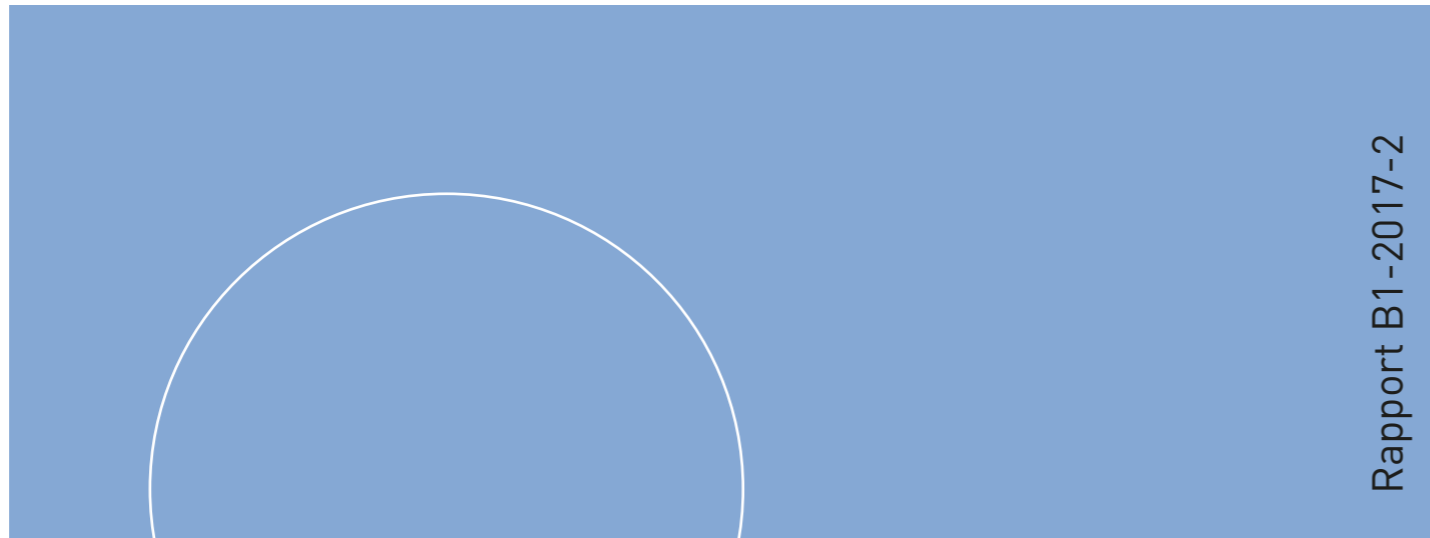


ISBN-10: 978-82-7598-104-0



Rapport B1-2017-2

NTNU  
Norges teknisk-naturvitenskapelige  
universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for vann- og miljøteknikk

Priska Helene Hiller

# Plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer

Trondheim, juni 2017

ISBN 978-82-7598-104-0



Priska Helene Hiller

# Plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer

Trondheim, juni 2017

ISBN 978-82-7598-104-0

NTNU Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk



## Forord

Denne rapporten oppsummerer resultatene fra prosjektet «Utvikling av verktøy for optimal plastring av fyllingsdammer» kort «PlaF». Prosjektet ble finansiert gjennom vannkraftbransjen og Forskningsrådet (Innovasjonsprosjekt i næringslivet – ENERGIX, Prosjektnummer 235730) og ble koordinert av Energi Norge. Forskningsarbeidet ble utført i perioden 2013 - 2017 på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, i Trondheim av stipendiat Priska Helene Hiller med professor Leif Lia og professor Jochen Aberle som veiledere.

Doktorgradsstudiet «Riprap design on the downstream slopes of rockfill dams» var en del av prosjektet og inneholder en mer detaljert rapportering. Noen deler av denne rapporten er derfor oversatt fra avhandlingen.

Takk til samarbeidspartnere i Agder Energi Vannkraft AS, BKK Produksjon AS, E-CO Energi AS, Hydro Energi AS, Otteraaens Brugseierforening, Sira-Kvina Kraftselskap, SKS Produksjon AS og Statkraft Energi AS. Sira-Kvina kraftselskap tilrettela for å kjøre feltforsøkene på anlegget ved dam Svartevatn og uten innsatsen til Rolv Guddal og Per Magne Sinnes hadde feltforsøkene ikke vært mulig. En stor takk går også til alle masterstudenter som har bidratt i arbeidet, Franzefoss Pukk AS for steinene til modellforsøkene og alle andre bidragsytere.

Trondheim, juni 2017

Priska Helene Hiller  
PhD stipendiat

Leif Lia  
Professor, institutt for bygg- og miljøteknikk



## Sammendrag

Erosjonssikring av stein er mye brukt, blant annet for å sikre nedstrøms skråning på steinfyllingsdammer mot erosjon fra ulykkeslaster som overtopping eller gjennomstrømning. Stabilitet og utforming av slik erosjonssikring ble undersøkt i et forskningsprosjekt. Steinsikringen er enten lagt i forband med god innbyrdes kontakt som plastring eller består av vilkårlig lagt stein, såkalt rauset steinsikring.

Både bruddmekanismer, plastringsparametre og eksisterende stabilitetsstudier ble gjennomgått og oppsummert. De fleste studiene i litteraturen ble utført med rauset steinsikring på slake skråninger. Det er imidlertid i litteraturen lite data tilgjengelig for plastring på bratte skråninger med en helning på 1:1,5 (vertikal: horisontal). Derfor ble fysiske forsøk gjennomført både i modell med en skala på 1:10 og i felt med storskala plastringsstein med skala på 1:2. Dessuten bidro prosjektet til utviklingen av Smartstone måleutstyr for å måle bevegelser av stein.

For å få oversikt over utført plastring, ble plastring kartlagt på 33 norske fyllingsdammer. Kartleggingen viste at anbefalingene for plastring i Veileder for fyllingsdammer er vanskelig å oppfylle på grunn av at de er knyttet til minimale og maksimale steindiametere i stedet for persentiler.

Resultatene fra modellforsøkene med overtopping ble analysert og forskyvinger ble identifisert som relevant bruddmekanisme for plastring på bratte skråninger. Det kritiske steinrelaterte Froudetallet ble brukt som indikasjon for stabiliteten i erosjonssikringen. Sammen med resultatene fra feltforsøkene var plastring i gjennomsnitt sju ganger mer stabil enn rauset steinsikring. Rauset steinsikring tålte imidlertid vannføringene som er anbefalt for dimensjonering i Veileder for fyllingsdammer. Det var god overensstemmelse mellom modell- og feltforsøkene for rauset steinsikring. For plastring var det god overensstemmelse for det visuelt observerte strømningsmønsteret og vannstandsstigningen oppstrøms testdammene. Plastringstettheten var derimot større i modell og er en mulig forklaring for de høyere kritiske steinrelaterte Froudetallene. Forsøkene med gjennomstrømning viste at det er vanntrykk bak plastringslaget som førte til brudd. Det er nødvendig med en geoteknisk analyse for å sjekke om vanntrykk kan bygge seg opp bak plastringslaget i virkeligheten. I forsøkene ble bare de to ytterste lagene av dammen, plastringen og det underliggende filterlaget, modellert. Det eksisterende regelverket bør bli revurdert på bakgrunn av resultatene av denne studien. Anbefalingene bør balansere steinstørrelser og krav om plastring med den nødvendige stabiliteten ut ifra relevante lastscenarier og det ønskede nivå av sikkerhet.



## Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag.....	iii
Innholdsfortegnelse.....	v
Vedleggfortegnelse.....	v
1 Innledning.....	1
2 Bakgrunn.....	5
2.1 Erosjonsbeskyttelse på fyllingsdammer.....	5
2.2 Stabilitet av erosjonssikring av stein.....	6
2.3 Norsk regelverk om plastring på nedstrøms damskråninger.....	11
3 Forskningsmetode.....	13
3.1 Kartlegging av utført plastring.....	13
3.2 Fysiske forsøk med plastring og rauset steinsikring.....	13
3.3 Smartstone måleutstyr.....	17
4 Resultater.....	19
4.1 Kartlegging av utført plastring.....	19
4.2 Fysiske forsøk med plastring og rauset steinsikring.....	20
4.3 Smartstone måleutstyr.....	24
5 Diskusjon.....	25
5.1 Forsøk.....	25
5.2 Plastring og rauset stein som erosjonssikring på nedstrøms skråning på fyllingsdammer.....	27
5.3 Anbefalinger for videre arbeid.....	28
6 Konklusjon.....	31
7 Referanser.....	35

## Vedleggfortegnelse

A. Liste over masteroppgaver.....	A-1
B. Sammendrag av artikler.....	B-3





# 1 Innledning

Dammer har blitt bygd i flere tusen år. De er nødvendige som infrastruktur for å lagre og regulere vann for blant annet irrigasjon, vannforsyning, transport, flomregulering og produksjon av vannkraft. Den industrielle utviklingen og tilgang til tunge anleggsmaskiner i det 20. århundret gjorde det mulig å bygge høyere og større dammer. Med å øke volumet av oppdemt vann økte også risikoen av potensielle dambrudd. Utformingen til dammene har fortløpende blitt forbedret ved hjelp av teoretiske analyser og case studier.

Fyllingsdammer er den vanligste damtypen i verden og 77% av de høye dammene i verden er ifølge World Register on Dams (ICOLD, 2016) fyllingsdammer. En dam som er høyere enn 15 m, er en «høy dam» i henhold til den internasjonale damkomiteen (International Commission on Large Dams, ICOLD). Fyllingsdammer består av et impermeabelt lag i form av en frontal tetning på vannsiden eller en vanntett kjerne av morene, leire, asfalt eller andre tettningsmaterialer. Fyllingen gir dammen den nødvendige vekten for å motstå vannlasten. En steinfyllingsdam er en fyllingsdam der mer enn 50 volumprosent av fyllingen består av bruddstein, sprengstein fra utgravingsarbeider eller steiner og blokker (Kjærnsli et al., 1992).

Overtopping er den vanligste årsaken til dambrudd på fyllingsdammer (ICOLD, 1995) og en erosjonsbeskyttelse på damkrona og nedstrøms skråning kan forhindre eller drøye erosjon fra ulykkelaster som gjennomstrømning, overtopping eller i form av angrep på dammen (f. eks. Orendorff et al., 2013, Toledo et al., 2015). Erosjonssikring av stein er mye brukt og kan også blir brukt for å beskytte nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Steinene kan enten bli dumpet som rauset steinsikring eller bli lagt i forband og innbyrdes låsende som ordnet steinsikring eller plastring. Figur 1 viser dam Svartevatn, en steinfyllingsdam med plastring på nedstrøms skråning. Steinene ble lagt i forband, god innbyrdes kontakt og med steinenes lengste akse hellende mot dammen.



*Figur 1 Dam Svartevatn som var ferdigbygd i 1976 og med 129 m høyde den høyeste dammen i Nord-Europa på denne tiden. Bildet viser dammen etter rehabilitering i 2015. Nedstrøms skråning er dekket med plastring (Foto: P. H. Hiller).*

Flere land står foran store investeringsbehov for å vedlikeholde dammer. Dette gjelder også for Norge hvor mange, 86% av de 185 høye steinfallingsdammene, ble bygd før 1990 (NVE, 2016). Siden da har befolkningen og infrastrukturen som ligger nedstrøms, vokst, og blant annet derfor opplever noen dammer per dags dato strengere krav enn da de ble bygd. Dessuten forventes at klimaforandring vil føre til at både hyppigheten og vannføringen til flommer vil øke i de fleste områdene i Norge (Lawrence, 2016). I tillegg har den reviderte Damsikkerhetsforskriften (OED, 2009) full tilbakevirkende kraft (se Midttømme et al., 2010 for detaljer) og store investeringer er nødvendig i den nærmeste framtida. Et eksempel på hva en fornying av en dam kan innebære, er beskrevet for dam Svartevatn i Hiller et al. (2014). Kostnadene for å oppgradere de eksisterende dammene i Norge i henhold til Damsikkerhetsforskriften er estimert til 8 milliarder NOK (Kjellesvig et al., 2011). Ved en fornying av en dam må vanligvis plastring på nedstrøms skråning bli bygget opp igjen eller bli etablert hvis skråningen ikke var plastret fra før. Nedstrøms skråning har vanligvis en helning på 1:1,5 (horisontal: vertikal) og det er lite litteratur tilgjengelig som omhandler plastring på så bratte skråninger. Rapporten om forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet (Kjellesvig et al., 2011) anbefaler derfor å forske mer på plastring for å forbedre plastringmetoder og for å øke kunnskapen om stabilitet av plastring.

Under forutsetningene som er nevnt over, startet Energi Norge og Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) et forskningsprosjekt i 2011. Formålet var å undersøke stabiliteten til plastring på nedstrøms skråning på fyllingsdammer og finne hvilke parametere som påvirker den. Arbeidet begynte med flere prosjekt- og masteroppgave på NTNU og i 2012 ble noen feltforsøk med fullskala plastringsstein utført (Lia et al., 2013). I 2013 ble det dessuten søkt midler hos forskningsrådet som innovasjonsprosjekt i næringslivet innenfor ENERGIX. Prosjektet «Utvikling av verktøy for optimal plastring av fyllingsdammer» (PlaF) fikk tilslag og denne rapporten er et resultat av PlaF-prosjektet.

## **Omfang og mål**

I prosjektet skal en metode utvikles for plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer. Plastringen skal gi et tilfredsstillende høyt sikkerhetsnivå mot erosjon ved gjennomstrømning eller overtopping. Eksisterende plastringmetoder er basert på en nedarvet praksis for plastring av vannsiden, og forsøk for plastring på luftsiden er ikke funnet gjennomført eller rapportert i litteraturen. Forskingen vil derfor fremskaffe ny kunnskap og legge grunnlag for en forbedret plastringmetode. Det vil føre til en bedre forståelse av virkemåten av plastring og dermed være et viktig bidrag til damsikkerhet. Prosjektet vil kvantifisere den ekstra sikkerheten som ligger i plastring av fyllingsdammer. Forskningsarbeidet gjennomføres av NTNU i hovedsak gjennom en doktorgradsstudie. NTNU utdanner også masterstudenter som med sine prosjekt- og masteroppgaver vil bidra til utførelsen av forskningsarbeid.

Prosjektet PlaF hadde følgende hovedmål: «Utvikle et verktøy for optimal plastring av fyllingsdammer. Et slikt verktøy vil ha stor verdi for kraftselskap og andre dameiere i forbindelse med fornying av eksisterende fyllingsdammer. Kunnskapen utviklet i prosjektet vil også ha stor nytteverdi ved bygging av nye fyllingsdammer, både nasjonalt og internasjonalt.»

Delmål:

- 1) Effektivisering: Eksisterer fornyingsbehov på norske fyllingsdammer er beregnet til 8 mrd. NOK. Det er imidlertid lite kunnskap om plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer. Økt kunnskap om plastring vil derfor bidra til å kvantifisere stabiliteten av plastring. Denne kunnskapen kan brukes for å optimalisere ressursbruken i sammenheng med erosjonssikring på fyllingsdammer.
- 2) Næringsutvikling: Eksportmuligheter for effektive metoder for å plastring av fyllingsdammer internasjonalt.
- 3) Samfunnsikkerhet: En bedre forståelse av plastring av fyllingsdammer vil vise i hvilken størrelsesorden den reelle sikkerhetsfaktoren for plastring ligger.
- 4) Kompetanse: Bidra til kompetanseheving innenfor vassdragsteknikk og damsikkerhet.

Prosjektet fokuserer på plastring på nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer og omfatter ikke den globale geotekniske stabiliteten av fyllingen, som for eksempel beskrevet i Larsen et al. (1986) eller Morán and Toledo (2011). Brudddannelse og erosjonsutvikling av fyllingen (f. eks. Müller et al., 2016, Schmocker et al., 2013, EBL Kompetanse AS, 2005, Morris et al., 2007, Løvoll, 2006) er heller ikke en del av forskningen.



## 2 Bakgrunn

En litteraturstudie ble utført med fokus på erosjonsbeskyttelse på fyllingsdammer generelt. Dessuten ble stabilitet av erosjonssikring med stein undersøkt og bruddmekanismer, plastringparametere og data fra tidligere analyser ble beskrevet. Kapittelet avslutter med en beskrivelse om plastring på fyllingsdammer i det norske regelverket.

