

Dimensjonering av store  
betongkonstruksjoner i  
bruksgrensetilstand: Eksperimentelle  
forsøk for bestemmelse av rissvidder

**Kristoffer Brandtzæg  
Eileraas  
Ola Opkvitne**

Master i Bygg- og miljøteknikk  
Innlevert: juni 2017  
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT  
Medveileder: Reignard Tan, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk







## MASTEROPPGAVE 2017

|                                    |                       |   |
|------------------------------------|-----------------------|---|
| FAGOMRÅDE:<br>Betongkonstruksjoner | DATO:<br>11.juni 2017 | ANTALL SIDER:<br>132 + 70 sider vedlegg |
|------------------------------------|-----------------------|---|

TITTEL:

**Dimensjonering av store betongkonstruksjoner i bruksgrensetilstand:  
Eksperimentelle forsøk for bestemmelse av rissvidder**

**Design og large concrete structures in SLS: Experimental tests for determination  
of crack widths**

UTFØRT AV:

Ola Opkvitne og  
Kristoffer Brandtzæg Eileraas



SAMMENDRAG:

I denne avhandlingen er det blitt gjennomført enaksiale strekktester på relativt store betongprøvestykker, sammensatt av ulike overdekninger og armeringsforhold. De ulike strekklastene har ført til opprissing av betongen. Rissviddene er deretter blitt grundig dokumentert ved hjelp av en form for bildeprosessering. Rådataresultatene er så blitt behandlet med en statistisk analyse for å kunne redegjøre for fremtidige rissvidder for uendelig mange prismer. Disse observerte rissviddene er sammenlignet opp mot de karakteristiske rissviddene beregnet gjennom formelverkene Eurocode 2 (EC2), *fib* Model Code 2010 (MC2010) og det tyske tillegget i Eurocode 2 (EC2/DIN). Denne sammenligningen har ført til en vurdering av modelleringsusikkerheten til hvert enkelt formelverk, slik at de viktigste forskjellene kan poengteres, og det kan drøftes hvorvidt hvilket formelverk som estimerer de faktiske rissviddene mest nøyaktig.

Resultatene fra forsøkene viser at EC2 og EC2/DIN henholdsvis i snitt overestimerer og underestimerer de observerte rissviddene, og at MC2010 estimerer karakteristiske rissvidder imellom disse. Standardavviket på modelleringsusikkerheten til EC2 er lavere enn til de andre formelverkene, som kan tyde på at formelverket fanger opp flere av de ulike effektene rundt rissdannelsesfenomenet. Det er store forskjeller mellom den minste og største verdien til modelleringsusikkerheten for EC2/DIN og MC2010, som tyder på at disse formelverkene muligens ikke tar hensyn til de effektene slik EC2 gjør.

Utfallet av eksperimentene fremhever de ulike svakhetene med formelverkene. Formelverkene overestimerer rissdannelsesstadiet, som vil si at rissutviklingen er stabilisert tidligere enn antatt. Formelverkene overestimerer dessuten hvor mye rissvidden øker ved økende stålspenninger, som er en av flere årsaker til at formelverkene estimerer de observerte rissviddene konservativt. Fra undersøkelsene er det påvist at prøvestykkene med større overdekning ga større observerte rissvidder. EC2 overestimerer disse prøvestykkene betraktelig mens EC2/DIN, som ikke inkluderer overdekningen som en parameter i den maksimale rissavstanden, underestimerer disse. Dette gir en svært interessant bekreftelse som kan tyde på at overdekningen er en nødvendig hovedparameter i rissberegningene, samt at dagens rissmodell i EC2 ikke er tilstrekkelig nok til å estimere rissviddene presist.

FAGLÆRER: Terje Kanstad  
VEILEDER(E): Reignard Tan (NTNU), Terje Kanstad (NTNU)  
UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



---

## Forord

Denne avhandlingen er blitt utført for å oppnå en 2-årig mastergrad i studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk, med fordypning i konstruksjonsteknikk, ved fakultetet for ingeniørvitenskap og teknologi ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Våre veiledere har vært Reignard Tan, stipendiat ved institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og Terje Kanstad, professor ved NTNU.

Vi ønsker å uttrykke en stor takknemlighet ovenfor Reignard Tan. Reignard har vært en stor motivator for oss og har gjort gjennomføringen av denne oppgaven til en fryd. Reignard har gitt oss særdeles god veiledning og beriket oss med kunnskap, og vi håper inderlig at resultatene i denne avhandlingen kommer godt med videre i doktorgradavhandlingen hans.

Vi vil rette en varm takk til Terje Kanstad, som har vært oppriktig interessert i arbeidet vi har gjennomført. Terje har bestandig tatt oss imot med åpne armer, bidratt med god veiledning og har stadig kommet med gode poeng og tiltak for å gjøre oppgaven best mulig.

Videre ønsker vi å uttrykke vår takknemlighet til Gøran Loraas, Ove E. Loraas, og Steinar Seehus som har veiledet oss på instituttets lab. og som alle har god erfaring og bred kunnskap om utføring av lab.-forsøk. Vi ønsker dessuten å takke Tobias Danner og medvirkende fra lab.-en, som alltid var behjelpelige. Giedrius Žirgulis, som underveis ble engasjert i prosjektet, har gjennomført en storslagen jobb med prosesseringen av rådataene, og vi ønsker å uttrykke stor takknemlighet for nettopp dette.

Trondheim, 11. juni 2017



Kristoffer Brandtzæg Eileraas



Ola Opkvitne



---

## Abstract

Cracks in concrete is a natural phenomenon that occurs for concrete structures exposed to external forces such as tensile or bending stresses. Cracks arise mainly due to the low tensile strength in the concrete. Crack control should be performed when designing reinforced concrete structures. The phenomenon should also be avoided in order to satisfy aesthetics, density and the durability of the structure.

In this master thesis axial stretch tests have been performed on relatively large concrete specimens with different cover thickness and reinforcement ratios, to induce crack formations through the concrete. Thorough measurements have been accomplished of the crack widths by image processing. Furthermore, the data has been implemented by a statistical analysis to take account for future crack widths for an infinite number of specimens. These observed crack widths have been compared to the characteristic crack widths gathered by the crack formulas in Eurocode 2 (EC2), *fib* Model Code 2010 (MC2010) and the German annex of Eurocode 2 (EC2/DIN). This comparison has given modeling uncertainties of each approach, that can be used to emphasize the differences between the approaches and to discuss which approach that gives the most accurate estimate of the actual crack widths.

The experimental results show that EC2 gives an average overestimation of the observed crack widths, EC2/DIN gives an average underestimation, and MC2010 estimates average characteristic crack widths between EC2 and EC2/DIN. EC2 gives the lowest standard deviation of all formulas, which may indicate that the code in fact considers all the various effects of the crack phenomenon. There is still a major difference between the lowest and the highest modeling uncertainty due to the approaches in EC2 DIN and MC2010, which indicates that the formulas may not take all the effects of cracking into account.

The observations highlight the weaknesses of the formulas differently. The approaches in the different literatures overestimate the crack formation stage, which means that the stabilized crack stage in fact has occurred earlier than predicted. The todays formulas also overestimates the increase of crack widths when the steel stresses are increased. From the tests it has been shown that concrete specimens produced with a larger cover thickness causes greater crack

---

widths to occur. EC2 overestimate these specimens considerably while EC2/DIN, that does not pay attention to the cover thickness in the crack distance calculation, on the other hand predicts smaller crack widths. It is hereby of interest to point out that this result may indicate that the cover thickness actually is a necessary parameter in the crack formulas, and that the current approach in EC2 does not satisfy the prediction of an accurate crack width.

---

## Sammendrag

Riss i betong er et naturlig fenomen som kan oppstå i betongkonstruksjoner, som er utsatt for ytre påkjenninger som strekk- eller bøyelast. Hovedårsaken til riss er den relativt lave betongtrekkfastheten. Rissutvikling bør kontrolleres ved dimensjonering av armerte betongkonstruksjoner med hensyn til estetikk, tetthet og bestandighet.

I denne avhandlingen er det blitt gjennomført enaksiale strekktester på relativt store betongprøvestykker, sammensatt av ulike overdekninger og armeringsforhold. De ulike strekklastene har ført til opprissing av betongen. Rissviddene er deretter blitt grundig dokumentert ved hjelp av en form for bildeprosessering. Rådataresultatene er så blitt behandlet med en statistisk analyse for å kunne redegjøre for fremtidige rissvidder for uendelig mange prismer. Disse observerte rissviddene er sammenlignet opp mot de karakteristiske rissviddene beregnet gjennom formelverkene Eurocode 2 (EC2), fib Model Code 2010 (MC2010) og det tyske tillegget i Eurocode 2 (EC2/DIN). Denne sammenligningen har ført til en vurdering av modelleringsusikkerheten til hvert enkelt formelverk, slik at de viktigste forskjellene kan poengteres, og det kan drøftes hvorvidt hvilket formelverk som estimerer de faktiske rissviddene mest nøyaktig.

Resultatene fra forsøkene viser at EC2 og EC2/DIN henholdsvis i snitt overestimerer og underestimerer de observerte rissviddene, og at MC2010 estimerer karakteristiske rissvidder imellom disse. Standardavviket på modelleringsusikkerheten til EC2 er lavere enn til de andre formelverkene, som kan tyde på at formelverket fanger opp flere av de ulike effektene rundt rissdannelsesfenomenet. Det er store forskjeller mellom den minste og største verdien til modelleringsusikkerheten for EC2/DIN og MC2010, som tyder på at disse formelverkene muligens ikke tar hensyn til de effektene slik EC2 gjør.

Utfallet av eksperimentene fremhever de ulike svakhetene med formelverkene. Formelverkene overestimerer rissdannelsesstadiet, som vil si at rissutviklingen er stabilisert tidligere enn antatt. Formelverkene overestimerer dessuten hvor mye rissvidden øker ved økende stålspenninger, som er en av flere årsaker til at formelverkene estimerer de observerte rissviddene konservativt. Fra undersøkelsene er det påvist at prøvestykkene med større overdekning ga større

---

observerte rissvidder. EC2 overestimerer disse prøvestykkene betraktelig mens EC2/DIN, som ikke inkluderer overdekningen som en parameter i den maksimale rissavstanden, underestimerer disse. Dette gir en svært interessant bekreftelse som kan tyde på at overdekningen er en nødvendig hovedparameter i rissberegningene, samt at dagens rissmodell i EC2 ikke er tilstrekkelig nok til å estimere rissviddene presist.



# Innhold

|  |          |
|--|----------|
| Forord   | i        |
| Abstract   | iii      |
| Sammendrag   | v        |
| Symbolliste  | xi       |
| <b>1 Innledning</b>  | <b>1</b> |
| 1.1 Bakgrunn og motivasjon . . . . .   | 1        |
| 1.2 Avhandlingens organisering og oppbygging . . . . .                           | 2        |
| 1.3 Oppgavens begrensninger . . . . .  | 3        |
| <b>2 Teoretisk bakgrunn</b>  | <b>5</b> |
| 2.1 Risteori . . . . .   | 5        |
| 2.1.1 Teori basert på heftglidning . . . . .                                     | 6        |
| 2.1.2 Antiheftglidningsteori . . . . .   | 11       |
| 2.2 Utledning av rissviddemodellen i henhold til Eurocode 2 . . . . .            | 13       |
| 2.2.1 Karakteristisk rissvidde . . . . .   | 13       |
| 2.2.2 Overføringslengden . . . . .   | 14       |
| 2.2.3 Gjennomsnittstøyninger . . . . .   | 17       |
| 2.3 Utledning av rissviddemodellen i henhold til <i>fib</i> Model Code . . . . . | 24       |
| 2.3.1 Dimensjonerende rissvidde . . . . .  | 24       |
| 2.3.2 Dimensjonerende overføringslengde . . . . .                                | 24       |

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| 2.3.3    | Gjennomsnittstøyninger . . . . .  | 25        |
| 2.4      | Utledning av rissviddemodellen i henhold til EC2/DIN 1045-1 . . . . .           | 26        |
| 2.4.1    | Karakteristisk rissvidde . . . . .  | 26        |
| 2.4.2    | Maksimal rissavstand . . . . .  | 26        |
| 2.4.3    | Gjennomsnittstøyninger . . . . .  | 27        |
| 2.5      | Beregningseksempel for risslast og karakteristisk rissvidde i henhold til EC2 . | 28        |
| 2.6      | Statistisk analyse av observerte rissvidder . . . . .                           | 31        |
| <b>3</b> | <b>Utførelse og fremstilling</b>  | <b>35</b> |
| 3.1      | Produksjonsplan . . . . .   | 35        |
| 3.2      | Betongentverrsnittets dimensjoner . . . . .                                     | 37        |
| 3.3      | Armeringsforholdet . . . . .  | 38        |
| 3.3.1    | Hovedarmeringen . . . . .   | 38        |
| 3.3.2    | Bøylearmeringen . . . . .   | 40        |
| 3.4      | Monteringssonen . . . . .   | 41        |
| 3.5      | Forskaling . . . . .  | 43        |
| 3.6      | Betong . . . . .  | 44        |
| 3.6.1    | Betongstøpefasen . . . . .  | 44        |
| 3.6.2    | Herdefasen . . . . .  | 45        |
| 3.6.3    | Fastsettelse av betongens egenskaper . . . . .                                  | 45        |
| 3.7      | Eksperiment og utprøving . . . . .  | 47        |
| 3.7.1    | Opplagring av prøvestykkene . . . . .   | 47        |
| 3.7.2    | Forsøksprosedyre . . . . .  | 49        |
| 3.7.3    | Epoxy-injisering av rissprofilene . . . . .                                     | 50        |
| <b>4</b> | <b>Prosessering av rådata</b>   | <b>53</b> |
| <b>5</b> | <b>Resultat</b>   | <b>57</b> |
| 5.1      | Fastsettelse av betongens styrke . . . . .                                      | 57        |
| 5.1.1    | Trykkfasthet . . . . .  | 58        |
| 5.1.2    | Strekkfasthet . . . . .   | 59        |

---

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 5.1.3    | Betongens E-modul . . . . .                                | 60         |
| 5.2      | Prismenes risslast . . . . .                               | 62         |
| 5.3      | Rissutviklingen . . . . .                                  | 64         |
| 5.3.1    | Den globale responsen . . . . .                            | 64         |
| 5.4      | Beregningsseksempel med statistisk analyse . . . . .       | 68         |
| 5.5      | Rissavstander . . . . .                                    | 72         |
| 5.6      | Karakteristiske og observerte rissvidder . . . . .         | 77         |
| 5.6.1    | Normalfordeling av målepunkt . . . . .                     | 77         |
| 5.6.2    | Log-normalfordeling av målepunkt . . . . .                 | 80         |
| 5.7      | Modelleringsusikkerheten . . . . .                         | 83         |
| 5.7.1    | Normalfordeling av målepunkt . . . . .                     | 83         |
| 5.7.2    | Log-normalfordeling av målepunkt . . . . .                 | 86         |
| 5.8      | Rissviddevariasjon . . . . .                               | 89         |
| <b>6</b> | <b>Evaluering av resultater</b>                            | <b>95</b>  |
| 6.1      | Sporbarhet i forsøkene . . . . .                           | 95         |
| 6.1.1    | Sporbarhet i observerte rissvidder . . . . .               | 95         |
| 6.1.2    | Sporbarhet i prøvestykkenes stivhet . . . . .              | 96         |
| 6.2      | 95 %-kvantil av rådata mot observerte rissvidder . . . . . | 99         |
| 6.3      | Drøfting av resultat . . . . .                             | 100        |
| 6.3.1    | Den romlige effekten for store betongtverrsnitt . . . . .  | 101        |
| 6.3.2    | Effektivt betongareal . . . . .                            | 104        |
| 6.3.3    | Risstadium og rissmønster . . . . .                        | 106        |
| 6.3.4    | Armeringspenningens innvirkning på rissviddene . . . . .   | 111        |
| 6.3.5    | Overdekningens innvirkning på rissviddene . . . . .        | 114        |
| 6.3.6    | Plane tverrsnitt forblir ikke plane . . . . .              | 118        |
| 6.4      | Oppsummering av feilkilder . . . . .                       | 120        |
| <b>7</b> | <b>Konklusjon</b>  | <b>123</b> |
| <b>8</b> | <b>Videre arbeid</b>                                       | <b>127</b> |

---

**Vedlegg**

|                  |  |            |
|------------------|--|------------|
| <b>Vedlegg A</b> | <b>Statistisk analyse og modelleringsusikkerhet</b>      | <b>135</b> |
| A.1              | t- og $\chi^2$ -fordeling . . . . .                      | 136        |
| A.2              | Rådata . . . . .   | 137        |
| A.3              | Statistisk analyse . . . . .                             | 149        |
| A.4              | Modelleringsusikkerhet . . . . .                         | 165        |
| <b>Vedlegg B</b> | <b>Matlab-script</b>                                     | <b>169</b> |
| B.1              | Beregningsmodell for karakteristisk rissvidde . . . . .  | 169        |
| B.2              | Modifisering av last-deformasjonskurver . . . . .        | 175        |
| B.2.1            | Idealisering av last-deformasjonskurvene . . . . .       | 179        |
| <b>Vedlegg C</b> | <b>Arbeidstegninger for fremstilling av prøvestykker</b> | <b>182</b> |
| C.1              | Arbeidstegninger for prøvestykker . . . . .              | 183        |
| C.2              | Bøyeliste . . . . .                                      | 187        |
| <b>Vedlegg D</b> | <b>Dokumentasjon for materialegenskaper</b>              | <b>188</b> |
| D.1              | Betongresept . . . . .                                   | 189        |
| D.2              | E-modul ved trykkprøving . . . . .                       | 193        |
| <b>Vedlegg E</b> | <b>Rissmønster til prøvestykkene</b>                     | <b>194</b> |
| <b>Vedlegg F</b> | <b>Billedokumentasjon fra lab.</b>                       | <b>198</b> |

---

# Symbolliste

|                    |  |
|--------------------|--|
| $\phi$             | Armeringsdiameter                                      |
| $f_{yd}$           | Flytespenning for stål                                 |
| $\varepsilon_s$    | Ståltøyning  |
| $\varepsilon_{sm}$ | Midlere ståltøyning                                    |
| $\varepsilon_c$    | Betongtøyning  |
| $\varepsilon_{cm}$ | Midlere betongtøyning                                  |
| $\sigma_s$         | Stålspenning   |
| $\sigma_c$         | Betongspenning   |
| $\tau_{bx}$        | Heftspenninger   |
| $f_{ct}$           | Betongtrekkfasthet                                     |
| $f_{ctm}$          | Midlere betongtrekkfasthet                             |
| $A_s$              | Armeringsareal   |
| $A_c$              | Betongareal  |
| $A_{c,eff}$        | Effektivt betongtrekkareal                             |
| $\rho_s$           | Armeringsforhold, $A_s/A_c$                            |
| $E_s$              | Elastisitetsmodul til stål                             |
| $E_c$              | Elastisitetsmodul til betong                           |
| $E_{cm}$           | Midlere elastisitetsmodul til betong                   |
| $\alpha_E$         | Elastisitetsmodulforhold, $E_s/E_c$                    |
| $l_{t\tau}$        | Overføringslengde i henhold til heftglidningsteori     |
| $l_{t\alpha}$      | Overføringslengde i henhold til antiheftglidningsteori |
| $k_t$              | Empirisk konstant i henhold til heftglidningsteori     |
| $k_\alpha$         | Empirisk konstant i henhold til antiheftglidningsteori |
| $\beta$            | Empirisk konstant                                      |
| $w_k$              | Karakteristisk rissvidde                               |

---

|                          |   |
|--------------------------|---|
| $w_{0,95}$               | Observert rissvidde som en 95 %-kvantil                 |
| $w_{0,95,mean}$          | Gjennomsnittlig observert rissvidde som en 95 %-kvantil |
| $w_{mean}$               | Gjennomsnittlig observert rissvidde for et riss         |
| $\gamma_{mod}$           | Modelleringsusikkerhet, $w_{0,95}/w_k$                  |
| $S_{r,max}$              | Maksimal rissavstand                                    |
| $S_{r,mean}$             | Gjennomsnittlig rissavstand                             |
| $N_r$                    | Risslast  |
| $\beta$                  | Empirisk konstant, integrajonkonstant og lastfaktor     |
| $\bar{y}=\tilde{\mu}$    | Gjennomsnittsverdi til sannsynlighetsfordeling          |
| $s_i^2=\tilde{\sigma}^2$ | Varians   |
| $\sigma$                 | Standardavvik   |
| $V$                      | Variasjonskoeffesient                                   |
| $Min$                    | Minimumsverdi   |
| $Max$                    | Maksimumsverdi  |
| $d_g$                    | Tilslagsstørrelse                                       |
| $c$                      | Overdekning   |
| $d_{g,nom}$              | Nominell diameter til gjengestenger                     |
| $a_{nom}$                | a-mål for sveis   |
| $h$                      | Tverrsnittshøyde  |
| $b$                      | Tverrsnittsbredde                                       |
| $u$                      | Utnyttelsesgrad   |

# 1 | Innledning

## 1.1 Bakgrunn og motivasjon

Opprissing av betong er et naturlig fenomen, som kan oppstå under ytre påkjenninger i form av strekk- eller bøyelast, og på grunn betongens relative lave strekkfasthet. Rissutvikling i betong bør kontrolleres ved dimensjonering av armerte betongkonstruksjoner, og det er nødvendig å unngå av hensyn til estetikk, tetthet og bestandighet til konstruksjonen. Konsekvensene av riss kan føre til korrosjon hos armeringen, ved eksponering av vann og gasser, noe som kan svekke konstruksjonsens bestandighet.

På en annen side kan rissutviklingen fortelle om tilstanden til konstruksjonen. Det er allmenkjent at armerte konstruksjoner i strekk må opprisses for at armeringen fullstendig aktiveres, og på grunn av den lave strekkfastheten i betongen er det kun armeringen som er kapabel til å bære lasten. Store riss og deformasjoner i betongen kan dessuten gi forvarsel om armeringen er i flyt, som gjør at en kan aksjonere og utføre inngrep på konstruksjon, før en eventuell kollaps.

Dimensjonering i bruksgrensetilstand er en viktig del av prosjekteringen til en konstruksjon. I denne tilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstiller de krav knyttet til dens bruk og formål. Dessuten vil konstruksjonens oppførsel reflekteres godt under disse forhold. Når bruksgrensetilstanden er dimensjonerende kan rissviddeberegningene være utfordrende å tolke ved bruk av dagens formelverk, Eurocode 2 (EC2), da formelverket kan ha en tendens til å gi for konservative estimater for rissviddene. Dette gjelder spesielt store betongkonstruksjoner som oljeplattformer og bruer, hvor rissviddene kan være dimensjonerende. I disse tilfellene

kan løsningen for å redusere rissvidden være å øke stangdiameteren til armeringen eller legge inn flere lag med armering. Dette kan videre medføre store kostnader, og det stilles i dag derfor kritiske spørsmål til om dette er hensiktsmessig. Dagens formelverk baserer seg på to motstridene teorier, og er semi-empirisk tilpasset, der den empiriske justeringen er basert på laboratoriumsforsøk for betongtverrsnitt på en relativt liten skala. Det er derfor av stor interesse å undersøke dagens formelverk ved å gjennomføre forsøk på større betongkonstruksjoner.

I arbeidet med denne avhandlingen er det gjennomført eksperimentelle forsøk på relativt store prøvestykker i betong, med ulike overdekninger og armeringsforhold. Disse prøvestykkene ble utsatt for ulike enaksiale belastninger som fører til opprissing av betongen. Det er gjennomført presise målinger av de fysiske rissviddene som skal sammenlignes opp mot forskjellige formelverk. I dag benyttes EC2 som prosjekteringsgrunnlag i Norge og resten av Europa, og det er av den grunn naturlig å sammenligne resultatene opp mot denne. Europeiske nasjoner har, i tillegg til å benytte EC2, muligheten til å supplere formelverket med nasjonale tillegg. Dette kan være endringer som betrakter miljøet eller andre faktorer fra land til land, og benyttes kun nasjonalt. I Tyskland er det innført relative drastiske endringer i det nasjonale tillegget, DIN 1045-1 (EC2/DIN), og det kan derfor være nødvendig å kontrollere resultatene fra forsøkene opp mot denne. Publikasjonen *fib Model Code 2010 (MC2010)* presenterer nye idéer og utviklinger innen betongkonstruksjoner, med mål om å danne grunnlaget for nye utgaver av EC2. De eksperimentelle resultatene vil dermed også bli sammenlignet opp mot MC2010.

## 1.2 Avhandlingens organisering og oppbygging

Avhandlingen er delt inn i totalt 8 kapitler. Etter dette innledene kapitlet, blir den teoretiske bakgrunnen for oppgaven presentert. Kapitlet er omfattende og består av utledninger og forklaringer i henhold til rissviddeformelene fra de ulike formelverkene. Det vil også bli lagt frem et beregningseksempel for å bestemme en karakteristisk rissvidde, samt teori bak den statistiske analysen som benyttes i avhandlingen.



I kapittel 3 blir utførelsen og fremstillingen av betongprøvestykkene presentert. Dette er en grundig gjennomført lab.-rapport som viser til de ulike valgene som er tatt og egenskapene til hvert prøvestykke.

Kapittel 4 er et kort, men viktig tema, som viser til metoden som er benyttet for å prosessere rådataene fra eksperimentene.

I kapittel 5 presenteres resultatet. Kapitlet er svært omfattende der det blant annet vises til betongens fastheter, prøvestykkene opptredende risslast, og den globale responsen fra forsøkene. Det vil bli satt størst fokus på rissavstandene, og sammenligningen av observerte- og karakteristiske rissvidder, samt modelleringsusikkerhetene til hvert formelverk.

I kapittel 6 er resultatene drøftet og diskutert. Dette er et viktig kapittel som beskriver hvordan de ulike formelverkene estimerer de observerte rissviddene, og som poengterer de viktigste forskjellene, og svakhetene, til formelverkene. Her vil dessuten de viktigste feilkildene bli belyst.

Deretter oppsummeres drøftingen i kapittel 7 som en konklusjon, før videre arbeid blir presenteret i kapittel 8. Med denne oppbyggingen av er målet å gi et kronologisk forløp av avhandlingen.

## 1.3 Oppgavens begrensninger

Oppgaven er begrenset til korttidsforsøk da hensikten har vært å fremstille prøvestykkene og utføre eksperimenter på disse i løpet av det siste semesteret i avgangsåret ved institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Betongprøvestykkene er produsert slik at det er overkommelig å utføre strekktester, og de ble i tidlig fase begrenset til å bli fremstilt med en lengde på 3 meter. Det er ikke tatt hensyn til tøyninger ved kryp i beregningene, da forsøkene ikke er gjennomført over en lengre periode. Etter støpeprosessen har prøvene herdet ved 100 % relativ luftfuktighet (RH). Effektene av temperatur og svinntøyninger er ikke tatt i betraktning da testene ble utført umiddelbart etter herding.

Lasten som er påført prøvestykkene foregikk i aksiell retning slik at det kun oppstod vertikale

riss. Det var et mål at prøvestykkene skulle fremstilles så symmetrisk som mulig slik at ingen ujevnheter i konstruksjonene ble avgjørende. Testresultatene ble behandlet ved hjelp av en utvalgt statistisk modell som kan anvendes til prediksjon av fremtidige rissvidder i betong.

## 2 | Teoretisk bakgrunn

I dette kapitlet vil rissviddeformlene i Eurocode 2 (EC2) [1], *fib* Model Code 2010 (MC2010) [2] og EC2/DIN 1045-1 (EC2/DIN) [3] bli utledet. Deretter presenteres et aktuelt dimensjoneringsseksempel som viser hvordan beregningene for den karakteristiske rissvidden fungerer i praksis. Omsider gjennomgås teorien bak den statistiske analysen som brukes på lab.-resultatene.

For konstruksjoner dimensjonert i bruksgrensetilstanden stilles det krav til konstruksjonenes oppførsel ved alminnelig formål og bruk. Kontroll av bruksgrensetilstanden handler om å ta hensyn til spenning-, rissvidde- og nedbøyningbegrensning, hvor det i denne avhandlingen er satt fokus på begrensning av rissvidder. Hensikten med dette er først og fremst å sørge for at betongens funksjon eller bestandighet ikke svekkes under opprissing. Med andre ord vil kontroll av rissvidder innebære at rissviddene er holdt under akseptable grenser [4].

### 2.1 Rissteori

Dagens litteratur henviser ikke til dokumentasjon som utleder formlene for rissvidder eksplisitt, men det finnes derimot klare retningslinjer på hvordan formlene kan brukes [5]. Professoren György L. Balázs har presentert utgangspunktet til formlene i dagens formelverk for beregning av rissvidder i betongkonstruksjoner i sitt forslag til MC2010 og formlenes begrensninger [4]. Store deler av rissviddeformlene kan ikke formuleres matematisk. Likevel baseres noen av formlenes oppbygging på simple tommelfingerregler som nødvendigvis ikke tar hensyn til alle de mekaniske aspektene til et helt enkelt armert betongelement [6].

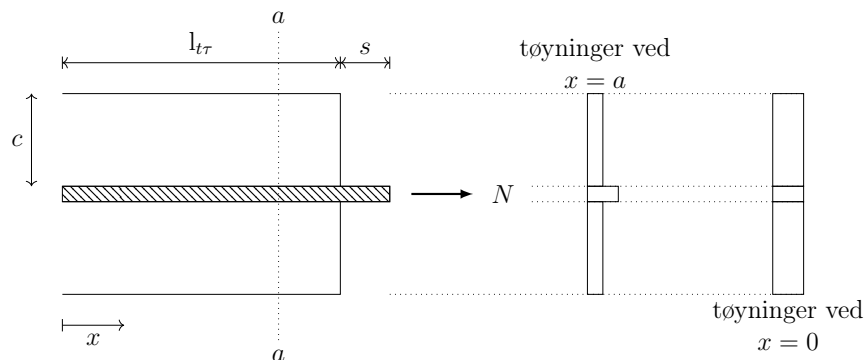
Rissviddeformlene er så justert ut ifra resultater fra relaterte forsøk og undersøkelser, som omsider har gitt formlene er en semi-empirisk tilpasning.

### 2.1.1 Teori basert på heftglidning

Når et armert stavelement av betong blir utsatt for rene strekkspenninger kan man anta at tøyingsfordelingen mellom armeringsstålet og betongen er uniform. Tilsvarende er det for spenningsfordelingen i betongen: forutsetter man et konstant spenningsbilde i overdekningen, gjelder dette også for tøyningene ( $\varepsilon$ ). Stålets oppførsel er likedan ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ). Ved en eventuell lastøkning vil tøyningene i stålet og betongen overstige hovedstrekkspenningene og den første rissdannelsen vil ta form. I risset, og langs overføringslengden, er deformasjoninkompatibilitet blitt en realitet ( $\varepsilon_s \neq \varepsilon_c$ ) som resulterer i heftglidning ( $s$ ) («bond-slip») [4], se figur 2.1. Stavelementet antas å være et endimensjonalt stavelement, slik at deformasjonene ekskluderer eventuelle tverrtøyninger. Matematisk betraktet kan heftglidningen formuleres som forskjellen mellom de opptrædende tøyningene i stålet og betongen:

$$s = u_s - u_c. \quad (2.1)$$

Med de tre fundamentale kravene: kompatibilitet, statisk likevekt og materiallov, kan heftglidningen utledes.



Figur 2.1: Tilnærmet konstant tøyingsfordeling i overdekningen i et armert stavelement [5]. Deformasjonskompatibiliteten mellom armeringen og stålet er gjenopprettet én overføringslengde fra risset og inn i betongen.

## Deformasjonskompatibilitet

Ved å betrakte deformasjonskompatibiliteten til et infinitesimalt stavelement i figur 2.2a kan heftglidningen utledes:

$$ds = du_s - du_c, \quad (2.2)$$

hvor  $du_s$  og  $du_c$  representerer henholdsvis stålforskyvningen og betongforskyvningen til elementet. Den deriverte av deformasjonene er følgende:

$$\varepsilon_{sx} = \frac{du_s}{dx}, \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{cx} = \frac{du_c}{dx}. \quad (2.4)$$

Uttrykk (2.3) og (2.4) representerer tøyningene til de ulike materialene. Uttrykkene innsatt i formel (2.2) gir:

$$ds = dx (\varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx}). \quad (2.5)$$

Videre kan den deriverte av heftglidningen beskrives som en funksjon av betong- og ståltøyningene:

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx}. \quad (2.6)$$

## Likevekt

Strekkspenningen ( $\sigma_s$ ) antas å være global før den overføres videre til betongen, slik at stålspenningen kan formuleres etter heftmekanismen i figur 2.2b:

$$-\sigma_s A_s - \tau_{bx} \pi \phi dx + (\sigma_s + d\sigma_s) A_s = 0, \quad (2.7)$$

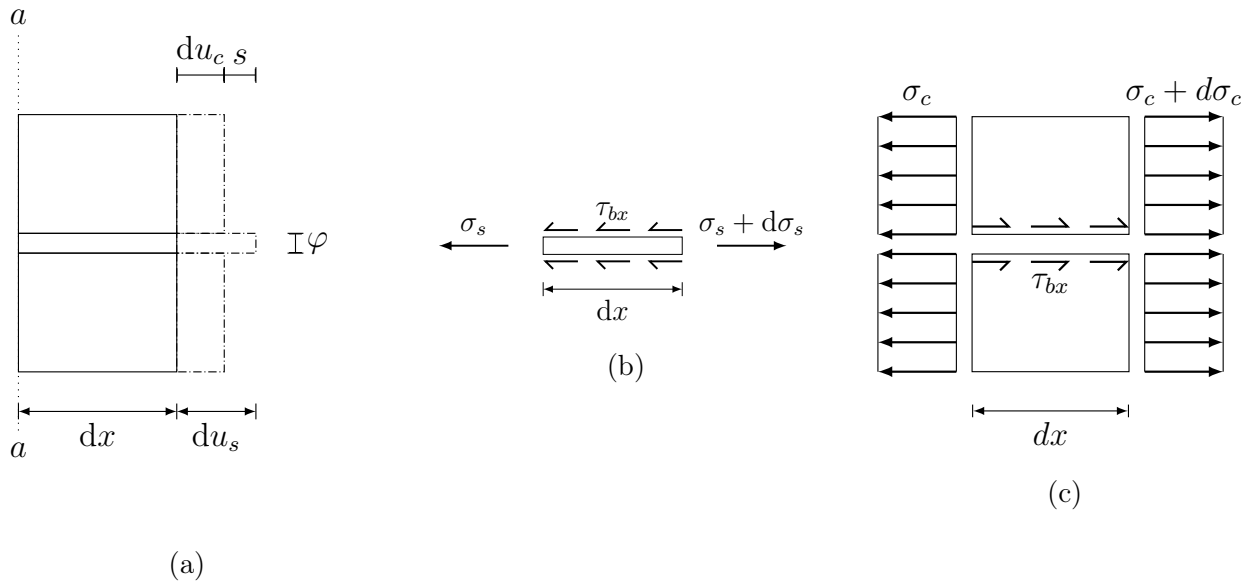
og omformulert:

$$d\sigma_s A_s = \tau_{bx} \pi \phi dx. \quad (2.8)$$

Stålaarealet og ståldiameteren uttrykkes heldsvis som  $A_s$  og  $\phi$ . Om man setter  $A_s = \pi\phi^2/4$  kan likevekten formuleres som:

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{\pi\phi}{A_s}\tau_{bx} \quad (2.9)$$

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4\tau_{bx}}{\phi} \quad (2.10)$$



Figur 2.2: Deformasjoner for et infinitesimalt armet stavelement (a), kraftlikevekt for armeringsstålet (b) og betongen (c) [5].

Spenningen overføres langs armeringen via heftspenningene ( $\tau_{bx}$ ) og ut i betongens tverrsnitt ( $A_c$ ). Ved å betrakte en lokal likevekt i betongen, se figur 2.2c, kan betongspenningsrelasjonen utledes som:

$$-\sigma_c A_c + \tau_{bx} \pi \phi dx + (\sigma_c + d\sigma_c) A_c = 0 \quad (2.11)$$

$$d\sigma_c A_c = -\tau_{bx} \pi \phi dx \quad (2.12)$$

Kraftlikevekten omformuleres tilsvarende som ved likevekten i armeringsstålet, se likning (2.9):

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{\pi\phi}{A_c}\tau_{bx} \quad (2.13)$$

Uttrykk (2.13) presenterer både parametre for stålaarealet samt betongens areal ( $A_c$ ). Dette

kan slås sammen til det nyttige armeringsforholdet ( $\rho_s$ ):

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c}. \quad (2.14)$$

Spenningsrelasjonen til betongen kan dermed uttrykkes ved:

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{4\tau_{bx}}{\phi} \rho_s. \quad (2.15)$$

## Materiallov

Spenning-tøyningsrelasjonen mellom betongen og armeringsstålet kan forklares med Hookes lov om lineær-elastiske materialer fra fasthetslæren. Armeringsstålet kan antas å være lineær-elastisk før det går til flyt:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{sx}. \quad (2.16)$$

Den uopprissede betongen i figur 2.1 antas å ha en lineært elastisk oppførsel slik betongspenningene uttrykkes tilsvarende stålspenningene [7]:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_{cx}, \quad (2.17)$$

der  $E_s$  og  $E_c$  er elastisitetmodulene til henholdsvis stål og betong.

## Uttrykk for heftglidningen

For å etablere et uttrykk for heftglidningen som en funksjon av både betong- og stålspenningen kan uttrykk (2.6) deriveres. Setter man etterfølgende inn uttrykk (2.16), (2.17), (2.10), (2.13) og (2.14), kan heftglidningen uttrykkes:

$$\begin{aligned} \frac{d^2s}{dx^2} &= \frac{d}{dx} \frac{ds}{dx} = \frac{d}{dx} (\varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx}) = \frac{d}{dx} \left( \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \\ &= \frac{d\sigma_s}{dx} \frac{1}{E_s} - \frac{d\sigma_c}{dx} \frac{1}{E_c} = \frac{4\tau_{bx}}{\phi} \frac{1}{E_s} - \left( -\frac{4\tau_{bx}}{\phi} \rho_s \right) \frac{1}{E_c} = \frac{4\tau_{bx}}{\phi E_s} \left( 1 + \rho_s \frac{E_s}{E_c} \right), \end{aligned} \quad (2.18)$$

der forholdet mellom elastisitetsmodulene er følgende:

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}. \quad (2.19)$$

Omsider kan en andreordens differensiallikning for heftglidningen formuleres slik:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \frac{4\tau_{bx}}{\phi E_s}(1 + \alpha_E \rho_s) \quad (2.20)$$

Likningen i uttrykk (2.20) viser sammenhengen mellom betong- og ståltøyningene i et vilkårlig snitt i stavelementet fra figur 2.1 ved et nærliggende riss.

### Løsningen til heftglidningen og overføringslengden

For at armeringsstålet skal kunne overføre krefter til betongen i figur 2.1 må en nødvendig overføringslengde ( $l_{t\tau}$ ) etableres. Denne fysiske avstanden er avhengig av spenningsfordelingen mellom materialene, nemlig heftspenningen ( $\tau_{bx}$ ). En rekke undersøkelser av strekkbelastede prøvestykker viser at denne spenningsfordelingen er alt annet enn uniform [8, 9]. Professoren Balász foreslår dessuten at den antatte fordelingen burde endres for alle generelle tilfeller og at den ideelt sett er en funksjon av heftglidningen. Andre forskere poengterer at fordelingen aksepteres som lineær eller bi-lineær, mens for *fib* Model Code 1990 (MC90) [4] ble det presentert at fordelingen kan være basert på en eksponentialfunksjon. I denne avhandlingen holdes heftspenningsfordelingen konstant slik at overføringslengden kan utledes direkte fra den andtideriverte fra uttrykk (2.15):

$$\sigma_c(x) = \int -\frac{4\tau_{bx}}{\phi} \rho_s dx = -\frac{4\tau_b}{\phi} \rho_s x + A, \quad (2.21)$$

hvor  $A$  er integrasjonskonstanten og kan bestemmes ved å anvende en aktuell randbetingelse for problemet. Antar man at betongspenningene i et riss er lik null, og at stålspenningene er størst i risset, kan overføringslengden utledes ved  $\sigma_s(x = l_{t\tau}) = 0$ :

$$A = \frac{4\tau_b}{\phi} \rho_s l_{t\tau},$$



som innsatt i uttrykk (2.21) gir:

$$\sigma_c(x) = \frac{4\tau_b}{\phi} \rho_s (l_{t\tau} - x). \quad (2.22)$$

Den største betongspenningen som kan inntreffe tilsvarer betongens strekkfasthet ( $f_{ct}$ ). Ved et slikt tilfelle er det mulig at et nytt ytterligere riss formes innerst i stavelementet. Fenomenet kan forklares ved en randbetingelse med utgangspunkt i spenningen, som er  $\sigma_s(x = 0) \leq f_{ct}$ :

$$l_{t\tau} = \frac{1}{4} \frac{f_{ct}}{\tau_b} \frac{\phi}{\rho_s}. \quad (2.23)$$

Som allerede nevnt betraktes heftspenningen ( $\tau_b$ ) som uniform langs armeringsstålet og er derfor proporsjonal med strekkfastheten:

$$l_{t\tau} = k_t \frac{\phi}{\rho_s}. \quad (2.24)$$

### 2.1.2 Antiheftglidningsteori

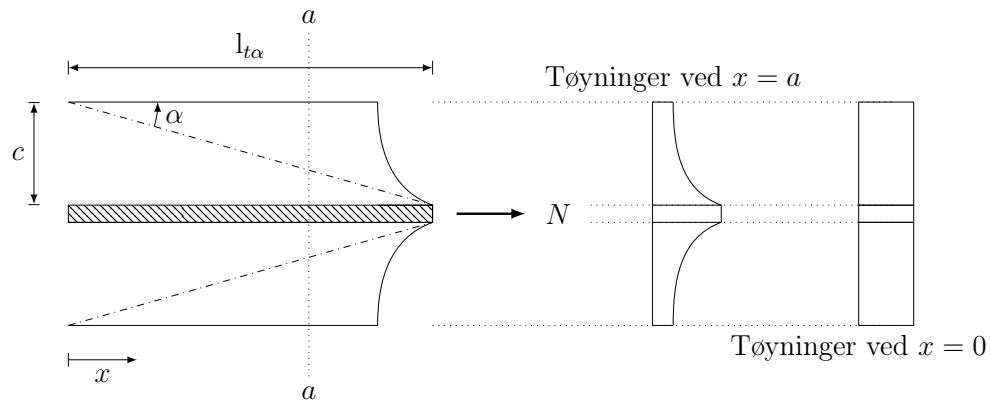
Foruten heftglidningsteori finnes det annen teori som beskriver oppførselen til heftspenningen i et endimensjonalt armert stavelement. Tankegangen lar heften mellom armeringen og betongen bestandig være i varetatt slik at heftglidningen ikke inntreffer [6]. Denne tilnærmingen er basert på det motsatte av heftglidningsteorien: at plane tverrsnitt ikke forblir plane, se figur 2.3. Bakgrunnen til teorien kommer fra undersøkelser av opprisset betong som tilsier at overdekningen deformeres i risset [10]. Med andre ord vil rissvidden innerst ved armeringen variere utover i overdekningen.

Mekanisk sett antas det at heftbrudd ikke er en realitet og tøyningsskompatibiliteten mellom armeringen og betongen vil bestandig være opprettholdt ved armeringsnivået. Likevel varierer deformasjonskompatibiliteten i betongen gjennom overdekningen, da betongen deformeres. Spenningsoverføringen mellom materialene vil variere fra risset og en avstand inn i stavelementet som er proporsjonal med overdekningen ( $c$ ). Denne avstanden ( $l_{t\alpha}$ ) representerer den avstanden som er nødvendig for at tøyningsskompatibiliteten er gjenopprettet i

betongen [6]:

$$l_{t\alpha} = k_{\alpha}c, \quad (2.25)$$

hvor  $k_{\alpha}$  er en konstant som representerer forholdet mellom overdekningen og overføringslengden i henhold til teorien om at heftglidning ikke er gjeldende.

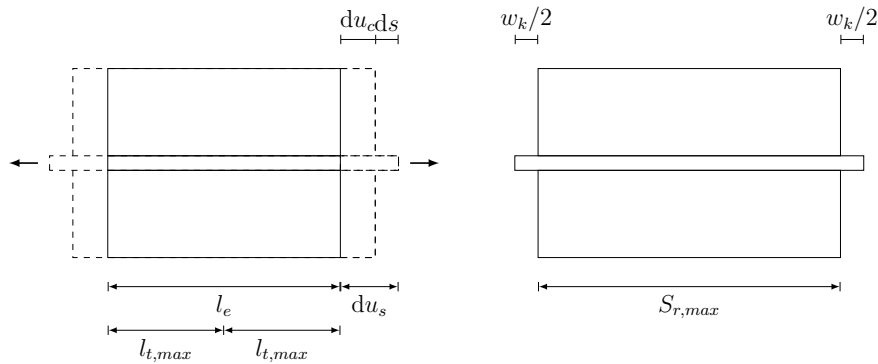


Figur 2.3: Teori hvor heftglidning er utelukket. Tøyningskompatibiliteten i overdekningen til betongen er gjenopprettet etter én overføringslengde ( $l_{t\alpha}$ ) [5, 6].

## 2.2 Utledning av rissviddemodellen i henhold til Eurocode 2

### 2.2.1 Karakteristisk rissvidde

Ved å betrakte at stavelementet i figur 2.1 påkjennes ytterligere for rent strekk vil flere riss opptre, så fremt at betongstrekkfastheten overstiges. I områdene mellom de nærliggende rissene vil tøyingsfordelingene forandres avhengig av den maksimale rissavstanden ( $2 \cdot l_{t,max}$ ) illustrert i figur 2.5. Tøyingsfordelingene langs stavelementet stammer fra undersøkelser av stålsøyler utsatt for rent strekk [11], og er dessuten presentert i MC90 [4] og anvendt i EC2 [5].



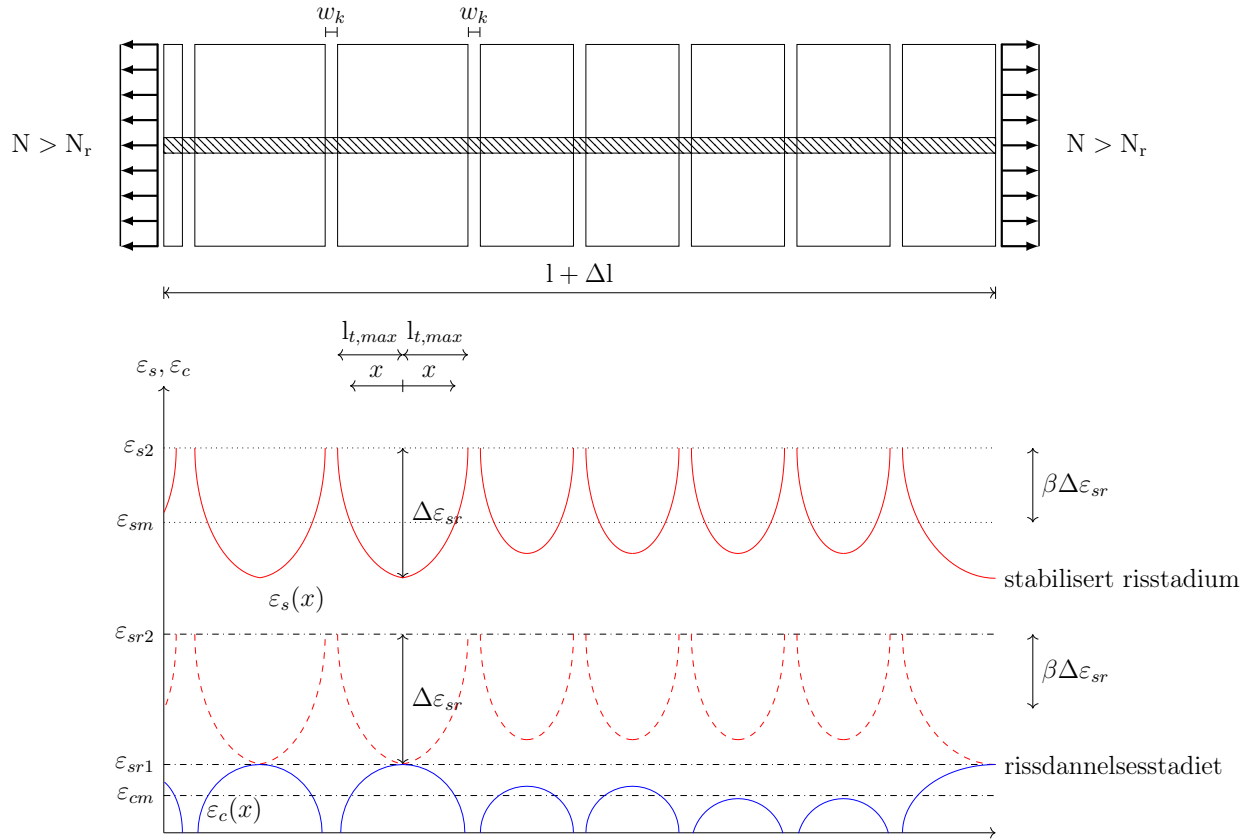
Figur 2.4: Relasjon mellom de relative gjennomsnittstøyningene og den karakteristiske rissvidden for et vilkårlig armert betonelement i strekk med elementlengde ( $l_e$ )

Figur 2.4 viser et armert stavelement som blir strekkbelastet i begge ender. Som vist i figur 2.1 kan rissvidden beregnes ved hjelp av den andre ordens differensiallikningen i likning (2.20), men EC2 finner rissvidden forenklet ved å betrakte de relative gjennomsnittstøyningene i armeringen og betongen ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) langs den maksimale rissavstanden ( $S_{r,max}$ ) [4]. Deformasjonene gjenspeiles i figur 2.4 og kan settes opp som følgende:

$$w_k + \varepsilon_{cm} S_{r,max} = \varepsilon_{sm} S_{r,max}, \quad (2.26)$$

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (2.27)$$

og den karakteristiske rissvidden ( $w_k$ ) er formulert. For at den skal kunne representere en realistisk rissvidde er rissavstanden, nærmere den dobbelte av den maksimale overføringslengden, kalibrert med ulike parametre som tar hensyn til forskjellige heftegenskaper og spenningsfordelinger i den armerte betongen.



Figur 2.5: Utvikling av tøyninger i stål ( $\epsilon_s$ ) og betong ( $\epsilon_c$ ) i et armert stavelement påkjent av rene strekkspenninger. Maksimale rissavstanden ( $2 \cdot l_{t,max}$ ) varierer langs elementet i rissformasjonen. Gjennomsnittstøyningene ( $\epsilon_{sm}$ ) og ( $\epsilon_{cm}$ ) er illustrert slik formelverkene tolker dem [4, 5].

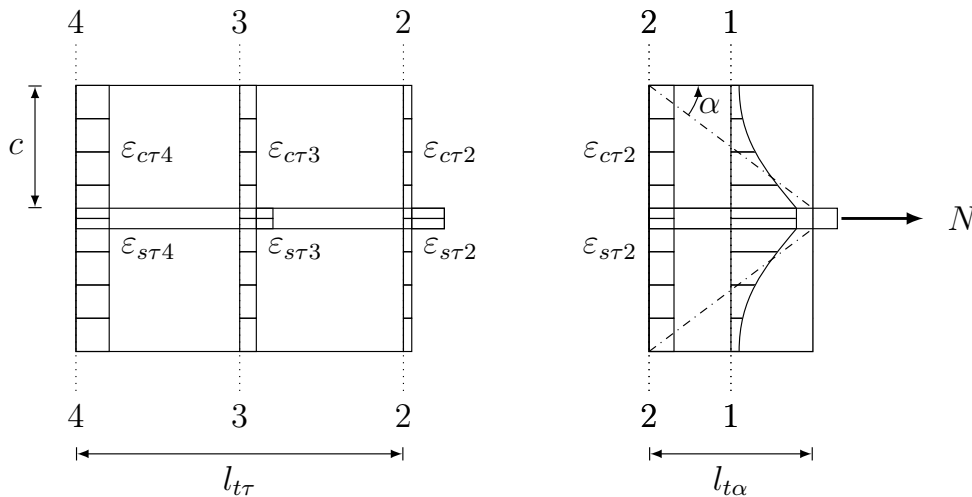
## 2.2.2 Overføringslengden

Som vist i delkapittel 2.1.1 og 2.1.2 gjøres det oppmerksom på at overføringslengden kan defineres etter to ulike og motstridende teorier, nemlig ved å anta at heftglidning er et faktum eller at den ikke eksisterer. Leddene i overføringslengden gir likevel et godt bilde på armeringsstålets oppførsel i betongen hver for seg, se figur 2.5 [6]. Derfor er det foreslått en sammenslåing

av de ulike overføringslengdene ( $l_{t\tau}$  og  $l_{t\alpha}$ ) til én overføringslengde som representerer begge teoriene [12]:

$$l_{t,max} = l_{t\alpha} + l_{t\tau} = k_{\alpha}c + k_{\tau}\frac{\phi}{\rho_s}. \quad (2.28)$$

Overføringslengden kalibreres slik at rissvidden som kalkuleres representerer en 95 %-kvantil fra en statistisk fordeling av flere rissvidder. Videre defineres det hvilke laster som inntreffer, heftegenskapene mellom armeringsstålet og betongen, og hvordan betongen deformeres i overdekningen slik  $l_{t\alpha}$  i uttrykk (2.25) tar forbehold om.



Figur 2.6: Overføringslengden er dekomponert slik formelverkene betrakter den. Illustrasjonen viser hvordan tøyingskompatibiliteten mellom stålet og betongen er ivaretatt ved de to mostridende teoriene [5].

I EC2 [1, Kapittel 7.3.4(3)] formuleres rissavstanden implisitt som den dobbelte av den nødvendige overføringslengden:

$$S_{r,max,EC2} = 2l_{t,max,EC2}. \quad (2.29)$$

Ved å separere parametrene i ( $l_{t,max}$ ) kan justeringene etter lastifellene og heftegenskapene belyses:

$$l_{t,max,EC2} = k_{4,0} \cdot l_{tm,EC2}. \quad (2.30)$$

Faktoren  $k_{4,0}$  tar forbehold om den statistiske variasjonen til den fysiske rissvidden, siden

målet er rissvidden kan beregnes slik at den er identisk med 95 %-kvantilen i en rissviddedistribusjon. For å oppnå denne kvantilen er  $k_{4,0}$  satt til 1,7. Overføringslengden dekomponert gir uttrykket likt som ved sammenslåingen av de to motstridende teoriene om heftglidning:

$$l_{tm,EC2} = k_{3,0}c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \frac{\phi}{\rho_s} k_2, \quad (2.31)$$

hvor  $k_2$  relaterer til hvilken type last stavelementet utsettes for. Denne faktoren settes lik 0,5 for bøyning eller 1,0 for rent strekk. Ved å gå tilbake og betrakte likning (2.29) på nytt kan rissavstanden formuleres som en funksjon av flere parametre:

$$\begin{aligned} S_{r,max,EC2} &= 2k_{4,0} \left( k_{3,0}c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \frac{\phi}{\rho_s} k_2 \right) \\ &= 2k_{4,0}k_{3,0}c + \frac{1}{4} \cdot k_{4,0} \cdot 2 \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_s} k_2 \end{aligned} \quad (2.32)$$

De resterende parametrene bestemmes implisitt i henhold til EC2 [1, Kapittel 7.3.4(3)]:

$$k_1 = 2 \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}}. \quad (2.33)$$

Da heftspenningsfordelingen kan antas å være konstant er  $k_1$  forholdet mellom en gjennomsnittlig heftspenning  $\tau_{bm}$  og gjennomsnittlig betongstrekkfasthet  $f_{ctm}$ . Denne settes lik 0,8 eller 1,6 og er avhengig av om armeringsstålet henholdvis har god heft eller om overflaten forholdsvis er glatt. Videre her:

$$k_3 = 2k_{4,0}k_{3,0} \quad (2.34)$$

Faktoren  $k_3$  kombinerer den statistiske bidraget fra en rissviddefordeling og forholdet mellom overdekningen og den nødvendige overføringslengden som er nødvendig for at deformasjonskompatibiliteten i betongen er gjenopprettet. Faktoren settes derfor lik 3,4.

$$k_4 = \frac{1}{4}k_{4,0}, \quad (2.35)$$

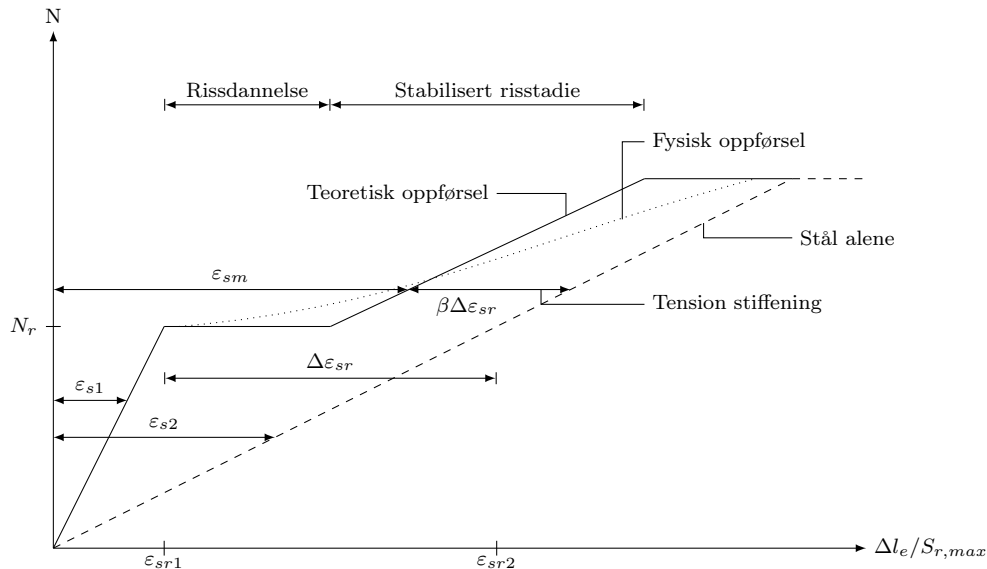
hvor  $k_4$  beskriver forholdet knyttet til armeringsarealet, det effektive betongarealet og stangdiameteren. Med det statistiske bidraget ( $k_{4,0}$ ) er  $k_4 = 0,425$ . Omsider kan rissavstanden

formuleres slik EC2 tilsier:

$$S_{r,max,EC2} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_s} \quad (2.36)$$

### 2.2.3 Gjennomsnittstøyninger

Sammenlignet med rent armeringstål vil et armert betongelement tøyas betraktelig mindre, som kommer av stivhetsbidraget fra betongen. I et lastforløp hvor betongen er uopprisset vil materialtøyningene være tilnærmet identiske ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ), som betyr at betongen er i *stadium 1*. Diagrammet i figur 2.7 viser at tøyningene i stavelementet er proporsjonal med strekklasten ( $N$ ) i stadium 1. Denne representasjonen er en idealistisk fremstilling av at armeringsstål og armert betong er lineært elastiske frem til den øvre flytgrensen til stålet. Tilnærming gjelder for betongelementet som blir utsatt for en last lik risslasten ( $N_r$ ), som betyr at de opptredende tøyningene i betongen er større enn de som tilsvarer strekkfastheten til betongen.



Figur 2.7: Lastforløpet til et armert betongelement hvor rissdannelsestadiet og det stabiliserte risstadiet illustreres i form av relative tøyningforskjeller [4, 5].

Videre øker tøyningene uten at kreftene forandres. Dette kommer av at det første risset dannes i betongen slik at stivheten reduseres betraktelig. Under rissdannelsen blir  $l_{t,max}$  redusert, noe som resulterer i varierende tøyningssinkompatibilitet mellom armeringen og betongen ( $\varepsilon_s \neq \varepsilon_c$ ), vist i figur 2.5. Omsider vil systemet få en stivhet tilsvarende armeringsstålets.

Heftglidningen medfører at tøyningene i den opprissede betongen ikke fører til flere gjennomgående primærriss og elementet vil belastes videre slik at armeringsstålet hovedsakelig bærer lasten [5]. Betongen er dermed i *stadium 2* [7]. Sekundærrissene vil derimot dannes på innsiden av betongen mellom to nærliggende riss. Disse rissene dannes ved at heftglidningen på innsiden lar kammene på stålstangen sparke og deformere betongen lokalt. Videre kan sekundærrissene propagere ut i overdekningen slik at de forekommer på overflaten til betongen.

Kurven i figur 2.7 er delt i to ved risslasten ( $N_r$ ), hvor den stiplede ikke-lineære kurven øker gradvis i motsetning til den heltrukne. Den stiplede kurven illustrerer den fysiske oppførselen til betongelementet og vil omsider i lastforløpet nærme seg armeringsstålets stivhet. Stivhetsbidraget fra betongen til armeringen er en effekt som kalles *tension stiffening*, og blir behandlet av EC2 sin formulering for de gjennomsnittlige tøyningene vist i figur 2.5.

### Formulering av tøyningene ved risstadiene

Følgende utledninger tar utgangspunkt i figur 2.5 som viser utviklingen av betong- og ståltøyningene i et opprisset og uopprisset tverrsnitt. Ifølge figur 2.7 skal det flate partiet av kraft-tøyningsskurven illustrere rissdannelsesstadiet, hvor lasten er lik  $N_r$  og det første risset dannes.

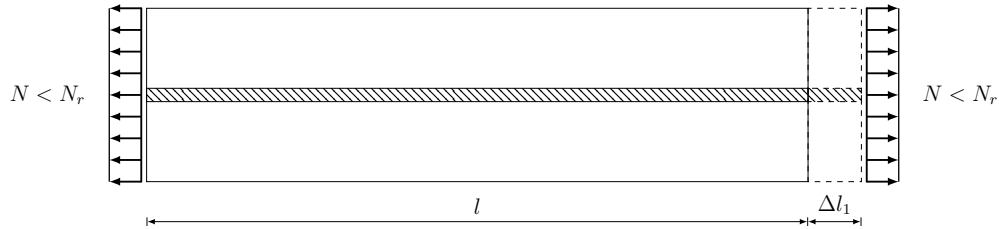
I den lineært elastiske fasen, stadium 1, vil tøyningene være proporsjonale med strekklasten som er påført. Denne påføres både armeringsstålet og betongen i begge ender, se figur 2.8 og deformasjonskompatibiliteten er ivaretatt, altså er tøyningene i materialene er like:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c1} = \frac{\Delta l_1}{l}. \quad (2.37)$$

Belastningen i armeringen ( $N_{s1}$ ) og betongen ( $N_{c1}$ ) kan settes opp i en kraftlikevekt og uttrykkes ved hjelp av Hookes materiallov:

$$N = N_{s1} + N_{c1} = \sigma_{s1}A_s + \sigma_{c1}A_c = \varepsilon_{s1}E_sA_s + \varepsilon_{s1}E_cA_c = \varepsilon_{s1}(E_sA_s + E_cA_c) \quad (2.38)$$





Figur 2.8: Stavelementet er påført rent aksialtrekk ( $N$ ), lavere enn risslasten, og deformeres [5].

