for dekkelag i skråningen. Kurven er også sammenlignet med anbefalt kurve fra EBL Kompetanse [EBL Kompetanse, 2004]; se ligning 5.1.



Figur 2.1: Effekt av damhelning fra fordypningsprosjekt

2.2 Krefter på plastringsstein:

Tabell 2.1 viser kreftene som virker på plastringssteinen. Det er kun dersom disse kreftene er ute av balanse at plastringen vil kunne flytte på seg. Man bør imidlertid bemerke seg at vannets turbulente natur fører til at disse kreftene varierer voldsomt og svinger med høy frekvens.

Tiden det tar å løfte en stein tilstrekkelig ut av posisjon for å bli erodert vil være den samme tiden som kreftene må være i ubalanse for å bli erodert.

Kraft:	Symbol:	Formel:	Størrelsesorden:
Tyngdekraft	$G, (W)$	$m \cdot g$	$d = 0,6m; \rho = 2700 \frac{kg}{m^3} \iff 5721,19N$
Oppdrift	O	$V \cdot \rho_w \cdot g$	$d = 0,6m; neddykket \iff 2119N$
Dragkraft	F_d	$C_d \cdot A_d \cdot \rho_w \frac{V^2}{2}$	$V_\infty = 10m/s \iff 6228N$
Løftekraft	F_L	$C_L \cdot A_L \cdot \rho_w \frac{V^2}{2}$	$V_\infty = 10m/s \iff \sim 0N$
Friksjonskraft	F_f	$N \cdot \tan\phi$	$\phi = 40 \iff N = 3022,6N$

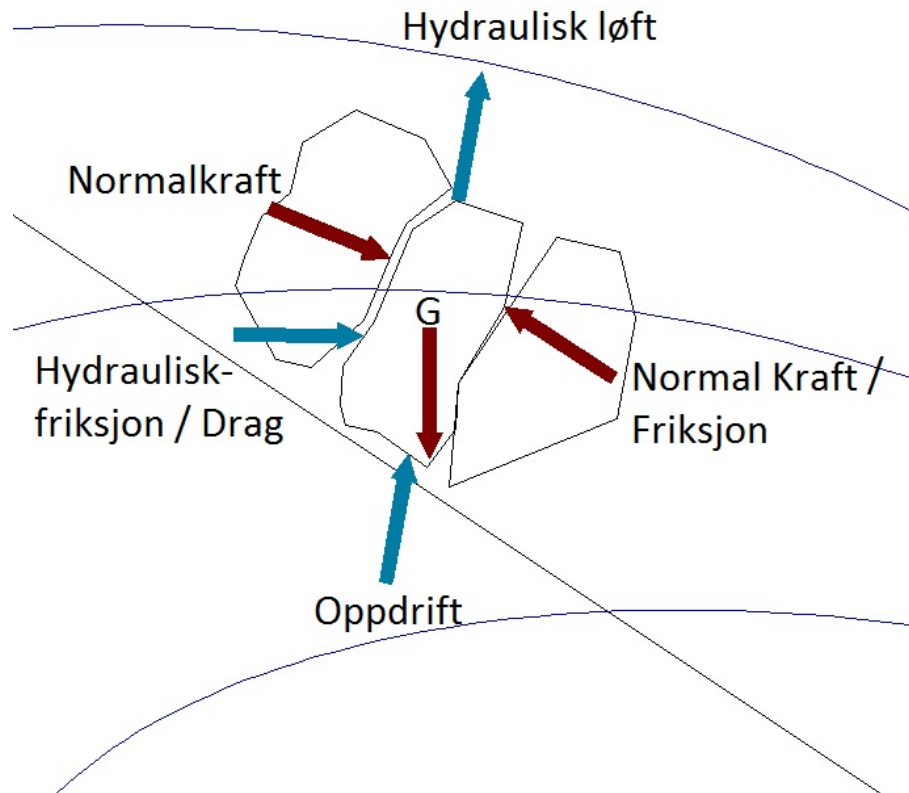
Tabell 2.1: Krefter på plastringsstein

Figur 2.2 viser et eksempel på et utsnitt av plastring. Deretter ble bildet i bakgrunnen fjernet for å benytte omrisset av steinene.



Figur 2.2: Utsnitt av damskråning

På figur 2.3 er det satt inn de forskjellige kreftene som en oversikt. Angrepspunkt er ikke nøyaktig plassert ettersom det er en prinsippskisse. Hver kraft og hvert angrepspunkt vil bli nærmere undersøkt videre i oppgaven. Linjene på figuren representerer et tiltenkt strømningsmønster.



Figur 2.3: Oversikt over krefter på plastringsstein

2.2.1 Tyngdekraft

Tyngdekrafta er trolig den mest stasjonære krafta som virker på plastringen ettersom den alltid er konstant. Endringer i tyngdekrafta kommer av endringer i forhold til steinens masse. Tyngden virker vertikalt rett ned og har en størrelse gitt fra steinens masse.

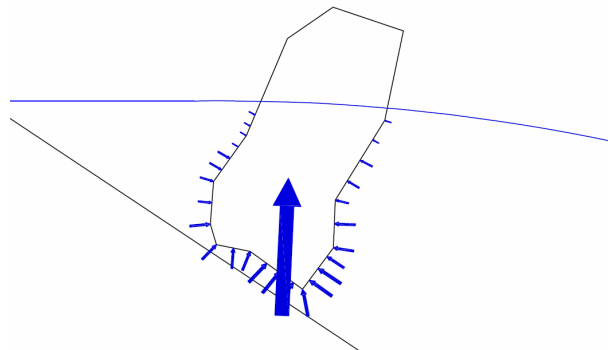
I denne oppgaven skilles tyngdekraft og oppdrift. I mye av litteraturen betraktes dette som en kraft, men for å få en litt grundigere gjennomgang av kreftene holdes de adskilt.

2.2.2 Oppdrift

Oppdrift kommer av hydrostatisk trykk fra vannet. Trykket virker normalt fra vannet på steinen med en størrelse gitt ut fra hydrostatisk trykk. Det hydrostatiske trykket vil bli påvirket av andre fenomen som opptrer når vannet strømmet, men kreftene fra fenomenet oppdrift skyldes steinens fortregning av vann. Derfor vil størrelsen være gitt ved vanddybde i et gitt punkt.

Oppdrift er en kraft som ofte slås sammen med tyngdekrafta. Ofte velger man å gjøre en forenkling ved å trekke oppdrift fra tyngdekraft, men i denne gjennomgangen og når vi betrakter plastringsstein, er dette mindre hensiktsmessig.

Som vist på skissa nedenfor vil retningen på krafta være rettet oppover, dersom steinen ligger i vannspeilet, eller normalt på vanntrykklinjene når steinen er neddykket.



Figur 2.4: Oppdrift på plastringsstein

2.2.3 Dragkraft

Dragkrefter skyldes friksjonskrefter mellom vann og stein. Men siden faseovergangen mellom stein og vann har en stor friksjon vil dragkrafta ofte komme av skjærkrefter internt i vannet. Man antar dermed at vannet som berører steinen står helt stille. Formelverket presentert i tabell 2.1 er uansett antagelser godt nok for formålet. En vanlig utgave er vist under [Nazaroff, Alvarez-Cohen, 2001].

$$F_d = \left(\frac{\pi}{4}d_p^2\right)\left(\frac{1}{2}\rho_f V_\infty^2\right)C_d \quad (2.1)$$

De interne kreftene i vannet har vist seg å følge flere formelverk. Hvilket formelverk som er gjeldende kommer av Reynoldstallet til vannet. Reynoldstallet er igjen avhengig av hydraulisk radius og hastighet (og viskositet). Vi snakker da om laminær og turbulent strømning.

$$Re_p = \frac{d_p V_\infty \rho_f}{\mu} \quad (2.2)$$

Valg av drag koeffisient blir da for de gitte Reynoldsnummere [Nazaroff, Alvarez-Cohen, 2001].

$$C_d = \frac{24}{Re_p} \quad Re_p < 0,3 \quad (2.3)$$

$$C_d = \frac{24}{Re_p}(1 + 0,14Re_p^{0,7}) \quad 0,3 < Re_p < 1000 \quad (2.4)$$

$$C_d = 0,445 \qquad 1000 < Re_p < 350000 \qquad (2.5)$$

I alle tilfeller med strømming i og rundt plastringen vil strømmingen være turbulent. Dette er en vanlig antagelse som vi finner i litteraturen og er også en antagelse for valg av modellover i våre forsøk.

$$F_d = 0,173d_p^2\rho_fV_\infty^2 \qquad 1000 < Re_p < 350000 \qquad (2.6)$$

Her er det viktig å merke seg at Reynoldstallet ikke lenger inngår i formelen, en forutsetning for valg av våre modellover.

Retningen av denne krafta vil være samme retning som vannet strømmer. En analyse av retningen på vannet gjennom plastringen etter å ha forlatt støttefyllingen vil dermed være viktig for å avgjøre hvilken retning krafta virker i. Ved turbulent strømming og et lavt vannspeil over plastringen vil overflaten være veldig irregulær og man møter dermed ikke et flatt vannspeil. Man blir da nødt til å gjøre et valg og det er lett å falle på å velge verste angrepspunkt, og verste strømningsretning.

2.2.4 Løftkraft

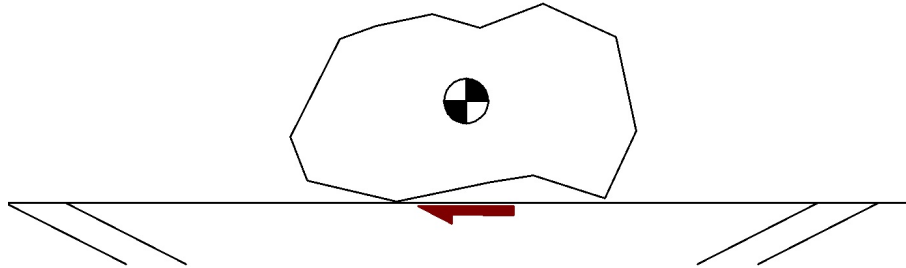
Løftkrefter skyldes et fenomen som kan kalles *flyvingeprinsippet*. Dette er beskrevet i [Fergus, 2010]. Fenomenet kan beskrives ved at høyere hastighet fører til lavere trykk. Ved en flyvinge vil den krumme formen på flyvingen føre til en høyere lufthastighet på oversiden av flyvingen. Denne større hastigheten drar ned trykket på oversiden av vingen. Trykkforskjellen på oversiden og undersiden av vingen virker i likhet med oppdrift som en kraft som dytter vingen oppover.

For en stein i elveleiet vil økt vannhastighet på oversiden av en stein dra ned trykket nettopp på oversiden av steinen. Siden vannet på undersiden strømmer mye saktere vil trykkforskjellene resultere i en løftkraft. Retningen på denne kraften vil bli diktert av hvilken side vannhastigheten er størst.

En stein som ligger over andre steiner vil ha en helt klart høyere hastighet på oversiden kontra undersiden. Vannets naturlige høyere hastighet lengst unna bunnen vil også bidra til å løfte partikler. Dette er mest interessant for suspenderte materialer. For en stein som ligger i permeable masser vil det ikke nødvendigvis være stor nok hastighetsforskjell mellom oversiden og underside til at trykkforskjellen påvirker erosjonsprosessen.

2.2.5 Friksjonskraft

Alle utlagte masser vil ha friksjon mot underlaget. Friksjonen mot et underlag er ofte karakterisert som stasjonær friksjon og friksjon for legemer i bevegelse.



Figur 2.5: Friksjonsvinkel

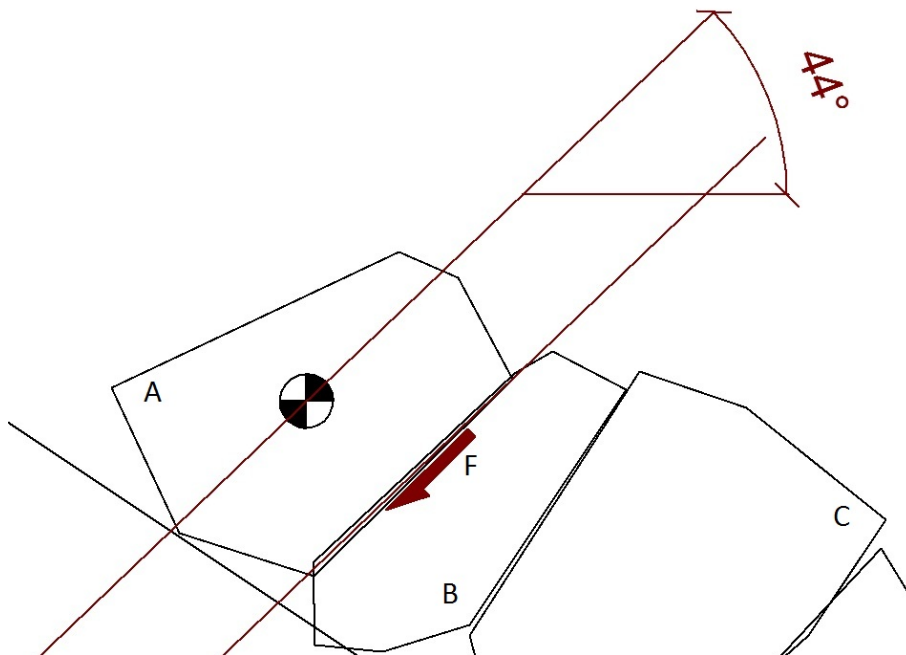
En vanlig måte å vurdere friksjon i masser på, er ved å benytte friksjonsvinkel. Friksjonsvinkel vil teoretisk være den vinkelen det er mulig å stable massene. En friksjonsvinkel på 45 grader vil dermed føre til skråninger på 1:1. Når skråningen blir brattere vil steinmassene rase. Å bruke denne definisjonen er helt klart en forenkling. Steinmasser i naturen vil ha flere friksjonsvinkler som vil opptre under forskjellige forhold. Friksjonsvinkel for stasjonære forhold vil være forskjellig fra friksjonsvinkelen for masser i bevegelse.

Vi får dermed flere friksjonsvinkler for massene. Plastring plastres stein for stein. Dette vil medføre høyere friksjonsvinkler. Som et eksempel kan man bygge tårn av klosser.

En sannsynlig modell for friksjonsvinkelen i plastringsstein, figur 2.6, er å benytte berøringspunktets helning i forhold til massesentrum. Her er det største problemet å vurdere skjærkraft F . Trolig vil denne variere med flere faktorer og helt klart avhenge av steinens tyngde. Dersom man benytter friksjonsvinkel på figuren vil man neglisjere denne skjærkraften. For analyse av krefter på plastring kan dette kan være en mulig modell.

Dersom plastringen får støtte fra plastringsstein ovenfor og vekten av steiner over legger trykk på stein A på figur 2.6 vil friksjon F ikke lengre være neglisjerbar.

Resultatet blir dermed at vi ser på vinkelen på figur 2.6 hvor støttepunktene avgjør hvilken friksjonsvinkel vi får for plastringssteinen.



Figur 2.6: Mulig modell for friksjonsvinkel for plastringstein.

2.3 Strømningsbilde i og rundt plastringen

Å kartlegge strømningsbilde i og rundt plastringen er helt avgjørende for å kunne vurdere styrken til skråningsvernet. Dette avsnittet presenterer noen viktige problemstillinger.

Vi ønsker å vurdere styrken på plastring på virkelige fyllingsdammer. For å gjøre modellforsøk må vi vite hvilke strømningsforhold som inntreffer virkeligheten. Eksempler på tilfeller som kan skje er:

- Overtopping av tettekjernen grunnet høyere vannføring enn overløpet klarer å fordøye.
- Lekkasje gjennom tettekjernen og pipeing (indre erosjonsprosesser) som fører til store vannstrømmer gjennom tettekjernen.

Disse forskjellige inputstrømningene fører til vannføring gjennom og eventuelt over nedstrøms støttefylling. Hvilken vei vannet velger å ta gjennom dammen er igjen avhengig av permeabiliteten til alle massene i og rundt dammen. Men siden støttefylling generelt bygges med høyt permeable masser som er valgt ut spesielt med tanke på permeabilitet og skjærstyrke, vil det hovedsakelig være inputstrømning til støttefyllingen og permeabiliteten til støttefyllingen og plastringen som tegner strømningsbildet.

Det finnes i dag gode dataprogrammer som er godt egnet til å simulere strømming i permeable masser. Et eksempel er plaxis som er et godt etablert program på markedet. En utfordring under slike beregninger er at programmet må håndtere strømming gjennom permeable masser, men også frispelstrømming over plastringen der vannet renner ut av dammen og ved overtopping.

Disse beregningsprogrammene bygger på beregningsmetoder som tidligere har vært utført for hånd. Slike metoder er fortsatt fullt brukbare, men nøyaktigheten er trolig noe lavere enn ved simulerte løsninger. En metode er opptegning av strømningslinjer.

2.3.1 Permeabilitet

Permeabiliteten i støttefyllingen følger enten Darcy's lov 2.7 [Darcy, 1856] som beskriver laminær strømming gjennom masser eller formel for turbulent strømming i permeable masser 2.8.

$$V = k_l \cdot i \quad (2.7)$$

$$V = \sqrt{k_t \cdot i} \quad (2.8)$$

Gradienten, i , vil være den drivende potensial forskjellen som gir vannet hastighet mens permeabilitetskoeffisienten k er den bremsende faktoren. I overgangssonen mellom turbulent og laminær benyttes ligning 2.9 [Forchheimer, 1901] som er en kombinasjon av de to.

$$i = \frac{V_l}{k_l} + \frac{V_t^2}{k_t} \quad (2.9)$$

Det finnes også formelverk for å beregne permeabilitetskoeffisienter ut fra hvilke masser man benytter. Her er finstoffinnholdet viktig. En forenklet formel for laminær permeabilitetskoeffisient i ensgradert materiale er gitt ved:

$$k_l = 100 \cdot d_{10}^2 \left[\frac{cm}{s} \right] \quad (2.10)$$

Det er stor usikkerhet knyttet til bestemmelse av turbulent permeabilitetskoeffisient. En formel for å beregne dette er Engelunds [Engelund, 1953]:

$$k_t = \frac{1}{\beta_0} \cdot \frac{m^3}{(1-m)} \cdot g \cdot d_t \left[\frac{m^3}{s^2} \right] \quad (2.11)$$

Her er β_0 en formfaktor (for sprengstein 3,6 [Guttormsen, 2006]) og d_t bestemte steinstørrelse. d_t er $1,7 \cdot d_{10}$ for velgradert materiale og d_{50} for ensgradert materiale.

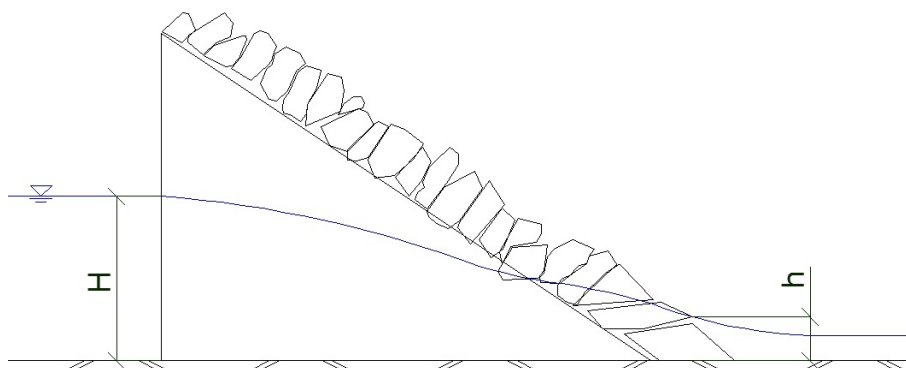
Som nevnt i seksjon 2.2.3 Dragkraft vil det være turbulent strømming i støttefyllingen. Dette er en vanlig antakelse og vi kan støtte oss på flere kilder.

Det at all aktuell strømming er turbulent er også et kriterium for at vi kan benytte Froude's modellover når vi skalerer i laboratoriene.

Det finnes også en formel for høyden hvor vannet kommer ut av dammen. Denne høyden som vist på figur 2.7 er gitt ved følgende formel [Solvik, 1962]:

$$h = \frac{q}{\sqrt{k_t \cdot i}} \cdot \frac{1}{(1 - n \cdot \tan\theta) \cdot \cos\theta} \quad (2.12)$$

Her må det forøvrig bemerkes at formelen gjelder for homogene masser. I figur 2.7 vises også plastringen og formelen vil dermed ikke gi riktig svar for utstrømningshøyde på figuren. Det er derimot rimelig å neglisjere plastringen grunnet høy permeabilitet.



Figur 2.7: Utstrømning av vann i damtå

Denne formelen kan benyttes for å avgjøre hvilken utstrømningshøyde som er aktuell for modellforsøk.

2.3.2 Gjennomstrømning i forhold til overtopping

Ved å benytte formel 2.12 vil man ved en gitt vannføring nå en høyde som er høyere enn dammen. Strømningsbildet vil da endre seg og vi vil få en kombinert overtopping og gjennomstrømning.

Ved våre laboratorieforsøk må vi ta stilling til hvilket strømningsbilde som er aktuelt å teste for. Det viktigste spørsmålet her, er om strømningsbildet i laboratoriet er representativt for virkeligheten.