### 2.1 Erosjonsbeskyttelse på fyllingsdammer

Fyllingsdammer sikres på oppstrøms side (vannside) mot erosjon fra bølger, is og varierende vannstand i magasinet. Damkrona og skråningen på nedstrøms side sikres mot overflateavrenning og ulykkelaster. Relevante laster og anbefalinger for utførelsen er vanligvis formalisert i nasjonale regelverk som Damsikkerhetsforskriften i Norge. På 1960 og 70-tallet ble det bygd mange dammer, samtidig som de ble høyere og større i volum. Utformingen ble tilpasset for å oppnå konstruksjoner med lang levetid og for å redusere kostnadene. Blant annet ble det vurdert å integrere flomløpet i selve dammen, altså å overtoppe fyllingsdammer ved flom (f. eks. Olivier, 1967, Hartung and Scheuerlein, 1970). Anbefalinger for utformingen fokuserte på å unngå strømningskonsentrasjon på grunn av en ujevn overtoppingsseksjon eller på grunn av det vanligvis trapesformede damprofil (dalsideproblemet). I tillegg måtte damtå sikres mot erosjon. Gjennomstrømning og strømning over steinfyllingsdammer ble undersøkt med hjelp av fysiske modellforsøk (f. eks. Linford and Saunders, 1967, Olivier, 1967, Hartung and Scheuerlein, 1970). Fordelen med å lede flommen over dammen var reduserte kostnader fordi fribordet kunne bli lavere, og det ikke var behov for et separat flomløp. En viktig forutsetning var at fyllingen var meget permeabel for å unngå høye poretrykk som kan føre til brudd i fyllingen. Derfor ble en slik løsning bare anbefalt for steinfyllingsdammer, og ikke for jordfyllingsdammer.

Overtopping av fyllingsdammer har imidlertid ikke blitt ingeniørpraksis og det bygges vanligvis et separat flomløp. Imidlertid kan dammen bli overtoppet eller utsatt for unormal lekkasje som ulykkelaster. Årsaken for slike ekstraordinære laster er for eksempel påregnelig maksimal flom, tilstoppet flomløp, rasgenererte bølger, last som følge av tilfeldig ulykkeshendelse eller sabotasje/terror i fred og under beredskap og krig. Hvis den vanntette kjernen blir overtoppet, vil vann strømme gjennom støttefyllingen før det kommer til overflaten igjen ved damfoten. Solvik (1991) undersøkte gjennomstrømning og overtopping av steinfyllingsdammer som er fundert på fjell, og presenterte dimensjoneringsdiagrammer for nødvendig steinstørrelse på krone, nedstrøms skråning og damtå. Undersøkelsene var basert på tilfeldig lagt stein, altså rauset steinsikring.

Avhengig av relevante lastscenario, gjeldende anbefalinger og forskrifter blir nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer sikret mot ulykkelaster fra overtopping eller gjennomstrømning. I noen land blir flomløpet bygd over dammen ved å sikre en utvalgt damseksjon mot overtopping. Slik erosjonssikring kan bli delt inn i «myk» sikring som rauset steinsikring og plastring, eller «hard» sikring som betongplater, formede blokker eller så kalte «articulated concrete blocks» (betongblokker med ledd), (Toledo et al., 2015).

I noen land bygges lave jordfyllingsdammer for å fordrøye flommer. Prinsippet er å oversvømme områder der det oppstår få skader ved flom for å unngå oversvømmelse i tettbebygde strøk. Vannet er derfor sjeldent oppdemt og arealet brukes vanligvis til jordbruk eller rekreasjon. Det er derfor ønskelig at dammene og relaterte konstruksjoner, som for eksempel flomløpet, føyer seg godt inn i landskapet. En foretrukken løsning er dermed dammer som kan overtoppes eller at flomløpet er integrert i selve dammen og sikret med naturlige materialer som stein, gress eller armert jord. Tilsvarende forskning ble utført i Tyskland (f. eks. Dornack, 2001, Rathgeb, 2001, Queisser, 2006, Siebel, 2013). Slike jordfyllingsdammer kan i henhold til de nevnte studier bli overtoppet fordi jordfyllingen er lite permeable og rekker ikke å bli mettet med vann under en flom. På den måten forblir fyllingen stabil. I tillegg er slike dammer vanligvis utført med en slake skråninger på opptil 1:4 ikke høyere enn 10 m. I forskningen ble imidlertid skråninger på opp til 1:1,5 undersøkt (Dornack, 2001).

## 2.2 Stabilitet av erosjonssikring av stein

Erosjonssikring bygd av stein har lang tradisjon da stein er et billig materiale og mange steder lett tilgjengelig. På engelsk brukes betegnelsen «riprap» for erosjonssikring som består av store elementer for å beskytte underliggende lag fra erosjon enten fra strømning eller bølgeslag. Elementene kan være naturlige, for eksempel store steiner, eller være kunstige som for eksempel betongelementer. Dessuten er «riprap» et samlebegrep som omfatter både rauset sikring og plastring. For å være spesifikk ble uttrykket «dumped riprap» brukt for rauset steinsikring og «placed riprap» for plastring i doktorgradsavhandlingen (Hiller, 2017). «Riprap» brukes for å beskytte hydrauliske konstruksjoner som dammer, brupilarer og -kar, elvebunn og elvebredder (f. eks. Abt and Johnson, 1991, CIRIA et al., 2007, Abt et al., 2013, Chanson, 2015, Jafarnejad et al., 2016). En beskrivelse og referanse til dimensjonering av erosjonssikring generelt finnes på norsk i for eksempel Vassdragshåndboka (NVE, 2010) eller NVE Veilederen for dimensjonering av erosjonssikringer av stein (Jenssen and Tesaker, 2009).

### Brudmekanismer

Rauset steinsikring og plastring går til brudd på ulike måter. Bruddkriteriet for rauset steinsikring er vanligvis når det underliggende filterlaget blir eksponert mot strømningen fordi steiner fra sikringslaget har blitt erodert bort (f. eks. Linford and Saunders, 1967, Abt and Johnson, 1991, Robinson et al., 1998, Peirson et al., 2008). Plastring består vanligvis av et enkelt lag med steiner som er lagt på filterlaget. Hvis samme bruddkriterium som for rauset steinsikring blir brukt for plastring, vil erosjon av den første steinen være likebetydende med brudd, fordi filterlaget blir eksponert der steinen har blitt erodert. Imidlertid fører ikke erosjon av én stein til at hele plastringslaget går til brudd (Larsen et al., 1986, Sommer, 1997, Dornack, 2001). Forbandet mellom plastringssteinene fører til et samband i plastringen som øker stabiliteten. Dermed bør heller progressiv erosjon av plastringslaget bli brukt som bruddkriterium. Sambandet i plastringen fører dessuten til overføring av langsgående krefter gjennom plastringslaget på bratte skråninger. På grunn av brattheten kan ikke alle krefter fra vannet bli direkte overført til fyllingen. Hvis de hydrauliske kreftene overstiger et kritisk nivå, kan de føre til at plastringslaget enten sklir av på filteret eller knekker ut (Larsen et al., 1986, Sommer, 1997, Dornack, 2001, Siebel, 2007).

I rapportene til Larsen et al. (1986) og Sommer (1997) er det beskrevet små steinomlagringer som fører til forskyvinger i plastringen. Plastringen på den nedre delen av skråningen blir komprimert og fører til at den blir løsere lengre oppstrøms. Denne prosessen oppstår på bratte skråninger (Larsen et al., 1986) og betyr at plastringen der blir spesielt utsatt. En detaljert analyse av data i de to nevnte rapportene, samt data fra forsøk, førte til at forskyvinger ble identifisert som mulig bruddmekanisme i plastring på bratte skråninger. Dette er en del av resultatet til studien og er beskrevet nærmere i Kapittel 4.2.

Ulike studier beskriver forskjellige steder hvor erosjonen begynner. Abt et al. (2013) skrev at brudd i rauset steinsikring vanligvis begynte og forplantet seg fra den nedre tredje delen på skråningen. Historiske felt- og laboratorieforsøk viste at normalstrømning typisk begynte i dette området. Dornack (2001) observerte imidlertid at det kritiske området i plastring lå like oppstrøms der luft begynte og bli blandet i strømmingen. Denne observasjonen er også støttet av Robinson et al. (1998) som la merke til at området som var mest utsatt for brudd, var i øvre delen av skråningen like nedstrøms skråningstoppen. At erosjonen starter på ulike steder tyder på at det er forskjellige bruddmekanismer for rauset steinsikring og plastring.

## Plastringsparametere

Stabiliteten av plastring er avhengig av samvirket mellom plastringen og strømmingen. Parameterne kan bli delt inn i geometriske randbetingelser, egenskaper av plastringen og hydrauliske egenskaper. De geometriske randbetingelsene blir beskrevet med helningen til skråningen  $S$ , utstrekningen av skråningen som er plastret  $L_s$ , og bredden  $B$  til enten forsøksrenna eller dammen.

Steinstørrelsen er karakteristisk for plastringssteinene og blir oppgitt med enten diameteren  $d$  volumet  $V_s$  eller massen  $m_s$ . De tre parametere er relatert til hverandre gjennom  $V_s = C_f d^3 = C_f m_s \rho_s^{-1}$  med steinens tetthet  $\rho_s$  og formfaktoren  $C_f$  som varierer mellom 0,4 for skifrige steiner og 0,8 for mer kubiske (NVE, 2012). Diameteren kan bli uttrykt gjennom den ekvivalente kulediameteren  $d_s$ , det vil si diameteren til en kule som har samme volum som steinen, eller den nominelle diameteren  $d = \sqrt[3]{abc}$  (Bunte and Abt, 2001). Faktorene  $a$ ,  $b$  og  $c$  står for den lengste, midterste og korteste aksene til steinen. Kornfordelingskurven beskriver graderingen til steinene der indeksen « $i$ » i  $d_i$  står for masseprosentandelen som er mindre enn  $d_i$ . Graderingstallet  $C_u = d_{60} / d_{10}$  gir en indikasjon på om steinmaterialet er ensgradert. Steinformen kan også påvirke stabiliteten og Abt et al. (2008) fant at for rauset steinsikring med runde steiner måtte steinene være omtrent 40% større enn kantete steiner for å motstå samme vannføring. For å beskrive steinmateriale, kan i tillegg parametere som overflateruhet, friksjonsvinkel, forvittringsbestandighet eller mineralogien til steinene bli tatt med i betraktning (f. eks. CIRIA et al., 2007).

For plastring må leggemetoden beskrives, for eksempel med plastringstettheten eller tykkelsen til plastringslaget. Orienteringen av en stein i plastringen kan bli beskrevet med hjelp av helningsvinkelen  $\beta$  mellom den lengste steinaksen ( $a$ -aksen) og skråningen (se Figur 2). Det ble ikke funnet noen etablert måte for å beskrive kvaliteten til plastring. Imidlertid



kan plastringstettheten brukes som en egnet indikator. Plastringstettheten kvantifiseres med pakkingsfaktoren  $P_c$  som ble introdusert av Linford and Saunders (1967) og Olivier (1967)

$$P_c = \frac{1}{N \cdot d_s^2}, \quad (2.1)$$

med antall steiner per  $m^2$ ,  $N$ , og steinflate  $d_s^2$ . Den dimensjonsløse pakkingsfaktoren kan brukes for å sammenligne plastringstettheter med ulik steinstørrelse. En lav pakkingsfaktor indikerer en høy plastringstetthet (analogt med porøsitet).



Figur 2 Arbeider på den 129 m høye dam Svartevatn. Gravemaskinen holder på å legge plastring på nedstrøms skråning med 1:1,5 som tilsvarer  $S = 0,67$ . Helningsvinkelen  $\beta$  av plastringssteinene er indikert. Området for feltforsøkene (beskrevet i Kapittel 3.2) er merket med en sirkel (Foto: NTNU).

Vannhastigheten  $v$  er en viktig faktor for å beskrive de hydrauliske kreftene som drag, løft og skjær. Strømning over plastring kan bli karakterisert med Froudetallet  $F = v(gh)^{-0,5}$ .

Froudetallet kan bli kombinert med den relative steinneddykkingen  $hd^{-1}$  til det steinrelaterte Froudetallet  $F_s = q(gd^3)^{-0,5}$ . Fordelen med å bruke det steinrelaterte Froudetallet  $F_s$  i stedet for det tradisjonelle  $F$ , er at enhetsvannføringen  $q = vh$  ofte er enklere å måle enn vannhastigheten og vanddybden hver for seg. Når plastring går til brudd ved den kritiske enhetsvannføringen  $q_c$ , blir det steinrelaterte Froudetallet til det kritiske steinrelaterte Froudetallet:

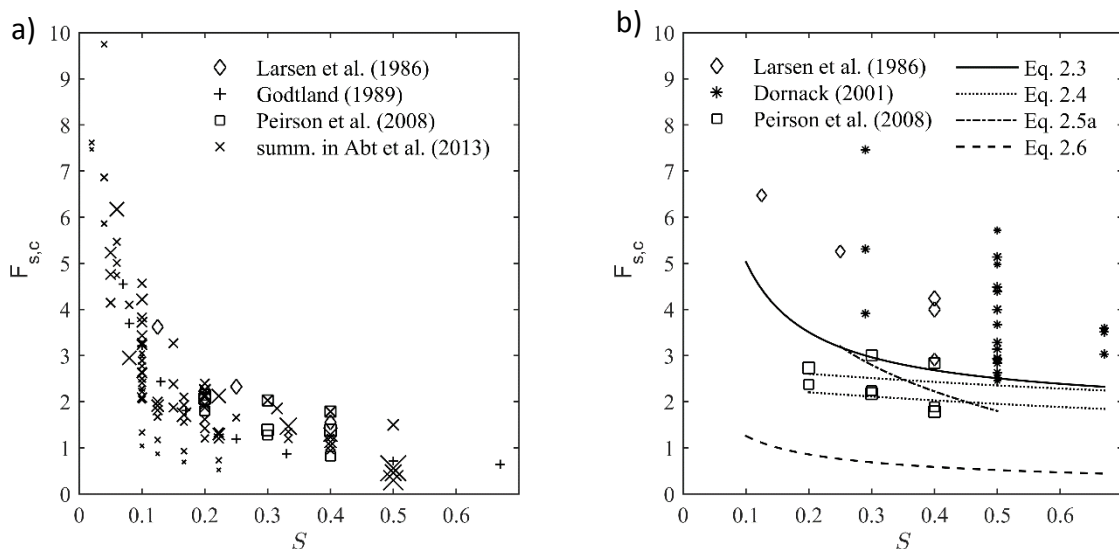
$$F_{s,c} = \frac{q_c}{\sqrt{gd^3}} \quad (2.2)$$

For å sammenligne datapunkter fra forsøk som ble utført med steiner av betydelig ulik tetthet, kan steinens tetthet  $\rho_s$  bli inkludert i Formel (2.2) ved å tilføye faktoren  $(\rho_s - \rho_v)\rho_v^{-1}$  med tettheten til vann  $\rho_v$ .

Det kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$  har tradisjonelt blitt brukt for å beskrive stabiliteten til erosjonssikring med stein. Tallet tar imidlertid ikke hensyn til varighet, altså til hvor lenge en erosjonssikring er utsatt for overtopping. Overtopping er i utgangspunktet en tidsavgrenset belastning og knyttet til et overtoppingsscenario og et tilsvarende vannføringsforløp. En mulighet er å inkludere tid  $t$  sammen med enhetsvannføringen  $q$  i vannvolumet  $\sum qt$  som har passert over erosjonssikringen. Studier som inkluderer tidsaspektet i sammenheng med stabiliteten til erosjonssikringer, er sjelden og bare én har blitt funnet i Jafarnejad et al. (2016). Sistnevnte artikkel tar for seg stabiliteten til erosjonssikring av stein på elvebredden. Det vil si med at strømningsretningen går langs med skråningen og ikke nedover skråningen som i den her beskrevne studien.

### Tilgjengelige data og anbefalinger til utforming av erosjonssikring av stein

Stabiliteten til erosjonssikring av stein har først og fremst blitt undersøkt for rauset steinsikring på skråninger slakere enn 1:5 ( $S < 0,2$ ) som synlig fra Figur 3a. Figuren bruker det kritiske steinrelaterte Froudetallet som mål for stabiliteten og inneholder data punkter av flere studier (Abt et al., 1987, Abt and Johnson, 1991, Wittler, 1994, Mishra, 1998, Robinson et al., 1998, Peirson and Pells, 2005, Siebel, 2007, Thornton et al., 2008, Thornton et al., 2012) som er oppsummert i Abt et al. (2013). Flertallet, ca. 75% av disse datapunktene, er fra studier med steiner  $d < 0,1$  m, og bare fire av de totalt 96 datapunktene er for  $d > 0,2$  m. Vanligvis er fullskala erosjonssikringer lagd av stein med  $d > 0,2$  m. I tillegg til de samlede datapunktene presenterer Abt et al. (2013) en evaluering av 21 metoder for å dimensjonere erosjonssikring av stein.



Figur 3 Eksisterende data for stabiliteten til rauset steinsikring (a) og plastring (b) med det kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$  som mål for stabiliteten. Nedstrøms skråning på 1:1,5 tilsvarer til  $S = 0,67$ . Størrelsen til markørene er proporsjonal til steinstørrelsen som ble brukt i forsøkene (markørstørrelsen i tegnforklaringen tilsvarer til  $d = 0,1$  m).

Thornton et al. (2014) presenterer en empirisk dimensjonsformel som ble laget med multivariabel regresjonsanalyse og dataene som er presentert i Abt et al. (2013). Thornton et al. (2014) relaterte imidlertid  $d_{50}$  til tykkelsen av erosjonssikringen, uttrykt som et mangedobbel av  $d_{50}$ , og formelen er derfor muligens rammet av feilaktig korrelasjon. Samme gjelder for den empiriske formelen utviklet av Khan and Ahmad (2011). For rauset steinsikring anbefaler Frizell et al. (1998) og Eli and Gray (2008) at steinsikringen dimensjoneres slik at vann renner gjennom sikringslaget og ikke over.