Videre kan tøyningene i et vilkårlig snitt formuleres ved hjelp av armeringsforholdet  $\rho_s$  og  $\alpha_E$  og forholdet mellom E-modulene til materialene fra uttrykk (2.14) og (2.19).

$$\varepsilon_{s1} = \frac{N}{E_s A_s + E_c A_c} = \frac{N}{E_c A_c \left(1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_c}\right)} = \frac{N}{E_c A_c (1 + \alpha_E \rho_s)} \quad (2.39)$$

Rissdannelsesstadiet er oppnådd når den globale lasten ( $N$ ) er lik  $N_r$  slik figur 2.7 viser. Tolkningen av rissavstanden  $S_{r,max} = 2 \cdot l_{t,max}$  fra EC2 er gjeldende dersom det antas en konstant gjennomsnittlig fasthet  $f_{ctm}$  [1]. Riss som oppstår i en avstand som er større en  $2l_{t,max}$  er dessuten et tegn på systemet fortsatt er i rissdannelsesstadiet. Tøyningen ( $\varepsilon_{s1}$ ) byttes ut mot  $\varepsilon_{sr1}$  som tilsvarer tøyningene når strekkfastheten i betongen er overskredet, og settes inn i uttrykk (2.39):

$$\varepsilon_{sr1} = \frac{f_{ctm}}{E_c}. \quad (2.40)$$

Risslasten er kort gitt ved:

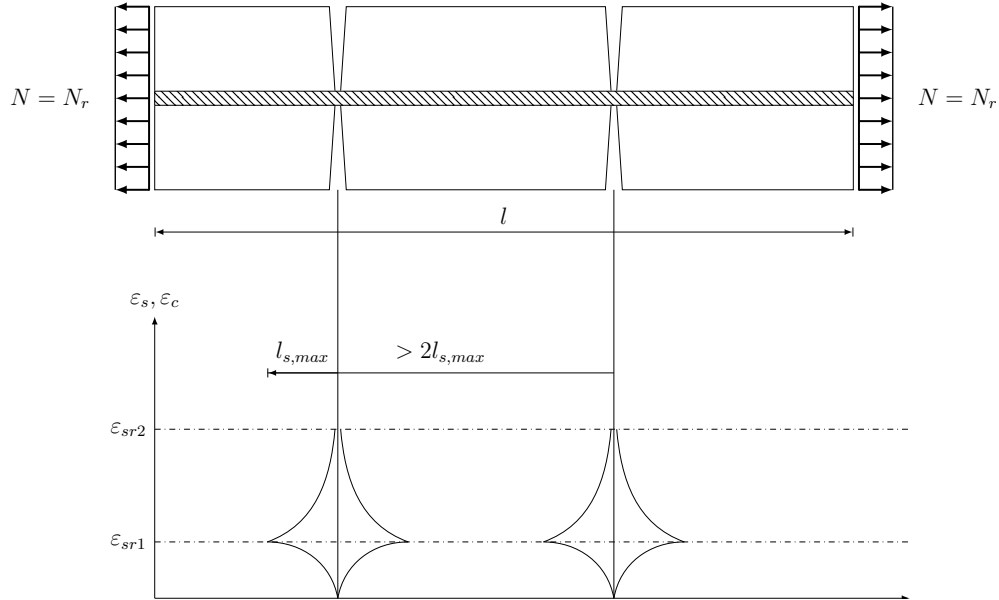
$$N_r = \varepsilon_{sr1} E_c A_c (1 + \alpha_e \rho_s) = A_c f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}). \quad (2.41)$$

Etter et induert riss endres stålspenningen i det  $N_r$  dominerer, se figur 2.9. For at den påsatte lasten kan relateres til disse spenningene kan lasten settes i likevekt med stålkraftene og plassere kraftsammenhengen i uttrykk (2.41):

$$N_r = N_{sr}, \quad (2.42)$$

hvor

$$N_{sr} = \sigma_{sr} A_s. \quad (2.43)$$



Figur 2.9: De første rissene er dannet i stavelementet mens betong- og ståltøyningene ( $\varepsilon_c$  og  $\varepsilon_s$ ), varierer langs de nærliggende rissene [4, 5].

Stålspenningene ved risset formuleres enkelt:

$$\sigma_{sr} = \frac{A_c}{A_s} f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_s) = \frac{f_{ctm}}{A_s/A_c} (1 + \alpha_e \rho_s) = \frac{f_{ctm}}{\rho_s} (1 + \alpha_e \rho_s). \quad (2.44)$$

Under forutsetning at spenningen i betongen tilsvarende betongtrekkfastheten har induisert riss, er det nødvendig å etablere relasjonen mellom de økende ståltøyningene og tøyningene ved risset, som utvikles i det stabiliserte risstadiet [4]. Først kan stålspenningen i risset fra uttrykk (2.44) omformes til tøyningene ( $\varepsilon_{sr2}$ ):

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s}. \quad (2.45)$$

Tøyningsutviklingene er soperarte i figur 2.5 slik at de gjennomsnittlige tøyningene i materialene enkelt kan avleses. Integrasjonskonstanten  $\beta$  er relatert til fordelingen av ståltøyningen ved et riss og den gjennomsnittlige ståltøyningen ( $\varepsilon_{sm}$ ):

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta \Delta \varepsilon_{sr}. \quad (2.46)$$

Tilsvarende kan sammenhengen mellom den gjennomsnittlige betongtøyningen ( $\varepsilon_{cm}$ ) og ståltøyningene betraktes fra figur 2.5, samt forskjellen mellom ståltøyningen i risset ved de to risstadiene:

$$\varepsilon_{cm} = \beta\varepsilon_{sr1}, \quad (2.47)$$

og

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}. \quad (2.48)$$

Omsider kan sammenhengen mellom gjennomsnittstøyningene i armeringen og betongen defineres:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{s2} - \beta\delta\varepsilon_{sr}) - \beta\varepsilon_{sr1} = (\varepsilon_{s2} - \beta(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})) - \beta\varepsilon_{sr1} \\ &= \varepsilon_{s2} - \beta\varepsilon_{sr2} + \beta\varepsilon_{sr1} - \beta\varepsilon_{sr1} = \varepsilon_{s2} - \beta\varepsilon_{sr2}. \end{aligned} \quad (2.49)$$

Hookes lov viser spenning-tøyningsrelasjonen til stålet:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.50)$$

Med uttrykk (2.44) innsatt i (2.45):

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}}{E_s\rho_s}(1 + \alpha_e\rho_{s,ef}), \quad (2.51)$$

og uttrykk (2.50) innsatt i (2.49) kan den relative gjennomsnittstøyningene mellom materia-  
lene defineres:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \varepsilon_{s2} - \beta\varepsilon_{sr2} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \beta\frac{f_{ctm}}{E_s\rho_s}(1 + \alpha_e\rho_s) \\ &= \frac{\sigma_s - \beta\frac{f_{ctm}}{\rho_s}(1 + \alpha_e\rho_s)}{E_s} = \frac{\sigma_s - \beta\sigma_{sr}}{E_s} \end{aligned} \quad (2.52)$$

Likning (2.52) tilsvareer formel (7.9) i EC2 [1, kapittel 7.3.4(2)], men uten tøyningsbegrensningen.

### Randbetingelser for risstadiene

Som vist i figur 2.5 er gjennomsnittstøyningene til stålet illustrert i det stabiliserte risstadiet hvor inkompatibilitet mellom armering og betongen forekommer. I overført betydning vil betongen mellom de nærliggende rissene i noen tilfeller ikke være utsatt for heftglidning, hvor betongspenningene er lavest, selv om betong- og ståltøyningene aldri er like [4]. Denne tilnærmingen kan beskrives ved hjelp av følgende randbetingelser:

$$s_0 = 0, \quad (2.53)$$

$$s'_0 = \varepsilon_{s0} - \varepsilon_{c0} > 0. \quad (2.54)$$

Betingelsene tar hensyn til at det heftglidning ikke inntreffer omtrent midt mellom to nærliggende riss, og at den deriverte av materialtøyningene aldri kan være lik null, se figur 2.5. I motsetning til inndelingene, hvor betong- og ståltøyningen er like, er den deriverte av heftglidningen lik null:

$$s'_0 = \varepsilon_{s0} - \varepsilon_{c0} = 0, \quad (2.55)$$

under forutsetning om at systemet er i rissdannelsesstadiet.

Tøyningsutviklingen fra figur 2.9 i betongen mellom de nærliggende rissene viser at deformasjonskompatibiliteten er gjenopprettet i en avstand mer enn  $2l_{t,max}$ , som er avgjørende for at et nytt riss skal fremkalles. Det bør derfor presiseres at dersom rissavstanden mellom to riss er større en den dobbelte av overføringslengden, er systemet fortsatt i rissdannelsesstadiet.

Et annet faktum er at rissavstanden er avhengig av betongstrekkfastheten ( $f_{ct}$ ), som EC2 håndterer ved å benytte en gjennomsnittlig strekkfasthet ( $f_{ctm}$ ). Integrasjonskonstanten ( $\beta$ ) fra likning (2.52) tar forbehold om at dersom betongen utesettes for gjentatte laster eller langtidslaster vil heftspenningen langs armeringen omfordeles [13]. Derfor varierer  $\beta$  mellom 0,4 og 0,6.

Ved å bruke de ovennevnte randbetingelsene for heftglidningen kan tøyingsrelasjonen bestemmes for det stabiliserte risstadiet:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{sr2} - \beta \Delta \varepsilon_{sr}) - \beta \varepsilon_{sr1} = (\varepsilon_{sr2} - \beta(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})) - \beta \varepsilon_{sr1} \\ &= \varepsilon_{sr2} - \beta \varepsilon_{sr2} + \beta \varepsilon_{sr1} - \beta \varepsilon_{sr1} = \varepsilon_{sr2}(1 - \beta) = \frac{\sigma_{sr}}{E_s}(1 - \beta).\end{aligned}\tag{2.56}$$

Uttrykk (2.56) viser til den nedre grensen til differansen av tøyningene under rissdannelsesstadiet, hvor EC2 utelater leddet  $(1 - \beta)$ , erstatter det med en faktor på 0,6 og og stålspenningen ( $\sigma_s$ ) [1, kapittel 7.3.4(2)]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}.\tag{2.57}$$

## 2.3 Utledning av rissviddemodellen i henhold til *fib* Model Code 2010

### 2.3.1 Dimensjonerende rissvidde

Tilsvarende som EC2 benytter MC2010 [2, kapittel 7.6.4.4] tøyingsdifferansen mellom armeringen og betongen til å forutse en dimensjonerende rissvidde:

$$w_d = 2l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sh}). \quad (2.58)$$

På en annen side tar MC2010 hensyn til effekten av svinntøyninger ettersom betongen blir utsatt for strekkbelastning. Som vist i figur 2.4 og figur 2.5 danner heftglidningsteorien grunnlaget for tøyingsdifferansen i risset hvor plane tverrsnitt forblir plane [4].

### 2.3.2 Dimensjonerende overføringslengde

Bakgrunnen for overføringslengden ( $l_t$ ) er at den skal representere et realistisk bilde av deformasjons- og deformasjonsinkompatibiliteten i vilkårlige armerte betongtverrsnitt. På lik linje som EC2 inneholder overføringslengden ( $l_{t,max,MC2010}$ ) de samme hovedparametrene overdekningen ( $c$ ) og armeringsforholdet ( $\rho$ ):

$$l_{t,max,MC2010} = k \cdot c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}}. \quad (2.59)$$

Tilsynelatende er forskjellen, som er av stor betydning, mellom overføringslengden til EC2 og MC2010, at EC2 tar hensyn til den statistiske variasjonen til rissvidden. Faktoren fra uttrykk (2.32) på 1,7 er ikke inkludert, og forholdet mellom heftspenningen ( $\tau_{bm}$ ) og betongstrekkfastheten ( $f_{ctm}$ ) er tilnærmet  $\tau_{bm}/f_{ctm} = 1,8$  [2, kapittel 7.6.4.4.1]. Overføringslengdene er ellers i hovedsak like hovedparametrene  $c$  og  $\phi_s/\rho_{s,ef}$  inngår.

### 2.3.3 Gjennomsnittstøyninger

Som Balász viser til i utdraget fra *fib Bulletin 52: Structural Concrete* [4] er relasjonen mellom tøyningsutviklingen for armeringen og betongen i Eurocode 2 bygget opp tilsvarende. Uttrykk fra (2.49) ga følgende:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= (\varepsilon_{s2} - \beta \Delta \varepsilon_{sr}) - \beta \varepsilon_{sr1} = (\varepsilon_{s2} - \beta(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})) - \beta \varepsilon_{sr1} \\ &= \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} + \beta \varepsilon_{sr1} - \beta \varepsilon_{sr1} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2}.\end{aligned}\tag{2.60}$$

Gjennomsnittstøyningene uttrykkes med hensyn på spenningene i systemet:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s} (1 + \alpha_e \rho_s)}{E_s}.\tag{2.61}$$

I MC2010 [2, kapittel 7.6.4.4.1] understrekes nødvendigheten av å kunne forutse om enten rissdannelsesstadiet eller det stabiliserte risstadiet er inntruffet. Det nevnes dessuten at dersom systemet utsettes for risslasten det stabiliserte risstadiet oppnådd. En enkel relasjon for tøyningene i betongen kan anvendes til å bekrefte om betongen fortsatt oppfører seg lineært elastisk eller om den befinner seg i rissdannelsesstadiet:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \leq \frac{\sigma_{sr}(1 - \beta)}{E_s}\tag{2.62}$$

De relative gjennomsnittstøyningene er nå begrenset:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s} (1 + \alpha_e \rho_s)}{E_s} \geq \frac{\sigma_{sr}(1 - \beta)}{E_s}.\tag{2.63}$$

## 2.4 Utledning av rissviddemodellen i henhold til EC2/DIN 1045-1

### 2.4.1 Karakteristisk rissvidde

Det tyske annekset (EC2/DIN) har innført sentrale endringer som er betydelige for oppfatningen av den karakteristiske rissvidden ( $w_k$ ) slik den står beskrevet i EC2. Fremgangsmåten for å finne den karakteristiske rissvidden ved hjelp av tøyingsdifferansen, mellom armeringen og betongen, er uendret, se figur 2.4 og likning (2.27), mens forutsetningene for rissavstanden er noe annerledes.

### 2.4.2 Maksimal rissavstand

EC2/DIN bestemmer heftspenningen ( $\tau_{bm}$ ) langs armeringsstålet proporsjonalt med betongstrekkfasten ( $f_{ctm}$ ), hvor  $\tau_{bm} = 1,8f_{ctm}$ . Videre benyttes den maksimale rissavstanden  $S_{r,max}$  slik den ble i uttrykk (2.59) for overføringslengden ( $l_{s,max}$ ) i henhold til MC2010. Her blir kun overføringslengden basert på heftglidningsteori satt i fokus. Med andre ord utelukker EC2/DIN overdekningsleddet:

$$l_{t,max} = \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}}. \quad (2.64)$$

Rissavstanden er  $2 \cdot l_{t,max}$ , forutsatt at to nærliggende riss formes symmetrisk om en akse hvor betongstrekkfastheten er størst, se figur 2.4 og 2.5:

$$\begin{aligned} S_{r,max,DIN} &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{1,8f_{ctm}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \\ &= \frac{\phi_s}{3,6 \rho_{s,ef}}. \end{aligned} \quad (2.65)$$



Den maksimale rissavstanden er begrenset til en øvre grense som tar hensyn til at strekkspenningene ikke kan være større enn betongtrekkfastheten [3]:

$$S_{r,max,DIN} = \frac{\phi_s}{3,6\rho_{s,ef}} \leq \frac{\sigma_s\phi_s}{3,6f_{ct,eff}} \quad (2.66)$$

Som uttrykk (2.66) viser har EC2/DIN sett bort ifra overdekningen ( $c$ ) som en primærvariabel, og baserer derfor beregningene av den karakteristiske rissvidden fullstendig på heftglidningsteori. Dette vil medføre at opptredende rissmønstre vil være identiske selv om overdekningen endres.

### 2.4.3 Gjennomsnittstøyninger

Fordi EC2/DIN forsøker å forbedre forutsetningene i EC2, er oppbyggingen av formuleringene av rissvidden ( $w_k$ ) omtrent identiske, sett bort ifra den maksimale rissavstanden  $S_{r,max}$ . Tøyningforskjellen ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) tilsvarerer relasjon EC2 benytter, slik at karakteristiske rissvidde i henhold til EC2/DIN kan formuleres som:

$$w_{k,DIN} = S_{r,max,DIN} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (2.67)$$

En siste viktig detalj er  $k_t$  som tar hensyn til omfordelingen av ståltøyningene ved korttid- og langtidslast. Denne forekommer uendret i EC2/DIN og settes bestandig lik 0,6, uavhengig av lasttilfellet [3]. Med andre ord tas det ikke hensyn til omfordeling av heftspenninger dersom en sykluslast påføres konstruksjonen.

## 2.5 Beregningseksempel for risslast og karakteristisk rissvidde i henhold til EC2

Tabell 2.1: Tverrsnittshøyde ( $h$ ), bredde ( $b$ ), betongareal ( $A_c$ ) og E-modul ( $E_c$ ) for betong. For stål gjelder stangdiameter ( $d_s$ ), armeringsareal ( $A_s$ ), øvre flytgrense ( $f_{yd}$ ) og stålets E-modul ( $E_s$ ).

|           | Betong                  |          | Stål                   |
|-----------|-------------------------|----------|------------------------|
| $h$       | 400 mm                  | $d_s$    | 20 mm                  |
| $b$       | 400 mm                  | $A_s$    | 2513,3 mm <sup>2</sup> |
| $c$       | 90 mm                   | $E_s$    | 200 000 MPa            |
| $A_c$     | 160 000 mm <sup>2</sup> | $f_{yd}$ | 500 MPa                |
| $E_c$     | 27 400 MPa              |          |                        |
| $f_{ctm}$ | 4,14 MPa                |          |                        |

Gitt dimensjonene i tabell 2.1 til et vilkårlig prøvestykke kan utledningene i delkapittel 2.1, samt retningslinjene til EC2, benyttes til å bestemme en karakteristisk rissvidde ved et gitt lasttilfelle. Strekkfastheten er estimert til  $f_{ctm} = 4,14$  MPa og eksponeringsklassen er satt til X0, da prøvestykkene etter herdefasen skal testes umiddelbart på laboratoriet [1, tabell 4.1, kapittel 4.2(3)]. Nødvendige parametre er gitt i tabell 2.1. Risslasten til prøvestykket kan beregnes ved hjelp av uttrykk (2.41):

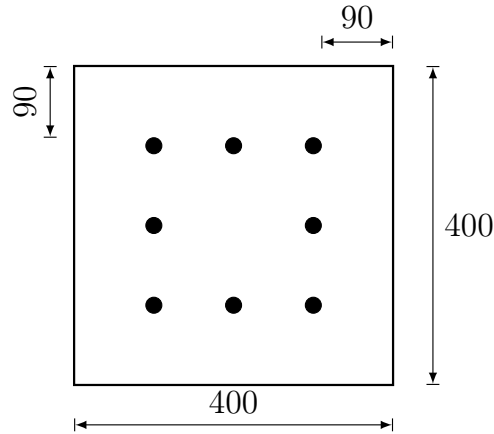
$$N_r = A_{c,eff} f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (2.68)$$

EC2 [1, figur 7.1, kapittel 7.3.2(2)] viser til hvordan det effektive arealet  $A_{c,eff}$  bør tolkes. Den effektive bredden antas å være lik bredden i strekksonen til tverrsnittet, mens den effektive høyden  $h_{c,eff}$  beregnes derimot som:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5 (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right\}, \quad (2.69)$$

hvor de ulike verdiene gjenspeiler henholdsvis forholdene rundt en bjelke utsatt for bøyning, en plate med strekk i over- eller underkant, og en alminnelig konstruksjonsdel i strekk. Da ingen av tilfellene representerer det aktuelle prøvestykket, som er utsatt for rent strekk og

hvor armeringen er symmetrisk fordelt, er det besluttet at det effektive betongstrekkeareal ( $A_{c,eff}$ ) settes lik netto betongareal, se figur 2.10. Med andre ord er det antatt at det totale betongtverrsnittet er aktivert i strekk.



Figur 2.10: Aktuelt tverrsnitt med overdekning ( $c$ ) lik 90 mm. Det er antatt at det totale nettoarealet til betongen er tilnærmet det effektive betongstrekkeareal.

Parametrene  $\alpha_e$  og  $\rho_{s,ef}$  beregnes følgende:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200\,000}{27\,400} \approx 7,2993, \quad (2.70)$$

og

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{2513,3}{160\,000 - 2513,3} \approx 0,0160. \quad (2.71)$$

Risslasten bestemmes:

$$N_r \approx 728,6 \text{ kN} \quad (2.72)$$

Videre utføres det en risskontroll i henhold til EC2 [1, 7.3.3(2)]. En vilkårlig karakteristisk aksiallast ( $N_k$ ) lik 850 kN i bruksgrensetilstanden settes på prøvestykket og armeringsspenningen beregnes:

$$\sigma_s = \frac{N_k}{A_s} = \frac{850 \text{ kN}}{2513,3 \text{ mm}^2} \approx 338,2008 \text{ MPa}. \quad (2.73)$$

Etter 7.3.4(2) kan maks rissavstand  $S_{r,max}$  bestemmes ved:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (2.74)$$

hvor

$$\rho_{p,eff} = \rho_{s,ef}. \quad (2.75)$$

Faktorene  $k_3$  og  $k_4$  settes henholdsvis lik 3,4 og 0,425 [1, kapittel NA.7.3.4(2)]. Faktoren  $k_1$  tar hensyn til heften mellom armeringen og betongen, og siden det benyttes kamstål er  $k_1 = 0,8$ . Spenningsfordelingen i betongen tilsier at faktoren  $k_2$  settes lik 1,0 fordi betongen utsettes for rent strekk. Den maksimale rissavstanden blir:

$$S_{r,max} = 3,4 \cdot 90 + 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \frac{20}{0,0160} \approx 731 \text{ mm}. \quad (2.76)$$

Tøyningsforskjellen mellom kamstålet og betongen beregnes [1, kaittel 7.3.4(2)] som vist i (2.36):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_s} (1 + \alpha_e \rho_s)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (2.77)$$

Her er  $k_t = 0,6$  da prøvestykkene utsettes for korttidslaster. Innsatt i uttrykk (2.77) blir tøyningsforskjellen:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \min \left\{ \frac{338,2008 - \frac{4,14}{0,0160} \cdot (1 + 7,2993 \cdot 0,0160)}{200\,000}, 0,6 \cdot \frac{338,2008}{200\,000} \right\} \quad (2.78)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \min \{ 2,4616 \cdot 10^{-4}, 1,0146 \cdot 10^{-3} \}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1,0146 \cdot 10^{-3}$$

Omsider beregnes rissvidden som følgende [1, kapittel 7.3.4(1)]:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 731 \text{ mm} \cdot (1,0146 \cdot 10^{-3}) \approx 0,7417 \text{ mm} \quad (2.79)$$

Som vist er rissvidden for det utvalgte prøvestykket lik 0,74 mm i følge EC2.

## 2.6 Statistisk analyse av observerte rissvidder

Testresultatene må behandles for å kunne sammenlignes opp mot beregningsmodellene til de ulike formelverkene. Formlene for den karakteristiske rissviddeformele i EC2, MC2010 og EC2/DIN inneholder en 95 %-kvan til som i teorien vil si at observerte rissvidder kan bli målt større enn de beregnede. En annen grunn til at det er valgt å benytte en statistisk analyse er på grunn av en relativt liten gruppe målepunkt skal observeres under forsøket. En valgt statistisk analyse [14] kan gi et godt estimat på fremtidige rissvidder, og metoden som er benyttet er kun én av mange som kan estimere fremtidige verdier. Denne vil bli presentert og utført på et av de produserte prøvestykkene i delkapittel 5.4.

### Observerte data som estimat

Et riss per prisme betraktes som en prøve av en rekke vilkårlige observasjoner. Ved å anse alle rissene på et prøvestykke som en gruppe med prøver kan man kalkulere en gjennomsnittlig rissvidde for gruppen, samt en gjennomsnittlig rissvidde per prøve [14].

For å bestemme gjennomsnittet ( $\bar{y}$ ) og variasjonen ( $s_i^2$ ) til en rekke observerte rissvidder ( $n_i$ ) i et riss ( $i$ ) kan følgende formler anvendes:

$$\bar{y}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} y_{i,j}, \quad (2.80)$$

$$s_i^2 = \frac{1}{n_i - 1} \sum_{j=1}^{n_i} (y_{i,j} - \bar{y}_i)^2. \quad (2.81)$$

Uttrykk (2.80) og (2.81) er gjeldende for kun hvert enkelt riss, hvor ( $j$ ) bestemmer antallet observasjoner.

For hvert prisme må alle opptredende riss betraktes som en gruppe av prøver ( $m$ ). Det totale gjennomsnittet ( $\bar{y}_{tot}$ ) og variansen ( $s_{tot}^2$ ) blir som følger:

$$\bar{y}_{tot} = \frac{1}{n_{tot}} \sum_{i=1}^m n_i \bar{y}_i, \quad (2.82)$$

$$s_{tot}^2 = \frac{\sum_{i=1}^m ([n_i - 1] s_i^2)}{n_{tot} - 1} + \frac{\sum_{i=1}^m (n_i \bar{y}_i^2) - n_{tot} \bar{y}_{tot}^2}{n_{tot} - 1} = s_{tot,w}^2 + s_{tot,b}^2. \quad (2.83)$$

Her beskriver  $s_{tot,w}^2$  og  $s_{tot,b}^2$  variasjonen innenfor og mellom prøvene i gruppen per prisme. I denne avhandlingen benyttes det en antagelse om at målepunktene er både normal- og log-normalfordelte. Beregningsgangen er omtrent identisk for begge fordelingene, bortsett fra at det benyttes en naturlig logaritme på hvert målepunkt som omsider blir transformert tilbake en normalfordeling [15]:

$$y_{i,j} = \ln(y_{i,j}). \quad (2.84)$$

### Bayes' teorem for predikerte rissvidder

Basert på de opptredende rissviddene er det mulig å forutse utviklingen av rissvidder som kan forekomme på andre tilsvarende prøvestykker. Dersom prøvestykkene betraktes som en gruppe av en uendelig stor populasjon, eller rettere sagt, hver gruppe av rissvidder som en del av uendelig mengde rissvidder, kan det derfor være hensiktsmessig å anvende Bayes' Teorem om fremtidige hendelser. Teoremet tar utgangspunkt i (2.85):

$$P(A|B) = \frac{P(A) P(B|A)}{P(B)}. \quad (2.85)$$

Gitt at et antall observasjoner er kjent kan man finne en fremtidig rissvidde med utgangspunkt i ulike sannsynlighetsfordelinger. Anvendelsen av Bayes' teorem er avgrenset til å anta at observasjonene som foretas er normal- eller log-normalfordelte. Det er nødvendig å innhente kvantiler fra  $t$ -fordelinger og  $\chi^2$ -fordelinger, som begge består av frihetsgrader ( $\nu$ ). Videre kan gjennomsnittet ( $\tilde{\mu}$ ), variasjonen ( $\tilde{\sigma}^2$ ) og en bestemt variabel ( $\tilde{y}$ ) av en vilkårlig mengde

rissvidder beregnes ved hjelp av (2.86), (2.87) og (2.88):

$$\tilde{\mu} = \bar{y} - t_{\alpha,\nu} s \sqrt{\frac{1}{\nu+1}}, \quad (2.86)$$

$$\tilde{\sigma}^2 = \frac{\nu s^2}{\chi_{1-\alpha,\nu}^2}, \quad (2.87)$$

$$\tilde{y} = \bar{y} - t_{\alpha,\nu} s \sqrt{\frac{\nu+2}{\nu+1}}. \quad (2.88)$$

Der det er  $\tilde{\mu}$ , som representerer den fremtidige observerte gjennomsnittverdien ( $w_{0,95,mean}$ ) til prøvestykkene, og  $\tilde{y}$ , som representerer den fremtidige observerte rissvidden ( $w_{0,95}$ ). Forventningen ( $E(y)$ ) til den fremtidige rissvidden kan settes lik det beregnede gjennomsnittet til gruppen av prøver, fordi gruppen kan betraktes som en liten del av en uendelig stor populasjon. Med andre ord vil den gjennomsnittlige verdien være lik forventningsverdien hvis man lar den opptredende rissvidden, ved et gitt lasttrinn, inntreffe uendelig mange ganger.

Variasjonskoeffisienten ( $V$ ) gir en indikasjon på sannsynlighetsfordelingens spredning og er et forhold mellom variasjonen og gjennomsnittet til fordelingen.

For antagelsen om at målepunktene er normal eller log-normalfordelte gjelder uttrykk (2.89) og (2.90):

$$V = \frac{\sigma}{\mu}, \quad (2.89)$$

hvor variasjonskoeffisienten til log-normalfordelingen er:

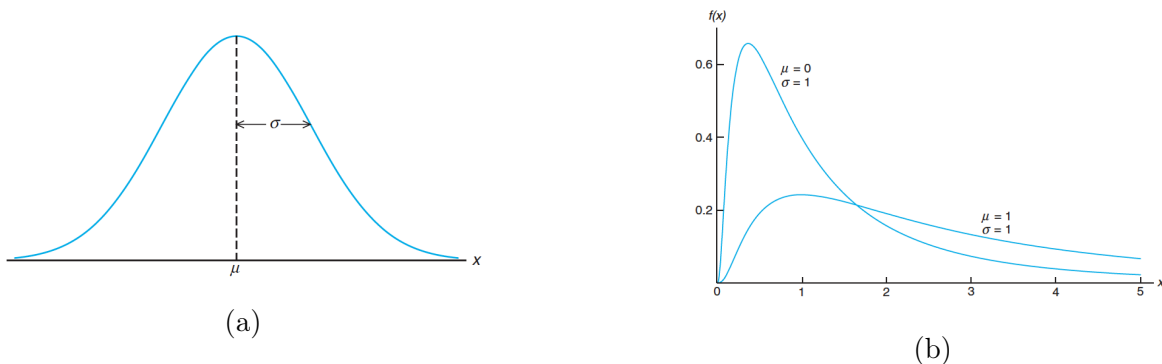
$$V = \sqrt{\exp(s_{\ln}^2) - 1}. \quad (2.90)$$

Ved å bruke uttrykk (2.88) kan den observerte rissvidden bestemmes ut ifra de fysiske målingene.  $t_{\alpha,\nu}$  er en vilkårlig kvantil fra t-fordeling og bestemmes ut i fra antall frihetsgrader ( $\nu$ ) og notasjonen til 95 %-kvantilen ( $\alpha$ ). Ved å beregne  $w_{0,95}$  for hvert prøvestykke for ulike laststeg, for så å sammenligne disse mot de karakteristiske rissviddene, etableres modelleringssikkerhetene ( $\gamma_{mod}$ ):

$$\gamma_{mod} = \frac{w_{0,95}}{w_k}. \quad (2.91)$$

Modelleringsusikkerheten til hvert laststeg, for hvert prøvestykke, kan samlet antas som en gruppe målinger. Deretter kan den samme statistiske beregningsgangen benyttes til å finne en gjennomsnittsverdi ( $\bar{x}$ ), standardavvik ( $\sigma$ ), variasjonskoeffesient ( $V$ ), minste og største verdi. Det er dessuten gunstig å innhente antall verdier der  $\gamma_{mod} = w_{0,95}/w_k > 1,0$  som viser hvor mange observerte rissvidder ( $w_{0,95}$ ) som er større enn den karakteristisk rissvidden ( $w_k$ ). En lignende fremgangsmåte er benyttet ved det tekniske universitetet i Braunschweig og gir en god framstilling på usikkerheten for de ulike formelverkene [16]. I denne tekniske rapporten benyttes derimot forholdet  $\gamma_{mod} = w_k/w_{0,95}$ .

I denne avhandlingen er den statistiske analysen, som nevnt, anvendt på de observerte rissviddene ved å anta at målepunktene er både normal- og log-normalfordelte. Normalfordeling, eller normalkurven, er symmetrisk om gjennomsnittsverdien ( $\bar{y}$ ), som vist i figur 2.11a. Figur 2.11b viser derimot en typisk log-normalfordelt kurve hvor standardavviket er 1,0. Grunnen til at disse sannsynlighetsfordelingene er benyttet i behandlingen av de aktuelle rådataene kommer av at deres reproduksjon av observerte hendelser viser seg å være velegnet til å beskrive eksperimenttele forsøk [15], tilsvarende de som er gjennomført i denne avhandlingen.



Figur 2.11: Figuren til venstre viser en typisk kurve der målepunktene er normalfordelte, mens figuren til høyre viser en typisk fordeling hvor det er antatt at målepunktene er log-normalfordelte [15]



## 3 | Utførelse og fremstilling

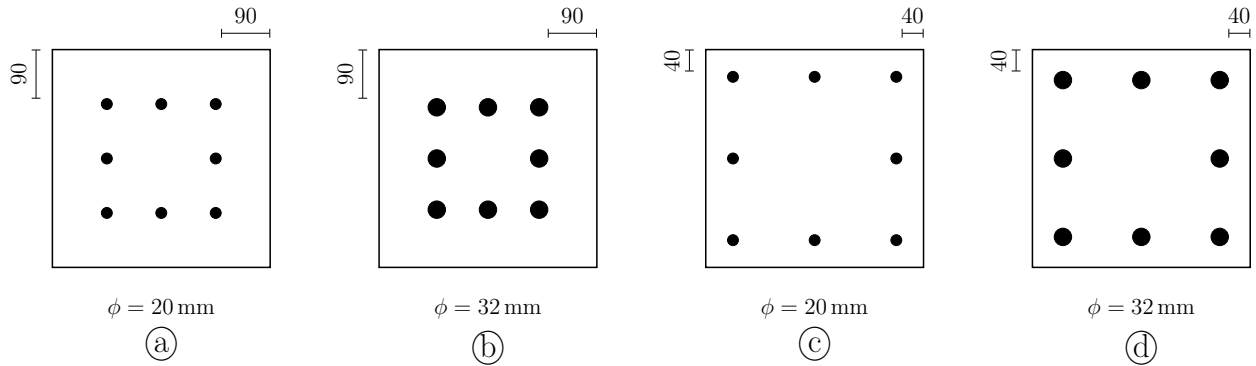
Lab.-forsøkene er blitt gjennomført for relativt store betongprøvestykker med ulike overdekninger og armeringsforhold, som er utsatt for enaksiale belastninger. I dette kapittelet vil blant annet planlagt produksjonsplan, prøvestykkenes dimensjoner, materialegenskaper og valg som er tatt underveis bli presentert. Vedlegg F viser et utdrag av dokumentasjonen som ble gjennomført underveis i fremstillingen av prøvestykkene og eksperimentene.

### 3.1 Produksjonsplan

For å redegjøre for de ulike risstadienes betydning i praksis, og undersøke hvordan rissene utvikles, var det nødvendig å fremstille to identiske prøvestykker med samme armeringsforhold og overdekning. Planen var at hver prøve skulle oppnå hvert sitt stadium, enten rissdannelsestadiet eller det stabiliserte rissstadiet. Prøvene ble støpt med ulike armeringsforhold og overdekninger for å undersøke hvor mye disse hovedparametrene fra beregningsmodellene påvirker de observerte rissviddene, se tabell 3.1. Elementene er produsert etter veiledning og organisering fra håndverkere lokalisert på instituttets materialtekniske laboratorium.

Tabell 3.1: ID for prøvestykkene som ble fremstilt. Identifikasjonen viser til tilhørende armeringsinnhold og overdekning i hvert eksempler.

| Prøvestykke | ID               | Prøvestykke | ID               |
|-------------|------------------|-------------|------------------|
| 1           | 1- $\phi$ 20-c90 | 5           | 5- $\phi$ 20-c40 |
| 2           | 2- $\phi$ 20-c90 | 6           | 6- $\phi$ 20-c40 |
| 3           | 3- $\phi$ 32-c90 | 7           | 7- $\phi$ 32-c40 |
| 4           | 4- $\phi$ 32-c90 | 8           | 8- $\phi$ 32-c40 |



Figur 3.1: Armeringsmengde og overdekning for prøvestykkene (a) (1-2), (b) (3-4), (c) (5-6) og (d) (7-8) opplistet i tabell 3.1.

Tabell 3.2: Nødvendig armeringsstål med ståldiametre ( $\phi$ ), armeringslengder ( $l_s$ ) og antall jern ( $n$ ) per prøvestykke, se vedlegg C.2. Hovedarmeringen strekker seg igjennom monteringssonen og testsonene til prøvestykkene, mens bøyene kun er plassert i monteringssonen.

| Eksemplar | Bøylearmering  |                 |     |    | $n$ | Hovedarmering  |               |      |    |
|-----------|----------------|-----------------|-----|----|-----|----------------|---------------|------|----|
|           | $\phi$<br>[mm] | Bøyemål<br>[mm] |     |    |     | $\phi$<br>[mm] | $l_s$<br>[mm] | $n$  |    |
|           |                | a               | b   | c  |     |                |               |      | d  |
| 1         | 8              | 236             | 236 | 80 | 80  | 8              | 20            | 2940 | 8  |
| 2         | 8              | 236             | 236 | 80 | 80  | 8              | 20            | 2940 | 8  |
| 3         | 8              | 236             | 236 | 80 | 80  | 8              | 32            | 2940 | 8  |
| 4         | 8              | 236             | 236 | 80 | 80  | 8              | 32            | 2940 | 8  |
| 5         | 8              | 336             | 336 | 80 | 80  | 8              | 20            | 2940 | 8  |
| 6         | 8              | 336             | 336 | 80 | 80  | 8              | 20            | 2940 | 8  |
| 7         | 8              | 336             | 336 | 80 | 80  | 8              | 32            | 2940 | 8  |
| 8         | 8              | 336             | 336 | 80 | 80  | 8              | 32            | 2940 | 8  |
| Total     |                |                 |     |    |     | 64             |               |      | 64 |

Tabell 3.3: Nødvendige mål for klargjøring av ordre per utførte støp, med betongtverrsnittsareal ( $A_c$ ), lengde ( $l$ ) og volum ( $V$ ) for hver prøve ( $n$ ). Fire prøvestykker ble støpt om gangen.

| $n$    | $A_c$<br>[mm <sup>2</sup> ] | $l$<br>[mm] | $V$<br>[m <sup>3</sup> ] |
|--------|-----------------------------|-------------|--------------------------|
| 4      | 400 × 400                   | 3000        | 0,48                     |
| Totalt |                             |             | 1,92                     |

Tabell 3.4: Dimensjoner og totalt volum ( $V_{tot}$ ) for hvert eksemplar til test av trykk- og strekkfasthet.

| $n$ | $V$<br>[cm <sup>3</sup> ] | $V_{tot}$<br>[dm <sup>3</sup> ] | $n$ | $A$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $l$<br>[cm] | $V_{tot}$<br>[dm <sup>3</sup> ] |
|-----|---------------------------|---------------------------------|-----|---------------------------|-------------|---------------------------------|
| 9   | $10 \times 10 \times 10$  | 9,0                             | 3   | $10 \times 10$            | 60          | 18,0                            |

Hvert prøvestykke har sitt unike ID-nummer presentert i tabell 3.1, som dessuten beskriver armeringsstørrelsen og overdekningen i eksemplarene. Dimensjonene er henvist fra figur 3.1 hvor den idealiserte posisjonen til armeringen foreligger.

Armeringsstålet i testsonen og monteringssonen er presentert respektivt i tabell 3.2 og vedlegg C.1. Tabellen viser hvordan bøylenes dreid og hvilke dimensjoner som er aktuelle, mens deres plassering er senere vist i figur 3.4.

For hvert støp ble det bestilt mer betongvolum totalt enn det tabell 3.3 beskriver, slik at testeksemplarer for prøving av fastheter og densitet kunne fremstilles, se tabell 3.4. Ordren er vist i vedlegg D.1.

## 3.2 Betongentverrsnittets dimensjoner

Dimensjonene til prøvestykkene ble satt til  $h = 400$  mm og  $b = 400$  mm for å kunne gi en realistisk reproduksjon av strekksonen i norske brutverrsnitt. Rissformasjonen kan dessuten være avhengig av størrelsen til betongen. Jo større massen er, desto mer varierer betongstrekkfastheten på grunn av materialets inhomogene karakteristikk [17].

Den minste overdekningen er bestemt etter EC2 sine krav til å ivareta heft mellom armeringsstålet og betongen mot overflaten. Det er foruten tatt hensyn til den nominelle største tilslagstørrelsen ( $d_g$ ) i betongresepten. Formelverket beskriver retningslinjene for valg av overdekning med krav større enn diameteren til stålet. Overdekningen er definert som  $c_{min,b}$  [1, tabell NA.4.2]. Overdekningen er avrundet opp til nærmeste hele centimeter av praktiske årsaker.

Siden den største nødvendige stangdiameteren er 32 mm, er overdekningen satt til:

$$c = c_{min,b} = 40 \text{ mm.} \quad (3.1)$$

Gevinsten ved å produsere prøvestykker med overdekning lik 90 mm er for å kunne avdekke om størrelsen på overdekningen vil gi utslag på rissviddene uavhengig av armeringsforholdet, se figur 3.1. I følge EC2 og MC2010 er overføringslengden, og dermed rissvidden, avhengig av overdekningen, se uttrykk (2.28):

$$l_\alpha = k_\alpha c. \quad (3.2)$$

Foruten bør store marine konstruksjoner, som generelt bygges for et svært utsatt miljø, støpes med en stor overdekning av hensyn til bestandighet for armeringsstålet, som beskrevet i EC2 [1, tabell NA.4.4N].

### 3.3 Armeringsforholdet

Armeringsforholdet er en viktig parameter i beregningene av rissviddene, der både armeringsarealet, betongarealet og stangdiameteren inngår i denne. For store betongkonstruksjoner kan det være aktuelt å benytte større stangdiameterer, og det er derfor ønskelig å produsere prøvestykker med stangdiameterer med relativt store forskjeller for å undersøke hvilken effekt dette gir de observerte rissviddene.

#### 3.3.1 Hovedarmeringen

Hovedarmeringen bestående av varmvalsede kamstenger med typebetegnelse B500NC og er plassert i prøvestykkene etter figur 3.1. I henhold til NS 3576 [18] er stålet levert med en karakteristisk øvre flytegrense på minst 500 MPa.

Tilsvarende antall ulike overdekninger er det fremstilt prøvestykker med forskjellige armeringsforhold. Dette er formålstjenlig i den forstand at armeringsforholdet ( $\rho$ ) er en hovedparameter på lik linje som overdekningen ( $c$ ) for den nødvendige overføringslengden ( $l_t$ ) i

henhold til, se likning (2.28):

$$l_{t\tau} = k_{\tau} \cdot \frac{\phi}{\rho_s} \quad (3.3)$$

Det kan derfor avdekkes hvor stor betydning armeringsforholdet har for det opptredende rissmønsteret. Prøvestykkene er støpt med kamstenger med stangdiameter lik 20 mm og 32 mm individuelt etter, figur 3.1 og tabell 3.2.



Figur 3.2: Hovedarmering med diameter ( $\phi$ ) lik 20 mm



Figur 3.3: Hovedarmering med diameter ( $\phi$ ) lik 32 mm

### Krav til minimumsarmering

I henhold til EC2 er det krav til at prøvestykkene er armert med et minimum antall armeringsareal [1, kapittel 9.5.2(2)], der minimumsarmeringen kan bestemmes som:

$$A_{s,min} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0,5 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,01 A_c \right\}, \quad (3.4)$$

hvor  $N_{Ed}$ ,  $f_{yd}$  og  $f_{cd}$  henholdsvis er dimensjonere aksialtrykklast, dimensjonerende flytespenning til armeringen og dimensjonerende trykkfastheten til betongen. Forutsatt at eksperimentene på prøvestykkene ble utført med en maksimal karakteristisk strekklast omkring 1400 kN hvor den dimensjonerende flytespenningen til stålet er 434,8 MPa, og den dimensjonerende trykkfastheten til betong er 25,5 MPa, er kravet til armeringen lik:

$$A_{s,min} = \max \{1876,7, 1609,9, 1600\} = 1876,7 \text{ mm}^2. \quad (3.5)$$

Det totale armeringsarealet i forsøkene utgjør 2513,3 mm<sup>2</sup> og 6434,0 mm<sup>2</sup> for henholdsvis en stangdiameter lik 20 og 32 mm, og innfrir dermed kravet til minimumsarmering i uttrykk 3.4 med god margin.

Krav til minimumsarmering i bruksgrensetilstanden [1, kapittel 7.3.2 (1)] kan bestemmes av en likevekt mellom betongens strekkraft umiddelbart før opprissing og strekkraften i armeringen ved flyting, uten at stålspenningen er redusert:

$$A_{s,min} \sigma_s = A_c f_{ct,eff}, \quad (3.6)$$

hvor  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ , som er 3,8 MPa for B45-betong. Med  $\sigma_s$  lik flytspenningen til stålet og  $f_{ctm}$  innsatt i uttrykk (3.6) løst med hensyn på  $A_{s,min}$  blir:

$$A_{s,min} = \frac{A_c f_{ct,eff}}{f_{yk}} = 1216 \text{ mm}^2, \quad (3.7)$$

som er vesentlig lavere sammenlignet med det aktuelle armeringsarealet: 2513,3 og 6434,0 mm<sup>2</sup>. I den forstand kan det forutses at kravet til minimumsarmering i henhold til EC2 er tilfredsstillt, som i praksis vil si at armeringen ikke vil flyte mens betongen er i stadium 1.

### 3.3.2 Bøylearmeringen

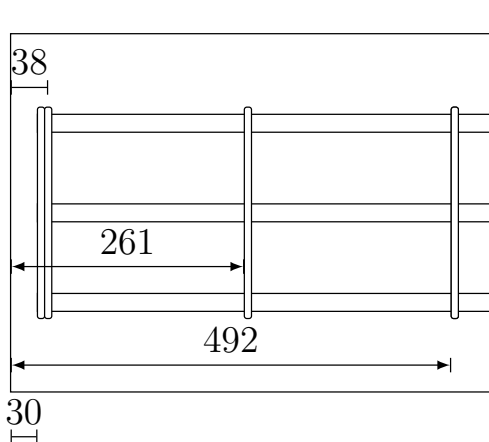
Hovedarmeringen ble festet til bøylearmeringen med hjelp av MIG/MAG-sveis. Dette ble først og fremst gjennomført for å kunne enklere håndtere armeringskurvene. Bøylearmeringen ble plassert i monteringssonen for unngå et redusert tverrsnittsareal i testsonen. Bøylenes oppgave er dessuten å bære spenningsfeltene i diskontinuitetsområdene [7] mellom innfestningen og hovedarmeringen, langs dens overføringslengde i monteringssonen, se vedlegg C.1. Diskontinuitetsområdet er mest kritisk ved endeflaten og ble derfor supplert med 2. stk. bøylarmering, se figur 3.4.

Bøylearmeringens diameter 8 mm var betraktelig mindre enn hovedarmeringen for å redusere dens innflytelse i overdekningen så mye mulig.

### 3.4 Monteringssonen

Monteringssonene ble produsert av ståløyler, gjengestenger og endemutrer som skulle sørge for at heften mellom stagene og hovedarmeringen var ivaretatt gjennom eksperimentene. Bøylene ble sveist henholdsvis 30, 38, 261 og 492 mm fra endeflaten, se figur 3.4 og vedlegg C.1.

Gjengestengene hadde en nominell diameter ( $d_{g,nom}$ ) 36 mm og en fasthetsklasse lik 8.8 som tilsvarer en øvre flytgrense på 640 MPa. Heftspenningen til materialet tilsvarer hovedarmoringens eller bedre [19] da stengene er komponert med metriske gjenger. Adhesjonen mellom gjengestagene og betongen er dermed annerledes. I motsetning til tradisjonell kamstål er nemlig kamutformingen til gjengestagene preget av lavere kamavstand og lavere kamvinkel [18], se figur 3.5. Totalt fire gjengestenger ble plassert i monteringssonene.

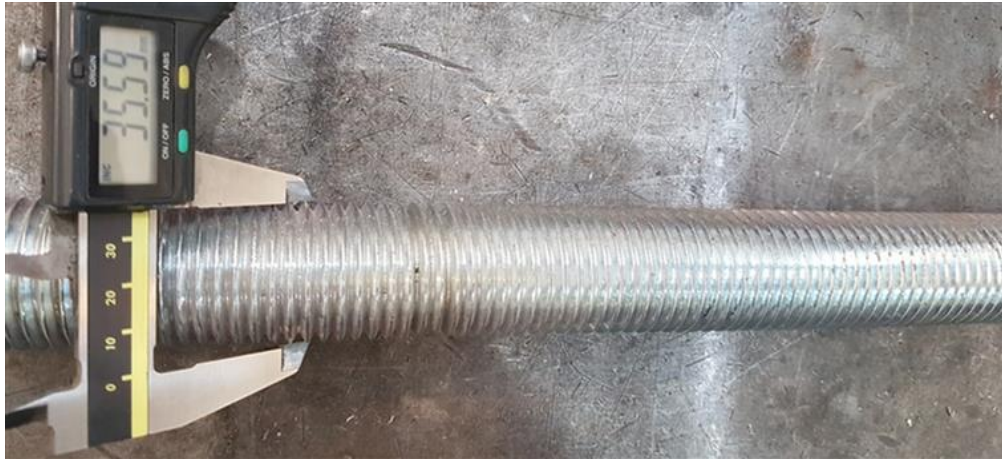


Figur 3.4: Oppsett for plassering av ståløyler i monteringssonen, med avstander 30, 38, 261 og 492 mm fra endeflaten, se vedlegg C.1.

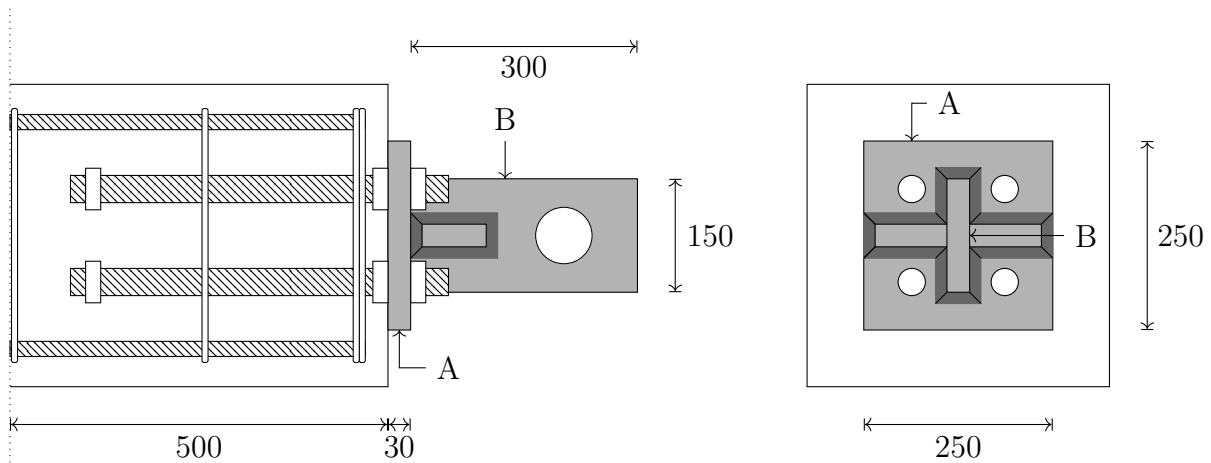
Endefoten til gjengestengene besto av sekskantmuttere med innvendig diameter lik 36 mm, med tilsvarende fasthetsklasse 8.8 som for stengene. Mutrenes hovedoppgave var å sørge for at gjengestengene var tilstrekkelig forankret i betongen, som vist i figur 3.6. Mot overflaten av betongen var det montert på ytterligere mutrer med mål om å simpelthen bære gjengestengene i forskalingen slik at de kunne støpes inn i prøvestykkene.

Stålforbindelsen på endeflaten av prøvestykkene er konstruert i form av en utboret stålplate

med kvalitet S355 som kobler gjengestangene og sekskantmutrene, tilsvarende de i endefoten av forankringen, sammen til en leddforbindelse. Spenningsoverføringen fra testmaskines innspenning foregikk gjennom en utsparet og påsveist stålplate med a-mål ( $a_{nom}$ ) lik 20 mm, se figur 3.6.



Figur 3.5: Gjengestang med diameter ( $d_{g,nom}$ ) lik 36 mm. Fasthetsklassen 8.8 tilsvarer en øvre flytgrense og bruddgrense henholdsvis lik 640 MPa og 800 MPa.



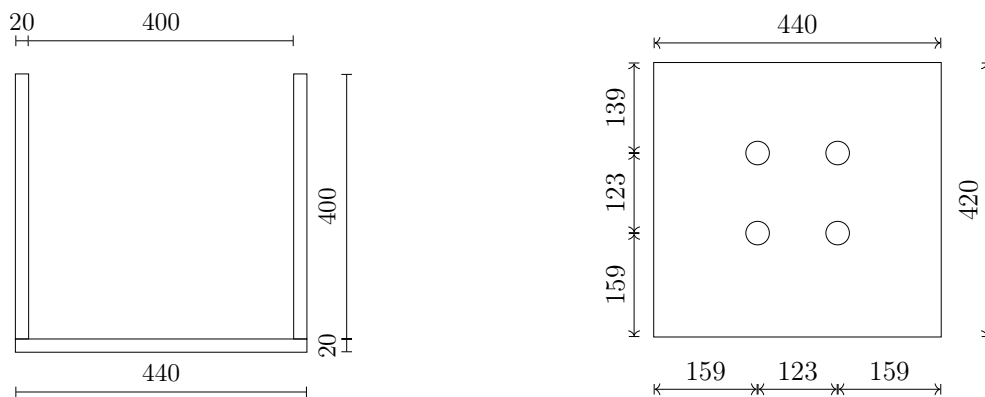
Figur 3.6: Illustrasjon av monteringszone tilkoblet stålforbindelsen til innfestningen. Stålets flytspenning tilsvarte 355 MPa, som var et S355J2G3-stål. Sveiselengden sørget for å ha en kapasitet som tilsvarte strekklasten fra innspenningen.



### 3.5 Forskaling

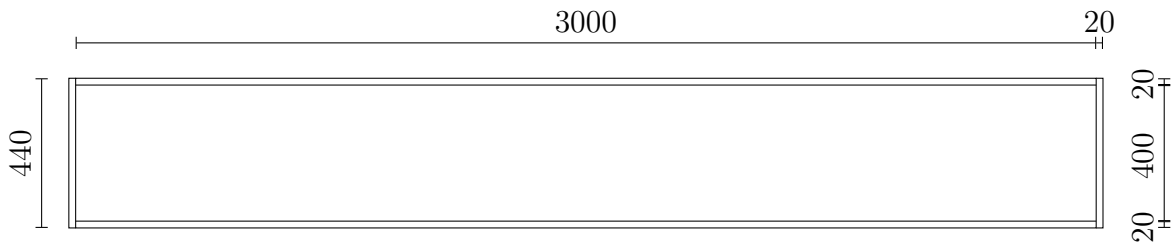
Forskalingen består av WISA-Form kryssfinér plater levert fra Wisa Plywood og dimensjonert med innvendige mål  $40 \times 40 \times 300 \text{ cm}^3$ , se figur 3.7 og 3.8. Hver komponent av forskalingen ble levert med en tykkelse  $t = 20 \text{ mm}$ . Overflaten var belagt av glatt fenolfin og beskyttet av fuktinntrengning.

Utsparinger med senteravstand ( $s$ ) lik  $123 \text{ mm}$  ble boret for å bære de tilhørende gjengestangene i monteringssonen. Stengene ble montert med sekskantmutrer, tilsvarende de i monteringssonen, på utsiden og innsiden av forskalingen.



Figur 3.7: Snitt av forskaling som viser utvendige og innvendige mål, samt platetykkelsen. Endeplatenes utsparinger ble boret slik at gjengestengenes posisjon ble tilpasset.

Forskalingen ble montert på en ekstern bunnplate med avstiving av konstruksjonsvirke på  $2''4$  i bunn og topp, se figur 3.9.



Figur 3.8: Illustrasjon av forskaling sett ovenfra.



Figur 3.9: Oversiktsbilde for klargjøring av forskaling, avstivet til en felles bunnplate for avstiving med konstruksjonsvirke 2"4. Støping ble gjennomført for fire prøvestykker i to omganger.

## 3.6 Betong

### 3.6.1 Betongstøpefasen

Betongresepten besto av Standardsement FA som tilfredstiller kravene til Portlandblandingssement CEM II/B-M 42,5 R etter NS-EN 197-1:2011, se vedlegg D.1. For eksperimentene var det nødvendig at betongleveransen tilsvarte en betongkvalitet på B45 MF40, som er ansett å være en tradisjonell standard brubetong. Maksimal steinstørrelse ( $d_{g,max}$ ) var satt til 16 mm. Med en størrelse større enn 32 mm skal overdekningen ( $c_{min,b}$ ) økes med 5 mm i henhold til EC2 [1, tabell 4.2, kapittel 4.4.1.2(3)]. Med hensyn til den minste overdekningen  $c_{min} = c_{min,b} = 32$  mm er kravet likevel innfridd. Vann/sement( $v/c$ )-forholdet i blandingen var 0,4.

Leverandøren leverte den ferdigblandede betongen, som videre ble tilført en flyttbar sjakt som ble båret frem og tilbake over forskalingen. Prøvestykkene ble støpt i to til tre lag med regelmessig vibrering for å komprimere betongmassen. Til slutt ble den ferske betongen avrettet på overflaten.

### 3.6.2 Herdefasen

Et døgn etter støpet ble prøvestykkene vannet og dekket til med fuktete sekker for å redusere riss på grunn av temperaturøkningen i herdefasen til betongen. To døgn senere ble betongen avformet, og lagret internt for å herde i 28 døgn. De samme sekkene ble benyttet da betongen i tillegg ble pakket i plast for opprettholde en relativt luftfuktighet (RH) på 100 %.

Fortjenesten av å utsette prøvestykkene for 100 % luftfuktighet er at betongen unngår uttørking slik at store temperaturforandringer mellom overflaten og kjernen ikke forekommer. Store temperaturforskjeller kan i noen tilfeller initiere interne riss [4].

### 3.6.3 Fastsettelse av betongens egenskaper

Betongterninger med dimensjoner  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$  ble produsert for å fastsette densiteten til prøvestykkene, se tabell 3.5. Disse terningene ble også benyttet til å bestemme trykkfastheten til betongen. Betongens strekkfasthet ble derimot fastsatt av å produsere prizmer på  $10 \times 10 \times 60 \text{ cm}^3$  og belastet med enaksial strekk. Resultatene av terningens trykkfasthet og prismenes strekkfasthet er vist i delkapittel 5.1.2.

Parallelt med støpeprosessen foregikk det en kontroll av den ferske betongens kvalitet som fastsettes av massens synkmål, vekt og luftinnhold. Evaluering av synkmålet foregikk ved å stampe et mindre parti av den ferske betongen i en synkkjegle etter retningslinjer utarbeidet i Statens Vegvesen Håndbok 014 for laboratorieundersøkelser [20]. Synkkjeglen ble så løftet og synkmålet fastslått til 22 cm og 17 cm, hvorav synkmålerens høyde var 30 cm. Dataene ga umiddelbart nok grunnlag til å vurdere om den ferske betongen var støptbar eller ikke.

Betongmassens luftinnhold ble avlest etter at betongen ble tilført en trykkmåler. Massen ble

Tabell 3.5: Målte masser ( $m$ ), beregnede og gjennomsnittlige densiteter ( $\rho$  og  $\rho_m$ ) for betongterninger for fastsettelse av materialeegenskaper til prøvestykkene.

| Alder   | nr. | $m$ i luft<br>[kg] | $m$ i vann<br>[kg] | $V$<br>[dm <sup>3</sup> ] | $\rho$<br>[g/cm <sup>3</sup> ] | $\rho_m$<br>[g/cm <sup>3</sup> ] |
|---------|-----|--------------------|--------------------|---------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| 31 døgn | 1   | 2,4281             | 1,4421             | 0,986                     | 2,4626                         |                                  |
|         | 2   | 2,4526             | 1,4582             | 0,9944                    | 2,4664                         | 2,4650                           |
|         | 3   | 2,4518             | 1,4575             | 0,9943                    | 2,4659                         |                                  |
| 33 døgn | 1   | 2,4463             | 1,4459             | 1,0004                    | 2,4453                         |                                  |
|         | 2   | 2,4464             | 1,4453             | 1,0011                    | 2,4437                         | 2,4430                           |
|         | 3   | 2,4306             | 1,4344             | 0,9962                    | 2,4399                         |                                  |

satt under relativt høyt trykk slik at volumendringene kunne gi en indikasjon på luftinnholdets omfang. Innholdet viste seg å være på omlag 1,2% og 2,2% av betongmassen, som vist i tabell 3.6. Vekten til betongen ble målt 18 988,0 g og 18 974,4 g og rommet det totale volumet til en beholderen på 7962 ml, se tabell 3.6. Prosentandelen luft kan vanligvis bekrefte betongens frostbestandighet, hvor den i begge tilfellene ikke oppfylte kravet da luftinnholdet skal være minst 4%. Likevel er det valgt å se bort ifra dette kravet da utførelsen av eksperimentene ikke avhenger av denne typen bestandighet.

Hensikten ved kontroll av betongkonsistensen er at den kan avgi et estimat på støpekvaliteten umiddelbart, slik at eventuelle feil i resepten kan avverges ved å justere betongsammensetningen med eventuelle tilsetningsstoffer.

Tabell 3.6: Synkmål, vekt i synkkjegle og luftinnhold for den ferske betong.

| Dato støp | Synkmål<br>[cm] | Vekt<br>[g] | Luftinnhold<br>[%] |
|-----------|-----------------|-------------|--------------------|
| 17.02.17  | 22              | 18988,0     | 1,2                |
| 22.02.17  | 17              | 18974,4     | 2,2                |

## 3.7 Eksperiment og utprøving





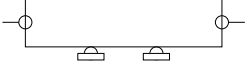









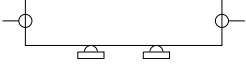

### 3.7.1 Opplagring av prøvestykkene

Hvert testeksemplar ble montert i innspenningene til langslagsmaskinen avbildet i figur 3.10. Innspenningene var to festepunkt, hvor den ene forholdt seg stasjonær gjennom eksperimentene, mens den andre ble deformasjonsstyrt. Deformasjonshastigheten ble justert mellom 0,2-0,4 mm/min slik at dannede riss kunne observeres før nye riss inntraff. Lastcellen i maskinen monitorerte globale deformasjoner og krefter, og måledataene ble utlevert gjennom konsollsystemet "Instron" som var koblet opp mot riggen.

Testeksemplarene med høyest egenvekt ble båret av opplagre i testsonen for å unngå propagering av mulige bøyeriss. Tabell 3.7 viser at 3- $\phi$ 32-c90 og 8- $\phi$ 32-c40 ble opplagret av rullelagre, ettersom rissformasjonene for de tilsvarende prøvestykkene, 4- $\phi$ 32-c90 og 7- $\phi$ 32-c40, viste antydninger til bøyeriss i underkant.

Samtlige prøvestykker som ble utsatt for lasttrinn, som tilsvarte et stabilisert risstadium, ble forsterket med eksterne stålbøyer i monteringssonen, se tabell 3.7. Bøylene ble konstruert av utborete HFSHS-profiler i stål med formål om å ta opp ytterligere interne horisontalkrefter.

Tabell 3.7: Testoppsett som viser hvordan opplagre ble plassert under enkelte prøver for å unngå bøyning fra egenvekten. Eksterne bøylere av HFSHS-profiler i stål ble montert på for stå imot interne sparkekrefter.

| ID               | Opplagring  | Monteringsone  |
|------------------|---|--|
| 1- $\phi$ 20-c90 |    |    |
| 2- $\phi$ 20-c90 |    |    |
| 3- $\phi$ 32-c90 |    |    |
| 4- $\phi$ 32-c90 |   |   |
| 5- $\phi$ 20-c40 |  |  |
| 6- $\phi$ 20-c40 |  |  |
| 7- $\phi$ 32-c40 |  |  |
| 8- $\phi$ 32-c40 |  |  |

### 3.7.2 Forsøksprosedyre

For å kunne fastslå sporbarheten og fellestrekkene til de tilsvarende prøvestykkene var det viktig at det første lasttrinnet til prøvestykkene, som skulle belastes til det stabiliserte risstadiet, tilsvarte det første lasttrinnet for prøvestykket som var antatt å være i rissdannelsesstadiet.