Som nevnt i innledningen 2.3 er det flere typer strømning som skjer i virkeligheten. Selv om disse er forskjellige er det ikke sikkert at den resulterende strømmingen i støttefyllingen og plastringen vil oppføre seg så forskjellig.

Under de innledende forsøkene i forprosjektet ble det først eksperimentert med en dam konstruert som en støttefylling lagt mot en høyt permeabel rist som vi har vurdert til neglisjerbar under alle praktiske forhold. Denne konstruksjonen ble i høy grad overtoppet slik at dammen i sin helhet fungerte som en terskel. Denne overtoppingen ble da vurdert til ikke å være spesielt representativ. Flere vurderinger i forhold til dette kommer til å bli behandlet senere. Det har blitt eksperimentert med en plate som hindrer overtopping og dermed leder alt vannet gjennom dammen.

Denne plata har redusert overtoppingen til et absolutt minimum. All vannføring som pumpa leverer, har endt opp som gjennomstrømning. I neste delkapittel er det gjort en sammenligning av resultater for de to strømningsforholdene.

Laboratoriet har noen begrensninger i forhold til pumpas kapasitet. Vi har to aktuelle pumper som leverer 36 og 150 [l/s]. Nøyaktigheten i vannføringsmålinger er nok mye bedre for den minste av de to. Disse begrensningene vil også nødvendigvis spille inn på valg av utforming.

Dersom det kun er det gjennomstrømmende vannet som skaper de drivende kreftene for å løfte plastringstein ut av posisjon, vil det kanskje kun være dette vannet som er interessant å måle og overstrømmende vann kan kanskje med fordel fjernes fra forsøkene.

Det bør også nevnes at vi har satt spørsmålstegn ved hvor vidt det overstrømmende vannet har hatt en stabiliserende effekt på plastringen og dermed bidratt til å høyne bruddvannføringen. Her er det mange ting som kommer inn både i vurderingen og likestilt på siden. Det viktigste spørsmålet er her, som nevnt tidligere, hvor vidt vi simulerer virkelige og riktige scenario. Med riktige her menes noe som trolig vil ligge rimelig tett opp mot verste scenario.

2.4 Parametre som påvirker plastring

For å finne ut hvilke parametre som er viktig for plastring har vi etter litteraturstudiet vurdert parametrene som påvirker plastring. Denne analysen er samlet i tabell 2.2 som viser faktorer som påvirker de drivende kreftene og tabell 2.3 for stabiliserende. Dette har vært en viktig analyse som setter rammene for hva som er studert i laboratoriet og hvilke hypoteser som er testet. Etter tabellen er de viktigste synspunkter og vurderinger kort beskrevet.

2.4.1 Drivende effekter

Nr:	Parameter:	Symbol:	Vurdert innvirkning:	Undersøkelser/Notater:
1	Enhetsvannføring	q	Stor	All teori bygger på
2	Vannhastighet ved damtå	V	Viktig	
3	Vannhastighet ved bruddpunkt	V	Viktig	
4	Vannparametere	μ, ρ_w	Stor	Ikke vurdert
5	Vanntrykk bak plastring	P	Trolig interessant	Vanskelig å måle
6	Andel gjennomstrømning	-	Stor	
7	Overtoppingshøyde	h	Ikke teoretisk, men interessant	
8	Massenes porøsitet	n	Påvirker strømningsmønster	Vurdert teoretisk
9	Massenes permeabilitet	k	Påvirker strømningsmønster	Vurdert teoretisk
10	Pakningsfaktor	D_r	Påvirker strømningsmønster	Ikke vurdert
11	Kornfordelingsfaktor	C_u	Materialene er ofte ensgradert	Ikke vurdert
12	Nedstrøms vannivå	d	Stor	Kun kommentert

Tabell 2.2: Parametere vurdert for drivende effekter

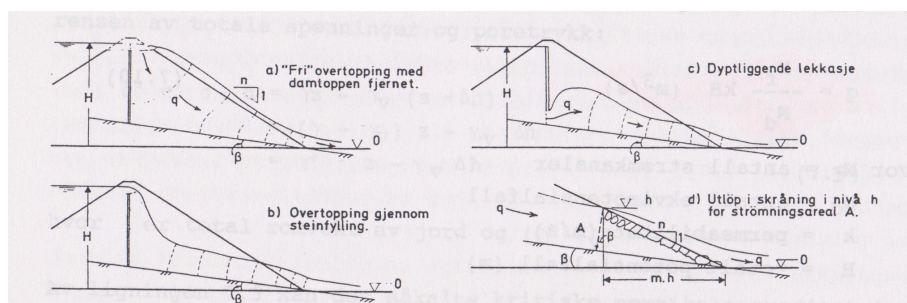
2.4.1.1 Enhetsvannføring

Enhetsvannføring er vannføring per lengdeenhet. Det er nettopp denne parameteren som kravene bygger på. Som nevnt i kapittel 1 så er det nettopp denne parameteren vi ønsker å vite motstandsdyktigheten mot. Kraftene på plastringsstein er jo helt avhengig av vannføring. Enhetsvannføringen kan nesten sammenlignes med pris i markedsføring. Alle andre parametere må nødvendigvis relateres til noe og da er dette en av de beste kandidatene.

2.4.1.2 Andel gjennomstrømning

Hvor mye vann som strømmer gjennom dammen er en viktig faktor som vi med sikkerhet kan si har en effekt. Dersom støttefyllingen er så tett at overtoppende vann ledes ut til overflaten vil steinene nødvendigvis oppleve andre krefter enn om vannet renner ut gjennom dammen. Hvor vidt og i hvilken grad denne utstrømningen er kritisk er interessant å undersøke.

Steinfyllingsdammer skal forøvrig bygges med høyt permeable masser. Dette vil føre til at en eventuell overtopping eller lekkasje i dammen vil utjevne seg raskt og den resulterende utstrømning og overtoppings forholdet vil være relativt likt for alle tilfeller. Se figur 2.8 b) og c). Høyere vannføringer har nødvendigvis større mulighet til å skape varierende forhold for plastringen.



Figur 2.8: Overtopping i forhold til gjennomstrømning [Guttormsen, 2006]

2.4.2 Stabiliserende effekter

Nr:	Parameter:	Symbol:	Antatt innvirkning:	Undersøkelser/Notater:
1	Steinstørrelse	d_{xx}	Stor	Viktig
2	Steinens tetthet	ρ	Stor	
3	Steinens utforming	a, b, c	Teoretisk	
4	Massenes friksjonsvinkel	$\phi_{\mu}, \phi_{deg}, \phi_{reor}, \phi_{dil}$	Påvirker friksjon	
5	Lengste akse vinkel	α	Stor	
6	Plastringens utførelse	—	Stor	
7	Antall stein per areal	N	Stor	
8	Kornskjelettet/kritiske stein	-	Stor	Fjerning av kritiske stein i kornskjelettet
9	Dam bredde	B	Ikke teoretisk	
10	Dam helning	n	Stor	
11	Dam høyde	H	Ikke teoretisk	

Tabell 2.3: Parametere vurdert for stabiliserende effekter

2.4.2.1 Steinstørrelse

Steinstørrelsen og form på stein i plastringen er antatt å være helt avgjørende for mange aspekter. Steinstørrelsen påvirker ikke bare steinene med vekt fra størrelse og friksjonsvinkler fra form, men også strømningsbildet rundt steinene. Permeabiliteten kommer

helt klart fra hvilke steinstørrelser som er benyttet. Steinstørrelsen har vært hovedfokus for nær sagt alle tidligere undersøkelser.

2.4.2.2 Steinens egenvekt

Hver enkelt steins egenvekt ρ_s er viktig ut fra teorien rundt erosjon. Det er bare én parameter som blir påvirket og det er steinens vekt og gravitasjonskraften. Men siden friksjonen er en funksjon av nettopp steinens vekt, vil dette ha stor innvirkning på de stabiliserende kreftene. Dette er helt klart en avgjørende faktor.

2.4.2.3 Steinens utforming

Steinens utforming påvirker hvordan den kan plasseres og hvordan den samvirker med steinene rundt. Ved å bygge noen modeller under forsyningdprosjektet ble steinens utforming vurdert til mindre viktig. Dårlige steiner kan plasseres med omhu inn i strukturen på en slik måte at dens dårlige kvaliteter reduseres. Flate steiner kan plasseres på høykant slik at det er mindre prosjektert areal som mottar krefter fra vannet og lange steiner kan bygges inn i støttefyllingen.

Bedre utforming på steinene bidrar dermed til at det er enklere å bygge plastring. Men det stilles spørsmålstegn ved hvor vidt kravene i forskriftene er mulig å følge.

2.4.2.4 Friksjonsvinkler

Friksjonsvinklene til plastringen og støttefyllingen er helt kritiske dersom bruddene er av geoteknisk karakter og ikke skyldes erosjonsprosesser. Plastring legges i hovedsak som erosjonssikring av nedstrøms damskråning. Men innledende forsøk kan gi inntrykk av at

2.4.2.5 Lengste aksens helningsvinkel

Plastringens lengste aksens helningsvinkel har vært et av de store spørsmålene som har blitt vurdert. Dette var et av de viktigste spørsmålene som kom fram i samtaler med maskinfører ved plastring i Grytten vassdraget i Møre og Romsdal. Her kom det fram at det hadde vært endrende retningsledninger ut fra hvem som gjorde kontrollen ved anleggene. Fyllingsdammer bygges i dag med et stort fokus på nøyaktige kurver og linjer gjennom dammen. Andre hensyn som utseende og muligheter for dyr å sette fast bein har gjort at det har vært varierende målsetninger når det gjelder plastringens helning.

Plastringens helning har trolig flere viktige momenter. Ut fra plastringsteinens form vil det kunne føre til en tettere plastring dersom man benytter en plastring med høy vinkel i forhold til damskråning. Når plastringen er 90 grader på dam helning vil man få den tetteste plastringen. Men det er dermed ikke gitt at dette er den plastringen som gir størst motstandsdyktighet for store vannføringer.

Dersom det er mye større permeabilitet i plastringen kontra i støttefyllingsmassene vil tettheten av steiner vil kunne påvirke trykkehøyden like bak plastringen. Helningsvinkelen kan også påvirke hvor mye av vekten til overliggende stein som overføres til

den gitte stein, men dette kommer først frem i ekstreme tilfeller hvor vi har vertikal plastring.

2.4.2.6 Antall stein per arealenhet

Med dette menes antall plastringsstein som i snitt kan finnes innen en gitt arealenhet. Dette er en parameter som er avhengig av andre parametere som for eksempel porøsitet av plastringen og helnings vinkel på plastringsstein. På den måten er det kanskje ikke antall stein i seg selv som er viktig for plastringen, men de effektene dette har med seg som er de viktige faktorene. Mange av disse viktige faktorene kan være vanskelig å måle. Antall stein per arealenhet kan dermed være en gunstig måte å kvantifisere slike faktorer på.

2.4.2.7 Kornskjelettet

Dersom hver enkelt stein i plastringen er kritisk vil man fort operere med et system av muligheter for brudd. Dette kan være tilfelle alt etter hvordan kreftene overføres gjennom kornskjelettet. Når kornskjelettet bryter sammen vil trolig også dammen bryte sammen. Man må derfor multiplisere sannsynligheter for brudd i hver stein og sikkerhetsfaktoren for plastringen som helhet vil falle hurtig mot brudd. Det er derfor avgjørende å finne ut hvor kritisk hver enkelt stein er i kornskjelettet.

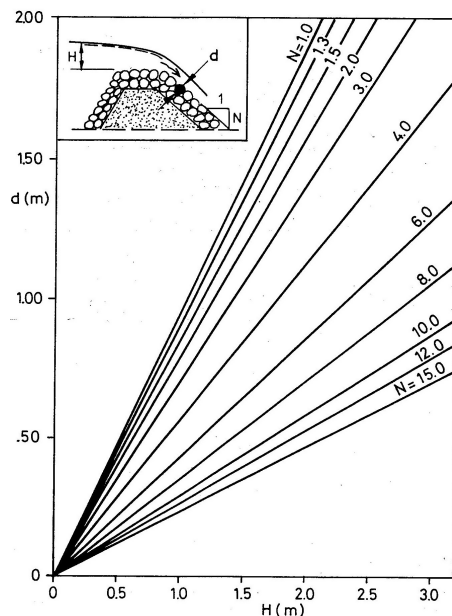
Det er ingen tvil om at plastringen mister styrke dersom man fjerner enkelte steiner. Det kan tenkes at plastringen blir påført en ytre effekt som fører til at plastringen får en skade eller at det oppstår hull ved vannføringen som ikke fører til at dammen går til brudd.

Hvor vidt disse hullene er kritiske kommer av om det er mulig å overføre krefter fra overliggende steiner i kjede til vederlaget eller om bakenforliggende masser eroderes ut av hullet og graver hullet større. For det første må det stilles spørsmål om hvor vidt plastringen ligger i forband. For det andre må strømningsbildet i hullet analyseres og ved brudd må det inntreffe en kritisk vannføring for at bakenforliggende masser skal eroderes.

Til slutt bør det også nevnes at plastringen som helhet kan svekkes grunnet et lettere skråningsvern og vi får et brudd. Dette er lett å forklare dersom man vurderer stabilitetsbrudd langs skjærflater.

2.4.2.8 Dam helning

Dammens helning mot horisontalen er en viktig faktor. Dette er stadfestet i teorien gjennom tidligere forsøk [Solvik, 1991].



Figur 2.9: Damhelning og dekkelag mot overtopping [Solvik, 1991]

Hvilken innvirkning dette har er et veldig interessant tema ut fra et teoretisk synspunkt. Dagens fyllingsdammer og regelverket i dag setter klare linjer for hvilke friksjonsvinkler som er tillatt å bruke for sprengstein. Dette resulterer i at nesten alle dammer bygges med relativt like damhelninger.

2.4.2.9 Dammens høyde

Dette er en parameter som er av stor interesse for hvor vidt det er mulig å modellere plastringens effekt. Dersom dammens høyde har en stor innvirkning på plastringens styrke vil våre resultater for en relativt liten dam være av mindre interesse enn dersom vi betrakter store dammer.

Det er flere faktorer som kan føre til at høyden av dammen har en effekt. Dersom støttefyllingen er så tett at vannet ledes ned langs yttersiden av damskråningen ved en eventuell overtopping av dam kjerne. Dette kan forekomme som eventuelle tette sjikt i støttefyllingen som leder vannet ut eller bare at hele støttefyllingen er for tett. Da mister man en eventuell effekt som kommer fra gjennomstrømming.

Dersom man har en støttefylling med en høy nok permeabilitet vil dermed vannet ledes ned i støttefyllingen og kritisk vannføring vil trolig være før vi oppnår overtopping langs hele dam skråningen. Utstrømningshøyden vil altså være lavere enn området der vannet strømmer inn i dammen. Dette kan beregnes med ligning 2.12.

2.4.2.10 Dammens bredde

Ideelt sett vil kreftene i plastringen fordeles ned til fundamentene og dambredde har ingen betydning. Dersom dambredde har en effekt vil vi med andre ord se på fenomener som ikke er interessante. Dette har tidligere blitt beskrevet av Shields [Shields, 1936] at veggene i hans forsøkskanal trolig har hatt en effekt på store stein. Vi må derfor passe på å forsikre oss om at vi ikke møter på samme problem.

Kapittel 3

Metode

Det ble gjort forsøk ved to lokasjoner for å utnytte mulighetene til å variere flere parametere og for å kunne utforske skalaeffekter nærmere. De fleste forsøk ble utført ved vassdragslaboratoriet ved NTNU og en forsøksserie ble utført ved Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

3.1 Laboratoriemetodikk

En vanlig metode for å redusere feilkilder er å blande forsøksserier inn i hverandre for å utjevne usikkerhetsmomenter og feilkilder. Dette kalles også “scatter program” [Ettema et al, 2000]. Dette har blitt gjennomført i så stor utstrekning som var praktisk mulig. Hovedfordelen med dette er reduksjon av feilkilder når man vurderer et stort antall forsøk. Den helt klart største bakdelen er at man er nødt til å binde seg til et forsøksprogram. Dersom man for eksempel ønsker å variere flere parametere må man enten gjøre om på mye av forsøksprogrammet eller ta til takke med å la noen forsøk komme utenfor forsøksmatrisen.

Et eksempel på slike faktorer er temperatur og tidspunkt på dagen for forsøket. Ved å la forsøk i to forsøksserier fordele seg jamt mellom tidlig og sent på dagen vil en eventuell temperaturendring i løpet av dagen påvirke begge serier i like stor grad. Resultater er at feilkilden vil fortsatt påvirke sammenligninger av enkeltforsøk, men ikke sammenligning av snittet av flere forsøk.

Froude’s modellover ble benyttet i alle tilfeller og forutsetter at resultatene er konstant ved geometrisk likhet og samme Froudetall. Se ligning 3.1.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (3.1)$$

Dette medfører skalerings koeffisienter vist i tabell 3.1.

Grunnenhet	Skaleringsfaktor
Lengde	L_r
Areal	L_r^2
Volum	L_r^3
Masse	L_r^3
Tid	L_r^{-1}
Vannføring	$L_r^{\frac{5}{2}}$
Hastighet	L_r^{-1}
Trykk	L_r
Energi	L_r^4

Tabell 3.1: Skaleringsfaktorer

3.2 Metode for forsøk utført ved NTNU

Metodikken som har blitt benyttet kan enklest beskrives som generell hydraulisk modellering. Dette er metodikk som bygger på geometrisk likhet og valg av modeller for krefter. Modellovene som har blitt vurdert til styrende for kreftene i modell og virkelighet er Froude's modeller.

Forsøkene har blitt utført i en forsøkskanal. Kanalen er spesialbygget for forsøksformål og er derfor godt egnet til formålet. Forsøkskanalen er beskrevet under avsnitt 3.2.2.

Data og resultater fra forsøkene er hentet gjennom to hovedformer. Den første er video og den andre er logging av sensorer. Datalogging og hvordan data har blitt registrert er samlet i avsnitt 3.2.3.

Forsøkene ble startet med bygging av dammen. Under alle forsøk ble det bygget en støttefylling som representerer dammen. Disse massene ble lagt opp mot en rist. Deretter ble vekslende plastring lagt over denne støttefyllingen.

Under støttefyllingen ble det lagt en rist som etter hvert ble skrudd fast i bunnen av kanalen. Under noen forsøk ble det også benyttet et permeabelt vinkeljern som støtte for plastrings stein. Her bør det merkes at dette var det største uromomentet for forsøkene. Mange forsøk viste seg å være vanskelig å tolke grunnet friksjonen mot bunnen av forsøkskanalen. Etter hvert ble det konkludert med at fundamentering bør tas ut av ligninga. Fundamentene viser seg å være så kritiske at de bør trolig vurderes separat. Bygging er nærmere beskrevet under avsnitt 3.2.5.

3.2.1 Forsøksplan

Før det ble satt i gang forsøk ble det utarbeidet en forsøksplan. Forsøksplanen ble ikke alltid fulgt til punkt og prikke, spesielt for forsøk i forsøksserie 3. Denne forsøksserien møtte mange problemer som påvirket videre forsøksplan.

Forsøksplan for første serie var en uformell plan som kun inneholdt målsetninger for hvilke parametere som skulle undersøkes. Se tabell 3.2. Det var også planer om å gjøre forsøk med to forskjellige damhøyder, men disse planene ble etter hvert forkastet.

De to hovedparametrene som ble planlagt undersøkt var damhelning og stein diameter. Det ble valgt en 90 grader plastring på dam skråningen. Det ble lagt stor vekt på å etablere et forsøksoppsett som fungerte.

		Damhelning (n)		
		1	2	3
Steindiameter (d)	26			
	31			
	41			

Tabell 3.2: Forsøksprogram Serie 1

Videre for serie 2 ble det besluttet å ikke utforske damhelning. Dette kan virke som er rar beslutning. Vi har etter de første forsøkene avdekket at det er en viktig sammenheng mellom damhelning og bruddvannføring, men vi velger å ikke utforske dette videre. Dette skyldes rett og slett at de fleste steinfillingsdammer er bygget med damhelning på n lik 1,5.

Her ble det besluttet å videre utforske effekten av steinstørrelse og helningsvinkel på plastringsstein. Forsøksplanen er presentert i tabell 3.3.

		Helningsvinkel på stein (α)		
		Dumplet	Hori- sontal (36,7 grader)	90 grader
Steindiameter (d)	26			
	31			
	41			

Tabell 3.3: Forsøksprogram Serie 2

Forsøksserie 3 hadde et forsøksprogram som lignet mye på forsøksprogrammet fra Serie 2. Det ble imidlertid gjort mange endringer i forsøksoppsettet underveis. Det ble blant annet oppdaget stor differanse mellom tåsteinsbrudd og brudd i dekkelaget. Det er derfor mindre samsvar mellom forsøksplan og utførte forsøk i serie 3. Forsøksplan 3 var tenkt kjørt to ganger for å få tilstrekkelig antall forsøk.