I tillegg til dataene i Abt et al. (2013) viser Figur 3a også data fra en studie som omfatter brattere skråninger med opptil 1:1 (Godtland, 1989) og to studier som inneholder data for både rauset steinsikring og plastring (Larsen et al., 1986, Peirson et al., 2008). Ved å sammenligne Figur 3a for rauset steinsikring med Figur 3b for plastring, vises at å legge stein som plastring øker stabiliteten av erosjonssikringen sammenlignet med å legge samme steinstørrelse som rauset steinsikring. Datapunktene for  $F_{s,c}$  har imidlertid høyere variasjon for plastring. Stabilitetsgevinsten for plastring sammenlignet med rauset steinsikring, ble kvantifisert til omtrent 30% i Peirson et al. (2008) og 80% i Larsen et al. (1986). En mulig forklaring for forskjellen mellom de to studiene er en forskjell i pakkingsfaktorene på henholdsvis  $P_c = 0,94$  og  $P_c = 0,65$ . Den stabiliserende effekten i plastring er spesielt tydelig for bratte skråninger som beskrevet av Dornack (2001) som undersøkte plastring på bratte skråninger på  $1:3,4 \leq S \leq 1:1,5$ . Studien hans var den eneste som ble funnet med data for plastring på skråninger som er så bratt som nedstrøms skråning på norske fyllingsdammer på  $1:1,5$  ( $S = 0,67$ ). På grunnlag av dataene, utviklet Dornack (2001) en dimensjoneringsformel for plastring med et bruksområdet for  $1:10 \leq S \leq 1:1,5$ :

$$F_{s,c} = (0,649 \tan \alpha^{-0,6} + 1,082 \tan \alpha^{0,4})^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cos \alpha}, \quad (2.3)$$

med  $\tan \alpha = S$  (tegnet inn som linje i Figur 3b). Det andre leddet i Formel (2.3) tar hensyn til de stabiliserende friksjonskreftene som oppstår mellom steinene på grunn av helningen. I tillegg påpeker Dornack (2001) at steintap på 0,5% er akseptabelt uten at plastringen går til brudd. En annen dimensjoneringsformel som inneholder en annen form for pakkingsfaktor  $\phi$ , ble laget av Knauss (1979):

$$F_{s,c} = 1,9 + 0,8\phi - 3\sin \alpha, \quad (2.4)$$

Formelen er gyldig for  $\rho_s = 2700 \text{ kgm}^{-3}$  og pakkingsfaktorer på  $0,625 \leq \phi \leq 1,125$  som tilsvarer omtrent  $1,2 \geq P_c \geq 0,8$  (grenseverdiene tilsvarer til de to prikkete linjene i Figur 3b). Faktoren  $\phi$  ble definert av Scheuerlein (1968) som forholdet mellom den gjennomsnittlige vertikale ruhetshøyden til den gjennomsnittlige horisontale bredden av ruhetselementene. Knauss (1979) kombinerte data av studiene til Hartung and Scheuerlein (1970), Linford and Saunders (1967), Olivier (1967), Scheuerlein (1968) i Formel (2.4) som har bruksområde for  $1:5 \leq S \leq 1:1,5$ .

De ovenfor presenterte dimensjoneringsformlene er basert på  $F_{s,c}$  og tar ikke hensyn til varigheten av belastningen. Overtopping er imidlertid vanligvis relatert til flom og vannføringen vil variere over tid. Sommer (1997) inkluderte indirekte tidsavhengighet i hans tre steg dimensjoneringsanbefaling for  $1:4 \leq S \leq 1:2$ :

$$F_{s,c} = 2,25 - 2,25S + 0,3S^{-7/6}, \quad (2.5a)$$

$$\frac{\Delta x_i}{d_s} = 0,048 \sin \alpha \cdot \left( \frac{L_i}{d_s} - 1 \right) \leq 0,5, \quad (2.5b)$$

med forskyvingene av en stein  $\Delta x_i$  på posisjonene  $i$  og den tilhørende avstand  $L_i$  som er akseptable til en nedstrøms lokalisert fast konstruksjon. Det første steget i Formel (2.5a) gir forholdet mellom skråning, vannføring og steinstørrelse (tegnet inn i Figur 3b). I det andre steget må etter Sommer (1997) området som er dekket med plastring med utstrekningen  $L_i$ , bli begrenset for eksempel med å bygge avstivninger på tvers for å begrense forskyvingene til  $\Delta x_i L_i^{-1} \leq 50\%$ , Formel (2.5b). Geotekniske faktorer av skråningen blir tatt med i det tredje steget. Metoden til Sommer (1997) er basert på modellforsøk der plastring ikke gikk til brudd. Plastringene forble stabile når de ble overtoppet med den maksimale tilgjengelige enhetsvannføringen på  $q_{\text{maks}} = 0,5 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  som tilsvarer  $F_s = 3,3$ . Dermed måtte det kritiske steinrelaterte Froudetallet være større  $F_{s,c} > 3,3$  og denne relasjonen dannet grunnlaget for kurven til Sommer (1997) i Figur 3b og Formel (2.5a).

## 2.3 Norsk regelverk om plastring på nedstrøms damskråninger

Olje- og energidepartementet, OED, utga Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg, Damsikkerhetsforskriften, (OED, 2009) som ble gjort gjeldende fra 1. januar 2010 og har hjemmel i Vannressursloven. Forskriften forvaltes av Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE. Plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer blir omhandlet i Damsikkerhetsforskriften og følgende krav er gitt i § 5-10. Fyllingsdammer, f) nedstrøms skråning:

*«Nedstrøms skråning skal ha skråningsvern som sikrer at dammen tåler stor vanngjennomstrømning og/eller overtopping som følge av ulykkeslaster eller skade på dam. Stein i skråning skal ha tilfredsstillende størrelse og kvalitet og være stabilt ordnet i forband. Steinene skal plasseres med fall og lengderetning innover i dammen. Overgang mot støttefylling må utføres slik at utvasking av innenforliggende materiale ikke finner sted.»*

Veileder for fyllingsdammer (NVE, 2012) gir anbefalinger på hvordan kravene fra Damsikkerhetsforskriften kan bli oppfylt. Andre løsninger kan aksepteres hvis like god sikkerhet blir dokumentert. Anbefalinger for nedstrøms skråningsvern er gitt i kapittel 3.2.4.2 på side 23 og 24. Formel 3.2 i veilederen gir forholdet mellom minste steinstørrelse  $d_{\text{min}}$ , skråning  $S$  ( $S = 0,67$  for en skråning 1:1,5) og enhetsvannføring  $q$ :

$$d_{\text{min}} = 1,0 \cdot S^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad (2.6)$$

Formelen inkluderer en sikkerhetsfaktor og er laget på grunnlag av forsøk med rauset steinsikring og på anbefalinger fra et forskningsprosjekt som fokuserte på bruddforløpet av steinfyllingsdammer (EBL Kompetanse AS, 2005). Sikringstiltakene er avhengig av dammens konsekvensklasse (klassifiseringskriterier er gitt i Damsikkerhetsforskriften § 4-2). Norske dammer er klassifisert i fem ulike klasser (klasse 0 til 4) avhengig av konsekvensene i tilfellet av et dambrudd. Den mest alvorlige klasse 4 betyr at mer enn 150 husstander, viktig infrastruktur og/eller store miljøverdier er utsatt for skade ved dambrudd (OED, 2009). Veilederen for fyllingsdammer anbefaler å sette enhetsvannføringen in Formel (2.6) ikke mindre enn  $q \geq 0,5 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  for dammer i konsekvensklasse 3 og 2 og  $q \geq 0,3 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  for dammer i klasse 1. For dammer i den alvorligste klassen 4 må plastringssteinene ha et minimum volum på  $V_{s,\min} = 0,15 \text{ m}^3$ . Anbefalingene samt beregning av henholdsvis enhetsvannføring eller steinstørrelse er gitt i Tabell 1.

*Tabell 1 Anbefalinger for steinstørrelser fra Veileder for fyllingsdammer. Steindiameterne  $d_{\min}$  er beregnet med Formel (2.6) og for en skråning på 1:1,5 ( $S = 0,67$ ).  $F_{s,c}$  er beregnet med formel Formel (2.2) med  $q_c = q$ .*

Klasse	$q \text{ (m}^2\text{s}^{-1}\text{)}$	$d_{\min} \text{ (m)}$	$F_{s,c} \text{ (-)}$
4	0,7 <sup>a</sup>	0,63 <sup>b</sup>	0,44
3	0,5	0,49	0,46
2	0,3	0,33	0,50
1	0,3	0,33	0,50

<sup>a)</sup> beregnet ved hjelp av Formel (2.6), da bare  $V_{s,\min} = 0,15 \text{ m}^3$  er gitt i Veilederen

<sup>b)</sup> beregnet ved hjelp av  $V_s = C_f d^3$  og  $C_f = 0,6$

Tabellen inneholder i tillegg det kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$  som er beregnet med Formlene (2.2) og (2.6). Linjen i Figur 3b, som ligger nederst, representerer anbefalingen i Veileder for fyllingsdammer og er tegnet for en dam i konsekvensklasse 4 med  $d = 0,63 \text{ m}$ .

### 3 Forskningsmetode

Fysiske modellforsøk ble valgt som hovedmetode på grunn av den komplekse interaksjonen mellom plastring og vannstrømning som per i dag ikke kan beskrives i detalj teoretisk. For å dimensjonere plastring etter gjeldende regelverk, brukes empiriske formler fra tidligere modellforsøk som er beskrevet i litteraturen og stort sett ble utført på slakere skråninger med rauset steinsikring. Modellforsøk i sammenheng med det aktuelle forskningsprosjektet, ble utført i Vassdragslaboratoriet på NTNU. I tillegg ble det kjørt feltforsøk med storskala plastringsstein på et testområde i Sirdalen i nærheten av dam Svartevatn. Utover forsøkene ble en kartleggingsstudie gjennomført for å se hvordan plastring faktisk er bygd på norske fyllingsdammer. Dessuten bidro prosjektet til utviklingen av Smartstone måleutstyr for detektering av steinbevegelser.

#### 3.1 Kartlegging av utført plastring

Kartlegging av eksisterende plastring skal gi en oversikt over hvordan plastring i praksis blir utført og om den møter gjeldende krav og anbefalinger for dimensjonering. Plastring ble analysert på fire ulike steinfyllingsdammer i Bogfjellmo (2013). Konklusjonen var at ingen av de fire undersøkte plastringene oppfylte alle anbefalingene fra myndighetene. Derfor ble studien utvidet og sommeren 2015 kartla sommerstudenter plastring på 33 steinfyllingsdammer i Norge. For hver dam ble plastring beskrevet og dokumentert med bilder. Et utvalg av 30 – 150 plastringsstein ble registrert ved å måle steinens tre akser og helningen av steinen mot dammen. I tillegg ble den normerte plastringstettheten bestemt ved å multiplisere antall steiner per m<sup>2</sup> med steinens gjennomsnittlige areal  $d_{50}^2$ . Metoden og resultatene er presentert i en egen rapport i NTNU (2016).

#### 3.2 Fysiske forsøk med plastring og rauset steinsikring

For å evaluere stabiliteten av plastring, ble eksperimentene planlagt slik at plastringen skulle gå til brudd. Stein størrelsen ble derfor valgt liten nok for å oppnå brudd samtidig som at steinene skulle være så store som mulig for å unngå skalaeffekter. Studiene fra litteraturen og feltforsøkene fra 2012 (Lia et al., 2013) ble benyttet som utgangspunkt. Froude's modellov ble brukt for å skalere mellom full-skala steinene (såkalt prototyp) og stor-skala steinene i feltforsøkene og modellforsøkene i Vassdragslaboratoriet. Plastringsstein på nedstrøms skråning av norske fyllingsdammer har vanligvis en diameter i størrelsesorden av 0,3 til 0,7 m, avhengig av dammens konsekvensklasse og den lokale tilgangen på stein. Stein størrelsene som ble bruk i felt og modell er gitt i Tabell 2. Målestokken mellom prototyp og feltforsøkene er dermed ca. 1:2 og modellen har en konseptuell målestokk på 1:10 sammenlignet med full-skala. Forholdet mellom steindiameteren i feltforsøkene 2015 til modellforsøkene er 1:6,5.

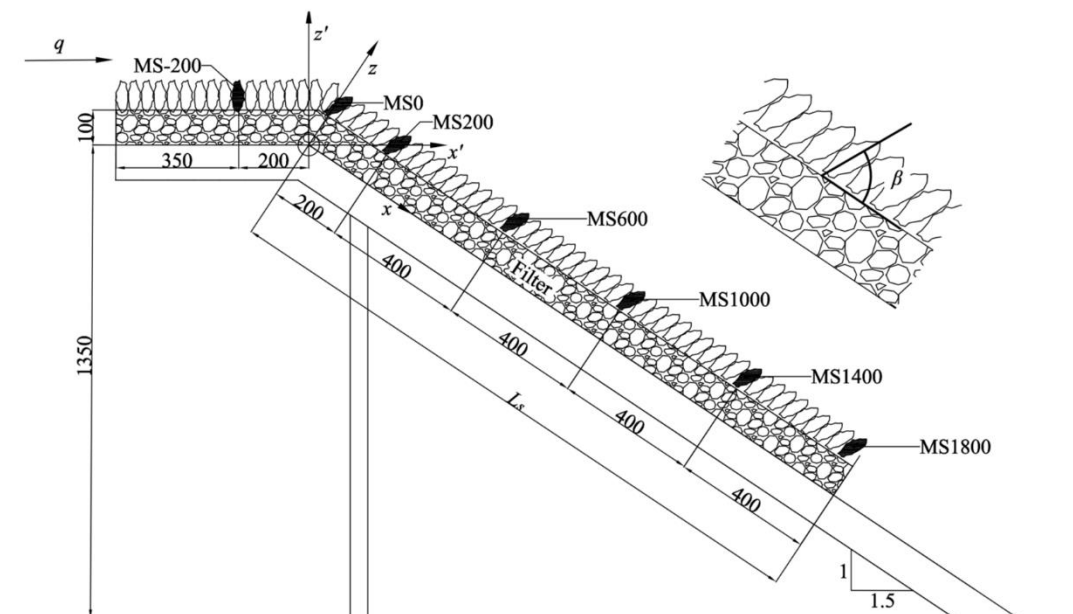
Tabell 2 Materialegenskaper for plastringsstein som ble brukt i modellforsøkene og feltforsøkene i 2013 (F13) og 2015 (F15). Overstrek indikerer gjennomsnittsverdier.

	$\bar{a}$ (m)	$\bar{b}$ (m)	$\bar{c}$ (m)	$\bar{d}$ (m)	$d_{50}$ (m)	$C_u$ (-)	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )
Modell	0.091	0.053	0.038	0.056	0.057	1.17	2710
F13	0.71	0.48	0.34	0.48	0.54	1.58	2750
F15	0.53	0.35	0.23	0.35	0.37	1.24	2750

Fremadskridende erosjon av sikringslaget ble brukt som bruddkriteriet for både rauset steinsikring og plastring. Enhetsvannføringen ved brudd blir betegnet som kritisk enhetsvannføring  $q_c$  med det tilhørende kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$ . Enhetsvannføringen ved erosjon av den første steinen ble registrert som  $q_s$  og  $F_{s,s}$ .

### Modellforsøk med overtopping

En fysisk modell ble planlagt og bygd for å teste stabiliteten av plastring og rauset steinsikring. Damkrona og nedstrøms skråning av en steinfyllingsdam ble modellert (se Figur 4). Modellen var i en 1,00 m bred renne og besto av ei 0,55 m lang horisontal krone og i tilslutning til det en skråning på 1:1,5 tilsvarende  $S = 0,67$ . Den var laget av en rist som ble dekket med en geotekstil og et 0,1 m tykt lag med filterstein under erosjonssikringen. Rista ble tettet på oppstrøms sida med en polyethylenmatte. Krona og en lengde på  $L_s$  av skråningen ble dekket med erosjonssikring. Basert på data fra tidligere utførte forsøk, ble steinstørrelsen valgt slik at plastring skulle gå til brudd tilsvarende kritiske steinrelaterte Froudetall i størrelsesorden  $2 < F_{s,c} < 8$ . Den nominelle diameteren  $d$  ble bestemt for 500 plastringssteiner ved å måle  $a$ ,  $b$ , og  $c$ -aksen og massen  $m_s$ . Fra kornfordelingskurven fulgte at  $d_{50} = 0,057$  m. Steinene var avlange med et forhold  $a/b = 1,7$  (se Tabell 2 for flere detaljer). Plastring og rauset steinsikring ble bygd fra nedstrøms til oppstrøms ved å legge en og en stein for hånd på filterlaget. Steinene for plastring ble plassert i forband med god innbyrdes kontakt og med lengste akse hellende mot dammen med  $\beta = 60^\circ$ . Det var intensjonen ikke å plassere dem med  $\beta = 90^\circ$ , som er mest stabilt (Lia et al., 2013), men slik at det er representativt for utført plastring. Omtrent 1200 steiner var nødvendig for å plastre modellen med  $L_s = 1,8$  m. For rauset steinsikring ble steinene lagt vilkårlig uten spesifikk orientering av den lengste aksen og uten forband. Steinen måtte imidlertid bli lagt og kunne ikke bli dumpet og fordelt på skråningen fordi skråninga var så bratt.