For prøvestykkene som ble lastet opp til et antatt rissdannelsesstadium ble tre utvalgte riss dokumentert fullstendig langs betongens overflate. De resterende rissene ble dokumentert ved armeringens posisjon. For prøvestykkene som ble lastet opp til antatt stabilisert risstadium ble ett riss fullstendig dokumentert og de resterende rissene ved armeringens posisjon ved hvert laststeg. Det siste laststeget ble dokumentert tilsvarende for prøvestykkene i det antatte rissdannelsesstadiet. For å kontrollere rissviddeutviklingen ble det første observerte risset dokumentert kontinuerlig gjennom lastforløpet.



Figur 3.10: Fysisk testoppsett hvor prøve 5- $\phi$ 20-c40 er montert i langslagsmaskinen som har en kapasitet på 1700 kN. LVDT-er ble plassert i midtspennet i testonen. Det ble ikke foretatt målinger på undersiden av prøvestykket da tilkomsten var begrenset.

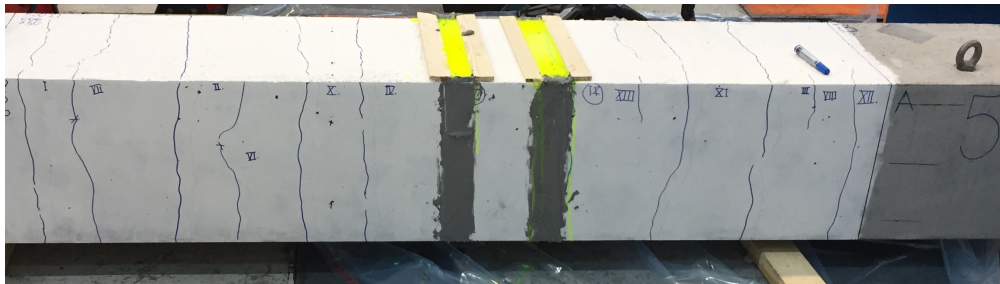


Gjennomføringen av eksperimentene er nærmere forklart i punkt 1 til 7:

1. Én operatør sto ansvarlig for manøvrering av langslagsmaskinen. I mellomtiden overvåket to personer initieringen av riss.
2. Det første synlige risset ble dokumentert ved et tilhørende lasttrinn. Dersom flere riss formet seg samtidig ble det mest akseptable risset dokumentert.
3. Hvert riss ble markert kronologisk etter dannelse. Rissene ble skissert i et kart med oversikt over hver betongflate, med tilhørende last da risset inntraff.
4. Alle rissene på de vertikale flatene ble dokumentert ved armeringshøyden.
5. Lastinkrementene ble bestemt basert på det første lasttrinnet.
6. Høyere last ble tilført prøvestykket. Punkt 2 til 4 ble gjentatt for hvert lasttrinn.
7. Alle rissavstander ( $S_r$ ) ble målt ved det siste lasstrinnet.

### 3.7.3 Epoxy-injisering av rissprofilene

For å bevare rissprofilene i sin opprinnelige form ved avlastning ble rissene injisert med epoxy fra et West System doseringssystem. Injiseringen besto hovedsakelig av en flytende plastmasse, kalt base, som simpelthen binder seg sammen (polymeriseres) med en tilsatt herder. Blandingen inneholdt til dels et selvlysende fargepigment kalt EpoDye som sammen med epoxyen reflekterer ultrafiolett lys (UV-stråler).



Figur 3.11: Et epoxy-bad ble satt sammen for å føre blandingen inn i risset. Rissprofilene på sideflatene til prøvestykkene ble lukket med sparkel.



Det ble bygget et epoxy-bad på betongoverflaten slik at blandingen fløt ned i risset kun ved hjelp av tyngdekraften, se figur 3.11. Substansen er kjent for å ha en relativt lav viskositet ut ifra blandingsforholdet til herderen og plastmassen. Injiseringen av epoxy ble gjennomført på de to tilsynelatende største rissene på prøvestykket. Dette foregikk umiddelbart etter at herderen ble tilsatt basen slik at blandingen ikke størknet før den ble plassert i epoxy-badet. Prøvestykkene forble i sin posisjon ved det siste lattrinnet i underkant av et døgn før den ble avmontert riggen. Etter 12 timers herdetid var massen stivnet så betraktelig at den kunne motstå sammentrekningene i armeringsstålet og betongen, og bevare rissprofilen.

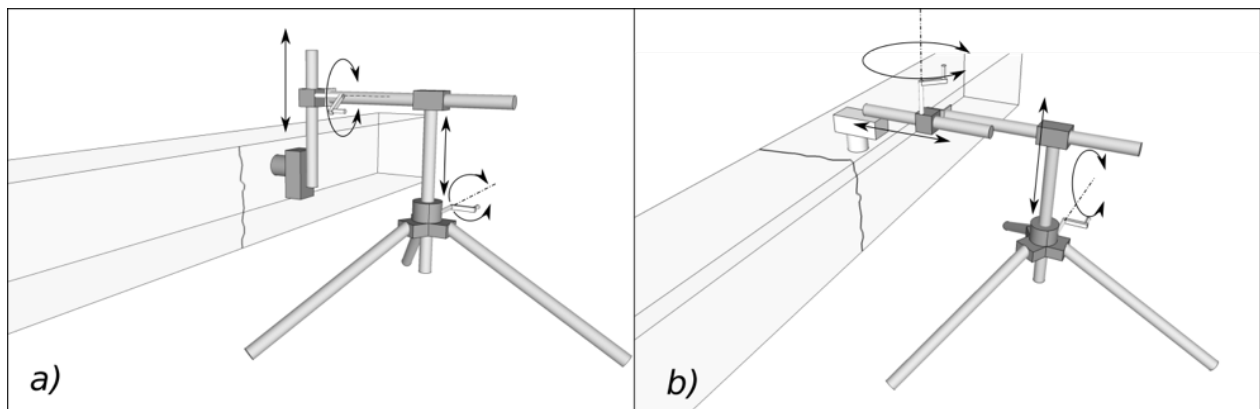
Formålet ved å bevare rissprofilen er å undersøke hvordan risspropageringen har foregått på innsiden av prøvestykket. Ikke bare kandeformasjonen i overdekningen kontrolleres, men det kan i tillegg undersøkes hvordan de innvendige rissene har utviklet seg langs armeringsstålet. Dessuten var det nødvendig at injiseringen av epoxy foregikk i prøvestykkene både ved rissdannelsesstadiet og det stabiliserte rissstadiet. Forskjellen i hvordan de interne sekundær-rissene propagerer ved disse stadiene kan bidra til å etablere en klarhet i heftglidningen langs armeringsstålet.



## 4 | Prosessering av rådata

I denne avhandlingen var det nødvendig med en effektiv og nøyaktig rissviddedokumentasjon slik at ytterligere vurderinger kunne foretas hvorvidt de ulike formelverkene fungerer i praksis. Prosesseringen av målingene er gjennomført av Giedrius Žirgulis som ble engasjert i prosjektet for å gjennomføre dokumentasjonen. I dette kapittelet vil gjennomføringen av prosesseringen av resultatene bli nærmere forklart.

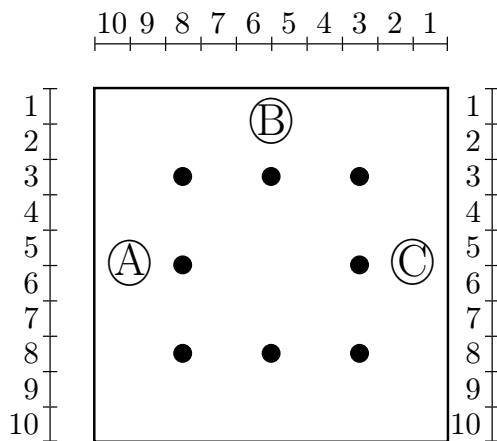
Rissene ble fotografert med et DSLR-kamera (digital single-lens reflex camera), hvor funksjonene til kameraet er gitt i tabell 4.1. Kameraet ble montert på et stativ med to håndtak som kunne føre kameraet stabilt både horisontalt og vertikalt, se figur 4.1. For å frem kontrastene mellom betongen og risset, ble testsonen malt hvitt.



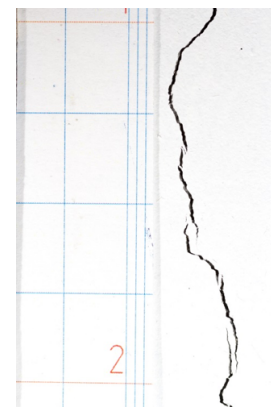
Figur 4.1: Systemet med stativ og kamera: a) oppsett for vertikale overflate riss og b) for horisontale overflateriss.

Tabell 4.1: Kameraets egenskaper. Linsen ble plassert omtrent 10 cm fra risset.

| DSLR-kamera           |                        |
|-----------------------|------------------------|
| Navn                  | Canon 60D              |
| Linse                 | 50 mm f2.5 macro linse |
| Bildemodus            | ISO100                 |
| Eksponeringstid       | 1/100s                 |
| Blenderåpning         | f/8                    |
| Antall eksterne blits | 2                      |



(a) Rissprofilene på hvert prøvestykke var inndelt i ti like store seksjoner på 40 m, og deretter fotografert for å måle en gjennomsnittlig rissvidde digitalt for hver seksjon.



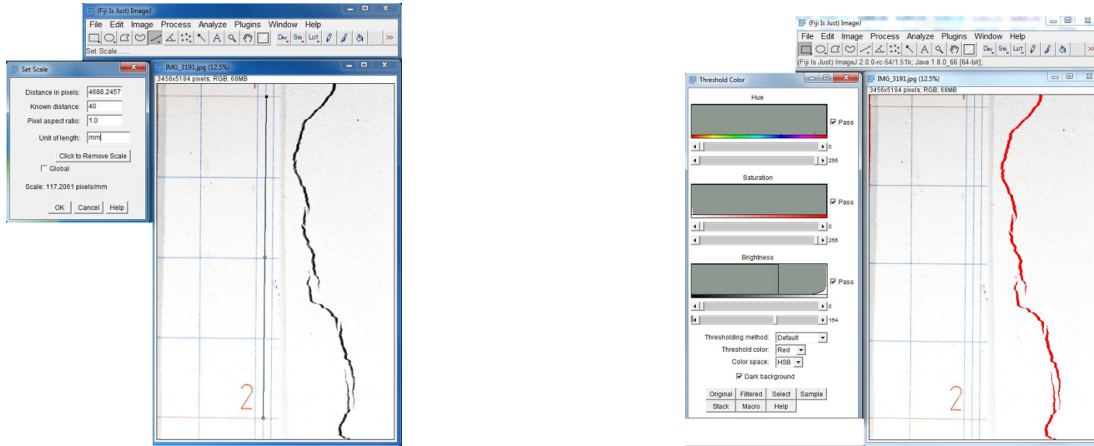
(b) Bilde av riss med målestokk. Avstanden mellom de to horisontale røde målelinjene er 40 mm.

Figur 4.2

På hver flate av prøvestykket ble det festet en målestokk langs risset. Målestokken var delt inn i 10 seksjoner, hvor hver seksjon fysisk representerte 40 mm, se figur 4.2a. Som forklart tidligere angir formelverkene den karakteristiske rissvidden på overflaten ved armeringsnivået, og det ble derfor tatt bilder for hvert riss i dette området. For å kontrollere hvordan rissvidden varierer over flaten ble tre riss for hvert prøvestykke ved det siste laststeget fullstendig dokumentert, som til sammen utgjør 30 bilder per riss. Et vilkårlig riss, med målestokken, er vist i figur 4.2b.

Ved hjelp av inndelingene til målestokken ble pikslene på hvert bilde skallert etter fysiske mål i mm. Verktøyet, som ble anvendt til å analysere bildene, kalles Fiji (ImageJ), som er en

«open source»-programvare. Programmet fanget opp fargeforskjellen til risset og betongen, for så å separere den tilhørende mellomkonturen. I figur 4.3, 4.4 og 4.5 presenterer de neste stegene i prosesseringen.



(a) Programmet får beskjed at avstanden til inndelingen i virkeligheten er 40 mm.

(b) Overflaten av risset blir registrert ved hjelp av en «threshold»-kommando.

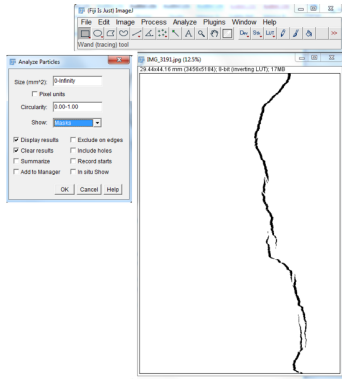
Figur 4.3

De gjennomsnittlige rissviddene er beregnet for hele den synlige lengden i bildet. Arealet og omkretsen av risset ble målt ved å benytte funksjonen «analyse particles» i verktøyet. Siden programmet filtrerer ut synlige partikler ut ifra størrelser og sirkularitet ble funksjonen «show mask» alternativt benyttet for å foreta en visuell kontroll av det filtrerte risset, vist i figur 4.4a og 4.4b. Dette er gunstig da luftporer i overflaten er synlige og at disse nødvendigvis bør filtreres vekk fra bildet. «Mask image»-funksjonen var dessuten gunstig å anvende, som kunne vurdere om partiklene ble gjenkjent ordentlig.

Resultatene er vist i figur 4.5. Det totale arealet og omkretsen av risset er beregnet som en sum av resultatene:

$$A = \sum_{i=1}^n A_i, \quad (4.1)$$

$$P = \sum_{i=1}^n P_i.$$



(a) «Mask image»-funksjonen filtrerer bort unødvendige partikler rundt risset.



(b) Risset er ferdig filtrert slik at omkretsen og overflaten kan analyseres.

Figur 4.4

| File | Edit     | Font   | Results |
|------|----------|--------|---------|
|      | Area     | Perim. |         |
| 19   | 0.018    | 0.768  |         |
| 20   | 2.114    | 16.531 |         |
| 21   | 7.255E-5 | 0.024  |         |
| 22   | 1.451E-4 | 0.048  |         |
| 23   | 1.451E-4 | 0.048  |         |
| 24   | 7.255E-5 | 0.024  |         |
| 25   | 7.255E-5 | 0.024  |         |
| 26   | 7.255E-5 | 0.024  |         |
| 27   | 4.353E-4 | 0.072  |         |
| 28   | 1.451E-4 | 0.041  |         |
| 29   | 0.003    | 0.240  |         |

Figur 4.5: Dataene over areal og omkretsen blir innhentet slik at en midlere rissvidde kan beregnes for hver inndeling.

Til slutt ble de gjennomsnittlige rissviddene beregnet ved å dele arealet av risset på risslengden, hvor det er antatt at risslengden er tilnærmet lik halve rissomkretsen:

$$w_{k,mean} = \frac{A}{P/2}. \tag{4.2}$$

Resultatene av rådataen for hvert laststeg til prøvestykket er presentert i vedlegg A.2.

## 5 | Resultat

I dette kapitlet presenteres resultatene av forsøkene. Til å begynne med presenteres betongens trykk- og strekkfasthet, samt E-modul, deretter en oversikt over risslastene før lastforskyvningskurvene fra lastcellen presenteres. Deretter vises beregningsgangen til den statistiske analysen som er benyttet på ett av prøvestykkene, etterfulgt av en presentasjon av de maksimale rissavstandene. De karakteristiske og observerte rissviddene blir så sammenlignet og kommentert. Det er i alt blitt gjennomført 16 laststeg for de 8 prismene, som gir totalt 16 verdier for de karakteristiske og observerte rissviddene, og dermed også 16 verdier for modelleringsusikkerheten ( $\gamma_{mod}$ ). Til slutt blir rissviddevariasjonen på sideflatene for utvalgte riss vist.

### 5.1 Fastsettelse av betongens styrke

Undersøkelsene av trykkfastheten og strekkfastheten foregikk ved henholdsvis enaksial trykk- og strekktest. Apparatene som utførte testene er vist i figur 5.1. Betongens E-modul ble undersøkt i etterkant av eksperimentene ved en trykktest gjennomført av SINTEF, vist i vedlegg D.2.



(a) Strekkfastheten til prøvene ble fastsatt av en Instron skrumaskin, med en kapasitet på 100 kN. Bruddlasten ble avlest fra måleinstrumentene montert på hver prøve.



(b) Betongterningene ble trykkbelastet i en hydraulisk testramme fra Toni Technik, som har et trykkintervall på 0-400 bar.

Figur 5.1

### 5.1.1 Trykkfasthet

Tabell 5.1 viser trykkfastheten ( $f_{c,cube}$ ) for hver terning og en gjennomsnittlig trykkfasthet ( $f_{cm}$ ) per gruppe terninger. Betongterningene gikk til brudd ved 74,27 MPa og 72,31 MPa, som er vesentlig høyere sammenlignet med terningfastheten på 55 MPa for B45-betong, i henhold til EC2 [1, tabell 3.1 i], som i utgangspunktet ble bestilt fra leverandøren. Ut ifra de målte trykkspenningene til terningene inneholdt prøvestykkene en betraktelig høyere betongkvalitet. Trykkfastheten er ikke aktuell for videre beregninger da den ikke inngår som en hovedparameter i rissviddeberegningene, men det er likevel viktig å poengtere at kvaliteten til den aktuelle betongen er høyere enn antatt.

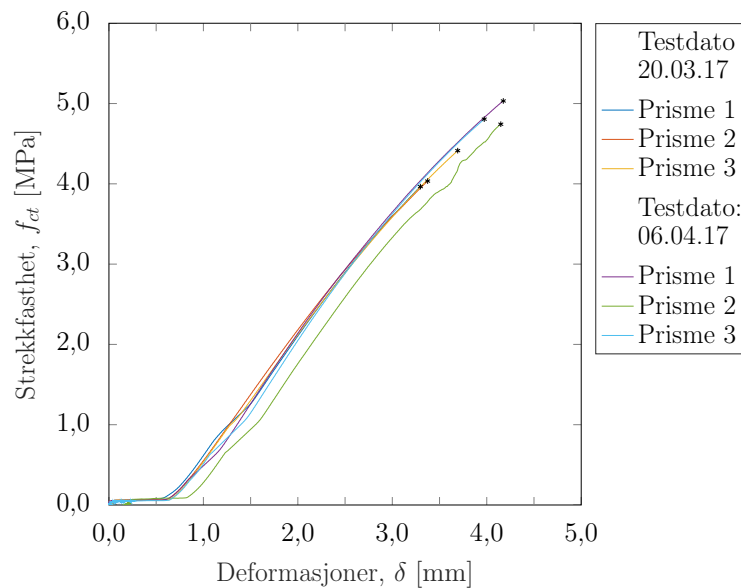


Tabell 5.1: Målte terningfastheter ( $f_{c,cube}$ ), gjennomsnittlig trykkfasthet ( $f_{cm}$ ), samt støpedato og testdato. Alderen til terningene er satt til 31 og 33 døgn.

| Dato støp | Dato test | Type    | Nr. | $f_{c,cube}$<br>[MPa] | $f_{cm}$<br>[MPa] | Tilhørende<br>prøvestykker |
|-----------|-----------|---------|-----|-----------------------|-------------------|----------------------------|
| 17.02.17  | 20.03.17  | Terning | 1   | 74,10                 | 74,27             | 5, 6, 7, 8                 |
|           |           |         | 2   | 73,17                 |                   |                            |
|           |           |         | 3   | 75,53                 |                   |                            |
| 22.02.17  | 27.03.17  | Terning | 1   | 71,86                 | 72,31             | 1, 2, 3, 4                 |
|           |           |         | 2   | 71,70                 |                   |                            |
|           |           |         | 3   | 73,37                 |                   |                            |

### 5.1.2 Strekkfasthet

Spennings-deformasjonskurvene i figur 5.2 representerer spenningsutviklingen da betongprismene ble utsatt for enaksiell strekk. Spenningskurvene viser at stivheten til hvert prisme er tilnærmet identisk. Bruddspenningen er gjengitt i tabell 5.2.



Figur 5.2: Spennings-forskyvningskurve for seks prismer støpt 17.02.17 og 22.02.17. Bruddspenningen er avlest og gjengitt i tabell 5.2.

Strekktestene avga en midlere strekkfasthet  $f_{ctm} = 4,86$  MPa og  $f_{ctm} = 4,14$  MPa for henholdsvis prøvestykke 1-4 og 5-8. Årsaken til at strekkfastheten ble nærmere undersøkt kommer

av at  $f_{ctm}$  for B45-betong tilsvarener  $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$ , som er vesentlig lavere enn den målte strekkfastheten.

Tabell 5.2: Målt strekkfasthet ( $f_{ct}$ ) for prøvestykker, gjennomsnittlig strekkfasthet ( $f_{ctm}$ ), samt støpedato og testdato. Alderen til prismene er satt til 31 og 43 døgn.

| Dato støp | Dato test | Type   | nr. | $f_{ct}$<br>[MPa] | $f_{ctm}$<br>[MPa] | Tilhørende<br>prøvestykker |
|-----------|-----------|--------|-----|-------------------|--------------------|----------------------------|
| 17.02.17  | 20.03.17  | Prisme | 1   | 3,98              | 4,14               | 5, 6, 7, 8                 |
|           |           |        | 2   | 4,03              |                    |                            |
|           |           |        | 3   | 4,41              |                    |                            |
| 22.02.17  | 06.04.17  | Prisme | 1   | 5,03              | 4,86               | 1, 2, 3, 4                 |
|           |           |        | 2   | 4,74              |                    |                            |
|           |           |        | 3   | 4,81              |                    |                            |

Den midlere strekkfastheten fra tabell 5.2 er benyttet til å beregne den teoretiske risslasten til hver prøve, samt den tilhørende karakteristiske rissvidden og maksimale rissavstanden i henhold til formelverkene.

### 5.1.3 Betongens E-modul

Betongens E-modul ( $E_c$ ) ble fastsatt av SINTEF ved trykkprøving av tre kjerneborede sylinderprøver fra prøvestykkene etter at eksperimentene var gjennomført. Prøvingsrapporten, utarbeidet i henhold til NS 3676 og vist i vedlegg D.2, ga følgende E-moduler ( $E_{cm}$ ) i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Trykkprøvene utført på betongsylinder avga følgende E-moduler.  $E_{cm}$  er en av flere hovedparametrene i rissformlene.

| Sylinder | $E_c$<br>[MPa] | $E_{cm}$<br>[MPa] |
|----------|----------------|-------------------|
| 1        | 27 306         |                   |
| 2        | 27 225         | 27 368            |
| 3        | 27 573         |                   |

Den gjennomsnittlige E-modulen ble avrundet opp til nærmeste hundredel,  $E_{cm} = 27\,400 \text{ MPa}$ ,

da EC2 viser til E-modulen i giga-pascal uten påfølgende desimaler. Det antas derfor at det er tilstrekkelig å operere med de tre første signifikante sifrene til E-modulen i praksis og i rissviddeformlene.

## 5.2 Prismenes risslast

Prismenes overdekning, totale armering, karakteristiske og observerte risslast, samt bruddlast, er vist i tabell 5.4. Den karakteristiske risslasten ( $N_{r,k}$ ) beregnes i uttrykk (2.41) hvor  $f_{ctm}$  er 4,86 MPa og 4,14 MPa for henholdsvis prøvestykke 1-4 og 5-8. Derfor er den karakteristiske risslasten til 1 og 2 forskjellig fra 5 og 6, selv om de har det samme armeringsforholdet ( $\rho_s$ ). Det samme gjelder  $N_{r,k}$  for prøvestykke 3 og 4 som er forskjellig fra 7 og 8.

Det er tydelig at det er en signifikant differanse mellom den fysiske og teoretiske risslasten, vist i tabell 5.4, som kan være et utfall av at den egentlige betongstrekkfastheten i prøvestykkene er lavere sammenlignet mot den målte fra tabell 5.2. Prøve 3 og 4, samt 7 og 8, har en observert risslast ( $N_r$ ) som ligger relativt nær hverandre. Prøvestykke 1 og 2 har derimot to svært ulike observerte risslaster med en differanse på 163,8 kN, til tross for at de har samme armeringsforhold og overdekning.

Høyere armeringsforhold gir større teoretiske risslaster, som prøve 1 og 2 viser sammenlignet opp mot 3 og 4, der  $N_{r,k}$  er henholdsvis 845 kN og 951 kN. Dette gjelder dessuten for prøve 5 og 6 sammenlignet med 7 og 8. Økningen i risslasten i forhold til endret armeringsforhold bør derimot belyses: Selv om 3 og 4 har 2,6 ganger større armeringsforhold enn 1 og 2, økes den karakteristiske risslasten kun med 12,5%. Dette vil si at betongen hovedsakelig bærer lasten den påføres før opprissing i stadium 1 uten betydelig innvirkning fra armeringsstålet.

Den karakteristiske bruddlasten  $N_{y,k}$  er inkludert i tabell 5.4 for å vise hvor de observerte risslastene inntraff i lastforløpet. Bruddlasten representerer den øvre flytegrensen til armeringsstålet i prøvestykket.

Tabell 5.4: Prismenes tilhørende egenskaper:  $c$  og  $A_s$ .  $N_r$  er observert risslast,  $N_{r,k}$  er karakteristisk risslast,  $N_{y,k}$  er øvre flytegrense for armering (B500NC), og  $u_r = N_r/N_{r,k}$

| Prisme           | $c$<br>[mm] | $A_s$<br>[mm <sup>2</sup> ] | $N_r$<br>[kN] | $N_{r,k}$<br>[kN] | $u_r$ | $N_{y,k}$<br>[kN] |
|------------------|-------------|-----------------------------|---------------|-------------------|-------|-------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 90          | 2513,3                      | 513,7         | 845,0             | 0,61  | 1257              |
| 2- $\phi$ 20-c90 |             |                             | 349,9         |                   | 0,41  |                   |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 90          | 6434,0                      | 534,5         | 951,0             | 0,56  | 3217              |
| 4- $\phi$ 32-c90 |             |                             | 542,0         |                   | 0,57  |                   |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 40          | 2513,3                      | 491,4         | 719,0             | 0,68  | 1257              |
| 6- $\phi$ 20-c40 |             |                             | 422,0         |                   | 0,59  |                   |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 40          | 6434,0                      | 626,6         | 809,0             | 0,77  | 3217              |
| 8- $\phi$ 32-c40 |             |                             | 581,8         |                   | 0,72  |                   |

## 5.3 Rissutviklingen

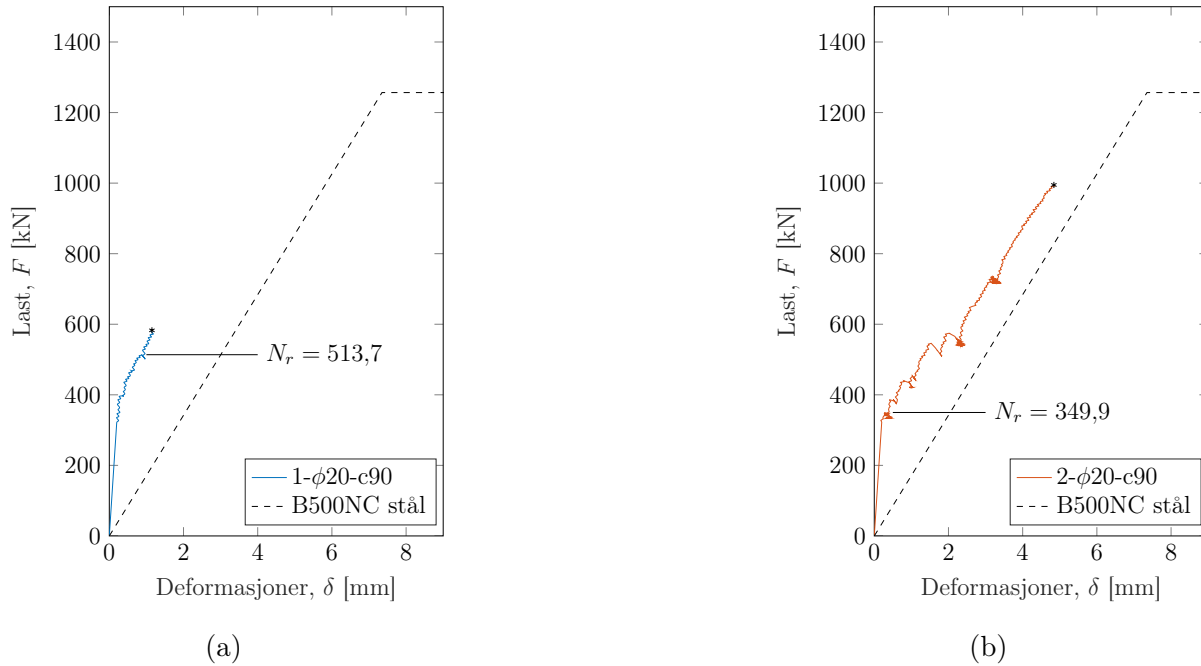
For at last-deformasjonskurvene, hentet fra langslagsmaskinen, kan tolkes opp mot den lokale oppførselen til betongen, er det foretatt en idealisering av lastforløpet. Denne idealiseringen er nærmere forklart trinnvis i vedlegg B.2.

### 5.3.1 Den globale responsen

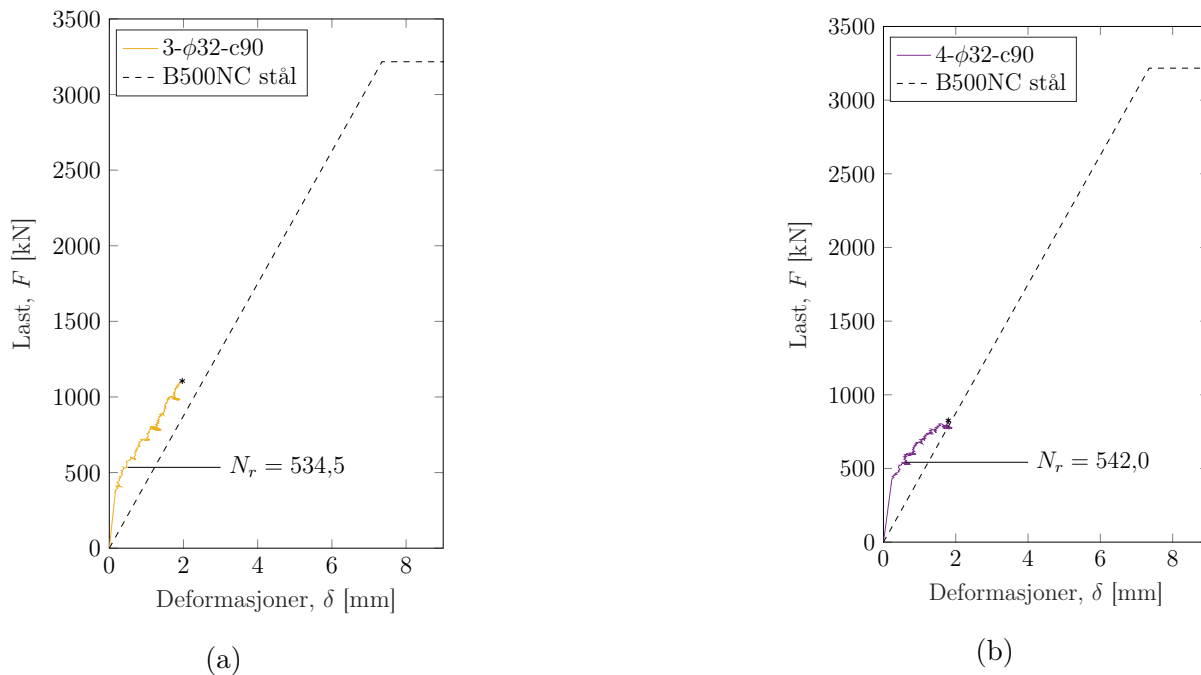
Prøvestykke 1 i figur 5.3 viser tendenser til en ikke-lineær oppførsel etter 350 kN, hvor det første risset i testsonen er observert ved 513,7 kN. Dette betyr at begynnelsen av det ikke-lineære forløpet i kurven kan være forårsaket av rissdannelsen i monteringssonen. Denne sonen, som beskrevet i delkapittel 3.4, består av bøylearmeringer, gjengestengene og endemutrer som reduserer betongtverrsnittet betydelig, og fungerer derfor som rissanvisere. Dette har vært en utslagsgivende faktor på alle last-forskyvningskurvene, hvor betongen oppfører seg ikke-lineært før risslasten i testsonen er observert. Videre i forløpet inntar betongen rissdannelsesstadiet, hvor stivheten reduseres gradvis desto mer deformasjonen øker.

Prøvestykke 2, som derimot er belastet ut i det stabiliserte risstadiet, opprettholder sin stivhet etter 750 kN, vist i figur 5.3. På grunn av tension stiffening-effekten reduseres ikke stivheten til stålets. Kurven viser videre at stivheten vedvarer til tross for at rissene utvides, som er en indikasjon på at det stabiliserte risstadiet er nådd. Ulikt prøvestykke 1 er risslasten til prøve 2 på 349,9 kN, som er betydelig lavere.

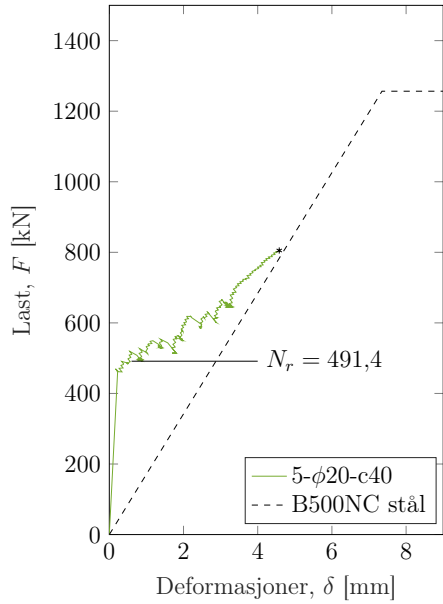
Prøvestykke 3 og 4 i figur 5.4 har et større armeringsforhold enn 1 og 2, og er derfor stivere. I likhet med kurvene i figur 5.3 reduseres stivheten ved opprissing, men forholder seg parallelt med den teoretiske stivheten til stålet som forklarer samvirket mellom armeringen og betongen. Prøvestykke 3 ble lastet opp til det stabiliserte risstadiet og prøvestykke 4 til rissdannelsesstadiet.



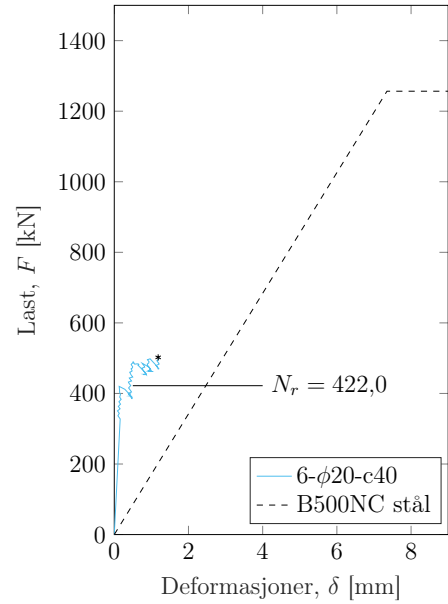
Figur 5.3: Idealisert kurve som viser  $F$  mot  $\delta$  for prøvestykke 1 og 2 kontra armeringsstålet alene.  $\phi$  er 20 mm, og samlet har stålet en øvre flytgrense på  $F_{y,k} = 1256,6$  kN.



Figur 5.4: Idealisert som viser  $F$  mot  $\delta$  for prøvestykke 3 og 4 kontra armeringsstålet alene.  $\phi$  er 32 mm, og samlet har stålet en øvre flytgrense på  $F_{y,k} = 3217,0$  kN

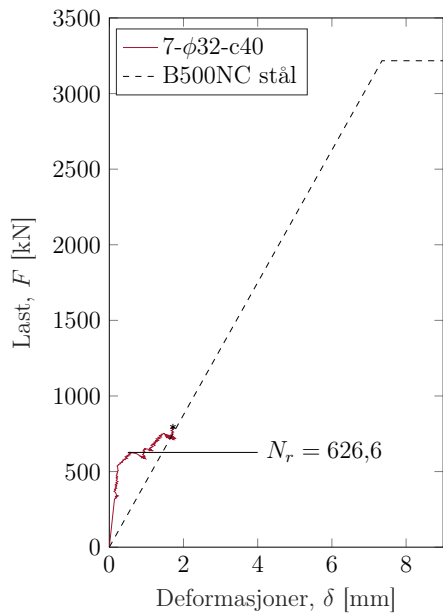


(a)

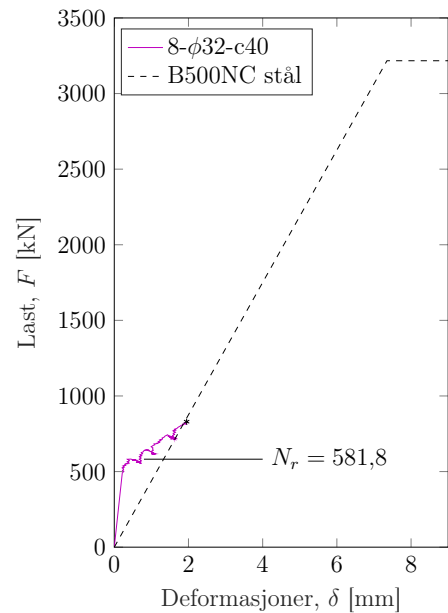


(b)

Figur 5.5: Idealisert kurve over  $F$  og  $\delta$  for prøvestykke 5 og 6 kontra armeringsstålet alene.  $\phi$  er 20 mm, og samlet har stålet en øvre flytgrense på  $F_{y,k} = 1256,6$  kN.



(a)



(b)

Figur 5.6: Idealisert kurve over  $F$  og  $\delta$  for prøvestykke 7 og 8 kontra armeringsstålet alene.  $\phi$  er 32 mm, og samlet har stålet en øvre flytgrense på  $F_{y,k} = 3217,0$  kN.



Figur 5.5 viser hvordan stivheten til prøvestykke 5 og 6 avtar betraktelig i rissdannelsesstadiet. I motsetning til prøvestykke 1 og 2 er overdekning i 5 og 6 lik 40 mm kontra 90 mm. Risslastene ble observert og loggført til 491,4 kN og 422,0 kN for henholdsvis prøve 5 og 6.

Hovedårsaken til at stivheten til prøvestykke 4-8, i figur 5.4b til 5.6b, nærmer seg stivheten til det «nakne» stålet tidlig i lastforløpet kan komme av at idealiseringen av kurvene ikke er tilstrekkelig. Det kan se ut til at maskinfeilen, vist i vedlegg B.2.1, ikke kan korrigere det ikke-lineære forløpet hvor betongen er i stadium 2, siden stivheten til systemet i utgangspunktet skal utvikles parallelt med stålet.

På en annen side er armeringen i prøvestykke 5-8 omringet av mindre betong da overdekningen er 40 mm. Dette kan medføre at det effektive betongstrekkarealet rundt armeringen er betydelig lavere enn for prøvestykkene med overdekning lik 90 mm. Det kan med andre ord se ut til at tension stiffening-effekten er avhengig av  $A_{c,eff}$ . Denne påstanden vil derimot ikke utdypes ytterligere i denne avhandlingen.

Prøvestykke 7 i figur 5.6 blir maksimalt belastet med 795 kN slik at antatt rissdannelsesstadiet inntreffer. Risslasten er 626,6 kN, som ikke er langt unna risslasten til prøvestykke 8. Prøvene ble avmontert ved 795,4 kN og 829,9 kN.

## 5.4 Beregningseksempel med statistisk analyse

Etter at rådataen ble prosessert, som beskrevet i kapittel 4, ble den så behandlet av en statistisk analyse. I dette delkapittelet vil beregningsgangen gjennomføres for prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90. Rådataen er vist i tabell 5.5 og det er viktig å legge merke til at de fysiske rissviddene er inndelt i sideflate A, B og C, og at disse til sammen beskriver hele risset. Den siste sideflaten er ikke tatt med i betraktning på grunn av begrenset tilkomst. Indeksene I, II, III, IV, og V angir rissnummeret som er angitt på oversiktsbildene i vedlegg E. Intervallet 0-40 til 360-400 er inndelingene på en sideflate, som vises på figur 4.2a i kapittel 4.

Tabell 5.5: Rådataverdier for 1- $\phi$ 20-c90 der verdiene fra 0-400 er i mm.

| Riss.     | 0-40   | 40-80  | 80-120 | 120-160 | 160-200 | 200-240 | 240-280 | 280-320 | 320-360 | 360-400 |
|-----------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $A_I$     | 0,1788 | 0,1378 | 0,1281 | 0,1722  | 0,1894  | 0,1556  | 0,1652  | 0,1483  | 0,1586  | 0,1698  |
| $A_{II}$  |        |        | 0,1532 |         | 0,1274  |         |         | 0,1598  |         |         |
| $A_{III}$ | 0,1962 | 0,1653 | 0,1476 | 0,1875  | 0,1764  | 0,1623  | 0,1529  | 0,1510  | 0,1158  | 0,0938  |
| $A_{IV}$  | 0,1655 | 0,1838 | 0,2205 | 0,1197  | 0,2386  | 0,2134  | 0,1866  | 0,1259  | 0,1810  | 0,2180  |
| $A_V$     | 0,1330 | 0,1357 | 0,1222 | 0,1639  | 0,1463  | 0,1235  | 0,1525  | 0,1190  | 0,1252  | 0,1636  |
| $B_{III}$ | 0,0976 | 0,0735 | 0,0560 | 0,0313  | 0,0632  | 0,0966  | 0,0780  | 0,1001  | 0,0950  | 0,1030  |
| $B_{IV}$  | 0,0617 | 0,0611 | 0,0699 | 0,0431  | 0,0680  | 0,0776  | 0,0775  | 0,0823  | 0,0900  | 0,1277  |
| $B_V$     | 0,0696 | 0,0952 | 0,0978 | 0,0763  | 0,0942  | 0,0687  | 0,0828  | 0,0943  | 0,0991  | 0,0941  |
| $C_I$     |        |        | 0,1875 |         | 0,1124  |         |         | 0,1712  |         |         |
| $C_{II}$  |        |        | 0,1366 |         | 0,1132  |         |         | 0,1826  |         |         |
| $C_{III}$ | 0,1821 | 0,2166 | 0,1449 | 0,1849  | 0,1661  | 0,1598  | 0,1786  | 0,1300  | 0,0870  | 0,1607  |
| $C_{IV}$  | 0,1389 | 0,1618 | 0,1586 | 0,1686  | 0,1199  | 0,1358  | 0,0725  | 0,1413  | 0,1663  | 0,1801  |
| $C_V$     | 0,0755 | 0,0921 | 0,1045 | 0,1241  | 0,1076  | 0,1741  | 0,1210  | 0,1212  | 0,1441  | 0,1526  |

For rissnummer I er seks verdier målt fra sideflate A og C, som er markert rødt i tabell 5.5. Disse benyttes i formel (2.80), som gir den fysiske gjennomsnittlige rissvidden til dette risset:

$$\bar{y}_I = \frac{1}{6}((0,1281 + 0,1894 + 0,1483 + 0,1875 + 0,1124 + 0,1712)) = 0,1562.$$

Deretter beregnes variansen til risset etter formel (2.81):

$$s_I^2 = \frac{1}{6-1} \cdot ((0,1281 - 0,1562)^2 + (0,1894 - 0,1562)^2 + (0,1483 - 0,1562)^2 + (0,1875 - 0,1562)^2 + (0,1124 - 0,1562)^2 + (0,1712 - 0,1562)^2) = 0,0010.$$

Standardavviket er gitt ved  $\sigma = \sqrt{s_I^2}$  og variasjonskoeffisienten beregnes fra formel (2.89):

$$s_I = \sqrt{0,0010} = 0,0316,$$

$$V_I = \frac{0,0316}{0,1562} = 0,2023.$$

Disse beregningene utføres for hvert riss. Resultatene er presentert i tabell 5.6.

Tabell 5.6: Antall observasjoner (n), gjennomsnitt, variasjon, standardavvik og variasjonskoeffisient per riss.

| Riss             | Side    | n | $\bar{y}$ | $s_i^2$ | $s_i$  | V      |
|------------------|---------|---|-----------|---------|--------|--------|
| 1 <sub>I</sub>   | A, C    | 6 | 0,1562    | 0,0010  | 0,0319 | 0,2041 |
| 1 <sub>II</sub>  | A, C    | 6 | 0,1455    | 0,0006  | 0,0249 | 0,1709 |
| 1 <sub>III</sub> | A, C, B | 9 | 0,1261    | 0,0019  | 0,0435 | 0,3447 |
| 1 <sub>IV</sub>  | A, C, B | 9 | 0,1361    | 0,0038  | 0,0617 | 0,4532 |
| 1 <sub>V</sub>   | A, C, B | 9 | 0,1119    | 0,0003  | 0,0170 | 0,1523 |

Deretter beregnes de estimerte gjennomsnittsverdiene og variansen for hele prismer ved formel (2.82) og (2.83):

$$\bar{y}_{tot} = \frac{1}{n_{tot}} \sum_{i=1}^m n_i \bar{y}_i = 0,1327,$$

$$s_{tot}^2 = \frac{\sum_{i=1}^m ([n_i - 1] s_i^2)}{n_{tot} - 1} + \frac{\sum_{i=1}^m (n_i \bar{y}_i^2) - n_{tot} \bar{y}_{tot}^2}{n_{tot} - 1} = 0,0017.$$

Tabell 5.7: Ulike variabler estimert for hele prøvestykket hvor det er antatt at målepunktene er normalfordelte.

| $\bar{y}_{tot}$ | $s_{tot}^2$ | $\sigma_{tot}$ | V      |
|-----------------|-------------|----------------|--------|
| 0,1327          | 0,0017      | 0,0413         | 0,3109 |

Herfra beregnes standardavviket og variasjonskoeffisienten som antas estimert for hele prismet, verdiene er presentert i tabell 5.7.

Nå kan Bayes' teorem benyttes for å finne fremtidige observerte rissvidder. Dette betyr at modellen prøver å gi et mer nøyaktige estimat for  $\bar{y}$ ,  $s^2$ ,  $s$  og  $V$  for fremtidige prøvestykker.

Modellen er avhengig av å innhente 95 %-kvantilen fra en t- og  $\chi^2$ -fordeling. Verdiene er innhentes fra innebygde funksjoner i Excel, og er vist i tabell 5.8. Frihetsgradene ( $\nu = n - 1$ ) kan være ulike for hvert prisme på grunn av ulikt antall målte verdier ( $n$ ) som kan føre til ulike t- og  $\chi^2$ -fordelingsverdier, som er vist i vedlegg A.1.

Tabell 5.8:  $\nu$  og  $\chi^2$  - verdier for 1- $\phi$ 20-c90.

| $\nu = 38$          | Formel i Excel               | Verdi   |
|---------------------|------------------------------|---------|
| $\chi^2$ -fordeling | KJIKVADRAT.INV(0,95; $\nu$ ) | 53,3835 |
| t-fordeling         | -T.INV(0,95; $\nu$ )         | -1,6860 |

Ved å benytte formel (2.86), (2.87) og (2.88) beregnes henholdsvis de fremtidige estimatene for den observerte gjennomsnittlige rissvidden ( $w_{0,95,mean}$ ), variansen og den observerte rissvidden ( $w_{0,95}$ ) gitt at den er en 95 %-kvantil:

$$w_{0,95,mean} = \tilde{\mu} = 0,1327 - (-1,6860) \cdot 0,0413 \cdot \sqrt{\frac{1}{38 + 1}} = 0,1439,$$

$$\tilde{\sigma}^2 = \frac{38 \cdot 0,0413^2}{53,3835} = 0,0012,$$

$$w_{0,95} = \tilde{y} = 0,1327 - (-1,6860) \cdot 0,041 \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{38 + 2}{38 + 1}} = 0,2032.$$

Disse verdiene er presentert i tabell 5.9 og det er  $w_{0,95}$  som benyttes i avhandlingen for å sammenligne mot de karakteristiske rissviddene til formelverkene. Denne fremgangsmåten er gjennomført for alle prøvestykkene.

Tabell 5.9: Fremtidige verdier for prøvestykket med antagelse at målepunkter er normalfordelte.

| $\bar{y}_{tot}$ | $s_{tot}^2$ | $\sigma_{tot}$ | $w_{0,95}$ |
|-----------------|-------------|----------------|------------|
| 0,1439          | 0,0012      | 0,0348         | 0,2032     |

For antagelsen om log-normalfordeling av målepunktene benyttes funksjonen i uttrykk (2.84) og samme beregningsgjennomgang som presentert ovenfor. Utregningen vises ikke her, men resultatene er satt i tabell 5.10.

Tabell 5.10: Ulike variabler for hvert riss med antagelse om log-normalfordelte målepunkt.

| Riss.            | Side  | n obs. | $\bar{y}$ | $s_i^2$ | $s_i$  | $V$    |
|------------------|-------|--------|-----------|---------|--------|--------|
| 1 <sub>I</sub>   | A,C   | 6      | -1,8753   | 0,0454  | 0,2131 | 0,8926 |
| 1 <sub>II</sub>  | A,C   | 6      | -1,9400   | 0,0293  | 0,1713 | 0,9155 |
| 1 <sub>III</sub> | A,C,B | 9      | -2,1390   | 0,1766  | 0,4202 | 0,8216 |
| 1 <sub>IV</sub>  | A,C,B | 9      | -2,0869   | 0,2119  | 0,4604 | 0,8020 |
| 1 <sub>V</sub>   | A,C,B | 9      | -2,2000   | 0,0215  | 0,1468 | 0,9355 |

For å direkte sammenligne gjennomsnittsverdiene i tabell 5.6 og gjennomsnittsverdiene i tabell 5.10, benyttes den eksponentiale funksjonen  $\exp(\bar{y})$ . I beregningene beholdes gjennomsnittsverdiene log-normalfordelte som vist i tabellen, som kommer av at disse verdiene benyttes videre i beregningene, vist i tabell 5.11. Variasjonskoeffesienten beregnes etter formel (2.90).

Tabell 5.11: Ulike variabler estimert for hele prismet med antagelse om log-normalfordelte målepunkter.

| $\bar{y}_{tot}$ | $s_{tot}^2$ | $\sigma_{tot}$ | $V$    |
|-----------------|-------------|----------------|--------|
| -2,0699         | 0,1100      | 0,3317         | 0,3410 |

Deretter brukes forholdet i formel (2.86), (2.87) og (2.88) til å beregne fremtidige observerte verdier for hele prismet, som er presentert i tabell 5.12.

Tabell 5.12: Ulike fremtidige verdier for hele prismet med antagelse om log-normalfordelte målepunkt.

| $\bar{y}_{tot}$ | $s_{tot}^2$ | $\sigma_{tot}$ | $w_{0,95}$ |
|-----------------|-------------|----------------|------------|
| -1,9803         | 0,0783      | 0,3317         | 0,2223     |

Det er viktig her å understreke at i beregningen av den observerte rissvidden ( $w_{0,95}$ ) normalfordeles logaritmen:

$$w_{0,95} = \exp(\tilde{y}) = \exp\left(\bar{y} - t_{\alpha,\nu} s \sqrt{\frac{\nu+2}{\nu+1}}\right).$$

## 5.5 Rissavstander

I tabell 5.13 er de beregnede maksimale rissavstandene ( $S_{r,max}$ ) fra formelverkene presentert og sammenlignet opp mot de målte rissavstanden til hvert prisme. De målte rissavstandene er målt på siste laststeg til prøvestykkene, og avstandene er målt mellom hvert riss uavhengig om det er antatt som et primærriss eller sekundærriss. Gjennomsnittsverdiene består av alle rissene på prøvestykke.

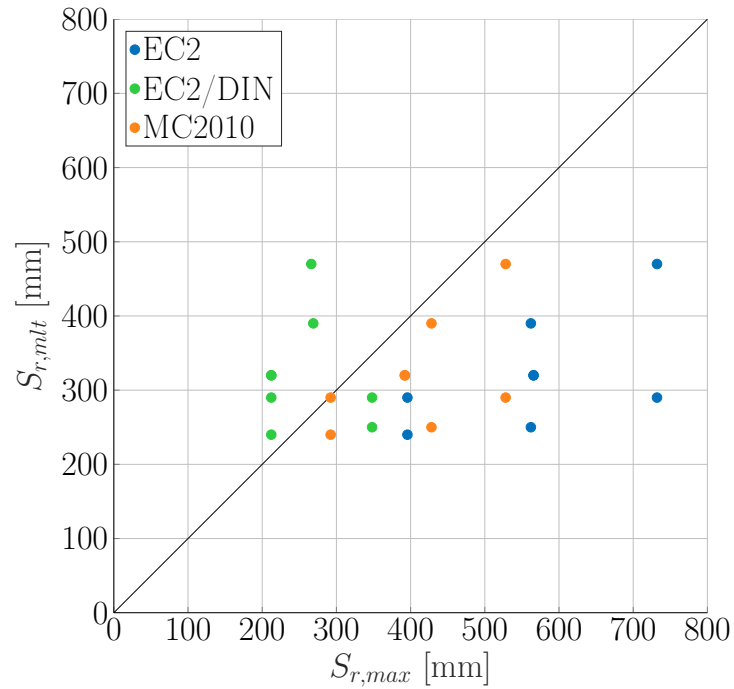
I tabellen vises det at EC2 gir større beregnede rissavstander enn fysisk målte hvor den største differansen er for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 og er 442,1 mm. EC2/DIN underestimerer den maksimale rissavstanden for alle prøvestykkene utenom 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40. De beregnede rissavstandene i henhold til EC2/DIN er nærmere de gjennomsnittlige rissavstandene. MC2010 gir estimerer som ligger imellom formelverkene, og estimerer den maksimale rissavstanden omtrentlig lik den fysiske for prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90, 6- $\phi$ 20-c40 og 7- $\phi$ 32-c40, der den største forskjellen for disse prøvestykkene sammenlignet mot de beregnede er 38,1 mm.

Prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90 har en målt maksimal rissavstand lik 470 mm og er den største fysiske rissavstanden som er observert. For prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 er den største målte rissavstanden lik 290 mm og sammenlignet med prøve 5- $\phi$ 20-c40, hvor den eneste forskjellen er overdekningen, er rissavstanden lavere (250 mm), som stemmer i henhold til EC2 og MC2010 hvor den maksimale rissavstanden blir større med økende overdekning. Tilsvarende gjelder for prisme 3- $\phi$ 32-c90 og 8- $\phi$ 32-c40 der rissavstandene er henholdsvis 320 mm og 240 mm. EC2/DIN, som ikke tar hensyn til overdekningen, overestimerer rissavstandene for 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40, men underestimerer for 3- $\phi$ 32-c90 og 8- $\phi$ 32-c40. Med andre ord overestimerer formelverket rissavstanden for prismene med armeringsdiameter på 20 mm, men motsatt for 32 mm.

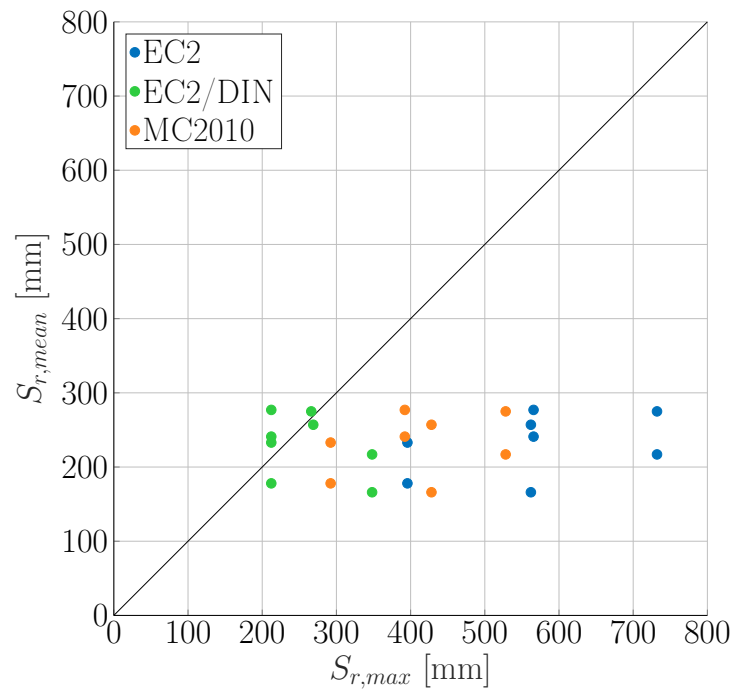
Tabell 5.13: Maksimale karakteristiske rissavstander for prøvestykkene for siste laststeg sammenlignet opp mot målte rissavstander.

| Prisme           | Last<br>[kN] | $S_{r,max}$ [mm] |        |         | $S_{r,max}$ [mm] | $S_{r,mean}$ [mm] |
|------------------|--------------|------------------|--------|---------|------------------|-------------------|
|                  |              | EC2              | MC2010 | EC2/DIN | Målt             | Målt              |
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 732,1            | 528,1  | 266,1   | 470              | 276               |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 1003         | 732,1            | 528,1  | 348,1   | 290              | 217               |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 1363         | 565,7            | 392,2  | 212,2   | 320              | 266               |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 565,7            | 392,2  | 212,2   | 320              | 258               |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 808          | 562,1            | 428,1  | 348,1   | 250              | 163               |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 562,1            | 428,1  | 268,8   | 390              | 241               |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 395,7            | 292,2  | 212,2   | 290              | 230               |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 1012         | 395,7            | 292,2  | 212,2   | 240              | 178               |

I figur 5.7 og 5.8 er de maksimale karakteristiske rissavstandene for EC2, EC2/DIN og MC2010 plottet sammen mot tilhørende målt maksimal og gjennomsnittlig rissavstand. Funksjonen  $S_{r,max,obs.} = S_{r,max}$  er lagt til for å vise hvilke beregnede rissavstander som er over- eller underestimert. Figur 5.7 viser at EC2/DIN underestimerer 6 av 8 rissavstander og hvordan fordelingen av disse er. MC2010 er konservativ, og figuren viser at 6 av 8 verdier for MC2010 ligger omkring funksjonen. EC2 er svært konservativ da rissavstandene er betraktelig overestimerte. Figur 5.8 viser at fordelingen av de målte gjennomsnittlige rissavstandene ikke avviker betraktelig fra hverandre men at EC2/DIN underestimerer fremdeles 4 av 8 punkt.



Figur 5.7: Figuren viser maksimale karakteristiske rissavstander ( $S_{r,max}$ ) fra EC2, EC2/DIN, og MC2010 plottet sammen med tilhørende målte maksimale rissavstander ( $S_{r,obs.}$ ).



Figur 5.8: Figuren viser maksimale rissavstander ( $S_{r,max}$ ) fra EC2, EC2/DIN, og MC2010 plottet sammen med tilhørende målte gjennomsnittlige rissavstander ( $S_{r,mean}$ ).



Rissavstanden varierer mellom  $S_{r,max}/2$  og  $S_{r,max}$ , eller med andre ord  $l_{t,max}$  og  $2 \cdot l_{t,max}$ , som vil si at ingen nye riss kan oppstå ved en mindre avstand enn én overføringslengde fra et riss. I tabell 5.14 og 5.15 vises antall riss formelverkene estimerer og antall observerte. Tabellen gjelder henholdsvis for prøvestykkene som er antatt å være i henholdsvis rissdannelsesstadiet og stabilisert risstadiet. I opptellingen av de faktiske rissene som oppstod, er både primærriss og mulige sekundærriss tatt i betraktning.

Tabell 5.14: Beregnet antall riss sammenlignet mot antall observerte for tilsvarende. De beregnede verdiene er gitt av  $(l/(2l_{t,max})) - (l/(l_{t,max}))$ , der  $l = 2000$  mm. Antallet er rundt opp til hele tall og prismene er antatt å være i rissdannelsesstadiet.

| ID               | Last<br>[kN] | Beregnet antall riss |        |         | Faktisk antall riss |
|------------------|--------------|----------------------|--------|---------|---------------------|
|                  |              | EC2                  | MC2010 | EC2/DIN | Målt                |
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 3-6                  | 4-8    | 8-16    | 9                   |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574          | 3-6                  | 4-8    | 6-12    | 9                   |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805          | 4-8                  | 5-10   | 9-18    | 6                   |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 4-8                  | 5-10   | 9-18    | 7                   |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520          | 4-8                  | 5-10   | 6-12    | 5                   |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 4-8                  | 5-10   | 8-16    | 7                   |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 5-10                 | 7-14   | 9-18    | 9                   |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743          | 5-10                 | 7-14   | 9-18    | 10                  |

Tabell 5.14 viser at for de tilsvarende prøvestykkene 1- $\phi$ 20-c90 og 2- $\phi$ 20-c90 er 9 riss observert, mens EC2 ikke estimerer mer enn 3-6, som vil si at det oppstod opptil 6 flere riss enn antatt. I henhold til teorien vil flere riss på prøvestykkene føre til en mindre maksimal rissavstand som gir en lavere rissvidde. MC2010 og EC2/DIN angir at det vil oppstå mellom 4-8 riss og 8-16 for henholdsvis prisme 1- $\phi$ 20-c90 og 2- $\phi$ 20-c90. Det er EC2 som angir det mest nøyaktige intervallet for antall riss som vil oppstå for 3- $\phi$ 32-c90 til og med 8- $\phi$ 32-c40. Det er ikke enkelt å si hvilket formelverk som estimerer et best realistisk estimat for antall riss som dannes.

Sammenlignes 5.14 og 5.15 viser dette at få nye riss har oppstått på prøvestykkene utenom for 5- $\phi$ 20-c40. For dette prøvestykket ble 5 riss observert ved 520 kN og 13 riss ved 808 kN. For 2- $\phi$ 20-c90 har det derimot ikke oppstått noen nye riss selv om lasten har økt hele 429 kN. Det

Tabell 5.15: Beregnet antall riss sammenlignet mot faktisk antall riss oppstått for siste laststeg til hvert prisme. De beregnede verdiene er gitt av  $l/2l_{t,max} - l/l_{t,max}$ , der  $l = 2000$  mm. Antallet er rundet opp til hele tall og prismene antas å være i det stabiliserte risstadiet.

| ID               | Last<br>[kN] | Beregnet antall riss |        |         | Faktisk antall riss |
|------------------|--------------|----------------------|--------|---------|---------------------|
|                  |              | EC2                  | MC2010 | EC2/DIN | Målt                |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 1003         | 3-6                  | 4-8    | 6-12    | 9                   |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 1363         | 4-8                  | 5-10   | 9-18    | 8                   |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 808          | 4-8                  | 5-10   | 6-12    | 13                  |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 1012         | 5-10                 | 7-14   | 9-18    | 11                  |

har kun oppstått 2 nye riss etter at lasten har økt 558 kN for 3- $\phi$ 32-c90 og for 8- $\phi$ 32-c40 er det kun oppstått 1 nytt riss når lasten har økt 269 kN. Men antagelse om at prøvestykkene er i det stabiliserte risstadiet er det vanskelig å si hvilket formelverk som gir et realistisk estimat på antall riss som dannes. Intervallet til EC2/DIN stemmer overrens med hvor mange riss som oppstod for 2- $\phi$ 20-c90 og 8- $\phi$ 32-c40, men ikke for 3- $\phi$ 32-c90 og 5- $\phi$ 20-c40.