Forsøk:	3.1	3.3	3.4
α	90	0	90
d_{50}	RØD	RØD	GUL
Forsøk:	3.2	Kontrollforsøk	3.5
α	33,7	90	33,7
d_{50}	GUL	BLÅ/GULL	RØD
Forsøk:	3.6	3.8	3.9
α	0	33,7	33,7
d_{50}	GUL	BLÅ/GULL	BLÅ/GULL
Forsøk:	3.7	Kontrollforsøk	3.10
α	90	90	0
d_{50}	BLÅ/GULL	BLÅ/GULL	BLÅ/GULL

Tabell 3.4: Forsøksprogram Serie 3

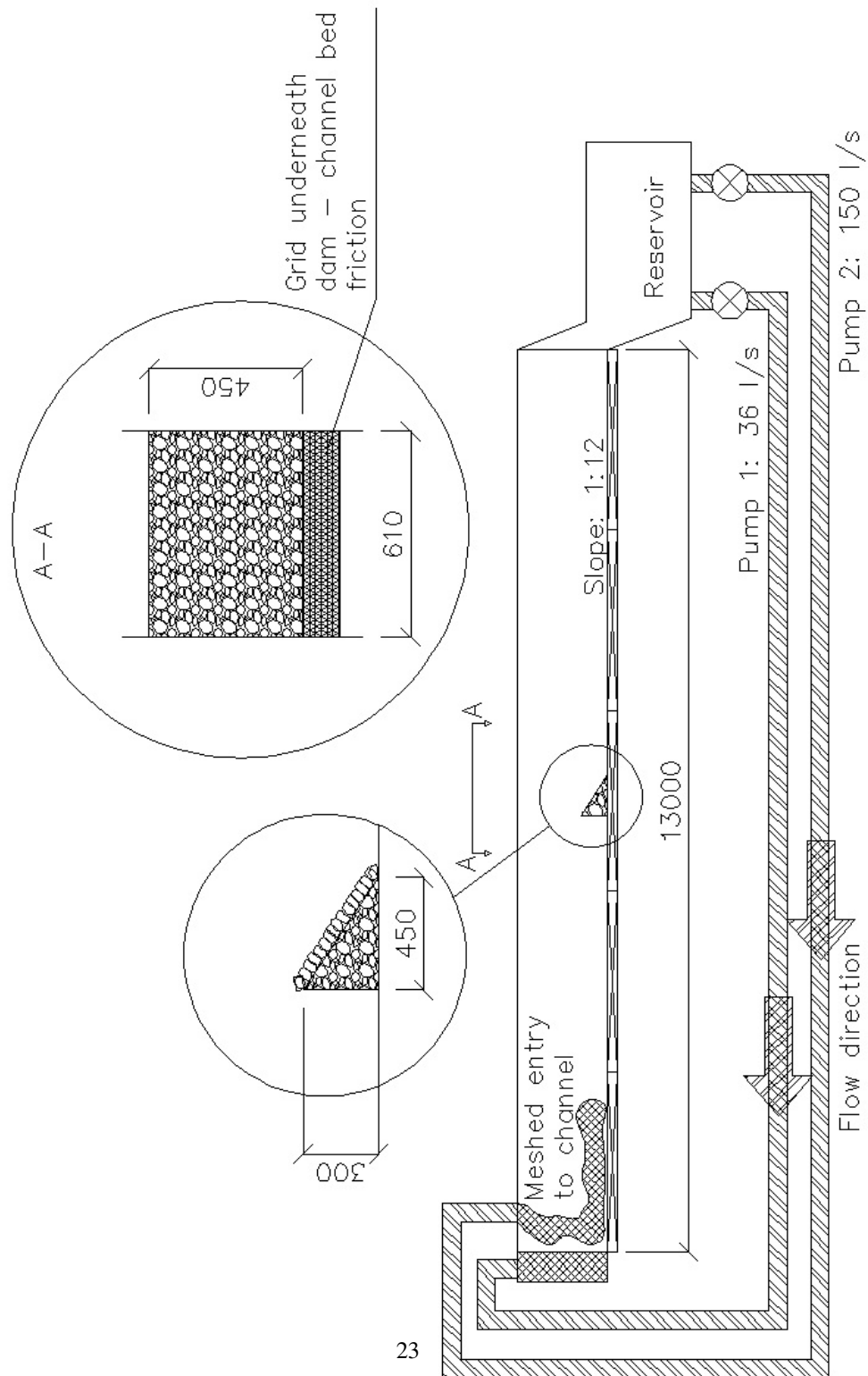
3.2.2 Forsøkskanal

Renna som ble benyttet har kapasiteter og mål som i tabell 3.5.

Parameter:	Symbol:	Verdi:
Lengde	L	13 [m]
Bredde	B	610 [mm]
Høyde	H	800 [mm]
Helning	I	1/12
Vannføringskapasitet Pumpe 1	Q	36 [l/s]
Vannføringskapasitet Pumpe 2	Q	150 [l/s]
Trykkceller	-	10
Pumpe 1 vannføringsmåler	-	Automatisk registrering
Pumpe 2 vannføringsmåler	-	Manuelt avlesning

Tabell 3.5: Mål på forsøksrenna ved NTNU

Renna har fått navnet C-renna og har blitt benyttet ved flere lignende forsøk. En oversikts skisse er vist i figur 3.1. Som vist på figuren ble det benyttet en rist som fundament, men det ble også introdusert et vinkeljern mot for å bedre fundamenteringen.



Figur 3.1: Kanal system

3.2.3 Registrering av data

Det er ønskelig å få mest mulig ut av hvert forsøk og dette gjøres best ved automatiske registreringer. Det er likevel en øvre grense for hvor mye data som bør innsamles. Dersom man ikke har mulighet til å vurdere dataene reduseres verdien av dataene betraktelig og tiden brukt på å innsamle dem er trolig bedre benyttet andre steder.

Prioritet	Målemetode	Manuellt / Automatisk:
1	Video	Automatisk
2	Vannføringsnoteringer	Manuellt / Automatisk
3	Vannstand oppstrømsdammen	Manuellt / Automatisk
4	Trykkregistreringer	Automatisk
5	Visuelle registreringer	Manuellt

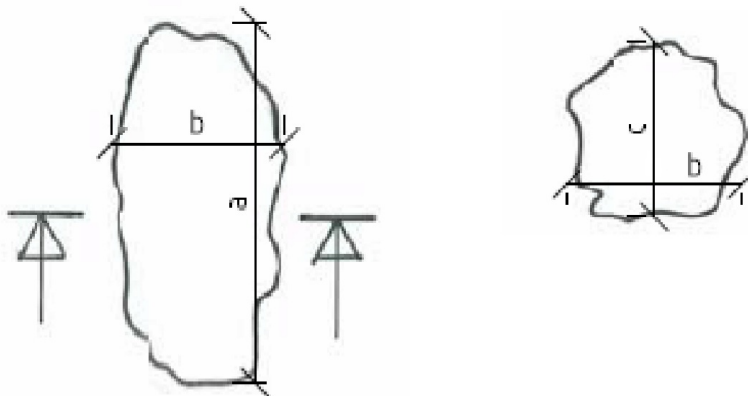
Tabell 3.6: Registreringer under forsøk

3.2.4 Utvelgelse av forsøksmaterialer

Utvelgelse av materialer ble gjort for hånd for plastringsstein og vi benyttet en levert fraksjon som støttefyllingene. Kravene i retningslinjene for fyllingsdammer [NVE, 2007] ble lagt til grunn. Dette er veldig strenge krav for stein. For alle massene i forsøkene ble steinene gradert etter karakteristisk korndiameter. Det er også denne karakteristiske diameteren som er benyttet i kravene fra NVE [NVE, 2007]. Her bør det nevnes at dette ikke nødvendigvis gir samme resultater som sikting og tradisjonell korngradering.

Denne prosessen var noe vi forsøkte å gjøre så få ganger som mulig. Utvelgelse tar mye tid og introduserer en feilkilde i utvelgelsen.

Kravene for utvelgelsen er som vist i figur 3.2 og tabell 3.7.



Figur 3.2: Figur for utvelgelse av plastringsstein

$a > b > c$
$\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$
$\frac{a}{c} < \frac{3}{1}$
$\frac{b}{c} < \frac{3}{2}$

Tabell 3.7: Grenser for utvelgelse av plastringsstein

Disse kravene ble fulgt så nøye som vi så det forsvarlig. I samtale med plastrere ved Grytten i september 2011 kom det fram at man ikke kunne følge kravene strengere enn dette. I grustakene ved fyllingsdammene har man ikke mulighet til å velge plastringsstein ned til 1 av 4 eller 1 av 5 som man trolig må ned på før man får alle steinene innenfor kravene.

De oppgitte steinstørrelser antas som representable for plastrede norske fyllingsdammer. Det ble valgt ut noe rundt en av tre steiner fra de gitte fraksjonene med hensyn på form. Dette er muligens en for nøye utvelgelse i forhold til det man finner ute i felt, men veldig mange steiner faller også utenfor.

3.2.5 Bygging av forsøksdammer

Byggingen ble utført for hånd med skje og spade. Det ble lagt hovedfokus på nøyaktige og like forhold. Støttefyllingen ble i all hovedsak ikke komprimert da renna har glassvegger, men massene ble pakket sammen og stabilisert ved litt tramping og klapping. Dette fører helt klart til komprimering, god skjærstyrke og riktig permeabilitet til støttefyllingen.

3.2.6 Legging av plastring

Skråningsvernet ble som støttefyllingen lagt for hånd. Det ble først besluttet å benytte tre former for utførelse av plastring. De tre formene kan sees på figurene under.



Figur 3.3: Dumpet plastering



Figur 3.4: Horizontal plastering



Figur 3.5: Plastring lagt 90 grader normalt på damhelning

Denne byggeteknikken introduserer en stor feilkilde nemlig byggeren. Det er store rom for å bygge dammene forskjellige. Derfor har vi forsøkt å la en og samme person gjøre så mange forsøk som mulig. Totalt har de fleste laboratorieforsøk blitt utført av Campos og undertegnede.

3.2.7 Kjøring av forsøk

Framgangsmåten for kjøring av forsøk har vært relativt konstant med kun få justeringer og korrigeringer senere i forsøksprogrammet.

Kjøring av forsøk består i hovedsak av tre deler: klargjøring, kjøring og uthenting av data. Her var det viktig å planlegge hvilke registreringer vi ønsket og deretter hvilke registreringer vi kunne foreta. Under kjøring av forsøkene er det hovedsakelig vannets bevegelser og massenes bevegelser som vi ønsker å registrere. Om man har all informasjon om disse er man godt rustet til å studere fenomenene i forsøksrenna. Det ble derfor gjort to hovedformer for registreringer.

For å registrere steinenes bevegelser ble det benyttet videoopptak fra to kamera-vinkler. En fra siden og en fra nedstrøms side ved kanalens topp. Under de innledende forsøkene fant vi at det var tilnærmet umulig å vurdere bruddets karakter uten videoopptakene. Det ble derfor lagt vekt på å gjøre så gode videoopptak som mulig og det ble hentet litt inspirasjon fra krasjtestvideoer med å legge inn målestokker slik at det er mulig å måle i videobildet. Disse videoene er også veldig godt egnet for å vurdere kvaliteten av forsøkene i ettertid.

Vannets bevegelse ble i hovedsak registrert gjennom vannføringsmålinger. Disse

ble loggført ved hjelp av digitale registreringer gjennom en EMF - vannføringsmåler. Dette er vanlig vannføringsmåleutstyr for rør. Vannføringene ble målt like før innløp til forsøkskanalen. Videre hadde vi mulighet til å registrere trykkhøyder ved et visst antall punkter langs midten av kanalen. Dette ble gjort ved hjelp av trykceller og registrert og loggført ved hjelp av samme digitale logger som for vannføringer.

Å benytte samme logger for flere målinger er positivt fordi det eliminerer behovet for å synkronisere på tid. All databehandling som blir gjort manuelt er viktige feilkilder og bør med fordel unngås.

Måleutstyret for vannføringer og trykkhøyder måtte kalibreres. Grafer og målinger for kalibrering kan sees i vedlegg 4.

Foruten video og datalogging ble det kun gjort registreringer der vi fant det nødvendig. Siden det ofte bare var en observatør var det vanskelig å styre forsøkene samtidig som det ble gjort mange registreringer manuelt. I ettertid kan man selvfølgelig argumentere for at et burde vært en bedre forsøkslogg, men det ble vurdert til at video var godt nok og at fokus heller burde ligge på å kjøre så mange forsøk som mulig.

Forsøkene ble kjørt med vannføringsintervaller. Vannføringsintervallene kom fra en gitt pumpefrekvens. Vi så at det ofte var en liten utvikling i vannføring i de første minuttene av en test. Noe som kan komme av at pumpen eller måleutstyret er påvirket av temperatur eller lignende.

For hver vannføring ventet vi til vannføringen hadde stabilisert seg gjennom hele kanalen. Brudd ble derfor ofte observert like etter en økning i vannføring. Her kom trykcellene inn som en fin mulighet til å korrigere for ikke fullt utviklet vannføring i kanalsystemet. Ved å observere økningen i trykkhøyde i bassenget som ble dannet på oppsiden av dammen kunne vi korrigere vannføringen inn i kanalen til vannføring gjennom dammen. Noen intervaller ved enkelte tester ble også kraftig forlenget for å se hvor stabil vannføringen er og utviklingen av vannføringen i kanalen.

Intervallengdene ble vurdert med hensyn på to kriterier. Det første var å få et tydelig bilde av hvor mye vann som faktisk renner gjennom plastringen. Det andre viktige momentet er at tryktpulseringene i og rundt massene er trolig helt avgjørende for styrken til plastringen vi ville derfor være helt sikker på at tidsaspektet fikk så lite innvirkning på resultatene som mulig. Men siden vi så at de aller fleste brudd gikk med rimelig nærhet til økninger i vannmengden, var vi komfortable med lengden på intervallene.

Forsøk ble i hovedsakelig startet ved pumpas minste vannføring og video og datalogger ble så startet samtidig. Logging av data og video foregår automatisk så observatøren sto fritt til å gjøre andre notater, men mye tid og oppmerksomhet gikk til å regulere vannivåer i kanalsystemet og andre hensyn til kjøring.

Forsøkene ble kjørt til vi hadde observert to ting første steins bevegelse og dambrudd. Dambrudd ble definert som det tidspunktet hvor erosjon og ras har jobbet seg opp til toppen av forsøksmodell. Under mange forsøk var vannføring for første steins bevegelse Q_t lik bruddvannføring Q_c . Dette fordi første steins bevegelse var en dal av et ras eller at første steins bevegelse utløste et ras som ofte tok med seg omtrent hele dammen i modellen.

Deretter ble datalogger og video analysert.

Ved to anledninger ble det forsøkt å belyse hvor kritisk de enkelte stein i plastringen er for styrken. I begge tilfeller ble det forsøkt å bryte dammer som hadde vist seg for

sterk til å bryte med maksimal vannføring i kanalen. Dette ble gjort ved å fjerne steiner i plastringen. I det ene tilfellet ble vannføringen redusert for vi startet på utførelsen av testen. Deretter ble steinene talt opp for å se nødvendig antall steiner som måtte fjernes før dammen gikk til brudd.

3.3 Metode for forsøk i Madrid

Metodikken for forsøkene er her beskrevet i fire deler. Planlegging, bygging, kjøring og analyse.

3.3.1 Planlegging

Forsøkene i Madrid ble utført med et hovedmål om å vurdere skalaeffekter. Videre var det også mulighet for å se på innvirkning fra faktorer som det ikke var praktisk mulig å endre ved NTNU. Renna ved NTNU har en fast bredde og en relativt begrenset høyde.

Dette resulterte i følgende forsøksplan; se tabell 3.8.

Test No:	Slope angle	Model Height	Stone diameter	Rip Rap type	Flume width
	n	mm	d	α	mm
P-1	1,5	300	31	90 Grader	600
M-1	1,5	300	31	Dumpet	1300
M-2	1,5	300	31	Dumpet	1300
M-3	1,5	300	31	Dumpet	1300
M-4	1,5	1000	47	90 Grader	600
M-5	1,5	1000	47	90 Grader	600
M-6	1,5	1000	47	90 Grader	600
M-7	1,5	1000	60	Horisontal	1300
M-8	1,5	1000	60	Horisontal	1300
M-9	1,5	1000	60	Horisontal	1300
M-10	1,5	600	90	Dumpet	1300
M-11	1,5	600	90	Dumpet	1300
M-12	1,5	600	90	Dumpet	1300

Tabell 3.8: Forsøksplan for forsøk i Madrid

Første test (P-1) i forsøksplanen er et forsøk på å kopiere forsøk utført i Trondheim. Dette er for å forsikre oss om at vi har like forhold og at resultater kan sammenlignes. Vi har valgt et forsøk som vi har mange resultater på. Og til sist kan det nevnes at vi har mange resultater nettopp fordi det er dette forsøksoppsettet som har vist mest oppsiktsvekkende resultater.

Videre har vi lagt inn forsøk (M-1 til M-3) for å vurdere innvirkning fra bredden av kanalen. Her forsøker vi også å kjøre forsøk som ligner på forsøk ved NTNU, men med en bredere modell.

For å vurdere skalaeffekter forsøkte vi å sette opp forsøk (M-4 til M-6) hvor vi har skaler så mange faktorer som mulig skala. Men for å se på plastring utført med helning

på 90 grader måtte vi benytte en smalere kanal for å få nok vannføring, selv med 240 liter per sekund.

For horisontal og dumpet plastringsstein kunne vi derimot benytte full bredde. Stein størrelsen i forsøkene (M-7 til M-12) ble valgt så stor som vi trodde det var mulig å gjennomføre for og samtidig få brudd i plastringen.

3.3.2 Bygging av modeller

Byggingen av modellen i Madrid ble utført av to laboratorieteknikere innleid for formålet. Som nevnt tidligere så måtte vi endre bredden av kanalen for å kompensere for vannføringsbegrensninger.

For å spare tid ble det besluttet å bygge en skillevegg i midten som delte den opprinnelige renna på 2,4 meter i to kanaler på 1,3 og 0,6 meter. Dette gjorde det mulig å arbeide i den med den siste kanalen samtidig som vi utførte forsøk i den første. Ved å benytte oss av denne løsningen ble den minste kanalen bygget uten glassvegg på siden slik at vi ofret en kameravinkel og innsyn fra siden.

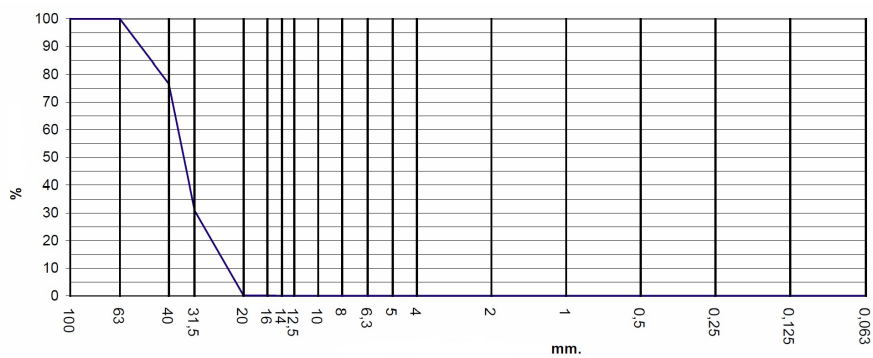
Skilleveggen ble bygget i mur som resten av kanalen og fikk et lag med murpuss som overflatebehandling. Videre ble det lagt en rist i bunnen og netting på sidene mellom dam og veggene. Dette ble gjort for å få en lignende friksjon mot sideveggene som den vi hadde i Trondheim.

Til slutt ble det sveiset et vinkeljern på rista som fundament for plastringen og satt opp en netting i bakkant for å støtte opp dammen. Rista ble forankret i sidene ved hjelp av trevirke og pleksiglass. Ved store vannføringer fikk strømningsmønsteret noe preg av disse innretningene.



Figur 3.6: Bygging av kanal

Støttefyllingen ble bygget av materialet vist i figur 3.7 under. Dette materialet er i noen grad vasket for å gjøre det enklere å håndtere i forsøkene. Se også sammenligning av skalering av forsøk i Trondheim i forhold til Madrid. Støttefyllingen ble lagt på plass med spade og i liten grad komprimert. Til slutt ble overflaten rettet ut for å gi et så flatt dekke som mulig.



Figur 3.7: Kornfordelingskurve støttefylling Madrid

Plastringen ble bygget for hånd. Den ble i utgangspunktet bygget av laboratorie-

teknikerne, men de ble instruert og fikk se bilder av hvordan vi har bygget plastring i laboratoriet i Trondheim. Det ble utført tre typer plastring Horisontal plastring, plastring som står normalt på nedstrøms helning og helt uorganisert eller med andre ord dumpet stein.

Det ble brukt to fraksjoner for plastringsstein. Korngraderinger og mål på steiner er vist i vedlegg 3. Disse fraksjonene er sortert for hånd med fokus på stein utforming og karakteristisk diameter. Se utforming i kapittel 3.2.4.

Plastring legges som i Trondheim etter forskrifter for plastring fra NVE. Dumpet stein legges med en viss grad av komprimering og fjerning av løse steiner. Samtaler med medveileder Egil Vartdal bekrefter imidlertid at selv dumpet plastring vil bli lagt med gravemaskin og vi kom til at denne plastringen er fullt ut representabel for hvordan dumpet plastring vil se ut i virkeligheten.