Figur 4 Modelloppsett i Vassdragslaboratoriet med plastring som for forsøk P01 - P04 med  $L_s = 1,8$  m. Koordinatsystemene  $xyz$  og  $x'y'z'$  har nullpunktet i overgangen mellom krona og skråningen. Noen steiner ble merket for å følge med forskyvinger. De er merket med 'MS' og den tilbørlige  $x$ -koordinaten. Hellingen  $\beta$  av plastringsteinene mot skråningen er vist forstørret i det høyre hjørnet. Alle mål er i [mm]. (Hiller et al., 2017).

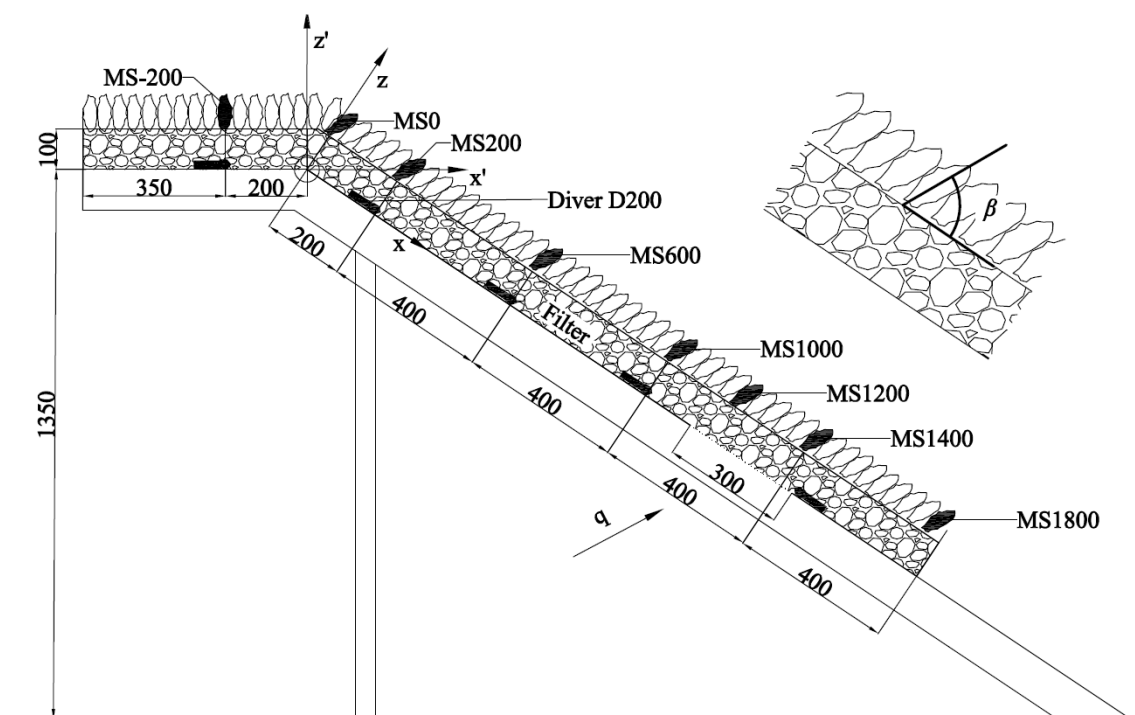
Utvalgte plastringsstein ble merket for å observere posisjonen i løpet av et forsøk. De er merket i Figur 4 med «MSxx», der «xx» indikerer avstanden mellom steinen og overgangen mellom krone og skråningen. Forsøkene ble kjørt med trinnvis økning av vannføringen og vannføringen ble stoppet før den igjen ble økt, for å måle posisjonene til de merkede steinene og for å inspisere plastringen. Gjennom å følge posisjonen av de merkede steinene, ble forskyvinger i plastring registrert. Forskyvinger  $\Delta$  betegner forskjellen i posisjon fra en stein sammenlignet med dens opprinnelige posisjonen før plastringen ble belastet. Forskyvingene kan bli oppdelt i  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  og  $\Delta z$  i forhold til koordinatsystemet i Figur 4. Forsøkskjøringen ble tidkrevende på grunn av de jevne stoppene i vannføring. I artikkelen Hiller et al. (2017) er forsøksoppsettet, måleinstrumentene og belastningsmønsteret beskrevet mer detaljert.

Det ble kjørt åtte forsøk med plastring og overtopping P01-P08 og to med rauset steinsikring D01 og D02. Rammebetingelsene som  $L_s$  og  $P_c$  er samlet sammen med resultatene i Tabell 3 i Kapittel 4.2. Forsøkene P05, P06 og P07 ble kjørt med redusert skråningslengde  $L_s$  siden nedstrøms skråning var skalert fra feltforsøkene. I disse tre forsøkene gikk plastringen ikke til brudd med vannføringen som var tilgjengelig. Derfor ble P08 kjørt med  $L_s = 1,8$  m og med skalert vannføring fra feltforsøkene. En mer detaljert beskrivelse av P05 - P08 finnes i Hiller et al. (in review). I Pettersen (2014) ble ett forsøk kjørt med plastring uten forband, S01 i Tabell 3. Det betyr at plastringssteinene ble lagt med helning mot skråningen og kontakt mellom steinene, men oppover i rader slik at det oppstå skjøter parallelt med strømningsretningen.



## Modellforsøk med gjennomstrømning

Modellforsøkene med gjennomstrømning ble kjørt på den samme forsøksriggen som vist i Figur 4 for overtoppingforsøkene. Modellen ble imidlertid tilpasset ved å skjære et kvadratisk hull med sidelengde 0,3 m i polyetylenmatten som tettet modellen og i geotekstilen under filtersteinene (se Figur 5; hullet er synlig i Figur 8c). Åpningen hadde 0,35 m avstand (målt i skråningen) fra både renneveggene og nedstrøms enden til erosjonssikringen. For å følge nøye med plastringen ved hullet, ble en ekstra markørstein, MS1200, plassert ved  $x \approx 1,2$  m. Trykksensorer av typen Diver DI501 ble plassert ved  $x' \approx -0,2$  m og  $x \approx 0,2; 0,6; 1,0; 1,4$  m og  $y' \approx 0,5$  m for å måle vannstanden på skråningen. Skråningen og krona ble plastret som i forsøkene med overtopping. Det ble kjørt to forsøk med plastring P09 og P10 og ett med rauset steinsikring D03 (se Tabell 5 i Kapittel 4.2). Forsøkene ble kjørt med å øke vannføringen hvert 30. minutt.



Figur 5 Modelloppsett for forsøk med gjennomstrømning P9, P10 og D03. Vannføringen strømmte gjennom et kvadratisk hull med 0,3 m sidelengde i nedre delen av skråningen.

## Feltforsøk med storskala plastringsstein

Feltforsøk med storskala plastringsstein ble utført på en midlertidig forsøksrigg ved dam Svartevatn i Sirdal. Forsøkene ble kjørt i utløpstunnelen fra flomløpet der omtrent 3 m høye og 12 m brede testdammer ble bygd, se Figur 6. Vannføringen ble sluppet fra magasinet Svartevatn og regulert gjennom ei luke. Dimensjonen av testdammene, plastringssteinene og de forventede høye bruddvannføringene var utfordrende for å velge egnet måleutstyr. Forholdene i felt er tøffere enn i laboratoriet og noe av utstyret måtte tåle påkjenningen når testdammen gikk til brudd. Utstyret måtte derfor enten være robust nok for å tåle brudd i plastring og gjenfinnbart etter brudd, eller rimelig nok til engangsbruk. I det siste tilfellet måtte data ha blitt overført før utstyret ble tapt. Utstyr som ikke var direkte utsatt i

vannføringen, måtte være egnet for feltbruk med tanke på batterilevetid og vær. En detaljert beskrivelse av feltforsøkene og måleutstyr finnes i Hiller et al. (in review).



Figur 6 Testdam med plastring (F15P2 i 2015). Krona til dam Svartevatn er synlig øverst til høyre i bakgrunnen av bildet (Foto: NTNU).

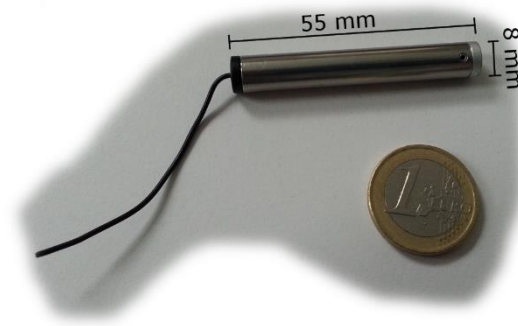
Det ble kjørt feltforsøk i 2013 og 2015, i tillegg til forsøkene i 2012 (Lia et al., 2013) som ikke var en del av dette prosjektet. I 2013 ble to forsøk med plastring gjennomført F13P1 og F13P2. Måleutstyret som ble benyttet den gangen, er beskrevet og evaluert i Hiller and Lia (2015). Erfaringene fra 2013 ble brukt for å planlegge forsøkene i 2015. I 2015 ble det gjennomført to forsøk med plastring F15P1 og F15P2 og ett med rauset steinsikring F15D1 i et tidsrom på tre uker. Randbetingelser og resultater fra feltforsøkene er samlet i Tabell 4 i Kapittel 4.2.

### 3.3 Smartstone måleutstyr

For å optimalisere plastring, vil det være en fordel å måle kreftene som virker på en plastringsstein når den blir erodert. Det er i midlertid utfordrende å måle krefter på en stein innebygd i plastring uten å forstyrre hverken strømmingen eller forbandet og kontakten mellom steinene. Konseptet ble å bestemme den resulterende kraften på en plastringsstein ved å måle akselerasjonen av steinen ved erosjon med hjelp av Newton's lov, som relaterer kraft til produktet av massen og akselerasjon. Den resulterende kraften er lik massen ganger akselerasjonen ved erosjon.

I feltforsøkene i 2013 ble to steiner utstyrt med akselerometre med kabel for strømforsyning og dataoverføring. Det fungerte ikke for å måle akselerasjonen ved erosjon. Felles interesser for en trådløs sensor for å måle akselerasjon førte til et samarbeid med Institutt for fysisk geografi på Universitet Trier i Tyskland. Ønsket var trådløst måleutstyr som kunne måle akselerasjonen av en stein med  $d = 0,05 - 0,10$  m under vann. Maskin- og programvaren for det ønskede utstyret ble utviklet av Smart Sensor Technologies i Rheinberg, Tyskland. Resultatet var måleutstyr bestående av en sylindrisk sonde med ekstern antenne (se Figur 7), en gateway og en datamaskin med tilhørende programvare. Sonden inneholder en BMX055 sensor modul (Bosch Sensortec, 2013) med en triaksial akselerometer, gyroskop og

geomagnetisk sensor, i tillegg til en aktiv Radio Frequency Identification (RFID) tag, en datalogger, en klokke, et termometer og to knappecellebatterier. Da slike sensorer også blir brukt i smarttelefoner, og sonden med sensoren kan bli montert i en stein, ble utstyret kalt «Smartstone». Utstyret bruker radio til trådløs dataoverføring. En detaljert beskrivelse av Smartstone-utstyret er publisert i Gronz et al. (2016). Smartstone utstyret ble testet i sammenheng med plastring med å utstyre noen markørsteiner i modellforsøkene med Smartstone sonde. I tillegg var én stein i feltforsøket F15P2 i 2015 utstyrt med en Smartstone sonde.



*Figur 7 Smartstone sonde med mål (Foto: O. Gronz).*

## 4 Resultater

Som metodedelen er resultatene delt opp etter kartleggingsstudien, forsøkene som ble utført i modell og felt og Smartstone-utstyret. Noen av resultatene er også publisert enten som rapport eller som artikler i vitenskapelige tidsskrifter, som vil bli referert til.

### 4.1 Kartlegging av utført plastring

Sommeren 2015 ble plastringen på 33 steinfyllingsdammer i Norge kartlagt og dokumentert i rapporten «Kartlegging av plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer» (NTNU, 2016) som også inkluderer et oversiktsark for hver kartlagt dam. Derfor presenteres resultatene her som et sammendrag.

Utført plastring viste avvik fra Veileder for fyllingsdammer på samtlige dammer og anbefalingene i veilederen bør bli revurdert med fokus på kriterier som er oppnåelig i praktisk gjennomføring. Hovedårsaken til at anbefalingene ikke blir møtt, er at det benyttes kriterier som er basert på minimale og maksimale steinstørrelser. Slike ytterpunkter er ikke egnet for å gjenspeile variasjonen i et naturlig materiale som stein, og vanligvis brukes heller persentiler i sammenheng med steinmaterialer. Kartleggingen viste at 36% av plastringene omfattet steiner som var mindre enn anbefalt  $d_{\min}$ . Hvis dimensjoneringskriteriet var formulert for  $d_5$  i stedet for  $d_{\min}$ , ville alle kartlagte plastringene møtt anbefalingen til steinstørrelse. Kriteriet om forholdet mellom største og minste stein  $d_{\max}/d_{\min} \leq 1,7$ , som sikrer bruken av ensgradert steinmateriale, ble ikke møtt av noen kartlagt plastring. En justering av forholdet til  $d_{90}/d_{10}$  vil føre til at 70% av plastringene hadde oppfylt denne anbefalingen. Utover anbefalingene angående steinstørrelse, hadde 38% av plastringssteinene ønsket steinform og det brukes generelt flere kubiske og flate steiner enn ønsket. Den målte plastringstettheten varierte mellom 0,9 og 4 stein/ m<sup>2</sup>. Den normerte plastringstettheten, som er uavhengig av steinstørrelse, var på 1,4 i gjennomsnitt og varierte mellom 0,9 og 1,7 som tilsvarer til henholdsvis  $P_c = 0,7$  i gjennomsnitt og ytterpunkter mellom  $P_c = 1,2$  og  $P_c = 0,6$ .

Kravet i Damsikkerhetsforskriften om å plassere steinene med lengderetning og fall innover dammen, spesifiserer ikke om det gjelder for alle plastringsstein. På 24 av 33 dammer lå flere enn 80% av de målte steinene med lengderetning ( $a$ -aksen) mot dammen. Plastringsstein som skilte seg ut, ble dokumentert med bilder. De vanligste observasjonene var stor forskjell i steinstørrelse, vegetasjon i plastringen, oppsprukne stein eller stein som ikke lå i forband.

## 4.2 Fysiske forsøk med plastring og rauset steinsikring

### Modell- og feltforsøk med overtopping

Randbetingelsene og resultatene fra modellforsøk med overtopping er oppsummert i Tabell 3.

*Tabell 3 Sammendrag av modellforsøkene som ble kjørt med  $d_{50} = 0,057$  m. Test P01 - P08 ble kjørt med plastring og overtopping. Til sammenligning ble D01-D02 utført med rauset steinsikring. S01 ble bygd som plastring, men uten forband. Rammebetingelsene er gitt med skråningslengde  $L_s$ , pakkingsfaktoren  $P_c$ , enhetsvannføringen ved brudd  $q_c$  og det kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$ . I tillegg er forholdet mellom vannføringen ved erosjon av første steinen og bruddvannføringen  $q_s q_c^{-1}$  gitt, den maksimale målte forskyvingen  $\Delta x_{\text{maks}}$  ved MS0 og vannvolumet som hadde passert over plastringen per m bredde  $\Sigma(qt)_{\text{tot}}$ .*

Test	$L_s$ (m)	$P_c$ (-)	$q_c$ ( $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ )	$q_s q_c^{-1}$ (-)	$F_{s,c}$ (-)	$\Delta x_{\text{maks}}$ (m) <sup>a</sup> at MS0	$\Sigma(qt)_{\text{tot}}$ ( $\text{m}^2$ )
P01	1,8	0,56	0,24	0,4	5,6	0,110	4535
P02	1,8	0,55	0,36	0,3	8,4	0,106	11423
P03	1,8	0,52	0,25	1,0	5,9	0,066	1061
P04	1,8	0,53	0,40	0,5	9,4	0,108	33023
P05	1,0	0,48	> 0,49	n/a	> 11,5	0,012 <sup>b</sup>	7205 <sup>b</sup>
P06	0,8	0,50	> 0,49	< 0,7	> 11,5	0,013 <sup>b</sup>	4418 <sup>b</sup>
P07	0,8	0,56	> 0,49	n/a	> 11,5	0,023 <sup>b</sup>	4627 <sup>b</sup>
P08	1,8	0,55	0,24	0,8	5,6	0,038	291
S01	1,8	0,63	0,08	1,0	1,8	n/a	13
D01	1,8	1,05	0,04	1,0	0,9	n/a	103
D02	0,8	0,83	0,05	1,0	1,2	n/a	35

<sup>a)</sup> siste måling før brudd

<sup>b)</sup> siste måling før plastringen ble manipulert

Pakkingsfaktorene  $P_c$  i Tabell 3 varierte og ble lavere for forsøkene P03 – P06, fordi de som bygde plastringene fikk mer erfaring og klarte ubevist å legge steinene tettere. For å motvirke denne trenden, ble steinene i de etterfølgende forsøkene plukket tilfeldig og plassert med fall mot skråningen og med innbyrdes kontakt til nabosteinene, men uten videre optimalisering som for eksempel å prøve ulike steiner og velge den som passer best. Derfor ble  $P_c$  igjen høyere for forsøkene P07 og P08. Pakkingsfaktorene for S01 som ble bygd uten forband og forsøkene med rauset steinsikring D01 og D02 har tydelig høyere  $P_c$  enn forsøkene med plastring. I forsøkene P05 – P07 gikk ikke plastringene til brudd med den størst mulige vannføringen på  $q_{\text{maks}} = 0,49 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  og  $q_c$  er derfor gitt som  $q_c > 0,49 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  i Tabell 3. Det tilhørende steinbaserte Froudetallet var henholdsvis  $F_{s,c} > 11,5$ . Erosjonen av den første steinen kunne ikke bli observert i forsøk P05 og P07 og  $q_s q_c^{-1}$  er derfor «n/a».