## 5.6 Karakteristiske og observerte rissvidder

I dette delkapittelet er de beregnede karakteristiske rissviddene ( $w_{k,i}$ ) fra formelverkene presentert og sammenlignet opp mot de observerte rissviddene ( $w_{0,95}$ ) og observerte gjennomsnittlige rissviddene ( $w_{0,95,mean}$ ).  $w_k$  er hentet fra beregningsmodellen vist i vedlegg B.1. Utnyttelsesgraden ( $u = \sigma_s/f_{yd}$ ) er listet opp for hvert laststeg. I det følgende presenteres karakteristiske rissvidder med hensyn til en korttidslast ( $k_t = \beta = 0,6$ ) og sammenlignes mot de observerte rissviddene hvor det er antatt at målepunktene er normal- og log-normalfordelte. Resultatene hvor beregningene er gjennomført med hensyn til en langtidslast ( $k_t = \beta = 0,4$ ), er vist i vedlegg A.3 sammen med resten av beregningene hvor  $k_t = \beta = 0,6$ .

### 5.6.1 Normalfordeling av målepunkt

I tabell 5.16 er de ulike karakteristiske rissviddene sammenlignet mot de observerte rissviddene og observerte gjennomsnittsverdi med antagelse om normalfordelte målepunkt. Resultatene viser at EC2 estimerer større karakteristiske rissvidder enn EC2/DIN og MC2010. EC2/DIN gir relativt lave karakteristiske rissvidder og MC2010 gir karakteristiske rissvidder imellom EC2 og EC2/DIN.

Det er som tidligere nevnt av stor interesse å kontrollere hvordan overdekningen påvirker rissviddene. Det er ikke mulig å direkte sammenligne prøvestykkene med overdekning på 40 mm og 90 mm siden de er dokumentert ved ulike laststeg, men resultatene kan likevel benyttes til å kontrollere overdekningens betydning. Tabell 5.16 viser at for 1- $\phi$ 20-c90 er den observerte rissvidden 0,2032 mm ved en last lik 585 kN mens for 5- $\phi$ 20-c40 er den lik 0,1670 mm ved 667 kN. Dette vil altså si at selv om 5- $\phi$ 20-c40 har en høyere belastning enn 1- $\phi$ 20-c90 er den observerte rissvidden mindre. Tilsvarende gjelder for 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40, som henholdsvis har en rissvidde lik 0,2878 mm og 0,2014 mm ved et lasttrin lik 736 kN og 808 kN. Den observerte rissvidden til 2- $\phi$ 20-c90 er lavere enn 5- $\phi$ 20-c40, til tross for at 5- $\phi$ 20-c40 er mer belastet og har samme armeringsforhold. Dette er gjentakende og gjeldende også for 3- $\phi$ 32-c90 ved 1004 kN og 8- $\phi$ 32-c40 ved 1012 kN. Prøvestykkene ligger på omtrentlig

samme lastnivå men likevel har 3- $\phi$ 32-c90 og 8- $\phi$ 32-c40 en observert rissvidde lik henholdsvis 0,1779 mm og 0,0923 mm.

Tabell 5.16: Karakteristiske mot observerte rissvidder med antagelse om at målepunktene er normalfordelte ved korttidslast ( $k_t = \beta = 0,6$ ).

| ID               | Last<br>[kN] | $u$<br>[ $\frac{\sigma_s}{f_{yd}}$ ] | $w_{k,EC2}$<br>[mm] | $w_{k,MC2010}$<br>[mm] | $w_{k,EC2/DIN}$<br>[mm] | $w_{0.95}$<br>[mm] | $w_{0.95,mean}$<br>[mm] |
|------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------|------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 0,47                                 | 0,5112              | 0,3591                 | 0,1858                  | 0,2032             | 0,1439                  |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574          | 0,46                                 | 0,5016              | 0,3591                 | 0,1789                  | 0,1977             | 0,1479                  |
|                  | 736          | 0,59                                 | 0,6432              | 0,3591                 | 0,2941                  | 0,2878             | 0,2119                  |
|                  | 1003         | 0,79                                 | 0,8765              | 0,5151                 | 0,4168                  | 0,3766             | 0,2682                  |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805          | 0,25                                 | 0,2123              | 0,1188                 | 0,0796                  | 0,1491             | 0,1076                  |
|                  | 1004         | 0,31                                 | 0,2648              | 0,1278                 | 0,0993                  | 0,1779             | 0,1220                  |
|                  | 1201         | 0,37                                 | 0,3168              | 0,1878                 | 0,1188                  | 0,2014             | 0,1410                  |
|                  | 1363         | 0,42                                 | 0,3595              | 0,2372                 | 0,1348                  | 0,2401             | 0,1716                  |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 0,25                                 | 0,2121              | 0,1188                 | 0,0795                  | 0,1357             | 0,0932                  |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520          | 0,41                                 | 0,3489              | 0,2478                 | 0,1725                  | 0,1333             | 0,1051                  |
|                  | 667          | 0,53                                 | 0,4475              | 0,2478                 | 0,2772                  | 0,1670             | 0,1341                  |
|                  | 808          | 0,64                                 | 0,5421              | 0,3165                 | 0,3358                  | 0,2014             | 0,1435                  |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 0,40                                 | 0,3375              | 0,2478                 | 0,1614                  | 0,1180             | 0,0862                  |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 0,23                                 | 0,1389              | 0,0753                 | 0,0745                  | 0,0767             | 0,0592                  |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743          | 0,23                                 | 0,1371              | 0,0753                 | 0,0735                  | 0,0650             | 0,0479                  |
|                  | 1012         | 0,31                                 | 0,1867              | 0,1168                 | 0,1001                  | 0,0923             | 0,0641                  |

I tabell 5.17 kan du se differansen ( $\Delta_i$ ) mellom karakteristisk og observert rissvidde til hvert formelverk:

$$\Delta_{EC2,i} = w_{k,EC2,i} - w_{0,95,i} ,$$

$$\Delta_{MC2010,i} = w_{k,MC2010,i} - w_{0,95,i} ,$$

$$\Delta_{EC2/DIN} = w_{k,EC2/DIN,i} - w_{0,95,i} .$$

For prøvestykkene med en overdekning på 90 mm er de karakteristiske rissviddene i henhold til EC2/DIN stort sett lavere enn de observerte rissviddene, som er verdiene markert i rødt.

For prismene med overdekningen på 40 mm er alle de karakteristiske rissviddene større enn de observerte, utenom for 7- $\phi$ 32-c40, der differansen er tilnærmet lik null. Som forklart i

delkapittel 2.4 tar ikke EC2/DIN hensyn til overdekningen ( $c$ ) i beregningen av rissviddene, og resultatene viser at ved store overdekninger underestimerer EC2/DIN stort sett alle de observerte rissviddene, der det største avviket er 0,1052 mm.

Tabell 5.17: Differansen mellom karakteristiske rissvidder og observerte rissvidder ved antagelsen om at målepunktene er normalfordelte og ved korttidslast ( $k_t = 0,6$ ).

| ID               | $U$<br>[ $\frac{\sigma_s}{f_{yd}}$ ] | $\Delta_{EC2}$<br>[mm] | $\Delta_{MC2010}$<br>[mm] | $\Delta_{EC2/DIN}$<br>[mm] |
|------------------|--------------------------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 0,47                                 | 0,3080                 | 0,1559                    | -0,0174                    |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 0,46                                 | 0,3039                 | 0,1614                    | -0,0188                    |
|                  | 0,59                                 | 0,3554                 | 0,0713                    | 0,0063                     |
|                  | 0,79                                 | 0,4999                 | 0,1385                    | 0,0402                     |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 0,25                                 | 0,0632                 | -0,0303                   | -0,0695                    |
|                  | 0,31                                 | 0,0869                 | -0,0501                   | -0,0786                    |
|                  | 0,37                                 | 0,1154                 | -0,0136                   | -0,0826                    |
|                  | 0,42                                 | 0,1194                 | -0,0029                   | -0,1052                    |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 0,25                                 | 0,0764                 | -0,0169                   | -0,0561                    |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 0,41                                 | 0,2156                 | 0,1145                    | 0,0392                     |
|                  | 0,53                                 | 0,2805                 | 0,0808                    | 0,1101                     |
|                  | 0,64                                 | 0,3407                 | 0,1150                    | 0,1343                     |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 0,40                                 | 0,2195                 | 0,1298                    | 0,0434                     |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 0,23                                 | 0,0623                 | -0,0013                   | -0,0022                    |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 0,23                                 | 0,0721                 | 0,0103                    | 0,0085                     |
|                  | 0,31                                 | 0,0944                 | 0,0245                    | 0,0078                     |

Resultatene viser også at en høy armeringsspenning gir store observerte rissvidder som for prøvestykke 2- $\phi$ 32-c90 ved en last 1003 kN i tabell 5.16. Ved dette spenningsnivået er den observerte rissvidden 0,3766 mm som også er den høyeste observerte i forsøkene. Her er utnyttelsesgraden 79 % som også er den høyeste utnyttelsen i forsøkene. Armeringen i 5- $\phi$ 20-c40 er 64 % utnyttet, som er nest høyeste utnyttelsen i forsøkene, hvor den observerte rissvidden er 0,2014 mm.

Ved høye spenningsnivå overestimerer formelverkene de observerte rissviddene. For 2- $\phi$ 20-c90 ved 1003 kN gir EC2 en karakteristisk rissvidde som er hele 0,8765 mm, 0,4999 mm større enn den observerte, som vist i tabell 5.17. MC2010 overestimerer de observerte rissviddene på

dette laststeget med 0,1385 mm. EC2/DIN, som underestimerer de observerte rissviddene for prismene med overdekning på 90 mm, gjør ikke dette ved en relativ høy armeringsspenning som for 2- $\phi$ 20-c90 ved 736 kN og 1003 kN. For relativt høye spenningsnivå for prøvestykkene med overdekning på 40 mm overestimerer EC2/DIN den observerte rissvidden, som for prøvestykke 5- $\phi$ 20-c40 ved 808 kN der differansen ( $\Delta_{EC2/DIN}$ ) er 0,1343 mm.

I likhet med EC2/DIN underestimerer MC2010 de observerte rissviddene for 3- $\phi$ 32-c90, 4- $\phi$ 32-c90 og 7- $\phi$ 32-c90. Dette er de eneste prøvestykkene formelverket underestimerer, som er relativt lavt og for 7- $\phi$ 32-c40 er differansen tilnærmet lik null. For prøvestykke 8- $\phi$ 32-c40, som har en lavere overdekning enn 3- $\phi$ 32-c90 og 4- $\phi$ 32-c90, estimerer MC2010 de observerte rissviddene ganske nøyaktig. Armeringsspenningen i 3- $\phi$ 32-90 ved de 2 første laststeg, samt 4- $\phi$ 32-c90, 7- $\phi$ 32-c40 og 8- $\phi$ 32-40, ligger på omtrentlig samme spenningsnivå, og resultatene viser at MC2010 estimerer noe mer nøyaktig for prøvestykkene med overdekning lik 40 mm. Formelverket overestimerer rissvidden relativt mye for prøvestykkene med armeringsdiameter lik 20 mm, vist i tabellen for 1- $\phi$ 20-c90, 2- $\phi$ 20-c90, 5- $\phi$ 20-c40 og 6- $\phi$ 20-c90.

### 5.6.2 Log-normalfordeling av målepunkt

Tabell 5.18 viser de karakteristiske rissviddene fra formelverkene sammenlignet mot de observerte rissviddene med antagelse om at målepunktene er log-normalfordelt. Tabellen viser de samme antydningene som beskrevet delkapittel 5.6.1 hvor det er antatt at målepunktene er normalfordelte. De observerte rissviddene bli større med dersom det antas en log-normalfordeling av målepunktene, som vil bli diskutert i delkapittel 6.2.

Disse observerte rissviddene viser enda tydeligere at når EC2/DIN utelukker overdekningsleddet i rissviddeberegningene underestimerer formelverket de karakteristiske rissviddene for prøvestykkene med overdekning på 90 mm, som vist i tabell 5.19. Det er også interessant at formelverket gir omtrentlig eksakte rissvidder for 7- $\phi$ 32-c40 og 8- $\phi$ 32-c40, som har en overdekning lik 40 mm, da disse er utsatt for en lav armeringsspenning.

Tabell 5.18: Karakteristiske mot observerte rissvidder med antagelse om at målepunktene er log-normalfordelte ved korttidslast ( $k_t = \beta = 0,6$ ).

| ID               | Last<br>[kN] | $U$<br>[ $\frac{\sigma_s}{f_{yd}}$ ] | $w_{k,EC2}$<br>[mm] | $w_{k,MC2010}$<br>[mm] | $w_{k,EC2/DIN}$<br>[mm] | $w_{0.95}$<br>[mm] | $w_{0.95,mean}$<br>[mm] |
|------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------|------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 0,47                                 | 0,5112              | 0,3591                 | 0,1858                  | 0,2223             | 0,138                   |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574          | 0,46                                 | 0,5016              | 0,3591                 | 0,1789                  | 0,2084             | 0,144                   |
|                  | 736          | 0,59                                 | 0,6432              | 0,3591                 | 0,2941                  | 0,3007             | 0,2052                  |
|                  | 1003         | 0,79                                 | 0,8765              | 0,5151                 | 0,4168                  | 0,4034             | 0,2579                  |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805          | 0,25                                 | 0,2123              | 0,1188                 | 0,0796                  | 0,1665             | 0,104                   |
|                  | 1004         | 0,31                                 | 0,2648              | 0,1278                 | 0,0993                  | 0,2121             | 0,1158                  |
|                  | 1201         | 0,37                                 | 0,3168              | 0,1878                 | 0,1188                  | 0,2376             | 0,1349                  |
|                  | 1363         | 0,42                                 | 0,3595              | 0,2372                 | 0,1348                  | 0,2672             | 0,1657                  |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 0,25                                 | 0,2121              | 0,1188                 | 0,0795                  | 0,1488             | 0,0881                  |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520          | 0,41                                 | 0,3489              | 0,2478                 | 0,1725                  | 0,1482             | 0,1051                  |
|                  | 667          | 0,53                                 | 0,4475              | 0,2478                 | 0,2772                  | 0,1917             | 0,1359                  |
|                  | 808          | 0,64                                 | 0,5421              | 0,3165                 | 0,3358                  | 0,2172             | 0,1353                  |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 0,4                                  | 0,3375              | 0,2478                 | 0,1614                  | 0,1269             | 0,0835                  |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 0,23                                 | 0,1389              | 0,0753                 | 0,0745                  | 0,0785             | 0,0573                  |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743          | 0,23                                 | 0,1371              | 0,0753                 | 0,0735                  | 0,0677             | 0,0464                  |
|                  | 1012         | 0,31                                 | 0,1867              | 0,1168                 | 0,1001                  | 0,0989             | 0,0603                  |

Ved å anta at målepunktene er log-normalfordelte blir differansen mellom de karakteristiske og de observerte rissviddene mindre for overestimatene og større for underestimatene. Differansen er fremdeles betraktelig stor for alle prøvestykkene med armeringsdiameter lik 20 mm og ved siste laststeg for 2- $\phi$ 20-c90 er differansen 0,4731 mm etter EC2, som vist i tabell 5.19. Formelverket estimerer derimot rissviddene ganske nøyaktig for prøvene med armeringsdiameter lik 32 mm. Det må derimot understrekes at for disse prøvestykkene er utnyttelsesgraden relativ lav og formelverket estimerer tilsynelatende de observerte rissviddene presist ved lave spenninger.

Tabell 5.19: Differansen mellom karakteristiske og observerte rissvidder med antagelsen om målepunktene er log-normalfordelte og ved korttidslast ( $k_t = 0,6$ )

| ID               | $U$<br>[ $\frac{\sigma_s}{f_{yd}}$ ] | $\Delta_{EC2}$<br>[mm] | $\Delta_{MC2010}$<br>[mm] | $\Delta_{EC2/DIN}$<br>[mm] |
|------------------|--------------------------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 0,47                                 | 0,2889                 | 0,1368                    | -0,0365                    |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 0,46                                 | 0,2932                 | 0,1507                    | -0,0295                    |
|                  | 0,59                                 | 0,3425                 | 0,0585                    | -0,0066                    |
|                  | 0,79                                 | 0,4731                 | 0,1117                    | 0,0134                     |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 0,25                                 | 0,0458                 | -0,0477                   | -0,0869                    |
|                  | 0,31                                 | 0,0527                 | -0,0843                   | -0,1128                    |
|                  | 0,37                                 | 0,0792                 | -0,0498                   | -0,1188                    |
|                  | 0,42                                 | 0,0923                 | -0,0300                   | -0,1323                    |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 0,25                                 | 0,0632                 | -0,0300                   | -0,0693                    |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 0,41                                 | 0,2007                 | 0,0996                    | 0,0242                     |
|                  | 0,53                                 | 0,2559                 | 0,0561                    | 0,0855                     |
|                  | 0,64                                 | 0,3249                 | 0,0992                    | 0,1185                     |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 0,40                                 | 0,2106                 | 0,1209                    | 0,0345                     |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 0,23                                 | 0,0604                 | -0,0032                   | -0,0041                    |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 0,23                                 | 0,0694                 | 0,0077                    | 0,0058                     |
|                  | 0,31                                 | 0,0879                 | 0,0179                    | 0,0013                     |

I likhet med resultataene i delkapittel 5.6.1 underestimerer MC2010 rissviddene for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90, 4- $\phi$ 32-c90 og 7- $\phi$ 32-c40, men underestimatet er større, som vist i figur 5.19.



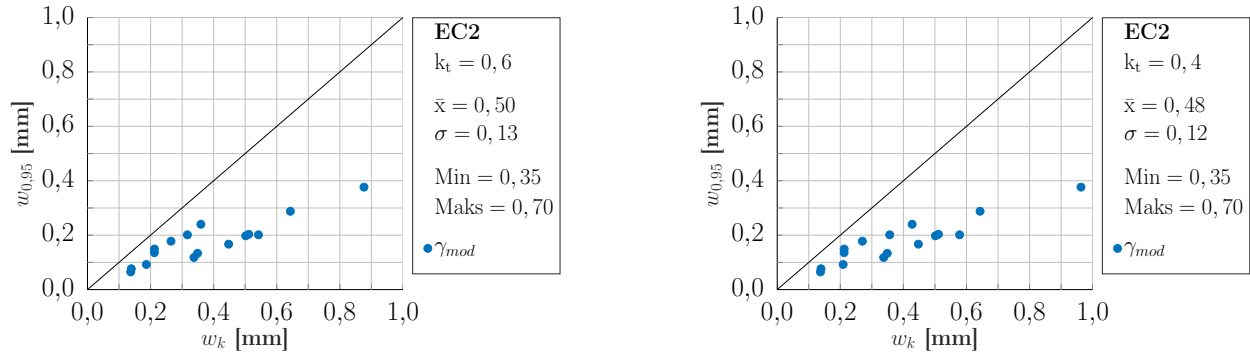
## 5.7 Modelleringsusikkerheten

Som presentert i delkapittel 2.6 er det nødvendig å finne  $\gamma_{mod} = w_{0,95}/w_k$  ved hvert laststeg fordi forholdet indikerer hvor mye formelverkene over- eller underestimerer de observerte rissviddene. Modelleringsusikkerhetene til hvert laststeg er benyttet til å finne en total gjennomsnittsverdi, standardavviket, variasjonskoeffesienten, minimum og maksimal verdi til modelleringsusikkerheten. Det er dessuten interessant å finne antall verdier  $\gamma_{mod} > 1,0$  som presenterer antall observerte rissvidder som er større enn de karakteristiske. De ulike modelleringsusikkerhetene ved hvert laststeg for prøvestykkene er presentert i vedlegg A.4. Resultatene vil bli presentert med å benytte både  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$ . Dette er for å undersøke hvordan faktorene påvirker resultatene, uavhengig om at det er gjennomført korttidsforsøk i avhandlingen.

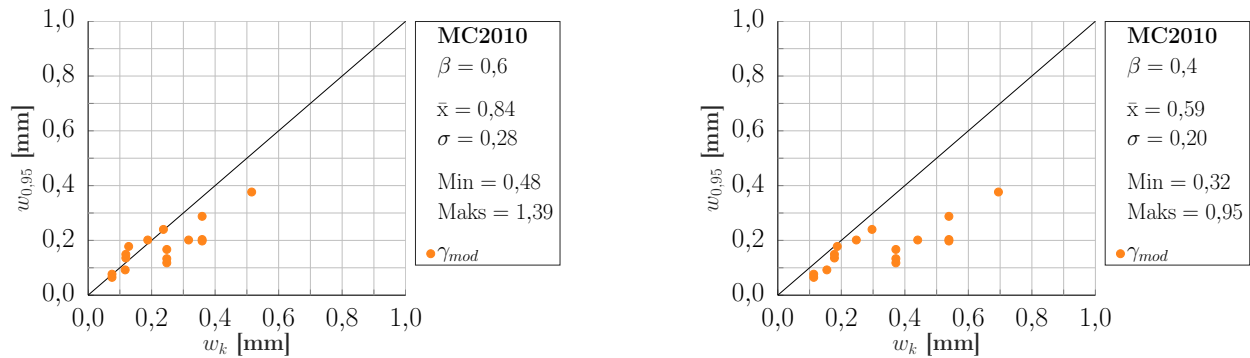
Diagrammene som vil bli presentert beskriver modelleringsusikkerheten til hvert formelverk. De lineære funksjonene i figur 5.9 til 5.13 beskriver målverdien  $\gamma_{mod} = 1,0$ . Diagrammene vil omsider bli oppsummert i tabellene 5.20 og 5.21.

### 5.7.1 Normalfordeling av målepunkt

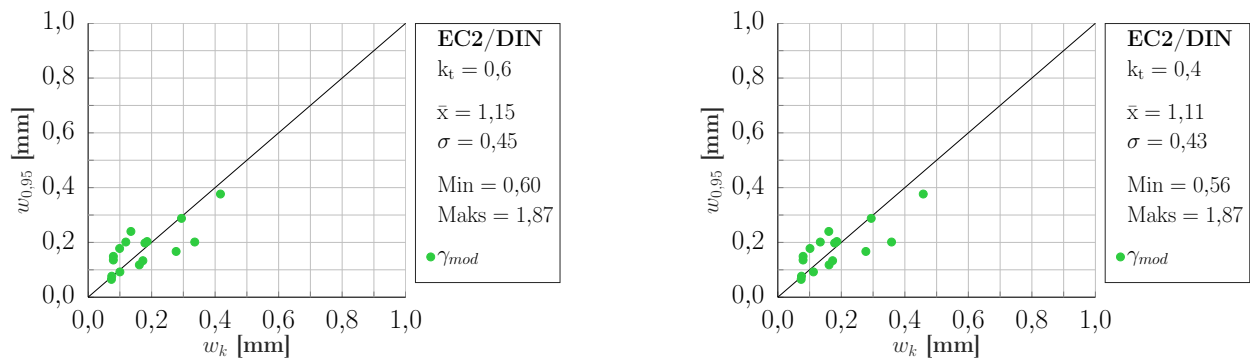
I figur 5.9 er det vist at ingen modelleringsusikkerheter er over målverdien i henhold til EC2, for både  $k_t = 0,4$  og  $k_t = 0,6$ . Den minste og største modelleringsusikkerheten er ved  $k_t = 0,6$  og er henholdsvis 0,35 og 0,70 hvor gjennomsnittetsverdien er 0,50. For MC2010 er 6 verdier ved  $k_t = 0,6$  over målverdien men ingen ved  $k_t = 0,4$ , som figur 5.10 viser. Gjennomsnittverdien for  $\gamma_{mod}$  ved  $k_t = 0,6$  er likevel 0,84 som er lavere enn 1,0. I figur 5.11 er det vist at for EC2/DIN er 8 verdier over  $\gamma_{mod} = 1,0$  ved  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$ , som vil si at 8 av 16 av de observerte rissviddene er større enn de karakteristiske verdiene. Største  $\gamma_{mod}$  er 1,87 som vil si at den største rissvidden som er observert er 87 % høyere enn karakteristisk rissvidde.



Figur 5.9: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til EC2 med antagelsen om at målepunktene er normalfordelte.



Figur 5.10: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til MC2010 med antagelsen om at målepunktene er normalfordelte.



Figur 5.11: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til EC2/DIN med antagelsen om at målepunktene er normalfordelte.

Tabell 5.20 viser gjennomsnittsverdien, standardavvik, variasjonskoeffisient, minimumsverdi og maksimumsverdi, for alle modelleringsusikkerhetene til prismene. Til høyre i tabellen er det angitt hvor mange verdier av  $\gamma_{mod}$  som er større en 1,0.

Tabell 5.20: I tabellen er gjennomsnittsverdien ( $\bar{x}$ ), standardavvik ( $\sigma$ ), variasjonskoeffisient ( $V$ ), minimumsverdien ( $Min$ ), og maksimumsverdien ( $Max$ ) for alle modelleringsusikkerhetene til de ulike formelverkene presentert.

| $\gamma_{mod} = w_{0,95}/w_k$ | $\bar{x}$ | $\sigma$ | $V$  | Min  | Max  | $n(\gamma_{mod} > 1,0)$ |
|-------------------------------|-----------|----------|------|------|------|-------------------------|
| EC2 ( $k_t = 0,6$ )           | 0,50      | 0,13     | 0,25 | 0,35 | 0,70 | 0                       |
| EC2 ( $k_t = 0,4$ )           | 0,48      | 0,12     | 0,24 | 0,35 | 0,70 | 0                       |
| MC2010 ( $\beta = 0,6$ )      | 0,84      | 0,28     | 0,33 | 0,48 | 1,39 | 6                       |
| MC2010 ( $\beta = 0,4$ )      | 0,59      | 0,20     | 0,34 | 0,32 | 0,95 | 0                       |
| EC2/DIN ( $k_t = 0,6$ )       | 1,15      | 0,45     | 0,39 | 0,60 | 1,87 | 8                       |
| EC2/DIN ( $k_t = 0,4$ )       | 1,11      | 0,43     | 0,38 | 0,56 | 1,87 | 8                       |

Tabell 5.20 viser at EC2 overestimerer rissvidden, og har en gjennomsnittlig  $\gamma_{mod}$  på 0,50 og 0,48 for henholdsvis  $k_t = 0,4$  og  $k_t = 0,6$ . Den største verdien av  $\gamma_{mod}$  er på 0,70, som vil si at den største observerte rissvidden er 30 % mindre enn den karakteristiske. Minste verdi av  $\gamma_{mod}$  er 0,35 for EC2. EC2/DIN underestimerer i snitt de observerte rissviddene og den høyeste gjennomsnittlige modelleringsusikkerheten er ved  $k_t = 0,6$  lik 1,15, som betyr at de observerte rissviddene er i gjennomsnitt 15 % høyere enn karakteristiske rissviddene. Ved  $k_t = 0,4$  er  $\gamma_{mod}$  lik 1,11. Den maksimale verdien av  $\gamma_{mod}$  er lik 1,87 for både  $k_t = 0,4$  og  $k_t = 0,6$ , som vil si at den målte rissvidden er 87 % større enn den karakteristiske.

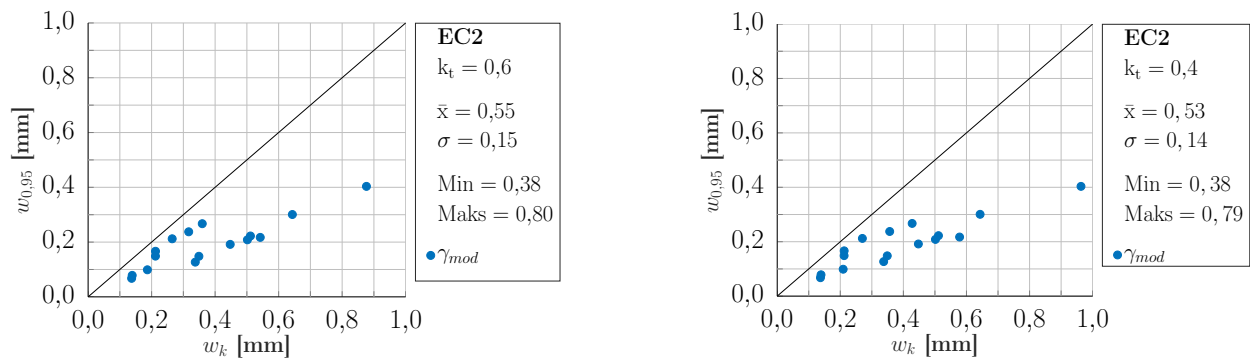
MC2010 gir verdier av  $\gamma_{mod}$  som ligger imellom EC2 og EC2/DIN. Resultatene viser at ved  $k_t = 0,4$  er den minste verdien av  $\gamma_{mod}$  lik 0,32. Enten ved bruk av  $k_t = 0,4$  eller  $k_t = 0,6$  er verdiene av  $\gamma_{mod}$  for EC2 og EC2/DIN ganske nærme hverandre, men for MC2010 er det stor forskjell på gjennomsnittsverdiene ved bruk av  $\beta = 0,6$  eller  $\beta = 0,4$ . Dette gir også at for  $\beta = 0,4$  for MC2010 er det ingen verdier som er over målverdien men for  $\beta = 0,6$  er det 6 verdier over. For EC2 og EC2/DIN er like mange verdier over målverdien uavhengig av lasttype.

EC2 har lavest standardavvik og variasjonskoeffisient av de tre formelverkene, som vil si at

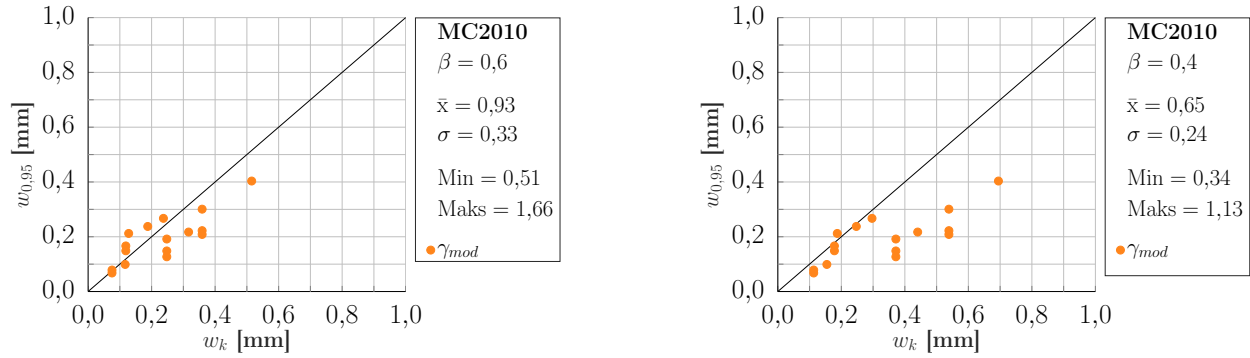
fordelingen av verdiene ligger tettere i motsetning til MC2010 og EC2/DIN. EC2/DIN har et relativt stort standardavvik som gir en bred fordeling av verdiene, som en følge av den store differansen mellom den største og minste verdi lik 1,27 ved  $k_t = 0,6$ . MC2010 har et standardavvik som ligger imellom EC2 og EC2/DIN, men som likevel er relativt høyt.

### 5.7.2 Log-normalfordeling av målepunkt

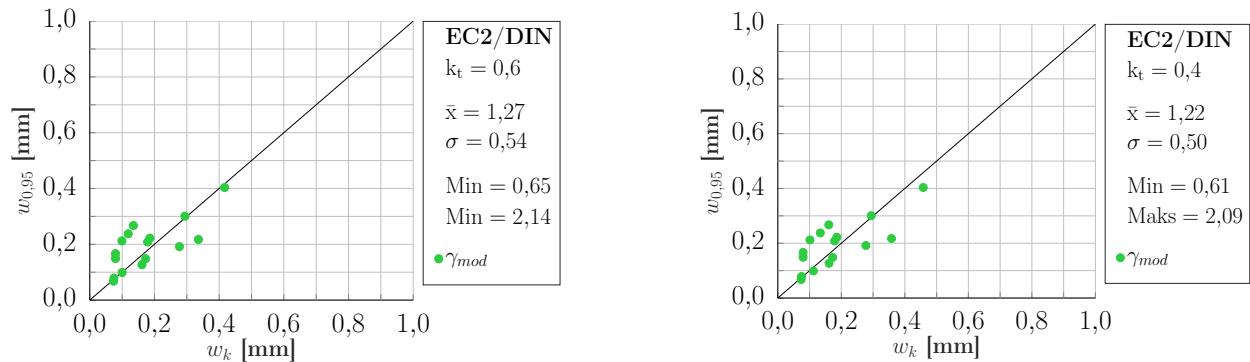
Som for antagelsen om at målepunktene er normalfordelte, overestimerer EC2 de observerte rissviddene med antagelsen om at målepunktene er log-normalfordelte, som vist i figur 5.12. Ingen av verdiene er over målverdien selv om gjennomsnittsverdien, standardavviket, minimums- og maksimumsverdien har økt. I figur 5.13 for MC2010 er 6 og 1 verdi over målverdien for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$ . Fra antagelsen om normalfordelte målepunkt har nå minste og største verdi økt fra henholdsvis 0,48 til 0,51 og 1,39 til 1,66 ved en antatt  $k_t = 0,6$ . Figur 5.14 viser at 9 av 16 verdier av modelleringsusikkerheten, etter EC2/DIN, er over målverdien både ved  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$ .



Figur 5.12: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til EC2 med antagelsen om at målepunktene er log-normalfordelte.



Figur 5.13: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til MC2010 med antagelsen om at målepunktene er log-normalfordelte.



Figur 5.14: Figuren viser modelleringsusikkerheten til hvert laststeg for henholdsvis  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  i henhold til EC2/DIN med antagelsen om at målepunktene er log-normalfordelte.

De observerte rissviddene økes på grunn av antagelsen om at målepunktene er log-normalfordelte, som gjør at MC2010 for  $k_t = 0,6$  og EC2/DIN ved  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  får flere verdier av  $\gamma_{mod}$  som er større enn målverdien. MC2010, ved  $k_t = 0,4$ , har nå én verdi større enn målverdien, mens EC2/DIN har økt antallet til 9 ved både  $k_t = 0,6$  og  $k_t = 0,4$  som betyr at over halvparten av verdiene for EC2/DIN er over målverdien.

Tabell 5.21: I tabellen er gjennomsnittsverdien ( $\bar{x}$ ), standardavvik ( $\sigma$ ), variasjonskoeffisient ( $V$ ), minimumsverdien ( $Min$ ), og maksimumsverdien ( $Max$ ) for alle modelleringsusikkerhetene til de ulike formelverkene presentert.

| $\gamma_{mod} = w_{0,95}/w_k$ | $\bar{x}$ | $\sigma$ | $V$  | Min  | Max  | $n(\gamma_{mod} > 1,0)$ |
|-------------------------------|-----------|----------|------|------|------|-------------------------|
| EC2 ( $k_t = 0,6$ )           | 0,55      | 0,15     | 0,28 | 0,38 | 0,80 | 0                       |
| EC2 ( $k_t = 0,4$ )           | 0,53      | 0,14     | 0,27 | 0,38 | 0,79 | 0                       |
| MC2010 ( $\beta = 0,6$ )      | 0,93      | 0,33     | 0,36 | 0,51 | 1,66 | 6                       |
| MC2010 ( $\beta = 0,4$ )      | 0,65      | 0,24     | 0,37 | 0,34 | 1,13 | 1                       |
| EC2/DIN ( $k_t = 0,6$ )       | 1,27      | 0,54     | 0,42 | 0,65 | 2,14 | 9                       |
| EC2/DIN ( $k_t = 0,4$ )       | 1,22      | 0,50     | 0,41 | 0,61 | 2,09 | 9                       |

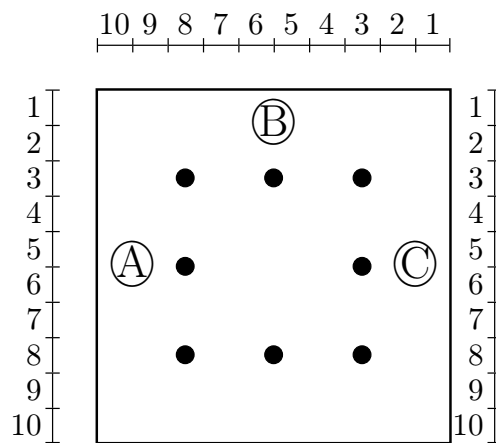
EC2 overestimerer fremdeles rissviddene betraktelig, da gjennomsnittsverdien har økt fra 0,50 til 0,55. EC2/DIN underestimerer fremdeles de observerte rissviddene, og har en gjennomsnittlig  $\gamma_{mod}$  lik 1,27 ved  $k_t = 0,6$ . Denne verdien har økt 12 % som vil si at formelverket estimerer i snitt rissvidder som er 27 % over den observerte rissvidden. MC2010 gir fremdeles en gjennomsnittsverdi som ligger mellom EC2 og EC2/DIN, og er ved  $k_t = 0,6$  lik 0,93.

Standardavviket er fremdeles lavest for EC2, men har økt 0,02 ved  $k_t = 0,6$ . For MC2010 og EC2/DIN har standardavviket økt betraktelig, hvor standardavviket ved  $k_t = 0,6$  for MC2010 har økt fra 0,28 til 0,33 og fra 0,39 til 0,54 for EC2/DIN. MC2010 gir fremdeles verdier av standardavviket imellom EC2 og EC2/DIN.

Intervallene har økt for alle formelverkene og for  $k_t = 0,6$  til EC2 har intervallet økt fra 0,35 til 0,42 hvor den største verdien for  $\gamma_{mod}$  er 0,80. Ved  $k_t = 0,6$  for MC2010 har intervallet økt fra 0,91 til 1,15 og har en maksimal verdi lik 1,66. For EC2/DIN har intervallet gått fra 1,27 til 1,49, hvor største  $\gamma_{mod}$  er lik 2,14, altså 114 % høyere målt observert rissvidde sammenlignet med karakteristisk rissvidde.

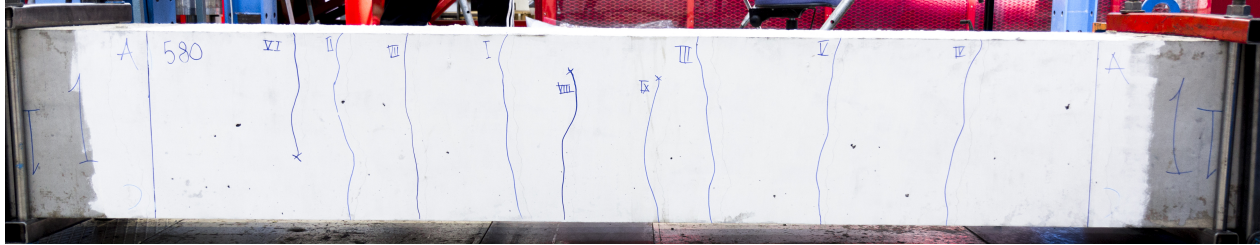
## 5.8 Rissviddevariasjon

Variasjonen i rissviddene for noen utvalgte riss er presentert i form av histogram. Histogrammene er delt i tre grupper som presenterer prøvestykkets sideflater. Gruppene viser totalt ti inndelinger, se figur 5.15 hvor det er observert at rissviddene varierer mellom hver inndeling. Armeringsstålets posisjon er markert med en heltrukket stripe i inndeling 3, 5 og 8 i hver gruppe for prøvestykkene med overdekning lik 90 mm, og i inndeling 2, 5 og 9 for de med 40 mm.

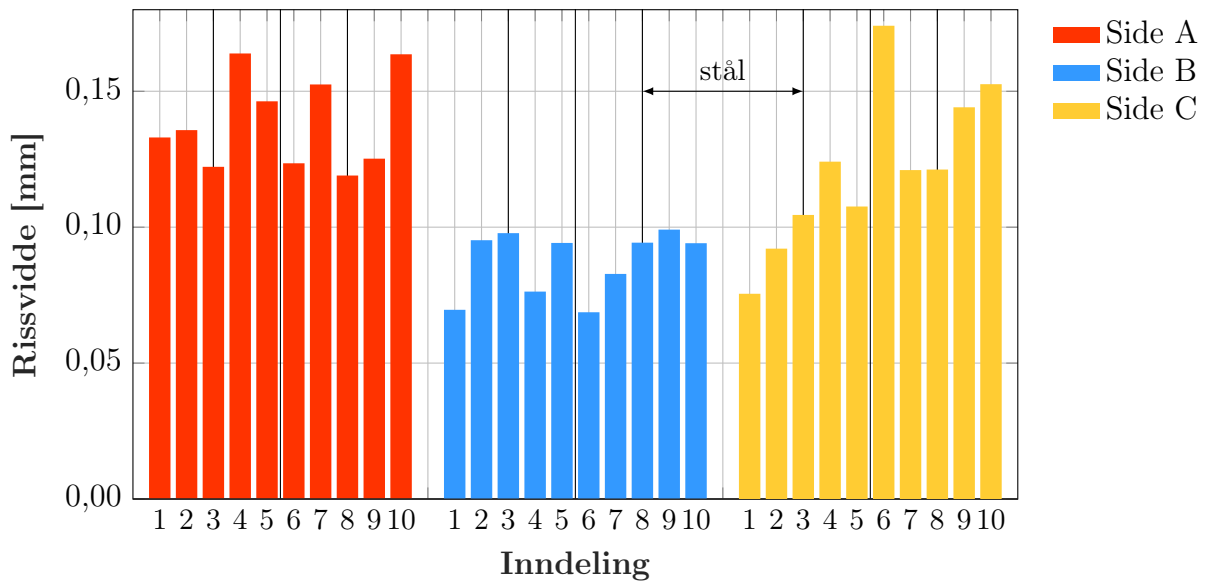


Figur 5.15: Rissprofilene på hvert prøvestykke ble delt inn i ti like store seksjoner på 4 cm, og deretter fotografert for så å måle en gjennomsnittlig rissvidde digitalt for hver seksjon.

Riss V i prøvestykke 1, avbildet i figur 5.16a, er observert mot høyre i testsonen. Risset antas å være et primærriss da det under eksperimentet øyeblikkelig var gjennomgående. Histogrammet i 5.16b viser at rissvidden på side A er tilsynelatende minst over armeringsstengene, men øker mellom stengene og ut mot kantene av sideflaten. Likevel foreligger det ingen fellesnevner i overgangen til sideflate B, hvor rissvidden stort sett på denne flaten er lavere mellom armeringstengene. Side C viser derimot en større rissvidde i bunnen sammenlignet med toppen. Den varierende rissvidden langs riss V kan tyde på at betongen bærer preg av eksentrisitet.



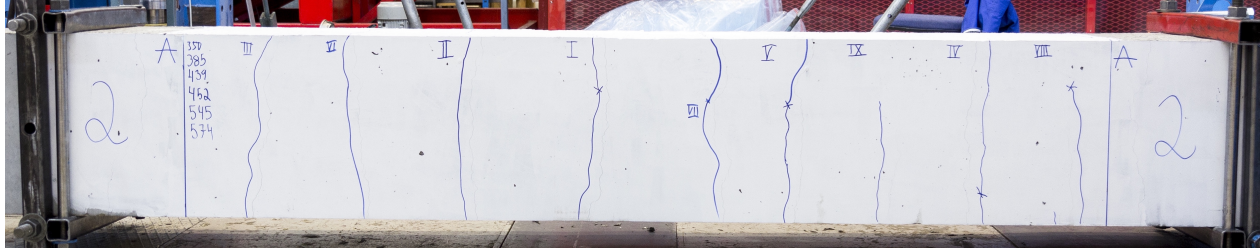
(a) Rissmønster på side A i testsonen til prøve 1- $\phi$ 20-c90 ved 574 kN.



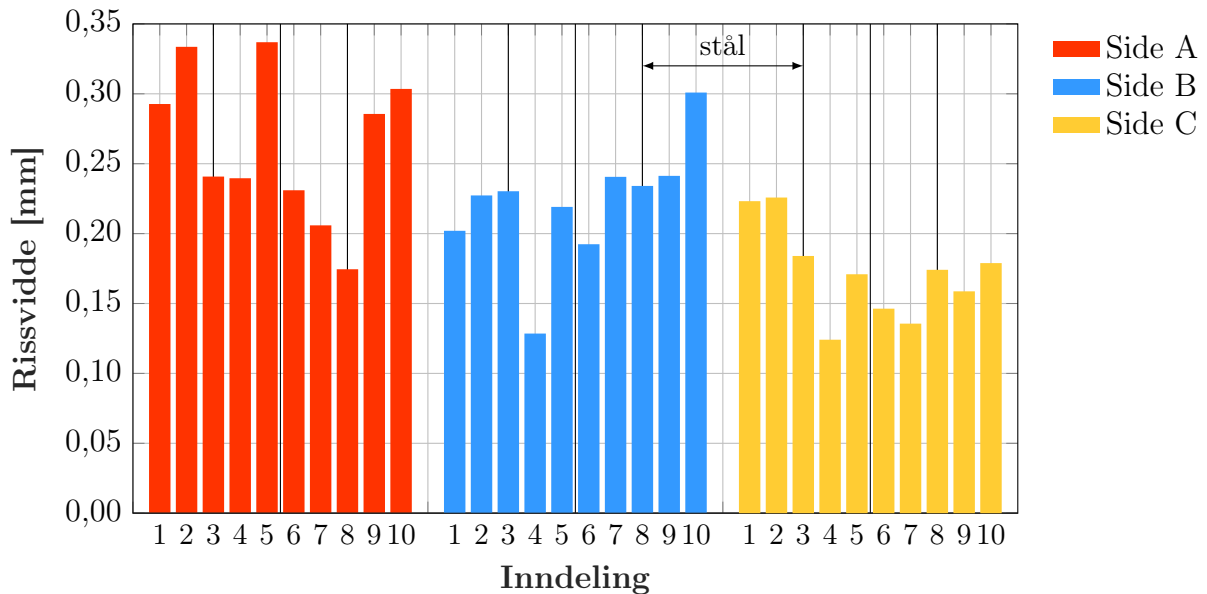
(b)  $w_{mean}$  varierer langs riss V på prøve 1- $\phi$ 20-c90. Side A, B og C er består av 10 inndelinger på 4 cm. Armeringsstålet posisjon er markert i sin tilhørende inndeling.

Figur 5.16





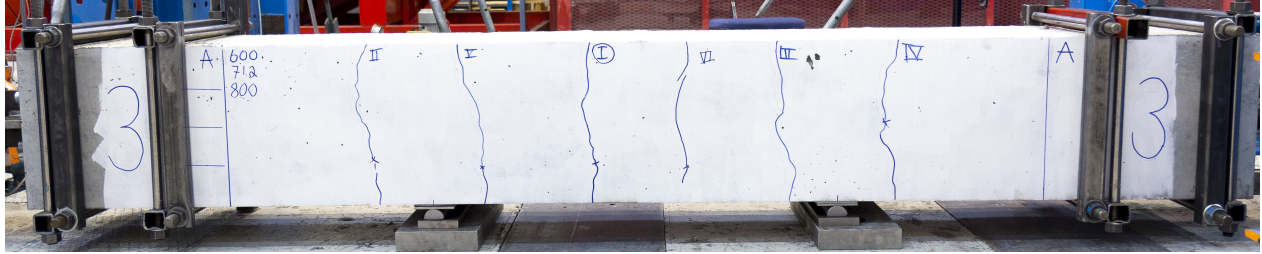
(a) Rissmønster på side A i testsonen til prøve 2- $\phi$ 20-c90 ved 585 kN.



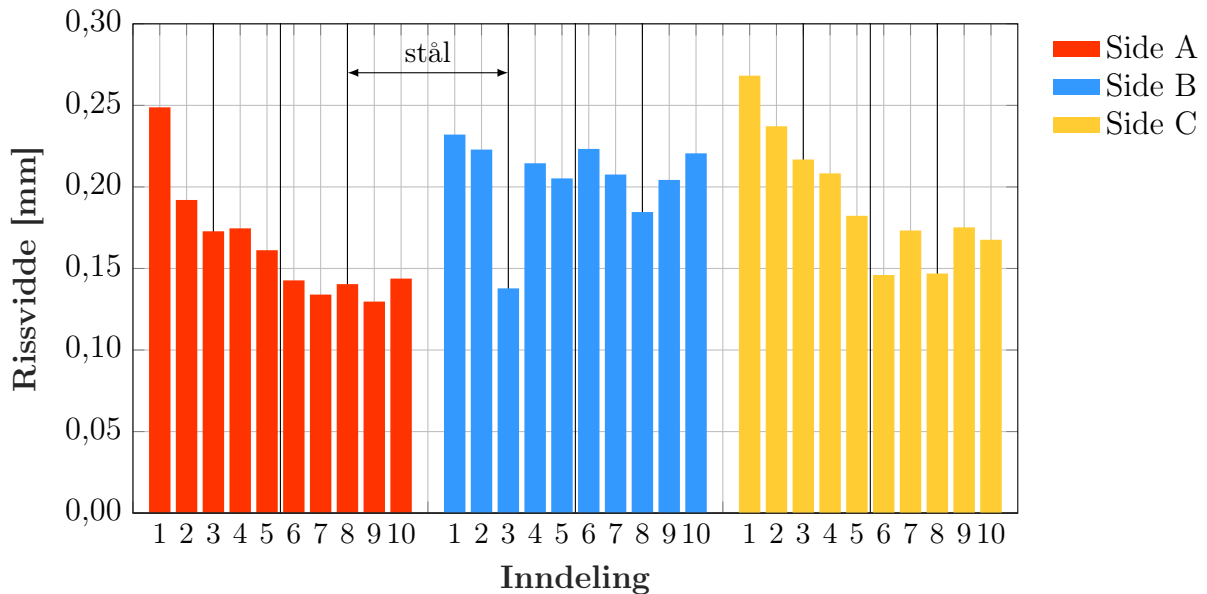
(b)  $w_{mean}$  varierer langs riss VII på prøve 2- $\phi$ 20-c90. A, B og C består av 10 inndelinger hver på 4 cm. Armeringsstålets posisjon er markert i sin tilhørende inndeling.

Figur 5.17

Riss VII, som hører til prøve 2- $\phi$ 20-c90 avbildet i figur 5.17a, er presentert av histogrammet i figur 5.17b. Rissvidden i inndelingene på sideflate A er størst mellom armeringsstengene. Sideflate B viser derimot ingen tegn på at rissvidden konsekvent er størst eller minst over armeringsstålet. Tilsvarende gjelder for side C.



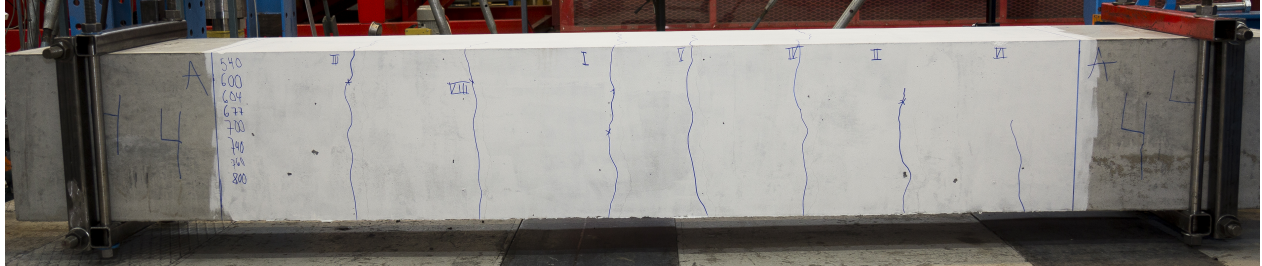
(a) Rissmønster på side A i testsonen til 3- $\phi$ 32-c90 ved 805 kN.



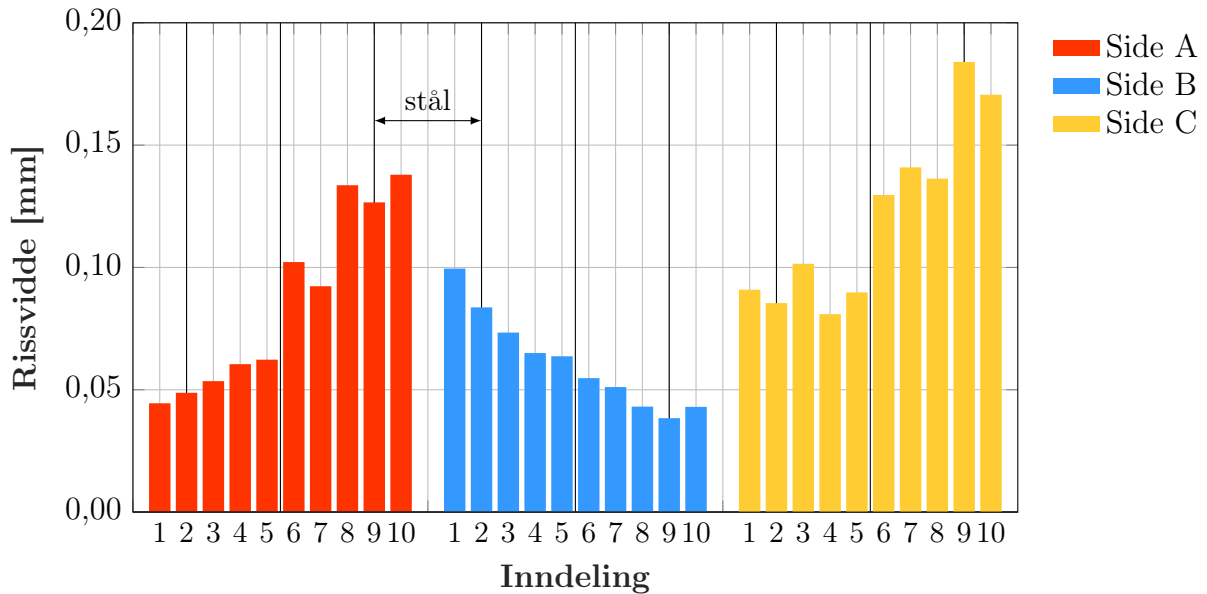
(b)  $w_{mean}$  varierer langs riss I på prøve 3- $\phi$ 32-c90. A, B og C er består av 10 inndelinger. Armeringsstålets posisjon er markert i sin tilhørende inndeling.

Figur 5.18

Prøve 3- $\phi$ 32-c90 i figur 5.18a viser plasseringen til riss I, hvor rissvidden øker fra overkant til underkant på sideflate A og C, vist i figur 5.18b. Variasjonen kan tyde på at prøvestykket bærer de største strekkspenningene i overkanten, til tross for at opplagrene i utgangspunktet skulle sørge for at strekkspenningene forholdt seg konstant i prøvestykket. Rissviddevariasjonen er dessuten inkonsekvent da hjørnene i side B ikke viser tilhørighet til hverken side A eller C.



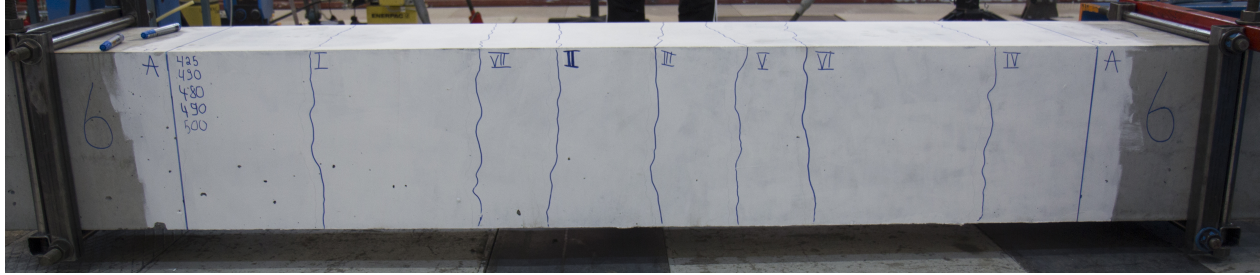
(a) Rissmønster på side A i testsonen til 4- $\phi$ 32-c90 ved laststeg 804 kN.



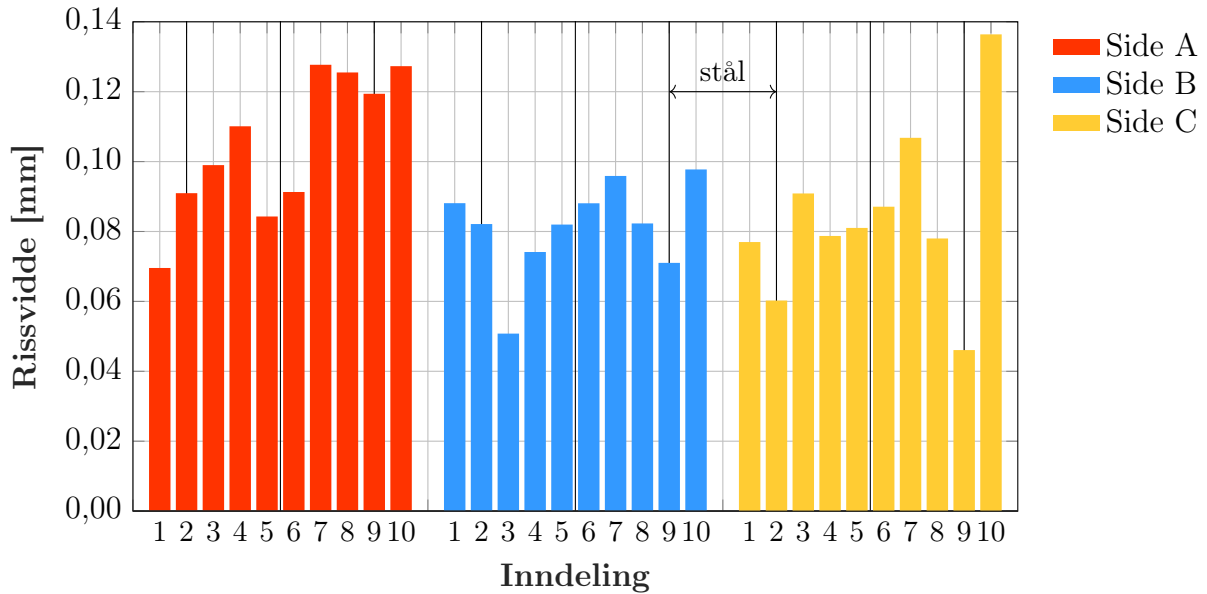
(b) Variasjon i rissvidde  $w_{mean}$  langs riss I på prøve 4- $\phi$ 32-c90. A, B og C er består av 10 inndelinger. Armeringsstålets posisjon er markert i sin tilhørende inndeling.

Figur 5.19

Riss I ligger midt i testsonen til 4- $\phi$ 32-c90 i figur 5.19a, og som histogrammet viser i figur 5.19b er rissvidden størst i underkanten av prøvestykket. Med tanke på at det ikke ble benyttet opplagre og at egenvekten var betraktelig større med en ståldiameter lik 32 mm kan det være naturlig at rissvidden er størst i underkanten. Histogrammet viser dessuten at rissvidden er konsekvent i hjørnene på prøvestykket.



(a) Rissmønster på side A i testsonen til 6- $\phi$ 20-c90 ved laststeg 503 kN.



(b) Variasjon i rissvidde  $w_{mean}$  langs riss I på prøve 6- $\phi$ 20-c40. A, B og C er består av 10 inndelinger. Armeringsstålets posisjon er markert i sin tilhørende inndeling.

Figur 5.20

Riss I på prøve 6- $\phi$ 20-c40 i figur 5.20a viser antydninger til at rissviddene på side A og C er lavest over armeringsstålet i motsetning til de nærliggende inndelingene, vist i figur 5.20b. Dette gjelder ikke side B, som ikke viser tegn til noe gjentakende mønster i rissviddevariasjonen.

## 6 | Evaluering av resultater

I dette kapitlet vil resultatene av de eksperimentelle forsøkene bli evaluert og drøftet. Først evalueres sporbarheten til forsøkene, deretter sammenlignes de fysiske rådataene opp mot de observerte rissviddene. Hvordan prøvestykkenes strekkfasthet og resultatene svarer til forventningene i henhold til rissvidder, rissavstander og rissmønster vil være sentrale temaer i drøftingen. Eventuelle feilkilder vil bli kommentert der det er naturlig, og til slutt vil feilkildene bli utdypet og diskutert.

### 6.1 Sporbarhet i forsøkene

Som nevnt er en av årsakene til at det er blitt valgt å fremstille to like prøvestykker med samme armeringsforhold og overdekning er blant annet for å kunne kontrollere sporbarheten til målingene.

#### 6.1.1 Sporbarhet i observerte rissvidder

Tabell 6.1 viser differansene for de observerte rissviddene til tilsvarende prøvestykkene ved omtrentlig samme laststeg. Differansen ( $\Delta$ ) mellom prismene med samme armeringsforhold og overdekningen varierer fra par til par, men er betraktelig liten. Den største differansen er for 5- $\phi$ 20-c40 og 6- $\phi$ 20-c40, med antagelse om at målepunktene er log-normalfordelte og er lik 0,0213 mm, men det er også her størst variasjon i last. For 1- $\phi$ 20-c90 og 2- $\phi$ 20-c90 er de observerte rissviddene tilnærmet identisk med antagelse om normalfordeling av målepunkt. At avviket mellom de tilsvarende prismene er betraktelig lite kan tyde på at det er sporbarhet i

målingene, som kan si at resultatene som er presentert er gjeldende for uendelige mange forsøk som benytter de samme betingelsene som prøvestykkene i denne avhandlingen har.

Tabell 6.1: Differansen ( $\Delta$ ) mellom de observerte rissviddene for prøvestykkene med samme armeringsforhold og overdekning, hvor rissviddene er antatt å være normal- eller log-normalfordelte. Rissviddene er observert ved omtrentlig samme laststeg.

| Prisme           | Last | Normal distribuert | $\Delta$ | Log-normal distribuert | $\Delta$ |
|------------------|------|--------------------|----------|------------------------|----------|
|                  | [kN] | $w_{0.95}$ [mm]    | [mm]     | $w_{0.95}$ [mm]        | [mm]     |
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585  | 0,2032             | 0,0055   | 0,2223                 | 0,0139   |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574  | 0,1977             |          | 0,2084                 |          |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805  | 0,1491             | 0,0134   | 0,1665                 | 0,0177   |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804  | 0,1357             |          | 0,1488                 |          |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520  | 0,1333             | 0,0153   | 0,1482                 | 0,0213   |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503  | 0,1189             |          | 0,1269                 |          |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753  | 0,0767             | 0,0116   | 0,0785                 | 0,0109   |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743  | 0,0659             |          | 0,0677                 |          |

### 6.1.2 Sporbarhet i prøvestykkenes stivhet

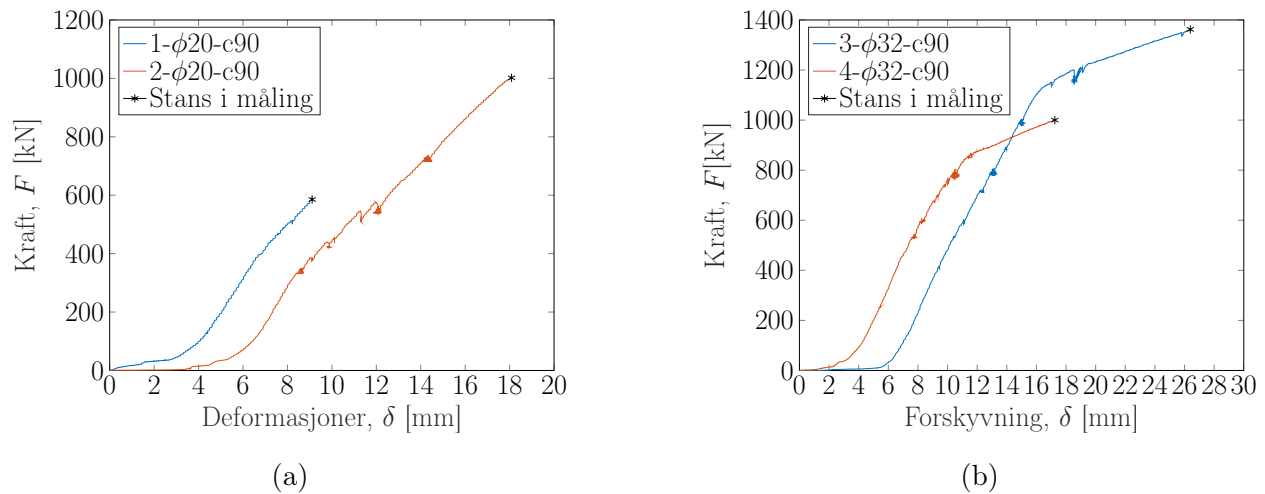
Det modifiserte lastforløpet til prøvestykkene er vist i delkapittel 5.3, men det er likevel hensiktsmessig å fremstille kurvene i sin opprinnelige form for å avdekke både likheter og ulikheter i betongens respons.