Under alle deler av byggeprosessen er det fokus på å lage så like forhold til sammenligning med testene utført i Trondheim, men der dette ikke strekker til forsøker vi å gjøre forsøk som er representable med virkeligheten.

Det bør stilles spørsmålsteget ved hvor vidt metoden som er benyttet for å sortere stein er mulig å gjenta. Metoden skiller seg noe fra typiske metoder for å sortere steinmasser. Steinene måles i tre akser og sorteres deretter. Etter hvert blir ikke hver stein målt men man tar noen stikkprøver. Spesifisering gjøres i etterkant av forsøkene av en representabel del av steinmassene. Under sortering blir massene også vasket. Dette skjer også i modellen mens forsøkene kjører.

Steinene blir i noen grad knust i modellen, men dersom steinene endrer karakter vil de bli sortert ut.

3.3.3 Kjøring

De aller fleste forsøk ble gjort med faste vannføringsintervaller på 10 [l/s]. Systemet som ble benyttet for å regulere vannføring benyttet ventiljustering og et EMF - meter (Electromagnetic flow) og oscillerte i en periode på 3 til 4 minutter før vi fikk en stabil vannføring. I løpet av en periode på 5 minutter hadde de største masseforflytningene i plastringen stabilisert seg og etter 10 minutter gikk vi videre til neste intervall.

Kapittel 4

Resultat

Det ble totalt utført over 60 forsøk på plastring fordelt på 5 forsøksserier, hvor det totalt har vært 3 hovedansvarlige for forsøksseriene. Underveis har det vært noen endringer i forsøksoppsett. Disse endringene har i stor grad vært gjort for å gjøre resultatene mer tolkbare og for å eliminere feilkilder.

4.1 Utførte forsøk

Forsøkene ble utført i mer eller mindre 5 avgrensede perioder. Forsøkene utført i hver periode er blitt samlet i en serie. Hver periode hadde også et eget fokus med egne målsetninger og forsøksplaner. Tabellene 4.2, 4.3, 4.4 og 4.5 viser utførte forsøk.

Det ble også supplert med forsøk til slutt. Disse er forøvrig presentert i seriene hvor de passer inn. Tegnforklaring er gitt i tabell 4.1.

Symbol:	Forklaring:	Enhet:	Symbol:	Forklaring:	Enhet:
O	Overtopping	[-]	S	Side video	[-]
n	Damhelning	[-]	V	Vertikal video	[-]
H	Damhøyde	[mm]	T	Poretrykksregistreringer	[-]
B	Dambredde	[mm]	L	Manuel loggføring	[-]
d	d_{50} Karakteristisk diameter	[mm]	Q_c	Vannføring	[l/s]
α	Utførelse av plastring: (90) Grader, (H)orisonal og (D)umpede steiner	[-]	q_c	Enhetsvannføring	[l/s/m]
F	Forankring av plastring: (-) Ingen forankring, (R)ist i bunnen og (V)inkeljern	[-]	h_c	Oppstrøms vannnivå	[mm]

Tabell 4.1: Tegnforklaring til Resultater

Nr:	Dato:	Dam:				Plastring:			Registreringer:				Resultater:			Notater:
		O	n	H	B	d	α	F	S	V	T	L	Q_c	q_c	h_c	
1.1	24.08	X	1	300	610	-	-	-	X	X	-	X	5,8	9,5		Bare støttefylling
1.2	05.09	X	1	300	610	31	90	-	X	X	-	X	8,8	14,4		Glir på underlag
1.3	05.09	X	1	300	610	-	-	R	X	X	-	-	5,8	9,5		Bare støttefylling
1.4	07-08.09	X	1	300	610	31	90	R	X	X	-	X	50	82		
1.5	19.09	X	1	300	610	31	90	R	X	X	-	X	14,67	24		
1.6	19.09	X	1	300	610	31	90	R	X	X	-	X	11,01	18		
1.7	21.09	X	1	300	610	31	90	R	X	X	-	X	25,1	41,1		
1.8	27-29.09	X	2	300	610	31	90	R	X	X	-	X	100	163,9		
1.9	30.09	X	2	300	610	-	-	R	X	X	-	X	7,3	12		Bare støttefylling
1.10	04.10	X	3	300	610	31	90	R	X	X	-	X	150	245,9		

Tabell 4.2: Utførte forsøk; September 2011 Serie 1

Nr:	Dato:	Dam:				Plastring:			Registreringer:				Resultater:			Notater:
		O	n	H	B	d	α	F	H	V	T	L	Q_c	q_c	h_c	
2.1	21.11	X	1,5	300	610	31	H	R	X	X	-	X	23,6	38,69		
2.2	22.11	X	1,5	300	610	31	90	R	X	X	-	X	54	88,52		
2.3	22.11	X	1,5	300	610	31	H	R	X	X	-	X	36,7	60,16		
2.4	22.11	X	1,5	300	610	31	90	R	-	-	-	X	100	163,93		
2.5	23.11	X	1,5	300	610	31	H	R	-	-	-	X	30,2	49,51		
2.6	24.11	X	1,5	300	610	31	D	R	-	-	-	X	9,6	15,74		
2.7	24.11	X	1,5	300	610	31	D	R	-	-	-	X	8,8	14,43		
2.8	24.11	X	1,5	300	610	31	D	R	-	-	-	X	8,8	14,43		
2.9	24.11	X	1,5	300	610	-	-	R	-	-	-	X	8,8	14,43		Bare støttefylling
2.10	24.11	X	1,5	300	610	26	90	R	-	-	-	X	10,5	17,21		
2.11	24.11	X	1,5	300	610	26	H	R	-	-	-	X	8,8	14,43		
2.12	25.11	X	1,5	300	610	26	D	R	-	-	-	X	-	-		Utgår

Tabell 4.3: Utførte forsøk; November 2011 Serie 2

Nr:	Dato:	Dam:				Plastring:			Registreringer:				Resultater:			Notater:
		O	n	H	B	d	α	F	H	V	T	L	Q_c	q_c	h_c	
3.1	03.02	-	1,5	300	610	31	H	R	X	X	-	-	7,8	12,8	315	
3.2	07.02	-	1,5	300	610	31	90	R	X	X	-	-	19,4	31,8	600	Dårlig vannføringsmåling
3.3	21.02	X	1,5	300	610	26	90	R	X	X	-	-	32,2	52,8		
3.4	04.03	X	1,5	300	610	41	0	R	X	X	-	-	7,5	12,3	269	
3.5	04.03	-	1,5	300	610	41	0	R	X	X	X	-	9,64	15,8	321	
3.6	11.03	-	1,5	300	610	31	90	R	X	X	X	-	17,6	28,8	610	Skilir på rist
3.7	11.03	-	1,5	300	610	31	90	R	X	X	X	-	22	36,0	837	Skilir på rist
3.8	20.03	X	1,5	300	610	31	90	R	-	-	X	-	22	36,0	374	Skilir på rist
3.9	22.03	X	1,5	300	610	31	90	R	X	X	X	-	26	42,6	374	Reparert plastring
3.10	22.03	X	1,5	300	610	31	90	R	X	X	X	-	19,5	32,0	373	
3.11	28.03	X	1,5	300	610	26	90	R	X	X	X	-	7,9	13,0		Skilir på rist
3.12	02.04	X	1,5	300	610	31	D	R	X	X	X	-	7,2	11,8		
3.13	02-04.04	X/-	1,5	300	610	31	90	V	X	X	X	-	19,4	31,8	660	Ingen brudd
3.14	04.04	X	1,5	300	610	31	90	V	X	X	X	-	7,7	12,6		Hull test
3.15	04.04	X	1,5	300	610	41	D	V	X	X	X	-	6,6	10,8		
3.16	04.04	X	1,5	300	610	31	D	V	X	X	X	-	7,0	11,5		
3.17	04.04	X	1,5	300	610	26	D	V	X	X	X	-	6,8	11,1		
3.18	22.05	X	1,5	300	610	41	H	V	X	X	X	-	36	60		Erosjon i topp
3.19	22.05	X	1,5	300	610	31	H	V	X	X	X	-	36	60		
3.20	27.05	X	1,5	300	610	41	90	V	X	X	X	-	79	132		Erosjon i topp
3.21	27.05	X	1,5	300	610	41	90	V	X	X	X	-	140	233		Ingen brudd
3.22	27.05	X	1,5	300	610	41	90	V	X	X	X	-	100	166		Hull test
3.23	27.05	X	1,5	300	610	41	H	V	X	X	X	-	36	60		

Tabell 4.4: Utførte forsøk; Vår 2012 Serie 3

Nr:	Dato:	Dam:				Plastring:			Registreringer:				Resultater:			Notater:
		O	n	H	B	d	α	F	H	V	T	L	Q_c	q_c	h_c	
4.1	19.04	X	1,5	1000	1300	73	H	V	X	X	X	X	110	84,6		
4.2	20.04	X	1,5	1000	1300	73	90	V	X	X	X	X	240	184,6		Ingen brudd
4.3	23.04	X	1,5	1000	1300	73	D	V	X	X	X	X	90	69,2		
4.4	23.04	X	1,5	1000	1300	73	H	V	X	X	X	X	205	157,7		Korrigert vannføring
4.5	24.04	X	1,5	1000	1300	73	D	V	X	X	X	X	100	76,9		
4.6	25.04	X	1,5	300	1300	50,6	90	V	X	X	X	X	240	184,6		Ingen brudd
4.7	25.04	X	1,5	300	1300	50,6	D	V	X	X	X	X	50	38,5		
4.8	26.04	X	1,5	600	1300	50,6	D	V	X	X	X	X	55	42,3		
4.9	26.04	X	1,5	600	1300	50,6	D	V	X	X	X	X	55	42,3		
4.10	27.04	X	1,5	1000	600	50,6	90	V	X	X	X	X	150	250		Erosjon i topp
4.11	27.04	X	1,5	600	600	50,6	90	V	X	X	X	X	120	200		Erosjon i topp
4.12	27.04	X	1,5	600	600	50,6	90	V	X	X	X	X	150	250		Erosjon av forankring i topp
4.13	28.04	X	1,5	600	600	73	D	V	X	X	X	X	40	66,7		

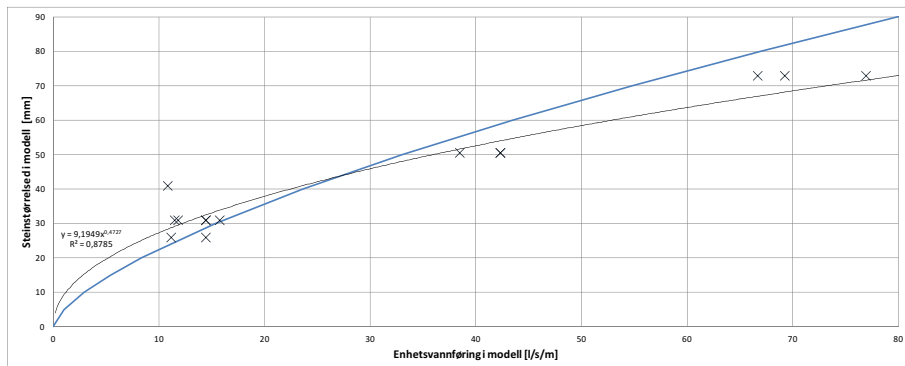
Tabell 4.5: Utførte forsøk; Stor skala, Serie 4

4.2 Steinstørrelse og helningsvinkel

De to parametrene som vi ikke kan utelate er vannføring og steinstørrelse. Nesten all tidligere forskning bygger på å kartlegge nettopp dette forholdet. Derfor er det helt nødvendig for oss å gjøre en lignende sammenligning. Derfor har vi her forsøkt å plote alle forsøkene som er gjort inn i samme diagram. Men siden vi også har variert mye på andre parametere må vi utvide denne første grafen med flere grafer. Et av de viktigste temaene for forsøkene er å kartlegge hvor stor effekt helningsvinkelen av plastring har på stabiliteten til dekkelaget.

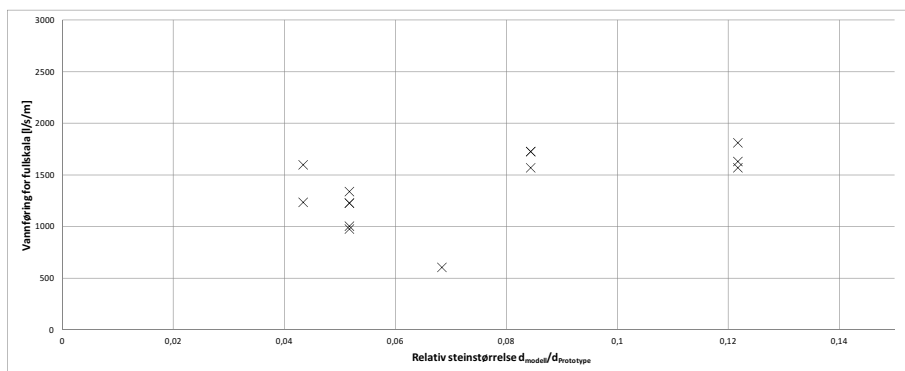
4.2.1 Dumpede steiner

Skråningsvern utført som dumpede steiner over støttestoff. Forsøkene med dumpede steiner har vært de mest vellykkede og har gitt de mest konsekvente resultatene. Grunnen til at nettopp disse forsøkene har vært så vellykket er trolig at bruddene skjer ved en mindre vannføring. Brudd som følger av fundamentering og erosjon i topp modell er fenomener som inntreffer etter at skråningsvernet er ødelagt. Kravene til fundamentering for slike typer skråningsvern trenger med andre ord ikke være like sterke. Figur 4.1 viser en grafisk oversikt over forsøkene. Her er det viktig og merke seg at konservative kurver vil ligge høyest i diagrammet.



Figur 4.1: Dumpede steiner

Deretter har vi plottet alle steiner omregnet til prototype hvor steinstørrelse i prototype er satt til 600 mm. Dette vil si at på x-aksen sees relative steinstørrelser som igjen beskriver en skala og på y-aksen vises vannføring for prototype omregnet med Froude's modellover. Her vil en horisontal kurve beskrive et fenomen som følger Froude's modellover perfekt.



Figur 4.2: Relative steinstørrelser for dumpet plastring

I tabell 4.6 vises statistiske verdier for forsøkene med dumpede steiner. Her er tabellen basert på figur 4.2 med relative steinstørrelser. Dette fører til at en eventuelle skalaeffekter vil påvirke verdiene. Tabellen forutsetter med andre ord at det er like forsøk som er presentert og neglisjerbare skalaeffekter.

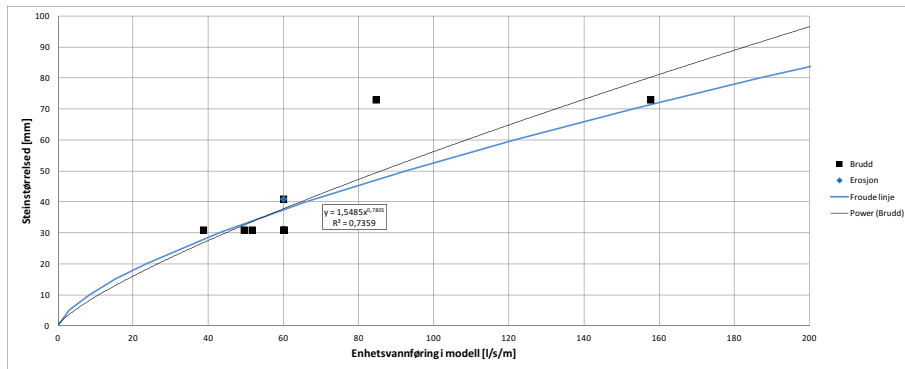
Forventningsverdi	1375,7	[l/s/m]
Standardavvik	349,0	[l/s/m]

Tabell 4.6: Forventningsverdi og standardavvik for dumpede steiner

4.2.2 Horisontal plastring

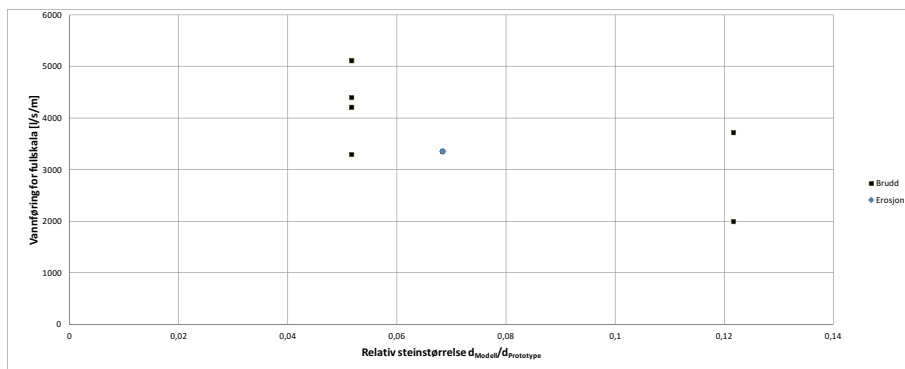
I figur 4.3 er resultatene for horisontalplastring presentert. Som vist i figuren er det her helt klart høyere bruddvannføring for horisontal enn ved usystematisk plastring. Som forklart i avsnitt 3.2.6 ble det lagt fokus på å ha så horisontal plassering av steinene som mulig. Dette ble vurdert til å være en veldig interessant plassering fordi glideplanet som steinene må bevege seg på ikke er forsterket av en helningsvinkel.

Resultatene var forøvrig som forventet.



Figur 4.3: Horisontale steiner

I figur 4.4 som i avsnitt 4.2.1 vises relative steinstørrelser i modell og utviklingen etter hvert som vi øker steinstørrelsen. Denne figuren tester resultatene med hensyn på Froude's modellov. Den illustrerer også en skalert bruddstyrke i plastringen.



Figur 4.4: Relative steinstørrelser for horisontal plastring

Deretter er det summert opp forventningsverdi og standardavvik i tabell 4.7.

Forventningsverdi	3840,7	[l/s/m]
Standardavvik	993,2	[l/s/m]

Tabell 4.7: Forventningsverdi og standardavvik for horisontal plastring

I tabellen over er alle forsøk i figur 4.4 summert opp og vurdert med hensyn på standardavvik og forventningsverdi.

4.2.3 Plastring lagt med 90 graders vinkel

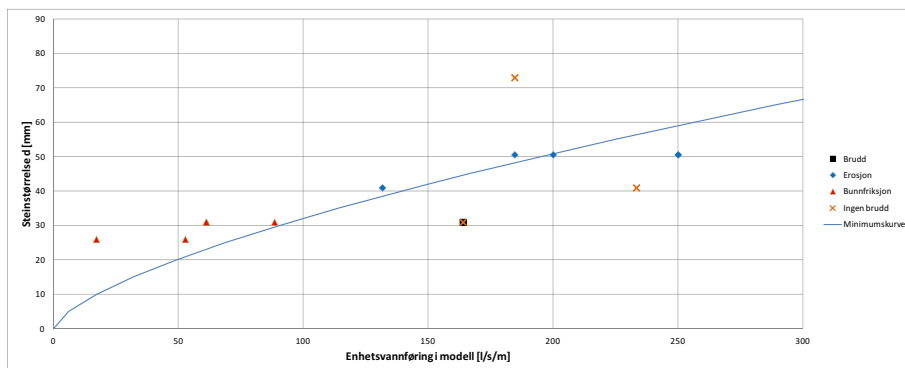
I tabellen under vises resultater for forsøk når plastring har blitt bygget med en skråningsvinkel på 90 grader normalt på damskråningen. Her er forsøkene delt inn i fire kategorier. Kategoriene er basert på 4 tilfeller av brudd. Forsøk som faller utenfor disse kategoriene har blitt vurdert til å være mindre representable og er derfor ikke tatt med.

De fire bruddkategoriene kan også forklares med gangen i prosjektet. Under fordypningsprosjektet ble det gjort en rekke forsøk for å finne fram til et bra forsøksoppsett. Det ble da besluttet å benytte en rist som fundament. Vi fant da store variasjoner i nødvendig bruddvannføring for at dammene skulle gå til brudd. Dette ble vurdert til å være en naturlig høy varians i resultatene.

Når forsøkene skulle gjenopptas ved begynnelsen av denne oppgaven fant vi det vanskelig å kopiere forsøk med like høy bruddvannføring som under fordypningsprosjektet. En nærmere studie av bruddvideoer ga forklaringen. Brudd ser ut til å komme av at tåstein sklir ut og plastringen i dammen følger etter. Det er også antydninger til at rista som har blitt benyttet som friksjon mot bunnen har endret form og blitt flatere etter hvert som forsøksseriene har blitt utført. Fundamentfriksjon har blitt redusert og dermed lavere bruddvannføring.