De maksimale forskyvingene ble registrert i x-retning og i overgangen mellom den horisontale krona og skråningen, vanligvis ved MS0. I forsøk P01 og P03 var  $\Delta x_{\text{maks}}$  unntaksvis ved MS200 med henholdsvis  $\Delta x_{\text{maks}} = 0,125$  m og  $\Delta x_{\text{maks}} = 0,068$  m og dermed bare litt større enn ved MS0. Forskyvingene i y- og z-retning var sammenlignet med  $\Delta x$  små ( $\Delta y \leq 0,014$  m og  $\Delta z \leq 0,034$  m for alle forsøk). Det samla vannvolumet som passerte over plastringen fram

til brudd  $\Sigma(qt)_{\text{tot}}$ , altså summen av produktet av vannføring og tid for hvert inkrement, gjenspeiler at forsøk P04 ble belastet over lengre tid for å oppnå brudd.

Forskyvingene ble analysert mer i detalj i artikkelen «Displacements as failure origin in placed riprap on steep slopes» (Hiller et al., 2017) og ble funnet til å være proporsjonal med avstanden til den låste foten av plastringen. Forskyvingene akkumulerte i overgangen mellom den horisontale damkrona og skråningen, der en glippe åpnet seg gradvis. Bruddet startet med økt steinerosjon ved glipen og plastringen ble deretter erodert ovenfra og ned. Det betyr at bruddet ikke startet der de største hastighetene opptrer, men i overgangen mellom under- og overkritisk strømning. De relative forskyvingene  $\Delta x_i L_i^{-1}$  ble midlet over MS0 - MS1400 til  $\overline{\Delta x_i L_i^{-1}}$  og relatert til både den relative vannføringen  $q q_c^{-1}$  og til det relative vannvolumet som hadde passert over plastringen  $\Sigma(qt) [\Sigma(qt)_{\text{tot}}]^{-1}$ . Med å relatere de relative forskyvingene til det relative vannvolumet, kunne også tidsfaktoren bli tatt med i stabilitetsanalysen. En regresjonsanalyse ble gjennomført som ga

$$\overline{\Delta x_i L_i^{-1}} = 0.056 \left\{ \Sigma(qt) [\Sigma(qt)_{\text{tot}}]^{-1} \right\}^{0.51} \quad (4.1)$$

med en determinanskoeffisient på  $R^2 = 0,85$ . Det betyr at sammenhengen er tydelig for dataene, som analysen er basert på. Når Formel (4.1) blir kombinert med observasjonen at de største forskyvingene som ble observert ved MS0 der  $L_i = L_s = 1,8$  m, blir konfidensintervallet for  $\Delta x_{\text{maks}} = [0.090 \text{ m}, 0.115 \text{ m}]$ . I tillegg ble dataene sammenlignet med de to eneste studiene som ble funnet med dokumenterte forskyvinger i plastring. De to prosjektrapportene Larsen et al. (1986) og Sommer (1997) inneholder sammenlignbare data. Dermed kunne forskyvinger bli bekreftet som mulig bruddmekanisme for plastring på bratte skråninger.

Resultater og rammebetingelser for feltforsøkene er oppsummert i Tabell 4. For forsøket F13P1 er en video tilgjengelig på: <http://www.iahrmedialibrary.net/overtopping-test-ntnu-sira-kvina/>. I 2012 ble det også kjørt feltforsøk i Sirdalen før prosjektet PlaF ble startet opp. Resultatene fra 2012 forsøkene er publisert i Lia et al. (2013). Pakkingsfaktoren ble ikke bestemt i forsøk F13P1 og F13P2 i 2013. Dessuten ble ikke erosjonen av første steinen entydig observert for F13P1 og derfor er  $q_s q_c^{-1} = \text{«n/a»}$ . Plastringen i forsøk F13P2 skled av ved en forholdsvis lav  $q_c$  på grunn av en ustabilitet i damtå. Det betyr at det ikke var plastringen i seg selv som gikk til brudd og F13P2 ble derfor ikke tatt med i videre betraktninger. I forsøkene F15P2 og F15D1 gikk plastringen til brudd mens vannføringen økte og derfor er de tilhørende resultatene gitt som spekter.

Tabell 4 Randbetingelser og resultater fra feltforsøkene i 2013 og 2015.

Test	$d_{50}$ (m)	$P_c$ (-)	$q_c$ ( $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ )	$q_s q_c^{-1}$ (-)	$F_{s,c}$ (-)
F13P1	0,54	n/a	6,5	n/a	5,2
F13P2 <sup>a</sup>	0,54	n/a	2,0	1,0	1,6
F15P1	0,37	0,75	6,1	0,7	8,7
F15P2	0,37	0,64	7,5-8,0	0,8	10,6-11,3
F15D1	0,37	0,84	0,4-0,8	1,0	0,6-1,2

<sup>a)</sup> brudd på grunn av en instabilitet i damtå, ikke i plastringen

Sammenliknbarhet av modell- og feltforsøkene ble undersøkt med å sammenligne de kritiske steinrelaterte Froudetallene som indikator for stabiliteten. I tillegg ble det sammenlignet pakkingsfaktorene, strømningsmønsteret som ble visuelt observert, og målingene av vannstanden oppstrøms forsøksdammene. Vannstanden på nedstrøms skråning ble også målt i både felt og modell, men er på grunn av de ulike oppsett ikke direkte sammenliknbar. Både dataene og den detaljerte sammenligningen er presentert i artikkelen «Field and model tests of riprap on steep slopes exposed to overtopping» (Hiller et al., in review). Det var god overensstemmelse mellom felt og modellforsøkene for rauset steinsikring. For plastring stemte det observerte strømningsmønsteret og den relative overtoppingshøyden bra overens. Plastring i forsøkene P05 – P07 gikk ikke til brudd og indikerer høyere kritiske steinbaserte Froudetall. Plastringene i felt var imidlertid løsere utført og hadde dermed høyere pakkingsfaktorer enn plastringene i modellen. Faktoren  $P_c$  var i gjennomsnittet 33% høyere i felt enn i modellen og er en mulig forklaring på forskjellen i de kritiske steinbaserte Froudetallene.

I hverken felt- og modellforsøkene falt erosjon av den første steinen og brudd i plastringen sammen i tid, det vil si at  $q_s q_c^{-1} < 1,0$  unntatt for P03 og F13P2. Rauset steinsikring gikk derimot til brudd samtidig som den første steinen ble erodert. De kritiske steinrelaterte Froudetallene for plastring er i gjennomsnittet sju ganger høyere enn de for rauset steinsikring (se Tabell 3 og Tabell 4). Gjennomsnittet ble beregnet fra forsøksresultatene, men P05 – P07 ble ikke tatt med fordi plastringen ikke gikk til brudd, og F13P2 på grunn av ustabiliteten i damtå.

## Modellforsøk med gjennomstrømning

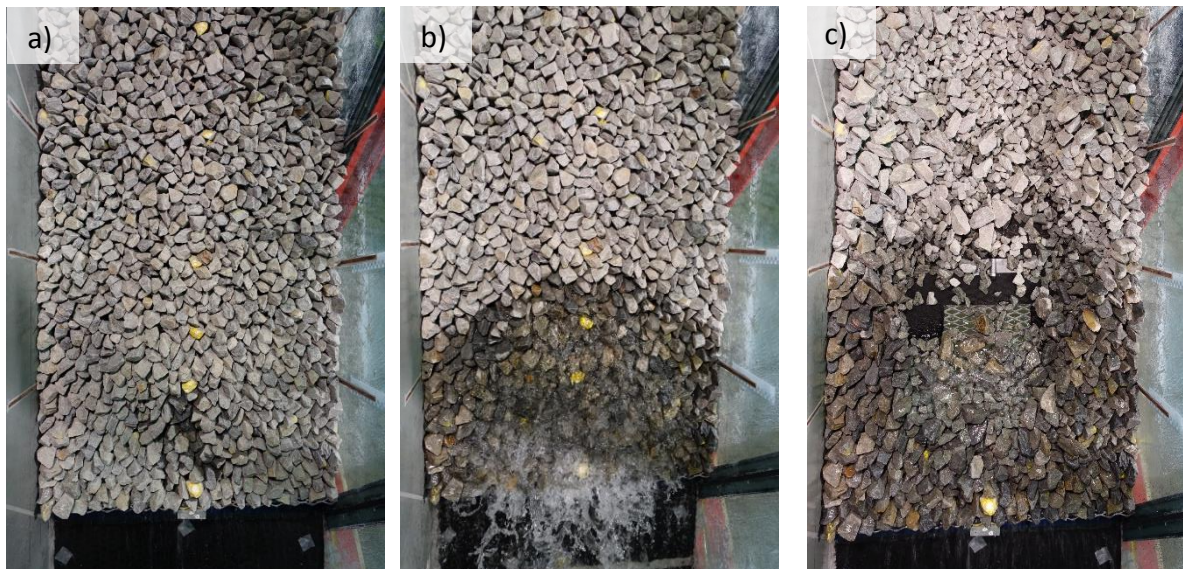
Resultatene for de tre forsøkene med gjennomstrømning er oppsummert i Tabell 5.

*Tabell 5 Oppsummering av forsøkene med gjennomstrømning med  $d_{50} = 0,057$  m og  $L_s = 1,8$  m. I tillegg til pakkingsfaktoren  $P_c$ , enhetsvannføringen ved brudd  $q_c$  og det kritiske steinrelaterte Froudetallet  $F_{s,c}$ , er det oppgitt vannstand på oppstrøms side av modellen  $H$ . Nullpunktet for  $H$  var vannstanden når vann begynner å renne gjennom hullet ved  $x = 1,45$  m.  $H$  er gitt for en enhetsvannføring på  $q = 0,02$  m<sup>2</sup>s<sup>-1</sup> og ved den maksimale målte verdien. For å beregne den maksimale vannhastigheten gjennom hullet, ble det antatt at vannstrømningen strømmet vinkelrett til skråningen gjennom hullet. Den maksimale forskyvingen  $\Delta z_{maks}$  ble målt ved MS1200 ved alle forsøk med gjennomstrømning.*

Test	$P_c$ (-)	$q_c$ (m <sup>2</sup> s <sup>-1</sup> )	$F_{s,c}$ (-)	$H$ ( $q=0,02$ m <sup>2</sup> s <sup>-1</sup> )(m)	$H_{maks}$ (m)	$v_{maks}$ (ms <sup>-1</sup> )	$\Delta z_{maks}$ (m)
P09	0,54	0,1-0,15	3,5	0,140	0,515	0,3-0,5	0,010
P10	0,57	0,18	4,1	0,138	0,541	0,6	0,038
D03	0,90	0,10	2,4	0,133	0,375	0,3	0,012

Enhetsvannføringer på  $q < 0,02$  m<sup>2</sup>s<sup>-1</sup> rant inn i plastringen og steinene ble bare litt fuktige på overflaten som vist i Figur 8a. Ved økende vannføring spredte vannet seg i en bue rundt hullet og videre nedstrøms over plastringen (Figur 8b) og det oppstod gradvis en glipe i plastringen langs buen. Forskyvingene i plastringen var små ( $\Delta z < 0,05$  m) for  $q < 0,10$  m<sup>2</sup>s<sup>-1</sup> før de økte betydelig ved høyere vannføringer. Det ble observert at plastringen buet ut i z-retningen og forskyvingene var størst i z-retningen. Buen gikk imidlertid tilbake når

vannføringen ble stoppet for å måle forskyvinger og buen kunne dermed ikke bli målt. For vannføringer  $q \geq 0,04 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  ble hullet dykket og vannstanden oppstrøms modellen var over overkanten av hullet ( $H > 0,166 \text{ m}$ ). Det betyr at det bygget seg opp vanntrykk bak plastringen og det forklarer også utbulingen av plastringen når vanntrykket sto på. Derfor ble vannhastigheten gjennom hullet beregnet med hjelp av kontinuitetsligningen og antakelsen om at vannet strømmer vinkelrett til skråningen ut av hullet. Ved brudd i plastringen ble noen stein spylt ut av plastringen og vannføringen gjennom hullet økte raskt, da vannet fikk renne fritt gjennom hullet. Ved forsøk P09 ble en del stein spylt bort og plastringen oppstrøms skled delvis etter som vist i Figur 8c. I forsøk P10 ble derimot bare noen få steiner spylt ut og plastringen ble skadet, men ikke helt ødelagt. De største forskyvingene ble registrert for MS1200, som var plassert over øvre delen av hullet. Forskyvingene for markørsteinene lengre oppstrøms (MS1000 til MS-200) var ubetydelig med  $\Delta z_{\text{maks}} \leq 0,004 \text{ m}$ . Forsøket med rauset steinsikring D03 utviklet seg lignende som P09 og P10 for vannføringer  $q < 0,04 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$ . Vannstandsøkningen oppstrøms modellen for vannføringer  $q > 0,04 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  var lavere enn i P09 og P10. Steinsikringen skled av ved  $q_c = 0,10 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  og erosjonssikringen oppstrøms hullet skled etter.



Figur 8 Test P09 med plastring og gjennomstrømning. Plastringen i (a) ved  $q = 0,02 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$ , (b) like før brudd ved  $q = 0,15 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  og (c) etter brudd. Det kvadratiske hullet på  $0,3 \times 0,3 \text{ m}$  vises delvis i (c). Vannet renner gjennom hullet som er synlig i (c) og renner i bildet nedover. Bildene ble tatt fra toppen av renna (Foto: NTNU).



### 4.3 Smartstone måleutstyr

Et forsøk i samarbeid med Universitet Trier viste at det var mulig å beregne bevegelsen av en stein som ruller ned ei renne utifra måledataene til Smartstonen. Testen av Smartstone-måleutstyret i modellforsøkene på NTNU og F15P2 i felt gav ikke ønsket resultat fordi vibrasjonene fra vannet ikke var sterke nok for å holde sonden i standby modus. Da plastringen gikk til brudd, klarte sonden derfor ikke starte målemodus fort nok og akselerasjonen ble ikke registrert. Hovedforskjellen i forsøkene med plastring var at forsøkene på Universitet Trier var kortvarige (mindre enn ett minutt) og steinen var kontinuerlig i bevegelse. Resultater fra disse forsøkene ble publisert sammen med en beskrivelse av sensoren i «Smartstones: A small 9-axis sensor implanted in stones to track their movements» (Gronz et al., 2016). Etter feltforsøkene i 2015 ble videreutviklingen av Smartstone utstyret overlatt til samarbeidspartnere på Universitet Trier. Erfaringene fra forsøkene ble brukt for å videreutvikle sensoren og i mars 2017 kom det en versjon 2.0 av sensoren.

## 5 Diskusjon

Resultatene fra forsøkene blir først diskutert og sammenlignet med litteraturen. Deretter blir resultatene fra kartleggingsstudien tatt med i vurderingen av erosjonssikring på fyllingsdammer. Kapittelet avsluttes med anbefalinger for videre arbeid.

### 5.1 Forsøk

Forsøkene med plastring og rauset steinsikring øker datagrunnlaget for bratte skråninger på 1:1,5 ( $S = 0,67$ ). Stabilitetsgevinsten med å plastre i stedet for å dumpe steiner med samme størrelse, var i forsøkene større enn tidligere dokumentert av Larsen et al. (1986) og Peirson et al. (2008), se Figur 3a og b. At steinene var lagt tettere i forsøkene, som beskrevet i denne rapporten, har muligens bidratt til bedre stabilitet. Dessuten var skråningen veldig bratt og stabiliteten av rauset steinsikring var deretter lav.