Utenom slakken som innhentes i begynnelsen av lastforløpet i figur 6.1a er stivheten tilnærmet identisk for de tilsvarende prøvestykkene, 1- $\phi$ 20-c90 og 2- $\phi$ 20-90, i stadium 1 før opprissing. Last-deformasjonskurvene viser at rissdannelsesstadiet inntreffer hvor prøvenes oppførsel er ikke-lineær, det vil si omkring 400 kN, som kjennetegner at betongen er i stadium 2.

Figur 6.1b, for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 og 4- $\phi$ 32-c90, viser en mindre stivhetsreduksjon i rissdannelsesstadiet omkring 500 kN, i motsetning til prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90 og 2- $\phi$ 20-90. Dette er en selvfølge da ståldiameteren er større i 3- $\phi$ 32-c90 og 4- $\phi$ 32-c90. Likevel viser kurvene at prøvestykkene har et tilnærmet likt lastforløp som betyr at stivhetene er forenelige.

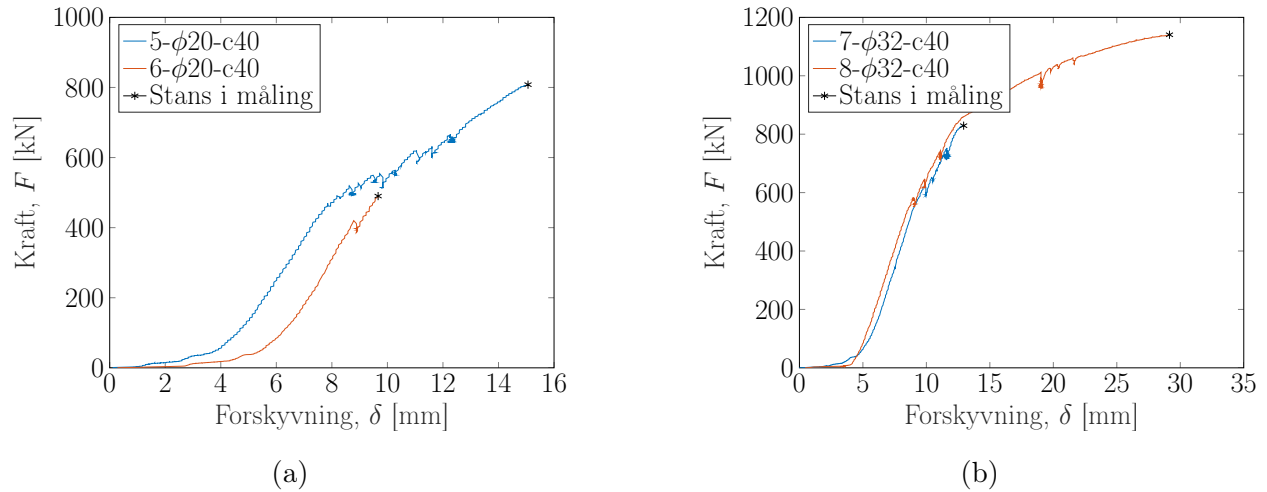
Fellestrekkene er konsekvente når det kommer til prøve 5- $\phi$ 20-c40 til og med 8- $\phi$ 32-c40 i figur

6.2a og 6.2b. 6- $\phi$ 20-c40 henter inn mer slakke fra langslagsmaskinen enn 5- $\phi$ 20-c40, men likevel viser last-deformasjonskurvene at stivheten er tilnærmet like. Forløpet til 7- $\phi$ 32-c40 og 8- $\phi$ 32-c40 er tilsynelatende identiske fremtil omlag 900 kN hvor 7- $\phi$ 32-c40 er avmontert riggen. Responsen til de tilsvarende prøvestykkene i last-deformasjonskurvene bekrefter



Figur 6.1: Kraft-deformasjonskurve for prøve 1-4. Hvert diagram illustrerer fellestrekkene til prøvene med samme armeringsforhold og overdekning med den globale responsen tatt i betraktning.

at de mekaniske egenskapene er tilnærmet identiske. Det at oppførselen til prøvestykkene er overensbestemmende, som vist i figur 6.1 og 6.2, kan forsterke kvaliteten på sammenligningen av den teoretiske og observerte rissvidden i delkapittel 5.7.



Figur 6.2: Kraft-deformasjonskurve for prøve 5-8. Hvert diagram illustrerer fellestrekkene til prøvene med samme armeringsforhold og overdekning med den globale responsen tatt i betraktning..



## 6.2 95 %-kvantil av rådata mot observerte rissvidder

Tabell 6.2 viser 95 %-kvantilen fra rådataene ( $w$ ) sammenlignet opp mot de observerte rissviddene fra delkapittel 5.6.1 og 5.6.2. Dette er blitt kontrollert for å klargjøre hvor mye den statistiske analysen påvirker resultatene, og som sammenligningen viser er det ikke betraktelig store forskjeller i utfallet av sannsynlighetsfordelingene. I tabellen er  $w$  fastsatt som 95 %-kvantilen av de observerte rissviddene uten at de er behandlet gjennom en antatt sannsynlighetsfordeling.  $w$  er stort sett lavere enn rissviddene hvor det er antatt at måledataene henholdsvis er normal- ( $w_{N.F}$ ) og log-normalfordelte ( $w_{L.N.F}$ ). Dette kan være en konsekvens av at den statistiske modellen forutser fremtidige observerte rissvidder hvor målepunktene er en gruppe av en uendelig stor populasjon målepunkt. Sammenligningen viser dessuten ikke at det er betraktelig store differanser mellom de observerte rissviddene, hvor ulike fordelinger er antatt, men  $w_{L.N.F}$  gir likevel høyest observerte rissvidder.

Tabell 6.2: Sammenligning av 95 %-kvantil av de observerte rissvidder, med og uten behandling av en statistisk analyse.

| ID               | Last<br>[kN] | $w$<br>[mm] | $w_{N.F}$<br>[mm] | $w_{L.N.F}$<br>[mm] |
|------------------|--------------|-------------|-------------------|---------------------|
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 0,1925      | 0,2032            | 0,2223              |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574          | 0,1972      | 0,1977            | 0,2084              |
|                  | 736          | 0,2883      | 0,2878            | 0,3007              |
|                  | 1003         | 0,3624      | 0,3766            | 0,4034              |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805          | 0,1484      | 0,1491            | 0,1665              |
|                  | 1004         | 0,1584      | 0,1779            | 0,2121              |
|                  | 1201         | 0,1829      | 0,2014            | 0,2376              |
|                  | 1363         | 0,2197      | 0,2401            | 0,2672              |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 0,1352      | 0,1357            | 0,1488              |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520          | 0,1134      | 0,1333            | 0,1482              |
|                  | 667          | 0,1421      | 0,1670            | 0,1917              |
|                  | 808          | 0,1886      | 0,2014            | 0,2172              |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 0,1193      | 0,1180            | 0,1269              |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 0,0750      | 0,0767            | 0,0785              |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743          | 0,0646      | 0,0650            | 0,0677              |
|                  | 1012         | 0,0918      | 0,0989            | 0,0989              |

### 6.3 Drøfting av resultat

Fra resultatene er det tydelig at EC2 i gjennomsnitt overestimerer alle de observerte rissviddene og formelverket har en gjennomsnittlig modelleringsusikkerhet ved  $k_t = 0,6$ , hvor det er antatt at målepunktene er normal- og log-normalfordelte som henholdsvis er 0,50 og 0,55. Modelleringsusikkerhetene til EC2 har et relativt lavt, og lavest standardavvik, i forhold til MC2010 og DIN/EC2, som kan tyde på at formelverket generelt fanger opp de ulike effektene ved rissdannelse best. Formelverket er likevel svært konservativt da antagelsene om at målepunktene er normal- og log-normalfordelte er den maksimale modelleringsusikkerheten henholdsvis 0,70 og 0,80. At formelverket er betraktelig konservativt kan gjøre at bruksgrensetilstanden blir dimensjonerende i prosjektering av store betongkonstruksjoner. Dette kan medføre ytterligere kostnader da løsningen eksempelvis kan være å øke stangdiameteren eller legge inn flere lag med armering.

EC2/DIN underestimerer de observerte rissviddene, og formelverket har i gjennomsnitt en modelleringsusikkerhet ved  $k_t = 0,6$  som er lik 1,15 og 1,27 for henholdsvis en normal og log-normalfordeling. Dette vil si at ved log-normalfordelingen av målepunktene gir formelverket i gjennomsnitt en 27% lavere rissvidde enn de observerte. Modelleringsusikkerheten til EC2/DIN har et høyt standardavvik, og høyest av alle formelverkene, som gir et stort intervall fra 0,65 til hele 2,14, som henholdsvis er den laveste og høyeste modelleringsusikkerheten, ved en log-normalfordeling av målepunktene. At gjennomsnittsverdien er lik 1,27 trenger ikke nødvendigvis å bety at formelverket ikke estimerer en tilfredsstillende rissvidde. Et formelverk som i gjennomsnitt forutser en observert rissvidde som er 27% lavere trenger nødvendigvis ikke gi store konsekvenser. Når derimot standardavviket er så høyt som fører til maksimale verdier opptil 2,14, er det lite konsensus i formelverket og man kan våge å påstå at formelverket generelt ikke tar hensyn til alle effektene ved riss. Dette er dessuten tydelig når 9 av 16 modelleringsusikkerhetene er større enn  $\gamma_{mod} = 1,0$  for antagelsen med log-normalfordelte målepunkt.

MC2010 gir karakteristiske rissvidder som ligger mellom EC2 og EC2/DIN. Formelverket gir i gjennomsnitt en modelleringsusikkerhet som er henholdsvis 0,84 og 0,93 hvor det er antatt

at målepunktene er normal- og log-normalfordelte. Dette vil si at i gjennomsnitt overestimerer formelverket rissviddene, men er ikke så konservativt som EC2. Standardavviket på modelleringsusikkerhetene ligger mellom EC2 og EC2/DIN og er relativt høyt. Dette fører til at modelleringsusikkerheten varierer fra 0,51 til 1,66 for  $\beta = 0,6$  med antagelse om log-normalfordelte målepunkt. Selv om 6 av 16 modelleringsusikkerheter er større enn  $\gamma_{mod} = 1,0$  gir MC2010 en gjennomsnittsverdi som er høyere enn EC2 og lavere enn EC2/DIN men er fremdeles konservativt. Det virker i likhet med EC2/DIN at formelverket generelt ikke tar hensyn til alle effektene ved fenomenet riss med tanke på et relativt høyt standardavvik.

### 6.3.1 Den romlige effekten for store betongtverrsnitt

I beregningene i avhandlingen er det benyttet en midlere strekkfasthet bestemt av flere en-aksiale strekktester utført på prizmer med dimensjon  $100 \times 100 \times 600 \text{ mm}^3$ . I tabell 6.3 er de faktiske strekkfasthetene ( $f_{ct}$ ) vist og det er ikke tvil om at lasten risser opp betraktelig tidligere enn forventet. En årsakene til dette kan være den romlige effekten til de store betongprismene, også kalt skalaeffekten («scale effect») [17]. Prisme 1 til 8 har en betraktelig større geometri enn prismene på  $100 \times 100 \times 600 \text{ mm}^3$  som gir at betongens strekkfasthet varierer betydelig mer.

Den faktiske strekkfasten er beregnet ved å løse formel (2.41) på hensyn på  $f_{ctm}$ , som i dette tilfellet er  $f_{ct}$ , den faktiske strakkfastheten til prøvestykkene:

$$f_{ct} = \frac{N_r}{A_c(1 + \alpha_e \cdot \rho_{seff})}. \quad (6.1)$$

At strekkfastheten er betraktelig lavere enn antatt, fører først og fremst til at prismene risser på et tidligere tidspunkt enn forventet. Teoretisk sett fører dette til at uttrykket for tøyingsdifferansen i formelverkene blir større, som videre fører til større rissvidder, så langt ikke det er nedre grense som er gjeldene, som vist i formel (2.57) for EC2 og EC2/DIN og (2.63) for MC2010. I MC2010 blir forøvrig den nedre grensen til tøyingsdifferansen mindre, da strekkfastheten inngår i denne. Dette betyr, ifølge teorien, at de observerte rissviddene skulle

blitt større i forsøkene. Selv om det er blitt benyttet en høyere strekkfasthet i beregningene av de karakteristiske rissviddene overestimerer EC2 de observerte rissviddene, i motsetning til EC2/DIN som underestimerer disse, mens MC2010 forutsetter karakteristiske rissvidder som ligger mellom disse.

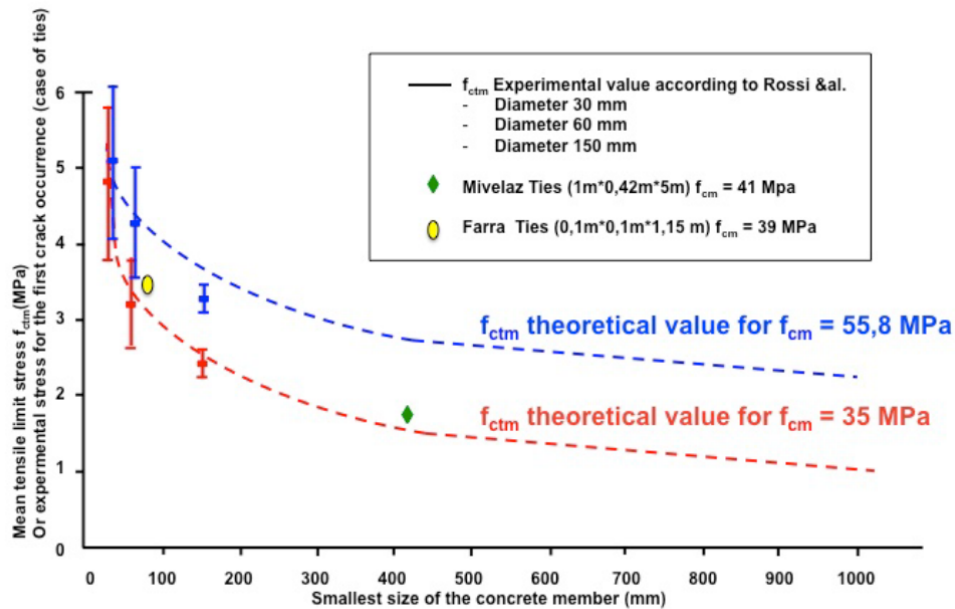
Tabell 6.3: Strekkfasthet ( $f_{ct}$ ) i forsøkene sammenlignet mot den midlere strekkfasthet ( $f_{ctm}$ ) fra en-aksiell strekktest.  $f_{ctm}$  fra strekktest er benyttet i beregninger for de karakteristiske rissviddene

| ID        | $f_{ctm}$ fra strekktest [MPa] | $f_{ct}$ fra forsøket [MPa] |
|-----------|--------------------------------|-----------------------------|
| 1-d20-c90 | 4,89                           | 2,92                        |
| 2-d20-c90 | 4,89                           | 1,99                        |
| 3-d32-c90 | 4,89                           | 2,66                        |
| 4-d32-c90 | 4,89                           | 2,70                        |
| 5-d20-c40 | 4,14                           | 2,79                        |
| 6-d20-c40 | 4,14                           | 2,40                        |
| 7-d32-c40 | 4,14                           | 3,12                        |
| 8-d32-c40 | 4,14                           | 2,90                        |

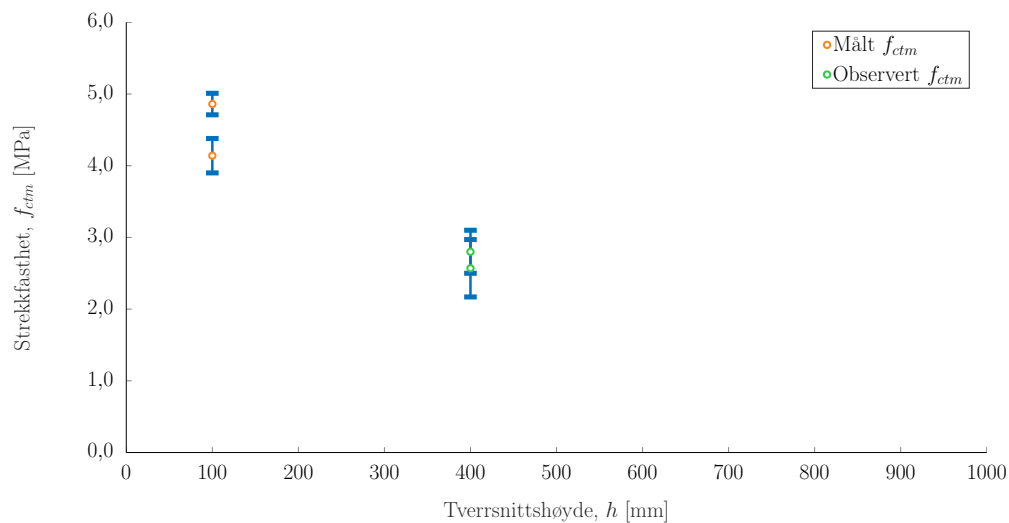
Risslasten, som er benyttet for å finne den faktiske strekkfastheten, er observert ved det første risset i testsonen. Som tidligere nevnt oppstod første riss i monteringssonen omtrentlig ved endemutrene på gjengestagene som var forventet da disse var rissanvisere og reduserte betongarealet i det aktuelle tverrsnittet.

I figur 6.3 er strekkfastheten ved opprissing plottet mot varierende betongvolum. Figuren er utarbeidet av CEOS, fra en fransk forskningsmanual, der det er blitt gjennomført strekktester for store betongprøvestykker [17]. Figuren viser til ulike forsøk og to teoretiske kurver som viser reduksjonen av strekkfastheten i henhold til skalaeffekten. Testene i manualen viser at den midlere strekkfastheten og dets standardavvik reduseres med et økende betongvolum. I figur 6.4 er den midlere strekkfastheten fra strekktesten med prismene på  $100 \times 100 \times 600 \text{ mm}^3$  plottet med tilhørende standardavvik for støp 1 og støp 2, henholdsvis prøvestykke 5-8 og 1-4. I det samme diagrammet er strekkfastheten ( $f_{ct}$ ) fra tabellen 6.3 benyttet til å beregne en midlere strekkfasthet for henholdsvis prisme 1-4 og 5-8. Figur 6.4 viser hvor mye strekk-

fastheten synker ved et økende betongvolum, men at standardavviket er relativt høyt. At standardavviket er relativt høyt strider mot observasjonen fra forsøkene til CEOS, men at strekkfastheten reduseres betraktelig for større betongtverrsnitt er det ingen tvil om.



Figur 6.3: Figuren viser strekkfastheten ved opprissing sammenlignet mot varierende betongvolum. Grafen er utarbeidet gjennom en fransk forskningsmanual av CEOS [17].



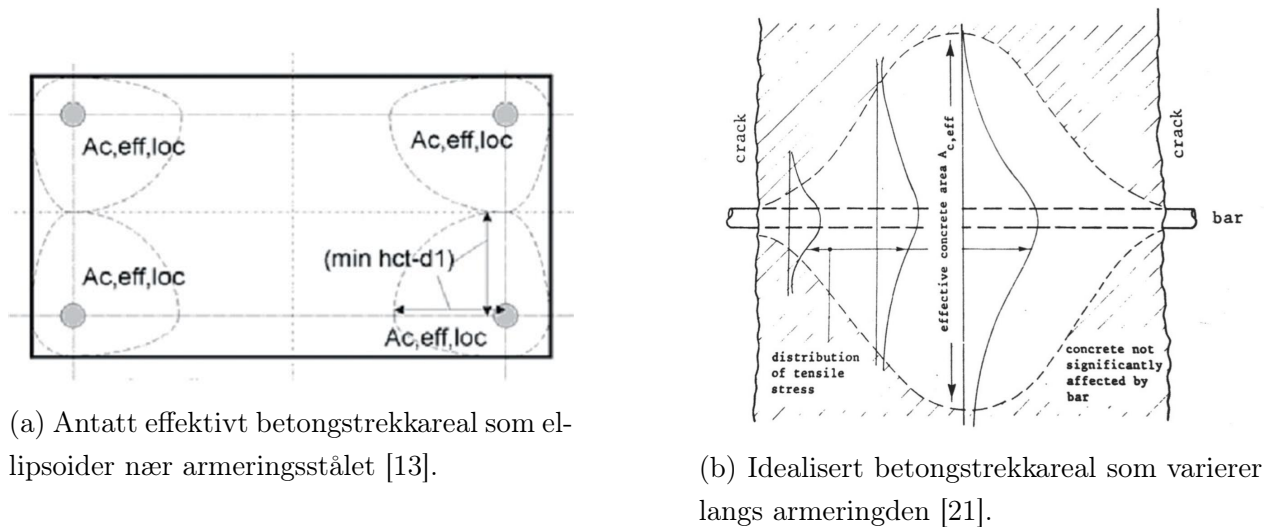
Figur 6.4: Figuren viser endringen i strekkfastheten for prismene med størrelse  $10 \times 10 \times 60 \text{ cm}^3$  og fra forsøkene.

### 6.3.2 Effektivt betongareal

Det effektive betongtrekkarealet ( $A_{c,eff}$ ) er en viktig faktor i beregningene av rissviddene, og endringen av denne er relativt utslagsgivende på rissviddene. I formelverkene er beregningene av  $A_{c,eff}$  nokså forenklet, og i beregningen av de karakteristiske rissviddene i denne avhandlingen er det benyttet en  $A_{c,eff}$  der armeringsarealet er trukket i fra betongtverrsnittet:

$$A_{c,eff} = A_c - A_s. \quad (6.2)$$

Forskjellige armeringsforhold og overdekninger i de gjennomførte forsøkene påvirker muligens det effektive strekkarealet. Som beskrevet i teorien har forskere [9, 13] vist at det effektive arealet visuelt sett ikke oppfører seg kvadratisk, men snarere sirkulert eller ellipsoidisk, se figur 6.5a. Årsaken til at det effektive arealet er annerledes kommer av at heftspenningen fordeles ikke-lineært langs armeringen. Dette medfører at betongspenningene ikke fordeles jevnt i betongen rundt armeringen, og det kan derfor være nødvendig å anta en redusert  $A_{c,eff}$ . En idealisering av et effektivt betongtrekkareal langs et vilkårlig prøvestykke er vist figur 6.5b.



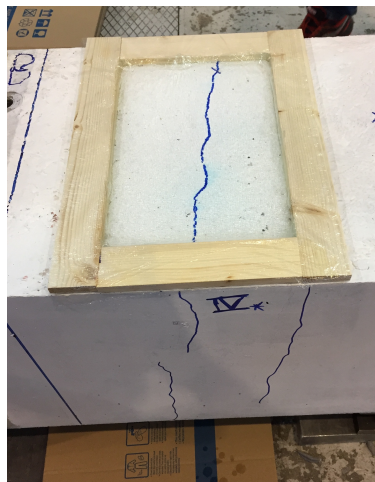
Figur 6.5

For å kunne kontrollere hvor mye av det effektive betongarealet som var gjennomrisset ble det laget et vannbad på prisme 8- $\phi$ 32-c40. Den gjennomsnittlige rissvidden i riss IV på prøve-

stykket er lik 0,0515 mm som er relativt lite, og i det vi gjennomførte testen var lasttrinnet rundt 1000 kN. Ved å lime treplatene på toppen av prismet og benytte silikon for å tette disse tilstrekkelig på betongflaten, kunne vann tilføres ned i risset. Oppsettet av vannbadet er vist i figur 6.6 og etter omlag 5-10 minutter rant vannet ned i gjennom risset og ut underkanten. Risset på sideflatene ble ikke tettet, for å bekrefte om vannet rant ut til sidene eller gjennom. Det må poengteres at det ikke rant vann ut på sidene på underflaten, som kan komme av treplatene på toppen som dekket akkurat dette området, som vist i figur 6.7.

Tabell 6.4: Rådata for riss IV for prisme 8- $\phi$ 32-c40

| ID               | Rissnummer | $w_{k,mean}$ [mm] | Last [kN] |
|------------------|------------|-------------------|-----------|
| 8- $\phi$ 32-c40 | IV         | 0,0515            | 1012      |



Figur 6.6: Oppsett av vannbad for prisme 8- $\phi$ 32-c40 for riss IV



Figur 6.7: Figuren viser hvordan vannet fløt igjennom betongen.

Det er utfordrende å konkludere med hvordan det effektive arealet var i dette tilfellet, men observasjonen tilsier at tverrsnittet er gjennomrisset. Det som derimot er helt sikkert er at siden det renner vann igjennom betongen, kan det over tid medføre korrosjonskader på armeringen. Ved å gjennomføre denne testen ser man at riss påvirker tettheten og kan forårsake betydelige konsekvenser bestandigheten til betongen. Det som også er interessant å se ved denne testen er mengden vann som rant igjennom risset, som hadde en betraktelig lav gjennomsnittlig rissvidde lik 0,0515 mm. Dette betyr til og med at det minste riss kan påvirke bestandigheten og tettheten til betongkonstruksjoner.

### 6.3.3 Risstadium og rissmønster

I beregningene av den relative gjennomsnittlige tøyingsdifferansen ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) i rissviddeformelen, er det interessant å se hvilket risstadium formelverkene estimerer prøvestykkene i for de ulike laststegene til forsøkene. I tabell 6.5 presenteres stadier de ulike formelverkene estimerer for prøvestykkene, i tillegg til de antatte observerte stadiene.

EC2 og EC2/DIN har det samme uttrykket for tøyingsdifferansen og nedre grense, mens MC2010 har det samme uttrykket for tøyingsdifferansen men benytter en annen nedre grense. For å poengtere parametrene i uttrykkene for tøyingsdifferansen, er disse gjengitt nedenfor i uttrykk (6.3), der det øverste uttrykket gjelder for MC2010 mens det nederste gjelder for EC2 og EC2/DIN.

$$\frac{\sigma_s - \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s} (1 + \alpha_e \rho_s)}{E_s} \geq \frac{\sigma_{sr} (1 - \beta)}{E_s}, \quad (6.3)$$

$$\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}.$$

Det er viktig å presisere at uttrykket til venstre for  $\geq$  presenterer det stabiliserte risstadiet mens uttrykket til høyre for  $\geq$  presenterer rissdannelsesstadiet. Som vist i tabell 6.5 slår den nedre grensen inn for alle laststegene til EC2 og EC2/DIN, som vil si at formelverket estimerer at prismene er i rissdannelsesstadiet. MC2010 estimerer derimot at prøvestykkene



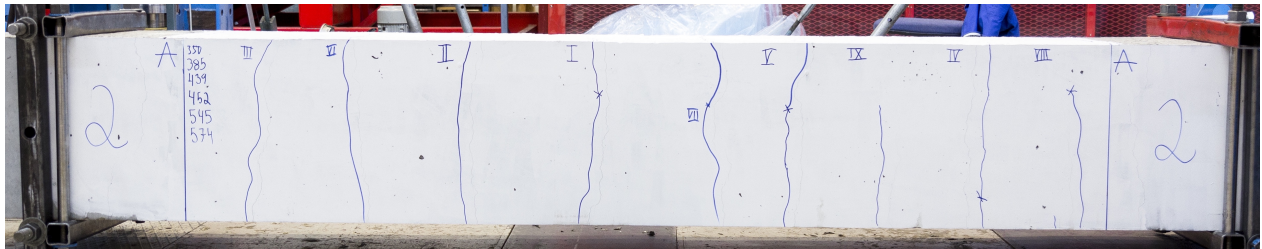
er i det stabiliserte risstadiet ved laster over 1000 kN. Anvendelse av lastfaktoren  $k_t = 0,4$  gir derimot flere laststeg i det stabiliserte risstadiet, men dette blir ikke vist her.

Tabell 6.5: I figuren vises hvilke risstadier formelverkene estimerer prøvestykkene i ved ulike laststeg sammen med de observerte fra forsøkene.

| ID               | Last<br>[kN] | U    | Risstadium, $k_t = 0,6$ |        |         | Observert |
|------------------|--------------|------|-------------------------|--------|---------|-----------|
|                  |              |      | EC2                     | MC2010 | EC2/DIN |           |
| 1- $\phi$ 20-c90 | 585          | 0,47 | I                       | I      | I       | II        |
| 2- $\phi$ 20-c90 | 574          | 0,46 | I                       | I      | I       | II        |
|                  | 736          | 0,59 | I                       | I      | I       | II        |
|                  | 1003         | 0,79 | I                       | II     | I       | II        |
| 3- $\phi$ 32-c90 | 805          | 0,25 | I                       | I      | I       | I         |
|                  | 1004         | 0,31 | I                       | II     | I       | II        |
|                  | 1201         | 0,37 | I                       | II     | I       | II        |
|                  | 1363         | 0,42 | I                       | II     | I       | II        |
| 4- $\phi$ 32-c90 | 804          | 0,25 | I                       | I      | I       | I         |
| 5- $\phi$ 20-c40 | 520          | 0,41 | I                       | I      | I       | I         |
|                  | 667          | 0,53 | I                       | I      | I       | II        |
|                  | 808          | 0,64 | I                       | II     | I       | II        |
| 6- $\phi$ 20-c40 | 503          | 0,40 | I                       | I      | I       | I         |
| 7- $\phi$ 32-c40 | 753          | 0,23 | I                       | I      | I       | I         |
| 8- $\phi$ 32-c40 | 743          | 0,23 | I                       | I      | I       | II        |
|                  | 1012         | 0,31 | I                       | II     | I       | II        |

Forskjellene mellom tøyningbegrensningen i EC2 og MC2010 er først og fremst faktoren 0,6 i EC2 og  $(1 - B = 1 - 0,6 = 0,4)$  i MC2010. En annen forskjell er  $\sigma_s$  og  $\sigma_{sr}$  som henholdsvis er stålspenningene og den største stålspenningen som kan oppstå rett før opprissing. I beregningene er  $\sigma_{sr}$  større enn  $\sigma_s$  for relativt lave laststeg men på grunn av faktoren lik 0,4 i MC2010 blir denne grensen lavere enn for EC2. For høye laststeg er  $\sigma_s$  større enn  $\sigma_{sr}$  og da blir begrensningen i MC2010 lavere da den er uavhengig av armeringsspenningen. I tabell 5.15 i delkapittel 5.5 ble utviklingen av antall riss for ulike laststeg presentert. For prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 har det oppstått 9 riss ved en last lik 574 kN og 736 kN, og når lasten har økt til 1003 kN er det fremdeles ikke oppstått nye riss. Derimot har rissene utviklet seg, som en kan se i figurene 6.8, 6.9 og 6.10. At det ikke oppstår nye riss, men at allerede

oppståtte riss utvikles og utvides, kjennetegner det stabiliserte risstadiet. MC2010 erkjenner at ved 1003 kN er prøvestykket i det stabiliserte risstadiet, men siden det ikke har oppstått nye riss siden det første laststeget er det grunn til å anta at stadiet er inntruffet tidligere. En av de viktigste faktorene til dette er den romlige effekten av store betongtverrsnitt som reduserer strekkfastheten, diskutert i delkapittel 6.3.1. Ved å bruke den faktiske strekkfastheten til prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 på 1,99 MPa forutsetter formelverkene at prøvestykket er i det stabiliserte risstadiet, som er logisk da strekkfastheten er relativt lav.



Figur 6.8: Rissmønster for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 ved 574 kN.

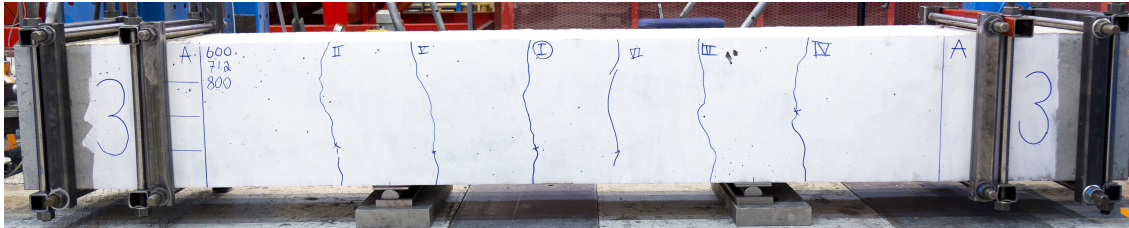


Figur 6.9: Rissmønster for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 ved 736 kN.



Figur 6.10: Rissmønster for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 ved 1003 kN.

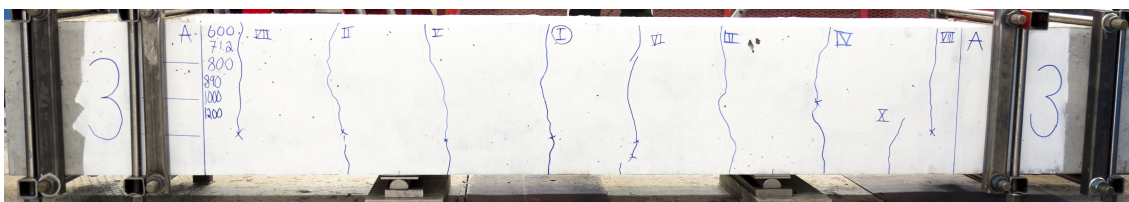
For prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 estimerer MC2010 nokså presist hvilket stadium prøvestykket er i sammenlignet med det antatte observerte rissstadiet. Ved det første laststeget forutsetter formelverket at prøvestykket er i rissdannelsesstadiet som stemmer overrens med at 6 riss var observert, men for det neste laststeget er det 8 observerte riss. Fra dette laststeget er det ingen nye riss som oppstår, men rissene utvikles og utvides som vil si at rissmønsteret er stabilisert, vist i figur 6.11, 6.12, 6.13 og 6.14.



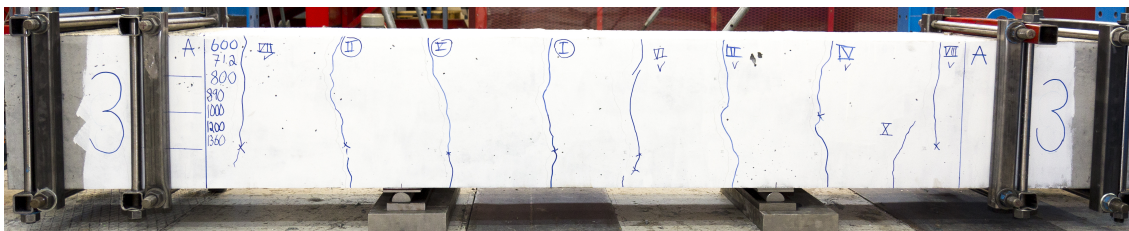
Figur 6.11: Rissmønster for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 ved 805 kN.



Figur 6.12: Rissmønster for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 ved 1004 kN.



Figur 6.13: Rissmønster for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 ved 1201 kN.



Figur 6.14: Rissmønster for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 ved 1363 kN.

Vedlegg E viser dokumentasjonen av rissmønsteret ved hvert laststeg for alle prøvestykkene. Hver side ble dokumentert, men det er kun sideflate A som er belyst i denne avhandlingen. På prøvestykkene er de omtrentlige laststegene markert på betongen, men i ettertid er disse justert etter last-tidkurvene fra lastcellen og benyttet i beregningene.

For prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90 ved 585 kN er prøven antatt å være i rissdannelsesstadiet, selv om riss VIII, VI og IX er mulige sekundærriss. Sekundærrissene kan i imidlertid indikere på at betongen er i det stabiliserte risstadiet. På en annen side kan riss VI, VIII og IX være primærriss som ikke er fullstendig gjennomgående. Omsider da det tilsvarende prøvestykket ble belastet til et antatt stabilisert risstadium, og at ingen flere riss ble dannet mellom laststegene, er det grunn til å tro at prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90 også ble belastet til det stabiliserte risstadiet.

Rissmønsteret til prøvestykke 4- $\phi$ 32-c90 viser at riss II og VI ikke er fullstendig gjennomgående, og at disse kun har utviklet seg på undersiden av prøvestykket. Dette kan være forårsaket av bøyning fra egenvekten, som resulterer strekk i underkanten av prøvestykket. For å redusere denne effekten ble det benyttet opplagre på de resterende forsøkene. Prøvestykket er antatt å være i rissdannelsesstadiet.

Rissmønsteret til 5- $\phi$ 20-c40 ble ikke dokumentert ved det siste laststeget på 808 kN, men et oversiktsbilde er grafisk fremstilt for å illustrere mønsteret. Det oppstod ingen nye riss mellom laststegene på 667 kN og 808 kN, men opptil flere sekundærriss kan ha oppstått. Disse er markert med «S» i rissnavnet, som vist i oversiktsbildet. Rissmønsteret er dokumentert ved et laststeg lik 750 kN, men nærmere undersøkelser viser at lasten i utgangspunktet var 808 kN. Siden det ikke oppstod flere primærriss mellom 667 kN og 808 kN kan dette bety at prøvestykket var i det stabiliserte risstadiet allerede ved 667 kN. Prøvestykke 6- $\phi$ 20-c40 er antatt å være i rissdannelsesstadiet siden opptil flere riss oppstod ved videre pålasting for det tilsvarende prøvestykket.

Prøvestykke 7- $\phi$ 32-c40 kan ha blitt utsatt for bøyninger forårsaket av egenvekten, som kan ha medført at noen riss ikke er fullstendig gjennomgående. Siden det tilsvarende prøvestykket har flere riss enn 7- $\phi$ 32-c40, kan det tyde på at dette prøvestykket ble belastet til rissdannelsesstadiet. Rissmønsteret til 8- $\phi$ 32-c40 skiller seg fra mønsteret på de tidligere prøvestykkene

da opptil flere riss ikke er fullstendig gjennomgående. Mellom 743 kN og 1012 kN har tilsynelatende flere sekundærriss har oppstått, som kan tyde på at prøvestykket allerede var i det stabiliserte risstadiet ved 743 kN.

Det er tydelig at formelverkene overestimerer kravet til rissdannelsesstadiet, da det er observert at opptil flere av prøvestykkene er i det stabiliserte risstadiet ved flere laststeg. Det kan derfor se ut til at tøyningbegrensningen er for dominerende i henhold til EC2 og EC2/DIN. MC2010 estimerer derimot rissdannelsesstadiet mer tilfredsstillende.

### 6.3.4 Armeringspenningens innvirkning på rissviddene

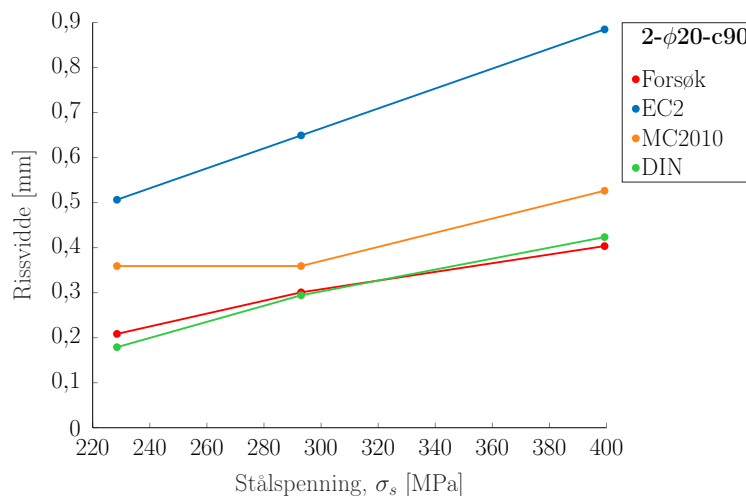
I resultatet delkapittel 5.6 er det presentert at relativt høye armeringsspenninger medfører at formelverkene overestimerer de observerte rissviddene. For prøvestykkene med overdekning lik 90 mm underestimerer EC2/DIN de observerte rissviddene hvor det er antatt at målepunktene er log-normalfordelte. Dette gjelder ikke for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 hvor utnyttelsesgraden til armeringen er 0,79, der differansen ( $\Delta_{EC2/DIN}$ ) er 0,0134 mm, som er tilnærmet eksakt. EC2 overestimerer alle de observerte rissviddene uavhengig av armeringsforhold og overdekning, men overestimerer spesielt for høye utnyttelsesgrader som vist i tabell 5.19. MC2010 gir verdier mellom EC2 og EC2/DIN for alle de karakteristiske rissviddene, utenom rissviddene til prøvestykke 5- $\phi$ 20-c40 ved 808 kN, der utnyttelsesgraden er relativt høy. Her er den karakteristiske rissvidden høyere for EC2/DIN enn for MC2010 på grunn av de forskjellige tøyningbegrensningene i beregningene av tøyningdifferansen.

For alle laststegene estimerer EC2 og EC2/DIN at prøvestykkene er i rissdannelsesstadiet, som er diskutert og vist i delkapittel 6.3.3. Forsøkene viser tydelig at prøvestykkene er i det stabiliserte risstadiet, og av den grunn kan det se ut til at EC2 og EC2/DIN overestimerer rissdannelsesstadiet. Tøyningbegrensningen til EC2 og EC2/DIN blir for høy og faktoren som styrer denne grensen er stålspenningen ( $\sigma_s$ ). Formlene for tøyningdifferansen viser at utviklingen av rissviddene er proporsjonal med stålspenningen.

I figur 6.15, 6.16 og 6.17 er de teoretiske stålspenningene plottet opp mot de karakteristiske og observerte rissviddene for henholdsvis prisme 2- $\phi$ 20-c90, 3- $\phi$ 32-c90 og 5- $\phi$ 20-c40. Disse pris-

mene ble belastet med opptil flere laststeg og det er derfor mulig å presentere utviklingen fra rissdannelsestadiet til det stabiliserte risstadiet. I beregningene av de karakteristiske rissviddene er lastfaktoren  $k_t = 0,6$ , og for de observerte rissviddene er det antatt at målepunktene er log-normalfordelte. Hvert punkt i diagrammet tilsvarer et laststeg. Figurene viser at utviklingen av rissviddene til EC2 er lineær ved de gitte laststegene, som betyr at rissviddene er proporsjonal med stålspenningen. Det samme gjelder for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90 i henhold til EC2/DIN, men ikke for 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40, som er på grunn av at den nedre grensen i formelen til rissavstanden er gjeldene som medfører at utviklingen av rissviddene ikke blir proporsjonal med stålspenningen.

For prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 i figur 6.15 estimerer MC2010 at rissvidden holdes konstant mellom de to første laststegene som kommer av at tøyingsberegningen er uavhengig av stålspenningen. Ved å sammenligne området mellom laststeg 1 og 2 for MC2010 og forsøkene viser de faktiske forsøkene at rissvidden øker med stålspenningen. Området mellom laststeg 1 og 2 til de faktiske forsøkene samsvarer bedre med området til utviklingen til EC2 og EC2/DIN. Mellom laststeg 2 og 3 viser forsøkene at når spenningen øker, øker derimot ikke rissvidden slik formelverkene estimerer.

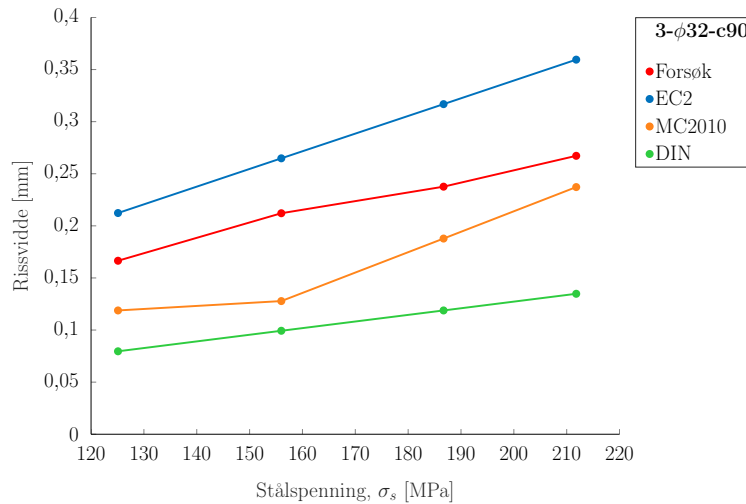


Figur 6.15: Grafisk presentasjon av de karakteristiske ( $w_k$ ) og observerte rissviddene ( $w_{0,95}$ ), og tilhørende stålspenninger ( $\sigma_s$ ) for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90.

Figur 6.16 viser at for prisme 3- $\phi$ 32-c90 estimerer MC2010 at det første laststeget er i rissdannelsestadiet mens de resterende laststegene er i det stabiliserte risstadiet. Stigningen på

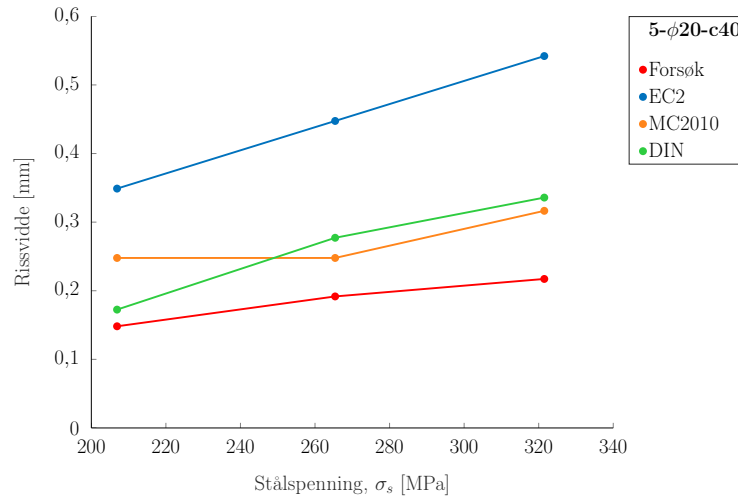


grafen mellom laststeg 1 og 2 til MC2010 stemmer ikke med de faktiske forsøkene, siden den viser at når stålspenningen øker, øker rissvidden lite. Diagrammet viser at rissvidden øker betraktelig sammen med stålspenningen ved de resterende laststegene, og har en tydeligere stigning i motsetning til grafen til forsøkene. Området mellom de to første laststegene til forsøkene er i bedre overensstemmelse med første del av grafen til EC2, mens resterende laststegene samsvarer bedre med EC2/DIN.



Figur 6.16: Grafisk presentasjon av de karakteristiske ( $w_k$ ) og observerte rissviddene ( $w_{0,95}$ ), og tilhørende stålspenninger ( $\sigma_s$ ) for prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90.

For prøvestykke 5- $\phi$ 20-c40 estimerer MC2010 fremdeles at rissvidden er konstant ved de to første laststegene når stålspenningen øker, mens resultatene fra forsøkene viser at rissvidden øker med en økende stålspenning, vist i figur 6.17. Både EC2 og EC2/DIN estimerer at den øker betraktelig med en økende stålspenning, og øker mer mellom de to første laststegene i forhold til forsøkene. Økningen mellom laststeg 2 og 3 ved forsøkene passer relativt bra med den tilsvarende økningen til EC2/DIN og MC2010, der MC2010 estimerer at det siste laststeget er i det stabiliserte risstadiet.



Figur 6.17: Grafisk presentasjon av de karakteristiske ( $w_k$ ) og observerte rissviddene ( $w_{0,95}$ ), og tilhørende stålspenninger ( $\sigma_s$ ) for prøvestykke 5- $\phi$ 20-c40.

Fra figurene er det interessant å se at for EC2 og MC2010 estimerer særlig formelverkene en større økende rissvidde, med hensyn til stålspenningen, enn de faktiske observasjonene når prøvestykket er antatt å være i det stabiliserte risstadiet. Dette viser til at formelverkene generelt overestimerer de observerte rissviddene ved høye armeringsspenninger. Økningen mellom de første laststegene til EC2 og EC2/DIN for 2- $\phi$ 20-c90 og 3- $\phi$ 32-c90 stemmer relativt godt med økningen mellom laststegene til forsøkene.

### 6.3.5 Overdekningens innvirkning på rissviddene

I tabell 5.16 og 5.18 i delkapittel 5.6 er det tydelig at prøvestykkene med overdekning lik 90 mm har større observerte rissvidder enn for de med overdekning lik 40 mm. 5- $\phi$ 20-c40 og 6- $\phi$ 20-c40 har også relativt høye rissvidder, forårsaket av høye armeringsspenninger som diskutert i forrige delkapittel.

EC2/DIN benytter tilnærmingen til MC2010 men utelukker overdekningsleddet i beregningene av en maksimal rissavstand ( $S_{r,max}$ ). Dette kan enkelt kontrolleres for eksempelvis 2- $\phi$ 20-c90 ved en last lik 1003 kN:

$$S_{r,max,MC2010} = 2 \cdot c + S_{r,max,EC2/DIN} = 2 \cdot 90 + 348,1 = 528,1 \text{ mm}, \quad (6.4)$$



som er vist i tabell 5.13 i delkapittel 5.5. Eksempelvis for prøvestykke 1- $\phi$ 20-c90 er den øvre grensen i beregningen av rissavstanden gjeldende, som MC2010 ikke benytter, og samme beregningskontroll i uttrykk (6.4) kan derfor ikke gjennomføres. Som vist i resultatet i delkapittel 5.6 underestimerer EC2/DIN og MC2010 de observerte rissviddene for prøvestykket 3- $\phi$ 32-c90 og 4- $\phi$ 32-c90 der stålspenningen er relativt lav. Det er derimot tydelig at underestimatet til EC2/DIN er større enn for MC2010, som er vist i tabell 5.19 for log-normalfordeling av målepunkt. Dette er logisk siden rissavstandene er betraktelig større for MC2010 som en kan se i tabell 5.13. For prøvestykkene med armeringsdiameter lik 20 mm overestimerer MC2010 rissviddene ved alle laststegene, mens EC2/DIN underestimerer disse, utenom ved det siste laststeget for 2- $\phi$ 20-c90.

En av forskjellene mellom EC2 og EC2/DIN er formuleringen av rissavstanden, hvor EC2/DIN utelukker faktoren på 1,7 som tar hensyn til at den beregnede rissvidden er en 95 %-kvan til fra en antatt log-normalfordeling. EC2/DIN har som nevnt i tillegg utelatt overdekningsledet i beregningene av rissavstanden, og hadde prøvestykkene blitt utsatt for bøyning ville  $k_2$  vært satt til 0,5 i stedet for 1,0 i rissavstandformelen i henhold til EC2. Dessuten benytter MC2010 og EC2 ulike faktor for  $f_{ctm}/\tau_{bm}$  som henholdsvis er 0,55 og 0,40 for stenger med god heft. For å spesifisere forskjellen er uttrykkene for  $S_{r,max}$  vist som:

$$\begin{aligned} S_{r,max,EC2/DIN} &= 2 \frac{1}{4} \cdot 0,55 \cdot \frac{\phi}{\rho_s} = 0,2750 \frac{\phi}{\rho_s} \\ S_{r,max,EC2} &= 1,7 \cdot 2 \left( 1,0 \cdot c + \frac{1}{4} \cdot 0,40 \cdot \frac{\phi}{\rho_s} \cdot 1,0 \right) = 3,4 \cdot c + 0,34 \frac{\phi}{\rho_s} \end{aligned} \quad (6.5)$$

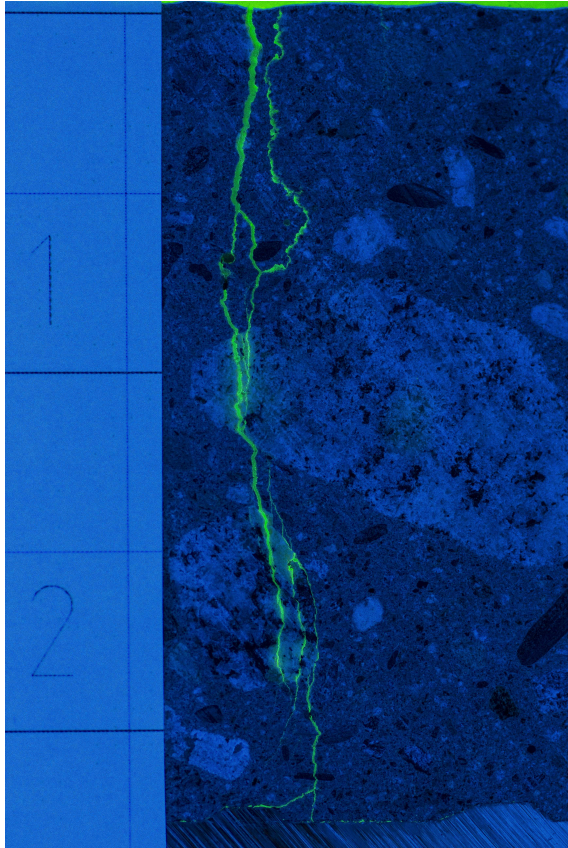
På grunn av disse forskjellene i uttrykk 6.5 forventes det at disse formelverkene gir ulike rissvidder og som vist i resultatet underestimerer EC2/DIN stort sett alle rissviddene for prøvestykkene 1-4 hvor overdekningen lik 90 mm. EC2 overestimerer derimot rissviddene betraktelig for disse prøvestykkene. Dette kan bety to ting: at overdekningen er en nødvendig faktor i beregningen av rissavstanden, og at beregningsmodellen til EC2, hvor overdekning inkluderes, estimerer virkeligheten dårlig og gir konservative resultater.

Utleddningene av den maksimale rissavstanden til EC2 og MC2010 består av to motstridende

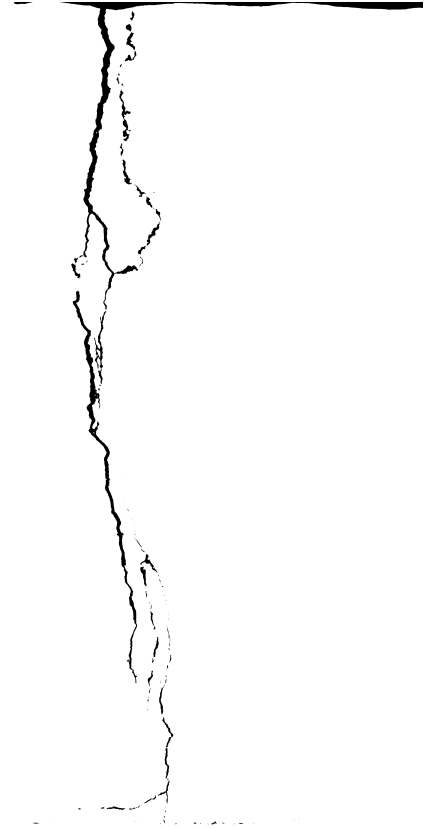
tilnærmeringer. Overføringslengden består av to lineære ledd, der det ene leddet er proporsjonalt med overdekningen og baserer seg på antiheftglidningsteori, hvor plane tverrsnitt ikke forblir plane. Det andre leddet representerer heftglidningen mellom armeringen og betongen i det et riss oppstår. Leddet med overdekningen, som er tidligere nevnt, ser ut til å være problemet da EC2 gir svært konservative rissvidder for prismene med store overdekninger.

MC2010 presiserer at karakteristisk rissvidde befinner seg på overflaten av betongen, mens EC2 spesifiserer ikke om rissvidden er ved armeringsnivået eller på overflaten. Det andre leddet i formelen for maksimal rissavstand gjelder antagelsen om at plane tverrsnitt forblir plane som tilsier at rissvidden skal være den samme både på overflaten og ved armeringsnivået. Ved å kombinere begge leddene i beregningen av den maksimal rissavstanden ser det ut til at de beregnede rissviddene hører til overflaten på betongen. Formlene til gjennomsnittstøyningene er dessuten basert på heftglidningsteori, hvilket betyr at formelverkene indikerer at rissvidden er den samme både ved armeringsnivået og på overflaten av betongen.

Som beskrevet i delkapittel 3.7.3, kan de innvendige rissene kontrolleres. Metoden går utpå å bruke måledata til å demonstrere, og eventuelt bekrefte, at rissvidden varierer gjennom overdekningen. Det er dessuten viktig å se om propageringen forårsaket av interne riss er en utløsende faktor for rissviddevariasjonen. Flere forfattere [22–24] har gjort lignende forsøk som viser at rissviddene varierer gjennom overdekningen. Resultatene av forsøkene viser at rissviddene omtrentlig er neglisjerbare ved armeringsnivået for å så at de øker betraktelig gjennom overdekningen. En mulighet for å forbedre dagens rissviddemodell kan være å la overdekningsleddet erkjenner denne effekten. Figur 6.18a viser et innvendig riss utsatt for UV-lys. Epoxyen har strømmet ned gjennom risset og det er tydelig at risset er betraktelig mindre ved armeringsnivået enn på overflaten. I figur 6.18b er det samme bildet av risset behandlet i prosesseringsprogrammet som beskrevet i delkapittel 4.



(a) Rissprofil utsatt for UV-lys



(b) Bineært prosessert rissprofil av et innvendig riss.

Det er tidligere blitt påvist under eksperimenter at overdekningen kan ha innflytelse på den maksimale målte rissavstanden [25]. Gjennomsnittsverdien for de maksimale målte rissavstandene for prismene med overdekning lik 90 mm og 40 mm er henholdsvis 350 mm og 292,5 mm. Formelverkene estimerer at den maksimale rissavstanden øker med overdekningen som kan bekrefte ved å sammenligne 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40 ved det siste laststeget, der den største målte rissavstanden er henholdsvis 290 mm og 250 mm. Samme gjelder for 3- $\phi$ 32-c90, der rissavstanden er 310 mm, sammenlignet opp mot 8- $\phi$ 32-c40, som har 240 mm.

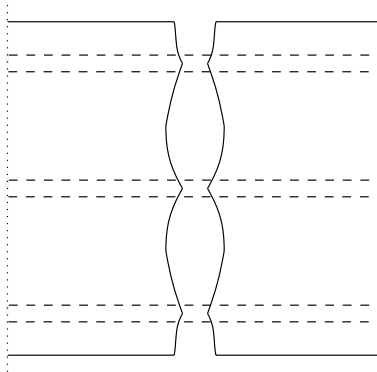
EC2/DIN, som ikke tar hensyn til overdekningen, overestimerer rissavstandene for prøvestykke 2- $\phi$ 20-c90 og 5- $\phi$ 20-c40, men underestimerer for 3- $\phi$ 32-c90 og 8- $\phi$ 32-c40, som er vist i tabell 5.13. Med andre ord estimerer formelverket rissavstanden for høyt når armeringsdiameteren er lik 20 mm, mens motsatt for 32 mm.

I tabell 5.15 i delkapittel 5.5 er beregnede antall riss presentert og sammenlignet med antall

riss som har oppstått ved det siste laststeget, altså når prøvestykkene antas å være i det stabiliserte risstadiet. Tabellen viser at det oppstod 9 riss for prisme 2- $\phi$ 20-c90 ved et lasttrinn på 1003 kN og 12 riss for 5- $\phi$ 20-c40 ved et lavere laststeg 808 kN, der overdekningen skiller prøvestykkene fra hverandre. For 3- $\phi$ 20-c90 ble 8 riss observert ved 1363 kN og 11 riss for 8- $\phi$ 32-c40 ved en lavere last lik 1012 kN. Dette viser overdekningens betydning for antall opptredende riss og at prøvestykkene med overdekning lik 40 mm gir flere riss enn for de med overdekning lik 90 mm.

### 6.3.6 Plane tverrsnitt forblir ikke plane

Formålet ved å presentere variasjonen i rissvidden langs overflaten er for å illustrere hvordan betongen i realiteten responderer under forutsetning at den blir utsatt for rent aksial strekk.



Figur 6.19: Vilkårleg utsnitt fra prøve 5- $\phi$ 20-c40 som viser et idealisert rissprofil hvor rissvidden varierer i overdekning og er lavest ved armeringsnivået [9,26]. Heftglidningsteori er både utelukket og et faktum.

Histogrammene i delkapittel 5.8 viser at rissviddene langs overflaten til prøvene varierer betraktelig. Rissviddeformlene baseres blant annet på hypotesen om at plane tverrsnitt ikke forblir plane under deformasjoner, som er gjentakende i rissdannelsene på samtlige prøvestykker. Ikke bare er det fysiske rissprofilet inkonsekvent langs overflaten, men rissvidden varierer fra overkant til underkant, ved armeringsnivået og i nærliggende områder. Figur 6.19 illustrerer et idealisert rissprofil hvor rissvidden ved armeringsnivået er lavere nettopp fordi heftspenningen fremkaller en varierende betongspenning i overdekningen, og i området mel-

lom armeringsstålet. Delkapittel 2.1.2 beskriver kort hvordan inkompatibiliteten til betongen varierer i en avstand fra risset og inn i betongen hvor kompatibiliteten så gjenopprettes, som overdekningsleddet etter omstendighetene bør ta hensyn til i overføringslengden.

Dette betyr at formelverkene muligens bør anta at rissviddene varierer fra armeringsstålet og gjennom overdekningen. En mulighet kan være at den andreordens differensiallikningen fra heftglidningsteorien:

$$\frac{d^2 s}{dx^2} = \frac{4\tau_{bx}}{\phi E_s} (1 + \alpha_E \rho_s), \quad (6.6)$$

som inkluderer relasjonen mellom heftglidningen og heftspenningen som professoren Balász [4] viser til i en modifisert utgave av uttrykk (6.6):

$$s_x^2 - \frac{4(1 + \alpha_E \rho_s)}{\phi E_s} \frac{\tau_{max}}{s_1^\alpha} s_x^\alpha = 0. \quad (6.7)$$

Det er foreslått at uttrykk (6.7) inkluderes i neste utgave av *fib* Model Code, men det gjenstår fremdeles å finne løsningen for differensiallikningen i det stabiliserte risstadiet.

## 6.4 Oppsummering av feilkilder

### Varierende overdekning

Da det under sammensettingen av hoved- og bøylearmeringen ble sørget for at de innvendige målene stemte overens med bøyelisten, se vedlegg C.2, kan enkelte bøyler fravike de dimensjonene som i utgangspunktet var planlagt. Kantmålene kan være noe mindre eller større enn antatt, som påvirker posisjonen til hovedarmeringen, da denne er sveist på innsiden. Konsekvensene er at overdekningen til de aktuelle prøvestykkene til dels ikke samsvarer eksakt med den foreslåtte i beregningsmodellen i vedlegg B. Det er observert at justeringer av overdekningen og tverrsnittet påvirker beregningsgangen til de ulike formelverkene i modellen, og er ikke tatt hensyn til ved sammenligningen av den observerte rissvidden og den beregnede. Overdekningen var utfordrende å ivareta fortløpende mens armeringssammensettingen ble montert i forskalingen. Ved å opprettholde den ønskede overdekningen ble det benyttet armeringsstoler, som ga riktig overdekning i underkant. Overdekningen i overkant ble noe redusert, som kan være en årsak av hovedarmeringen var bøyd. Ideelt sett burde en evaluering av overdekningen langs prøvestykkene vært gjennomført før eksperimentene for å fastsette en eventuell gjennomsnittlig overdekning og inkludere den som en parameter i beregningsmodellen.

### Hovedarmeringens posisjon

Ulike kantavstander i stålbøylene kan ha påført eksentrisitet i posisjonen til hovedarmeringen, som videre kan ha forårsaket minimale spenningsforskjeller i stålstengene under eksperimentene. Spenningsforskjellene vil medføre en uregelmessig tøyningfordeling mellom stengene, som kan ha vært målbar hos LVDT-ene påmontert prøvestykke 5. LVDT-ene kan under forholdene avgi usikre måledata, da sensorene ble festet til prøvestykket manuelt.