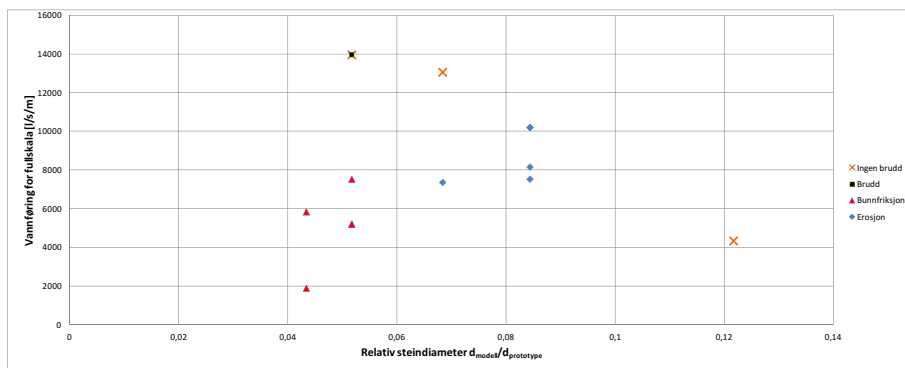
Et vinkeljern ble montert for å låse tåstein i posisjon og det ble utført flere forsøk. Deretter viste det seg at de høye vannføringene ga unaturlige oppadrettede strømminger i topp modell som førte til erosjon av de øverste steinene. Ved å installere en list på toppen av dammen som ledet de oppadrettede strømmene bort fra de øverste steinene kom vi til et nytt forsøksoppsett hvor topp og bunn modell tålte betydelig høyere vannføringer.

Resultatene taler for seg selv. Vi får dermed ingen brudd i plastringen for vannføringer innenfor kanalenes kapasitet. Etter forsøk på å supplere forsøksseriene med slik fundamentering må vi nødvendigvis belage oss på å sette opp en minimumskurve for vannføringer som plastringen tåler.



Figur 4.5: Resultater forsøk med 90 graders steiner

Deretter normert for en felles skala hvor alle vannføringer er skalert opp i forhold til plastringstein på 600 mm. På x-aksen vises relativ steinstørrelse som er nærmere forklart i avsnitt 4.2.1.



Figur 4.6: Relative steinstørrelser for 90 graders plastring

Tabell 4.8 viser som i avsnitt 4.2.1 og 4.2.2 statistiske verdier. Men tabellene i de forige avsnittene forutsetter like forsøk og ingen skalaeffekter. Like forsøk er allerede avkreftet. Det er derfor lite hensiktsmessig å sette opp en lignende oversikt for plastring med 90 graders helningsvinkel. Tabell 4.8 er kurven fra 4.5 ekstrapolert til steinstørrelse 600 [mm] for så å benytte en varians som relativt sett er lik med dumpede og horisontal plastring.

Antatt minste forventningsverdi	8100	[l/s/m]
Antatt Standardavvik	2106	[l/s/m]
Antatt relativt standradavvik	26%	[-]

Tabell 4.8: Antatt minimumsverdi for plastring.

4.2.4 Sammenligning av forskjellige typer plastring

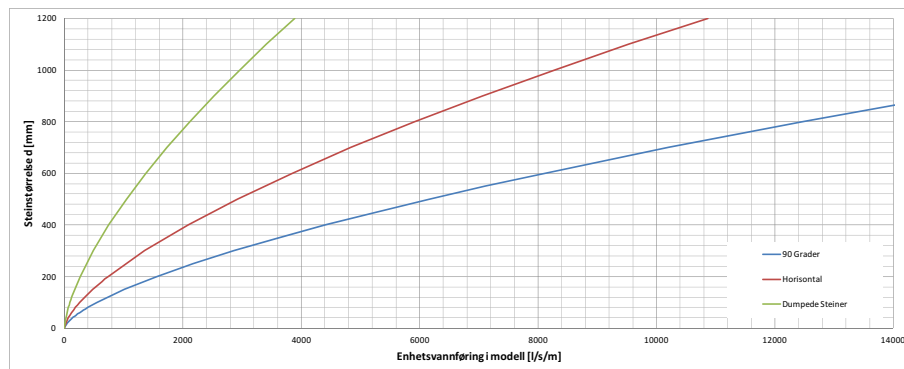
Som forventet er det en stor forskjell på de forskjellige typer plastring. I tabell 4.9 sammenlignes forventningsverdiene i tabell 4.6, 4.7 og 4.5. Dette er relativt sett det samme som å sammenligne alle forsøk gjort for en plastringstype i alle fraksjoner og lokasjoner.

Plastringstype	Forventningsverdi	Enhet	Relativ forbedring
Dumpede steiner	1375,7	[l/s/m]	1
Horisontal plastring	3840,7	[l/s/m]	2,79
90 Graders plastring*	8100	[l/s/m]	5,89

* Benytter antatte verdier fra tabell 4.8

Tabell 4.9: Sammenligning av forventningsverdier for forskjellige typer plastring

Forsøkene viser en klar tendens til at plastring i forhold til dumpede steiner har en stor effekt, se tabell 4.9. Figur 4.7 viser de samme tallene og kurver fra modellforsøkene. Kurvene bygger på antagelsen av ingen skalaeffekter. Dette er en antagelse som trolig ikke stemmer, Men som nødvendigvis bør belyses med fullskalaforsøk se avsnitt 7.1



Figur 4.7: Ekstrapolerte kurver for middelverdier med antatt ingen skalaeffekter

4.3 Kornskjelettet

Et av de store spørsmålene om stilles i starten av oppgaven er kritiske stein. Se avsnitt 2.4.2.7. Her beskrives tre former for brudd grunnet hull i plastringen. Under to forsøk ble nettopp dette belyst.

En viktig observasjon under disse forsøkene var at hullene ofte tettet seg selv. Ovenforliggende steiner la seg ned i hullet og hindret dermed bakenforliggende masser å bli erodert. Ofte ble noen steiner i støttefyllingen med ut, men etter kort tid stabiliserte massene seg.



Figur 4.8: Antall stein plukket ut av plastring

Figuren over viser bruddet etter 13 stein ble plukket ut i et punkt på dammen. Et brudd hvor all ovenforliggende plastring raser ut i hullet og hele dammen går til brudd. I tillegg til de 11 steinene på bildet forsvant 2 steiner med strømmen og i det stein nummer 14 ble forsøkt fjernet ble raset utløst.

4.4 Sammenligning av forsøk med og uten overtopping

De to forsøkene som sammenlignes er forsøk 2.4 og forsøk 3.7. Forsøk 2.4 har blitt supplert med data fra forsøk 3.13 som er tilnærmet likt.

Forsøksnummer:	2.4 (3.13) - Med overtopping	3.7 - Uten overtopping
Helning	1 : 1,5	1 : 1,5
Steinstørrelse for støttefylling	16	16
Steinstørrelse for plastring	31	31
Bruddvannføring	100[l/s]	22[l/s]
Vannstands høyde oppstrøms	620[mm]	837[mm]
Overtoppingshøyde	270[mm]	–
Antatt overtopping $[C = 1,0]$	$Q = 1,0 * 0,6 * 0,27^{3/2} = 86,5[l/s]$	-
Antatt gjennomstrømning	13,5[l/s]	22[l/s]
Årsak til brudd	Brudd i nedre del like over damtå	Brudd i nedre del like over damtå

Tabell 4.10: Sammenligning forsøk med og uten overtopping

I tabell 4.10 kommer det fram at den bruddvannføringen er betydelig redusert når vi kjører forsøk med innsatt plate. Hvor vidt det er riktig å benytte den ene eller den andre er et viktig spørsmål som nevnt i avsnitt 2.3.2.

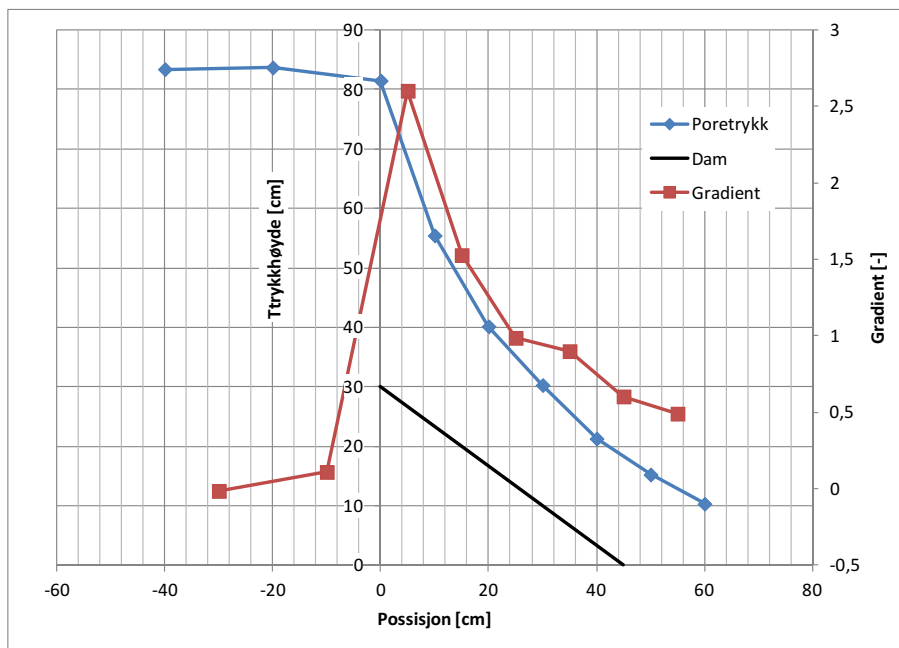
Vi vet at dammen bryter på en mindre vannføring, men her bør vi spørre oss hvor kritisk er vannføringen gjennom dammen i begge tilfeller. Første skritt er å klassifisere

bruddene for å vurdere om det er samme bruddmekanismer. Studien av videoer viser at brudd skjer langs dype bruddsirkler og hele dammen går raskt til brudd i begge tilfeller. Dermed kan vi anta at det er like bruddmekanismer. Forsøkene ble også valgt på bakgrunn av nettopp sammenlignbare brudd.

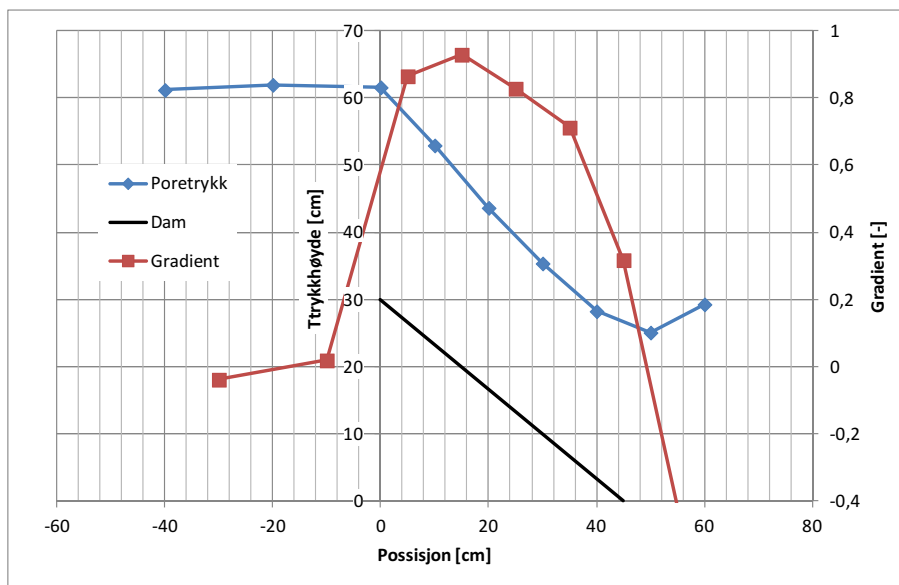
Deretter ser vi at det er stor forskjell på enhetsvannføring i begge tilfeller. I det ene tvinges derimot alt vannet gjennom dammen. Ved å anta at det er like mye vann som strømmer gjennom dammen i forsøk 3.13 (overtoppet) som i forsøk 3.7 (uten overtopping) ved samme oppstrøms vannstand skulle dette tilsi en vannføring gjennom dammen på 3,5 [l/s] som vist i tabell 4.10.

For de to forsøkene har vi også poretrykksmålinger og ved å plote poretrykkene i et gitt tidspunkt får vi poretrykkskurver som vist på figur 4.9 og 4.10. Ved å studere gradientene i de to forsøkene ser vi at det er helt klart høyere gradienter på figur 4.9 i forhold til når vi lar vannet flomme over dammen. Ved å beregne effektivspenninger langs bunnen av dammen vil disse være veldig små ved poretrykk som vist i figur 4.9. Mulig at de er så små at vi med sikkerhet kan stadfeste stabilitetsbrudd langs dype bruddflater. Her må det stilles tydeligere spørsmål rundt strømningsforholdene i fyllingsdammer for å avgjøre riktig forsøksoppsett.

Det ble besluttet å tillate overtopping ved utførelse forsøksprogrammet. Det kan være tryggere å avvente inngrep i modellene som vi ikke kjenner effekten av, men det er på ingen måte bekreftet at; hindring av overtopping ikke gir ønsket effekt. Her en det nok best å hindre overtopping ved å bygge høyere modeller.



Figur 4.9: Poretrykk og gradienter for forsøk uten overtopping



Figur 4.10: Poretrykk og gradienter for forsøk med overtopping

4.5 Antall stein per arealenhet

Denne parameteren ble antatt interessant siden den kan beskrive hvor tett plastringen er utført. Denne parameteren ble studert når det ble observert store forskjeller med samme plastrings materiale.

Forsøk:	4.1	4.4
Steindiameter d:	51 [mm]	51 [mm]
Enhetsvannføring ved brudd q:	84,6 [l/s/m]	157,7 [l/s/m]
Antall stein per arealenhet N:	166 [$\frac{-}{m^2}$]	180 [$\frac{-}{m^2}$]

Tabell 4.11: Sammenligning av like forsøk med forskjellig bruddvannføring

Som vist i tabell 4.11 var det noe tettere plastring, med flere stein per arealenhet, i tilfellet med høyest bruddvannføring. Det er forøvrig vanskelig å avgjøre hvor vidt dette har hatt noen påvirkning. Sammenhengen mellom antall stein per arealenhet og helningsvinkel på plastringen er påfallende. Det kan dermed ikke avkreftes at dette ikke er en viktig faktor for styrken av skråningsvernet, men dog ikke bekreftes.

4.6 Dammens bredde

Innvirkning fra damens bredde ble undersøkt ved å benytte seg av den bredere forsøksrenna ved lokasjonen i Madrid. Forsøkene i tabell

Forsøk:	4.7	4.8
Steindiameter [mm]:	50,6	50,6
Utførelse av plastring:	Dumpet	Dumpet
Damhøyde [mm]:	300	600
Bruddehetsvannføring [l/s/m]:	38,5	42,3

Tabell 4.12: Sammenligning av forsøk med forskjellig dambredde

4.7 Dammens høyde

Innvirkningen av dammens høyde ble vurdert ved å øke damhøyden for like forsøk. I tabell 4.13 ser vi en sammenligning. Det er ingenting som tyder på at damhøyde har noe å si i disse tilfellene. Hvor vidt det er valgt ut riktige forsøk for å gjøre denne analysen. Mulig at det vil bli gjort forsøk for å studere nettopp dette i nær fremtid.

Forsøk:	4.7	4.8	4.9	4.3	4.5	4.13
Steindiameter [mm]:	50,6	50,6	50,6	73	73	73
Utførelse av plastring:	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet
Damhøyde [mm]:	300	600	600	1000	1000	600
Bruddehetsvannføring [l/s/m]:	38,5	42,3	42,3	69,2	76,9	66,7

Tabell 4.13: Sammenligning av forsøk med forskjellig damhøyde

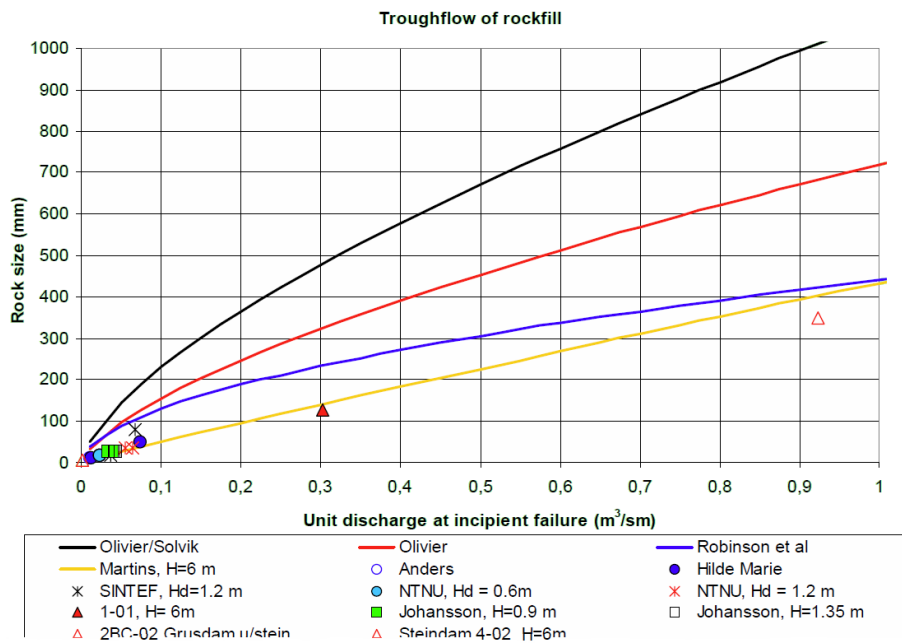
Kapittel 5

Diskusjon

5.1 Sammenligning med tidligere forsøk

For å underbygge og analysere våre forsøk er det viktig å sammenligne med tidligere utførte forsøk. Dersom vi ved sammenligning finner like resultater for like forsøk vet vi at vi har hatt relativt lignende forsøksoppsett. Vi kan da bygge videre på tidligere konklusjoner og vi oppnår bedre kontinuitet.

Det aller mest naturlige er å videre sammenligne med forsøk presentert av EBL Kompetanse i 2004. I rapporten sammenlignes laboratorieforsøk og bland andre Solviks [Solvik, 1981] basert på kurver fra Olivier [Olivier, 1967], Oliviers kurver og Robinson [Robinson et al, 1998].

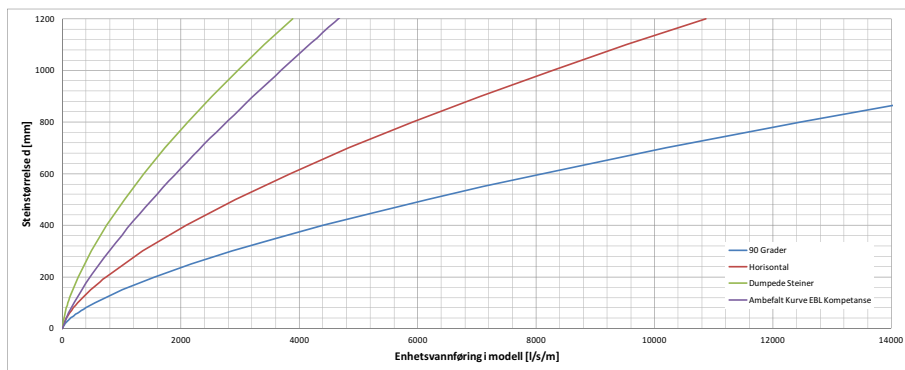


Figur 5.1: Resultat kurver fra tidligere forsøk [EBL Kompetanse, 2004]

Det ble til slutt utarbeidet en anbefalt kurve beskrevet av formel 5.1.

$$d_{50} = 0,43 \cdot S_0^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad (5.1)$$

Ved å plote anbefalte kurven i samme diagram som kurver fra forsøk får vi sammenhengen vist på figur 5.2. For å kunne gjøre en riktig sammenligning kan det være lurt å starte med å vurdere hvordan forsøkene som kurven fra EBL er basert på.



Figur 5.2: Sammenligning med anbefalt kurve fra EBL Kompetanse

Her sammenlignes figurene 3.3, 3.4 og 3.5 med et bilde fra forsøkene som ble

gjort i forkant av undersøkelsen som vist i figur 5.3. Her ser vi at plastringen fra EBL Kompetanse har lite system med er trolig håndlagt. Plastringen på figur 3.3 er også lagt ut for hånd, men mulig med en mindre grad av system enn den som er utført tidligere.



Figur 5.3: Bilde av tidligere forsøk EBL Kompetanse

Figur 5.2 viser at kurven for dumpede steiner er noe mer konservativ enn anbefalt kurve fra EBL Kompetanse. Dette kan skyldes at det er nettopp litt mer system i plastringen enn den som er utført nå. Dette er positivt og kan gi inntrykk av at vi trolig har et forsøksoppsett som ligner og at vi har sammenlignbare resultater.

Men rapporten fra EBL Kompetanse angir dette som en dimensjoneringskurve for tåstein. Kurvene fra Solvik er også utarbeidet med tanke på tåstein. Selv om Solvik opererte med to kurver: en for tåstein og en for nedstrøms damskråning som vist i figur 2.9. Forskriftene oppgir dette som en kurve for dimensjonering av damskråning. Dette er i og for seg ikke nødvendigvis noen ubevisst eller gal beslutning. Men det står ikke noe spesifikt krav for dimensjonering av tåstein som det gjør for nedstrøms damskråning. De blir dermed dimensjonert med samme krav til størrelse. Ved en sammenligning av Solviks kurver for tåstein i forhold til damskråning er det en betydelig forskjell. Dette gjør at spørsmål om tåsteinsdimensjonering trolig bør behandles igjen.

Videre viser forsøk at riktig utført plastring med helningsvinkler øker stabiliteten betydelig.