Stabiliteten i plastring var høyere enn dokumentert i litteraturen og skapte utfordringer med modellriggen. Rigger hadde blitt dimensjonert med et kritisk steinrelatert Froudetall på opptil 10 basert på data fra litteraturen. Den høye plastringstettheten i kombinasjon med en kort skråning i forsøkene P05 – P07, førte til at plastringen i disse forsøkene ikke gikk til brudd med den tilgjengelige vannføringen i laboratoriet. Plastringene gikk ikke til brudd før noen steiner ble fjernet manuelt mens plastringen ble overtoppet. Tendensen med at plastringstettheten i modellforsøkene ble høyere (altså lavere verdier for  $P_c$ ), ble håndtert tilstrekkelig ved å fastsette regler for å plastre som beskrevet i resultatene fra modellforsøkene i Kapittel 4.2. Plastringene i feltforsøkene var ikke like tett lagt som i modellforsøkene. Dessuten var verdiene for  $P_c$  i felt omtrent i samme størrelsesorden som for full-skala plastring som ble kartlagt på de 33 dammene og beskrevet i Kapittel 4.1. Forskjellene i  $P_c$  tyder på laboratorieeffekter fordi steiner kan bli plassert mer nøyaktig for hånd enn med en gravemaskin, noe som også ble funnet for plasseringen av kunstige elementer som erosjonssikring mot bølgeslag (Pardo et al., 2014). Dessuten er utvalget av stein på anlegg begrenset til ett dumperlass og alternativ plassering begrenset av rekkevidden på gravemaskinen. En mer detaljert sammenligning med andre studier er vanskelig fordi informasjonen om hvordan erosjonssikringene har blitt bygd, ofte er lite detaljert og i noen tilfeller finnes de ikke. Pakkingsfaktoren  $P_c$  er vurdert til å være en egnet parameter for å indikere plastringstettheten. Faktoren kan imidlertid bare bli bestemt etter at plastringen er bygd, og det har ikke blitt funnet en måte å bygge en plastring på med en forhåndsbestemt  $P_c$ . Både steinformen, orienteringen av steinene, for eksempel å plassere stein med lengste akse mot dammen og helningsvinkelen  $\beta$  av steinaksen mot dammen, påvirker  $P_c$ . Plastringen i forsøk S01, som ble plastret uten at steinene ble lagt i forband, gikk til brudd ved  $F_{s,c} = 1,8$  og hadde dermed lavere stabilitet enn plastring med forband. Det viser at plastring blir mer stabil med å legge steinene i forband. Dermed bør det unngås skjøter over flere steiner parallelt med skråningen.

Forskyvinger i plastring ble identifisert som bruddmekanisme på bratte skråninger. Da forskyvingene utvikler seg over tid, må tid bli tatt med i stabilitetsvurderinger. Overtoppingsscenarioer blir beskrevet med hvordan vannføringen utvikler seg over tid. Overtopping er tidsbegrenset og etter overtopping, som for eksempel i sammenheng med

en stor flom eller kortvarig overtopping på grunn av en impulsbølge, vil det vanligvis være mulig å utføre reparasjon på plastringen. Det betyr at skader på plastringen kan aksepteres så lenge omfanget ikke truer dammens stabilitet. Det er interessant at konfidensintervallet fra regresjonsanalysen i Formel (4.1) på  $\Delta x_{\text{maks}} = [0,09 \text{ m}, 0,12 \text{ m}]$  sammenfaller med steinlengden, altså  $a$ -aksen til plastringssteinene med  $a = [0,07 \text{ m}, 0,12 \text{ m}]$  og et gjennomsnitt på  $\bar{a} = 0,09 \text{ m}$ . Plastringene ble dermed ustabile når glipen ved overgangen mellom krona og skråningen ble større enn én steinlengde. Dette kan brukes for å utvikle et stabilitetskriterium på grunnlag av resultatene av den forliggende studien: Ved brudd blir  $\Sigma(qt)[\Sigma(qt)_{\text{tot}}]^{-1} \approx 1$  og de maksimale forskyvingene  $\Delta x_{\text{maks}}$  ble observert ved MSO der  $L_i = L_s$ . Den relative forskyvingen  $\overline{\Delta x_i L_i^{-1}}$  kan derfor bli omformulert til  $\Delta x_{\text{maks}} L_s^{-1}$  og Formel (4.1) blir til

$$a > \Delta x_{\text{maks}} = 0,056 L_s \quad (5.1)$$

som er gyldig for en skråning på 1:1,5 og  $P_c = 0,56$  (gjennomsnittet av  $P_c$  for P01 - P04 og P08). Det betyr for eksempel at hvis en skråning er lengre enn 17 m og plastret med steiner på  $d = 0,63 \text{ m}$ , så vil forskyvingene overstige én steinlengde over tid. Eksempelet gjelder for overtopping tilsvarende i forsøkene. En steinstørrelse på  $d = 0,63 \text{ m}$  tilsvarer anbefalt steinstørrelse for en dam i konsekvensklasse 4 (se Tabell 1) og en skråningslengde på 17 m tilsvarer til en damhøyde på omtrent 10 m med en skråning på 1:1,5. Forskyvingene vil imidlertid utvikle seg over tid. Det er derfor avhengig av tidsforløpet og vannføringen under en flom, om forskyvingene blir så stor at de kan bli kritiske for stabiliteten av plastringen. For å tallfeste tidsforløpet av forskyvingene er videre studier nødvendig.

En mulighet for å begrense forskyvingene er å velge skråningslengden  $L_s$  forholdsvis kort. Larsen et al. (1986) og Dornack (2001) anbefaler å bygge avstivninger på tvers for å begrense oppsummeringen av de langsgående kreftene i plastringen. Slike avstivninger vil dele skråninger i flere mindre delskråninger og dermed også begrense forskyvingene. Det kan være en løsning for terskler eller plastret flomløp som er dimensjonert for overtopping. Plastringsparametrene  $L_s$  og  $P_c$  er relatert til forskyvingene fordi de beskriver potensialet for små omlagringer i plastringer, som medfører forskyvingene.

Feltforsøkene ga en nyttig bekreftelse av resultatene fra modellforsøkene, spesielt for rauset steinsikring. Resultatene for plastring har større spredning i både pakkingsfaktoren og det kritiske steinrelaterte Froudetallet. Erfaringene fra feltforsøkene i 2012 og 2013 hadde vesentlig betydning for den vellykkede gjennomføringen av testene i 2015. Skråningslengden i felt var imidlertid kort fordi den var begrenset av terrenget ved forsøksstedet og mulig størrelse på testdammene. Uansett er resultater fra forsøk med storskala plastringsstein ( $d > 0,2 \text{ m}$ ) sjeldne og resultatene av feltforsøkene er et viktig bidrag til kunnskapen om plastringsstabilitet.

Forsøksdammene i felt var permeable, men bare en liten andel av vannføringen strømmet gjennom dammen, slik at overtopping var dominerende. For rauset steinsikring viser modellforsøkene med gjennomstrømning et litt høyere kritisk steinrelatert Froudetall enn for overtopping. Det betyr at rauset steinsikring i modellforsøkene tålte høyere enhetsvannføringer ved gjennomstrømning enn ved overtopping. For plastring er  $F_{s,c}$  derimot noe lavere. I modellen var forsøkene begrenset til å teste stabiliteten til plastring og

rauset steinskring på et relativt tynt filterlag. Plastring gikk ikke til brudd før det bygget seg opp betydelig vanntrykk bak filterlaget. Den maksimale potensialforskjellen mellom oppstrøms- og nedstrøms plastring var 0,54 m (Tabell 5) som tilsvarer en trykkforskjell på 5,4 m med skala 1:10 mellom modell og virkelighet. I virkeligheten er det lite sannsynlig at en slik trykkforskjell kan oppstå, fordi vanntrykket reduseres i laget med lavest permeabilitet. Alle lag innenfor plastringen er mindre permeable enn plastringslaget, og trykket vil være redusert når vannet når det ytterste laget. Dersom det imidlertid blir en så stor lekkasje gjennom dammen at et vanntrykk på 5 m kan bygges opp like oppstrøms plastringen, vil sannsynligvis dammen bli skadet av gjennomstrømningen i dypereliggende lag. Plastring antas dermed å ikke være avgjørende for skråningens stabilitet ved gjennomstrømning. Denne påstanden må imidlertid bli avklart i en mer detaljert geoteknisk analyse.

## 5.2 Plastring og raset stein som erosjonssikring på nedstrøms skråning på fyllingsdammer

Både raset steinsikring og plastring øker stabiliteten på en damskråning mot erosjon fra overtopping og gjennomstrømning. For begge typer erosjonssikring er det viktig å unngå vannføringskonsentrasjoner. For eksempel kan ujevnheter i damkrona og toppen av kjerne føre til at bare en del av skråning blir overtoppet og vannføringen dermed ikke blir fordelt over bredden. Dessuten kan den vanligvis trapesformede damprofilen føre til en økning av enhetsvannføringen langs dalsidene. Med en slik ugunstig fordeling kan enhetsvannføringen noen steder føre til en høyere belastning enn erosjonssikringen er dimensjonert for, til tross for at den totale vannføringen er lavere enn dimensjonerende vannføring. Spesielt for store dammer er det utfordrende å garantere et konstant nivå av kjernen på grunn av setninger som vil oppstå over tid. I tillegg må erosjonssikringen være låst ved damtåa og det tilliggende terrenget må være tilstrekkelig sikret for å unngå erosjon fra nedstrøms.

Resultatene viser at plastring blir mest stabil med å legge steinene så tett som mulig (lav pakkingsfaktor  $P_c$ ) og med lengste akse normalt på skråningen. De kritiske steinrelaterte Froudetallene fra forsøkene med plastring for  $S = 0,67$ , tilsvarende en skråning på 1:1,5, er større enn de tilsvarende eksisterende datapunktene i Figur 3b. Det anbefales å bruke Formel (2.3) for å bestemme nødvendig steinstørrelse i forhold til dimensjoneringsvannføring og skråning. Formelen og den tilsvarende linjen i Figur 3b fungerer som nedre omhyllingskurve for forsøkene med både overtopping og gjennomstrømning til denne studien og til Dornack (2001). Dermed er datasettet større og inkluderer også forsøk utført på slakere skråninger enn 1:1,5.

Formel (2.6), som kommer fra Veileder for fyllingsdammer (NVE, 2012), bør bli revidert fordi den er laget på grunn av data for raset steinsikring selv om det er krav om plastring i Damsikkerhetsforskriften (OED, 2009). Resultatene for raset steinsikring i den foreliggende studien har høyere kritiske steinrelaterte Froudetall enn linjen i Figur 3b som er laget basert på formelen i veilederen. Dersom Formel (2.3) blir revidert, vil det tillate bruk av mindre

stein. Hvis det er større stein tilgjengelig på anlegget, bør de bli foretrukket fordi større steiner vil motstå høyere vannføringer og det vil ta mindre tid til å legge plastringen.

En revisjon av veilederen bør i tillegg fokusere på at anbefalingene er praktisk gjennomførbare. Kartleggingsstudien av eksisterende plastring viste at for eksempel anbefalingen for forholdet mellom største og minste stein ikke ble møtt på noen av de 33 kartlagte plastringene. Forskyvinger har så langt ikke blitt tatt med som relevant bruddmekanisme for plastring på bratte skråninger til tross for at de kan være avgjørende for stabiliteten. I forhold til gjennomstrømning bør belastningen være oppgitt i vannføring per areal altså  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ , som blir til hastighet. Lekkasjevannføringen er i NVE (2012) oppgitt som enhetsvannføring og det er stor forskjell i belastningen om lekkasjen opptrer fordelt på for eksempel på 1 m eller 10 m i høyden. Den foreliggende studien fokuserte på plastring og det gjenstår en omfattende geoteknisk analyse for å finne ut om plastring er det svakeste leddet ved gjennomstrømning.

Teknisk sett viser resultatene fra denne studien at rauset steinsikring utsatt for overtopping eller gjennomstrømning oppfyller anbefalingene i henhold til helning, vannføring og steinstørrelse i Veileder for fyllingsdammer. Rauset steinsikring møter imidlertid ikke detaljkravet om plastring i Damsikkerhetsforskriften. Lignende anbefalinger eller krav for å beskytte hele nedstrøms skråning mot overtopping, har ikke blitt funnet for noen andre land.

### 5.3 Anbefalinger for videre arbeid

Videre arbeid inkluderer både forslag for videre forskning og anbefalinger om hvordan funnene av den her beskrevne studien kan bli benyttet. Anbefalinger i forhold til forbedring i forsøksoppsettet er gitt i doktoravhandlingen, Hiller (2017). Smartstone måleutstyret er lovende, men må bli videreutviklet og mer brukervennlig for å måle akselerasjon når en plastringsstein blir erodert. Det er også mulig at en seinere utgave av Smartstones kan brukes til overvåking. For eksempel kan noen plastringsstein bli utstyrt med Smartstone sonder for å se om de forandrer posisjon over tid. Videre forskning anbefales spesielt i følgende tre områder:

- **Statistisk analyse av effekten av pakkingsfaktoren  $P_c$  og skråningslengden  $L_s$  på forskyvinger:** Parameterne  $P_c$  og  $L_s$  bør bli variert systematisk i videre modellforsøk med plastring for å kvantifisere effekten de har på forskyvinger. Ytterligere modellforsøk lignende P01 - P04 vil også bidra til flere datapunkter for en utvidet statistisk analyse i forhold til plastringsstabilitet.
- **Tidsavhengigheten av plastringsstabilitet og erosjon:** Systematiske forsøk bør gjennomføres for å kvantifisere effekten av overtoppingstid på plastringstabiliteten. Forsøkene kan enten bli kjørt med faste tidsintervaller eller med å overtoppe plastring inntil en fastsatt forskyving er oppnådd. Skalerte flomvannføringer og tilsvarende varigheter kan bli brukt for å undersøke effekten av utvalgte flomscenarier på plastring.
- **Permeabilitet av støttefylling:** Feltforsøkene viste at støttefyllingen ikke var veldig permeabel selv om det med hensikt ble brukt en grov støttefylling. Samme fylling brukes også på steinfyllingsdammer. Permeabiliteten til støttefyllingen vil dessuten

være inhomogen etter byggingen eller ha forandret seg siden dammen ble bygd. I tilfellet kjernen av en fyllingsdam blir overtoppet, vil vannet renne gjennom støttefyllingen før det renner ut av fyllingen ved damfoten. Økt kunnskap om permeabiliteten vil tillate å estimere mer nøyaktig hvor mye og hvordan vannet renner gjennom og over plastringen.

Utover videre forskning bør resultatene av denne studien bli brukt til en diskusjon om de gjeldende kravene og anbefalingene, samt en eventuell revidering av disse. Diskusjonen bør foregå i en sammensatt arbeidsgruppe slik at interesser og kunnskap fra både myndigheter, dameiere, rådgivende ingeniører, entreprenører og politikere blir tatt hensyn til. Resultatet bør omfatte praktisk gjennomførbare anbefalinger som oppfyller relevante lastscenarier, for å oppnå en samfunnsøkonomisk balanse mellom akseptabel risiko og kostnader. For komplekse vannkraftsystemer som består av flere dammer og magasin, finnes det lovende løsninger der tiltak på én del kan ha en positiv effekt for det hele nedstrøm liggende systemet. Et initiativ, som ble oppstartet i 2015, analyserer damsikkerhet i et helhetlig perspektiv (Energi Norge, 2016) og vil forhåpentligvis ta for seg spørsmålene som gjelder plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer.



## 6 Konklusjon

I sammenheng med forskningsprosjektet PlaF ble stabiliteten til plastring på nedstrøms skråning på fyllingsdammer undersøkt. Fysiske forsøk ble utført både i modell og med storskala plastringsstein i felt. Resultatene omfatter både rauset steinsikring og plastring som ble testet for overtopping og gjennomstrømning. Dessuten ble utført plastring kartlagt på 33 eksisterende dammer i Norge og prosjektet bidro til utviklingen av måleutstyret Smartstones.

Plastringstettheten ble identifisert som en egnet parameter for å beskrive plastring. Den kan bli kvantifisert med pakkingsfaktoren  $P_c$ . Faktoren  $P_c$  gjenspeiler også orienteringen til plastringssteinene da den blir mindre, altså steinene er tettere pakket, for steiner som er lagt med lengste akse normalt på damskråning. Modellforsøkene viste at akkumulering av forskyvinger er en relevant bruddmekanisme for plastring på bratte skråninger og må bli tatt hensyn til i stabilitetsvurderinger. Forskyvingene i  $x$ -retningen var proporsjonale med avstand til nærmeste, faste og nedstrøms liggende tverrsnitt, og dermed lengden til skråningen  $L_s$  også en viktig parameter. Parameterne  $P_c$  og  $L_s$  beskriver spillerommet for små omlagringer av plastringssteinene som er årsaken til forskyvingene. Under modellforsøkene akkumulerte forskyvingene i overgangen mellom den horisontale damkrona og skråningen og dannet en glippe. Steinene som grenset til glipen, mistet gradvis innlåsing med nabosteiner og bruddet startet til slutt som erosjon av disse steinene. En regresjonsanalyse ble gjennomført av forskyvingene relativ til vannvolumet som hadde passert over plastringen. Analysen gav et konfidensintervall for de maksimale forskyvingene som falt sammen med størrelsesordenen av den lengste akse til plastringssteinene. Denne observasjonen resulterte i anbefalingen om å begrense forskyvingene til én steinlengde ( $\alpha$ -akse) for plastring som er utsatt for overtopping. Den gradvise utviklingen av glipen viser at prosessen er tidsavhengig og dermed bør tidsfaktoren bli integrert i stabilitetsanalyser av plastring.