Da armeringskurven ble plassert i forskalingen ble stålstengene i overkanten bøyd på grunn av sin egenvekt, som kan ha forårsaket eksentrisitet i prøvestykkene underveis i eksperimen-

tene. Bøyedeforrasjonene til betongen i seg selv nemlig har vist seg å være utslagsgivende i eksperimentene da rissviddene tydelig har vært størst i underkanten til prøvene med høyest egenvekt, som er diskutert i delkapittel 5.8.

En eventuell eksentrisitet i hovedarmeringen kunne til dels vært avverget om flere bøyler hadde avstivet stengene i monteringssonen, eller ved å inkludere én enkeltstående bøyler midtveis i testsonen. Det sistnevnte alternativet kunne på en annen side forårsaket unødvendige forstyrrelser i betongen i form av å redusere betongtverrsnittet, samtidig som bøylen kunne vært en uunngåelig rissanviser i monteringssonen.

## **Gjengestengenes posisjon i monteringssonen**

På lik linje som hovedarmeringen kan gjengestengene i monteringssonen ha forårsaket minimale eksentriske lastpåføringer i prøvestykkene. I nærmere detalj kan uordentlig plassering og montering av stengene påføre til dels lave bøyninger om sentralaksen til prøvestykkene i form av torsjon. Fenomenet var allerede kjent i planleggingsfasen til prosjektet men ble antatt å ha liten betydning siden torsjonsstivheten til prøvestykkene var betraktelig stor, og resistent mot akserotasjon. Med andre ord er eventuelle tøyninger fremkalt av slik rotasjon ikke tatt hensyn til i avhandlingen, men er likevel verdt å belyse.

## **Kontroll av langslagsmaskinen**

Last-deformasjonskurvene i delkapittel 6.1.2 gjensker den fremkalte globale responsen fra langslagsmaskinen gjennom rådata registrert av den innebygde lastcellen. Ulempen ved å kun monitorere deformasjonsutviklingen fra et globalt perspektiv er at alle forbindelser, både mellom maskinen og prøvestykket, samt maskindelen seg i mellom, aktiveres gradvis etterhvert som deformasjonene påføres prøvene. Dette er avbildet i last-deformasjonskurvene hvor deformasjonen øker betydelig samtidig med den globale lasten, når betongen i teorien er betraktelig stivere. I praksis er det «slakke» som innhentes etterhvert i lastforløpet. Det er ingen tvil om at de registrerte kreftene er gjennomgående for prøvestykkene, men at deformasjonene til den armerte betongen varierer tilsynelatende mye gjennom 100 tonn, virker ulogisk etter

forholdende å dømme. Likevel er modifiseringen last-deformasjonskurvene en gyldig metode for å manipulere måledataene slik at prøvestykkenes naturlige utviklingen kan idealiseres. Metoden påvirker dessuten ikke målingene av den observerte rissvidden.

En viktig detalj å trekke frem i kurvene i figur 6.1 og 6.2, i delkapittel 6.1.2 er den betraktelige reduksjonen i stivheten til systemet, omkring 1000 kN. For prøvestykke 4, 7 og 8 kan den uventede reduksjonen være et utfall av at forankringen i monteringssonene gikk til brudd i form av langsgående riss og spaltebrudd på endeflaten omkring gjengestengene. Dette er vist i figur F.11 i vedlegg F. Konsekvensen av disse bruddlinjene er hefttapet mellom gjengestengene og betongen, som videre resulterer i at innfestingene til maskinen har lett for å deformeres videre uten motstand.

På en annen side ble monteringssonene til prøvestykke 3 avstivet med ytterligere eksterne bøyer av HFSHS-profiler i håp om at spaltebrudd langs gjengestengene ikke ville forekomme. Da prøvestykket omsider ble belastet med omlag 1400 kN, uten tendenser til bruddlinjer i monteringssonene, er det usannsynlig at oppførselen i prøvestykket kan ha forårsaket stivhetsreduksjonen i figur 6.1b.

### **Stålforbindelsen**

Stålforbindelsen med kvalitet på 355 MPa ble designet til å motstå en last lik 1597,5 kN, samtidig som den effektivt kunne på- og avmonteres innspenningen til maskinen og prøvestykkene. Etter oppspenningen av prøvestykke 8, som bar preg av det mest fremtredende spaltebruddet i monteringssonen, ble det umiddelbart konkludert at årsaken til den trege lastøkningen var hefttapet på innsiden av monteringssonen. Tilsynelatende er deformasjonene til den globale responsen knyttet til deformasjonene i stålforbindelsen som etter forholdene ble utsatt for en høyere spenning enn dens øvre flytgrense. Tverrsnittsreduksjonen over og under utsparingen til forbindelsen ble nemlig ikke tatt hensyn til under dimensjoneringen av sammensettingen av stålkomponentene. Derfor ble stålforbindelsen supplementert med ytterligere stål, vist i figur F.9 i vedlegg F, i de kritisk utsatte tverrsnittene for å unngå flyt ved det siste lasttrinnet til prøvestykke 3.



## 7 | Konklusjon

I denne avhandlingen er det presentert hvordan formelverkene EC2, MC2010 og EC2/DIN estimerer rissvidder gjennom eksperimentelle forsøk. Ved å bruke teorien bak rissviddeformelene og resultatene fra forsøkene har dette gitt et godt grunnlag for diskusjon av forbedringer til formelverkene.

I gjennomsnitt overestimerer EC2 de observerte rissviddene, og har en gjennomsnittlig modelleringsusikkerhet på 0,50 og 0,55 hvor det er antatt at målepunktene er henholdsvis normal- og log-normalfordelte. Dette støtter hypotesen som er en del av grunnlaget for oppgaven: EC2 er for konservativt, som kan føre til at rissviddekontroll i bruksgrensetilstand blir dimensjonerende. Derimot har formelverkene et relativt lavt standardavvik på modelleringsusikkerhetene og lavest standardavvik av alle formelverkene, som kan tyde på at formelverket generelt fanger opp de ulike effektene når det kommer til rissdannelsesfenomenet.

Rissviddeberegningene i EC2/DIN underestimerer de observerte rissviddene. I gjennomsnitt er de observerte rissviddene 15 % og 27 % høyere enn de karakteristiske rissviddene for henholdsvis normal- og log-normalfordeling av målepunktene ved korttidslast. Rissviddeformelene til EC2/DIN gir et høyt standardavvik for modelleringsusikkerhetene. Dette medfører at formelverkets modelleringsusikkerhet varierer betraktelig, samtidig som over halvparten av de karakteristiske rissviddene er lavere enn de observerte rissviddene. Dette betyr at formelverket ikke er konservativt. Siden EC2/DIN har størst standardavvik av alle formelverkene, og ikke er konservativt, kan komme av at formelverket ikke tar hensyn til alle effektene ved fenomenet riss. MC2010 gir karakteristiske rissvidder som ligger mellom EC2 og EC2/DIN. Formelverket overestimerer i gjennomsnitt de observerte rissviddene, men ikke like konser-

vativt som EC2. I gjennomsnitt er modelleringsusikkerhetene 0,84 og 0,93 for antagelsen om henholdsvis normal- og log-normalfordeling. Standardavviket til modelleringsusikkerhetene ligger mellom EC2 og EC2/DIN, men standardavviket er relativt høyt, som fører til flere modelleringsusikkerheter over målverdien. Det virker i likhet med EC2/DIN som at formelverket generelt ikke tar hensyn til alle effektene ved fenomenet riss.

Et av de viktigste punktene, hvor formelverkene har et forbedringspotensial, er ved å kunne estimere den romlige effekten av større betongtverrsnitt mer nøyaktig. Den gjennomsnittlige strekkfastheten som er benyttet i beregningen av den karakteristiske rissviddene er betydelig høyere en den faktiske strekkfastheten. At prøvestykkene har en lavere strekkfasthet fører til at de observerte rissviddene i henhold til teorien skulle blitt større. Likevel overestimerer EC2 de observerte rissviddene, EC2/DIN underestimerer og MC2010 gir estimerer mellom disse.

Et annet viktig punkt for bestemmelse av rissvidder er i beregningen av tøyingsdifferansen, der EC2 og EC2/DIN for korttidslast estimerer at alle laststegene for prøvestykkene er i rissdannelsesstadiet. Fra forsøkene er det tydelig at flere laststeg for prøvestykkene er i et stabilisert risstadium, og av den grunn virker det som EC2 og EC2/DIN overestimerer rissdannelsesstadiet. Årsaken ligger i beregningen av tøyingsbegrensningen i tøyingsdifferansen til EC2 og EC2/DIN som rett og slett blir for høy, hvor faktoren som styrer grensen er stålspenningen. Det er vist i resultatet at observerte rissvidder er betraktelig større ved store stålspenninger, i tillegg til at formelverkene overestimerer de observerte rissviddene betraktelig. MC2010 estimerer mer nøyaktig hvilken tilstand prøvestykkene er i, men i likhet med EC2 overestimerer formelverkene hvor mye rissvidden øker med spenningen.

Noe av det viktigste ved bestemmelse av rissvidder er hvordan overdekningen skal håndteres i rissviddeberegningene. I resultatene er det vist at prøvestykkene med overdekning lik 90 mm ga større observerte rissvidder enn for de med overdekning lik 40 mm. EC2 overestimerer de observerte rissviddene betraktelig for prøvestykkene med overdekning på 90 mm, mens EC2/DIN, som ikke har overdekningsleddet som hovedparameter i formelen for den maksimale rissavstanden, underestimerer de observerte rissviddene. Dette kan tyde på to faktorer: for det første er det nødvendig å ta hensyn til overdekningen i beregningen av den maksimale

---

rissavstanden, og for det andre er dagens tilnærming hvor overdekningen kun inngår som et lineært ledd i beregningene ikke tilstrekkelig. Det er også belyst at rissviddene varierer gjennom overdekningen og dette tyder på at overdekningens betraktning heller bør være en funksjon av de lokale betongdeformasjonene.

Denne konklusjonen presiserer forbedringspotensialet til rissmodellene for de ulike formelverkene EC2, MC2010, og EC2/DIN. I lys av eksperimentene i denne avhandlingen er det dessuten påvist at betongen er gjennomrisset, og at det strømmer vann til og med gjennom de minste riss, som demonstrerer viktigheten av å ha overordnet kontroll på rissutvikling i betong.



## 8 | Videre arbeid

### Innvendige riss

I denne avhandlingen er grunnlaget gjort for å kunne se videre på de innvendige rissene. Grundige observasjoner på innsiden av risset kan redegjøre for hvordan rissene faktisk varierer fra armeringsnivået og ut til overflaten. Det er vist at rissviddene ved armeringsnivået er betraktelig mindre enn på overflaten. Dette er observert for kun ett riss, og det må derfor foretas flere nøyaktige målinger og en mer omfattende analyse av alle rissene for å trekke en konklusjon i dette temaet. Prosesseringen av de innvendige rissene kan gjennomføres på samme måte som beskrevet i delkapittel 4. Det første steget blir å måle de utvendige rissene enda en gang for å kontrollere om rissene har trukket seg sammen etter avlastning, eller om epoxyen har holdt rissene tilstrekkelig åpne. Hvis det viser seg at rissene er neglisjerbare ved armeringsnivået og relativt store på overflaten ligger det godt til rette å forbedre rissviddemodellen hvor uttrykket for den maksimale rissavstanden erkjenner denne effekten.

### Utbedring av formelverkene

Et av problemene med dagens rissviddemodeller er det teoretiske grunnlaget modellene bygger på. Som nevnt i denne avhandlingen er utledningen av den maksimale rissavstanden basert på to helt motstridende teorier som fører til at overdekningsleddet krenker likevekten i et riss uten heftglidning [5]. Stipendiaten Reignard Tan ved NTNU foreslår å utelukke overdekningsleddet og i stedet forske på hvordan heftinteraksjonen forekommer i grensesjiktet

mellom betongen og armeringen, samt å kontrollere hvordan spenning- og tøyingsfordelingen gjennom overdekningen er. Resultatene i denne avhandlingen kan forhåpentligvis benyttes til å bidra til forskningen og vise til formelverkens forbedringspotensial.

## **Bøyetester av store betongkonstruksjoner**

Rissviddeformlene i EC2, MC2010 og EC2/DIN bør gjelde for alle typer betongkonstruksjoner, om betongen blir utsatt for bøyninger eller rent aksiell strekk. Det er derfor av stor interesse å fremstille tilsvarende prøvestykker som i denne avhandlingen og utføre bøyetester på disse. Slik kan resultatene i denne avhandlingen kontrolleres opp mot lignende undersøkelser, selv om prøvestykkene vil respondere til belastninger av et helt annet slag. Likevel bør formelverkene kunne gi et konsekvent estimat for de ulike rissdannelsene.

# Bibliografi

- [1] CEN, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Brussel: CEN European Committee for Standardization, 2010.
- [2] CEB-FIP, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Switzerland: Ernst & Sohn, 2013.
- [3] I. Ivanchev, “Research on cracks in Reinforced Concrete Elements by Taking Into Account the Experimentally Determined Concrete and Reinforcing Steel Mechanical Properties,” *Indian Journal Of Applied Research*, vol. 5, no. 4, pp. 239–241, 4 2015.
- [4] G. L. Balázs, “Crack control,” in *fib Bulletin 52: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance*, 1st ed., ser. 2. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete, 1 2010, vol. 2, ch. 4, pp. 97–129.
- [5] R. Tan, “Evaluation of current crack width formulas according to eurocode 2 and model code 2010,” 12 2016, upublisert.
- [6] A. W. Beeby, “The prediction of crack widths in hardened concrete,” *The Structural Engineer*, vol. 57, no. 1, pp. 9–17, 1 1979.
- [7] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Bergen: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS, 2013.
- [8] G. L. Balázs, “Cracking analysis based on slip and bond stresses,” *ACI Materials Journal*, vol. 90, no. 4, pp. 340–348, 7-8 1993.

- [9] B. B. Broms, “Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks,” *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 62, no. 10, pp. 1096–1108, 1964.
- [10] Y. Goto, “Cracks formed in concrete around deformed tension bars,” *ACI Journal*, vol. 68, no. 4, pp. 244–251, 4 1971.
- [11] R. Saliger, “High-grade steel in reinforced concrete,” *IABSE congress report*, vol. 1, no. 2, pp. 294–315, 1936.
- [12] J. F. Borges, “Cracking and deformability of reinforced concrete beams,” *The International Association for Bridge and Structural Engineering*, vol. 1, no. 26, pp. 76–94, 1966.
- [13] G. L. Balázs, P. Bisch, A. Borosnyói, and O. Burdet, “Design for sls according to fib model 2010,” *Structural Concrete*, vol. 14, no. 2, pp. 99–123, 2013.
- [14] M. Engen, “Predictive strength of norwegian ready-mixed concrete,” 4 2017, upublisert.
- [15] R. E. Walpole, R. H. Myers, S. L. Myers, and K. Ye, *Probability & Statistics for Engineers & Scientists*, 9th ed. Pearson, 2012.
- [16] M. Empelmann, P. Sawicki, and D. Busse, “Comparison of analysis concepts for crack width limitation in accordance with EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NA as well as Model Code 2010 (German version),” TU Braunschweig, Braunschweig, Tech. Rep. 1, 4 2016.
- [17] F. Barre, P. Bisch, D. Chauvel, J. Cortade, J.-F. Coste, J.-P. Dubois, E. Erlicher, Silvano Gallitre, J. Labbé, Pierre Mazars, C. Rospars, A. Sellier, J.-M. Torrenti, and F. Toutlemonde, *Guidelines for the control of cracking in reinforced concrete structures*, ser. 1. London, Great Britain: ISTE Ltd., 2016, vol. 1.
- [18] S. Norge, “NS 3576-3:2012: Armeringsstål – Mål og egenskaper – Del 3: Kamstål B500NC,” 2016.
- [19] P. Babington, *Betongelementboken: Bind B – Austivning og kraftoverføring*, 1st ed., ser. 4. Betongelementforeningen, 5 2016, vol. 1.
- [20] Statens Vegvesen, *Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser*, 2005.



- [21] A. W. Beeby and R. Favre, *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*, ser. 1. Lausanne, Switzerland: Euro-International Committee for Concrete, 1985, vol. 158.
- [22] A. Borosnyói and I. Snóbli, “Crack width variation within the concrete cover of reinforced,” *Építőanyag*, vol. 62, no. 3, pp. 70–74, 3 2010.
- [23] P. J. Yannopoulos, “Variation of the concrete concrete crack widths through cover to reinforcement,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 41, no. 147, pp. 63–68, 1989.
- [24] C. G. Berrocal, I. Löfgren, K. Lundgren, N. Görander, and C. Halldén, “Characterisation of bending cracks in R/FRC using image analysis,” *Cement and Concrete Research*, vol. 90, pp. 104–116, 2016.
- [25] A. P. Caldenty, H. C. Peiretti, J. P. Iribarren, and A. G. Soto, “Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/\rho_{s,ef}$  and stirrup spacing – an experimental and theoretical study,” *Structural Concrete 14*, vol. 14, no. 1, pp. 70–74, 3 2013.
- [26] B. B. Broms, “Crack width and crack spacing in reinforced concrete members,” *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 62, no. 10, pp. 1238–1256, 1965.



# Vedlegg



---

Vedlegg A: Statistisk analyse og  
modelleringsusikkerhet

## A.1 t- og $\chi^2$ -fordeling

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 1  | F=585 kN   |
| v         | 38         |
| t-verdi   | -1,6859545 |
| kji-verdi | 53,3835406 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 2  | F=574 kN   |
| v         | 44         |
| t-distru. | -1,68023   |
| kji-verdi | 60,4808866 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 2  | F=736 kN   |
| v         | 44         |
| t-distru. | -1,68023   |
| kji-verdi | 60,4808866 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 2  | F=1003 kN  |
| v         | 62         |
| t-distru. | -1,6698042 |
| kji-verdi | 81,3810152 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 3  | F=805 kN   |
| v         | 38         |
| t-distru. | -1,6859545 |
| kji-verdi | 53,3835406 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 3  | F=1004 kN  |
| v         | 49         |
| t-distru. | -1,6765509 |
| kji-verdi | 66,3386489 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 3  | F=1201 kN  |
| v         | 49         |
| t-distru. | -1,6765509 |
| kji-verdi | 66,3386489 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 3  | F=1363 kN  |
| v         | 53         |
| t-distru. | -1,6741162 |
| kji-verdi | 70,9934528 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 4  | F=804 kN   |
| v         | 48         |
| t-distru. | -1,6772242 |
| kji-verdi | 65,1707689 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 5  | F=520 kN   |
| v         | 8          |
| t-distru. | -1,859548  |
| kji-verdi | 15,5073131 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 5  | F=667 kN   |
| v         | 8          |
| t-distru. | -1,859548  |
| kji-verdi | 15,5073131 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 5  | F=808 kN   |
| v         | 73         |
| t-distru. | -1,6659962 |
| kji-verdi | 93,9453396 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 6  | F=503 kN   |
| v         | 50         |
| t-distru. | -1,675905  |
| kji-verdi | 67,5048065 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 7  | F=753 kN   |
| v         | 57         |
| t-distru. | -1,6720289 |
| kji-verdi | 75,6237485 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 8  | F=743 kN   |
| v         | 32         |
| t-distru. | -1,6938887 |
| kji-verdi | 46,1942595 |

|           |            |
|-----------|------------|
| Prisme 8  | F=1012 kN  |
| v         | 58         |
| t-distru. | -1,6715528 |
| kji-verdi | 76,7778032 |

## A.2 Rådata

| Name   | Side | Crack | mm  | 40                  | 80      | 120     | 160    | 200    | 240    | 280    | 320     | 360    | 400    |
|--------|------|-------|-----|---------------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|
|        |      |       |     | F <sub>y</sub> , kN |         |         |        |        |        |        |         |        |        |
| 1A_I   | A    | 1     | 580 | 0,1788              | 0,1378  | 0,1281  | 0,1722 | 0,1894 | 0,1556 | 0,1652 | 0,1483  | 0,1586 | 0,1698 |
| 1A_II  | A    | 2     | 580 |                     |         | 0,1532  |        | 0,1274 |        |        | 0,1598  |        |        |
| 1A_III | A    | 3     | 580 | 0,1962              | 0,1653  | 0,1476  | 0,1875 | 0,1764 | 0,1623 | 0,1529 | 0,1510  | 0,1158 | 0,0938 |
| 1A_IV  | A    | 4     | 580 | 0,1655              | 0,1838  | 0,2205  | 0,1197 | 0,2386 | 0,2134 | 0,1866 | 0,1259  | 0,1810 | 0,2180 |
| 1A_V   | A    | 5     | 580 | 0,1330              | 0,1357  | 0,1222  | 0,1639 | 0,1463 | 0,1235 | 0,1525 | 0,1190  | 0,1252 | 0,1636 |
| 1B_III | B    | 3     | 580 | 0,0976              | 0,0735  | 0,0560  | 0,0313 | 0,0632 | 0,0966 | 0,0780 | 0,1001  | 0,0950 | 0,1030 |
| 1B_IV  | B    | 4     | 580 | 0,0617              | 0,0611  | 0,0699  | 0,0431 | 0,0680 | 0,0776 | 0,0775 | 0,0823  | 0,0900 | 0,1277 |
| 1B_V   | B    | 5     | 580 | 0,0696              | 0,0952  | 0,0978  | 0,0763 | 0,0942 | 0,0687 | 0,0828 | 0,0943  | 0,0991 | 0,0941 |
| 1C_I   | C    | 1     | 580 |                     |         | 0,1875  |        | 0,1124 |        |        | 0,1712  |        |        |
| 1C_II  | C    | 2     | 580 |                     |         | 0,1366  |        | 0,1132 |        |        | 0,1826  |        |        |
| 1C_III | C    | 3     | 580 | 0,1821              | 0,2166  | 0,1449  | 0,1849 | 0,1661 | 0,1598 | 0,1786 | 0,1300  | 0,0870 | 0,1607 |
| 1C_IV  | C    | 4     | 580 | 0,1389              | 0,1618  | 0,1586  | 0,1686 | 0,1199 | 0,1358 | 0,0725 | 0,1413  | 0,1663 | 0,1801 |
| 1C_V   | C    | 5     | 580 | 0,0755              | 0,0921  | 0,1045  | 0,1241 | 0,1076 | 0,1741 | 0,1210 | 0,1212  | 0,1441 | 0,1526 |
| 2A_I   | A    | 1     | 574 |                     |         | 0,1671  |        | 0,1609 |        |        | 0,2289  |        |        |
| 2A_II  | A    | 2     | 574 |                     |         | 0,1556  |        | 0,1778 |        |        | 0,1979  |        |        |
| 2A_III | A    | 3     | 574 |                     |         | 0,1125  |        | 0,1558 |        |        | 0,1942  |        |        |
| 2A_IV  | A    | 4     | 574 |                     |         | 0,2107  |        | 0,1401 |        |        | 0,174   |        |        |
| 2A_V   | A    | 5     | 574 |                     |         | 0,1231  |        | 0,125  |        |        | 0,1736  |        |        |
| 2A_VI  | A    | 6     | 574 | 0,1069              | 0,08803 | 0,06934 | 0,1095 | 0,1383 | 0,145  | 0,1405 | 0,1347  | 0,1359 | 0,1513 |
| 2A_VII | A    | 7     | 574 |                     |         | 0,09557 |        | 0,125  |        |        | 0,13841 |        |        |
| 2B_VI  | B    | 6     | 574 | 0,1097              | 0,114   | 0,1131  | 0,1185 | 0,1213 | 0,111  | 0,1206 | 0,1214  | 0,1113 | 0,1249 |
| 2C_I   | C    | 1     | 574 |                     |         | 0,1494  |        | 0,1567 |        |        | 0,1728  |        |        |
| 2C_II  | C    | 2     | 574 |                     |         | 0,108   |        | 0,1283 |        |        | 0,1604  |        |        |
| 2C_III | C    | 3     | 574 |                     |         | 0,1003  |        | 0,1231 |        |        | 0,1443  |        |        |
| 2C_IV  | C    | 4     | 574 |                     |         | 0,1582  |        | 0,1257 |        |        | 0,1348  |        |        |
| 2C_V   | C    | 5     | 574 |                     |         | 0,1219  |        | 0,1249 |        |        | 0,1216  |        |        |
| 2C_VI  | C    | 6     | 574 | 0,1404              | 0,11    | 0,1147  | 0,127  | 0,1493 | 0,1639 | 0,1456 | 0,1696  | 0,1744 | 0,1753 |
| 2C_VII | C    | 7     | 574 |                     |         | 0,0837  |        | 0,0849 |        |        | 0,08176 |        |        |

| Name   | Side | Crack | mm  | F, kN | 40     | 80       | 120    | 160     | 200    | 240    | 280    | 320     | 360    | 400    |
|--------|------|-------|-----|-------|--------|----------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|
|        |      |       |     |       |        |          |        |         |        |        |        |         |        |        |
| 2A_I   | A    | 1     | 734 |       |        |          | 0,2219 |         | 0,2029 |        |        | 0,3133  |        |        |
| 2A_II  | A    | 2     | 734 |       |        | 0,2758   |        | 0,269   |        |        |        | 0,2854  |        |        |
| 2A_III | A    | 3     | 734 |       |        | 0,281385 |        | 0,289   |        |        |        | 0,3207  |        |        |
| 2A_IV  | A    | 4     | 734 |       |        | 0,2562   |        | 0,2256  |        |        |        | 0,22085 |        |        |
| 2A_V   | A    | 5     | 734 |       |        | 0,204    |        | 0,1845  |        |        |        | 0,2242  |        |        |
| 2A_VI  | A    | 6     | 734 |       | 0,2005 | 0,1577   | 0,136  | 0,1736  | 0,1873 | 0,208  | 0,1911 | 0,1632  | 0,2087 | 0,2299 |
| 2A_VII | A    | 7     | 734 |       |        | 0,1601   |        | 0,1714  |        |        |        | 0,1398  |        |        |
| 2B_VI  | B    | 6     | 734 |       | 0,1117 | 0,157    | 0,1634 | 0,1653  | 0,1657 | 0,1561 | 0,1664 | 0,1697  | 0,1459 | 0,1828 |
| 2C_I   | C    | 1     | 734 |       |        | 0,1514   |        | 0,2269  |        |        |        | 0,2088  |        |        |
| 2C_II  | C    | 2     | 734 |       |        | 0,1964   |        | 0,2199  |        |        |        | 0,2395  |        |        |
| 2C_III | C    | 3     | 734 |       |        | 0,1531   |        | 0,1922  |        |        |        | 0,1993  |        |        |
| 2C_IV  | C    | 4     | 734 |       |        | 0,1819   |        | 0,1473  |        |        |        | 0,1568  |        |        |
| 2C_V   | C    | 5     | 734 |       |        | 0,1946   |        | 0,18584 |        |        |        | 0,1518  |        |        |
| 2C_VI  | C    | 6     | 734 |       | 0,1373 | 0,1443   | 0,139  | 0,1515  | 0,1943 | 0,2118 | 0,1872 | 0,2241  | 0,2261 | 0,2369 |
| 2C_VII | C    | 7     | 734 |       |        | 0,1204   |        | 0,1038  |        |        |        | 0,1234  |        |        |



| Name    | Side | Crack | mm   | F, kN | 40     | 80          | 120    | 160    | 200     | 240    | 280    | 320     | 360     | 400    |
|---------|------|-------|------|-------|--------|-------------|--------|--------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|
|         |      |       |      |       |        |             |        |        |         |        |        |         |         |        |
| 2A_I    | A    | 1     | 1000 |       |        | 0,3479      | 0,2892 |        |         |        |        | 0,475   |         |        |
| 2A_II   | A    | 2     | 1000 |       | 0,3759 | 0,3792      | 0,299  | 0,4322 | 0,3625  | 0,3728 | 0,3116 | 0,3477  | 0,38995 | 0,4043 |
| 2A_III  | A    | 3     | 1000 |       |        | 0,306575    |        | 0,2688 |         |        |        | 0,3284  |         |        |
| 2A_IV   | A    | 4     | 1000 |       |        | 0,365333333 |        | 0,3093 |         |        |        | 0,3025  |         |        |
| 2A_V    | A    | 5     | 1000 |       |        | 0,2599      |        | 0,2395 |         |        |        | 0,2997  |         |        |
| 2A_VI   | A    | 6     | 1000 |       | 0,3006 | 0,2147      | 0,163  | 0,2252 | 0,2605  | 0,2878 | 0,2974 | 0,222   | 0,3151  | 0,3448 |
| 2A_VII  | A    | 7     | 1000 |       | 0,2927 | 0,3336      | 0,2408 | 0,2396 | 0,3369  | 0,231  | 0,2059 | 0,1745  | 0,2856  | 0,3035 |
| 2A_VIII | A    | 8     | 1000 |       |        | 0,1621      |        | 0,1725 |         |        |        | 0,2127  |         |        |
| 2A_IX   | A    | 9     | 1000 |       |        | 0,1138      |        | 0,1455 |         |        |        | 0,2079  |         |        |
| 2B_I    | B    | 2     | 1000 |       | 0,3835 | 0,3323      | 0,4082 | 0,3431 | 0,3612  | 0,2809 | 0,2925 | 0,3437  | 0,2805  | 0,3602 |
| 2B_VI   | B    | 6     | 1000 |       | 0,149  | 0,2259      | 0,223  | 0,2247 | 0,2418  | 0,2171 | 0,2386 | 0,2527  | 0,2518  | 0,2855 |
| 2B_VII  | B    | 7     | 1000 |       | 0,202  | 0,2273      | 0,2303 | 0,1285 | 0,2191  | 0,1924 | 0,2406 | 0,2341  | 0,2413  | 0,3009 |
| 2C_I    | C    | 1     | 1000 |       |        | 0,2258      |        | 0,297  |         |        |        | 0,2837  |         |        |
| 2C_II   | C    | 2     | 1000 |       | 0,2979 | 0,3063      | 0,21   | 0,3168 | 0,3104  | 0,3053 | 0,3118 | 0,3303  | 0,3035  | 0,4277 |
| 2C_III  | C    | 3     | 1000 |       |        | 0,2387      |        | 0,2357 |         |        |        | 0,2452  |         |        |
| 2C_IV   | C    | 4     | 1000 |       |        | 0,24        |        | 0,2243 |         |        |        | 0,2306  |         |        |
| 2C_IX   | C    | 9     | 1000 |       |        | 0,1141      |        | 0,1448 |         |        |        | 0,1571  |         |        |
| 2C_V    | C    | 5     | 1000 |       |        | 0,2635      |        | 0,2522 |         |        |        | 0,26005 |         |        |
| 2C_VI   | C    | 6     | 1000 |       | 0,2071 | 0,2257      | 0,2428 | 0,2466 | 0,2982  | 0,3392 | 0,3229 | 0,341   | 0,3691  | 0,3631 |
| 2C_VII  | C    | 7     | 1000 |       | 0,2232 | 0,2258      | 0,184  | 0,1241 | 0,17092 | 0,1463 | 0,1356 | 0,1741  | 0,1587  | 0,1789 |
| 2C_VIII | C    | 8     | 1000 |       |        | 0,1457      |        | 0,1884 |         |        |        | 0,1845  |         |        |

| Name    |       | mm    | 40     | 80     | 120         | 160      | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400     |
|---------|-------|-------|--------|--------|-------------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Side    | Crack | F, kN |        |        |             |          |         |         |         |         |         |         |
| 3A_I    | A     | 1     | 0,133  | 0,1077 | 0,1017      | 0,0776   | 0,07976 | 0,07413 | 0,04982 | 0,05718 | 0,05628 | 0,05908 |
| 3A_II   | A     | 2     |        |        | 0,1357      | 0,1082   |         |         |         | 0,09601 |         |         |
| 3A_III  | A     | 3     |        |        | 0,1438      | 0,08409  |         |         |         | 0,09071 |         |         |
| 3A_IV   | A     | 4     |        |        | 0,1482      | 0,08221  |         |         |         | 0,08018 |         |         |
| 3A_V    | A     | 5     |        |        | 0,09595     | 0,09975  |         |         |         | 0,07696 |         |         |
| 3A_VI   | A     | 6     |        |        | 0,07645     | 0,06632  |         |         |         | 0,04126 |         |         |
| 3B_I    | B     | 1     | 0,154  | 0,1767 | 0,1085      | 0,1607   | 0,1062  | 0,1599  | 0,1494  | 0,1089  | 0,1405  | 0,1404  |
| 3C_I    | C     | 1     | 0,1728 | 0,1678 | 0,1504      | 0,1362   | 0,1167  | 0,09266 | 0,1227  | 0,08954 | 0,1088  | 0,1133  |
| 3C_II   | C     | 2     |        |        | 0,1258      | 0,1135   |         |         |         | 0,1201  |         |         |
| 3C_III  | C     | 3     |        |        | 0,1561      | 0,1248   |         |         |         | 0,0931  |         |         |
| 3C_IV   | C     | 4     |        |        | 0,1366      | 0,1141   |         |         |         | 0,1142  |         |         |
| 3C_V    | C     | 5     |        |        | 0,1069      | 0,09515  |         |         |         | 0,08569 |         |         |
| 3C_VI   | C     | 6     |        |        | 0,06838     | 0,05568  |         |         |         | 0,03726 |         |         |
| 3A_I    | A     | 1     | 0,1885 | 0,1405 | 0,1352      | 0,1193   | 0,1338  | 0,1155  | 0,07637 | 0,09502 | 0,08497 | 0,09885 |
| 3A_II   | A     | 2     |        |        | 0,1316      | 0,1296   |         |         |         | 0,135   |         |         |
| 3A_III  | A     | 3     |        |        | 0,1471      | 0,12867  |         |         |         | 0,1262  |         |         |
| 3A_IV   | A     | 4     |        |        | 0,1748      | 0,153762 |         |         |         | 0,1017  |         |         |
| 3A_V    | A     | 5     |        |        | 0,121       | 0,1178   |         |         |         | 0,1     |         |         |
| 3A_VI   | A     | 6     |        |        | 0,07754     | 0,09822  |         |         |         | 0,05555 |         |         |
| 3A_VII  | A     | 7     |        |        | 0,08022     | 0,08766  |         |         |         | 0,03913 |         |         |
| 3A_VIII | A     | 8     |        |        | 0,08647     | 0,0694   |         |         |         | 0,03843 |         |         |
| 3B_I    | B     | 1     | 0,1842 | 0,1898 | 0,1323      | 0,1607   | 0,1272  | 0,1811  | 0,1636  | 0,1472  | 0,1618  | 0,1606  |
| 3C_I    | C     | 1     | 0,2249 | 0,1819 | 0,1581      | 0,1349   | 0,1385  | 0,1145  | 0,1409  | 0,1182  | 0,138   | 0,1358  |
| 3C_II   | C     | 2     |        |        | 0,1453      | 0,133    |         |         |         | 0,1431  |         |         |
| 3C_III  | C     | 3     |        |        | 0,2063      | 0,1586   |         |         |         | 0,1417  |         |         |
| 3C_IV   | C     | 4     |        |        | 0,137       | 0,1385   |         |         |         | 0,1486  |         |         |
| 3C_V    | C     | 5     |        |        | 0,1326      | 0,1268   |         |         |         | 0,1146  |         |         |
| 3C_VI   | C     | 6     |        |        | 0,106933333 | 0,06214  |         |         |         | 0,03991 |         |         |
| 3C_VII  | C     | 7     |        |        | 0,05978     | 0,03781  |         |         |         |         |         |         |
| 3C_IX   | C     | 9     |        |        | 0,06848     | 0,0723   |         |         |         | 0,08497 |         |         |

| Name    | Side | Crack | mm   | F, kN | 40     | 80      | 120    | 160      | 200    | 240    | 280      | 320     | 360    | 400    |
|---------|------|-------|------|-------|--------|---------|--------|----------|--------|--------|----------|---------|--------|--------|
|         |      |       |      |       |        |         |        |          |        |        |          |         |        |        |
| 3A_I    | A    | 1     | 1200 |       | 0,2321 | 0,1719  | 0,1645 | 0,1359   | 0,1384 | 0,1321 | 0,131065 | 0,1091  | 0,1085 | 0,1129 |
| 3A_II   | A    | 2     | 1200 |       |        | 0,1624  |        | 0,1667   |        |        |          | 0,1664  |        |        |
| 3A_III  | A    | 3     | 1200 |       |        | 0,1609  |        | 0,14106  |        |        |          | 0,136   |        |        |
| 3A_IV   | A    | 4     | 1200 |       |        | 0,2032  |        | 0,15586  |        |        |          | 0,1291  |        |        |
| 3A_V    | A    | 5     | 1200 |       |        | 0,1414  |        | 0,1466   |        |        |          | 0,145   |        |        |
| 3A_VI   | A    | 6     | 1200 |       |        | 0,0955  |        | 0,1122   |        |        |          | 0,1013  |        |        |
| 3A_VII  | A    | 7     | 1200 |       |        | 0,1077  |        | 0,1089   |        |        |          | 0,05099 |        |        |
| 3A_VIII | A    | 8     | 1200 |       |        | 0,1169  |        | 0,07184  |        |        |          | 0,0476  |        |        |
| 3B_I    | B    | 1     | 1200 |       | 0,2085 | 0,1938  | 0,1238 | 0,1929   | 0,1416 | 0,202  | 0,1753   | 0,1696  | 0,1871 | 0,1898 |
| 3C_I    | C    | 1     | 1200 |       | 0,241  | 0,1953  | 0,1774 | 0,1646   | 0,1603 | 0,1243 | 0,1572   | 0,1289  | 0,1591 | 0,1546 |
| 3C_II   | C    | 2     | 1200 |       |        | 0,1667  |        | 0,1444   |        |        |          | 0,1656  |        |        |
| 3C_III  | C    | 3     | 1200 |       |        | 0,219   |        | 0,1727   |        |        |          | 0,1496  |        |        |
| 3C_IV   | C    | 4     | 1200 |       |        | 0,1755  |        | 0,187335 |        |        |          | 0,1398  |        |        |
| 3C_V    | C    | 5     | 1200 |       |        | 0,1614  |        | 0,1503   |        |        |          | 0,1284  |        |        |
| 3C_VI   | C    | 6     | 1200 |       |        | 0,09746 |        | 0,06287  |        |        |          | 0,04193 |        |        |
| 3C_VII  | C    | 7     | 1200 |       |        |         |        | 0,04886  |        |        |          | 0,08047 |        |        |
| 3C_IX   | C    | 9     | 1200 |       |        | 0,08523 |        | 0,08616  |        |        |          | 0,1109  |        |        |

| Name    | Side | Crack | mm   | 40     | 80     | 120     | 160      | 200      | 240    | 280      | 320     | 360    | 400      |
|---------|------|-------|------|--------|--------|---------|----------|----------|--------|----------|---------|--------|----------|
|         |      |       |      | F, kN  |        |         |          |          |        |          |         |        |          |
| 3A_I    | A    | 1     | 1360 | 0,2488 | 0,192  | 0,1728  | 0,1746   | 0,1612   | 0,1427 | 0,134    | 0,1404  | 0,1297 | 0,1438   |
| 3A_II   | A    | 2     | 1360 | 0,1984 | 0,2098 | 0,1979  | 0,2207   | 0,1777   | 0,2348 | 0,2115   | 0,1954  | 0,2089 | 0,2199   |
| 3A_III  | A    | 3     | 1360 |        |        | 0,2007  | 0,169585 |          |        |          | 0,1479  |        |          |
| 3A_IV   | A    | 4     | 1360 |        |        | 0,2251  | 0,176115 |          |        |          | 0,1541  |        |          |
| 3A_V    | A    | 5     | 1360 | 0,2756 | 0,2105 | 0,1867  | 0,1676   | 0,1842   | 0,1508 | 0,163535 | 0,1497  | 0,1474 | 0,140525 |
| 3A_VI   | A    | 6     | 1360 |        |        | 0,09677 | 0,137    |          |        |          | 0,1184  |        |          |
| 3A_VII  | A    | 7     | 1360 |        |        | 0,1288  |          | 0,1312   |        |          | 0,05848 |        |          |
| 3A_VIII | A    | 8     | 1360 |        |        | 0,1542  |          | 0,112254 |        |          | 0,05837 |        |          |
| 3B_I    | B    | 1     | 1360 | 0,2321 | 0,2229 | 0,1378  | 0,2145   | 0,20523  | 0,2233 | 0,2076   | 0,1846  | 0,2043 | 0,2206   |
| 3B_II   | B    | 2     | 1360 | 0,1939 | 0,1917 | 0,1975  | 0,1901   | 0,1906   | 0,1368 | 0,09428  | 0,1623  | 0,1932 | 0,2008   |
| 3B_V    | B    | 5     | 1360 | 0,2481 | 0,1787 | 0,1687  | 0,1727   | 0,2074   | 0,2343 | 0,2435   | 0,2154  | 0,2035 | 0,243    |
| 3C_I    | C    | 1     | 1360 | 0,2682 | 0,2372 | 0,2168  | 0,2083   | 0,1823   | 0,146  | 0,1733   | 0,1469  | 0,1752 | 0,1676   |
| 3C_II   | C    | 2     | 1360 | 0,2492 | 0,2078 | 0,1842  | 0,1767   | 0,1828   | 0,1858 | 0,1557   | 0,1857  | 0,1752 | 0,179    |
| 3C_III  | C    | 3     | 1360 |        |        | 0,2401  |          | 0,1967   |        |          | 0,1662  |        |          |
| 3C_IV   | C    | 4     | 1360 |        |        | 0,2071  |          | 0,1649   |        |          | 0,1641  |        |          |
| 3C_V    | C    | 5     | 1360 | 0,2456 | 0,1757 | 0,2273  | 0,1641   | 0,1792   | 0,1712 | 0,1573   | 0,1575  | 0,1527 | 0,1616   |
| 3C_VI   | C    | 6     | 1360 |        |        | 0,1148  |          | 0,08087  |        |          | 0,06765 |        |          |
| 3C_IX   | C    | 9     | 1360 |        |        | 0,1074  |          | 0,09235  |        |          | 0,1208  |        |          |

| Name    | Side | Crack | mm  | 40      | 80      | 120     | 160     | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400     |
|---------|------|-------|-----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|         |      |       |     | F, kN   |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 4A_I    | A    | 1     | 800 | 0,04447 | 0,04877 | 0,05353 | 0,06047 | 0,0623  | 0,1022  | 0,09232 | 0,1336  | 0,1266  | 0,1379  |
| 4A_II   | A    | 2     | 800 |         |         | 0,05282 | 0,09717 |         |         |         | 0,1456  |         |         |
| 4A_III  | A    | 3     | 800 | 0,09939 | 0,07933 | 0,1105  | 0,09888 | 0,09087 | 0,124   | 0,1185  | 0,1137  | 0,1489  | 0,1609  |
| 4A_IV   | A    | 4     | 800 | 0,08113 | 0,05979 | 0,06626 | 0,0716  | 0,09381 | 0,08569 | 0,08665 | 0,101   | 0,1081  | 0,1353  |
| 4A_V    | A    | 5     | 800 |         |         | 0,1042  | 0,08601 |         |         |         | 0,1156  |         |         |
| 4A_VI   | A    | 6     | 800 |         |         | 0,02953 | 0,05897 |         |         |         | 0,08344 |         |         |
| 4A_VIII | A    | 8     | 800 |         |         | 0,09492 | 0,137   |         |         |         | 0,1293  |         |         |
| 4B_I    | B    | 1     | 800 | 0,09954 | 0,08368 | 0,07338 | 0,06501 | 0,06369 | 0,05475 | 0,05111 | 0,04311 | 0,03839 | 0,043   |
| 4B_III  | B    | 3     | 800 | 0,1004  | 0,05631 |         | 0,08992 | 0,05788 | 0,08385 | 0,07614 | 0,09647 | 0,09194 | 0,1002  |
| 4B_IV   | B    | 4     | 800 | 0,1054  | 0,1051  | 0,08952 | 0,07891 | 0,06994 | 0,07854 | 0,0546  | 0,03967 | 0,05051 | 0,07358 |
| 4C_I    | C    | 1     | 800 | 0,0909  | 0,08543 | 0,1015  | 0,08091 | 0,0898  | 0,1296  | 0,1409  | 0,1363  | 0,184   | 0,1706  |
| 4C_II   | C    | 2     | 800 |         |         | 0,05438 |         |         |         |         | 0,07625 |         |         |
| 4C_III  | C    | 3     | 800 | 0,09843 | 0,08112 | 0,1128  | 0,09059 | 0,08339 | 0,11487 | 0,08758 | 0,1255  | 0,1214  | 0,1444  |
| 4C_IV   | C    | 4     | 800 | 0,1012  | 0,08037 | 0,0909  | 0,08186 | 0,08206 | 0,09557 | 0,1126  | 0,1226  | 0,1148  | 0,1693  |
| 4C_VI   | C    | 6     | 800 |         |         | 0,04105 | 0,063   |         |         |         | 0,09812 |         |         |
| 4C_VII  | C    | 7     | 800 |         |         | 0,04044 | 0,06603 |         |         |         | 0,08841 |         |         |
| 4C_VIII | C    | 8     | 800 |         |         | 0,05319 | 0,08449 |         |         |         | 0,1175  |         |         |
| 5A_I    | A    | 1     | 500 | 0,07132 | 0,1074  |         | 0,09404 | 0,09782 | 0,1162  | 0,1058  | 0,08691 | 0,08432 | 0,1105  |
| 5B_I    | B    | 1     | 500 | 0,07986 | 0,08707 | 0,09462 | 0,05859 | 0,06661 | 0,06482 | 0,07183 | 0,1179  | 0,05395 |         |
| 5C_I    | C    | 1     | 500 | 0,1111  | 0,1087  | 0,1158  | 0,115   | 0,1165  | 0,09632 | 0,09015 | 0,1049  | 0,1065  | 0,1207  |
| 5A_I    | A    | 1     | 666 | 0,09    | 0,1399  | 0,1193  | 0,09935 | 0,1148  | 0,1171  | 0,1239  | 0,1121  | 0,1059  | 0,1521  |
| 5B_I    | B    | 1     | 666 | 0,13    | 0,1269  | 0,1356  | 0,05245 | 0,1237  | 0,1158  | 0,1208  | 0,1125  | 0,06139 |         |
| 5C_I    | C    | 1     | 666 | 0,16    | 0,1214  | 0,1374  | 0,1509  | 0,1435  | 0,1309  | 0,1455  | 0,1235  | 0,1327  | 0,139   |

| Name    | Side | Crack | mm  | F, kN   |         |         |         |         |        |         |        |         |         |  |
|---------|------|-------|-----|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|--------|---------|---------|--|
|         |      |       |     | 40      | 80      | 120     | 160     | 200     | 240    | 280     | 320    | 360     | 400     |  |
| 5A_I    | A    | 1     | 750 | 0,10    | 0,1149  | 0,1436  | 0,1407  | 0,1101  | 0,1417 | 0,1258  | 0,1426 | 0,09687 | 0,1728  |  |
| 5A_II   | A    | 2     | 750 |         | 0,1298  |         |         | 0,1642  |        |         |        | 0,08869 |         |  |
| 5A_III  | A    | 3     | 750 |         | 0,1412  |         |         | 0,07227 |        |         |        | 0,1556  |         |  |
| 5A_IV   | A    | 4     | 750 |         | 0,1018  |         |         | 0,1334  |        |         |        | 0,1309  |         |  |
| 5A_V    | A    | 5     | 750 | 0,22    | 0,1767  | 0,1713  | 0,1564  | 0,1464  | 0,1492 | 0,139   | 0,1303 | 0,1778  | 0,1705  |  |
| 5A_VI   | A    | 6     | 750 |         | 0,07669 |         |         | 0,07873 |        |         |        | 0,13    |         |  |
| 5A_VII  | A    | 7     | 750 |         | 0,153   |         |         | 0,08397 |        |         |        | 0,09871 |         |  |
| 5A_VIII | A    | 8     | 750 |         | 0,05572 |         |         | 0,06104 |        |         |        | 0,1308  |         |  |
| 5A_IX   | A    | 9     | 750 | 0,17047 | 0,1635  | 0,1188  | 0,1739  | 0,1828  | 0,1875 | 0,1794  | 0,1462 | 0,1717  | 0,206   |  |
| 5A_X    | A    | 10    | 750 |         | 0,1055  |         |         | 0,1171  |        |         |        |         |         |  |
| 5A_XI   | A    | 11    | 750 |         | 0,1384  |         |         | 0,1299  |        |         |        | 0,1984  |         |  |
| 5A_XII  | A    | 12    | 750 |         | 0,1079  |         |         | 0,1064  |        |         |        | 0,112   |         |  |
| 5B_I    | B    | 1     | 750 | 0,11900 | 0,118   | 0,1676  | 0,07378 | 0,1327  | 0,1119 | 0,1184  | 0,1004 | 0,06049 | 0,05211 |  |
| 5B_V    | B    | 5     | 750 | 0,20170 | 0,1642  | 0,174   | 0,1749  | 0,1639  | 0,1267 | 0,1447  | 0,1238 | 0,09995 | 0,1555  |  |
| 5C_I    | C    | 1     | 750 | 0,17040 | 0,1674  | 0,1622  | 0,1713  | 0,1621  | 0,1499 | 0,1668  | 0,1473 | 0,159   | 0,1509  |  |
| 5C_II   | C    | 2     | 750 |         | 0,1326  |         |         | 0,1391  |        |         |        | 0,1249  |         |  |
| 5C_III  | C    | 3     | 750 |         | 0,1972  |         |         | 0,2166  |        |         |        | 0,1253  |         |  |
| 5C_IV   | C    | 4     | 750 |         | 0,1802  |         |         | 0,1873  |        |         |        | 0,1576  |         |  |
| 5C_V    | C    | 5     | 750 | 0,21460 | 0,1878  | 0,16538 | 0,1735  | 0,1843  | 0,178  | 0,1717  | 0,1869 | 0,1636  | 0,2168  |  |
| 5C_VI   | C    | 6     | 750 |         | 0,09325 |         |         | 0,1314  |        |         |        | 0,09932 |         |  |
| 5C_VII  | C    | 7     | 750 |         | 0,1495  |         |         | 0,1396  |        |         |        | 0,1175  |         |  |
| 5C_IX   | C    | 9     | 750 | 0,1948  | 0,1272  | 0,1011  | 0,1675  | 0,1559  | 0,1815 | 0,07488 | 0,1422 | 0,1851  | 0,1564  |  |
| 5C_X    | C    | 10    | 750 |         | 0,1362  |         |         | 0,05472 |        |         |        | 0,09514 |         |  |
| 5C_XI   | C    | 11    | 750 |         | 0,12    |         |         | 0,1507  |        |         |        | 0,07143 |         |  |
| 5C_XII  | C    | 12    | 750 |         | 0,1063  |         |         | 0,1901  |        |         |        | 0,1639  |         |  |
| 5C_XIII | C    | 13    | 750 | 0,0838  |         |         |         |         |        |         |        |         |         |  |

| Name   | Side | Crack | mm  | F, kN | 40      | 80      | 120     | 160     | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400     |
|--------|------|-------|-----|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|        |      |       |     |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 6A_I   | A    | 1     | 500 |       | 0,06956 | 0,09096 | 0,09899 | 0,11010 | 0,08429 | 0,09130 | 0,12770 | 0,12550 | 0,11940 | 0,12730 |
| 6A_II  | A    | 2     | 500 |       | 0,08100 | 0,08751 | 0,09076 | 0,08109 | 0,11040 | 0,06117 | 0,06853 | 0,04623 | 0,08619 | 0,14830 |
| 6A_III | A    | 3     | 500 |       | 0,06001 | 0,08722 | 0,07791 | 0,07507 | 0,09008 | 0,10690 | 0,07195 | 0,10100 | 0,11020 | 0,14970 |
| 6A_IV  | A    | 4     | 500 |       |         | 0,06562 |         |         | 0,09824 |         |         |         | 0,12310 |         |
| 6A_V   | A    | 5     | 500 |       |         | 0,05141 |         |         | 0,08431 |         |         |         | 0,11920 |         |
| 6A_VI  | A    | 6     | 500 |       |         | 0,05965 |         |         | 0,07595 |         |         |         | 0,10300 |         |
| 6A_VII | A    | 7     | 500 |       |         | 0,07483 |         |         | 0,07214 |         |         |         | 0,09505 | 0,13690 |
| 6B_I   | B    | 1     | 500 |       | 0,08810 | 0,08213 | 0,05078 | 0,07413 | 0,08198 | 0,08807 | 0,09589 | 0,08230 | 0,07102 | 0,09775 |
| 6B_II  | B    | 2     | 500 |       | 0,09396 | 0,07622 | 0,06607 | 0,08376 | 0,06684 | 0,07227 | 0,08592 | 0,08142 | 0,07368 | 0,06645 |
| 6B_III | B    | 3     | 500 |       | 0,07603 | 0,06509 | 0,07727 | 0,07412 | 0,07846 | 0,08271 |         | 0,07913 | 0,06106 | 0,05540 |
| 6C_I   | C    | 1     | 500 |       | 0,07698 | 0,06024 | 0,09088 | 0,07872 | 0,08102 | 0,08709 | 0,10680 | 0,07800 | 0,04607 | 0,13640 |
| 6C_II  | C    | 2     | 500 |       | 0,06769 | 0,07097 | 0,09797 | 0,07248 | 0,10070 | 0,08891 | 0,11240 | 0,10320 | 0,11800 | 0,12840 |
| 6C_III | C    | 3     | 500 |       | 0,06576 | 0,07267 | 0,07013 | 0,06522 | 0,08994 | 0,08667 | 0,09529 | 0,09950 | 0,12520 | 0,13810 |
| 6C_IV  | C    | 4     | 500 |       |         | 0,08008 |         |         | 0,09284 |         |         |         | 0,06776 |         |
| 6C_V   | C    | 5     | 500 |       |         | 0,04139 |         |         | 0,04922 |         |         |         | 0,04923 |         |
| 6C_VI  | C    | 6     | 500 |       |         | 0,03461 |         |         | 0,06213 |         |         |         | 0,10670 |         |
| 6C_VII | C    | 7     | 500 |       |         | 0,06182 |         |         | 0,08444 |         |         |         | 0,09659 |         |

| Name    | Side | Crack | mm  | F, kN | 40      | 80      | 120     | 160     | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400     |
|---------|------|-------|-----|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|         |      |       |     |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 7A_I    | A    | 1     | 750 |       | 0,07075 |         |         |         | 0,07673 |         |         |         | 0,08483 |         |
| 7A_II   | A    | 2     | 750 |       |         |         |         | 0,06044 |         |         |         |         |         |         |
| 7A_III  | A    | 3     | 750 |       | 0,06484 |         |         | 0,05603 |         |         |         |         | 0,06579 |         |
| 7A_IV   | A    | 4     | 750 |       | 0,03081 | 0,04189 | 0,04755 | 0,05454 | 0,07474 | 0,06586 | 0,06224 | 0,06467 | 0,06818 | 0,03662 |
| 7A_V    | A    | 5     | 750 |       | 0,07293 | 0,07000 | 0,05531 | 0,06820 | 0,05057 | 0,05929 | 0,06390 | 0,05345 | 0,06761 | 0,06745 |
| 7A_VI   | A    | 6     | 750 |       | 0,05296 | 0,05793 | 0,05479 | 0,05016 | 0,05222 | 0,05071 | 0,04656 | 0,04908 | 0,04211 | 0,04557 |
| 7A_VII  | A    | 7     | 750 |       | 0,04771 |         |         | 0,04528 |         |         |         |         | 0,06936 |         |
| 7A_VIII | A    | 8     | 750 |       |         |         |         | 0,05395 |         |         |         |         | 0,05439 |         |
| 7A_IX   | A    | 9     | 750 |       | 0,04413 |         |         | 0,05755 |         |         |         |         | 0,05256 |         |
| 7B_IV   | B    | 4     | 750 |       | 0,05158 | 0,05733 | 0,05893 | 0,06123 | 0,05104 | 0,05898 | 0,04997 | 0,05026 | 0,04821 | 0,03543 |
| 7B_V    | B    | 5     | 750 |       |         |         |         | 0,06398 | 0,05922 | 0,05605 | 0,05896 | 0,04532 |         | 0,06163 |
| 7B_VI   | B    | 6     | 750 |       | 0,05101 | 0,03818 | 0,05230 | 0,04135 | 0,05777 | 0,03678 | 0,04382 | 0,04172 | 0,05183 | 0,06458 |
| 7C_I    | C    | 1     | 750 |       | 0,04827 |         |         | 0,06217 |         |         |         |         | 0,06789 |         |
| 7C_II   | C    | 2     | 750 |       | 0,05497 |         |         | 0,05398 |         |         |         |         | 0,04946 |         |
| 7C_III  | C    | 3     | 750 |       | 0,05561 |         |         | 0,06616 |         |         |         |         | 0,06163 |         |
| 7C_IV   | C    | 4     | 750 |       | 0,05499 | 0,06026 | 0,06335 | 0,07170 | 0,06133 | 0,05426 | 0,05220 | 0,07625 | 0,09444 | 0,08660 |
| 7C_V    | C    | 5     | 750 |       | 0,04066 | 0,05433 | 0,05483 | 0,04419 | 0,06958 | 0,06799 | 0,06005 | 0,05592 | 0,05699 | 0,04596 |
| 7C_VI   | C    | 6     | 750 |       | 0,05870 | 0,05144 | 0,05637 | 0,06237 | 0,04645 | 0,05054 | 0,04867 | 0,07210 | 0,05228 | 0,07153 |
| 7C_VII  | C    | 7     | 750 |       | 0,02878 |         |         | 0,06263 |         |         |         |         | 0,05849 |         |
| 7C_VIII | C    | 8     | 750 |       | 0,05087 |         |         | 0,03350 |         |         |         |         | 0,05235 |         |
| 7C_IX   | C    | 9     | 750 |       | 0,03894 |         |         | 0,03943 |         |         |         |         | 0,05853 |         |



| Name   | Side | Crack | mm  | 40              | 80              | 120     | 160     | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400 |
|--------|------|-------|-----|-----------------|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-----|
|        |      |       |     | F, kN           |                 |         |         |         |         |         |         |         |     |
| 8A_I   | A    | 1     | 740 | 0,03020         | 0,03057         |         |         |         |         |         |         | 0,02673 |     |
| 8A_III | A    | 3     | 740 | 0,05274         | 0,05767         |         |         |         |         |         |         | 0,07645 |     |
| 8A_IV  | A    | 4     | 740 | 0,04422         | 0,06828         |         |         |         |         |         |         | 0,04282 |     |
| 8A_VI  | A    | 6     | 740 | 0,05088 0,05391 | 0,05523 0,05033 | 0,06101 | 0,02928 | 0,03287 | 0,04085 | 0,03082 | 0,03970 |         |     |
| 8A_VII | A    | 7     | 740 | 0,05537         | 0,03121         |         |         |         |         |         |         | 0,03244 |     |
| 8B_VI  | B    | 6     | 740 | 0,05248 0,04494 | 0,04648 0,05492 | 0,03994 | 0,05330 | 0,03684 | 0,04612 | 0,06248 |         |         |     |
| 8C_I   | C    | 1     | 740 | 0,03673         | 0,03850         |         |         |         |         |         |         | 0,05745 |     |
| 8C_III | C    | 3     | 740 | 0,06216         | 0,04918         |         |         |         |         |         |         | 0,03873 |     |
| 8C_IV  | C    | 4     | 740 | 0,03850         | 0,03622         |         |         |         |         |         |         | 0,04480 |     |
| 8C_VI  | C    | 6     | 740 | 0,04655 0,04720 | 0,03026 0,04068 | 0,04345 | 0,05032 | 0,03585 | 0,03874 | 0,03167 |         |         |     |
| 8C_VII | C    | 7     | 740 | 0,03224         | 0,02871         |         |         |         |         |         |         | 0,04603 |     |

| Name   | Side | Crack | mm      | F, kN | 40      | 80      | 120     | 160     | 200     | 240     | 280     | 320     | 360     | 400     |
|--------|------|-------|---------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|        |      |       |         |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 8A_I   | A    | 1     | 1000    |       |         | 0,04087 |         |         | 0,05061 |         |         |         |         | 0,0369  |
| 8A_II  | A    | 2     | 1000    |       |         | 0,04778 |         |         | 0,06107 |         |         |         |         | 0,04508 |
| 8A_IV  | A    | 4     | 1000    |       |         | 0,06956 |         |         | 0,08366 |         |         |         |         | 0,062   |
| 8A_V   | A    | 5     | 1000    |       |         | 0,08073 |         |         | 0,03096 |         |         |         |         |         |
| 8A_VI  | A    | 6     | 1000    |       | 0,06961 | 0,07372 | 0,08327 | 0,08965 | 0,06063 | 0,02623 | 0,04072 | 0,06509 | 0,04895 | 0,05997 |
| 8A_VII | A    | 7     | 1000    |       |         | 0,08448 |         |         | 0,04717 |         |         |         | 0,05104 |         |
| 8A_X   | A    | 10    | 1000    |       |         | 0,08117 |         |         | 0,08342 |         |         |         | 0,0405  |         |
| 8A_XI  | A    | 11    | 1000    |       |         | 0,04872 |         |         | 0,04244 |         |         |         | 0,0693  | 0,08157 |
| 8B_VI  | B    | 6     | 1000    |       | 0,08186 | 0,07282 | 0,058   | 0,06969 | 0,08207 | 0,07693 | 0,08732 | 0,04703 | 0,0718  | 0,08696 |
| 8C_I   | C    | 1     | 1000    |       |         | 0,0482  |         |         | 0,05284 |         |         |         | 0,06678 |         |
| 8C_II  | C    | 2     | 1000    |       |         | 0,0506  |         |         | 0,04475 |         |         |         | 0,07351 |         |
| 8C_IV  | C    | 4     | 1000    |       |         | 0,05612 |         |         | 0,0551  |         |         |         | 0,06231 |         |
| 8C_VI  | C    | 6     | 1000    |       | 0,06223 | 0,07388 | 0,06752 | 0,03113 | 0,06281 | 0,06085 | 0,07004 | 0,06445 | 0,06378 | 0,05179 |
| 8C_VII | C    | 7     | 1000    |       |         | 0,04113 |         |         | 0,04033 |         |         |         | 0,05561 |         |
| 8C_X   | C    | 10    | 1000    |       |         | 0,06834 |         |         | 0,04209 |         |         |         | 0,05685 |         |
| 8C_XI  | C    | 11    | 1000    |       |         | 0,02716 |         |         | 0,05996 |         |         |         | 0,07217 | 0,07477 |
| 8A_III | A    | 3     | 1000    |       | 0,09139 | 0,07735 | 0,08394 | 0,0453  | 0,10287 | 0,07871 | 0,09628 | 0,06846 | 0,09434 | 0,1271  |
| 8A_IV  | A    | 4     | 2nd run |       | 0,0763  | 0,06901 | 0,1132  | 0,1131  | 0,09234 | 0,08709 | 0,06374 | 0,06911 | 0,06149 | 0,05841 |
| 8B_III | B    | 3     |         |       | 0,06193 | 0,07411 | 0,07808 | 0,08893 | 0,09171 | 0,08332 | 0,06987 | 0,06242 | 0,06427 | 0,07918 |
| 8B_IV  | B    | 4     |         |       | 0,03381 | 0,0339  | 0,04712 | 0,05774 | 0,05558 | 0,05797 | 0,06627 | 0,07427 | 0,06725 | 0,08714 |
| 8C_III | C    | 3     |         |       | 0,05454 | 0,07549 | 0,07464 | 0,04637 | 0,04147 | 0,06955 | 0,08298 | 0,0686  | 0,04875 | 0,06765 |
| 8C_IV  | C    | 4     |         |       | 0,03786 | 0,03111 | 0,04084 | 0,04264 | 0,02463 | 0,03691 | 0,0378  | 0,03703 | 0,02797 | 0,02521 |