5.2 Resultatanalyse

Analysen av forsøkene har vist seg å være et av de viktigste diskusjonstemaene under hele oppgaven. Forsøkskanalen har vært godt egnet for slike forsøk, men under forsøkene har vi variert på friksjon mot sidevegger og forankring mot bunnen. Grunnen til at vi har gjort dette er fordi vi har analysert forsøkene og funnet at den nederste rekka av steiner her vært kritisk i alle forsøkene.

Deretter har forsøkene hvor bruddene har gått i bunnen blitt klassifisert som mindre vellykkede. Det er flere problemer med nettopp dette.

Det første er at vi legger menneskelige vurderinger til grunn. Under alle laboratorieforsøk er mye av kvaliteten i forsøkene knyttet opp til objektiviteten. Man vil i forsøk hvor vi har brudd på lave vannføringer lete etter feil for å kunne trekke disse ut fra forsøksanalysen. Mer konsekvente resultater er uten tvil letter å beskrive og det er dermed klare insentiver til å styre resultatene. Derfor har alle forsøk som er analysert fått en plass i denne oppgaven. Det har jo også hjulpet å være bevisst nettopp dette.

Det andre problemet med en slik analyse er at man må sette ned noen krav til hva som er et godt forsøk. Dette er igjen en menneskelig og subjektiv vurdering.

Her må man igjen diskutere friksjon mot bunnen av kanalen og stille spørsmålet; hvilken friksjon er riktig? Når plastring har blitt vurdert er dette knyttet opp til generell plastring i dammen. Her har det blitt vurdert til at det er riktig å skille mellom forankring og plastring i dammen. Dette er altså to separate elementer i konstruksjonen. Men det er derimot også viktig at det er en sammenheng mellom nettopp fundamentering, forankring og plastringen. Dersom den ene er mer kritisk enn den andre vil begge ryke når den første brister. De bør derfor dimensjoneres i sammen. Fundamentering er kort beskrevet i avsnitt 3.2.2.

Det andre momentet er erosjon i toppen av dammen. Dette er et fenomen som vi har vurdert til å være noe uaktuelt utenfor modellforsøkene. De øverste steinene i plastringen vår vil ofte ligge slik til at det er veldig lite som holder de på plass. En fullskala dam vil bli bygget med et kronevern. Forholdene rundt kronevernet, strømningsforhold og krefter på kronevernet vil trolig være annerledes enn på plastring langs nedstrøms skråning. I modellene våre har vi også benyttet oss av muligheten til å bare bygge halve dammen. Dette har ført til en unaturlig oppadrettet strømming akkurat rundt toppen av modellen. Dermed har de øverste steinene blitt kritiske for plastringen.

Her ender vi igjen opp med en subjektiv vurdering. Et argument mot dette kan være at det er nettopp disse steinene som er kritiske. Steinene øverst i dammen vil i mindre grad bli holdt nede av steiner lengre opp. Dersom vi ser på plastring langs skråningen utenom de øverste steinene er det de nederste steinene som er kritisk. Overgangen til kronevern er også noe som kan falle litt utenom og bør studeres separat akkurat som fundamentering.

Disse to vurderingene har hovedsakelig vært grunnen til at noen forsøk har blitt gitt mindre vekt. Vi har derfor vurdert det dit hen, at forsøk hvor topp eller bunn av plastring har gått til brudd, har plastringen nødvendigvis hatt en bruddvannføring som ligger ovenfor. Disse forsøkene har med andre ord gitt oss en minimums kurve for hvor mye nettopp plastringen tåler. Det er også plottet inn forsøk hvor vi faktisk har fått brudd som er vurdert til ikke å være på påvirket av fundamentering og erosjon i toppen.

Hvor vidt dette vil være en kurve for dimensjonering bør nok diskuteres, men resultatene viser at dersom plastringen skal være det kritiske elementet vil det være nettopp denne vannføringen som er avgjørende.

5.3 Sensitivitetsanalyse

Hypotesen som er benyttet for forsøkene er i hovedsak basert på at Froude's modellover. Froude's modellover er basert på at Froudetallet er konstant for fenomenet. Ved å gjøre en slik antagelse har vi allerede antatt at steinstørrelsens innvirkning for plastring vil være direkte skalerbart ved å holde Froudetallet konstant. Sammenhengen med steinstørrelse og bruddvannføring kan dermed trekkes sammen med studiet av skalaeffekter. Videre har interne sammenligninger av enkelte forsøk ikke kunnet avkrefte at et slikt forhold basert på nettopp Froude's modellover.

Videre har det vært et hovedfokus på å studere helningsvinkel på plastringa. For nettopp denne parameteren har vi mange forsøk som er egnet til å sammenlignes. De presenterte kurvene har et relativt godt grunnlag med unntak av kurve for 90 graders plastring hvor vi har presentert en minimumskurve.

Det ble forsøkt å gjøre trykkmålinger like bak plastringa, men det viste seg å være svært variable målinger og følgelig ble parameteren ikke undersøkt. Under arbeidet i laboratoriet ble det observert at ved å øke nedstrøms vannstand ble modelldammen veldig mye mer stabile. Det ble ikke gjort forsøk spesifikt for å undersøke denne parameteren, men mye tyder på at dette har en stor effekt ved relativt høy nedstrøms vannstandsøkning.

5.4 Skalaeffekter

Skalaeffektene som er påvist i forsøk med dumpede stein viser nesten for gode resultat. Dersom man legger varians til grunn, kan man ikke se noe tegn til skalaeffekter. Dette er ikke helt som forventet. Kreftene som påvirker plastring er så komplekse og siden det er så mange faktorer som spiller inn skulle man tro at det er skalaeffekter i forhold til Froude's modellover. Modellen inneholder seg av blant annet gjennomstrømning i permeable masser. Forøvrig er det helt vanlig å benytte Froude modeller for erosjon og sedimenttransport. Her har modellene vist seg å gi godt samsvar med prototype [Ettema et al, 2000].

For forsøk med mer systematisk plastring hvor steiner legges i forband er usikkerheten knyttet til skalaeffekter større. Det er med andre ord alt for få forsøk til å stadfeste hvor store skalaeffekter vi her ser.

Som en avslutning på dette avsnittet vil jeg henviste til avsnitt 7.1 å sitere Atkinson J.F. :

“The reliability of scale models cannot be judged by theoretical exercises or from laboratory scale tests alone. Well-documented measurements from prototype behaviour are the only proof of success.”

Over satt til norsk:

“Påliteligheten av skalerte modeller kan ikke bedømmes ut fra teoretiske beregninger eller fra skalatester alene. Veldokumenterte målinger fra prototyper er det eneste bevis på suksess.”

5.5 Feilkilder

Forskning på plastring har trolig mange og store feilkilder. Laboratorieforsøkene har som forventet en stor varians og stor variasjon i resultater. Behandling av feilkilder blir derfor veldig viktig, men også vanskelig. I tabellen under har vi for søkt å nevne alle feilkildene som har blitt vurdert. I tabell 5.1 har hver feilkilde fått en vurdering etter sannsynlighet og påvirkning og blitt plassert i en av følgende klasser: liten, middels eller stor.

Feilkilde:	Forklaring:	San- synelig- het:	Påvirk- ning:	Klasse:
Plastrerens byggeteknikk	Plastring i laboratoriet vil bygges av flere forskjellige byggere. Hvilken effekt den gitte byggers teknikk har på plastringen er vanskelig å sette tall på.	Stor	Stor	Stor
Måleutstyr	Måleutstyret sm er benyttet til å måle vannføringer og vannhøyder i kanlen kan være unøyaktig.	Stor	Liten	Liten
Steinenes egenskaper	Når vi bygger plastring i laboratoriet benyttes stein som er valgt ut spesielt med tanke på slike forsøk, men det kan tenkes at steinene ikke stemmer overens med steinene i fullskala.	Stor	Liten	Liten
Friksjon mot underlag	For å oppnå friksjon mot kanalens bunn har det vært benyttet en rist mellom bunnen av kanalen og støttefylling og plastring. Til slutt ble denne rista skrudd ned i bynne for å sikre at den ikke skled i vei.	Stor	Stor	Stor
Friksjon mot sidekanter	Friksjonen mot sidekantene bør tilfredstille friksjonen inne i dammen slik at vi kan tilnærme oss en uendelig lang dam. Dette fenomenet kalles også “wall effect”	Liten	Stor	Liten
Temperatur under måling	Flere komponenter som f.eks. pumper har vist seg å være påvirket av tidspunkt. Når pumpa har gått en stund virker det som om vannføringa endrer seg noe for samme pumpefrekvens. Hva dette skyldes er vanskelig å sette fingeren på.	Stor	Liten	Liten
Forskjellig strømningsmønster	Valg av modelloppsett er avgjørende for hvordan vannet strømmes ut av dammen og det vil derfor også være avgjørende for om vi simulerer virkelige scenarier.	Middels	Middels	Middels

Stein utvelgelse	Utvelgelsesprosessen er foretatt for hånd. Med skyvelære og etterhvert øyemål etterhvert som ønsket form sitter i fingerspissene.	Stor	Liten	Liten
Skala effekter	Skala effekter er feilkilder som skyldes feil skalering av krefter mellom modell og fullskala. Dette vil med andre ord bety at valgt modelllov ikke er tilstrekkelig for å vurdere vår modell.	Stor	Stor	Stor
Video analyse	Under analyse av resultatvideoene er det veldig fort gjort å overse viktige hendelser og ofte feilkilder. Det er heller ikke alltid man tar riktige beslutninger i forhold til vurderinger av det man ser.	Middels	Middels	Middels
Treghet i vannveien	Etter av vannet fra pumper og vannføringsmålere har entret forsøksrenna må vannet fylle et baseng med et stort areal. Dermed vil ikke vannføring gjennom dammen være det samme som målt vannføring før forholdene har stabilisert seg.	Stor	Stor	Stor

Tabell 5.1: Feilkilder

Mange av feilkildene over er helt umulig å tallfeste og må forbli nettopp feilkilder. Men noen feilkilder kan man prøve å tallfeste for å finne usikkerhet eller i beste fall korrigere resultater.

Kapittel 6

Konklusjon

Etter utført forsøksprogram konkluderes det med at steinstørrelse og steinhelning er kritiske parametere for plastring. Selv om forsøkene viste høye standardavvik på 26 % av forventingsverdiene kan det bekreftes lignende forhold som kurvene i figur 4.7 viser. Plastring lagt i forband økte bruddvannføring for modellene fra 2,8 til 5,9 relativt til støttefylling med løst lagt dekkelag. Helningsvinkelen i forhold til horisontal plastring har mulighet til å øke styrken av plastringen betydelig i forhold til horisontal plastring. Enhetsvannføringene ved plastring normalt på damskråningen viste seg å være så høy at det ble problemer med å gjennomføre forsøk som gikk til brudd.

Den relative variasjonen for både dumpede steiner og horisontal plastring var tilnærmet lik. Variasjonen for bruddgruppene av plastring på 90 grader viste også lignende tendenser. Den beregnede variasjonen synes derfor å være et godt estimat for fenomenets natur. Det ble ikke, innenfor disse variasjonene, funnet noe som tyder på skalaeffekter for modelleringen som er utført. Planlagte fullskalaforsøk vil med fordel kunne avdekke dette og i tillegg gi mulighet til å studere andre faktorer som for eksempel fundamentering.

Det ble ikke funnet tegn som tyder på at damhøyde og dambredde har store effekter på styrken av plastringen. Hvor vidt høyden av dammen har påvirkning på strømningsforholdene ble ikke undersøkt i denne analysen.

Kapittel 7

Anbefalinger

7.1 Fullskalatesting

Etter dette arbeidet med laboratorieforsøk og denne oppgaven bør det gjennomføres fullskalatesting av plastring. Denne rapporten har vist oppsiktsvekkende resultater som bør etterprøves.

Det er interessant å vurdere hvilke metoder som benyttes for fundamentering samt overganger til kronevern. Fullskala modellene bør kanskje inneholde alle momentene i dagens krone og skråningsvern. Dersom man ser at det er store problemer med å inkludere enkelte av disse, forsøke å fastholde problemområdet ved for eksempel bolte nederste rad av plastring med fjellbolter eller lignende. Dette vil ta den gitte randbetingelsen ut av ligninga og vi får testet de andre elementene i plastringen.

Det er ingen tvil om at dette er kostbare forsøk. Men selv få forsøk vil kunne gi gode svar på hvor vidt det er skalaeffekter og hvilke vannføringer som vil være kritiske.

7.2 Videre arbeid med resultatene

Avsnittene 7.1 og 5.4 beskriver begge et veldig viktig moment. Vi må fullføre fullskala-forsøk og testingen av skalaeffekter for å finne ut om hvor vidt vi vet nok om plastring til å optimalisere denne byggemetoden.

Hvis resultatene av forsøkene gir et riktig bilde av virkeligheten så bør nok noe gjøres for å optimalisere. Spørsmålet om fundamentering og overgangsbetingelsene rundt plastringen slik som overgang til damtopp vil være mye mer interessante. Dersom det viser seg at vi ikke klarer å fundamenterer plastringen, slik at nederste rekken av steiner ikke vil ligge rimelig stille med vannføringer som er i samme klasse som den vi har sett i forsøkene, bør det fattes tiltak. Resultatet er at vi har overdimensjonert plastringen i skråningen i forhold til andre viktige elementer i systemet. Skråningsvernet blir dermed feil proporsjonert.

Vannføringene vi ser på godt utført plastring er så store at selv løst fjell kan by på problemer med fundamenter. Dammer fundamentert på løsmasser er også et vanskelig tema. Bør det ved slike tilfeller ikke stoles like mye på plastring og bør vi i disse

tilfellene belage oss på dumpet plastring som ikke trenger å oppfylle alle krav som i dag gir en sterk motstandsdyktighet mot høye vannføringer?

Som vist i forsøk 3.14 og avsnitt 4.3 er de enkelte plastringsstein ikke så kritiske.

Ved forsøkene ble steiner utvalgt på grunnlag av steinkrav i forskriftene. Det ble valgt ut stein med en sortering hvor kun en tredjedel av det allerede ensgraderte materialet ble benyttet. Hvor vidt dette er hensiktsmessig og om det i det hele tatt er mulig å gjennomføre i felt, stilles det store spørsmålstegn ved.

Bibliografi

- [Damsikkerhetsforskriften, 2009] Damsikkerhetsforskriften (2009) nr 1600, Olje og Energidepartementet, Energi og vannressurs avd.
- [Guttormsen, 2006] Guttormsen O. (2006) TVM4165 Vannkraft og vassdragsteknikk - Vassdragsteknikk I, Kompendieforlaget, Tapir Akademisk Forlag, Trondheim, s 182-204
- [Nazaroff, Alvarez-Cohen, 2001] Nazaroff W.W., Alvarez-Cohen L. (2001) Environmental Engineering Science. John Wiley & Sons, Inc. New York
- [NVE, 2007] NVE (2007) Retningslinjer for fyllingsdammer. Norwegian Water Resources and Energy Directorat
- [Ettema et al, 2000] R. Ettema, R. Arndt, P. Roberts, T. Wahl (2000). Hydraulic Modeling - Concepts and Practice. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- [Solvik, 1962] Solvik Ø. (1962) To-dimensjonal turbulent strøming gjennom isotrop steinfylling. Trondheim, Norges Tekniske Høgskole
- [Fergus, 2010] Fergus T., Hoseth K. A., Sæterbø E. (2010) Vassdragshåndboka. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim
- [Solvik, 1991] Solvik, Ø. (1991). Proc. International Commission on Large Dams. ICOLD, (pp. 333-343 Q.67 R.20). Vienne
- [EBL Kompetanse, 2004] EBL Kompetanse (2004) Stability and breach of embankment dams - Report on Sub-project 2 - Stability of downstream shell and dam toe during large through flow. EBL Kompetanse , s 46
- [Solvik, 1981] Solvik, Ø. (1981) Steinfyllingsdammer: Sikring av nedstrøms damtå. Technical Report 602892, Norges Hydrodynamiske Laboratorier

- [Olivier, 1967] Olivier, H. (1967). Through and overflow rockfill dams - New design techniques. Proc. ICE Paper No. 7012.
- [Robinson et al, 1998] Robinson K. M., Rice C. E., Kadavy K. C. (1998) Design of rock chutes, 1998 American Society of Agricultural Engineers, VOL. 41(3):621-626
- [Darcy, 1856] Darcy H. (1856) Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon, Dalmont, Paris
- [Engelund, 1953] Engelund F. (1953) On the Laminar and Turbulent Flows of Ground Water Through Homogenous Sand, Akademiet for de Tekniske Videnskaber
- [Forchheimer, 1901] Forchheimer, P. (1901) Wasserbewegung durch Boden. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 45: 1782-1788
- [Atkinson, 1990] Atkinson J.F., M. A. (1990). Physical Modeling Study of the Niagara River Plume. San Diego, California: Proc. National Conference of the Hydraulics Division.
- [Shields, 1936] Shields, A. (1936). Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed- Load Movement.

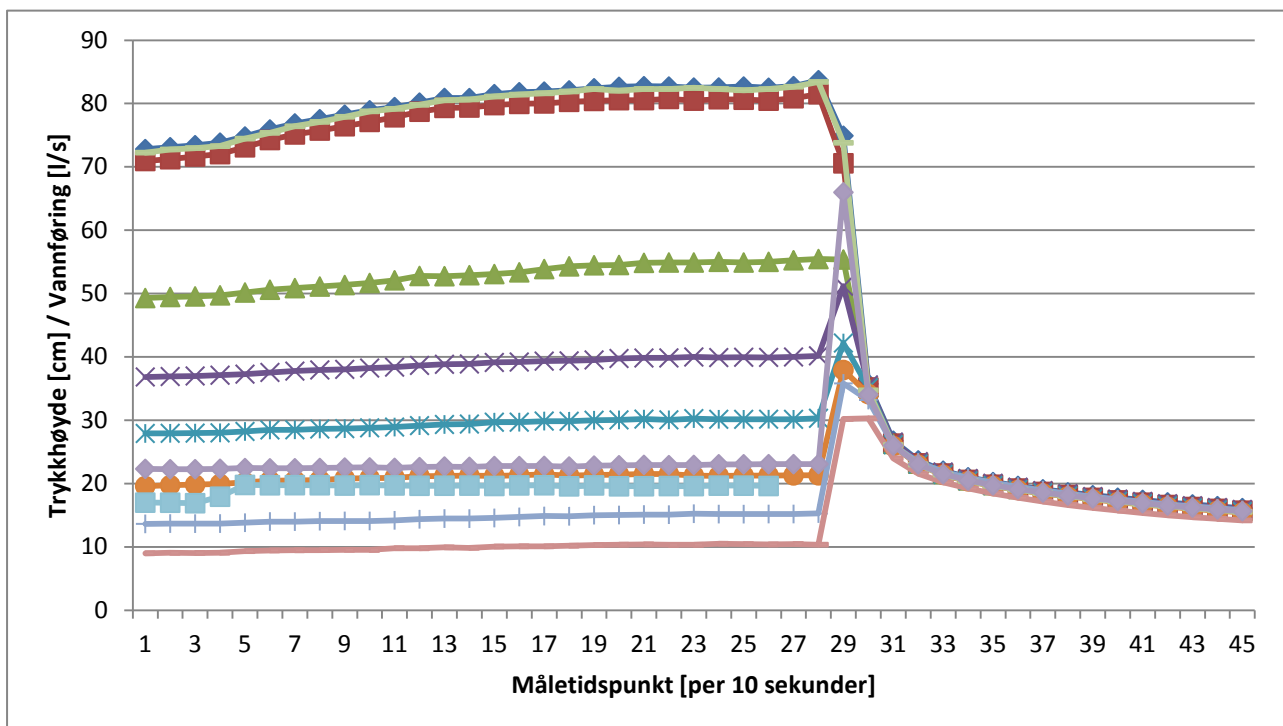
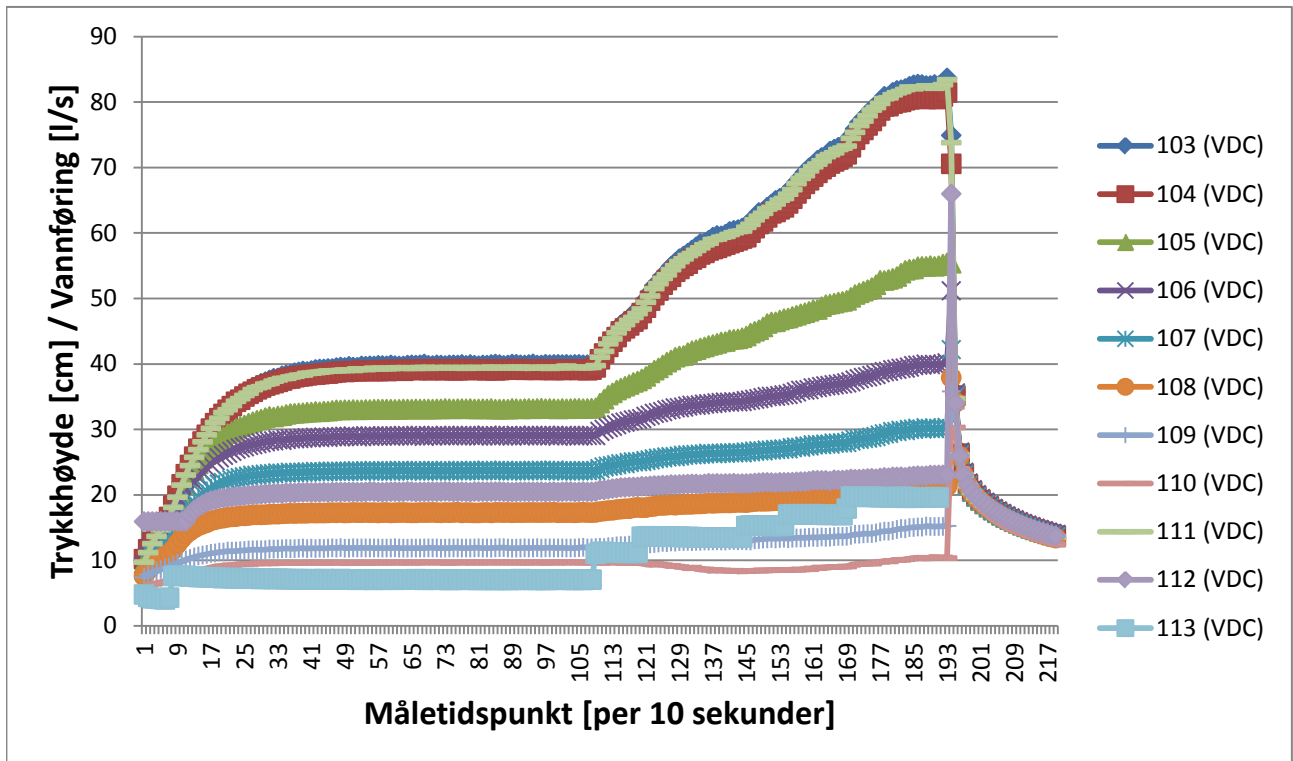
Vedlegg 1 - Test Data