Modellforsøkene med gjennomstrømning viste liknende forskyvinger som ved overtopping. De maksimale forskyvingene oppsto i  $z$ -retningen som følge av vanntrykk som bygde seg opp bak plastringen. I virkeligheten vil det sannsynligvis ikke være mulig at et slikt vanntrykk bygger seg opp i lag under plastringen, fordi trykket vil bli redusert i lagene som er minst permeable. Det er derfor usikkert om plastring vil forebygge dambrudd ved stor lekkasje eller om det svakeste laget befinner seg lengre inn i damfyllingen. PlaF prosjektet fokuserte på plastring og det er derfor nødvendig med en geoteknisk studie av hele fyllingen for å finne ut av det. I Veileder for fyllingsdammer er lekkasje oppgitt som enhetsvannføring. For en mer detaljert analyse, burde lekkasjen bli oppgitt i vannføring per areal, altså som vannhastighet.

Resultatene fra felt- og modellforsøk med overtopping ble sammenlignet. De viste god overenstemmelse for rauset steinsikring i forhold til de kritiske steinrelaterte Froudetallene, pakkingsfaktorene, vannstandsstigning oppstrøms dammen og det visuelt observerte strømningsmønsteret. For plastring var det god overenstemmelse mellom modell og felt for strømningsmønsteret og oppstrøms vannstandsstigning. Pakkingsfaktorene var derimot lavere i modellen (tettere plastring) enn i felt og gir en mulig forklaring på hvorfor plastring i



modell tålte strømming som tilsvarte høyere kritiske steinrelaterte Froudetall. Det betyr at Froude's modellov er egnet for å analysere plastring med fysiske modellforsøk. Pakkingsfaktoren for plastring er imidlertid påvirket av laboratorieeffekter, da det er utfordrende å gjenskape den samme faktoren i modell og i full-skala.

Resultatene av prosjektet bidrar til økt kunnskap generelt om både rauset steinsikring og plastring på bratte skråninger. Resultatene ble dessuten sammenlignet med krav i Damsikkerhetsforskriften og anbefalinger i Veileder for fyllingsdammer. Kartleggingsstudien av utført plastring viste at anbefalingene i veilederen blir bare delvis oppfylt i praksis. Forsøksresultatene fra modell og felt indikerer at det er en høy sikkerhetsfaktor i plastring. Rauset steinsikring oppfylte anbefalingen om forholdet mellom steinstørrelse, vannføring og damhelning, som gjelder for plastring. Plastringsstein lagt i forband, med god innbyrdes kontakt og med fall mot damskråningen gav i gjennomsnitt sju ganger høyere kritisk steinrelatert Froudetall sammenlignet med rauset steinsikring. Dermed bør kravet om plastring sammen med anbefalingene i veilederen bli revurdert i en sammensatt gruppe. Gruppe bør ta hensyn til relevante lastscenarier for å finne en samfunnsøkonomisk god løsning. Teknisk sett blir plastring mest stabil med å legge avlange steiner i forband med god innbyrdes kontakt og så tett som mulig, altså med lengste akse normalt på damskråningen. Fra et praktisk ståsted bør stabilitetskravene bli oppfylt ved å balansere steinstørrelse og plastringstettheten med de tilknyttede kostnadene, samt å sørge for at det er praktisk gjennomførbart. Stabilitetskravene er knyttet til ønsket sikkerhetsnivå i samfunnet og er dermed del av en politisk diskusjon.

I forhold til prosjektmålene kan konklusjonen oppsummeres med:

Hovedmål: «Utvikle et verktøy for optimal plastring av fyllingsdammer. Et slikt verktøy vil ha stor verdi for kraftselskap og andre dameiere i forbindelse med fornying av eksisterende fyllingsdammer. Kunnskapen utviklet i prosjektet vil også ha stor nytteverdi ved bygging av nye fyllingsdammer, både nasjonalt og internasjonalt.»

Delmålene i prosjektet PlaF har blitt oppnådd som følgende:

- 1) Effektivisering: Resultatene fra studien øker kunnskap om stabiliteten av plastring på bratte skråninger. Dessuten ble forskyvinger identifisert som mulig bruddmekanisme og bør tatt med i stabilitetsvurderinger av plastring. Kunnskapen bør nå bli brukt for å revurdere eksisterende krav og anbefalinger for plastring.
- 2) Næringsutvikling: Prosjektet bidro med ny kunnskap om stabilitet av rauset steinsikring og plastring på bratte skråninger. Funnene kan anvendes generelt.
- 3) Samfunnsikkerhet: Rauset steinsikring møtte også anbefalingene i Veileder for fyllingsdammer. Det kritiske steinrelaterte Froudetallet for plastring var i gjennomsnitt sju ganger høyere enn for rauset steinsikring. Sikkerhetsfaktoren er dermed i samme størrelsesorden.
- 4) Kompetanse: Ni studenter var direkte tilknyttet prosjektet gjennom prosjekt- og masteroppgaver i perioden 2013-2017. Kunnskapen brukes videre i undervisning og utvikling.

Prosjektet vil bli videreført for å finne ut av skråningsstabiliteten under plastringlaget for å få klarhet over gjennomstrømning og permeabiliteten i støttefyllingen. I tillegg har et nytt doktorgradsstudiet startet som fokuserer på plastringstabilitet på utsatte områder som damkrone, damtå og vederlag.



## 7 Referanser

- ABT, S. R. & JOHNSON, T. L. 1991. Riprap Design for Overtopping Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117, 959-972.
- ABT, S. R., KHATTAK, M. S., NELSON, J. D., RUFF, J. F., SHAIKH, A., WITTLER, R. J., LEE, D. W. & HINKLE, N. E. 1987. Development of riprap design criteria by riprap testing in flumes: phase 1. Washington, D. C.: Nuclear Regulatory Commission.
- ABT, S. R., THORNTON, C. I., GALLEGOS, H. A. & ULLMANN, C. M. 2008. Round-Shaped riprap stabilization in overtopping flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1035-1041.
- ABT, S. R., THORNTON, C. I., SCHOLL, B. A. & BENDER, T. R. 2013. Evaluation of overtopping riprap design relationships. *Journal of the American Water Resources Association*, 49, 923-937.
- BOGFJELLMO, E. 2013. *Nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer - Analyse av eksisterende plastringer*. Semester project, Norwegian University of Science and Technology.
- BOSCH SENSORTEC. 2013. BMX055: Data sheet [Online]. Available: [https://www.bosch-sensortec.com/en/homepage/products\\_3/9\\_axis\\_sensors\\_5/ecompass\\_2/bmx055\\_1/bmx055](https://www.bosch-sensortec.com/en/homepage/products_3/9_axis_sensors_5/ecompass_2/bmx055_1/bmx055) [Accessed 2014-08-06].
- BUNTE, K. & ABT, S. R. 2001. Sampling surface and subsurface particle-size distributions in wadable gravel- and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring. United States Department of Agriculture.
- CHANSON, H. 2015. Embankment overtopping protection systems. *Acta Geotechnica*, 10, 305-318.
- CIRIA, CUR & CETMEF 2007. *The Rock manual. The use of rock in hydraulic engineering*, London, CIRIA.
- DORNACK, S. 2001. *Überströmbare Dämme - Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen*. PhD thesis, Technische Universität Dresden.
- EBL KOMPETANSE AS 2005. *Stability and breaching of embankment dams, Report on Sub-project 2, Stability of downstream shell and dam toe during large through-flow*, Oslo, EBL kompetanse AS.
- ELI, R. N. & GRAY, D. D. 2008. Hydraulic performance of a steep single layer riprap drainage channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1651-1655.
- ENERGI NORGE. 2016. *Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv* [Online]: Energi Norge. Available: <https://www.energinorge.no/energiforskning/fornybar-energiproduksjon/vannkraft/dam/damsikkerhet-i-et-helhetlig-perspektiv/> [Accessed 23-01-2017 2017].
- FRIZELL, K. H., RUFF, J. F. & MISHRA, S. 1998. Simplified design guidelines for riprap subjected to overtopping flow. In: Association of State Dam Safety Officials, ed., Las Vegas.
- GODTLAND, K. 1989. Steinfyllingsdammer: dimensjonering av nedstrøms plastringsstein unntatt damfoten. Trondheim: NHL.
- GRONZ, O., HILLER, P. H., WIRTZ, S., BECKER, K., ISERLOH, T., SEEGER, M., BRINGS, C., ABERLE, J., CASPER, M. C. & RIES, J. B. 2016. Smartstones: A small 9-axis sensor implanted in stones to track their movements. *CATENA*, 142, 245-251.
- HARTUNG, F. & SCHEUERLEIN, H. 1970. Design of overflow rockfill dams. *Dixième Congrès des Grands Barrages*, 1970 Montréal. 587-598.

- HILLER, P., ABERLE, J. & LIA, L. 2017. Displacements as failure origin of placed riprap on steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, in press.
- HILLER, P. H. 2017. *Riprap design on the downstream slopes of rockfill dams*. PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology.
- HILLER, P. H. & LIA, L. 2015. Practical challenges and experience from large-scale overtopping tests with placed riprap. In: TOLEDO, M. Á., MORÁN, R. & OÑATE, E. (eds.) *Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage*. London: CRC Press/Balkema.
- HILLER, P. H., LIA, L. & ABERLE, J. Field and model test of riprap on steep slopes exposed to overtopping. *Journal of Applied Water Engineering and Research*, in review.
- HILLER, P. H., LIA, L., JOHANSEN, P. M. & GUDDAL, R. 2014. Dam Svartevatn - An example of challenging upgrading of a large rockfill dam. *ICOLD Annual Meeting and Symposium*. Bali.
- ICOLD 1995. *Dam failures statistical analysis*. Bulletin 99. Paris: ICOLD.
- ICOLD. 2016. *World Register on Dams, General Synthesis* [Online]. Available: [http://www.icold-cigb.org/GB/World\\_register/general\\_synthesis.asp](http://www.icold-cigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp) [Accessed 28.10.2016 2016].
- JAFARNEJAD, M., FRANCA, M. J., PFISTER, M. & SCHLEISS, A. J. 2016. Time-based failure analysis of compressed riverbank riprap. *Journal of Hydraulic Research*, 1-12.
- JENSSEN, L. & TESAKER, E. 2009. *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein*, Oslo, NVE.
- KHAN, D. & AHMAD, Z. 2011. Stabilization of Angular-Shaped Riprap under Overtopping Flows. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 59, 774-779.
- KJELLESVIG, H. M., KONOW, T., WIGGEN, T. & STOCKSETH, S. 2011. Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet - et sammenlignende studium av regelverk og forvaltningspraksis rundt damsikkerhet i Norge. Oslo: Energi Norge AS.
- KJÆRNSLI, B., VALSTAD, T. & HØEG, K. 1992. *Rockfill dams: design and construction*, Trondheim, Norwegian Institute of Technology. Department of Hydraulic Engineering.
- KNAUSS, J. 1979. Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams (a comparison of different model test results). *Thirteenth International Congress on Large Dams*, III, 143-159.
- LARSEN, P., BERNHART, H. H., SCHENK, E., BLINDE, A., BRAUNS, J. & DEGEN, F. P. 1986. *Überströmbare Dämme, Hochwasserentlastung über Dammscharten*, Karlsruhe, Universität Karlsruhe.
- LAWRENCE, D. 2016. Klimaendring og framtidige flommer i Norge. *NVE-rapport*. NVE.
- LIA, L., VARTDAL, E. A., SKOGLUND, M. & CAMPOS, H. E. 2013. Rip rap protection of downstream slopes of rock fill dams - a measure to increase safety in an unpredictable future climate. *9th ICOLD European Club Symposium*. Venice: ITCOLD.
- LINFORD, A. & SAUNDERS, D. H. 1967. A hydraulic investigation of through and overflow rockfill dams.
- LØVOLL, A. 2006. Breach formation in rockfill dams - results from Norwegian field tests. *22nd International Congress on Large Dams*. Barcelona: Transactions.
- MIDTTØMME, G. H., GRØTTÅ, L. & HYLLESTAD, E. 2010. New Norwegian Dam Safety Regulations. In: AUSTRIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS, A. (ed.) *8th ICOLD European Club Symposium*. Innsbruck: TU Graz.

- MISHRA, S. K. 1998. *Riprap design of overtopped Embankments*. PhD thesis, Colorado State University.
- MORÁN, R. & TOLEDO, M. A. 2011. Research into protection of rockfill dams from overtopping using rockfill downstream toes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38, 1314-1326.
- MORRIS, M. W., HASSAN, M. A. A. M. & VASKINN, K. A. 2007. Breach formation: Field test and laboratory experiments. *Journal of Hydraulic Research*, 45, 9-17.
- MÜLLER, C., FRANK, P.-J. & HAGER, W. H. 2016. Dyke overtopping: effects of shape and headwater elevation. *Journal of Hydraulic Research*, 1-13.
- NTNU 2016. Kartlegging av plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer. Trondheim: Department of Hydraulic and Environmental Engineering, Norwegian University of Science and Technology.
- NVE (ed.) 2010. *Vassdragshåndboka: håndbok i vassdragsteknikk*, Trondheim: Tapir akademisk forl.
- NVE 2012. Veileder for fyllingsdammer. 4/2012. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- NVE 2016. Database SIV. (Database, data extracted 31 October 2016). Norges vassdrags- og energidirektorat.
- OED 2009. Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften). *Olje- og energidepartement*.
- OLIVIER, H. 1967. *Through and Overflow Rockfill Dams - New Design Techniques*, Institution of Civil engineers.
- ORENDORFF, B., AL-RIFFAI, M., NISTOR, I. & RENNIE, C. D. 2013. Breach outflow characteristics of non-cohesive embankment dams subject to blast. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40, 243-253.
- PARDO, V., HERRERA, M. P., MOLINES, J. & MEDINA, J. R. 2014. Placement Test, Porosity, and Randomness of Cube and Cubipod Armor Layers. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140, 04014017.
- PEIRSON, W. L., FIGLUS, J., PELLIS, S. E. & COX, R. J. 2008. Placed rock as protection against erosion by flow down steep slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1370-1375.
- PEIRSON, W. L. & PELLIS, S. E. 2005. Steady state testing of scour protection options for Penrith Lakes weirs. Manly Vale, New South Wales, Australia: The University of New South Wales Water Research Laboratory.
- PETTERSEN, E. H. 2014. *Plastring av fyllingsdammer - Kvalitet av plastring*. Semester project, Norwegian University of Science and Technology.
- QUEISSER, J. 2006. *Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme*. PhD thesis, Universität Karlsruhe.
- RATHGEB, A. 2001. *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckerke an überströmbaren Erddämmen*. PhD thesis, Universität Stuttgart.
- ROBINSON, K. M., RICE, C. E. & KADAVY, K. C. 1998. Design of rock chutes. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 41, 621-626.
- SCHEUERLEIN, H. 1968. Der Rauhgerinneabfluss. München: Versuchsanstalt für Wasserbau.
- SCHMOCKER, L., HÖCK, E., MAYOR, P. & WEITBRECHT, V. 2013. Hydraulic Model Study of the Fuse Plug Spillway at Hagneck Canal, Switzerland. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139, 894-904.
- SIEBEL, R. 2007. Experimental investigations on the stability of riprap layers on overtoppable earthdams. *Environmental Fluid Mechanics*, 7, 455-467.

- SIEBEL, R. 2013. *Experimentelle Untersuchungen zur hydrodynamischen Belastung und Standsicherheit von Deckwerken an überströmten Erddämmen*. PhD thesis, Universität Stuttgart.
- SOLVIK, Ø. 1991. Throughflow and stability problems in rockfill dams exposed to exceptional loads. *17th Congress on Large Dams*. Vienne.
- SOMMER, P. 1997. Überströmbare Deckwerke. Karlsruhe: Versuchsanstalt für Wasserbau, Universität Karlsruhe.
- THORNTON, C., ABT, S., SCHOLL, B. & BENDER, T. 2014. Enhanced Stone Sizing for Overtopping Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140, 06014005.
- THORNTON, C., ABT, S. R., CLOPPER, C., SCHOLL, B. N. & COX, A. L. 2012. Rock Stability Testing in Overtopping Flow - 2012. Fort Collins, Colorado: Engineering Research Center, Colorado State University.
- THORNTON, C., COX, A. L. & TURNER, M. D. 2008. Las Vegas wash sloped rock-weir study. Las Vegas, Nevada: Report prepared for the Southern Nevada Water Authority.
- TOLEDO, M. Á., MORÁN, R. & OÑATE, E. (eds.) 2015. *Dam protections against overtopping and accidental leakage*, London: CRC Press/ Balkema.
- WITTLER, R. J. 1994. *Mechanics of riprap in overtopping flow*. PhD thesis, Colorado State University.