## A.3 Statistisk analyse

| F=585 kN |       | Estimert for hvert riss |        |         |        |        |          | Normalfordeling |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|--------|---------|--------|--------|----------|-----------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
| Riss     | Side  | n                       | Mean   | Varians | Std    | V      | Mean_tot | Varians_tot     | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 1-I      | A,C   | 6                       | 0,1562 | 0,0010  | 0,0319 | 0,2041 | 0,1327   | 0,0017          | 0,0413  | 0,3109 | 0,1439    | 0,0012       | 0,0348   | 0,2032 |
| 1-II     | A,C   | 6                       | 0,1455 | 0,0006  | 0,0249 | 0,1709 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 1-III    | A,C,B | 9                       | 0,1261 | 0,0019  | 0,0435 | 0,3447 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 1-IV     | A,C,B | 9                       | 0,1361 | 0,0038  | 0,0617 | 0,4532 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 1-V      | A,C,B | 9                       | 0,1119 | 0,0003  | 0,0170 | 0,1523 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 39                      |        |         |        |        |          |                 |         |        |           |              |          |        |

| F=574 kN |       | Estimert for hvert riss |        |         |        |        |          | Normalfordeling |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|--------|---------|--------|--------|----------|-----------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
| Riss     | Side  | n                       | Mean   | Varians | Std    | V      | Mean_tot | Varians_tot     | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 2-I      | A,C   | 6                       | 0,1726 | 0,0008  | 0,0287 | 0,1664 | 0,1393   | 0,0012          | 0,0344  | 0,2468 | 0,1479    | 0,0009       | 0,0293   | 0,1977 |
| 2-II     | A,C   | 6                       | 0,1547 | 0,0011  | 0,0326 | 0,2107 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 2-III    | A,C   | 6                       | 0,1384 | 0,0012  | 0,0341 | 0,2463 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 2-IV     | A,C   | 6                       | 0,1573 | 0,001   | 0,0314 | 0,1997 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 2-V      | A,C   | 6                       | 0,1317 | 0,0004  | 0,0206 | 0,1563 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 2-VI     | A,C,B | 9                       | 0,1257 | 0,0008  | 0,0279 | 0,2217 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 2-VII    | A,C   | 6                       | 0,1016 | 0,0006  | 0,0242 | 0,2384 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 45                      |        |         |        |        |          |                 |         |        |           |              |          |        |

| F=736 kN |       | Normalfordeling         |        |        |         |        |                           |          |             |         |        |           |              |          |
|----------|-------|-------------------------|--------|--------|---------|--------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|
|          |       | Estimert for hvert riss |        |        |         |        | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           |              |          |
|          |       | Riss                    | n      | Mean   | Varians | Std    | V                         | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 |
| 2-I      | A,C   | 6                       | 0,2209 | 0,0028 | 0,0527  | 0,2385 | 0,1987                    | 0,0028   | 0,0524      | 0,2639  | 0,2119 | 0,0020    | 0,0447       | 0,2878   |
| 2-II     | A,C   | 6                       | 0,2477 | 0,0012 | 0,035   | 0,1414 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-III    | A,C   | 6                       | 0,2393 | 0,0044 | 0,0665  | 0,2779 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-IV     | A,C   | 6                       | 0,1981 | 0,0018 | 0,0429  | 0,2165 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-V      | A,C   | 6                       | 0,1908 | 0,0006 | 0,024   | 0,126  |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-VI     | A,C,B | 9                       | 0,1714 | 0,0008 | 0,0274  | 0,1601 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-VII    | A,C   | 6                       | 0,1365 | 0,0007 | 0,0256  | 0,1878 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| Tot      |       | 45                      |        |        |         |        |                           |          |             |         |        |           |              |          |

| F=1003 kN |       | Normalfordeling         |        |        |         |        |                           |          |             |         |        |           |              |          |
|-----------|-------|-------------------------|--------|--------|---------|--------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|
|           |       | Estimert for hvert riss |        |        |         |        | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           |              |          |
|           |       | Riss                    | n      | Mean   | Varians | Std    | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 |
| 2-I       | A,C   | 6                       | 0,3198 | 0,0073 | 0,0854  | 0,2671 | 0,2527                    | 0,0054   | 0,0736      | 0,2914  | 0,2682 | 0,0041    | 0,0643       | 0,3766   |
| 2-II      | A,C,B | 9                       | 0,3303 | 0,0030 | 0,0552  | 0,1672 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-III     | A,C   | 6                       | 0,2706 | 0,0015 | 0,0388  | 0,1433 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-IV      | A,C   | 6                       | 0,2787 | 0,0032 | 0,0562  | 0,2016 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-V       | A,C   | 6                       | 0,2625 | 0,0004 | 0,0202  | 0,0768 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-VI      | A,C,B | 9                       | 0,2494 | 0,0025 | 0,0499  | 0,2000 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-VII     | A,C,B | 9                       | 0,2183 | 0,0028 | 0,0527  | 0,2416 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-VIII    | A,C   | 6                       | 0,1777 | 0,0005 | 0,0232  | 0,1303 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| 2-IX      | A,C   | 6                       | 0,1472 | 0,0012 | 0,0346  | 0,2354 |                           |          |             |         |        |           |              |          |
| Tot       |       | 63                      |        |        |         |        |                           |          |             |         |        |           |              |          |

| F=805 kN |       | Normalfordeling |                          |         |        |        |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
|----------|-------|-----------------|--------------------------|---------|--------|--------|----------------------------|-------------|---------|--------|----------------------------|--------------|----------|--------|
| Riss     | Side  | n               | Estimeret for hvert riss |         |        |        | Estimeret for hele prismet |             |         |        | Fremtidig for hele prismet |              |          |        |
|          |       |                 | Mean                     | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                   | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95                  | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I      | A,C,B | 9               | 0,1021                   | 0,0007  | 0,0258 | 0,2527 | 0,0998                     | 0,0008      | 0,0289  | 0,2893 | 0,1076                     | 0,0006       | 0,0244   | 0,1491 |
| 3-II     | A,C   | 6               | 0,1166                   | 0,0002  | 0,0139 | 0,1192 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-III    | A,C   | 6               | 0,1154                   | 0,0009  | 0,0305 | 0,2639 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-IV     | A,C   | 6               | 0,1126                   | 0,0008  | 0,0277 | 0,2456 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-V      | A,C   | 6               | 0,0934                   | 0,0001  | 0,0106 | 0,1135 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-VI     | A,C   | 6               | 0,0576                   | 0,0002  | 0,0157 | 0,2727 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| Tot      |       | 39              |                          |         |        |        |                            |             |         |        |                            |              |          |        |

| F=1004 kN |       | Normalfordeling |                          |         |        |        |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
|-----------|-------|-----------------|--------------------------|---------|--------|--------|----------------------------|-------------|---------|--------|----------------------------|--------------|----------|--------|
| Riss      | Side  | n               | Estimeret for hvert riss |         |        |        | Estimeret for hele prismet |             |         |        | Fremtidig for hele prismet |              |          |        |
|           |       |                 | Mean                     | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                   | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95                  | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9               | 0,1317                   | 0,0003  | 0,0178 | 0,1355 | 0,1129                     | 0,0015      | 0,0384  | 0,3402 | 0,1220                     | 0,0011       | 0,0330   | 0,1779 |
| 3-II      | A,C   | 6               | 0,1363                   | 0,0000  | 0,0064 | 0,0472 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-III     | A,C   | 6               | 0,1514                   | 0,0009  | 0,0294 | 0,1943 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-IV      | A,C   | 6               | 0,1424                   | 0,0006  | 0,0242 | 0,1697 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-V       | A,C   | 6               | 0,1188                   | 0,0001  | 0,0112 | 0,0946 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-VI      | A,C   | 6               | 0,0734                   | 0,0007  | 0,0258 | 0,3514 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-VII     | A,C   | 5               | 0,0609                   | 0,0005  | 0,0229 | 0,3759 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-VIII    | A     | 3               | 0,0648                   | 0,0006  | 0,0244 | 0,3760 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| 3-IX      | C     | 3               | 0,0753                   | 0,0001  | 0,0086 | 0,1147 |                            |             |         |        |                            |              |          |        |
| Tot       |       | 50              |                          |         |        |        |                            |             |         |        |                            |              |          |        |

| F=1201 kN |       | Normalfordeling         |        |        |        |         |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
|-----------|-------|-------------------------|--------|--------|--------|---------|---------------------------|--------|----------|-------------|---------|----------------------------|-----------|--------------|----------|--------|
|           |       | Estimert for hvert riss |        |        |        |         | Estimert for hele prismet |        |          |             |         | Fremtidig for hele prismet |           |              |          |        |
|           |       | Riss                    | Side   | n      | Mean   | Varians | Std                       | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V                          | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9                       | 0,1460 | 0,0005 | 0,0232 | 0,1591  | 0,1311                    | 0,0017 | 0,0415   | 0,3164      |         | 0,1410                     | 0,0013    | 0,0357       | 0,2014   |        |
| 3-II      | A,C   | 6                       | 0,1620 | 0,0001 | 0,0088 | 0,0543  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-III     | A,C   | 6                       | 0,1632 | 0,0009 | 0,0304 | 0,1863  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-IV      | A,C   | 6                       | 0,1651 | 0,0008 | 0,0286 | 0,1729  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-V       | A,C   | 6                       | 0,1455 | 0,0001 | 0,0108 | 0,0744  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VI      | A,C   | 6                       | 0,0852 | 0,0007 | 0,0269 | 0,3156  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VII     | A,C   | 5                       | 0,0794 | 0,0009 | 0,0292 | 0,3679  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VIII    | A     | 3                       | 0,0788 | 0,0012 | 0,0352 | 0,4464  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-IX      | C     | 3                       | 0,0941 | 0,0002 | 0,0146 | 0,1547  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| Tot       |       | 50                      |        |        |        |         |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |

| F=1363 kN |       | Normalfordeling         |        |        |        |         |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
|-----------|-------|-------------------------|--------|--------|--------|---------|---------------------------|--------|----------|-------------|---------|----------------------------|-----------|--------------|----------|--------|
|           |       | Estimert for hvert riss |        |        |        |         | Estimert for hele prismet |        |          |             |         | Fremtidig for hele prismet |           |              |          |        |
|           |       | Riss                    | Side   | n      | Mean   | Varians | Std                       | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V                          | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9                       | 0,1720 | 0,0008 | 0,0280 | 0,1630  | 0,1609                    | 0,0022 | 0,0468   | 0,2911      |         | 0,1716                     | 0,0016    | 0,0405       | 0,2401   |        |
| 3-II      | A,C,B | 9                       | 0,1860 | 0,0001 | 0,0113 | 0,0609  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-III     | A,C   | 6                       | 0,1869 | 0,0011 | 0,0328 | 0,1753  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-IV      | A,C   | 6                       | 0,1819 | 0,0008 | 0,0280 | 0,1538  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-V       | A,C,B | 9                       | 0,1862 | 0,0007 | 0,0262 | 0,1409  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VI      | A,C   | 6                       | 0,1026 | 0,0040 | 0,0633 | 0,6175  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VII     | A     | 3                       | 0,1062 | 0,0017 | 0,0413 | 0,3891  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-VIII    | A     | 3                       | 0,1083 | 0,0023 | 0,0480 | 0,4437  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| 3-IX      | C     | 3                       | 0,1069 | 0,0002 | 0,0142 | 0,1332  |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |
| Tot       |       | 54                      |        |        |        |         |                           |        |          |             |         |                            |           |              |          |        |

| F=804 kN |    | Normalfordeling         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |
|----------|----|-------------------------|---------|--------|--------|----------|---------------------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |    | Estimert for hvert riss |         |        |        |          | Estimert for hele prismet |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | n  | Mean                    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot               | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 4-I      | 9  | 0,0841                  | 0,0011  | 0,0338 | 0,4016 | 0,0862   | 0,0009                    | 0,0292  | 0,3393 | 0,0932    | 0,0006       | 0,0251   | 0,1357 |
| 4-II     | 5  | 0,0852                  | 0,0015  | 0,0383 | 0,4494 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-III    | 8  | 0,0989                  | 0,0005  | 0,0215 | 0,2178 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-IV     | 9  | 0,0840                  | 0,0006  | 0,0235 | 0,2804 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-V      | 3  | 0,1019                  | 0,0002  | 0,0149 | 0,1464 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-VI     | 6  | 0,0624                  | 0,0007  | 0,0256 | 0,4100 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-VII    | 3  | 0,0650                  | 0,0006  | 0,0240 | 0,3695 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| 4-VIII   | 6  | 0,1027                  | 0,0010  | 0,0315 | 0,3062 |          |                           |         |        |           |              |          |        |
| Tot      | 49 |                         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |

| F=520 kN |   | Normalfordeling         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |
|----------|---|-------------------------|---------|--------|--------|----------|---------------------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |   | Estimert for hvert riss |         |        |        |          | Estimert for hele prismet |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | n | Mean                    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot               | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 5-I      | 9 | 0,0921                  | 0,0004  | 0,0210 | 0,2283 | 0,0921   | 0,0004                    | 0,0210  | 0,2283 | 0,1051    | 0,0002       | 0,0151   | 0,1333 |
| Tot      | 9 |                         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |

| F=667 kN |   | Normalfordeling         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |
|----------|---|-------------------------|---------|--------|--------|----------|---------------------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |   | Estimert for hvert riss |         |        |        |          | Estimert for hele prismet |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | n | Mean                    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot               | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 5-I      | 9 | 0,1189                  | 0,0006  | 0,0246 | 0,2065 | 0,1189   | 0,0006                    | 0,0246  | 0,2065 | 0,1341    | 0,0003       | 0,0176   | 0,1670 |
| Tot      | 9 |                         |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |

| F=808 kN |       | Normalfordeling         |        |        |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
|----------|-------|-------------------------|--------|--------|---------|--------|--------|----------|---------------------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|----------------------------|--|--|
|          |       | Estimert for hvert riss |        |        |         |        |        |          | Estimert for hele prismet |         |        |           |              |          |        | Fremtidig for hele prismet |  |  |
|          |       | Riss                    | n      | Mean   | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot               | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |                            |  |  |
| 5-I      | A,C,B | 9                       | 0,1476 | 0,0018 | 0,0425  | 0,2881 | 0,1360 | 0,0015   | 0,0390                    | 0,2871  | 0,1435 | 0,0012    | 0,0344       | 0,2014   |        |                            |  |  |
| 5-II     | A,C   | 6                       | 0,1299 | 0,0006 | 0,0245  | 0,1883 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-III    | A,C   | 6                       | 0,1514 | 0,0027 | 0,0518  | 0,3422 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-IV     | A,C   | 6                       | 0,1485 | 0,0011 | 0,0326  | 0,2194 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-V      | A,C,B | 9                       | 0,1627 | 0,0007 | 0,0268  | 0,1644 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-VI     | A,C   | 6                       | 0,1016 | 0,0006 | 0,0241  | 0,2377 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-VII    | A,C   | 6                       | 0,1237 | 0,0008 | 0,0283  | 0,2292 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-VIII   | A     | 3                       | 0,0825 | 0,0018 | 0,0419  | 0,5077 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-IX     | A,C   | 6                       | 0,1644 | 0,0005 | 0,0213  | 0,1298 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-X      | A,C   | 5                       | 0,1017 | 0,0009 | 0,0304  | 0,2986 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-XI     | A,C   | 6                       | 0,1348 | 0,0017 | 0,0414  | 0,3071 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 5-XII    | A,C   | 6                       | 0,1311 | 0,0013 | 0,0366  | 0,2789 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| Tot      |       | 74                      |        |        |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |

| F=503 kN |       | Normalfordeling         |        |        |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
|----------|-------|-------------------------|--------|--------|---------|--------|--------|----------|---------------------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|----------------------------|--|--|
|          |       | Estimert for hvert riss |        |        |         |        |        |          | Estimert for hele prismet |         |        |           |              |          |        | Fremtidig for hele prismet |  |  |
|          |       | Riss                    | n      | Mean   | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot               | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |                            |  |  |
| 6-I      | A,C,B | 9                       | 0,0797 | 0,0004 | 0,0204  | 0,2557 | 0,0811 | 0,0005   | 0,0218                    | 0,2688  | 0,0862 | 0,0004    | 0,0188       | 0,1180   |        |                            |  |  |
| 6-II     | A,C,B | 9                       | 0,0878 | 0,0003 | 0,0182  | 0,2071 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 6-III    | A,C,B | 9                       | 0,0867 | 0,0004 | 0,0208  | 0,2395 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 6-IV     | A,C   | 6                       | 0,0879 | 0,0005 | 0,0216  | 0,2457 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 6-V      | A,C   | 6                       | 0,0658 | 0,0009 | 0,0302  | 0,4583 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 6-VI     | A,C,B | 6                       | 0,0737 | 0,0008 | 0,0276  | 0,3748 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| 6-VII    | A,C   | 6                       | 0,0808 | 0,0002 | 0,0137  | 0,1694 |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |
| Tot      |       | 51                      |        |        |         |        |        |          |                           |         |        |           |              |          |        |                            |  |  |



| F=753 kN |       | Estimert for hvert riss |        |         |        |        |          | Normalfordeling |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|--------|---------|--------|--------|----------|-----------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
| Riss     | Side  | n                       | Mean   | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot     | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 7-I      | A,C   | 6                       | 0,0684 | 0,0002  | 0,0126 | 0,1836 | 0,0566   | 0,0001          | 0,0119  | 0,2099 | 0,0592    | 0,0001       | 0,0103   | 0,0767 |
| 7-II     | A,C   | 4                       | 0,0547 | 0,0000  | 0,0045 | 0,0824 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-III    | A,C   | 6                       | 0,0617 | 0,0000  | 0,0048 | 0,0780 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-IV     | A,C,B | 9                       | 0,0619 | 0,0002  | 0,0158 | 0,2548 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-V      | A,C,B | 7                       | 0,0612 | 0,0001  | 0,0079 | 0,1284 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-VI     | A,C,B | 9                       | 0,0500 | 0,0000  | 0,0066 | 0,1329 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-VII    | A,C   | 6                       | 0,0520 | 0,0002  | 0,0146 | 0,2797 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-VIII   | A,C   | 5                       | 0,0490 | 0,0001  | 0,0088 | 0,1792 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 7-IX     | A,C   | 6                       | 0,0485 | 0,0001  | 0,0089 | 0,1824 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 58                      |        |         |        |        |          |                 |         |        |           |              |          |        |

| F=743 kN |       | Estimert for hvert riss |        |         |        |        |          | Normalfordeling |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|--------|---------|--------|--------|----------|-----------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
| Riss     | Side  | n                       | Mean   | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot     | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 8-I      | A,C   | 6                       | 0,0367 | 0,0001  | 0,0111 | 0,3017 | 0,0444   | 0,0001          | 0,0120  | 0,2699 | 0,0479    | 0,0001       | 0,0100   | 0,0650 |
| 8-III    | A,C   | 6                       | 0,0562 | 0,0002  | 0,0128 | 0,2272 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 8-IV     | A,C   | 6                       | 0,0458 | 0,0001  | 0,0115 | 0,2513 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 8-VI     | A,C,B | 9                       | 0,0453 | 6E-05   | 0,0077 | 0,1693 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| 8-VII    | A,C   | 6                       | 0,0377 | 0,0001  | 0,0106 | 0,2815 |          |                 |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 33                      |        |         |        |        |          |                 |         |        |           |              |          |        |

| F=1012 kN |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |          |             | Normalfordeling |        |           |              |          |        |        |        |
|-----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|----------|-------------|-----------------|--------|-----------|--------------|----------|--------|--------|--------|
|           |       | Mean                    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot         | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |        |        |
| Riss      | n     |                         |         |        |        |          |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-I       | A,C   | 6                       | 0,0494  | 0,0001 | 0,0104 | 0,2116   |             | 0,0599          | 0,0004 | 0,0192    | 0,3203       | 0,0641   | 0,0003 | 0,0167 | 0,0923 |
| 8-II      | A,C   | 6                       | 0,0538  | 0,0001 | 0,0114 | 0,2112   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-III     | A,C,B | 9                       | 0,0745  | 0,0004 | 0,0205 | 0,2753   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-IV      | A,C,B | 9                       | 0,0515  | 0,0005 | 0,0233 | 0,4525   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-V       | A     | 2                       | 0,0558  | 0,0012 | 0,0352 | 0,6302   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-VI      | A,C,B | 9                       | 0,0733  | 0,0001 | 0,0114 | 0,1549   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-VII     | A,C   | 6                       | 0,0533  | 0,0003 | 0,0163 | 0,3068   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-X       | A,C   | 6                       | 0,0621  | 0,0004 | 0,0187 | 0,3016   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| 8-XI      | A,C   | 6                       | 0,0533  | 0,0003 | 0,0172 | 0,3227   |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |
| Tot       |       | 59                      |         |        |        |          |             |                 |        |           |              |          |        |        |        |

| F=585 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 1-I      | A,C   | 6                       | -1,8753 | 0,0454  | 0,2131 | 0,8926 | -2,0699                   | 0,1100      | 0,3317  | 0,3410 | -1,9803   | 0,0783       | 0,3317   | 0,2223 |
| 1-II     | A,C   | 6                       | -1,9400 | 0,0293  | 0,1713 | 0,9155 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 1-III    | A,C,B | 9                       | -2,1390 | 0,1766  | 0,4202 | 0,8216 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 1-IV     | A,C,B | 9                       | -2,0869 | 0,2119  | 0,4604 | 0,8020 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 1-V      | A,C,B | 9                       | -2,2000 | 0,0215  | 0,1468 | 0,9355 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 39                      |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |

| F=574 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | V      | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 2-I      | A,C   | 6                       | -1,7668 | 0,0230  | 0,1518 | 0,9177 | -2,0019                   | 0,0652      | 0,2553  | 0,2595 | -1,9380   | 0,0474       | 0,2553   | 0,2084 |
| 2-II     | A,C   | 6                       | -1,8861 | 0,0486  | 0,2205 | 0,8897 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 2-III    | A,C   | 6                       | -2,0022 | 0,0574  | 0,2397 | 0,8872 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 2-IV     | A,C   | 6                       | -1,8655 | 0,0363  | 0,1906 | 0,9029 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 2-V      | A,C   | 6                       | -2,0362 | 0,0197  | 0,1402 | 0,9335 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 2-VI     | A,C,B | 9                       | -2,0990 | 0,0629  | 0,2509 | 0,8874 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 2-VII    | A,C   | 6                       | -2,3093 | 0,0512  | 0,2264 | 0,9066 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 45                      |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |

| F=736 kN |       | Log-normalfordeling     |        |       |       |          |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|--------|-------|-------|----------|-----|---------------------------|----------|-------------|---------|---------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |        |       |       |          |     | Estimert for hele prismet |          |             |         |         |           |              |          |        |
|          |       | Riss                    | Side   | n     | Mean  | Varians  | Std | V                         | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V       | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 2-I      | A,C   | 6                       | -1,533 | 0,055 | 0,234 | 0,858685 |     | -1,6497                   | 0,0695   | 0,2636      | 0,2683  | -1,5836 | 0,0506    | 0,2636       | 0,3007   |        |
| 2-II     | A,C   | 6                       | -1,404 | 0,021 | 0,146 | 0,901028 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-III    | A,C   | 6                       | -1,464 | 0,084 | 0,29  | 0,820125 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-IV     | A,C   | 6                       | -1,639 | 0,048 | 0,22  | 0,874331 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-V      | A,C   | 6                       | -1,663 | 0,017 | 0,13  | 0,924726 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-VI     | A,C,B | 9                       | -1,775 | 0,025 | 0,157 | 0,915229 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-VII    | A,C   | 6                       | -2,006 | 0,035 | 0,188 | 0,910378 |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| Tot      |       | 45                      |        |       |       |          |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |

| F=1003 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
|-----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|-----|---------------------------|----------|-------------|---------|---------|-----------|--------------|----------|--------|
|           |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |     | Estimert for hele prismet |          |             |         |         |           |              |          |        |
|           |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V       | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 2-I       | A,C   | 6                       | -1,1671 | 0,0621 | 0,2491 | 0,8078  |     | -1,4191                   | 0,0923   | 0,3038      | 0,3110  | -1,3551 | 0,0703    | 0,3038       | 0,4034   |        |
| 2-II      | A,C,B | 9                       | -1,1221 | 0,0353 | 0,1880 | 0,8457  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-III     | A,C   | 6                       | -1,3155 | 0,0194 | 0,1394 | 0,8994  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-IV      | A,C   | 6                       | -1,2942 | 0,0424 | 0,2060 | 0,8528  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-V       | A,C   | 6                       | -1,3400 | 0,0055 | 0,0745 | 0,9459  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-VI      | A,C,B | 9                       | -1,4068 | 0,0422 | 0,2054 | 0,8642  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-VII     | A,C,B | 9                       | -1,5449 | 0,0489 | 0,2212 | 0,8666  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-VIII    | A,C   | 6                       | -1,7350 | 0,0171 | 0,1308 | 0,9274  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| 2-IX      | A,C   | 6                       | -1,9376 | 0,0504 | 0,2246 | 0,8906  |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |
| Tot       |       | 63                      |         |        |        |         |     |                           |          |             |         |         |           |              |          |        |

| F=805 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           |              |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I      | A,C,B | 9                       | -2,3125 | 0,0729  | 0,2700 | 0,8898 | -2,3520                   | 0,1073      | 0,3276  | 0,3366 | -2,2635   | 0,0764       | 0,3276   | 0,1665 |
| 3-II     | A,C   | 6                       | -2,1555 | 0,0147  | 0,1212 | 0,9453 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-III    | A,C   | 6                       | -2,1879 | 0,0690  | 0,2627 | 0,8868 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-IV     | A,C   | 6                       | -2,2104 | 0,0646  | 0,2543 | 0,8913 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-V      | A,C   | 6                       | -2,3764 | 0,0137  | 0,1169 | 0,9520 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-VI     | A,C   | 6                       | -2,8888 | 0,0849  | 0,2914 | 0,9041 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| Tot      |       | 39                      |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |

| F=1004 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |
|-----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|--------------|----------|--------|
|           |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           |              |          |        |
| Riss      | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 | w_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9                       | -2,0359 | 0,0210  | 0,1449 | 0,9313 | -2,2544                   | 0,1727      | 0,4156  | 0,4342 | -2,1558   | 0,1276       | 0,4156   | 0,2121 |
| 3-II      | A,C   | 6                       | -1,9941 | 0,0022  | 0,0467 | 0,9768 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-III     | A,C   | 6                       | -1,9018 | 0,0323  | 0,1797 | 0,9098 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-IV      | A,C   | 6                       | -1,9622 | 0,0329  | 0,1813 | 0,9118 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-V       | A,C   | 6                       | -2,1342 | 0,0095  | 0,0976 | 0,9553 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-VI      | A,C   | 6                       | -2,6672 | 0,1375  | 0,3709 | 0,8702 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-VII     | A,C   | 5                       | -2,8581 | 0,1535  | 0,3918 | 0,8719 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-VIII    | A     | 3                       | -2,7916 | 0,1759  | 0,4194 | 0,8605 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| 3-IX      | C     | 3                       | -2,5912 | 0,0126  | 0,1122 | 0,9576 |                           |             |         |        |           |              |          |        |
| Tot       |       | 50                      |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |              |          |        |

| F=1201 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
|-----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|---------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|
|           |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |         | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |
|           |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std     | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9                       | -1,9361 | 0,0267 | 0,1634 | 0,9191  | -2,0952 | 0,1510                    | 0,3886   | 0,4037      | -2,0031 | 0,1115 | 0,3886    | 0,2376                     |          |
| 3-II      | A,C   | 6                       | -1,8213 | 0,0032 | 0,0567 | 0,9694  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-III     | A,C   | 6                       | -1,8259 | 0,0302 | 0,1737 | 0,9092  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-IV      | A,C   | 6                       | -1,8137 | 0,0307 | 0,1751 | 0,9080  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-V       | A,C   | 6                       | -1,9298 | 0,0057 | 0,0752 | 0,9618  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VI      | A,C   | 6                       | -2,5154 | 0,1431 | 0,3782 | 0,8604  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VII     | A,C   | 5                       | -2,5921 | 0,1519 | 0,3897 | 0,8604  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VIII    | A     | 3                       | -2,6082 | 0,2023 | 0,4498 | 0,8416  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-IX      | C     | 3                       | -2,3710 | 0,0222 | 0,1490 | 0,9391  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| Tot       |       | 50                      |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |

| F=1363 kN |       | Log-normalfordeling     |         |       |       |          |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
|-----------|-------|-------------------------|---------|-------|-------|----------|---------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|
|           |       | Estimert for hvert riss |         |       |       |          |         | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |
|           |       | Riss                    | Side    | n     | Mean  | Varians  | Std     | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 |
| 3-I       | A,C,B | 9                       | -1,7720 | 0,026 | 0,163 | 0,912347 | -1,8723 | 0,1069                    | 0,3270   | 0,3359      | -1,7978 | 0,0798 | 0,3270    | 0,2672                     |          |
| 3-II      | A,C,B | 9                       | -1,6837 | 0,004 | 0,063 | 0,963412 |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-III     | A,C   | 6                       | -1,6898 | 0,029 | 0,172 | 0,903362 |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-IV      | A,C   | 6                       | -1,7137 | 0,022 | 0,149 | 0,91691  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-V       | A,C,B | 9                       | -1,6896 | 0,02  | 0,141 | 0,919966 |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VI      | A,C   | 6                       | -2,3050 | 0,069 | 0,263 | 0,89221  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VII     | A     | 3                       | -2,3065 | 0,213 | 0,461 | 0,818739 |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-VIII    | A     | 3                       | -2,2991 | 0,245 | 0,495 | 0,806182 |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 3-IX      | C     | 3                       | -2,2423 | 0,018 | 0,135 | 0,94173  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| Tot       |       | 54                      |         |       |       |          |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |

| F=804 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 | w_0.95 |
| 4-I      | A,C,B | 9                       | -2,5463 | 0,1598  | 0,3998 | 0,8547 | -2,5153                   | 0,1298      | 0,3603  | 0,3723 | -2,4290   | 0,0956                     | 0,3603   | 0,1488 |
| 4-II     | A,C   | 5                       | -2,5369 | 0,1799  | 0,4241 | 0,8461 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-III    | A,C,B | 8                       | -2,3381 | 0,0607  | 0,2464 | 0,9000 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-IV     | A,C,B | 9                       | -2,5190 | 0,0380  | 0,1950 | 0,9255 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-V      | A     | 3                       | -2,2908 | 0,0225  | 0,1500 | 0,9366 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-VI     | A,C   | 6                       | -2,8526 | 0,1982  | 0,4451 | 0,8555 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-VII    | C     | 3                       | -2,7838 | 0,1562  | 0,3953 | 0,8676 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| 4-VIII   | A,C   | 6                       | -2,3224 | 0,1237  | 0,3517 | 0,8595 |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
| Tot      |       | 49                      |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |

| F=520 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 | w_0.95 |
| 5-I      | A,C,B | 9                       | -2,4119 | 0,0658  | 0,2565 | 0,8991 | -2,4119                   | 0,0658      | 0,2565  | 0,2608 | -2,2529   | 0,0339                     | 0,2565   | 0,1482 |
| Tot      |       | 9                       |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |

| F=667 kN |       | Log-normalfordeling     |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|--------|--------|---------------------------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|--------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |         |        |        | Estimert for hele prismet |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |        |
| Riss     | Side  | n                       | Mean    | Varians | Std    | C.of.V | Mean_tot                  | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 | w_0.95 |
| 5-I      | A,C,B | 9                       | -2,1546 | 0,0658  | 0,2564 | 0,8878 | -2,1546                   | 0,0658      | 0,2564  | 0,2607 | -1,9956   | 0,0339                     | 0,2564   | 0,1917 |
| Tot      |       | 9                       |         |         |        |        |                           |             |         |        |           |                            |          |        |

| F=808 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
|----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|-----|---------------------------|----------|-------------|----------------------------|---------|-----------|--------------|----------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |     | Estimert for hele prismet |          |             | Fremtidig for hele prismet |         |           |              |          |
|          |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot                    | V       | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 |
| 5-I      | A,C,B | 9                       | -2,1236 | 0,1019 | 0,3192 | 0,8604  |     | -2,0624                   | 0,1020   | 0,3193      | 0,3276                     | -2,0005 | 0,0792    | 0,3193       | 0,2172   |
| 5-II     | A,C   | 6                       | -2,0574 | 0,0411 | 0,2028 | 0,9061  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-III    | A,C   | 6                       | -1,9459 | 0,1532 | 0,3914 | 0,8178  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-IV     | A,C   | 6                       | -1,9281 | 0,0524 | 0,2290 | 0,8880  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-V      | A,C,B | 9                       | -1,8304 | 0,0372 | 0,1929 | 0,9000  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-VI     | A,C   | 6                       | -2,3102 | 0,0551 | 0,2348 | 0,9034  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-VII    | A,C   | 6                       | -2,1135 | 0,0592 | 0,2433 | 0,8913  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-VIII   | A     | 3                       | -2,5726 | 0,2196 | 0,4686 | 0,8335  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-IX     | A,C   | 6                       | -1,8133 | 0,0191 | 0,1382 | 0,9266  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-X      | A,C   | 5                       | -2,3291 | 0,1214 | 0,3485 | 0,8610  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-XI     | A,C   | 6                       | -2,0480 | 0,1138 | 0,3374 | 0,8481  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 5-XII    | A,C   | 6                       | -2,0611 | 0,0666 | 0,2581 | 0,8823  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| Tot      |       | 74                      |         |        |        |         |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |

| F=503 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
|----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|-----|---------------------------|----------|-------------|----------------------------|---------|-----------|--------------|----------|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |     | Estimert for hele prismet |          |             | Fremtidig for hele prismet |         |           |              |          |
|          |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot                    | V       | Mean_0.95 | Varians_0.95 | Std_0.95 |
| 6-I      | A,C,B | 9                       | -2,5602 | 0,0712 | 0,2668 | 0,9010  |     | -2,5501                   | 0,0824   | 0,2871      | 0,2931                     | -2,4828 | 0,0611    | 0,2871       | 0,1269   |
| 6-II     | A,C,B | 9                       | -2,4507 | 0,0408 | 0,2020 | 0,9209  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 6-III    | A,C,B | 9                       | -2,4704 | 0,0545 | 0,2334 | 0,9098  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 6-IV     | A,C   | 6                       | -2,4554 | 0,0574 | 0,2397 | 0,9070  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 6-V      | A,C   | 6                       | -2,7959 | 0,1650 | 0,4063 | 0,8648  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 6-VI     | A,C,B | 6                       | -2,6750 | 0,1736 | 0,4166 | 0,8558  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| 6-VII    | A,C   | 6                       | -2,5279 | 0,0299 | 0,1731 | 0,9338  |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |
| Tot      |       | 51                      |         |        |        |         |     |                           |          |             |                            |         |           |              |          |



| F=753 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
|----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|---------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|--------|--|--|--|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |         | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |        |  |  |  |
|          |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std     | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 | w_0.95 |  |  |  |
| 7-I      | A,C   | 6                       | -2,6970 | 0,0380 | 0,1950 | 0,9303  | -2,9075 | 0,0465                    | 0,2155   | 0,2181      | -2,8602 | 0,0350 | 0,2155    | 0,0785                     |          |        |  |  |  |
| 7-II     | A,C   | 4                       | -2,9082 | 0,0068 | 0,0822 | 0,9721  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-III    | A,C   | 6                       | -2,7884 | 0,0063 | 0,0794 | 0,9719  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-IV     | A,C,B | 9                       | -2,9050 | 0,0699 | 0,2644 | 0,9130  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-V      | A,C,B | 7                       | -2,7937 | 0,0169 | 0,1299 | 0,9546  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-VI     | A,C,B | 9                       | -3,0036 | 0,0195 | 0,1395 | 0,9546  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-VII    | A,C   | 6                       | -2,9939 | 0,0999 | 0,3161 | 0,8998  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-VIII   | A,C   | 5                       | -3,0312 | 0,0423 | 0,2058 | 0,9344  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 7-IX     | A,C   | 6                       | -3,0398 | 0,0340 | 0,1844 | 0,9412  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| Tot      |       | 58                      |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |

| F=743 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
|----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|---------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|--------|--|--|--|
|          |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |         | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |        |  |  |  |
|          |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std     | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 | w_0.95 |  |  |  |
| 8-I      | A,C   | 6                       | -3,3380 | 0,0737 | 0,2715 | 0,9219  | -3,1485 | 0,0701                    | 0,2647   | 0,2695      | -3,0704 | 0,0486 | 0,2647    | 0,0677                     |          |        |  |  |  |
| 8-III    | A,C   | 6                       | -2,9013 | 0,0526 | 0,2293 | 0,9240  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 8-IV     | A,C   | 6                       | -3,1057 | 0,0496 | 0,2227 | 0,9308  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 8-VI     | A,C,B | 9                       | -3,1085 | 0,0329 | 0,1814 | 0,9433  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| 8-VII    | A,C   | 6                       | -3,3088 | 0,0678 | 0,2604 | 0,9243  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |
| Tot      |       | 33                      |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |        |  |  |  |

| F=1012 kN |       | Log-normalfordeling     |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
|-----------|-------|-------------------------|---------|--------|--------|---------|---------|---------------------------|----------|-------------|---------|--------|-----------|----------------------------|----------|
|           |       | Estimert for hvert riss |         |        |        |         |         | Estimert for hele prismet |          |             |         |        |           | Fremtidig for hele prismet |          |
|           |       | Riss                    | Side    | n      | Mean   | Varians | Std     | C.of.V                    | Mean_tot | Varians_tot | Std_tot | V      | Mean_0.95 | Varians_0.95               | Std_0.95 |
| 8-I       | A,C   | 6                       | -3,0266 | 0,0431 | 0,2076 | 0,9337  | -2,8812 | 0,1132                    | 0,3365   | 0,3462      | -2,8080 | 0,0855 | 0,3365    | 0,0989                     |          |
| 8-II      | A,C   | 6                       | -2,9395 | 0,0390 | 0,1974 | 0,9351  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-III     | A,C,B | 9                       | -2,6353 | 0,0920 | 0,3034 | 0,8913  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-IV      | A,C,B | 9                       | -3,0632 | 0,2245 | 0,4738 | 0,8567  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-V       | A     | 2                       | -2,9959 | 0,4593 | 0,6777 | 0,7975  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-VI      | A,C,B | 9                       | -2,7007 | 0,0233 | 0,1527 | 0,9450  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-VII     | A,C   | 6                       | -2,9652 | 0,0738 | 0,2717 | 0,9125  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-X       | A,C   | 6                       | -2,8200 | 0,0999 | 0,3161 | 0,8940  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| 8-XI      | A,C   | 6                       | -2,9832 | 0,1347 | 0,3670 | 0,8843  |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |
| Tot       |       | 59                      |         |        |        |         |         |                           |          |             |         |        |           |                            |          |

## A.4 Modelleringsusikkerhet

| Prisme    | F       | N. F.  |        | L.N.F. | EC2          |              |              |              |                |        |                |        |
|-----------|---------|--------|--------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|--------|----------------|--------|
|           |         | w_0.95 |        |        | w_k(k_t=0.6) |              | w_k(k_t=0.4) |              | Gamma(k_t=0.6) |        | Gamma(k_t=0.4) |        |
|           |         | w_0.95 | w_0.95 |        | w_k(k_t=0.6) | w_k(k_t=0.6) | w_k(k_t=0.4) | w_k(k_t=0.4) | N.F.           | L.N.F. | N.F.           | L.N.F. |
| 1-d20-c90 | 585 kN  | 0,2032 | 0,2223 | 0,5112 | 0,5112       | 0,40         | 0,43         | 0,40         | 0,43           | 0,40   | 0,43           |        |
| 2-d20-c90 | 574 kN  | 0,1977 | 0,2084 | 0,5016 | 0,5016       | 0,39         | 0,42         | 0,39         | 0,42           | 0,39   | 0,42           |        |
| 2-d20-c90 | 736 kN  | 0,2878 | 0,3007 | 0,6432 | 0,6432       | 0,45         | 0,47         | 0,45         | 0,47           | 0,45   | 0,47           |        |
| 2-d20-c90 | 1003 kN | 0,3766 | 0,4034 | 0,8765 | 0,9630       | 0,43         | 0,46         | 0,39         | 0,42           | 0,39   | 0,42           |        |
| 3-d32-c90 | 805 kN  | 0,1491 | 0,1665 | 0,2123 | 0,2123       | 0,70         | 0,78         | 0,70         | 0,78           | 0,70   | 0,78           |        |
| 3-d32-c90 | 1004 kN | 0,1779 | 0,2121 | 0,2648 | 0,2700       | 0,67         | 0,80         | 0,66         | 0,79           | 0,66   | 0,79           |        |
| 3-d32-c90 | 1201 kN | 0,2014 | 0,2376 | 0,3168 | 0,3566       | 0,64         | 0,75         | 0,56         | 0,67           | 0,56   | 0,67           |        |
| 3-d32-c90 | 1363 kN | 0,2401 | 0,2672 | 0,3595 | 0,4278       | 0,67         | 0,74         | 0,56         | 0,62           | 0,56   | 0,62           |        |
| 4-d32-c90 | 804 kN  | 0,1357 | 0,1488 | 0,2121 | 0,2121       | 0,64         | 0,70         | 0,64         | 0,70           | 0,64   | 0,70           |        |
| 5-d20-c40 | 520 kN  | 0,1333 | 0,1482 | 0,3489 | 0,3489       | 0,38         | 0,42         | 0,38         | 0,42           | 0,38   | 0,42           |        |
| 5-d20-c40 | 667 kN  | 0,1670 | 0,1917 | 0,4475 | 0,4475       | 0,37         | 0,43         | 0,37         | 0,43           | 0,37   | 0,43           |        |
| 5-d20-c40 | 808 kN  | 0,2014 | 0,2172 | 0,5421 | 0,5782       | 0,37         | 0,40         | 0,35         | 0,38           | 0,35   | 0,38           |        |
| 6-d20-c40 | 503 kN  | 0,1180 | 0,1269 | 0,3375 | 0,3375       | 0,35         | 0,38         | 0,35         | 0,38           | 0,35   | 0,38           |        |
| 7-d32-c40 | 753 kN  | 0,0767 | 0,0785 | 0,1389 | 0,1389       | 0,55         | 0,57         | 0,55         | 0,57           | 0,55   | 0,57           |        |
| 8-d32-c40 | 743 kN  | 0,0650 | 0,0677 | 0,1371 | 0,1371       | 0,47         | 0,49         | 0,47         | 0,49           | 0,47   | 0,49           |        |
| 8-d32-c40 | 1012 kN | 0,0923 | 0,0989 | 0,1867 | 0,2091       | 0,49         | 0,53         | 0,44         | 0,47           | 0,44   | 0,47           |        |

|           |         | MC2010 |        |        |        |               |               |               |        |                 |        |                 |        |
|-----------|---------|--------|--------|--------|--------|---------------|---------------|---------------|--------|-----------------|--------|-----------------|--------|
| Prisme    | F       | N. F.  |        | L.N.F. |        | w_k (k_t=0.6) |               | w_k (k_t=0.4) |        | Gamma (k_t=0.6) |        | Gamma (k_t=0.4) |        |
|           |         | w_0.95 | w_0.95 | w_0.95 | w_0.95 | w_k (k_t=0.6) | w_k (k_t=0.4) | N.F.          | L.N.F. | N.F.            | L.N.F. | N.F.            | L.N.F. |
| 1-d20-c90 | 585 kN  | 0,2032 | 0,2223 | 0,3591 | 0,5387 | 0,57          | 0,62          | 0,38          | 0,41   |                 |        |                 |        |
| 2-d20-c90 | 574 kN  | 0,1977 | 0,2084 | 0,3591 | 0,5387 | 0,55          | 0,58          | 0,37          | 0,39   |                 |        |                 |        |
| 2-d20-c90 | 736 kN  | 0,2878 | 0,3007 | 0,3591 | 0,5387 | 0,80          | 0,84          | 0,53          | 0,56   |                 |        |                 |        |
| 2-d20-c90 | 1003 kN | 0,3766 | 0,4034 | 0,5151 | 0,6947 | 0,73          | 0,78          | 0,54          | 0,58   |                 |        |                 |        |
| 3-d32-c90 | 805 kN  | 0,1491 | 0,1665 | 0,1188 | 0,1782 | 1,25          | 1,40          | 0,84          | 0,93   |                 |        |                 |        |
| 3-d32-c90 | 1004 kN | 0,1779 | 0,2121 | 0,1278 | 0,1872 | 1,39          | 1,66          | 0,95          | 1,13   |                 |        |                 |        |
| 3-d32-c90 | 1201 kN | 0,2014 | 0,2376 | 0,1878 | 0,2472 | 1,07          | 1,27          | 0,81          | 0,96   |                 |        |                 |        |
| 3-d32-c90 | 1363 kN | 0,2401 | 0,2672 | 0,2372 | 0,2966 | 1,01          | 1,13          | 0,81          | 0,90   |                 |        |                 |        |
| 4-d32-c90 | 804 kN  | 0,1357 | 0,1488 | 0,1188 | 0,1782 | 1,14          | 1,25          | 0,76          | 0,84   |                 |        |                 |        |
| 5-d20-c40 | 520 kN  | 0,1333 | 0,1482 | 0,2478 | 0,3717 | 0,54          | 0,60          | 0,36          | 0,40   |                 |        |                 |        |
| 5-d20-c40 | 667 kN  | 0,1670 | 0,1917 | 0,2478 | 0,3717 | 0,67          | 0,77          | 0,45          | 0,52   |                 |        |                 |        |
| 5-d20-c40 | 808 kN  | 0,2014 | 0,2172 | 0,3165 | 0,4404 | 0,64          | 0,69          | 0,46          | 0,49   |                 |        |                 |        |
| 6-d20-c40 | 503 kN  | 0,1180 | 0,1269 | 0,2478 | 0,3717 | 0,48          | 0,51          | 0,32          | 0,34   |                 |        |                 |        |
| 7-d32-c40 | 753 kN  | 0,0767 | 0,0785 | 0,0753 | 0,1130 | 1,02          | 1,04          | 0,68          | 0,70   |                 |        |                 |        |
| 8-d32-c40 | 743 kN  | 0,0650 | 0,0677 | 0,0753 | 0,1130 | 0,86          | 0,90          | 0,58          | 0,60   |                 |        |                 |        |
| 8-d32-c40 | 1012 kN | 0,0923 | 0,0989 | 0,1168 | 0,1544 | 0,79          | 0,85          | 0,60          | 0,64   |                 |        |                 |        |

| Prisme    | F       | N. F.  |        | L.N.F. | EC2/DIN       |        |               |        |                 |        |                 |        |      |
|-----------|---------|--------|--------|--------|---------------|--------|---------------|--------|-----------------|--------|-----------------|--------|------|
|           |         | w_0.95 |        |        | w_k (k t=0.6) |        | w_k (k t=0.4) |        | Gamma (k t=0.6) |        | Gamma (k t=0.4) |        |      |
|           |         | w_0.95 | L.N.F. |        | w_k (k t=0.6) | L.N.F. | w_k (k t=0.4) | L.N.F. | Gamma (k t=0.6) | L.N.F. | Gamma (k t=0.4) | L.N.F. |      |
| 1-d20-c90 | 585 kN  | 0,2032 | 0,2223 | 0,1858 | 1,09          | 1,20   | 1,09          | 1,20   | 1,09            | 1,09   | 1,20            | 1,09   | 1,20 |
| 2-d20-c90 | 574 kN  | 0,1977 | 0,2084 | 0,1789 | 1,11          | 1,17   | 1,11          | 1,17   | 1,11            | 1,11   | 1,17            | 1,11   | 1,17 |
| 2-d20-c90 | 736 kN  | 0,2878 | 0,3007 | 0,2941 | 0,98          | 1,02   | 0,98          | 1,02   | 0,98            | 0,98   | 1,02            | 0,98   | 1,02 |
| 2-d20-c90 | 1003 kN | 0,3766 | 0,4034 | 0,4168 | 0,90          | 0,97   | 0,90          | 0,97   | 0,82            | 0,82   | 0,88            | 0,82   | 0,88 |
| 3-d32-c90 | 805 kN  | 0,1491 | 0,1665 | 0,0796 | 1,87          | 2,09   | 1,87          | 2,09   | 1,87            | 1,87   | 2,09            | 1,87   | 2,09 |
| 3-d32-c90 | 1004 kN | 0,1779 | 0,2121 | 0,0993 | 1,79          | 2,14   | 1,79          | 2,14   | 1,76            | 1,76   | 2,09            | 1,76   | 2,09 |
| 3-d32-c90 | 1201 kN | 0,2014 | 0,2376 | 0,1188 | 1,69          | 2,00   | 1,69          | 2,00   | 1,51            | 1,51   | 1,78            | 1,51   | 1,78 |
| 3-d32-c90 | 1363 kN | 0,2401 | 0,2672 | 0,1348 | 1,78          | 1,98   | 1,78          | 1,98   | 1,50            | 1,50   | 1,67            | 1,50   | 1,67 |
| 4-d32-c90 | 804 kN  | 0,1357 | 0,1488 | 0,0795 | 1,71          | 1,87   | 1,71          | 1,87   | 1,71            | 1,71   | 1,87            | 1,71   | 1,87 |
| 5-d20-c40 | 520 kN  | 0,1333 | 0,1482 | 0,1725 | 0,77          | 0,86   | 0,77          | 0,86   | 0,77            | 0,77   | 0,86            | 0,77   | 0,86 |
| 5-d20-c40 | 667 kN  | 0,1670 | 0,1917 | 0,2772 | 0,60          | 0,69   | 0,60          | 0,69   | 0,60            | 0,60   | 0,69            | 0,60   | 0,69 |
| 5-d20-c40 | 808 kN  | 0,2014 | 0,2172 | 0,3358 | 0,60          | 0,65   | 0,60          | 0,65   | 0,56            | 0,56   | 0,61            | 0,56   | 0,61 |
| 6-d20-c40 | 503 kN  | 0,1180 | 0,1269 | 0,1614 | 0,73          | 0,79   | 0,73          | 0,79   | 0,73            | 0,73   | 0,79            | 0,73   | 0,79 |
| 7-d32-c40 | 753 kN  | 0,0767 | 0,0785 | 0,0745 | 1,03          | 1,05   | 1,03          | 1,05   | 1,03            | 1,03   | 1,05            | 1,03   | 1,05 |
| 8-d32-c40 | 743 kN  | 0,0650 | 0,0677 | 0,0735 | 0,88          | 0,92   | 0,88          | 0,92   | 0,88            | 0,88   | 0,92            | 0,88   | 0,92 |
| 8-d32-c40 | 1012 kN | 0,0923 | 0,0989 | 0,1001 | 0,92          | 0,99   | 0,92          | 0,99   | 0,82            | 0,82   | 0,88            | 0,82   | 0,88 |



# Vedlegg B: Matlab-script

## B.1 Beregningsmodell for karakteristisk rissvidde

```
1 close all
2 clear all
3 clc
4
5
6 %% ----- DIMENSJONER -----
7
8 h=400;           % [mm]
9 b=400;           % [mm]
10 n=8;            % []      Antall armeringsjern
11 Es=200000;      % [MPa]    E-modul armeringstål
12 Ecm=27400;      % [MPa]    Målt E-modul, SINTEF
13 %Ac_eff=160000; % [mm^2]   Betongareal
14
15 %% ----- INPUT PARAMETRE -----
16 % STREKKFASTHET
17
18 f_ctm_1=4.860;   %Prisme 1,2,3,4
19 f_ctm_2=4.137;   %Prisme 5,6,7,8
20
21 fctm(1:9)=f_ctm_1; %Strekkfasthet fordelt for prøvestykkene
22 fctm(10:16)=f_ctm_2;
23 f_ctm=transpose(fctm);
```

```
24
25 % LANGTIDSLAST/KORTTIDSLAST
26
27 k_t_1=0.4;           % Langvarig lastpåkjenning
28 k_t_2=0.6;           % Kortvarig lastpåkjenning
29 % k_t=[k_t_1 k_t_2];
30
31 k_t=0.6;
32
33 B=k_t;
34
35 % KRAFT
36
37 F=[585
38     574
39     736
40     1003
41     805
42     1004
43     1201
44     1363
45     804
46     520
47     667
48     808
49     503
50     753
51     743
52     1012]*(10^3); % [N] Belastning kN
53
54 % LANGTIDSLAST/KORTTIDSLAST
55
56 c_40=40;           % [mm] Overdekning 40 mm
57 c_90=90;           % [mm] Overdekning 90 mm
58
59 c_tot=[40 90];     % Fordeling av ulik c
```



```
60 c_MOD(1:9)=c_90;
61 c_MOD(10:16)=c_40;
62 c=transpose(c_MOD);
63
64 % ARMERINGSDIAMETER
65 d_20=20; % [mm] Armeringsdiameter 20
66 d_32=32; % [mm] Armeringsdiameter 32
67
68 d_tot=[20 32];
69
70 d_MOD(1:4)=d_20; % Fordeling av armeringsdiameter
71 d_MOD(5:9)=d_32;
72 d_MOD(10:13)=d_20;
73 d_MOD(14:16)=d_32;
74 d=transpose(d_MOD);
75
76 % ANTATT EFFEKTIVT BETONGAREAL
77
78 A_c(1:16)=h*b;
79 A_c_transpose=transpose(A_c);
80
81 %% ----- EUROCODE 2 -----
82 % Intervall for diameter og fastheter
83 i_last=1:16; % Intervall for last
84
85 A_s=8*(pi/4)*(d.^2); % Armeringsareal
86 A_c_eff=A_c_transpose-A_s;
87
88 rho_p_eff=A_s./A_c_eff; % Armeringsforholdet mellom betong og armering
% i strekksonen
89 alpha_e=Es/Ecm; % Forholdet mellom E-modul i armering og
% betong
90
91 k1=0.8; % Stenger med god heft
92 k2=1.0; % 1.0 for rent strekk
93 k3=3.4; % Statisikkoeffisient, 2*1.7
```

```
94 k4=0.425; % 0.25 * 1.7 som kommer av statistikkleddet
95 % 1.7 multiplisert med 2 for heftlengde i
% begge retninger
96
97 f_ct_eff=f_ctm; % Enaksial strekktest
98 sigma_s=F./A_s; % [MPa] Spenning i armeringsstålet
99
100
101 S_r_max_EC2=k3*c+k1*k2*k4*(d./rho_p_eff); % Største rissavstand
102
103
104 % RELATIV GJENNOMSNITTSTØYNING
105 T_EC2_DIFF=(sigma_s-((k_t*(f_ct_eff./rho_p_eff)).*(1+alpha_e*rho_p_eff)))/Es;
106 T_EC2_NEDRE=0.6*(sigma_s/Es);
107
108 u1 = find(T_EC2_DIFF>=T_EC2_NEDRE);
109
110 T_EC2=T_EC2_NEDRE;
111
112 T_EC2(u1)=T_EC2_DIFF(u1);
113
114
115 Wk_EC2=S_r_max_EC2.*T_EC2; %Rissvidde
116
117 %% ----- MODEL CODE 2010 -----
118
119 %
120 k=1; % Empirisk konstant som betrakter
121 % overdekningens innvirkning
122
123 rho_s_ef=rho_p_eff; % Armeringsforhold
124
125 taubm(1:9)=1.8*f_ctm_1;
126 taubm(10:16)=1.8*f_ctm_2;
127 tau_bm_MC=transpose(taubm); % Proporsjonal til f_ctm og kan
128 % generelt beskrives som 1.8*fctm.
```

```
129
130 % OVERFØRINGSLENGDEN
131 l_s_max=k.*c+((1/4).*(f_ctm./tau_bm_MC).*(d./rho_s_ef));
132
133 % TØYNINGER
134 eps_sh=0; % Svinntøyning:
135 eta_r=0; % 0 eller 1 -
136 % koeffisient for svinntøyning
137
138 % Største stålspenning i et riss når et stabilt rissmønster er dannet
139 sigma_sr_MC=(f_ctm./rho_s_ef).*(1+alpha_e.*rho_s_ef);
140
141 T_MC_DIFF=((sigma_s-B.*sigma_sr_MC)./Es)-eta_r*eps_sh; %Forskjell
142
143 T_MC_NEDRE=(sigma_sr_MC./Es)*(1-B);
144
145 u2 = find(T_MC_DIFF>=T_MC_NEDRE);
146
147 T_MC=T_MC_NEDRE;
148
149 T_MC(u2)=T_MC_DIFF(u2);
150
151 S_r_max_MC=2.*l_s_max; % Maksimal rissavstand
152 Wk_MC=2.*l_s_max.*T_MC; % Karakteristisk rissvidde
153
154
155 %% ----- EC2/DIN 1045-1:2008-08 -----
156
157 % Overføringslengde
158 k=1; % Empirisk konstant som
159 % betrakter overdekningens innvirkning
160
161 rho_eff=rho_s_ef; % Armeringsforhold
162 d_s=d;
163
164 tau_bm_DIN=tau_bm_MC; % DIN har tilpasset seg MCs
```

```
165             % gjennomsnittlige heftspenning
166
167 S_r_max_DIN_NEDRE=d_s./(3.6*rho_eff);
168 S_r_max_DIN_OVRE=(sigma_s.*d_s)/(3.6*f_ct_eff);
169
170 u3 = find(S_r_max_DIN_NEDRE>=S_r_max_DIN_OVRE);
171
172 S_r_max_DIN=S_r_max_DIN_NEDRE;
173
174 S_r_max_DIN(u3)=S_r_max_DIN_OVRE(u3);
175
176 % Største stålspenning i et riss når et stabilt rissmønster er dannet
177 sigma_sr=(f_ctm./rho_eff).*(1+alpha_e*rho_eff);
178
179 T_DIN_DIFF=((sigma_s-k_t.*sigma_sr)/Es);
180 T_DIN_NEDRE=0.6*(sigma_s/Es);
181
182 u4 = find(T_DIN_DIFF>=T_DIN_NEDRE);
183
184 T_DIN=T_DIN_NEDRE;
185
186 T_DIN(u4)=T_DIN_DIFF(u4);
187
188
189 Wk_DIN=S_r_max_DIN.*T_DIN;
```

## B.2 Modifisering av last-deformasjonskurver

Modellen forutsetter at rådataen fra lastcellen er lastet inn i Matlab-arket. Som eksempel er regnearket for den foretatte idealiseringen på prøvestykke vedlagt. Modellen avhenger at en optimal maksimal og minimum last blir valgt for det tilnærmede lineære lastforløpet som forestiller betongens stadium 1.

```
1  %-----MODIFISERT LASTFORLØP FOR PRØVESTYKKE 1-----%
2
3  clear all;
4  close all;
5  clc
6
7  %-----Innhenting av data-----
8
9  load('LastForskyvning1')           % Henter LF-data fra lastcelle
10 LF=LastForskyvning1;
11 Last=LF(:,1);                       % Definerer lastvektor
12 Deformasjoner=-LF(:,2);             % Definerer forskyvningsvektor
13
14
15 %-----Betong i stadium 1-----
16
17 E_s=200000;                          % Teoretisk E-modul for betong
18 E_c=27400;                            % Teoretisk E-modul for stål
19
20 A_c=160000;                           % Betongareal
21 A_s_d20=8*0.25*20^2*pi;              % Stålareal
22
23 l_s=2940;                             % Lengde stål
24 l=3000;                               % Lengde betongprøvestykke
25
26 A_t=A_c+((E_s/E_c)-1)*A_s_d20;        % Betong for stadium 1
27
```

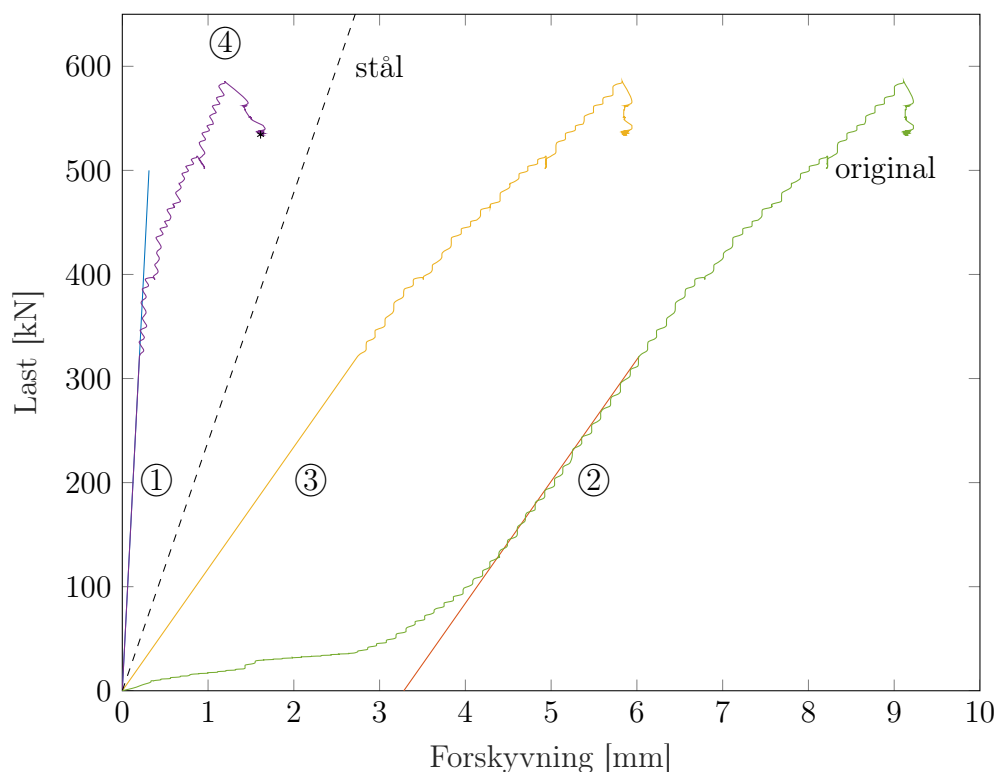
```
28 P_c=[0 500]; % Plot av betong i stadium 1
29 D_c=[0 (P_c(1,2)*1000*1/(A_t*E_c))];
30 % plot(D_c,P_c)
31 hold on
32
33 %----- LINEÆR REGERESJON -----
34
35 num_topp = 320; % Valg av maks. last i stadium 1
36 n_topp=sum(Last < num_topp);
37 num_bunn = 190; % Valg av min. last i stadium 1
38 n_bunn=sum(Last < num_bunn);
39
40
41 %-----
42 i_inndelt=n_bunn+1:n_topp+1; % Deformasjon- og lastintervall for
43 % stadium 1, avhengig av num_topp
44 % og num_bunn
45
46 Deformasjoner_inndelt=-LF(i_inndelt,2);
47 Last_inndelt=LF(i_inndelt,1);
48
49
50 x_MEAN=mean(Deformasjoner_inndelt); % En minste kvadraters metode er
51 y_MEAN=mean(Last_inndelt); % anvendt for å hente ut stivhet
52 % til lastcellen
53
54
55 b = sum((Deformasjoner_inndelt-x_MEAN).*1000.*(Last_inndelt-y_MEAN))...
56 /sum((Deformasjoner_inndelt-x_MEAN).^2);
57 k_CELLE=b; % Gjennomsnittlig stivhet
58
59 % Teoretisk stivhet for betong i stadium 1:
60 k_TEORI=(P_c(1,2) - P_c(1,1))*1000 ./ (D_c(1,2) - D_c(1,1));
61
62
63 % Differanse i stivhet mellom gjennomsnittlig stivhet i lastcelle og
```

```
64 % teoretisk stivhet:
65 K_FEIL=(1/k_CELLE)-(1/k_TEORI);
66
67 D_MOD=Deformasjoner-K_FEIL*Last*1000; % Korreksjon/maskinfeil
68
69
70 % Erstatte respons i stadium 1 med gjennomsnittlig stivhet:
71 P_LINE=[0 Last(n_topp+1)];
72 D_LINE=[(Deformasjoner(n_topp+1)-Last(n_topp+1)/(k_CELLE)*1000)...
73         Deformasjoner(n_topp+1)];
74
75
76 n_max=size(Last,1); % Avgrenser global respons
77 % fra num_topp til siste lasttrinn
78 i_CUT=(n_topp+1):n_max;
79 Last_TOPP=Last(i_CUT);
80 Deformasjoner_TOPP=Deformasjoner(i_CUT);
81
82
83 % Slår sammen respons ved gjennomsnittlig stivet og avgrensningen for global
84 % respons:
85 Deformasjoner_MERGED=[transpose(D_LINE); Deformasjoner_TOPP];
86 Last_MERGED=[transpose(P_LINE); Last_TOPP];
87
88
89 % Valg av deformasjon ved høyest last fra lastcelle:
90 num_MAX = 9.05;
91 m_MAX=sum(Deformasjoner_MERGED < num_MAX);
92 i_max=1:m_MAX;
93 Last_FINE=Last_MERGED(i_max);
94 Deformasjoner_FINE=Deformasjoner_MERGED(i_max);
95
96
97 % Parallellforsyver av respons til origo:
98 Deformasjoner_MOVED=[Deformasjoner_FINE-min(D_LINE)];
99
```

```
100
101 % Idealiseringen er gjennomført:
102 Last_MOD=Last_FINE;
103 Deformasjoner_MOD=(Deformasjoner_MOVED-K_FEIL*Last_MOD*1000);
104
105
106 %-----Stål alene-----
107
108 P_s_max=500*A_s_d20/1000; %Plot av stål ved flytgrense
109 P_s=[0 P_s_max P_s_max];
110 D_s=[0 (P_s(1,2)*1000*l_s/(A_s_d20*E_s)) 20];
111 plot(D_s,P_s,'--k')
112
113
114 %-----Presentasjon-----
115
116 plot(Deformasjoner_MOD,Last_MOD)
117 legend('Stål','Prisme 1')
118 xlabel('Deformasjoner [mm]')
119 ylabel('Last [kN]')
120 axis([0 20 0 1750])
121
122 n_max_cross=size(Last_MOD,1);
123 plot(Deformasjoner_MOD(n_max_cross),Last_MOD(n_max_cross)...
124      , 'k*', 'MarkerSize', 3)
```



## B.2.1 Idealisering av last-deformasjonskurvene



Figur B.1: Modifisering av last-deformasjonskurve fra langslagsmaskinen vist gjennom punkt ①-④ ved hjelp av teoretisk stivhet for armert betong i stadium 1. Metoden er illustrert med måledata fra prøvestykke 5.