TEST nr: 3.7

Dato: 11.03.2012

Dam:	Plastring:	Bruddvannføring:
n 1,5	d: 31 mm	Q _c 22 l/s
H 610 mm	α: 90	q _c 31,6 l/s/m
B 300 mm		h _c 837 mm
Overtopping: Nei		
Forankring: Rist		

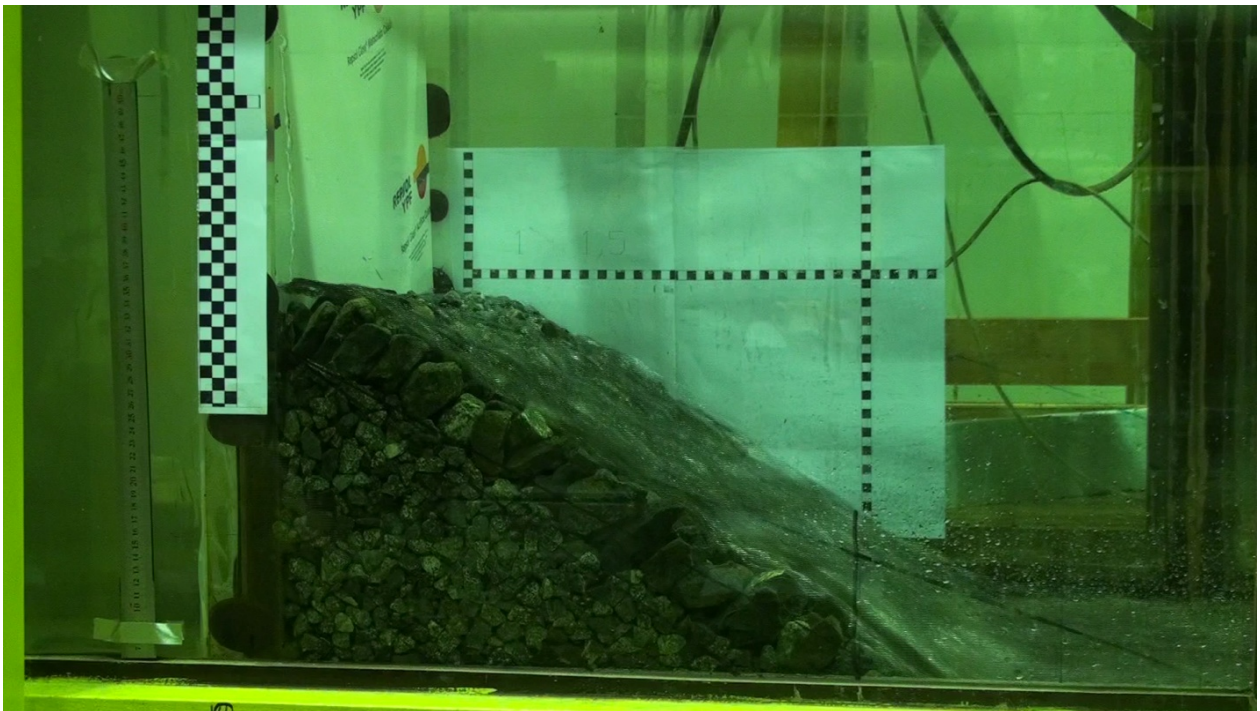
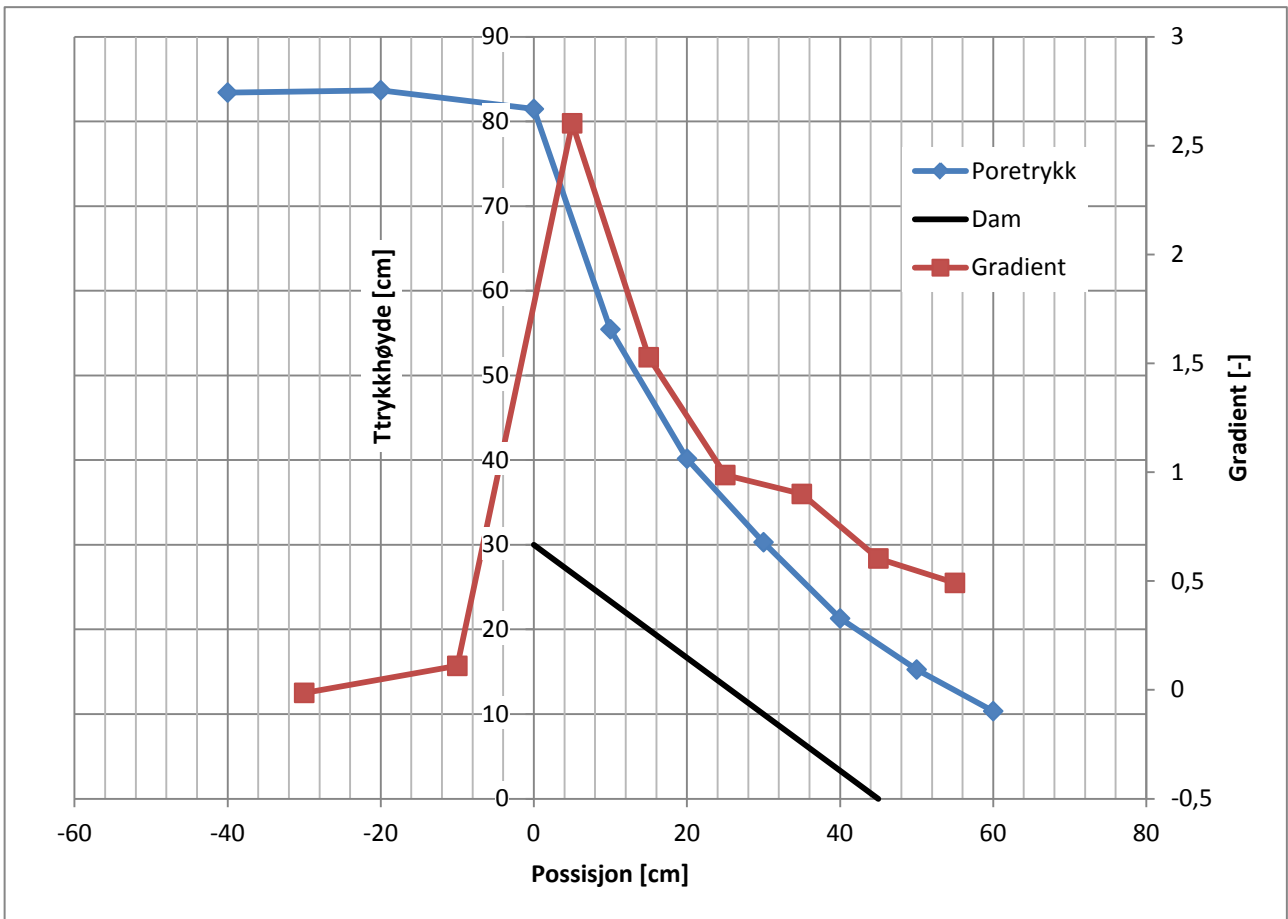
Vannføring fra pumpe	Vanntrykk bak plastring	40 cm	20 cm	Dam kant	10 cm	20 cm	30 cm	40 cm	50 cm	60 cm
113	112	111	103	104	105	106	107	108	109	110



Vedlegg 1 - Test Data

TEST nr: 3.7

Dato: 11.03.2012



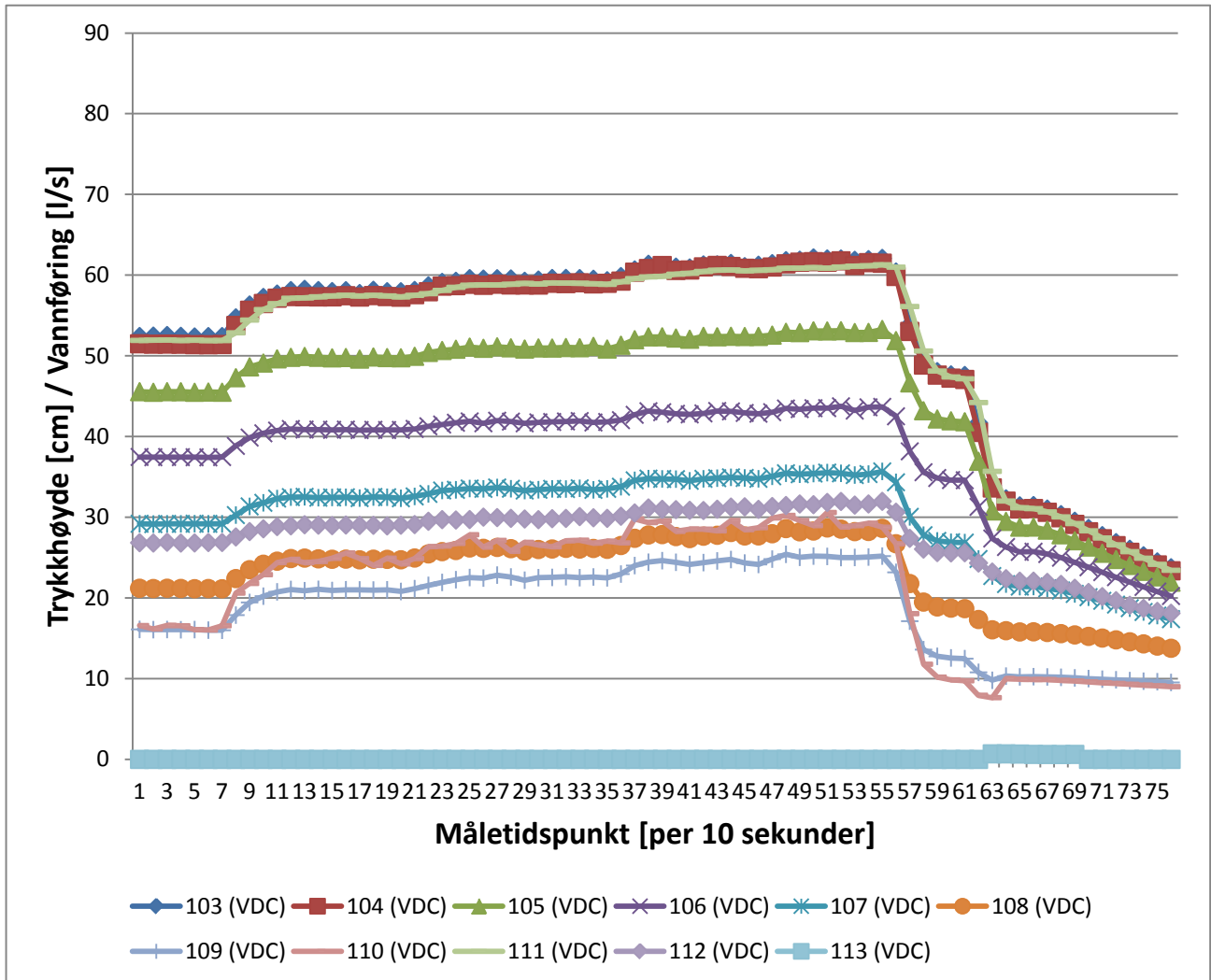
Vedlegg 1 - Test Data

TEST nr: 3.13

Dato: 04.04.2012

Dam:		Plastring:	Bruddvannføring:
n 1,5	Overtopping: Ja	d: 31 mm	Q_c 100+ l/s
H 610 mm	Forankring: Vinkeljern	α: 90	q_c 163,9 l/s/m
B 300 mm			h_c 610 mm

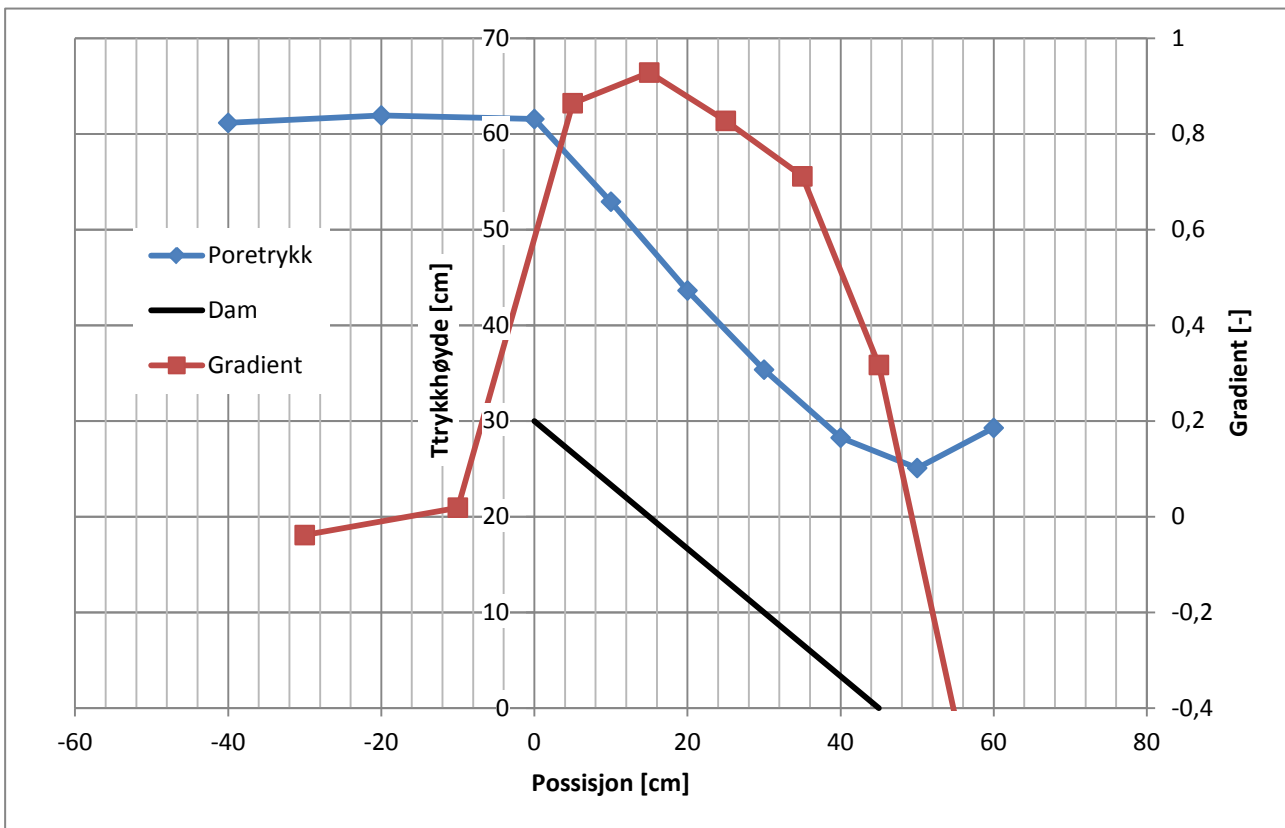
Vannføring fra pumpe	Vanntrykk bak plastring	40 cm	20 cm	Dam kant	10 cm	20 cm	30 cm	40 cm	50 cm	60 cm
113	112	111	103	104	105	106	107	108	109	110



Vedlegg 1 - Test Data

TEST nr: 3.13

Dato: 04.04.2012



Masser for støttefylling

Farge: **Grå**

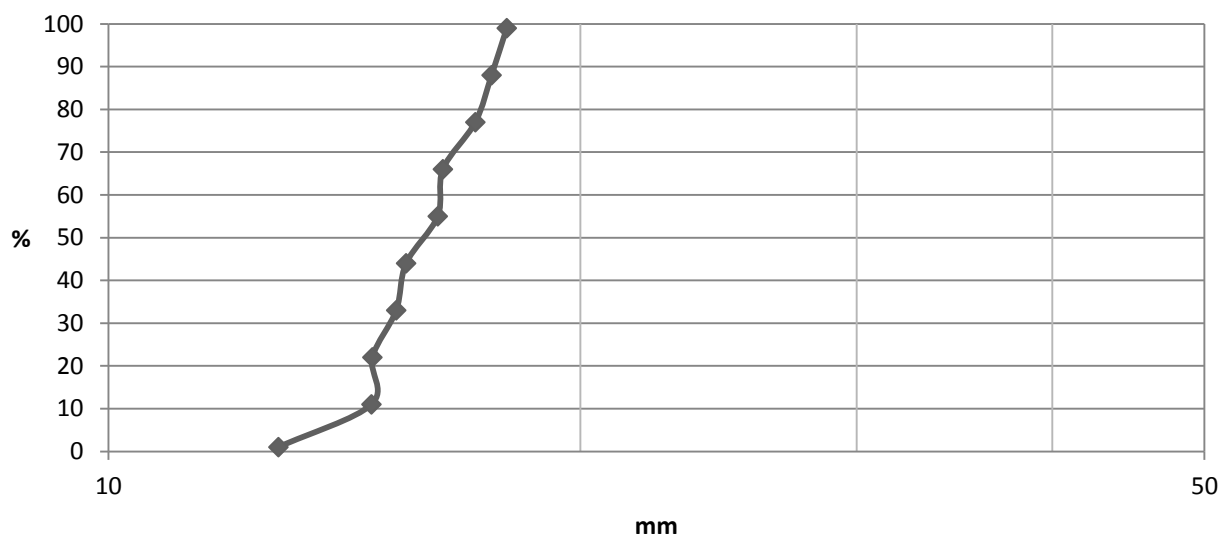
Nr:	[mm]				[g]
	a	b	c	d	W
1	24,7	15,1	14,5	17,55284	7,2
2	22,67	9	18,19	15,48254	4,5
3	26,99	12,18	17,59	17,94893	7,4
4	17,02	16,39	11,42	14,71414	3,7
5	23,25	12,83	14,63	16,34173	5,7
6	23,4	10,3	17,7	16,21843	5,4
7	23,3	14,6	14,8	17,13918	5,2
8	15,9	10,9	12,2	12,83496	2,6
9	22,4	10,5	13,6	14,73416	4
10	19,44	9,23	19,8	15,25882	4,7
Gjennomsnitt	21,907	12,103	15,443	15,82257	5,04

Forenklet fordeling

%	[mm]
1	12,83496
11	14,71414
22	14,73416
33	15,25882
44	15,48254
55	16,21843
66	16,34173
77	17,13918
88	17,55284
99	17,94893



Kornfordelingskurve (STØTTEFYLLING)