# Vedlegg

## A. Liste over masteroppgaver

Masteroppgaver relatert til plastring før prosjektet PlaF:

- Jon Magnus Amundsen (2012) Laboratorieforsøk av plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer (prosjekt- og masteroppgaven)
- Ole Kristian Langaker (2013) Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk (prosjekt- og masteroppgave)
- Pujan Bajracharya (2013) Throughflow capacity of downstream slope and rip rap structure of Kulekhani dam (prosjekt- og masteroppgave)

Prosjekt- og masteroppgaver som del av prosjektet PlaF:

- Ellen Bogfjellmo (2013) Nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer - Analyse av eksisterende plastringer (prosjektoppgave)
- Hans Edward Røer (2014) Nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer - Modellforsøk av plastring under ulike strømningsforhold (prosjekt- og masteroppgave)
- Ragnhild Sørliæ Meaas (2014) Plastring av elvebunn med sterk strøm (masteroppgave)
- Johannes Kobel (2014) Smartstones (prosjektoppgave)
- Jens Jakobsen (2015) Plastring av fyllingsdammer - Forskyving i plastring og anvendelse av Smartstone sensorer (prosjekt- og masteroppgave)
- Eirik Helgetun Pettersen (2015) Plastring av fyllingsdammer – Effekt av forband på styrken av plastringen (prosjekt- og masteroppgave)
- Wiebke Marie Zander (2015) Untersuchungen zur Genauigkeit von Smartstones ein auf RFID-Technologie basierendes Tracersystem (Undersøkelser til nøyaktigheten av Smartstones – et sporingsstystem basert på RFID teknologi), (Bacheloroppgave på tysk)
- Fredrikke Kjosavik (2015) Plastring av fyllingsdammer - Forskyvingar i Damkrona (prosjekt- og masteroppgave)
- Guri Holte Veslegard (2016) Plastring av fyllingsdammer – Forskyving i plastring (prosjektoppgave)





## B. Sammendrag av artikler

### Riprap design on the downstream slopes of rockfill dams

Plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer

Priska H. Hiller

PhD Thesis/ Doktorgradsavhandling 2017

Institutt for bygg- og miljøteknikk, NTNU Trondheim

**Sammendrag:** Erosjonssikring av stein er mye brukt, blant annet for å sikre nedstrøms skråning på steinfyllingsdammer mot erosjon fra ulykkeslaster som overtopping eller gjennomstrømning. Denne avhandlingen fokuserer på stabiliteten og utformingen av erosjonssikring av stein lagt som rauset steinsikring eller plastring. Plastring ble bygd ved å sette stein i forband med god innbyrdes kontakt og med lengste akse hellende mot skråningen. Forsøkene ble utført på en skråning på 1:1,5 (vertikalt: horisontalt). Plastringsparametere, bruddmekanismer, hydrauliske parametere og eksisterende stabilitetsanalyser ble undersøkt for å optimalisere utforming av rauset steinsikring og plastring på bratte skråninger. Stabiliteten til erosjonssikringen ble undersøkt med fysiske modellforsøk i ulike målestokk og uttrykt gjennom det kritiske steinbaserte Froudetallet.

For å kvantifisere kreftene som virker på en spesifisk stein, ble det nylig utviklede måleutstyret 'Smartstone' testet. En Smartstone sonde ble montert i en plastringsstein for å måle akselerasjonen i øyeblikket når steinen ble erodert fra plastringen. Den aktuelle versjonen av Smartstone må imidlertid bli videre utviklet for å tillate den ønskede anvendelsen.

Fysiske modellforsøk og feltforsøk med storskala plastringsstein ble utført for å undersøke stabiliteten til rauset steinsikring og plastring. Felt- og modellforsøkene med rauset steinsikring viste god overensstemmelse i forhold til stabilitet, pakningstetthet og det visuelt observerte strømningsmønsteret. Forsøkene utført med plastring hadde bra overensstemmelse mellom felt og modell i forhold til strømningsmønster og overtoppingshøyde. Plastringene i modellforsøkene var imidlertid tettere pakket og mer stabile enn i felt. Forskyvinger i plastringslaget ble målt i modellforsøkene. Forskyvingene førte til en glippe i overgangen mellom den horisontale kronen og skråningen. Plastringen ble ustabil når glipen hadde blitt større enn omtrent en steinlengde. Akkumulerende forskyvinger ble dermed identifisert som bruddmekanisme for plastring på bratte skråninger. Siden forskyvingene utviklet seg gradvis, anbefales det å inkludere tidsdimensjonen i stabilitetsanalyser i tillegg til vannføring. Plastring hadde i gjennomsnitt sju ganger større kritisk steinrelatert Froudetall enn rauset steinsikring. Imidlertid kan rauset steinsikring være stabil nok for noen bruksområder, og plastring bør bare bli vurdert hvis økt stabilitet er nødvendig. For å oppnå optimal utforming av erosjonssikring av stein, må kravene til type erosjonssikring, steinstørrelse og plastringstetthet, samt de tilhørende kostnadene, avveies mot det ønskete stabilitetsnivået.

## **Displacements as failure origin of placed riprap on steep slopes**

Priska H. Hiller, Jochen Aberle, Leif Lia

In press: Journal of Hydraulic Research, doi: 10.1080/00221686.2017.1323806

**Abstract:** This paper presents results from a scale model study related to the stability of dumped and placed riprap on steep slopes of 1:1.5 (vertical: horizontal) exposed to overtopping. The experiments showed that small rearrangements of the stones in placed riprap, quantified as displacements of particular stones, led to a compaction in the lower part of the riprap and to loosening in the upstream part. The riprap became unstable when the maximum displacements exceeded the size of the longest axes of the riprap stones. The experimental data were used to develop a relationship to describe the development of the displacements taking the load-history into account. The obtained results were indirectly confirmed by comparison with findings of two reports which are described in the present paper. Moreover, placing the riprap stones in an interlocking pattern resulted in five times higher critical discharges compared to randomly dumped riprap.

## **Field and model tests of riprap on steep slopes exposed to overtopping**

Priska H. Hiller, Leif Lia, Jochen Aberle

In review: Journal of Applied Water Engineering and Research

**Abstract:** The comparability of large-scale field tests of dumped and placed riprap with a stone diameter of 0.37 m and corresponding model tests in a scale of 1:6.5 was investigated in terms of stability, packing density and visually observed flow pattern. The tested riprap protections were exposed to overtopping on a slope of 1:1.5 (vertical: horizontal). The results for dumped riprap revealed similarity between the field and model tests based on the critical stone-related Froude number as a measure for the stability, packing density, flow pattern and overtopping depth. The field and model tests with placed riprap showed good agreement in regard to flow pattern and overtopping depth. However, the placed riprap in the model tests were denser packed and more stable than in the field indicating laboratory effects. Placed riprap withstood up to ten times higher unit discharges than dumped riprap, 6 to 8 m<sup>2</sup>s<sup>-1</sup> in the field tests.

## **Smartstones: A small 9-axis sensor implanted in stones to track their movements**

Oliver Gronz, Priska H. Hiller, Stefan Wirtz, Kerstin Becker, Thomas Iserloh, Manuel Seeger, Christine Brings, Jochen Aberle, Markus C. Casper, Johannes B. Ries (2016)

Published in: CATENA: 142, 245-251, doi: 10.1016/j.catena.2016.03.030 (Open Access)

**Abstract:** The movement of stones is important in a variety of disciplines such as geomorphology or hydraulic engineering. Plenty of different sensors, visual, active or passive tracers exist to capture movements in various ways. However, none of them is sufficiently small to be implanted in pebbles with a longest axis of approx. 60 mm. In this article, a sufficiently small probe is introduced: the Smartstone probe. It consists of a metal cylinder (diameter 8 mm, length 55 mm) with a flexible antenna and contains a Bosch BMX055 sensor composed of a triaxial accelerometer, magnetometer and gyroscope, respectively. Additional components inside the probe are memory to store data, active RFID (Radio-frequency identification) technique to transmit data and two button cells as power supply. Mounted into a pebble, the applicability of this probe was tested in laboratory flume experiments by determining the pebble movement using the Smartstone measurements and comparing them to the movement pattern captured by a high-speed camera. The derived orientations and positions in these test experiments resulted in deviations of 32.4% compared to the visual footage. The different reasons for deviations are noise, quantization error, integration error, orientation error and clipping. The error sources were divided with supplementary experiments resulting in mean absolute deviation (MAE) of 3.3% due to noise, quantization, and integration errors; orientation errors result in an increased MAE of 13.7% in natural environment and 21.7% in laboratory. The MAE of all experiments containing clipping was 63.2%. These deviations will be reduced in future by application of methods like Kalman filtering or Markov models, which are established in other disciplines like computer science, robotics or (pedestrian) navigation.

## **Placed riprap as erosion protection on the downstream slope of rockfill dams exposed to overtopping**

Priska H. Hiller, Leif Lia

Presented at: 25th Congress on Large Dams, Stavanger, Norway, 2015

**Abstract:** Data from literature as well as from preliminary model and field tests show a considerable stability gain when using placed instead of dumped riprap. Results from different studies are compared with the help of a stone related Froude number. Preliminary results show that the stability depends on the orientation of the riprap stones and that the hydraulic load due to through flow is more unfavourable than due to overtopping. There is a need for more data about placed riprap on steep slopes to quantify the real safety factor of placed riprap constructed according to Norwegian dam safety regulation. Literature as well as test results indicate that placed riprap with a diameter of 0.6 m withstands overtopping of 2 – 3.5 m<sup>3</sup>/s/m in an emergency situation. A test dam with full scale riprap stones even endured overtopping of 8 m<sup>3</sup>/s/m. Increased knowledge with specific data may lead to a more reasonable design.

## **Dam Svartevatn - An example of challenging upgrading of a large rockfill dams**

Priska H. Hiller, Leif Lia, Per Magnus Johansen, Rolv Guddal  
ICOLD Annual Meeting and Symposium, Bali, Indonesia, 2014

**Abstract:** Dam Svartevatn, built in 1973-1976, is the second highest rockfill dam in Norway (H = 129 m). After a mandatory reassessment, the dam needed a major upgrading to meet the current dam safety requirements. The main reason was that the dam crest dimensions, freeboard and width did not satisfy the requirements for a dam in the highest consequence class.

The upgrading works included raising of the dam crest by 1.5 m, reestablishing the downstream slope from 1:1.35 (vertical: horizontal) to 1:1.5 and hence rebuilding the downstream slope by adding in total about 430 000 m<sup>3</sup> of rockfill and a new riprap cover. Creative solutions were needed, to access the downstream slope of the dam, to meet dam safety and environmental requirements as well as to guarantee safe working conditions. The landscape in the dam area had to remain unaffected, because dam Svartevatn is located in an environmental protected area. The chosen solution was to construct a temporary access road with an inclination of 1:4 on the existing dam and to place 85 000 m<sup>3</sup> of riprap on the downstream slope, by reversing the dumpers up and down the very steep access. The upgrading of the dam started in 2011 and is will be finished in 2014. The total cost for the works is estimated to 150 million NOK (25 million USD).

Furthermore, the Norwegian University of Science and Technology takes the opportunity to use the facilities at the construction site for research. Full scale tests of riprap protection under overtopping conditions were run, using the bottom outlet of the dam for discharge. This paper gives a brief introduction to rockfill dams in Norway, describes the challenges and solutions of the upgrading works at dam Svartevatn and specifies the research site.

## Riprap design on the downstream slope of rockfill dams

Priska H. Hiller, Leif Lia, Jochen Aberle, Stefan Wirtz, Markus C. Casper  
Mitteilungen - Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig,  
Vol. 161, 39-44, 2014

**Abstract:** Riprap considerably increases the stability of a slope and its resistance against erosion. Therefore, the downstream slopes of rockfill dams in Norway are armed with a riprap by placing oblong stones in an interlocking pattern. Such riprap is designed as erosion protection measure to guarantee dam safety in case of substantial leakages through or overtopping of the dam. As a consequence of the renewed Norwegian dam safety regulation from 2010, several rockfill dams, most of them built before 1990, have to be upgraded nowadays because they do not longer comply with the renewed regulation which has fully retroactive effect. Thus, to ensure a technical and economical optimal design, the key parameters of placed riprap on the downstream slopes of rockfill dams with an inclination of 1:1.5 (vertical: horizontal) have to be reassessed. Despite the significance of riprap stability on such steep slopes, there are relatively few studies available and further investigations are required to develop improved design guidelines for riprap formed by interlocked stones on steep slopes.

This paper focuses on the concept of an experimental investigation of riprap stability on steep slopes. The test rig designed for detailed studies of riprap stability under through flow and overtopping conditions is described. The concept of a novel sensor type based on Radio Frequency Identification technology will be presented. By installing sensors in some selected stones, the position and movement of these stones can be live monitored.



## **Large-scale overtopping tests - Practical challenges and experience**

Priska H. Hiller, Leif Lia

1st International Seminar on Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage, Madrid, Spain, 2014

Ble i en modifisert versjon publisert som:

### **Practical challenges and experience from large-scale overtopping tests with placed riprap**

Priska H. Hiller, Leif Lia (2015)

In M. Á. Toledo, R. Morán, E. Oñate (Eds.), Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage, 151-157. London: CRC Press, Balkema.

**Abstract:** Downstream slopes of rockfill dams in Norway are protected with riprap against considerable leakages through the dam or overtopping. For this purpose, oblong stones are placed one by one in an interlocking pattern. Six large-scale field tests were run to increase the knowledge about placed riprap on steep slopes. The 3.5 m high and 10 m wide test dams withstood unit discharges of over 8 m<sup>3</sup>/s/m. There is a presentation of the facilities, test set-up and measuring equipment with focus on practical issues and challenges connected with large-scale tests in order to share useful experience about such uncommon experiments.

## Field tests of placed riprap as erosion protection against overtopping and leakage

Priska H. Hiller, Fredrikke Kjosavik, Leif Lia, Jochen Aberle

United States Society on Dams - Annual Meeting and Conference, Denver CO, USA, 2016

**Abstract:** Accidental overtopping or leakage can have fatal consequences for the stability of embankment dams. The downstream slopes of rockfill dams in Norway have to be protected with placed riprap as prescribed by regulations, to increase their resistance to erosion. Placed riprap consists of stones which are placed one by one in an interlocking pattern. This paper presents preliminary results from field tests carried out to investigate the resistance of placed riprap on steep slopes. Tests were also made using dumped riprap for comparison. The temporary test site was situated at the outlet channel of a spillway tunnel and water was discharged from the reservoir. For the tests, three 12-m wide and 3-m high permeable dams were specifically built and secured by riprap with a stone size of 0.4 m. The tests showed that the constructed placed r ripraps could, dependent on the boundary conditions, withstand unit discharges of 8 m<sup>3</sup>/s/m. A reference test with dumped riprap withstood approximately 1 m<sup>3</sup>/s/m, i. e. 1/8 of the unit discharge for placed riprap. The results show that placing riprap in an interlocking pattern increases its stability considerably compared to random placement.

## Kartlegging av plastring på nedstrøms skråning av fyllingsdammer

Priska H. Hiller

NTNU Report B1-2016-1, ISBN-10: 978-827598-095-1, Trondheim, Norway, 2016

**Sammendrag:** Nedstrøms skråning av fyllingsdammer i Norge sikres med såkalt plastring mot erosjon i sammenheng med ulykkeslaster fra utstrømmende vann eller overtopping. Plastring består av steiner som er lagt i forband med lengderetning og fall innover mot dammen. Plastring på 33 dammer ble kartlagt sommeren 2015 og resultatene fra de ulike dammen ble sammenlignet med hverandre og med gjeldende krav og anbefalinger i henholdsvis Damsikkerhetsforskriften og Veileder for fyllingsdammer. Steinstørrelse, -form, plassering og plastringstetthet ble registrert for plastringsteiner innenfor utvalgte områder.

Resultatet viser at 64% av dammene oppfyller anbefaling for minste steinstørrelse og ingen møter kriteriet for forholdet mellom største og minste stein. Alle dammene ville oppfylle anbefalingen om steinstørrelse hvis 5-persentilen ville blitt brukt som referanse i stedet for minste stein. Ved å justere gjeldende anbefaling fra at forholdet mellom største og minste stein må være større enn 1,7 til forholdet mellom 90-persentilen og 10-persentilen, ville 70% oppfylle dette kriteriet. I gjennomsnitt har 38% av de målte plastringsteinene ønsket steinform, og det brukes utover det flere flate og kubiske steiner. Det er ikke spesifisert om kravet til plassering gjelder for alle steiner eller bare en andel. Kartleggingen viser at for rundt 70% av dammene er 80% eller flere plastringsteiner lagt med lengste akse og fall innover dammen.

Kartlegging av plastring på 33 fyllingsdammer gir kunnskap om måten plastring blir utført på i praksis. Prinsippene som står bak dagens krav og anbefalinger, er gode og blir fortsatt ivarettatt dersom dagens kriterier justeres til persentiler i stedet for maksimale og minimale steinstørrelser. Slik ville den naturlige variasjonen i steinmaterielt blitt bedre tatt hensyn til, noe som er vanlig i spesifisering av erosjonssikringer med stein. Den anbefalte endringen vil føre til at utført plastring i felt kan oppnå kriterier som er satt i Damsikkerhetsforskriften og Veileder for fyllingsdammer, uten økt ressursbruk og målbar betydning for damsikkerheten. Videre anbefales det at en mulig endring blir diskutert med fagpersoner fra ulike brukergrupper før eventuelle endringer blir iverksatt.