For at last-deformasjonskurve til hvert prøvestykke kan tolkes opp mot det teoretiske grunnlaget figur 2.7 illustrerer, er det foretatt en modifisering av prøvenes lastforløp. Metoden innebærer å identifisere den tilnærmede lineære responsen fra langslagsmaskinen og knytte den opp mot den teoretiske stivheten til prøvestykkene. Som en forutsetning av at prøvestykkene fysisk oppfører seg lineært i stadium 1, er den faktiske stivheten, målt av LVDT-ene, sammenlignet opp mot den teoretiske stivheten til prøvestykke 5, se figur B.1 ved ①. Den lineære stivheten til lastcellen er bestemt ut ifra en beregnet regresjonslinje som er basert på måledataene fra det tilnærmede lineære utviklingen i lastforløpet. Regresjonslinjen er beregnet fra et minste kvadraters prinsipp:

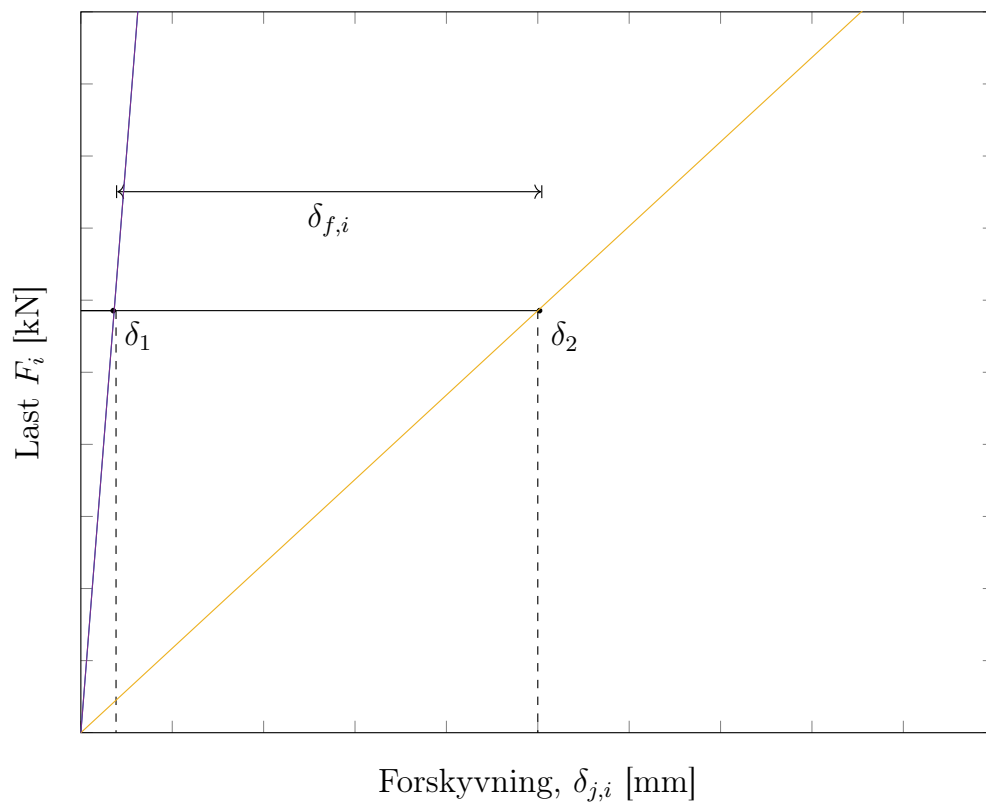
$$k_{\textcircled{2}} = \frac{\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sum(x - \bar{x})^2} \quad (\text{B.1})$$

x- og y-koordinatene representerer målepunktene til henholdsvis deformasjonene og lasten. Regresjonslinjen erstatter så last-deformasjonskurven frem til det ikke-lineære forløpet til lastcellen, se ②. For å plassere kurven i origo er det foretatt en parallellforskyvning av alle x-koordinater fra lastcellen, se ③.

Maskinfeilen  $\delta_{f,i}$  er definert som forskjellen mellom de faktiske deformasjonene og de teoretiske deformasjonene ved alle lasttrinn  $F_i$ . Alle måleverdier som representerer deformasjonen til lastcellen blir justert av maskinfeilen som følger:

$$\delta_{\textcircled{4}} = \delta_{\textcircled{2}} - \delta_{f,i} = \delta_{\textcircled{2}} - K_f \cdot F_i = \delta_{\textcircled{2}} - \left( \frac{1}{k_{\textcircled{2}}} - \frac{1}{k_{\textcircled{1}}} \right) \cdot F_i \quad (\text{B.2})$$

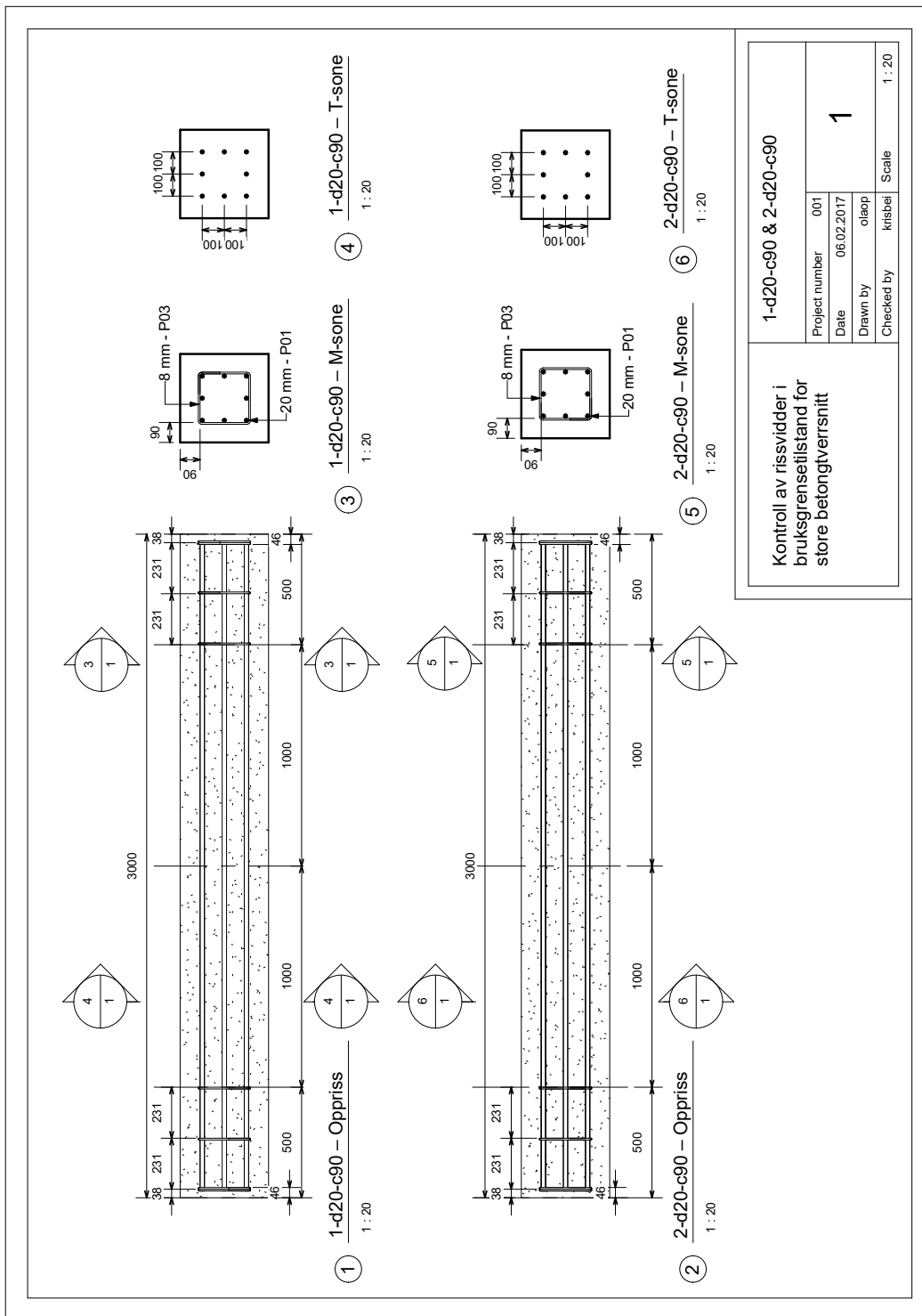
Metodikken baseres i at betongen oppfører seg lineært i stadium 1 før opprissing som vist i figur B.1 ved ③, for ikke å glemme at maskinfeilen, rettere sagt korreksjonen, antas å være lineær med lasten. Dette antas dessuten å være gjeldende for det ikke-lineære forløpet til lastcellen etterhvert som rissene dannes. Disse forenklingene har vist seg å være akseptable da prøvestykkene utsettes for en kortidslast og LVDT-ene produserer et forløp tilsvarende det teoretiske [7]. Poenget med modifikasjonen av last-forskyvningskurvene er at de idealiserte kurvene kan presentere en mer korrekt oppførsel til betongen. Kurvene vil kunne beskrive hvor stor betydning tension stiffening-effekten har for rissutviklingen, da effekten er et vesentlig ledd i oppbyggingen av den relative tøyningdifferansen til armeringen og betongen.

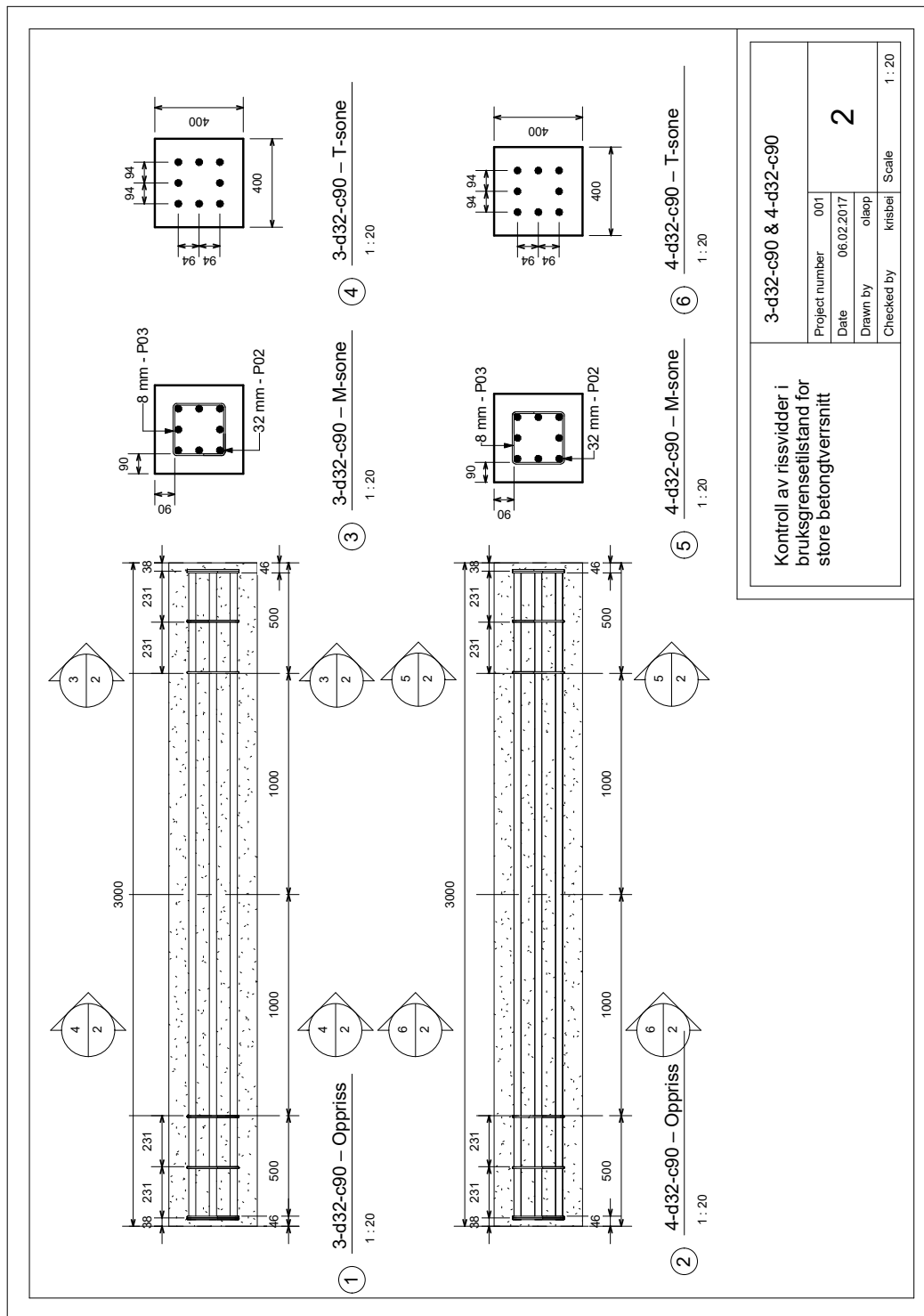


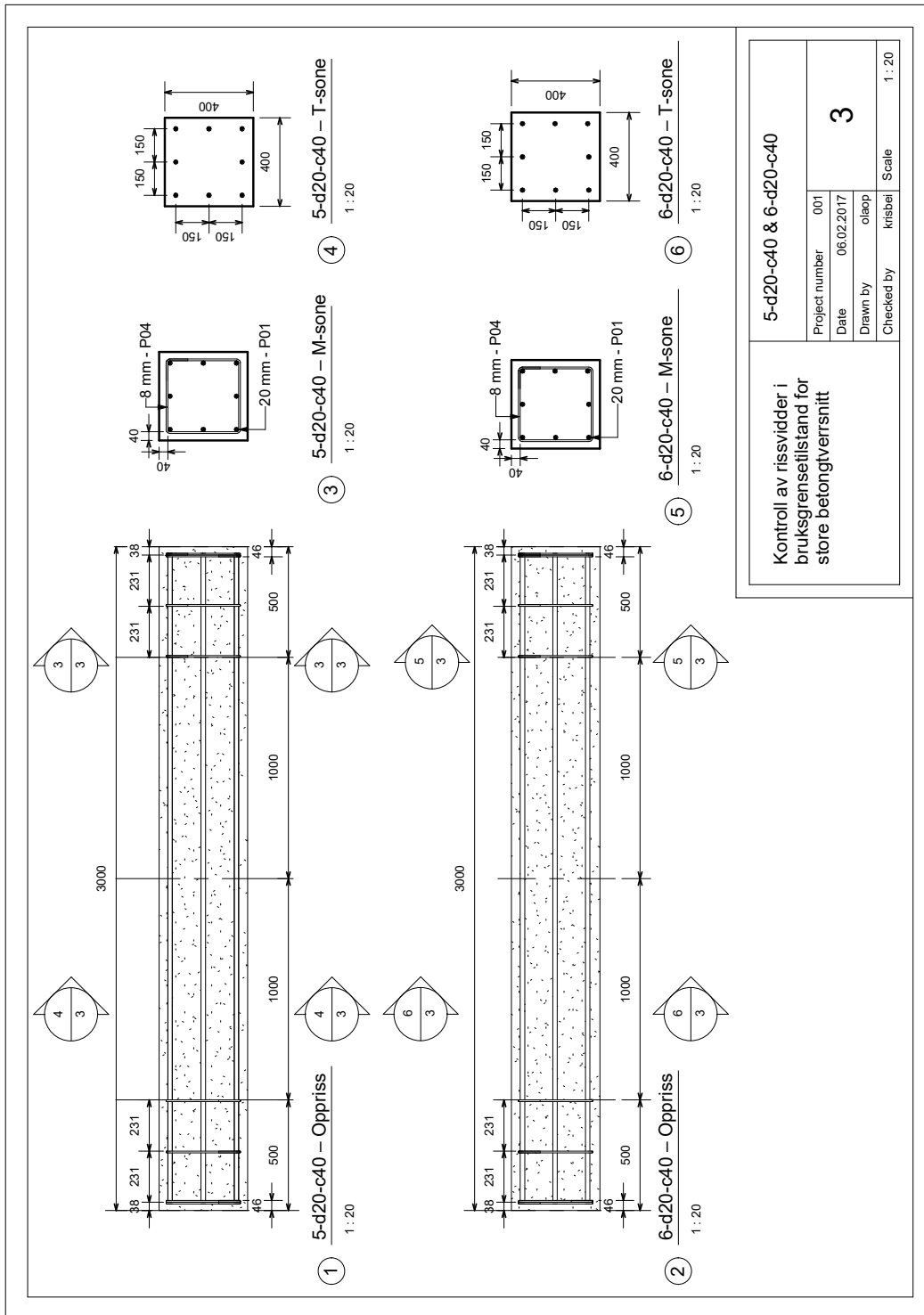
Figur B.2:  $\delta_{f,i}$  relatert til den fysiske deformasjonen og den teoretiske. Maskinfeilen er gjeldende for det lineære forløpet, samt det ikke-lineære, til lastcellen.

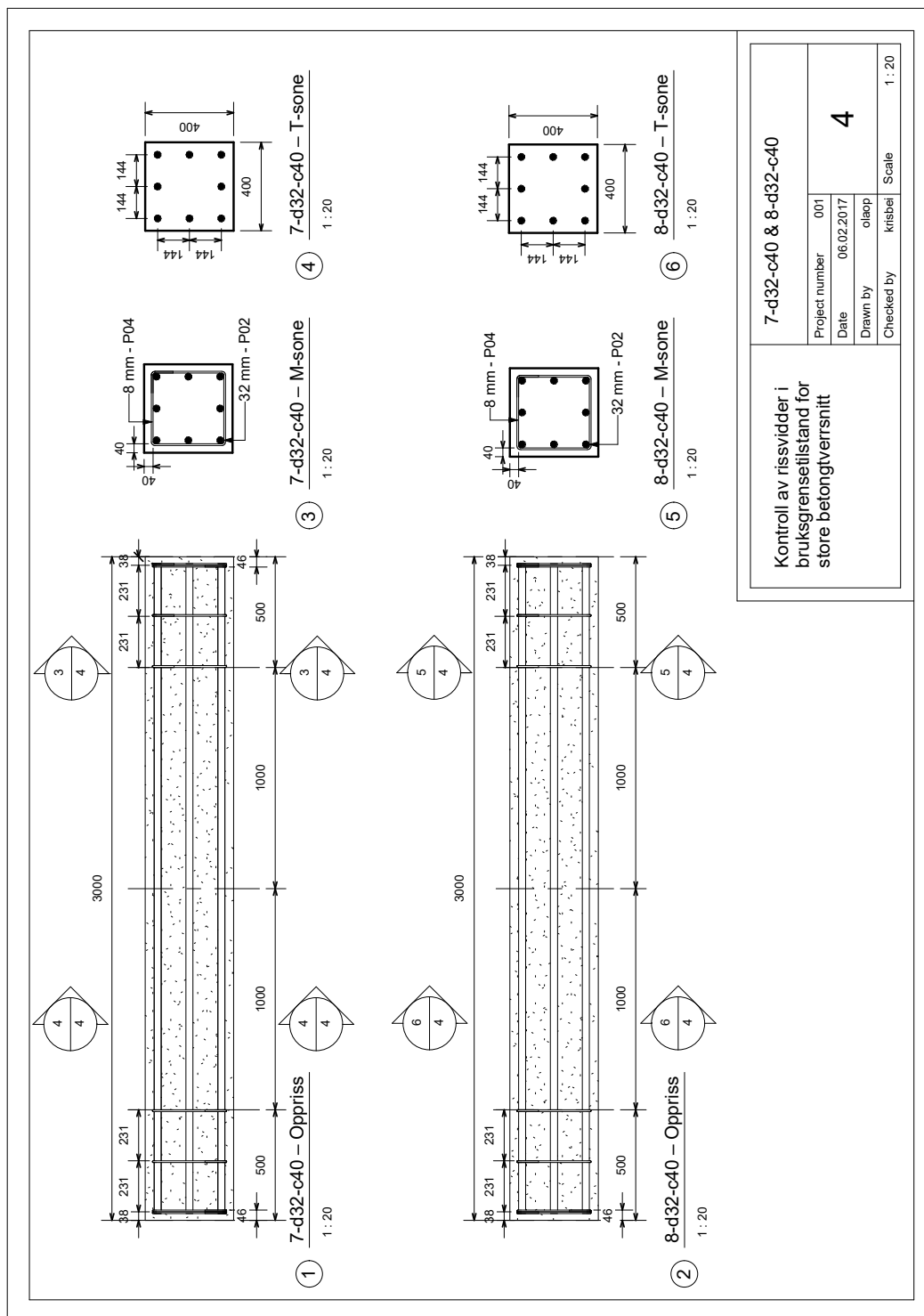
Vedlegg C: Arbeidstegninger  
for fremstilling  
av prøvestykker

# C.1 Arbeidstegninger for prøvestykker













|   |         |                       |            |
|---|---------|-----------------------|------------|
| Kontroll av rissvidder i<br>bruksgrenseflastand for<br>store betongtvernsnitt |         | 7-d32-c40 & 8-d32-c40 |            |
|   |         | Project number        | 001        |
|   |         | Date                  | 06.02.2017 |
|   |         | Drawn by              | olaep      |
| Checked by  | krisbel | Scale                 | 1 : 20     |



## C.2 Bøyeliste

| Bøyeliste over nødvendig armering til prøvestykker |          |          |            |        |  |         |        |        |        |
|--|----------|----------|------------|--------|--|---------|--------|--------|--------|
| Pos. nr  | Diameter | Formkode | Kapplengde | Antall | Form   | A       | B      | C      | D      |
| P01  | 20 mm    | 00       | 2940 mm    | 32     |  | 2940 mm | 0 mm   | 0 mm   | 0 mm   |
| P02  | 32 mm    | 00       | 2940 mm    | 32     |  | 2940 mm | 0 mm   | 0 mm   | 0 mm   |
| P03  | 8 mm     | 51       | 1070 mm    | 32     |  | 240 mm  | 240 mm | 100 mm | 100 mm |
| P04  | 8 mm     | 51       | 1470 mm    | 32     |  | 340 mm  | 340 mm | 100 mm | 100 mm |

128

| Bøyeliste      |            |
|----------------|------------|
| Project number | 001        |
| Date           | 06.02.2017 |
| Drawn by       | olaep      |
| Checked by     | krisbel    |
| Scale          | 5          |

Kontroll av rissvidder i bruksgrenseflastand for store betongtverrsnitt

# Vedlegg D: Dokumentasjon for materialelegenskaper

# D.1 Betongresept

NorBetong A/S avd. Heggstadmyra

Heggstadmyra 6  
7030 HANDEL

Tel.: 815 11 202

W.: www.norbetong.no E.: avdel\_nor@norbetong.no

Resept: 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1



HEIDELBERGCEMENT Group

## Resept opplysninger

Resept : 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1  
 Opprettet av : Dato : 17-09-2003  
 Rettet af : blander Dato : 13-01-2016 14:54:40  
 Status : Aktiv  
 Resepttype : Fast verdi  
 Standard : NS206  
 Konsistenstype : Synkmål  
 Familie : 01 STD FA Familie nr: STD FA

## Resept opplysninger

Tilslagsspec. : 142 ~ SV40 25%red.dm16.ANLEGG  
 Bindemiddel spec. : 131 ~ Std FA /Anl Fa 55/45 SV40  
 Vannspec. : 7 ~ Slamvann 70%  
 Kjemispec. : 143 ~ Rescon SR-N 1%  
 Fiberspec. : ~  
 GrundRct. : ~  
 VC spec.nr. :  
 V/C-Forhold : 0,400  
 Eksponeringsklasse : X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XD1, XS1, XA1, XA2, XA4, XD2, XD3, XS2, XS3, XA3  
 Bestandighetsklasse : M40  
 Ameringstål : Ingen valgt  
 Kloridklasse : CL 0,10  
 Kontrollklasse : Ingen valgt  
 Modenhetsminutter :  
 Klassifikasjon : Designet  
 Fasthetsklasse : B45 Tilstræ. : 60

## Resept opplysninger

Min. sement innhold : Kg Max : Kg  
 Min. filler innhold : Kg Max : Kg  
 Synkmålsinterval : 30 - 240  
 Bruk tilstrebt synkmål : Nei :  
 Betongtype : B45 M40  
 Sand kvalitet : Stein :  
 Anvendelse 1 :  
 Anvendelse 2 :  
 Ekstra Spesifikasjoner :  
 Sertifiseringsorgan :  
 Uttak prøve : Nei Dato : 01-01-1900  
 Prøvehypighet : 100,0  
 Uttak prøve bemerkninger :  
 Prod. pris :  
 Forprøve gruppenr. : Ingen valgt Salgs :  
 Foræld. :

## Blanderdata

| Blander navn  | Blandetid | Tømmetid | Deltatid | Blander korr. |
|---------------|-----------|----------|----------|---------------|
| 1 (Blander 1) | 90,00     | 15,00    | 0,00     | 0,40          |

## Vekt forsinkelse

| Blander: Blander 1 |         |        |      |           |           |        |          |
|--------------------|---------|--------|------|-----------|-----------|--------|----------|
| Vækt:              | Tilslag | Sement | Vann | Tilset. 1 | Tilset. 2 | Sliika | Slamvann |
| Sek:               | 0       | 2      | 5    | 8         | 9         | 10     | 3        |

## Resept Synkmål:

|                |        |        |        |        |        |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Install:       | 80     | 120    | 150    | 180    | 200    |
| VannBehov:     | 160,00 | 164,00 | 166,00 | 171,00 | 175,00 |
| Luftinnhold %: | 2,00   | 2,00   | 2,00   | 2,00   | 2,00   |

NorBetong A/S avd. Heggstadmyra  
Heggstadmyra 3  
7080 Heimdal

Resept: 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1

Tel.: 015 11 302  
W...: www.norbetong.no - E...: svern.nor@norbetong.no

**NORBETONG**  
HEIDELBERGCEMENT Group

**Proporsjonering**

Synkmål : 200  
Luft : 2,0  
Ekv. sement : 437,500  
Samlet vannbehov : 175,000

| Materialer          | Kilo/m <sup>3</sup> VOT | Vanninnhold | Kilo/m <sup>3</sup> | Pris/Kg | Pris/m <sup>3</sup> |
|---------------------|-------------------------|-------------|---------------------|---------|---------------------|
| RAMLO 8-16          | 756,396                 | 0,00        | 756,396             |         |                     |
| RAMLO 0-8           | 1027,164                | 0,00        | 1027,164            |         |                     |
| Norcem Standard FA  | 220,874                 | 0,00        | 220,874             |         |                     |
| Silica              | 12,743                  | 0,00        | 12,743              |         |                     |
| Norcem Anlegg FA    | 191,141                 | 0,00        | 191,141             |         |                     |
| Kaldt vann          | 48,741                  | 100,00      | 48,741              |         |                     |
| Slamvann            | 122,500                 | 84,24       | 145,423             |         |                     |
| Varmt vann          | 0,000                   | 100,00      | 0,000               |         |                     |
| Rescon Dynamon SR-N | 4,248                   | 80,50       | 4,248               |         |                     |
| Mapetard R          | 0,425                   | 80,00       | 0,425               |         |                     |
|                     | 2384,231                |             | 2407,154            |         |                     |

Proporsjoneringsfeil: Beregnet m<sup>3</sup> forskjellig fra ønsket m<sup>3</sup>, korriger evt. med returbeton!  
Proporsjoneringsfeil: Tørstofmengde overskredet i forhold til tilslag (1,29% > 1,00%)

**NS206**

|                                 | Resultat | Krav    | Ok |                   |   |
|---------------------------------|----------|---------|----|-------------------|---|
| Max. VC-Forhold                 | 0,400    | 0,403   | ✓  | 0,379 - 0,403     | ✓ |
| Sementinnhold Cmin              | 437,500  | 330,000 | ✓  | 330,000 - 349,800 | ✓ |
| Max. Klorid/bindemiddel innhold | 0,072    | 0,100   | ✓  | 0,094 - 0,100     | ✓ |
| Min. fillerinnhold:             | 0,000    | -       |    | -                 |   |
| Max. flyveaske/sement forhold:  | 0,170    | 0,350   | ✓  | 0,329 - 0,350     | ✓ |
| Max. silika/sement forhold:     | 0,030    | 0,110   | ✓  | 0,103 - 0,110     | ✓ |
| Max. Ekvivalent alkaliforhold:  | 0,000    | -       |    | -                 |   |
| Samlet vurdering                |          |         | ✓  |                   |   |

## NorBetong A/S avd. Heggstadmyra

Heggstadmyra  
7080 Heimdal

Tel.: 815 11 202

W.: www.norbetong.no e: sven.nisga@norbetong.no

Resept: 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1

**NORBETONG**  
HEIDELBERGCEMENT Group

## Blanket

Resept nr. : 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1  
 Familie : 01 STD FA  
 Anvendelse 1 :  
 Anvendelse 2 :

## Klassifikasjon

Bestandighetsklasse : M40 Eksponeringsklasse : X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XD1, XS1,  
 : XA1, XA2, XA4, XD2, XD3, XS2, XS3,  
 : XA3  
 Fasthetsklasse : B45 Tilstræbt kons. : 0  
 Kontrollklasse : Ingen valgt Ekstra Spesifikasjoner :  
 Max. Steinstørrelse : 16 Sertifiseringsorgan :

## Materiale sammensetning

| Forkortelse                         | Materiale           | Densitet<br>Kg/m <sup>3</sup> | Mengde<br>Kg/m <sup>3</sup> | Volum<br>Liter m <sup>3</sup> | Dekl.dato  |
|-------------------------------------|---------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|------------|
| RAMLO 8-16                          | RAMLO 8-16          | 2690,000                      | 756,396                     | 281,188                       | 01-01-1900 |
| RAMLO 08                            | RAMLO 0-8           | 2700,000                      | 1027,164                    | 380,431                       | 01-01-1900 |
| STD FA                              | Norcem Standard FA  | 3000,000                      | 220,874                     | 73,625                        | 01-01-1900 |
| Silica                              | Silica              | 2200,000                      | 12,743                      | 5,792                         | 01-01-1900 |
| Anl FA                              | Norcem Anlegg FA    | 3020,000                      | 191,141                     | 63,292                        | 01-01-1900 |
| Kvann                               | Kaldt vann          | 1000,000                      | 48,741                      | 48,741                        | 01-01-1900 |
| Slamvann                            | Slamvann            | 1090,000                      | 122,500                     | 112,385                       | 01-01-1900 |
| Vvann                               | Varmt vann          | 1000,000                      | 0,000                       | 0,000                         | 01-01-1900 |
| SR-N                                | Rescon Dynamon SR-N | 1050,000                      | 4,248                       | 4,045                         | 17-09-2008 |
| RETARDER                            | Mapetard R          | 1100,000                      | 0,425                       | 0,386                         | 30-11-2009 |
| Tilstræbt luft i betong (2,0 Voi %) |                     |                               |                             | 20,000                        |            |
|                                     |                     |                               | 2384,231                    | 989,885                       |            |

| Sand                       | RAMLO 08 | Stein                               | RAMLO 8-16 |
|----------------------------|----------|-------------------------------------|------------|
| Materialeklasse            |          | Materialeklasse                     |            |
| Humus                      |          | Lette korn < 2200 kg/m <sup>3</sup> |            |
| Kjemisk svind M/kg         |          | Lette korn < 2400 kg/m <sup>3</sup> |            |
| Innhold av reaktive korn   |          | Lette korn < 2500 kg/m <sup>3</sup> |            |
| Mørtelekspansjon % Uge     |          | Kritisk absorbtion av 10 Pct.       |            |
| Acc. mørtelekspansjon % Ug |          | Acc. mørtelekspansjon % Ug          |            |
| Absorbtsjon %              | 0,80     | Absorbtsjon %                       | 0,60       |

| Andre tilsetninger | Tilsetningsstoffer | SR-N  | RETARDER |
|--------------------|--------------------|-------|----------|
| Tørstofinnhold %   | Tørstofinnhold %   | 19,50 | 20,00    |

| Fibre          | Vann             | Kvann | Slamvann |
|----------------|------------------|-------|----------|
| Type           | Materialeklasse  |       |          |
| Fiber tversnit | Tørstofinnhold % | 0,00  | 15,76    |
| Fiber lengde   |                  |       |          |

| Klorid/Alkali regnskab<br>Innhold av delmaterialer | Kloridberegning   |       | Alkaliberegning   |            |
|--|-------------------|-------|-------------------|------------|
|  | Kg/m <sup>3</sup> | % cl  | Kg/m <sup>3</sup> | % Ekv. Alk |
| RAMLO 8-16   | 756,396           | 0,000 | 0,000             |            |
| RAMLO 0-8  | 1027,164          | 0,000 | 0,000             |            |
| Norcem Standard FA                                 | 220,874           | 0,070 | 0,155             | 1,500      |
| Silica   | 12,743            | 0,000 | 0,000             | 1,000      |
| Norcem Anlegg FA                                   | 191,141           | 0,080 | 0,153             | 0,600      |
| Kaldt vann   | 48,741            | 0,000 | 0,000             | 0,000      |
| Slamvann   | 122,500           | 0,000 | 0,000             | 0,000      |
| Varmt vann   | 0,000             | 0,000 | 0,000             | 0,000      |
| Rescon Dynamon SR-N                                | 4,248             | 0,001 | 0,000             | 1,120      |
| Mapetard R   | 0,425             | 0,050 | 0,000             | 3,500      |
| Total  |                   |       | 0,308             | 4,650      |

NorBetong A/S avd. Heggstadmyra  
 Heggstadmyra 12  
 7080 Heimdal

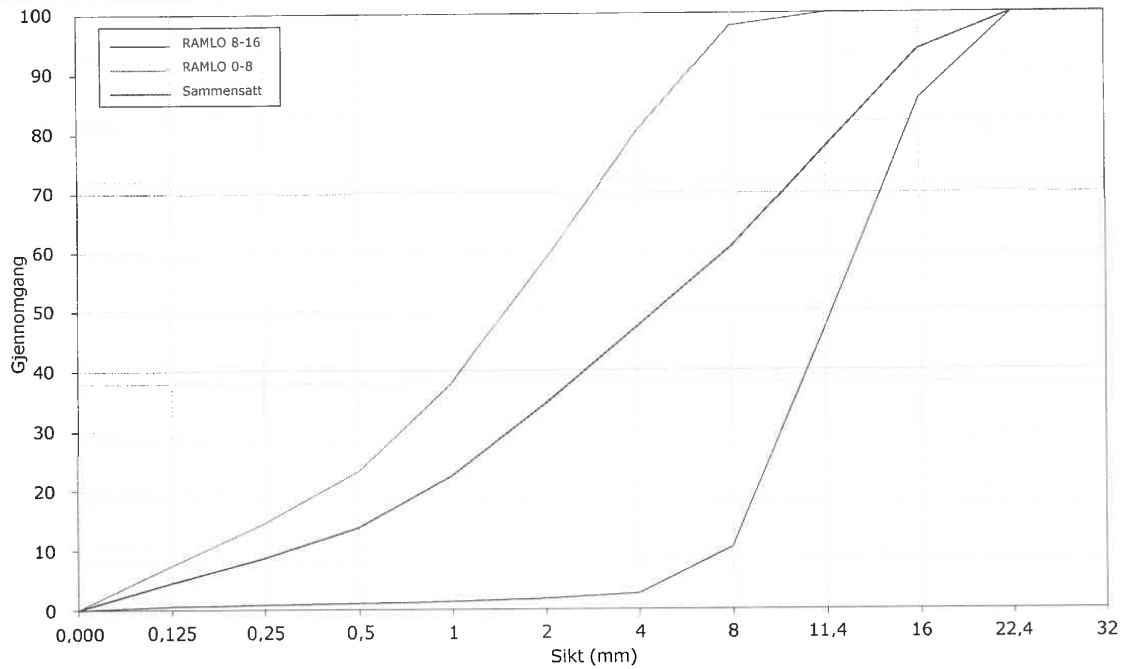
Resept: 453200 ~ B45 M40 D16 25%RED.FA CI 0,1

Tel.: 815 11 302  
 W.: www.norbetong.no - e.: svaren.naja@norbetong.no

**NORBETONG**  
 HEIDELBERGCEMENT Group

| Kornkurver, gjennomgang i % |            |          |          |
|-----------------------------|------------|----------|----------|
|                             | RAMLO 8-16 | RAMLO 08 | Total    |
| Mengde, Kg                  | 756,396    | 1027,164 | 1783,560 |
| Vol.-%                      | 42,500     | 57,500   | 100,000  |
| Sikt, mm                    |            |          |          |
| 32,000                      | 100,000    | 100,000  | 100,000  |
| 22,400                      | 100,000    | 100,000  | 100,000  |
| 16,000                      | 85,772     | 100,000  | 93,953   |
| 11,400                      | 47,440     | 100,000  | 77,662   |
| 8,000                       | 10,371     | 97,907   | 60,704   |
| 4,000                       | 2,660      | 80,381   | 47,350   |
| 2,000                       | 1,849      | 58,438   | 34,387   |
| 1,000                       | 1,348      | 37,867   | 22,346   |
| 0,500                       | 1,052      | 23,133   | 13,749   |
| 0,250                       | 0,852      | 14,503   | 8,701    |
| 0,125                       | 0,601      | 7,447    | 4,538    |
| 0,000                       | 0,000      | 0,000    | 0,000    |

Siktekurve



## D.2 E-modul ved trykkprøving

SINTEF Byggeforsk, Betong- og natursteinslaboratoriet



## NS 3676 E-MODUL VED TRYKKPRØVING

Oppdragsgiver: NTNU, DACS WP 1.2      Prosjektnr. \_\_\_\_\_

Reg.nr. vekt: B-181      Journalnummer: A-4882

| Prøve nr.  | Høyde etter planslip<br>mm | Diam.<br>mm | Trykkflate<br>mm <sup>2</sup> | Vekt i vann |      | Vekt i luft<br>g | Volum<br>dm <sup>3</sup> | Romdensitet<br>kg/m <sup>3</sup> | Bruddlast<br>kN | E <sub>0</sub><br>GPa | E <sub>c</sub><br>GPa | Trykkfasthet<br>MPa | Høyde/diameterforhold | Omregn.-faktor | Omregn.-trykkfasthet<br>MPa |
|--|----------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|------|------------------|--------------------------|----------------------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|----------------|-----------------------------|
|  |                            |             |                               | g           | g    |                  |                          |                                  |                 |                       |                       |                     |                       |                |                             |
| 1.   | 208                        | 103         | 8328                          | 2427        | 4157 | 1,730            | 2,403                    | 565,2                            | 26,34           | 27,31                 |                       |                     |                       |                |                             |
| 2.   | 208                        | 104         | 8491                          | 2486        | 4235 | 1,749            | 2,421                    | 592,8                            | 26,41           | 27,23                 |                       |                     |                       |                |                             |
| 3.   | 208                        | 104         | —                             | 2483        | 4239 | 1,756            | 2,414                    | 576,0                            | 26,78           | 27,57                 |                       |                     |                       |                |                             |
| Ekstern prøve fra nr. 1 for å sjekke forstøtning |                            |             |                               |             |      |                  |                          |                                  |                 |                       |                       |                     |                       |                |                             |
| 1 <sup>a</sup>                                   | 127                        | 101         | 8008                          | 1442        | 2462 | 1,026            | 2,414                    | 549,6                            |                 |                       |                       |                     |                       |                |                             |

Prøvene ble lagt i vann: 22/5-17      Dato/sign: 24/5-17 E.F.

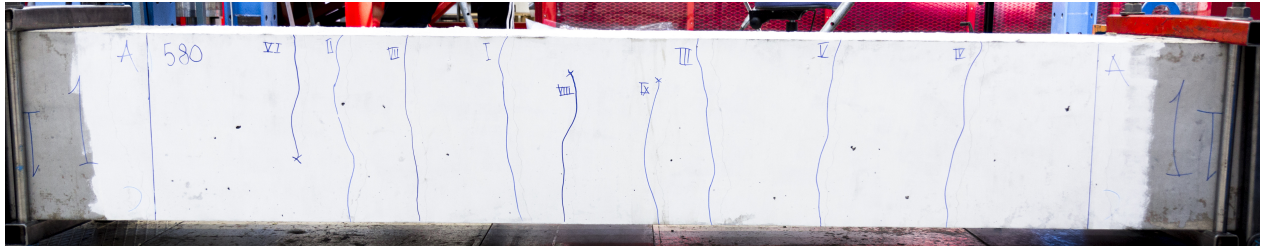
Trykkprøvd den 24/5-17 i Form Test B-62 ved innstilling 2000 kN      Dato/sign daglig lab.leder: \_\_\_\_\_

Kommentarer:

Rev. 2015-05-15 GK

922 E-modul iht NS 3676 Form-Test (sjema 829)

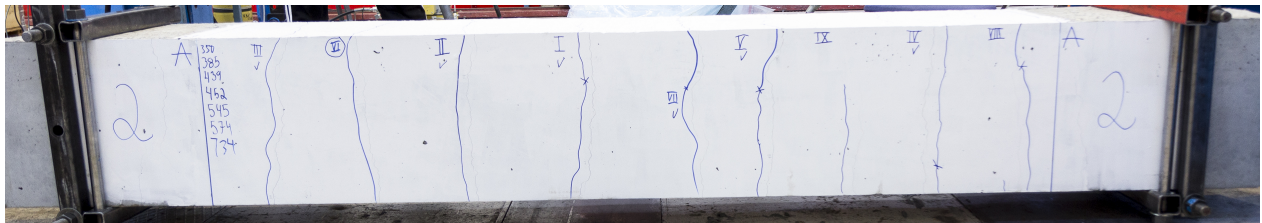
# Vedlegg E: Rissmønster til prøvestykkene



Figur E.1: Rissmønster for prisme 1- $\phi$ 20-c90 for last 585 kN



Figur E.2: Rissmønster for prisme 2- $\phi$ 20-c90 for last 574 kN

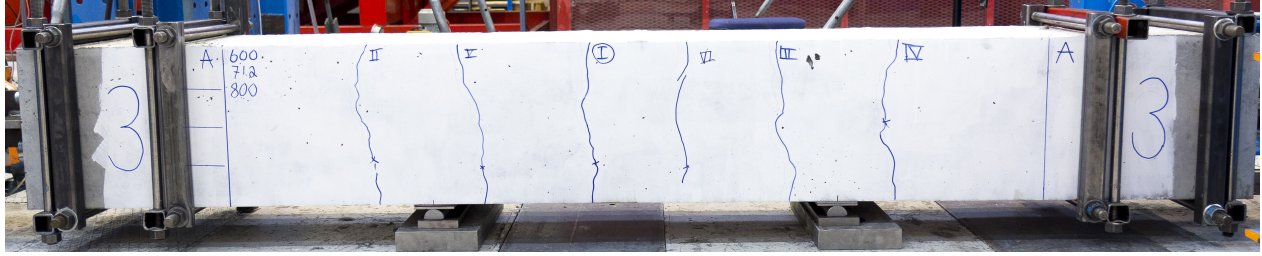


Figur E.3: Rissmønster for prisme 2- $\phi$ 20-c90 for last 736 kN

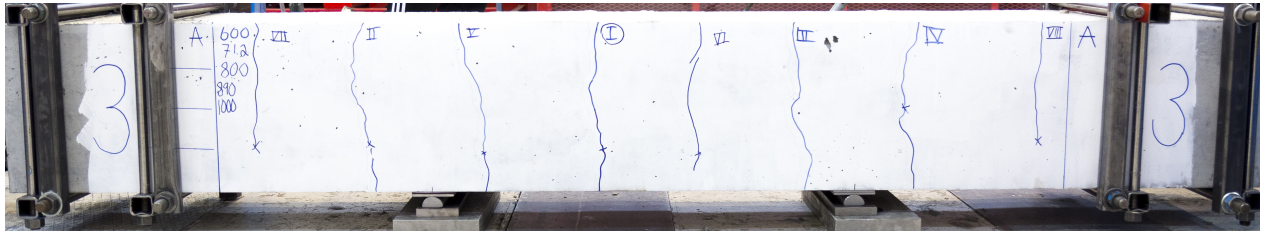


Figur E.4: Rissmønster for prisme 2- $\phi$ 20-c90 for last 1003 kN

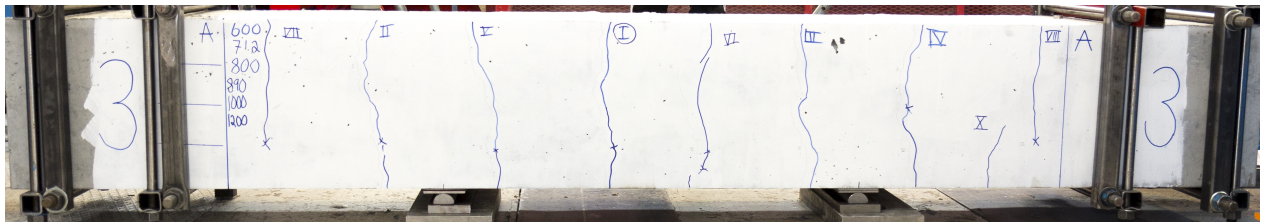




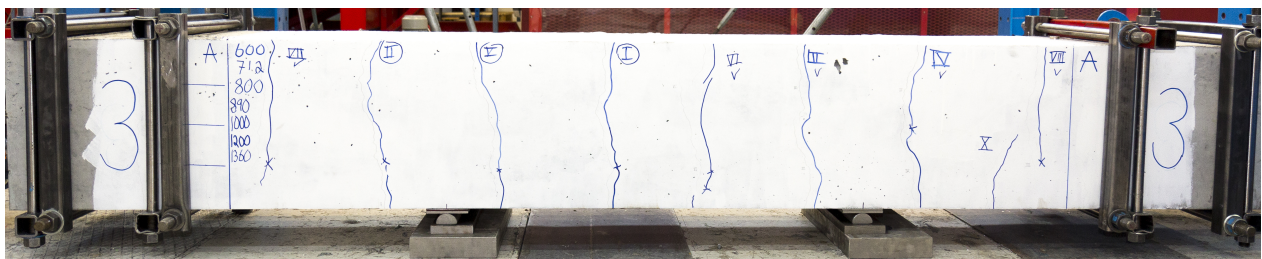
Figur E.5: Rissmønster for prisme 3- $\phi$ 32-c90 for last 805 kN



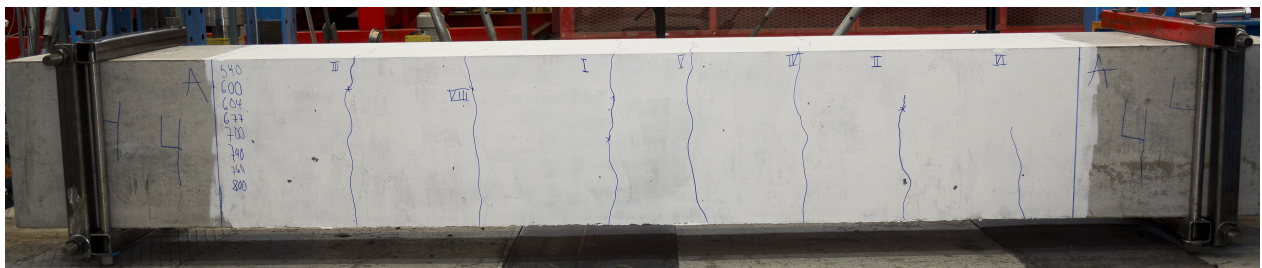
Figur E.6: Rissmønster for prisme 3- $\phi$ 32-c90 for last 1004 kN



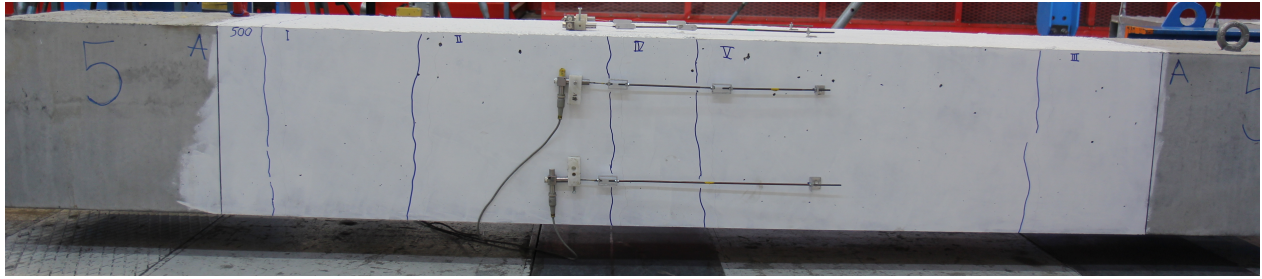
Figur E.7: Rissmønster for prisme 3- $\phi$ 32-c90 for last 1201 kN



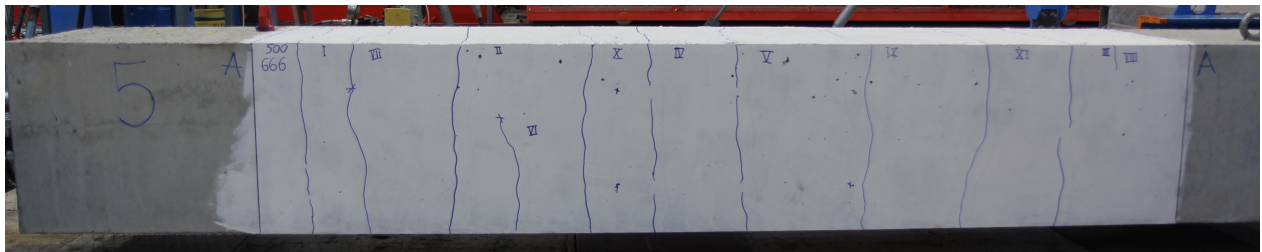
Figur E.8: Rissmønster for prisme 3- $\phi$ 32-c90 for last 1363 kN



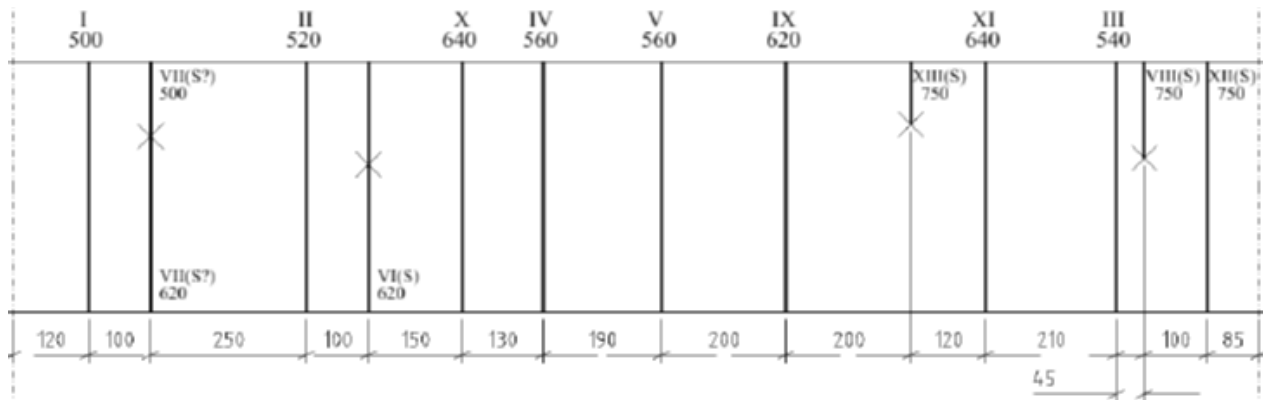
Figur E.9: Rissmønster for prisme 4- $\phi$ 32-c90 for last 804 kN



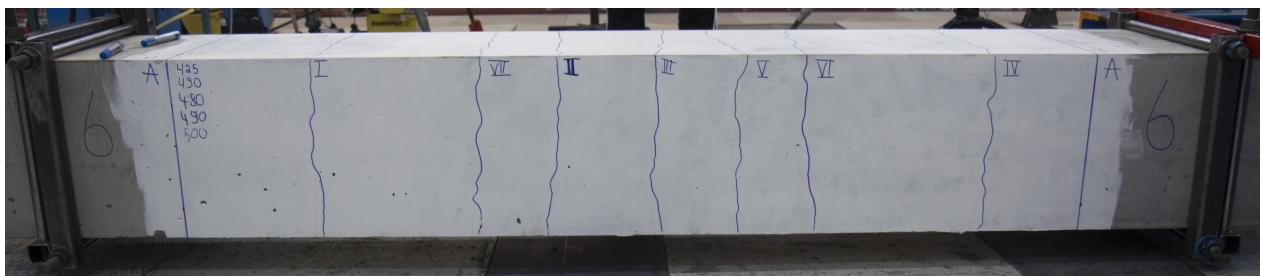
Figur E.10: Rissmønster for prisme 5- $\phi$ 20-c40 for last 520 kN



Figur E.11: Rissmønster for prisme 5- $\phi$ 20-c40 for last 667 kN



Figur E.12: Rissmønster for prisme 5- $\phi$ 20-c40 for last 808 kN



Figur E.13: Rissmønster for prisme 6- $\phi$ 20-c40 for last 503 kN



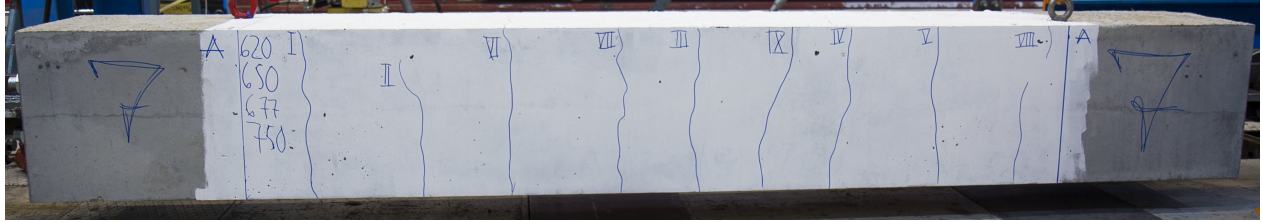


Figure E.14: Rissmønster for prisme 7- $\phi$ 32-c40 for last 753 kN

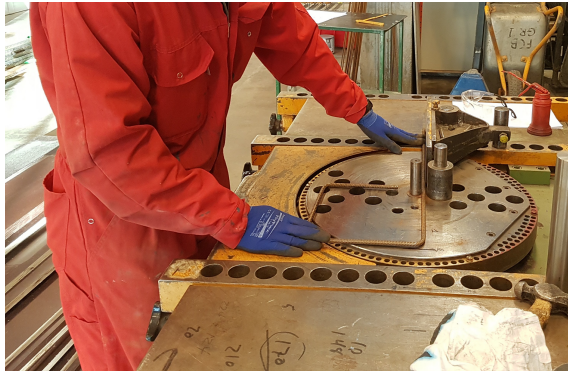


Figure E.15: Rissmønster for prisme 8- $\phi$ 32-c40 for last 753 kN



Figure E.16: Rissmønster for prisme 8- $\phi$ 32-c40 for last 1012 kN

# Vedlegg F: Bildedokumentasjon fra lab.



(a) Samtlige bøyer ble dreid for hånd.



(b) Bøyer sveist med MIG/MAG til hovedarmering i monteringssonen.

Figur F.1: test



Figur F.2: Materialer klargjort for montering før støpeprosessen: gjengestenger, endeplater og armeringskurver.





(a)



(b)

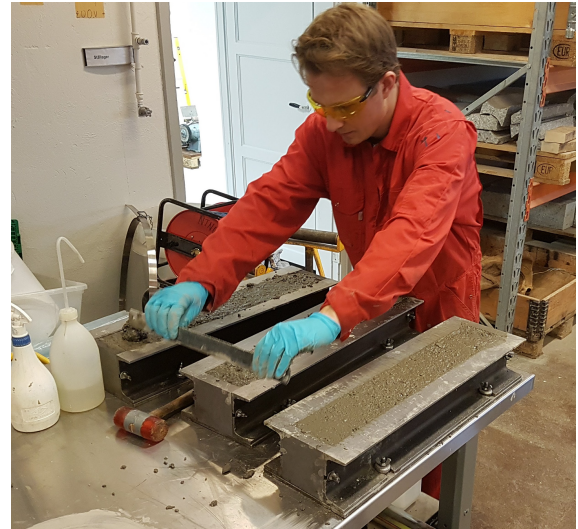
Figur F.3: Armeringskurven ble avstivet for å ivareta nødvendig overdekning i underkant.



Figur F.4: Innvendig dokumentasjon av armeringskurv i monteringssonen, hvor gjengestengene er klargjort før støpeprosessen.



(a) Utstyr til bestemmelse av støpbarheten til den ferske betongen.



(b) Avretting og ferdigstilling for støp av betongprismer.

Figur F.5



(a) Ferdigstøpt og avrettet betong.



(b) Avforming av prøvestykker 2-3 døgn etter støp.

Figur F.6

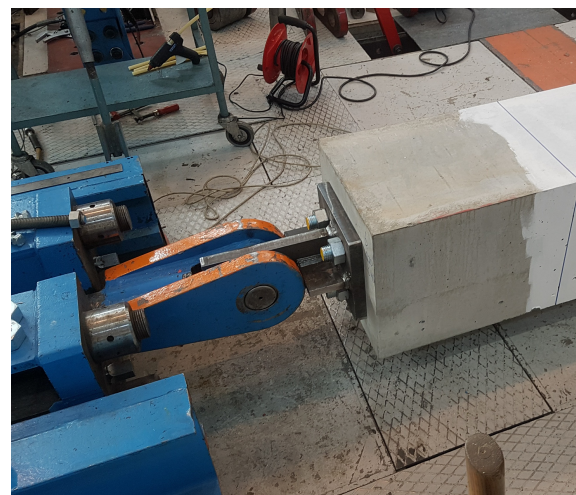




Figur F.7: Testsonen til hvert prøvestykke ble malt for å kunne observere rissdannelsen bedre.



(a) Sveiste stålforbindelser klargjort til montering av prøvestykkene til langslagsmaskinen.

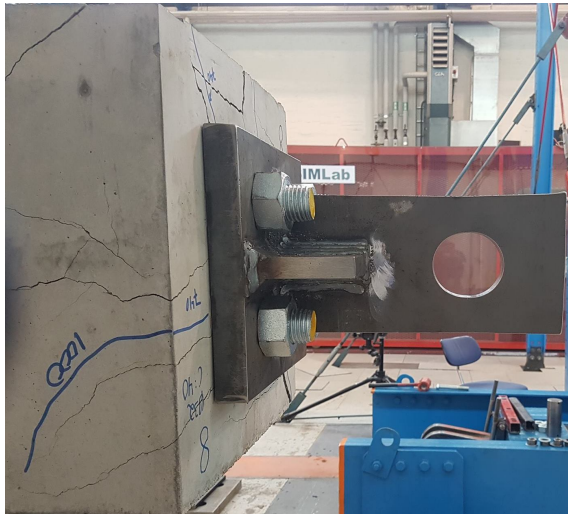


(b) Innfestningen til langslagsmaskinen tilkoblet stålforbindelsen og monteringssonen til et vilkårlig prøvestykke.

Figur F.8

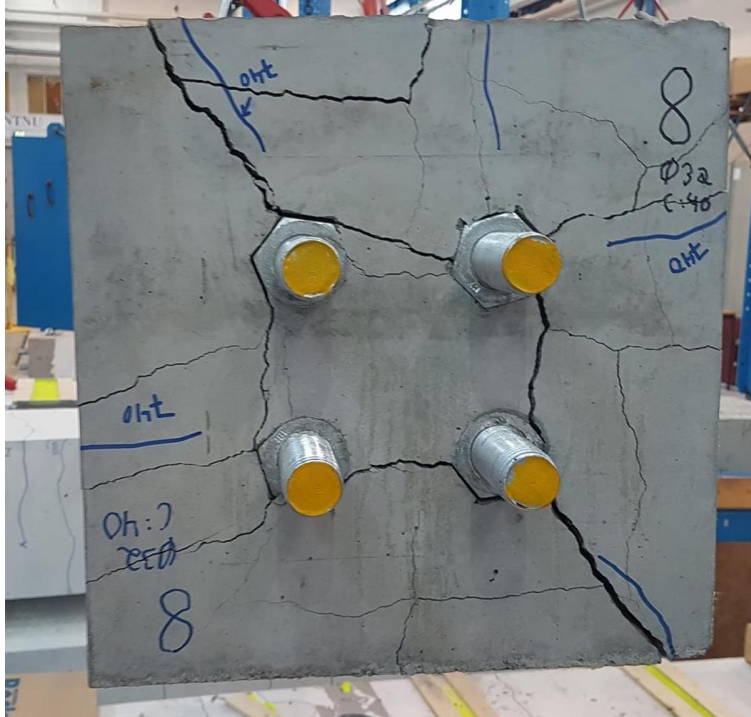


Figur F.9: Overblikksbilde over forsøksområdet.



Figur F.10: Til venstre er stålforbindelsen gått til flyt og til høyre er den forsterkede stålkonsoll til prøvestykke 3- $\phi$ 32-c90.





Figur F.11: Bruddformen til prøvestykke 8- $\phi$ 32-c40.