Plastringsfraksjon 1

Farge: **GUL**

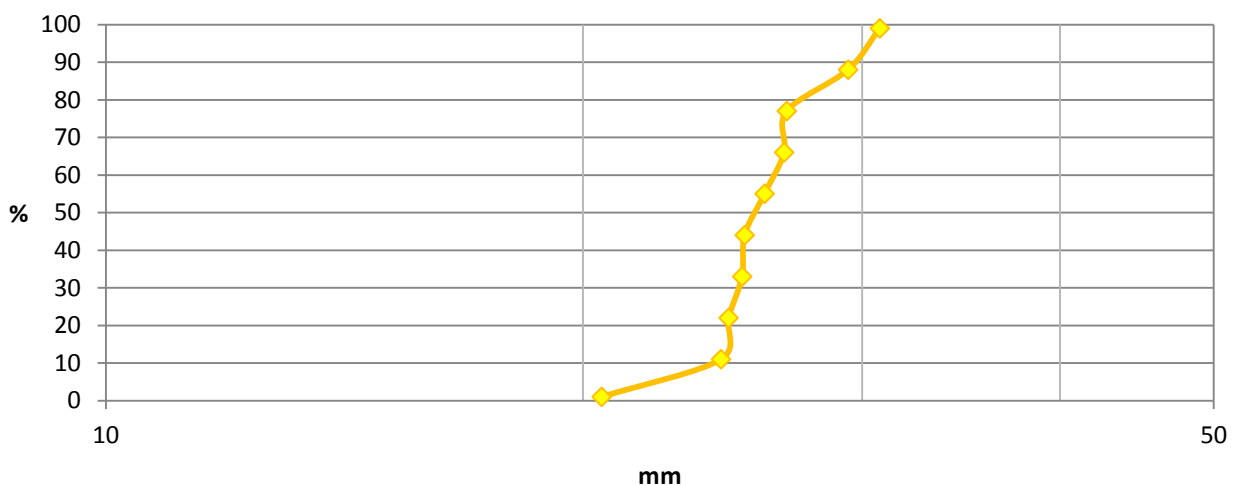
Nr:	[mm]				[g]
	a	b	c	d	W
1	43,2	19,5	19	25,20136	22,4
2	42,5	30,4	11,3	24,4407	18,6
3	40,2	24,4	16,5	25,29492	19,2
4	41,2	23,6	20	26,89138	17,2
5	45,2	29,2	22,1	30,78254	25,7
6	47,9	24	22,1	29,39768	23
7	43,9	31,5	13,9	26,78736	20,1
8	31,3	28	9,9	20,54846	12,7
9	43,2	25,7	15,9	26,03782	19,9
10	41,7	27	13,4	24,70974	20,7
Gjennomsnitt	42,03	26,33	16,41	26,0092	19,95

Forenklet fordeling

%	[mm]
1	20,54846
11	24,4407
22	24,70974
33	25,20136
44	25,29492
55	26,03782
66	26,78736
77	26,89138
88	29,39768
99	30,78254



Kornfordelingskurve (GUL)



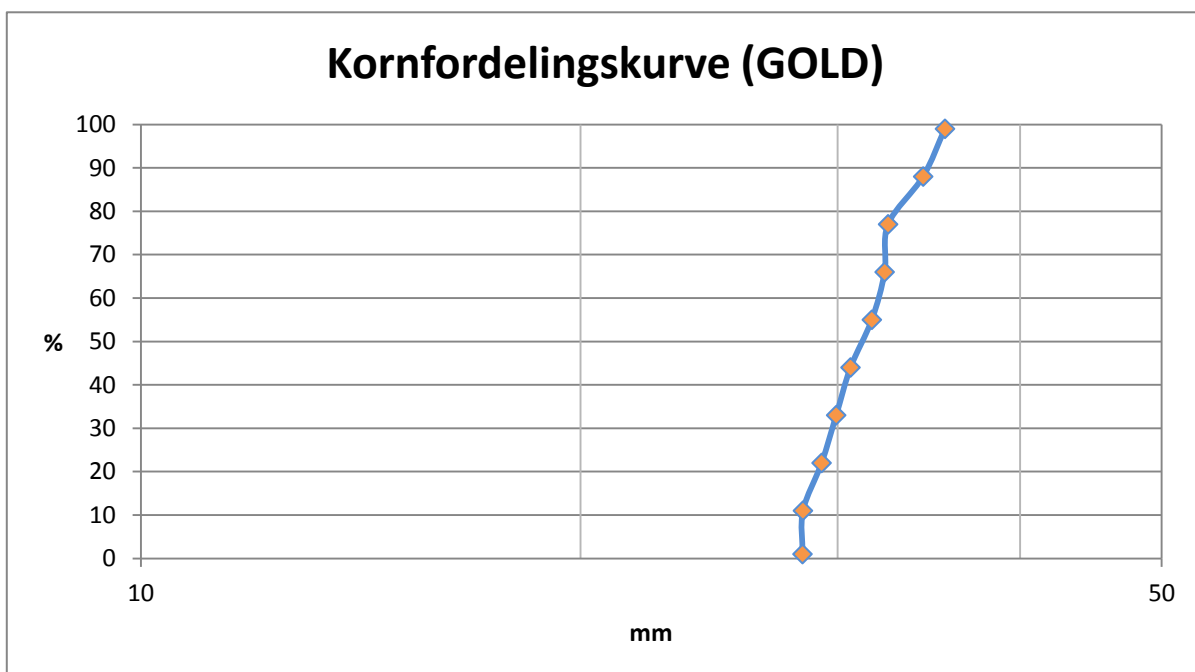
Plastringsfraksjon 2

Farge: **BLÅ/GULL**

Nr:	[mm]				[g]
	a	b	c	d	W
1	43,85	27,35	19,1	28,40011	30,8
2	44,07	26,21	23,21	29,9292	41,1
3	49,44	24,29	23,89	30,6131	44,8
4	46,44	30,36	31,81	35,52924	53,1
5	63,2	24,01	22,22	32,30609	60,1
6	47,69	17,1	30,68	29,24778	30,8
7	51,09	20,5	30,3	31,65999	35,6
8	56,08	20,9	29,24	32,48208	53,9
9	45,69	21,2	23,6	28,38069	32,9
10	58,4	24,3	28,51	34,32987	50
Gjennomsnitt:	50,595	23,622	26,256	31,28782	43,31

Forenklet fordeling

%	[mm]
1	28,38069
11	28,40011
22	29,24778
33	29,9292
44	30,6131
55	31,65999
66	32,30609
77	32,48208
88	34,32987
99	35,52924



Plastringsfraksjon 3

Farge: **RØD**

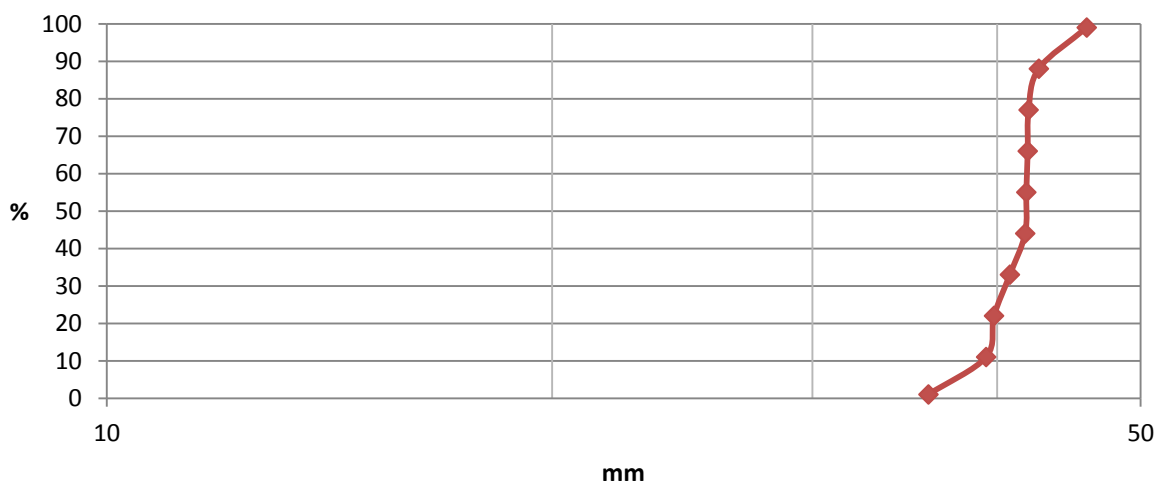
Nr:	[mm]				[g]
	a	b	c	d	W
1	63,85	39,2	29,6	41,9997	68,1
2	59,6	44,2	29,5	42,67402	77,6
3	71,9	48,8	27,7	45,97723	87,2
4	61,1	31	24,5	35,93544	60,6
5	62,4	47,3	23	40,79352	81,2
6	67	42,9	25,5	41,84955	89,2
7	64,1	44,1	22,3	39,79854	88,9
8	60,1	37,3	27,1	39,31131	65
9	62,8	39,9	29,1	41,77744	73,7
10	69,4	37,3	28,5	41,9409	72
Gjennomsnitt:	64,225	41,2	26,68	41,20577	76,35

Forenklet fordeling

%	[mm]
1	35,93544
11	39,31131
22	39,79854
33	40,79352
44	41,77744
55	41,84955
66	41,9409
77	41,9997
88	42,67402
99	45,97723



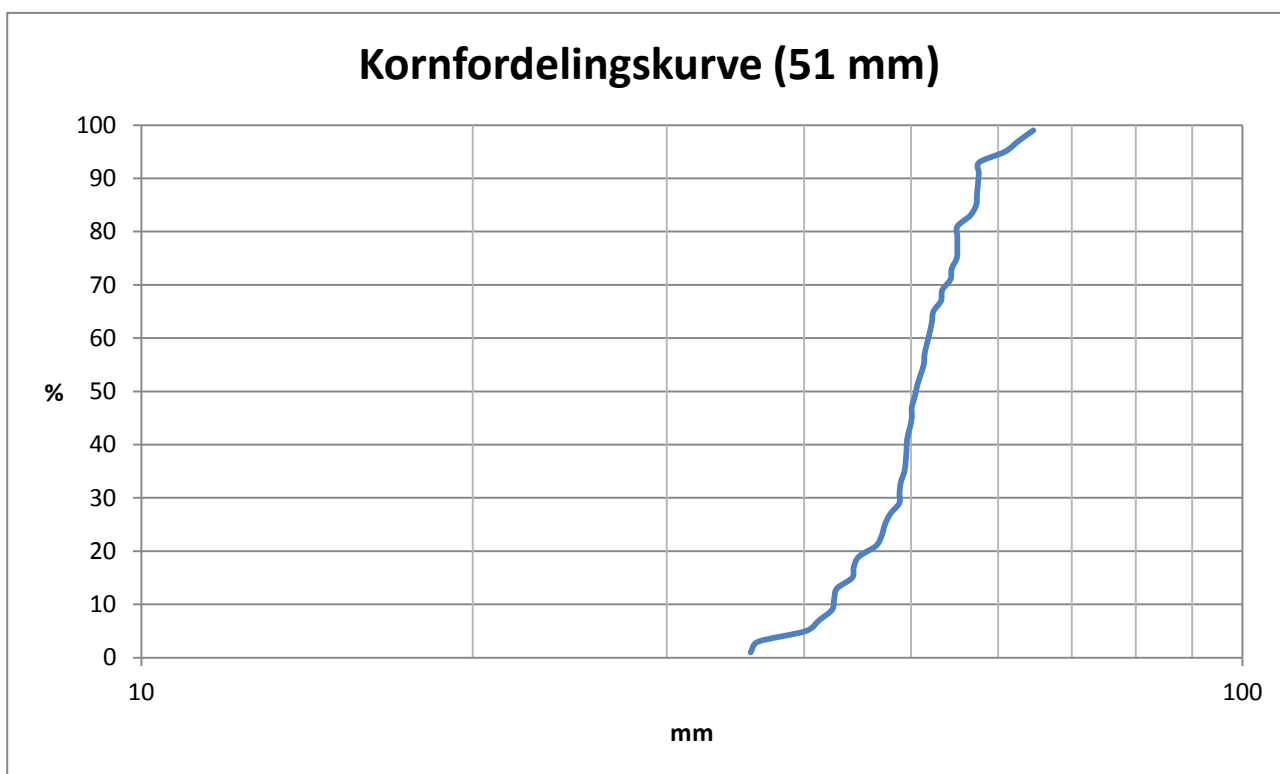
Kornfordelingskurve (RØD)



Plastringsfraksjon 4 Kjennermerke: Small stones (d51)

Nr:	mm			
	a	b	c	d
1	62	41	30	42,41
2	82	37	35	47,35
3	83	52	42	56,59
4	89	39	30	47,05
5	99	57	34	57,68
6	84	41	36	49,86
7	89	47	45	57,31
8	76	40	40	49,54
9	85	48	37	53,25
10	70	43	30	44,86
11	75	52	39	53,38
12	72	37	29	42,59
13	92	48	29	50,41
14	86	62	46	62,60
15	72	44	41	50,64
16	74	36	18	36,33
17	88	52	24	47,89
18	80	52	46	57,63
19	91	43	30	48,96
20	83	47	34	51,00
21	98	50	34	55,02
22	71	42	29	44,22
23	81	47	33	50,08
24	80	46	37	51,45
25	83	53	38	55,09

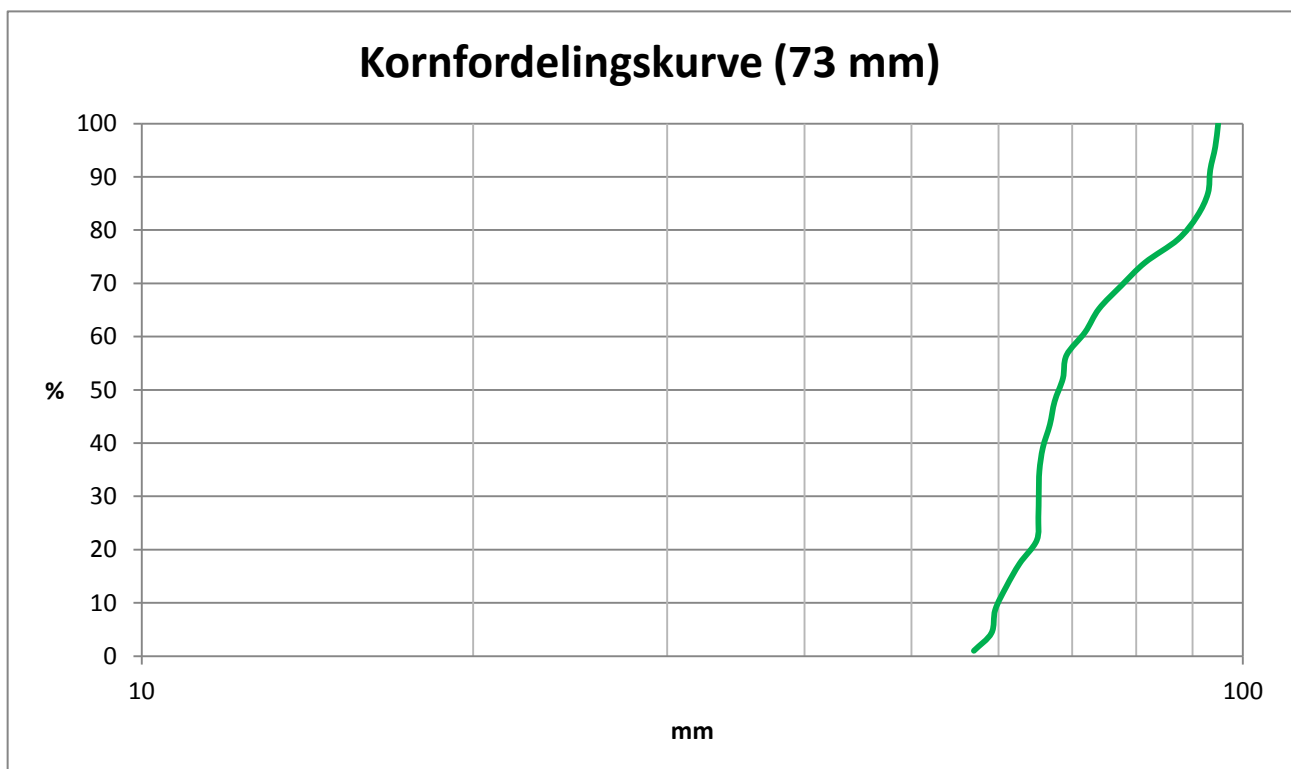
Nr:	mm			
	a	b	c	d
26	73	43	32	46,49
27	84	36	26	42,84
28	96	40	36	51,71
29	68	34	28	40,15
30	64	45	42	49,46
31	117	41	30	52,40
32	80	44	33	48,79
33	86	41	33	48,82
34	76	43	43	51,99
35	81	44	38	51,35
36	83	48	42	55,10
37	71	41	30	44,37
38	75	59	43	57,52
39	62	61	50	57,40
40	89	49	37	54,44
41	82	31	18	35,77
42	88	42	34	50,09
43	83	53	38	55,09
44	88	60	51	64,58
45	88	42	19	41,26
46	75	61	35	54,30
47	81	44	40	52,24
48	83	49	30	49,60
49	84	61	44	60,86
50	88	44	31	49,33
Gjennomsnitt:	81,8	46,24	34,6	50,53



Plastringsfraksjon 5 Kjennermerke: Big stones (d73)

Nr:	mm			
	a	b	c	d
1	158	108	39	87,31
2	105	66	40	65,20
3	110	70	42	68,64
4	138	112	52	92,98
5	130	51	43	65,82
6	80	76	49	66,79
7	111	70	60	77,54
8	125	69	47	74,01
9	108	58	49	67,46
10	102	45	45	59,11
11	111	67	50	71,91
12	110	62	31	59,57
13	98	51	37	56,97
14	100	56	44	62,69
15	155	50	36	65,34
16	95	65	45	65,26
17	102	69	47	69,16
18	162	98	53	94,41
19	140	90	68	94,98
20	101	66	34	60,97
21	136	111	54	93,42
22	155	103	47	90,87
23	165	82	40	81,49
24	105	67	39	64,98
Gjennomsnitt:	120,92	73,42	45,46	73,20

%	mm
1	56,97
4	59,11
9	59,57
13	60,97
17	62,69
22	64,98
26	65,2
30	65,26
35	65,34
39	65,82
43	66,79
48	67,46
52	68,64
57	69,16
61	71,91
65	74,01
70	77,54
74	81,49
78	87,31
83	90,87
87	92,98
91	93,42
96	94,41
100	94,98



Materiale med diameter på 51 mm

(Damhøyde 600 mm)



Materiale med diameter på 73 mm

(Damhøyde 1000 mm)



CODIGO OBRA: L-08-5634	REFERENCIA: 160701696	DESCRIPCION: GRAVILLA 20-40	FECHA: 16-07-08
OBRA: ENSAYOS DE ARIDOS			
PETICIONARIO: ETSICCP		OPERADOR: PAU D	
MUESTRA: M-1		EJEMPLAR: ORIGINAL	

CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)	
CONTENIDO DE FINOS (%)	0,1

DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)
1,86

PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)
2,51

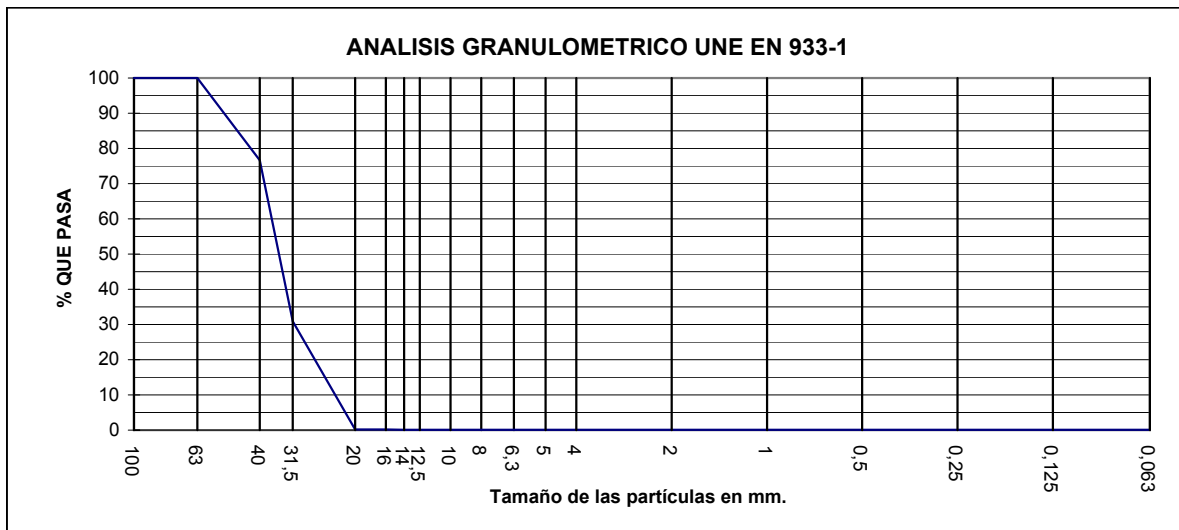
POROSIDAD (%)
41,77

DENSIDAD SECA (gr/cm3)
1,46

INDICE DE POROS
0,71

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE-EN 933-1)

Tamices UNE	63	40	31,5	20	16	14	12,5	10	8	6,3	5	4	2	1	0,50	0,25	0,125	0,063
% que pasa	100,0	76,7	30,9	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1



Observaciones:

Llanera, 24 de Julio de 2008

MÅLINGER UTFØRT											
Vannføring fra pumpe	Vanntrykk bak plastring	40 cm oppstrøms	20 cm oppstrøms	Dam kant	10 cm nedstrøms	20 cm nedstrøms	30 cm nedstrøms	40 cm nedstrøms	50 cm nedstrøms	60 cm nedstrøms	
113	112	111	103	104	105	106	107	108	109	110	
Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt	Volt
I/s	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs	cmvs
1,378	1,363	0	1,382	1,403	0	1,401	0	1,381	0	1,372	0
1,53	1,75	9,3	1,745	1,768	9,3	1,762	9,3	1,748	9,3	1,733	9,3
3,13	1,86	12,1	1,853	1,874	12,1	1,86	12	1,846	12	1,829	12
1,54	2,19	20,5	2,17	2,18	20,5	2,18	20,5	2,18	20,5	2,16	20,5
1,81	2,59	30,9									
1,809	2,62	31,5	2,6	2,62	31,5	2,62	31,1	2,6	31,1	2,6	30,9

